

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL - UFRGS  
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - CPGEC

**ANÁLISE NUMÉRICA E EXPERIMENTAL DO  
COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS  
ASSENTES EM SOLO MELHORADO**

por

**MÁRCIO ANTÔNIO VENDRUSCOLO**

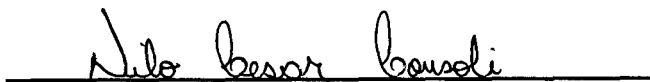
Dissertação a ser apresentada ao corpo docente do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA**.

Porto Alegre

1996

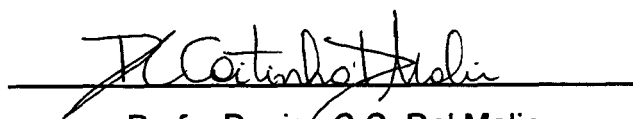
ESCOLA DE ENGENHARIA  
BIBLIOTECA

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



Prof. Nilo Cesar Consoli (Ph.D. - Concordia University - Canadá)

Orientador



Profa. Denise C.C. Dal Molin

Coordenador

### **BANCA EXAMINADORA**

Prof. Adriano Virgílio Damiani Bica

Ph.D. - University of Surrey - UK

Prof. Fernando Schnaid

Ph.D. - University of Oxford - UK

Prof. Jarbas Milititsky

Ph.D. - University of Surrey - UK

Prof. Márcio Muniz de Farias (examinador externo)

Ph.D. - University of Wales - Swansea - UK

**Dedico este trabalho  
aos meus pais Matheus e  
Maria de Lurdes**

## AGRADECIMENTOS

Desejo externar meus agradecimentos às seguintes pessoas e instituições:

Ao professor orientador Nilo César Consoli pela atenção que dedicou a este trabalho, pelos ensinamentos transmitidos, pelo incentivo, e sobretudo, pela amizade.

A todos os professores do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul pelos ensinamentos transmitidos, em especial, aos professores Adriano V.D. Bica, pelo auxílio na realização dos ensaios triaxiais, e Fernando Schnaid, pelas valiosas sugestões e contribuições dadas para a realização deste trabalho.

Aos funcionários do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS, João Floriano da Silva e João Diniz, pela colaboração durante a realização dos ensaios de campo e laboratório.

A auxiliar de pesquisa Fernanda Santos pela colaboração na realização dos ensaios de laboratório.

A CAPES pelo apoio financeiro concedido.

A Wacker Máquinas pelo empréstimo do compactador.

A CEEE pelo empréstimo do caminhão Munck e da retroescavadeira para a realização dos ensaios de campo.

A todos os colegas do CPGEC/UFRGS pelo convívio e amizade. Em especial, a turma de geotecnia de 94, Bibiana Cardoso Fogaça, Dante René Bosch e Maria Regina Horn, pelas muitas horas compartilhadas de estudo, pelo companheirismo e amizade.

Ao Dante René Bosch, João Antônio Harb Carraro, Luís Fernando Pedroso Sales e Luís Otávio Bettiol Prates da Cunha pelo auxílio na realização dos ensaios de campo.

A Bibiana Cardoso Fogaça pelo empréstimo da impressora para a impressão final do presente trabalho.

Ao Antônio Thomé, José Antônio Rohlfes Junior e Fernando Maria Mántaras pelo auxílio durante a realização da análise numérica.

A Diana, Joana, Enes e Wilaldo pelo incentivo e incansável apoio prestado.

A minha família que sempre me auxiliou e incentivou.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	xi
LISTA DE TABELAS.....	xv
LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS.....	xvi
RESUMO.....	xix
ABSTRACT.....	xx

### CAPÍTULO 1

#### INTRODUÇÃO

1.1 COMENTÁRIOS INICIAIS.....	01
1.2 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA.....	01
1.3 OBJETIVOS.....	02
1.4 MÉTODO DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA.....	03
1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	04

### CAPÍTULO 2

#### REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS.....	06
2.1.1 Compactação.....	06
2.1.2 Estabilização com cimento.....	09
2.1.2.1 Generalidades.....	09
2.1.2.2 O mecanismo de estabilização.....	09
2.1.2.3 Materiais apropriados para a estabilização com cimento.....	12

2.1.2.4 Alteração das propriedades do solo.....	14
2.2 DEFORMAÇÕES EM ENSAIOS TRIAXIAIS.....	17
2.3 ENSAIOS DE CAMPO.....	20
2.3.1 Generalidades.....	20
2.3.2 Prova de carga em placa.....	22
2.4 CASOS HISTÓRICOS DO USO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS SOBRE SOLO MELHORADO.....	27
2.5 MÉTODOS NUMÉRICOS.....	30
2.5.1 O Método dos Elementos Finitos.....	31
2.5.2 Aplicações do MEF no estudo de fundações superficiais.....	35

## **CAPÍTULO 3**

### **CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO**

3.1 ESTUDOS PRELIMINARES.....	41
3.2 LOCALIZAÇÃO.....	41
3.3 FORMAÇÃO GEOLÓGICA E PEDOLÓGICA.....	41
3.4 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SUBSOLO.....	44
3.4.1 Ensaio de campo.....	44
3.4.2 Ensaio de laboratório.....	45
3.4.2.1 Índices Físicos.....	45
3.4.2.2 Granulometria.....	45
3.4.2.3 Densidade real dos Grãos.....	48
3.4.2.4 Limites de Atterberg e atividade coloidal.....	48
3.4.2.5 Cisalhamento direto.....	49
3.4.2.6 Ensaio triaxial.....	50
3.4.2.7 Ensaio de medida de sucção.....	51

## **CAPÍTULO 4**

### **DESCRIÇÃO DO PROGRAMA DE PESQUISA**

4.1 ETAPA EXPERIMENTAL.....	52
4.1.1 Ensaio de laboratório.....	52
4.1.1.1 Dosagem da mistura solo-cimento.....	52

4.1.1.2 Ensaio de compactação.....	53
4.1.1.2.1 Materiais utilizados.....	53
4.1.1.2.1.1 O solo.....	53
4.1.1.2.1.2 O cimento.....	54
4.1.1.2.2.3 A água.....	54
4.1.1.2.2 Preparação do solo.....	55
4.1.1.2.3 Mistura.....	55
4.1.1.2.4 Procedimento de ensaio.....	55
4.1.1.3 Ensaio de resistência à compressão triaxial.....	56
4.1.1.3.1 Medição de deformação axial.....	56
4.1.1.3.2 Calibração dos transdutores de deformação axial.....	57
4.1.1.3.3 Aplicação da pressão confinante e da contra-pressão.....	59
4.1.1.3.4 Medição da poro-pressão e da pressão confinante.....	59
4.1.1.3.5 Medição da força axial.....	60
4.1.1.3.6 Medição da variação volumétrica.....	60
4.1.1.3.7 Interface equipamento triaxial-computador.....	60
4.1.1.3.8 Leitura zero dos transdutores.....	60
4.1.1.3.9 Amostragem e moldagem dos corpos de prova.....	61
4.1.1.3.10 Montagem do equipamento.....	61
4.1.1.3.11 Execução do ensaio.....	62
4.1.2 Ensaio de campo.....	63
4.1.2.1 Escavação das valas e preparação do solo.....	63
4.1.2.2 Compactação do solo natural.....	64
4.1.2.3 Compactação da mistura solo-cimento.....	64
4.1.2.4 Descrição do compactador.....	65
4.1.2.5 Determinação da densidade do solo "in situ".....	67
4.1.2.6 Ensaio de placa.....	67
4.1.2.6.1 Sistema de reação.....	68
4.1.2.6.2 Sistema de transmissão de carga.....	68
4.1.2.6.3 Sistema de medição de deslocamentos.....	69



4.1.2.6.4 Execução de ensaio.....	71
4.1.2.6.4.1 Preparação do ensaio.....	71
4.1.2.6.4.2 Aplicação do carregamento.....	71
4.2 ETAPA NUMÉRICA.....	72
4.2.1 O Modelo Pseudo-Elástico Não Linear.....	73
4.2.2 O programa CRISP-90.....	77
4.2.3 Análise numérica.....	79

## **CAPÍTULO 5**

### **APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS**

5.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO.....	80
5.2 ENSAIOS TRIAXIAIS.....	84
5.2.1 Trajetória de tensões efetivas.....	85
5.2.2 Curvas tensão-deformação axial-variação volumétrica.....	85
5.2.3 Módulo secante.....	92
5.2.4 Envoltória de tensões.....	96
5.2.5 Comparação dos ensaios triaxiais com amostras de campo e laboratório.....	98
5.3 ENSAIOS DE PLACA.....	103

## **CAPÍTULO 6**

### **ANÁLISES NUMÉRICAS**

6.1 GENERALIDADES.....	107
6.2 AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS HIPERBÓLICOS DAS CAMADAS DE SOLO NATURAL COMPACTADO E MISTURA SOLO-CIMENTO.....	107
6.2.1 Parâmetros hiperbólicos da camada de solo natural compactado.....	109
6.2.2 Parâmetros hiperbólicos da camada de solo-cimento.....	109
6.2.3 Parâmetros hiperbólicos do solo residual.....	112
6.3 AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS HIPERBÓLICOS.....	112
6.3.1 Previsões dos ensaios triaxiais drenados com amostras de solo natural compactado.....	112

6.3.2 Previsões dos ensaios triaxiais drenados com amostras de solo melhorado com cimento.....	113
6.4 SIMULAÇÃO NUMÉRICA DOS ENSAIOS DE PLACA VERSUS RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	113
6.4.1 Introdução.....	113
6.4.2 Previsão do comportamento de uma placa assente sobre uma camada de solo compactado.....	116
6.4.3 Previsão do comportamento de uma placa assente sobre uma camada de solo melhorado com cimento.....	118
6.5 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	120

## **CAPÍTULO 7**

### **COMENTÁRIOS FINAIS**

7.1 CONCLUSÕES.....	122
7.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	125

<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>127</b>
--	------------

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Diferentes tipos de provas de carga em placa (Pells, 1983).....	24
Figura 3.1 - Localização do campo experimental.....	42
Figura 3.2 - Localização dos ensaios no campo experimental.....	43
Figura 3.3 - Perfil do solo (Consoli e outros, 1985).....	44
Figura 3.4 - Ensaio de placa em solo natural a 1.20 m de profundidade (Cudmani, 1994).....	45
Figura 3.5 - Curvas tensão-deformação-variação volumétrica (Rohlfes Jr., 1996).....	50
Figura 3.6 - Curva característica do Horizonte B (Nakahara, 1995).....	51
Figura 4.1 - Medidor de deformação axial a base de sensores de efeito Hall (Soares, 1992).....	58
Figura 4.2 - Dimensões da escavação.....	63
Figura 4.3 - Compactador tipo Sapo.....	66
Figura 4.4 - Sistema de reação.....	68
Figura 4.5 - Sistema de transmissão de carga e medição de deslocamento (Cudmani, 1994).....	69
Figura 4.6 - Sistema de medição de deslocamento.....	70
Figura 4.7 - Representação hiperbólica em escala transformada (Kondner, 1963).....	75
Figura 4.8 - Representação hiperbólica idealizada da curva tensão-deformação (Kondner, 1963).....	75
Figura 4.9 - Obtenção dos parâmetros K e n do modelo hiperbólico (Kondner, 1963).....	77
Figura 5.1 - Curvas de compactação do solo natural.....	80
Figura 5.2 - Curvas de compactação da mistura solo-cimento.....	81
Figura 5.3 - Curvas de compactação Proctor Normal.....	81

Figura 5.4 - Curvas de compactação Proctor Intermediário.....	82
Figura 5.5 - Curvas de compactação Proctor Modificado.....	82
Figura 5.6 - Trajetória de tensões do solo natural compactado.....	86
Figura 5.7 - Trajetória de tensões do solo melhorado com cimento.....	86
Figura 5.8 - Curvas tensão-deformação axial do solo natural compactado.....	88
Figura 5.9 - Curvas deformação volumétrica-deformação axial para o solo natural compactado.....	88
Figura 5.10-Curvas tensão-deformação axial do solo melhorado com cimento.....	89
Figura 5.11-Curvas deformação volumétrica-deformação axial para o solo melhorado com cimento.....	89
Figura 5.12-Curvas tensão-deformação axial do solo natural compactado.....	90
Figura 5.13-Curvas deformação volumétrica-deformação axial para o solo natural compactado.....	90
Figura 5.14 -Curvas tensão-deformação axial do solo melhorado com cimento com.....	91
Figura 5.15 -Curvas deformação volumétrica-deformação axial para o solo melhorado com cimento.....	91
Figura 5.16 - Comparação das curvas tensão-deformação axial entre o solo natural compactado (TCO) e o solo melhorado com cimento (TCI).....	93
Figura 5.17 - Curvas deformação volumétrica-deformação axial do solo natural compactado (TCO) e do solo melhorado com cimento (TCI).....	93
Figura 5.18 - Comparação das curvas tensão-deformação axial entre o solo natural compactado (TCO) e o solo melhorado com cimento (TCI).....	94
Figura 5.19 - Curvas deformação volumétrica-deformação axial do solo natural compactado (TCO) e do solo melhorado com cimento (TCI).....	94
Figura 5.20 - Variação do módulo secante com a deformação axial com medida local e externa para o solo natural compactado com tensão confinante de 20 kN/m <sup>2</sup> .....	95
Figura 5.21- Variação do módulo secante com a deformação axial com medida local e externa para o solo melhorado com cimento para tensão confinante de 20 kN/m <sup>2</sup> .....	95
Figura 5.22 - Envoltória de tensões de pico para o solo natural compactado	

e o solo melhorado com cimento.....	97
Figura 5.23 - Envoltória de tensões residual para o solo natural compactado e o solo melhorado com cimento.....	97
Figura 5.24 - Comparação das curvas tensão-deformação axial com medida local de amostras de campo e laboratório para o solo natural compactado com tensão confinante de 20 kN/m <sup>2</sup> .....	99
Figura 5.25 - Comparação das curvas tensão-deformação axial com medida local de amostras de campo e laboratório para o solo natural compactado com tensão confinante de 100 kN/m <sup>2</sup> .....	99
Figura 5.26 - Comparação das curvas tensão-deformação axial de amostras de campo e laboratório com medida local para o solo melhorado com cimento com tensão confinante de 20 kN/m <sup>2</sup> .....	100
Figura 5.27 - Comparação das curvas tensão-deformação axial de amostras de campo e laboratório com medida local para o solo melhorado com cimento com tensão confinante de 60 kN/m <sup>2</sup> .....	100
Figura 5.28 - Comparação das curvas tensão-deformação axial de amostras de campo e laboratório com medida local para o solo melhorado com cimento com tensão confinante de 100 kN/m <sup>2</sup> .....	101
Figura 5.29 - Curvas carga-recalque do solo natural compactado.....	104
Figura 5.30 - Curva carga-recalque do solo melhorado com cimento.....	104
Figura 5.31 - Curvas carga-recalque do solo natural, solo compactado e do solo melhorado com cimento.....	105
Figura 6.1 - Calibração da relação hiperbólica $(\varepsilon_1/\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon_1$ para o solo natural compactado.....	110
Figura 6.2 - Calibração da relação $\log (E_i/p_a) \times \log (\sigma_3/p_a)$ para o solo natural compactado.....	110
Figura 6.3 - Calibração da relação hiperbólica $(\varepsilon_1/\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon_1$ para o solo melhorado com cimento.....	111
Figura 6.4 - Calibração da relação $\log (E_i/p_a) \times \log (\sigma_3/p_a)$ para o solo melhorado com cimento.....	111

Figura 6.5 (a) - Comparação entre curvas tensão-deformação experimentais e calculadas analiticamente com o Modelo Hiperbólico para o solo natural compactado.....	114
Figura 6.5 (b) - Comparação entre curvas tensão-deformação experimentais e calculadas analiticamente com o Modelo Hiperbólico para o solo natural compactado.....	114
Figura 6.6 (a) - Comparação entre curvas tensão-deformação experimentais e calculadas analiticamente com o Modelo Hiperbólico para o solo melhorado com cimento.....	115
Figura 6.6 (b) - Comparação entre curvas tensão-deformação experimentais e calculadas analiticamente com o Modelo Hiperbólico para o solo melhorado com cimento.....	115
Figura 6.7 - Malha de Elementos Finitos utilizada na análise dos ensaios de placa circulares em solo melhorado.....	117
Figura 6.8 - Comparação entre os resultados de ensaios de campo e da simulação numérica de uma placa circular assente sobre uma camada de solo natural compactado.....	119
Figura 6.9 - Comparação entre os resultados de ensaio de campo e da simulação numérica de uma placa circular assente sobre uma camada de solo melhorado com cimento.....	119
Figura 6.10 - Comparação das curvas tensão-recalque normalizado entre o solo natural, solo compactado e o solo melhorado com cimento.....	121

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Índices físicos (Nakahara, 1995).....	46
Tabela 3.2 - Análise granulométrica (Meksraitis, 1988; Nakahara, 1995; Rohlfes Junior, 1996).....	46
Tabela 3.3 - Classificação granulométrica (Meksraitis, 1988; Nakahara, 1995; Rohlfes Junior, 1996).....	47
Tabela 3.4 - Limites de Atterberg e atividade coloidal (Nakahara, 1995; Rohlfes Junior, 1996).....	48
Tabela 3.5 - Parâmetros de resistência obtidos por cisalhamento direto (Matos, 1989; Dias, 1987; Meksraitis, 1988; Mántaras, 1994).....	49
Tabela 4.1 - Características físico-químicas do cimento (Silva Filho, 1994).....	54
Tabela 5.1 - Características de compactação.....	83
Tabela 5.2 - Características de compactação de campo.....	84
Tabela 5.3 - Valores do módulo secante de deformação.....	92
Tabela 5.4 - Parâmetros de resistência.....	96
Tabela 6.1 - Parâmetros hiperbólicos.....	113

## LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

$\varphi$	ângulo de atrito interno
$\nu$	coeficiente de Poisson
$\omega$	teor de umidade
$\sigma_1$	tensão principal maior
$\sigma_3$	tensão principal menor
$\varepsilon_a$	deformação axial
$\gamma_d$	densidade aparente seca
$\gamma_{nat}$	densidade natural
$\omega_{ot}$	teor de umidade ótimo
[B]	matriz de relações geométricas
[D]	matriz que contém a lei constitutiva do material
[F]	vetor de forças do sistema completo
[k]	matriz de rigidez do elemento
[K]	matriz de rigidez do sistema completo
[N]	Vetor de funções de interpolação
{ $\varepsilon$ }	vetor de deformações
{ $\Delta$ }	vetor de deslocamentos do sistema completo
{ $\delta$ }	vetor de deslocamentos nodais no elemento
{ $\sigma$ }	vetor de tensões
{f}	vetor de forças nodais no elemento
{R}	vetor resíduo de cargas
A,b	constantes
a,b	constantes do modelo hiperbólico (Equação 4.1)
AASHTO	American Association of State Highway and Transport Officials



$A_c$	Atividade coloidal
ASTM	American Society for Testing and Materials
B	diâmetro da placa, largura da fundação
$c$	coesão
CAH	Aluminato de cálcio hidratado
CEEE	Companhia Estadual de Energia Elétrica
CID	Consolidado Isotropicamente Drenado
CRISP	Critical State Program
CSH	Silicato hidratado de cálcio
D	densidade, diâmetro da placa
$e$	índice de vazios
E	módulo de deformação axial (módulo de Young)
$E_i$	módulo de elasticidade inicial
$E_{s(0.05)}$	módulo secante a 0.05% de deformação axial
$E_{s(0.1)}$	módulo secante a 0.1% de deformação axial
$E_t$	módulo de elasticidade tangente
H	espessura da camada tratada
HRB	Highway Research Board
IP	Índice de Plasticidade
$K, n$	parâmetros do modelo hiperbólico (Equação 4.7)
$K_o$	coeficiente de tensões laterais para deformação unidimensional
$K_{ur}$	parâmetro do modelo hiperbólico para descarregamento- recarregamento
L	largura da sapata
LC	Limite de contração
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de plasticidade
LVDT	Transdutor Diferencial Variável Linear
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
$p_a$	pressão atmosférica
PVA	Podzólico Vermelho Amarelo
$R_f$	parâmetro do modelo hiperbólico (Equação 4.5)

S	grau de saturação
S	Resistência
V	volts

OBS: Não foram inseridos nesta lista símbolos de compostos químicos de conhecimento geral.

## RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo estudar o comportamento de camadas superficiais de solo melhorado como base de fundações superficiais. Nesta pesquisa foram realizados ensaios de placa de 30 cm de diâmetro sobre camadas de solo residual compactado e de solo tratado com cimento (teor de 5% de cimento), ambas com 60 cm de espessura. O programa experimental também incluiu a retirada de amostras de campo das camadas de solo melhorado para a execução de ensaios triaxiais drenados (CID) com medida interna de deformações, a fim de obter parâmetros constitutivos para a realização de simulações numéricas. Uma comparação entre os resultados dos ensaios triaxiais com amostras retiradas em campo e moldadas em laboratório (Rohlfes Junior, 1996) é apresentada. A diferença entre os resultados dos ensaios triaxiais com amostras de campo e laboratório foi significativa para o caso das amostras de solo melhorado com cimento, tal fato é atribuído principalmente à dificuldade de mistura em campo. O Método dos Elementos Finitos foi utilizado para simular o comportamento carga x recalque das placas assentes sobre camadas de solo melhorado. O modelo Pseudo-Elástico Não Linear (Hiperbólico) foi empregado na análise numérica para modelar o comportamento dos novos materiais. Os resultados dos ensaios de placa sobre camadas de solo melhorado demonstraram que houve um aumento significativo da capacidade de suporte, além de uma redução considerável dos recalques, quando comparados ao comportamento carga x recalque do solo natural (Cudmani, 1994). A análise do comportamento de fundações superficiais assentes em solos estratificados, através de simulações numéricas, demonstrou ser eficiente para a previsão do comportamento carga x recalque das mesmas.

## ABSTRACT

The aim of this research is to study the behavior of layers of improved soil as a base for shallow foundations. In this work, plate loading tests of 30 cm diameter have been performed over layers of compacted soil and soil-cement mixtures (5% of cement in weight), both with 60 cm of thickness. The experimental program has also included sampling of improved soils in the field and the execution of drained triaxial tests with internal measurement of deformation. The triaxial tests results were used to obtain constitutive parameters for numerical simulation of the plate loading tests. A comparison between results of triaxial tests with samples collected in the field and obtained in laboratory conditions (Rohlfes Junior, 1996) is presented. The difference between field and laboratory samples was significant mainly for soil-cement mixture, due to field mixing problems. The finite element method was used to simulate the load-settlement behavior of plates based on improved soil layers. The hyperbolic model was used in the numerical analysis to reproduce the stress-strain behavior of the new materials. The results of the plate loading tests on layers of improved soils have shown an increase of bearing capacity, as well as, a reduction of settlements when compared to the test on natural soil (Cudmani, 1994). The analysis of the behavior of shallow foundations based in layered soils, through numerical simulation, have shown its efficiency in forecasting load-settlement behavior in the field.

# **CAPÍTULO 1**

## **INTRODUÇÃO**

### **1.1 COMENTÁRIOS INICIAIS**

A previsão do comportamento carga-recalque de fundações superficiais está entre os problemas mais comuns no projeto de fundações, e ainda assim, é um problema complexo de interação solo-estrutura que requer a utilização de métodos numéricos, entre os quais, o Método dos Elementos Finitos, para a sua solução adequada. Simplificações são usualmente utilizadas na prática de engenharia.

### **1.2 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA**

Um solo ideal para o assentamento de fundações superficiais deve ter boa capacidade de suporte e baixa deformabilidade. É comum, na natureza, a ocorrência de materiais que não preencham essas duas condições, dificultando assim, o uso de fundações superficiais.

A solução construtiva geralmente empregada em locais com perfis de solo de baixa capacidade de suporte e alta deformabilidade é de fundações profundas, as quais, ou transferem as cargas predominantemente através de sua área lateral ou são assentadas em estratos mais resistentes para suportar as cargas de projeto, o que nem sempre é viável técnica e economicamente, já que no caso de habitações de baixo custo, estas fundações podem vir a ser uma parcela considerável no custo total da obra.

Outras alternativas que o engenheiro dispõe são as de remover o material existente no local e substituí-lo por outro de melhor qualidade (Hilmer e outros, 1983) ou modificar as propriedades geotécnicas do solo existente de modo a criar um novo material capaz de possibilitar o uso de fundações superficiais e preencher as exigências de projeto (Minkov e outros, 1981 e 1985; Stefanoff e outros, 1983; Nabil, 1993; Thomé, 1994; Prietto, 1996; Rohlfes Junior, 1996; entre outros).

As propriedades de um solo podem ser alteradas através de diferentes processos. Ingles e Metcalf (1972) apresentam várias recomendações para determinar o método mais adequado para melhorar um determinado tipo de solo, entre as quais, a compactação mecânica e a estabilização físico-química.

A técnica de melhoramento de solos, muito utilizada em pavimentação, nas últimas décadas tem sido aplicada a fundações. Pesquisadores do mundo inteiro tem demonstrado interesse no estudo do comportamento destes tipos de solos e várias pesquisas tem sido desenvolvidas sobre o assunto. Em particular, o grupo de geotecnia do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS tem desenvolvido pesquisas do gênero e alguns resultados obtidos são relatados por Thomé (1994), Prietto (1996) e Rohlfes Junior (1996).

### **1.3 OBJETIVOS**

O objetivo geral do presente trabalho é estudar o comportamento de camadas superficiais de solo melhorado como base de fundações superficiais.

Nesta pesquisa são estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Verificar a aplicabilidade do ensaio de placa na previsão do comportamento carga x recalque de fundações superficiais sobre solo melhorado;

- Comparar os resultados dos ensaios de placa em solo melhorado com resultados dos ensaios de placa em solo natural já realizados no mesmo local (Cudmani, 1994);
- Realizar ensaios triaxiais com amostras de campo do solo melhorado a fim de obter parâmetros constitutivos para a aplicação em simulação numérica;
- Prever o comportamento carga x recalque de fundações superficiais (placas circulares) através de simulações numéricas utilizando o Modelo Pseudo-Elastico Não Linear (Hiperbólico) implementado no programa CRISP-90, o qual é baseado no Método dos Elementos Finitos. Portanto, é analisado o comportamento completo da curva carga x recalque, não sendo objetivo do trabalho a previsão pontual da capacidade de suporte utilizando teorias de equilíbrio limite;
- Verificar a aplicabilidade da metodologia proposta na previsão do comportamento carga x recalque de fundações superficiais assentes sobre camada de solo melhorado.

#### **1.4 MÉTODO DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA**

A presente pesquisa pode ser dividida em 5 partes: (1) revisão bibliográfica, (2) programa experimental, (3) análise dos resultados experimentais, (4) simulações numéricas e (5) redação final.

Na primeira parte foi revisada a literatura existente dos principais tópicos abordados na dissertação: estabilização de solos, ensaios triaxiais, ensaios de placa, casos históricos do uso de fundações superficiais em solo melhorado, Método dos Elementos Finitos, aplicações do Método dos Elementos Finitos no estudo de fundações superficiais.

A segunda parte consistiu no planejamento e execução dos ensaios de campo e laboratório (ensaios de compactação, ensaios triaxiais, execução de duas camadas compactadas de solo melhorado em campo, determinação da densidade "in situ", ensaios de placa).

A terceira parte consistiu na análise dos resultados obtidos na etapa experimental visando identificar a influência do tratamento do solo na resistência e deformabilidade dos mesmos.

A quarta parte, análise numérica, consistiu na previsão do comportamento carga x recalque de uma placa assente em solo melhorado através do uso do Método dos Elementos Finitos (programa CRISP-90), onde se encontra implementado o modelo constitutivo Hiperbólico.

A última parte consistiu na redação final da pesquisa resultando na presente dissertação de mestrado.

## **1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO**

A dissertação foi dividida em 7 capítulos. A seguir é apresentada uma descrição dos assuntos que cada capítulo irá abordar.

No capítulo 1 é feita uma breve introdução onde são definidos o problema de pesquisa, os objetivos e o método de desenvolvimento da pesquisa.

No capítulo 2 é apresentada a revisão da literatura dos principais tópicos abordados nesta dissertação.

No capítulo 3 é apresentada uma descrição do local de estudo com alguns resultados de investigações geotécnicas já realizadas no local.

No capítulo 4 é apresentado o programa experimental com uma descrição dos equipamentos utilizados e dos métodos seguidos para a execução



dos ensaios. É feito também uma descrição do programa CRISP-90 e dos passos necessários para a obtenção dos parâmetros da relação constitutiva utilizada (Modelo Hiperbólico).

No capítulo 5 são apresentados e analisados os resultados experimentais obtidos dos ensaios de campo e laboratório.

No capítulo 6 são apresentados e discutidos os resultados obtidos da análise numérica e são comparados com os resultados experimentais.

No capítulo 7 são apresentadas as conclusões e sugestões para futuras pesquisas.

## **CAPÍTULO 2**

### **REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

#### **2.1 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS**

Denomina-se estabilização de solos, de acordo com Ingles e Metcalf (1972), a aplicação de processos e técnicas que busquem a melhoria das propriedades mecânicas desses materiais. O aumento da resistência, da rigidez e da durabilidade são algumas das alterações mais importantes nas propriedades mecânicas do solo.

A estabilização de solos é uma técnica antiga desenvolvida principalmente para pavimentação, porém, tal conjunto de processos tem sido largamente utilizado, não somente na área de pavimentos, mas em diversas outras áreas, como fundações, contenção de taludes e barragens.

A melhoria das propriedades físicas do solo podem ser obtidas de várias formas, como por exemplo, por compactação, drenagem, estabilização granulométrica, estabilização por processos físico-químicos, estabilização térmica, injeções de materiais estabilizantes, entre outras.

##### **2.1.1 Compactação**

Compactação, de acordo com Hilf (1975), é o processo pelo qual uma massa de solo, constituída de partículas sólidas, ar e água, é reduzida em volume pela aplicação de cargas, essencialmente, pela expulsão de ar do sistema sem significativa mudança na quantidade de água da massa de solo.

Embora existam vários métodos de compactação em laboratório e diferentes tipos de esforços usados na construção de aterros compactados, o efeito da umidade do solo no resultado da densidade é similar para todos os métodos. Para cada procedimento de compactação há uma umidade ótima para a qual resulta o estado de maior densidade ou estado de maior compactidade. Cada solo tem sua própria curva característica densidade x umidade para um dado esforço de compactação.

A compactação realizada em umidades inferiores ou superiores à ótima resulta em densidades menores.

A altas umidades, a densidade é baixa porque grande parte do volume é ocupado pela água. Quando a saturação é alcançada, isto é, quando todo o ar é expulso, a força de compactação é aplicada à água nos poros, desenvolvendo poropressão, o que impede a compactação. A baixas umidades, a grande resistência entre as partículas é devido à alta sucção que impede maiores deformações.

Proctor (1933), citado por Hilf (1975), salienta que a umidade num solo relativamente seco cria efeitos de capilaridade (sucção) que mantém as partículas unidas resultando em alta resistência de atrito, que se opõe ao esforço de compactação.

Segundo o mesmo autor, a compactação do solo com maiores umidades causa um rearranjo das partículas devido ao aumento da lubrificação fornecido pela água, a tal ponto que a umidade, combinada com uma pequena quantidade de ar que o processo de compactação não pode remover, torná-se suficiente para preencher os vazios quando o processo de compactação é concluído.

Lambe e Whitman (1979), analisando a influência da compactação na estrutura do solo, salientam que para uma mesma energia de compactação e um mesmo peso específico seco dados, o solo tende a estar mais floculado quando a compactação se dá no ramo seco, umidade inferior à ótima, do que no ramo úmido, umidade superior à ótima. Para uma determinada umidade, o aumento da energia

de compactação tende a dispersar o solo, ordenando as partículas a uma distribuição aproximadamente paralela, especialmente no ramo seco. O aumento da umidade tende a aumentar a repulsão entre as partículas, permitindo assim uma reorganização mais ordenada com uma certa quantidade de energia.

Fazendo uma análise sobre a influência da compactação sobre as propriedades mecânicas do solo, os mesmos autores comentam que a natureza e magnitude da compactação tem uma influência importante sobre o comportamento do solo compactado. O aumento da umidade de compactação no ramo seco resulta em uma redução da permeabilidade à medida que se aproxima da umidade ótima. Em geral, a compactação do solo aumenta sua resistência, diminui sua compressibilidade e sua permeabilidade.

Lambe e Withman (1979) mostram ainda a diferença nas características de compactação entre duas amostras de argila saturada com o mesmo peso específico, uma compactada no ramo seco e outra no ramo úmido. Com baixas pressões, a amostra compactada no ramo úmido é mais compressível que a compactada no ramo seco. Por outro lado, a altas pressões, a amostra compactada no ramo seco é mais compressível que a amostra compactada no ramo úmido.

Vargas (1978) mostra a variação da resistência à penetração obtida através de ensaios CBR com a umidade de moldagem. O solo compactado no ramo seco apresenta maior resistência à penetração, atribuída a alta tensão capilar nos vazios, porém, diminui à medida que aumenta o teor de umidade. Embora o corpo de prova moldado no ramo seco apresente maior resistência, quando submetido este corpo de prova à saturação, a mesma diminui a ponto de ser inferior a do corpo de prova moldado na umidade ótima, sob as mesmas condições de saturação. O autor salienta que aterros bem compactados não são aqueles que apresentam maior resistência, e sim, são aqueles cuja resistência é estável independente das condições climáticas.

## **2.1.2 Estabilização com cimento**

### **2.1.2.1 Generalidades**

De acordo com Ingles & Metcalf (1972), a adição de pequenas quantidades de cimento, até 2%, modificam as propriedades do solo, enquanto que quantidades maiores alterarão radicalmente as suas propriedades.

Em função deste grau de alteração, muitos autores distinguem os termos solo estabilizado e solo melhorado ou tratado. Para Núñez (1991), o termo solo estabilizado designa misturas de solo e aditivo com características de durabilidade e resistência que permitam o seu emprego como base de pavimento rodoviário. Já o termo solo melhorado, é empregado a misturas de solo e aditivo que não apresentam características suficientes para emprego como base de pavimento devido ao seu baixo teor de aditivo, embora ocorram alterações em suas propriedades mecânicas.

Portanto, nesta pesquisa empregou-se o termo solo melhorado para as misturas de solo e aditivo devido ao teor de cimento utilizado estar abaixo do ideal segundo o método físico-químico descrito por Ceratti & Casanova (1988).

### **2.1.2.2 O mecanismo de estabilização**

O mecanismo de combinar solo com cimento é muito similar ao concreto. A distinção está no agregado, que no concreto possui uma granulometria grossa e as partículas de cimento envolvem o agregado granular ligando suas partículas, dando considerável resistência ao concreto. Já no solo-cimento, as partículas de cimento são envolvidas pelos grãos de solos finos resultando em ligações menos resistentes.

Handy (1958) enfatizou que as ligações químicas que se desenvolvem entre o cimento e as superfícies minerais são mais importantes nas misturas de

granulação mais fina, como a do solo-cimento, do que em misturas de graduação grosseira, tal qual o concreto.

Nishida e Kawamura (1971) sugeriram que a resistência do solo-cimento seria principalmente originada por ligações químicas secundárias, tais como forças de Van der Waals, que atuam entre as partículas de quartzo ou feldspato e as de gel de cimento hidratado.

A formação de produtos de reações secundárias devido a reação da cal liberada durante a hidratação, com caolinita e montmorilonita, foi demonstrada por Herzog e Mitchell (1963). Foi sugerido pelos autores que o processo de endurecimento do solo-cimento se deve à cimentação de partículas de argila pelos produtos de hidratação e pelos produtos de reações secundárias. A rigidez e a resistência do solo-cimento foram atribuídas à formação de um esqueleto composto desses materiais, através da massa do solo.

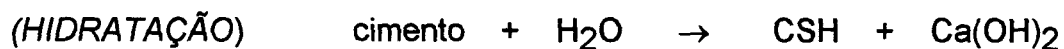
Moh (1965) estudou a natureza dos produtos de reações secundárias formadas a partir de quartzo, caolinita e silicato tricálcico e identificou silicatos e aluminatos de cálcio. O autor observou reduções nos picos de difração do quartzo e do hidróxido de cálcio, bem como a formação de CSH fracamente cristalizado. Essas observações parecem provar que as superfícies das partículas de quartzo são dissolvidas no meio alcalino e convertidas em gel silicato.

As reações que ocorrem no sistema solo-cimento podem ser divididas em reações primárias e reações secundárias. Em solos muito granulares e sem argila, a ação cimentante se dá através dos produtos das reações primárias, já em solos predominantemente argilosos, a ação cimentante se dá através das reações secundárias.

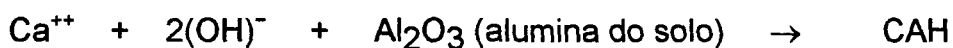
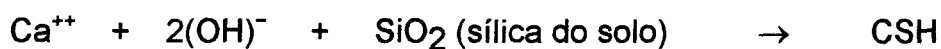
A partícula de cimento Portland é uma substância heterogênea contendo fases silicatadas ( $C_3S, C_2S$ ) e fases aluminosas ( $C_3A, C_4AF$ ), onde,  $C=CaO$ ,  $S=SiO_2$ ,  $A=Al_2O_3$ ,  $F=Fe_2O_3$  e  $H=H_2O$ .

Conforme descrito por Moh (1965), as reações solo-cimento podem ser representadas como:

### REAÇÕES PRIMÁRIAS



### REAÇÕES SECUNDÁRIAS



Portanto, na primeira fase, das reações primárias, é produzida a cal. Na segunda fase, das reações secundárias, as substâncias cimentantes são formadas sobre a superfície das partículas de argila ou em sua vizinhança, causando a floculação dos grãos de argila cimentados nos pontos de contato.

Noble (1967) também explicou o mecanismo de reação de argilominerais com cimento portland e atribuiu o ganho de resistência, observado em corpos de prova curados por sete dias, a:

- Floculação inicial das partículas de argila que facilita a cimentação.
- Hidratação do cimento, com geração de partículas cimentantes de grande superfície específica, e possível combinação química de sílica e alumina com hidróxido de cálcio para produção adicional de partículas cimentantes.

- Cristalização do hidróxido de cálcio, que cimenta as partículas discretas e as flocula.

O mesmo autor observou, entretanto, que a hidratação de grãos de cimento pode ser inibida pelo encapsulamento do cimento por argilas de granulação muito fina e por géis de CSH e/ou CAH, recém formados.

Ceratti & Casanova (1988) dividem o processo de estabilização com cimento em duas fases distintas. A primeira consiste na hidrólise do cimento. Nesta etapa há a formação da cal, o pH se eleva a até aproximadamente 12 e a mobilidade da fase líquida é diminuída. Após alguns minutos se observa forte floculação. A segunda fase se caracteriza pela formação de substâncias cimentantes sobre as superfícies das partículas de argila ou em sua vizinhança causando a cimentação dos grãos de argila floculados nos pontos de contato.

### **2.1.2.3 Materiais apropriados para a estabilização com cimento**

Os materiais a serem considerados na estabilização com cimento são, naturalmente, o cimento, o solo e a água. O produto da interação entre eles é o resultado final desejado.

Qualquer solo, com a exceção de materiais altamente orgânicos, pode ser estabilizado com cimento e melhorar as suas propriedades.

A matéria orgânica pode retardar ou impedir a hidratação do cimento em misturas solo-cimento. Uma razão é que a matéria orgânica absorve os íons cálcio e, portanto, a adição de cal hidratada pode permitir que o solo seja tratado com cimento. Além disso, a presença de sais, especialmente sulfatos, bem como um pH ácido, são fatores que também inibem o desenvolvimento da resistência de um solo tratado com cimento.



Alguns autores, como Epps, Dunlap & Gallaway (1971), citados por Núñez (1991), observaram uma relação entre o pH ácido e a reatividade dos solos com cimento. Solos com pH baixo não reagem normalmente com o cimento.

Croft (1967) concluiu que alguns argilominerais interferem na ação estabilizante do cimento. Solos caoliníticos ou ilíticos são mais apropriados para estabilização com cimento do que solos que contêm grandes quantidades de argilominerais expansivos. A ação do cimento nos argilominerais é reduzir o IP e aumentar o LC. A estabilidade do solo-cimento ao intemperismo depende da composição do solo.

A Associação de Cimento Portland adota os critérios da AASHTO e estipula que, na execução de solo-cimento, os solos empregados devem ter as seguintes características:

- diâmetro máximo = 75 mm
- passando na peneira 4 (4.8mm)  $\geq$  50%
- passando na peneira 40 (0.42mm) de 15 a 100%
- passando na peneira 200 (0.075mm)  $\leq$  50%
- limite de liquidez  $\leq$  40%
- índice de plasticidade  $\leq$  18%

Estudos desenvolvidos por Sherwood (1958), citado por Núñez (1991), indicam que teores de sulfatos superiores a 0.5% (no solo) podem provocar aumento de volume, com a conseqüente perda de resistência, a solos tratados com cimento.

Para Ingles & Metcalf (1972), solos com grande quantidade de argila são difíceis de misturar e requerem grande quantidade de aditivos para uma significativa mudança em suas propriedades.

Com respeito ao cimento, de acordo com Ingles & Metcalf (1972), qualquer tipo de cimento pode ser usado na estabilização, embora o cimento

Portland comum seja o mais comumente utilizado. O uso de cimento de alta resistência inicial pode ser útil em solos orgânicos devido ao seu maior teor de cálcio que pode contrabalançar a presença de matéria orgânica. Agentes retardadores de pega podem ser utilizados para minorar o efeito de demora na compactação sobre a resistência.

A utilização de água potável nas misturas de solo-cimento é satisfatória, não há uma exigência precisa da qualidade da água a ser utilizada, de acordo com Ingles & Metcalf (1972). A quantidade de água utilizada é função do teor de umidade ótimo para a compactação e não da quantidade necessária para a hidratação do cimento.

#### **2.1.2.4 Alteração das propriedades do solo**

As propriedades de solos estabilizados com cimento dependem primeiro do cimento e segundo da compactação, conforme Ingles & Metcalf (1972). Da mesma forma que na estabilização mecânica, a compactação é também importante, não apenas no grau, mas também no tempo, pois se realizada após a hidratação do cimento é ineficaz.

Com o aumento do teor de cimento, a resistência e a capacidade de suporte aumentam; a durabilidade a ciclos de umedecimento e secagem aumenta; a permeabilidade em geral diminui, exceto em solos argilosos; a tendência a contração pode aumentar em solos granulares e a tendência à expansão de solos argilosos diminui.

A resistência aumenta linearmente com o teor de cimento, mas em diferentes proporções para diferentes solos. Outro fator importante é a densidade, e segundo Ingles & Metcalf (1972), vários trabalhos demonstraram que a relação entre resistência e densidade é da forma:

$$S = Ae^{bD}$$

onde: **S** é a resistência, **D** é a densidade, e **A** e **b** são constantes.

Núñez (1991) observou uma relação linear entre a resistência à compressão simples e o teor de cimento, salientando que quanto mais cimento disponível houver, maior será a quantidade de produtos cimentantes primários de hidratação e também maior a quantidade de cal liberada para a formação dos produtos cimentantes secundários. O fato da dependência entre a resistência à compressão simples e o teor de cimento com o tempo de cura fortalece esta afirmativa.

A influência do teor de umidade na resistência tem sido estudado por diversos autores. Villar Filho, Lucena e Ferreira (1982) constataram que a curva resistência à compressão simples versus teor de umidade tem a forma semelhante à curva peso específico aparente seco máximo versus teor de umidade, com o pico de resistência ocorrendo próximo da umidade ótima. Núñez (1991) observou uma queda da resistência para os corpos de prova moldados próximos e acima da umidade ótima.

Segundo Herzog e Mitchell (1963), o aumento da resistência à compressão simples com o tempo de cura se deve ao endurecimento dos produtos cimentantes primários e à produção de materiais cimentantes secundários por reações secundárias, tipo pozolânicas, entre os argilominerais do solo e a cal liberada durante a hidratação do cimento. Núñez (1991) observou que um teor de 3% de cimento não foi suficiente para ocorrência significativa dessas reações e conseqüente ganho de resistência com o tempo.

As várias formas de cura também afetam a resistência, a generalização que pode ser feita é que as altas temperaturas aumentam a velocidade de ganho de resistência, e que excessiva secagem aumenta a resistência mas provoca o fissuramento. A imersão reduz a resistência, particularmente em solos argilosos.

A demora na compactação é a maior causa da perda de resistência porque com o começo da hidratação formam-se grumos resistentes, a mistura torna-

se difícil de compactar e a densidade final atingida será menor. Núñez (1991) obteve uma queda de até 30% na resistência ao deixar a mistura de solo-cimento solta durante 4 horas. Toledo (1989) também verificou a perda de resistência com a demora na compactação, salienta ainda, que se o tempo entre a mistura e a compactação for limitado em uma hora, não há perda significativa de resistência.

Com relação aos limites de consistência, se um solo plástico for tratado com cimento seu IP diminuirá, sendo ocasionado principalmente pelo aumento do LP. É possível, em alguns solos, que o LL sofra mudança semelhante e o IP permaneça inalterado.

Núñez (1991) observou um ligeiro aumento do LL e do LC com a adição de cimento. A adição de 3% de cimento tornou o solo não plástico.

Com relação à curva de compactação, Kézdi (1979) relata que a umidade ótima e o peso específico aparente seco máximo não variam muito com adição de cimento. O peso específico máximo aumenta se o solo estabilizado for arenoso; não se altera no caso de argilas não plásticas; aumenta ligeiramente no caso de argilas plásticas e sofre pequena redução no caso de siltes. Pequenas mudanças são observadas na umidade ótima de compactação.

Segundo Núñez (1991), as curvas de Proctor não seguem um padrão definido para misturas solo-cimento como no caso da mistura solo-cal, onde a curva se desloca para baixo e para a direita. Outra consequência da adição de cimento é que o solo torna-se mais sensível aos efeitos da água, isto é, os dois ramos da curva do Proctor são mais próximos quando comparados ao solo não tratado com cimento. Assim, pequenas variações no teor de umidade podem alterar acentuadamente o peso específico aparente seco.

Núñez (1991) constatou que com apenas 3% de cimento a expansibilidade foi drasticamente reduzida, não apresentando maiores reduções com teores mais elevados de cimento.

## 2.2 DEFORMAÇÕES EM ENSAIOS TRIAXIAIS

As medições de deformações em ensaios triaxiais tem sido feitas, convencionalmente, externamente à câmara triaxial. Estas medições de deformações externas estão sujeitas a problemas tais como restrições à deformação do corpo de prova (devido ao atrito entre a pedra porosa e o corpo de prova), deformações devidas ao acomodamento do pistão-cabeçote, cabeçote-pedra porosa, pedra porosa-corpo de prova, falta de alinhamento destas peças, deformações da câmara triaxial e do pórtico de cargas do equipamento (Baldi e outros, 1988; Campos e Marinho, 1986; Campos 1988). Estes erros são significativos a pequenas deformações e afetam o cálculo de parâmetros de deformabilidade do solo, como o módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). No caso do módulo de Young, seu valor pode ser subestimado em até uma ordem de magnitude (Jardine e outros, 1984). Vários outros autores tem documentado estes erros, como por exemplo, Burland e Symes (1982), Costa Filho (1985), Clayton e Khatrush (1986).

Os erros induzidos pelo equipamento podem ser estimados com confiança através de cuidadosa calibração (Atkinson e Evans, 1985; Bressani, 1990), porém, os erros causados pela restrição a deformação do corpo de prova (atrito pedra porosa-corpo de prova) e pelo acomodamento não podem ser facilmente removidos.

Bressani (1990) identifica como sendo a inclinação do cabeçote o principal fator causador de erros em medições externas. Bressani (1995) desenvolveu técnicas que minimizam estes erros e melhoram os resultados dos ensaios.

Com o desenvolvimento de métodos numéricos, tais como o Método dos Elementos Finitos, surge a necessidade da obtenção de parâmetros de resistência e deformabilidade mais precisos. Para isso, tem sido utilizada a técnica de medida de deformações axial e radial na parte central do corpo de prova, a qual é denominada medição local de deformações.

Estudos recentes tem demonstrado a importância da determinação correta de parâmetros de deformabilidade do solo a pequenas deformações, inferiores a 0.5%, visando a utilização em análises por elementos finitos. Por outro lado, a instrumentação de obras geotécnicas tem revelado que deformações no interior do solo são, em condições de utilização, freqüentemente pequenas (Burland, 1989).

Diversos modelos de transdutores de deslocamento para medição local de deformações tem sido desenvolvidos visando medir deformações axiais e radiais. Os transdutores locais de deformação axial normalmente são instalados aos pares, em posições diametralmente opostas, fixados diretamente ao corpo de prova ou colados na membrana.

Os principais tipos de transdutores de deslocamento axial referidos na literatura são: tipo transdutor diferencial variável linear (Brown e Snaith, 1974; Costa Filho, 1985); tipo eletrônível (Burland e Symes, 1982); tipo pêndulo com extensômetros elétricos de resistência (Ackerty e outros, 1987); tipo fita metálica com extensômetros de resistência (Goto e outros, 1991) e tipo sensor de efeito Hall (Clayton e Khatrush (1986), Clayton e outros (1989)). Transdutores de deslocamento radial podem ser do tipo transdutor diferencial de variação linear (Brown e Snaith, 1974), tipo fita metálica com extensômetros elétricos de resistência (Schnaid e outros, 1983) e tipo sensor de efeito Hall (Bressani, 1990).

O efeito Hall é observado quando uma placa metálica ou semicondutora (em cujo plano flui uma corrente elétrica) é situada em um campo magnético no qual as linhas de fluxo são perpendiculares a placa e a corrente. O efeito consiste na deflexão da corrente elétrica no interior da placa. Uma diferença de potencial é gerada segundo uma direção normal à corrente. Esta diferença de potencial é diretamente proporcional à intensidade do campo magnético e à intensidade da corrente elétrica. Estes sensores são excitados com corrente contínua de 8 volts e apresentam uma voltagem de saída elevada que varia linearmente com a intensidade do fluxo magnético em uma faixa específica (Clayton e outros, 1989).

Os sensores de efeito Hall podem ser utilizados para medir deslocamentos desde que sejam situados em algum campo magnético onde a intensidade varie com o deslocamento relativo do sensor. Este campo magnético pode ser gerado por ímãs permanentes (Soares e outros, 1994).

Os transdutores de deformação local com sensores de efeito Hall tem possibilitado detectar deformações menores que 0.002%. Estes instrumentos são leves, apresentam baixo custo e são pouco sensíveis a variações de temperatura e vibrações. Um modelo de transdutor de deformação axial foi proposto por Clayton e Khatrush (1986) e outro modelo de deformação radial foi proposto por Bressani (1990).

Burland (1989) apresentou resultados de instrumentação de silos construídos sobre rocha branda. As curvas tensão vertical x deformação do silo apresentaram fluência para deformações no solo geralmente inferiores a 0.03%. O autor cita outro caso onde as deformações medidas nas proximidades de um túnel construído em argila na cidade de Londres foram geralmente inferiores a 0.05%.

Marsland e Eason (1973), citado por Burland (1989), mostram os resultados de um ensaio de placa nos quais os deslocamentos foram medidos a diversas profundidades abaixo da placa. Os valores de módulo do ensaio de placa foram comparados com os valores obtidos em ensaios de laboratório realizados com medida local através de transdutores diferencial variável linear (LVDT). Uma boa aproximação foi obtida entre os valores de laboratório e "in situ".

Martins (1994) estudou o efeito da cimentação no comportamento de solos tropicais e observou que deformações da ordem de 0.1% a estrutura cimentante começava a ser rompida, e salienta ainda, a importância da medida local neste caso. Uma comparação também foi feita entre medida local e externa, o autor observou que as deformações axiais com medida local foram sensivelmente menores que as obtidas com medida externa para os mesmos níveis de tensão desvio. Com a medida externa, os erros no Módulo de Young foram consideráveis para deformações axiais inferiores a 0.5%.

Prietto (1996) estudou o comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado através de ensaios triaxiais drenados com a utilização de transdutores de deslocamento a base de sensores de efeito Hall. O autor constatou uma diferença razoável entre os valores do módulo de deformação com medida local e externa.

## **2.3 ENSAIOS DE CAMPO**

### **2.3.1 Generalidades**

A prática de investigações "in situ" é indiscutivelmente um dos mais importantes aspectos de um trabalho de engenharia geotécnica. O objetivo principal dos ensaios de campo é a obtenção de todos os dados geotécnicos relevantes de um local em questão, a fim de que um projeto de engenharia possa ser satisfatoriamente realizado.

As investigações geotécnicas podem estabelecer principalmente os seguintes aspectos:

- A estratigrafia do solo de um determinado local;
- as propriedades de engenharia do solo deste local;
- a previsão do comportamento da estrutura a ser projetada naquele local.

A crescente utilização dos ensaios de campo, segundo Mitchell e Lunne (1978), citado por Cudmani (1994), é devido principalmente a:

- habilidade para determinar as propriedades de solos, tais como areias, que não podem ser facilmente amostradas no estado natural;



- eliminação das dificuldades dos ensaios de laboratório, tais como amolgamento na amostragem e simulação das condições "in situ";
- o volume de solo envolvido no ensaio é muito maior que o correspondente a um ensaio de laboratório.

Segundo Robertson (1986), os ensaios "in situ" também possuem suas limitações, as quais podem ser citadas abaixo:

- a trajetória de tensões não pode ser controlada durante a execução do ensaio e pode ser diferente àquela do problema real;
- as condições de drenagem não podem ser controladas independentemente;
- possíveis futuras modificações nas condições do solo não podem ser consideradas.

O mesmo autor divide os ensaios de campo aplicados a engenharia de fundações em dois grupos:

- ensaios para determinar a estratigrafia do solo;
- ensaios para avaliar propriedades específicas do solo.

No primeiro grupo, encontram-se ensaios de penetração tais como: ensaios de penetração dinâmica (SPT ou DCPT), ensaio de cone penetrometria estático (CPT), dilatômetro (DMT). Estas técnicas podem fornecer estimativas de vários parâmetros geotécnicos baseados em correlações empíricas.

No segundo grupo, podem ser mencionados: ensaio pressiométrico (PMT), ensaio pressiométrico auto-perfurante (SBPT), ensaio de placa (PLT), ensaio de placa helicoidal (SPLT), ensaio de palheta (VANE TEST), entre outros.

### 2.3.2 Prova de carga em placa

Provas de carga em placa foram uma das primeiras aplicações dos ensaios "in situ" para a determinação de propriedades de deformação e de ruptura do solo. Este tipo de ensaio tem sido utilizado em geotecnia não só especificamente em projeto de fundações mas também no estudo do comportamento de pavimentos.

As provas de carga em placa possuem a principal vantagem de serem mais econômicas em relação às provas de carga em verdadeira grandeza. Outros fatores que podem levar a utilização deste tipo de ensaio são citados abaixo (Cudmani, 1994):

- o ensaio tem mostrado ser adequado para o estudo do comportamento de fundações superficiais, devido ao fato de que em ambos os casos o solo é submetido ao mesmo tipo de carregamento;
- o ensaio permite a observação da forma de ruptura que experimenta o solo quando carregado pela fundação (interação solo-estrutura);
- a existência de um grande número de soluções matemáticas fechadas, procedimentos empíricos e semi-empíricos que podem ser utilizados para interpretar os resultados experimentais;
- as condições geométricas do problema são perfeitamente conhecidas, facilitando a aplicação de soluções analíticas, especialmente o Método dos Elementos Finitos.

De acordo com Pells (1983), os ensaios de placa podem ser classificados de acordo com o material a ser ensaiado e de acordo com a forma de execução do ensaio.

Considerando primeiro o material a ser ensaiado, é necessário separar em areias, argilas e rochas, pelos seguintes motivos:

- Os depósitos arenosos usualmente apresentam rigidez crescente com a profundidade, efeito que deve ser considerado na extrapolação do ensaio de placa;
- Em argilas, podem ser considerados condições drenadas e não drenadas;
- As rochas são usualmente ensaiadas a fim de se ter uma idéia da redução do módulo devido a presença de juntas, fissuras e outras descontinuidades.

Em termos de forma de execução, os seguintes tipos de ensaios de placa podem ser considerados (Figura 2.1):

I. Ensaio de placa na superfície, pode ser considerado como ensaio de placa convencional;

II. Placa carregada na superfície por um tensor ancorado centralmente à placa fora da zona de influência;

III. Similar ao anterior, porém com o tensor ancorado na zona de influência da placa;

IV. Placa sobre a base de um furo no terreno;

V. Placa carregada na direção horizontal;

VI. Placa carregada sobre bloco de concreto embutido no terreno;

VII. Múltiplas placas com uma combinação das configurações dadas acima.

Pells (1983) salienta que a placa pode ser flexível ou rígida. Quanto aos deslocamentos, podem ser medidos sobre a placa, no centro de uma placa

flexível, em pontos sobre a superfície do terreno fora da área carregada, ou no interior da área carregada através de extensômetros.

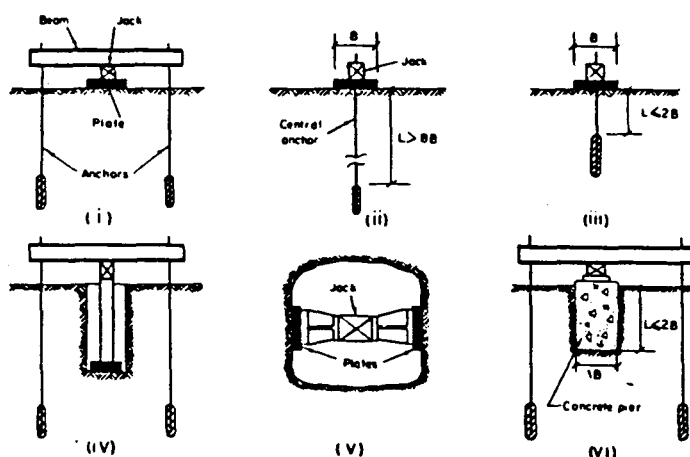


Fig 2.1 - Diferentes tipos de provas de carga em placa (Pells, 1983)

Terzaghi (1967) comenta o fato de que os resultados das provas de carga somente representam as características do solo até aproximadamente dois diâmetros abaixo da placa. Portanto, os resultados não podem ser extrapolados a sapatas de maiores diâmetros quando a mesma solicita camadas de distintas características às do ensaio. Para evitar este problema, é necessário conhecer a estratigrafia do local de estudo.

Marsland e Eason (1973), citado por Cudmani (1994), pesquisando a argila de Londres através de provas de carga "in situ", chegaram à conclusão que, para uma razão de 1.5 a 2.0 entre o diâmetro da cava e o da placa, a capacidade de carga era igual à obtida na superfície.

Cudmani (1994) realizou ensaios de placa em solo natural no mesmo local de estudo onde realizou-se esta pesquisa. Os ensaios foram realizados a diferentes profundidades e com vários tamanhos de placa. A partir dos resultados, o autor observou que:

- a dispersão dos resultados foi inversamente proporcional ao diâmetro da placa. O autor atribui esta dispersão ao amolgamento produzido durante a preparação do ensaio e à heterogeneidade do solo;
- o efeito da profundidade foi comprovado, a maiores profundidades uma mesma placa a uma dada pressão apresentou recalques menores;
- as curvas carga x recalque não apresentaram uma carga de ruptura definida, isto é, uma magnitude de carga constante a contínuas deformações. Este comportamento é característico de rupturas por puncionamento;
- as deformações elásticas são de pequena magnitude quando comparadas com as deformações plásticas;
- a tensão de fluência determinada através dos ensaios de placa coincide com a tensão de pré-adensamento avaliada no ensaio de compressão confinada;
- a relação carga-recalque é praticamente linear até este valor de tensão de fluência definido;
- a previsão da capacidade de suporte pela teoria proposta por Terzaghi (1943) considerando a redução dos parâmetros resistentes conduz a boas previsões dos valores experimentais;
- a previsão de recalques através de procedimentos empíricos embasados em resultados de provas de carga se mostrou adequada na estimativa dos recalques do solo estudado.

Hilmer e outros (1983) removeram 600 000 m<sup>3</sup> de solo siltoso mole para substituição por pedregulho compactado a fim de ser construído no local uma fábrica de manufaturados. Além dos ensaios dinâmicos, em vista das altas cargas

dinâmicas produzidas pelas máquinas, foram realizados 270 provas de carga em placa com diâmetros de 0.30, 0.40, 0.50 e 0.762 m. Os resultados mostraram que o módulo de deformação tem uma relação com o diâmetro da placa, isto é, o aumento do diâmetro da placa causou um decréscimo do módulo.

Mellios (1985) apresenta os resultados de ensaios de placa executados em um solo poroso. Os ensaios foram realizados com placas circulares de 80 cm de diâmetro a profundidades que variam de 0.60 a 1.20 m. O autor conclui que, considerando o estado de baixa compactação destes solos, o processo de carregamento representa mais um processo de adensamento do solo do que propriamente a clássica ruptura por cisalhamento de superfícies geometricamente definidas. O comportamento das curvas é bastante similar ao do ensaio de adensamento, o que sugere um tratamento análogo. Assim, considerou-se como carga de ruptura o que corresponderia a pressão de pré-adensamento.

Toha (1989) realizou prova de carga em placa com grande dimensão para determinar o recalque de um tanque sobre um depósito aluvial. O uso de fundações profundas inviabilizaria economicamente o projeto e, portanto, houve a necessidade de uma estimativa confiável dos recalques utilizando uma placa de grande dimensão. Ensaio de laboratório também foram realizados para prever os recalques, porém, os recalques previstos foram maiores que os recalques medidos na prova de carga, atribuídos principalmente ao efeito de amolgamento das amostras de laboratório.

Reznik (1992) utilizou provas de carga em placa com 5000 e 10 000 cm<sup>2</sup> de área para avaliar o comportamento colapsível de depósitos siltosos encontrados no sudoeste da Ucrânia. Os ensaios foram realizados na umidade natural e após 24 horas de inundação.

Al-Sanad e outros (1993) e Ismael (1993) realizaram ensaios de placa com diâmetros de 0.30, 0.61, e 1.28 m para estimar o recalque de uma torre de 370 m de altura sobre um radier em forma de anel com 55 m de diâmetro. Uma placa em forma de anel com diâmetro externo de 1.20 m e interno de 0.68 m também foi utilizada. O perfil do solo consistia de uma areia calcárea de densa a muito densa,

com camadas de areia cimentada naturalmente. Ensaios pressiométricos também foram realizados e os valores do módulo chegaram a aproximadamente 2/3 do obtido em ensaios de placa. As curvas pressão x recalque dos ensaios realizados com placas em forma de anel não apresentaram diferença em relação às outras placas.

Rilling e Smoltczyk (1994) realizaram ensaios de placa sobre um aterro compactado. O material usado para a construção do aterro consistia de um solo siltoso arenoso fino com uma rígida consistência no estado natural. O material foi compactado em camadas de 25 cm com um compactador pé de carneiro vibratório. A densidade foi determinada e considerada condizente com a densidade obtida em ensaios de laboratório. Placas quadradas de 25 x 25 cm foram utilizadas. O comportamento carga x recalque do solo natural foi comparado com o do aterro compactado. O solo natural se mostrou mais rígido e mais resistente do que o solo compactado.

## **2.4 CASOS HISTÓRICOS DO USO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS SOBRE SOLO MELHORADO**

A técnica de melhoramento de solos para aplicação em fundações tem sido difundida e utilizada em todo o mundo. Conforme Ahnberg (1994), a estabilização de solos tem sido um método bastante utilizado na Suécia nos últimos anos para a redução de recalques e aumento da estabilidade do solo. Alguns casos relatados na literatura, do uso da técnica de melhoramento de solo para emprego em fundações superficiais, são apresentados a seguir:

Silveira e Silveira (1963) relatam a experiência realizada nos edifícios construídos para a Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, nos quais, foram empregadas novas soluções para as suas fundações. O solo abaixo das fundações superficiais foi removido até profundidades que variaram entre 1.80 m e 2.10 m. Posteriormente foi repostado em camadas compactadas de 15 cm de espessura através de um compactador manual. O solo arenoso do local não tinha capacidade de suporte suficiente para servir como base de fundações

superficiais. Após a compactação, a capacidade de suporte aumentou de 100% a 200%. Passados 3 anos de sua construção, nenhum dano foi observado na estrutura das edificações.

Minkov e outros (1981) analisaram o comportamento mecânico de um solo siltoso colapsível e o comportamento do mesmo solo estabilizado com cimento. O estudo foi embasado em ensaios de placa. Os autores concluíram que a estabilização muda o comportamento mecânico do solo, redistribui as tensões e aumenta consideravelmente a capacidade de suporte, além de reduzir os recalques.

Stefanoff e Jellev (1981) executaram o carregamento de uma sapata de concreto rígida assente sobre uma camada de areia compactada. Os autores compararam os resultados experimentais e calculados do estado de deformação em várias seções horizontais e verticais abaixo da fundação. Os mesmos concluíram que nenhuma avaliação precisa pode ser dada baseada nos métodos de cálculo convencionais existentes.

Na Bulgária, o uso de camadas estabilizadas de solo-cimento é um dos métodos de grande aplicabilidade em projetos de fundações devido a ocorrência de solos siltsos colapsíveis. Este tipo de solo chega a cobrir até 11% do território daquele país. Stefanoff e outros (1983), chegaram a conclusão que o uso de camadas estabilizadas de solo-cimento permitem uma boa distribuição de cargas, reduzindo as tensões no sub-leito siltoso.

Evstatiev e outros (1985) estudaram o comportamento de uma torre de TV de 190 m de altura sobrejacente a uma camada de 4.50 m de solo siltoso estabilizado com cimento. O Método dos Elementos Finitos também foi utilizado para prever os recalques e os resultados numéricos foram comparados com os recalques medidos, a diferença foi menor do que 5%.

Minkov e outros (1985) comentam que, devido a crescente expansão urbana em regiões de ocorrência de solos siltsos colapsíveis na Bulgária, este tipo de solo tem sido objeto de numerosos estudos naquele país. Entre os métodos



utilizados para melhorar as condições deste material, o método de compactação dinâmica tem sido largamente utilizado por ter dado bons resultados.

Hills e Gupta (1989) mostram diversos resultados de ensaios de campo realizados em aterros compactados de solo estabilizado com cinza volante. O aterro possui uma espessura que varia de 1.5 a 7.6 m. Várias edificações tem sido construídas sobre este aterro. As investigações de campo mostram que o aterro possui adequada capacidade de suporte para resistir às solicitações de carga a que está sendo submetido.

Pantos e outros (1989) descrevem a construção de um prédio de 4 pavimentos com 1850 m<sup>2</sup> em New Jersey, Estados Unidos. O local de construção consistia de um aterro que não apresentava capacidade de suporte para admitir a edificação sobre fundações superficiais. A hipótese da utilização de fundações profundas foi descartada e optou-se por compactação dinâmica profunda. Após a conclusão da compactação, uma comparação de ensaios SPT mostrou um aumento de 100% a 500% da resistência. A construção foi concluída em 1987 e nenhum recalque inaceitável foi observado desde então.

Os mesmos autores ainda relatam o caso de uma construção de um prédio residencial em Atlantic City, New Jersey. Após análise do solo local, verificou-se que não era possível utilizar fundações superficiais. Como alternativa, optou-se pela estabilização do solo por vibro-compactação. Uma camada de 60 cm de solo foi compactada. O solo fofo foi satisfatoriamente densificado pela vibro-compactação permitindo o emprego de fundações superficiais.

Um terceiro caso, na cidade de Whiteland, Pensilvânia, é também descrito pelos mesmos autores. O solo do local da construção da edificação tem um histórico problema de recalques. A utilização de tubulões foi considerada antieconômica e a estabilização por compactação profunda foi descartada por problemas práticos. A alternativa viável adotada foi compactação por injeção. Este método se mostrou eficiente por enrijecer o solo fofo a ponto de assegurar a integridade estrutural da construção.

Rohlfes Junior (1996), cita o caso das fundações da Usina de Força de Canton, no estado de Illinois, nos Estados Unidos, onde um solo siltoso foi estabilizado usando 3% de cal hidratada e 2 a 5% de cinza volante para estabilizar uma camada de 7.6 m de espessura. A resistência a compressão simples, de corpos de prova depois de 4 dias de cura a 38 graus Celsius, variou de 1.0 a 1.4 MPa.

O mesmo autor cita outro caso em Tampa, Flórida, onde uma camada de solo-cimento de 3.66 m de espessura foi utilizada para suportar um edifício de 38 pavimentos ao invés da utilização de fundações profundas (o tipo mais usual de fundação empregado naquela área).

Na Usina Nuclear de Koeberg, na África do Sul, uma camada de 17 m de espessura de areia foi removida e tratada com cimento para eliminar o perigo de liquefação do substrato. O material foi misturado em usina e posteriormente compactado em camadas com equipamentos convencionais. As características do comportamento da mistura areia-cimento são apresentadas por Dupas e Pecker (1979), citados por Rohlfes Junior (1996).

## **2.5 MÉTODOS NUMÉRICOS**

O emprego de métodos numéricos em engenharia avançou rapidamente devido ao desenvolvimento de computadores capazes de resolver cada vez com maior velocidade os sistemas de equações diferenciais que representam problemas complexos, e portanto, tem-se verificado um considerável crescimento de sua utilização para a solução de problemas de engenharia.

A mecânica dos solos, não muito tempo atrás, era uma disciplina essencialmente empírica. As enormes complexidades encontradas nos estados naturais do meio geológico tornavam muito complexa a obtenção de soluções analíticas fechadas. Complexidades como o meio não-homogêneo, comportamento não-linear do material, condições de tensões "in situ", variações espaciais e

temporais das propriedades do solo, geometrias arbitrárias, descontinuidades, e outros fatores impostos pelas características geológicas não eram considerados.

Conforme Frank (1991), na atualidade ainda existem dificuldades na aplicação do Método dos Elementos Finitos à Mecânica dos Solos, pois ainda não está incorporado à prática do dia a dia. Porém, em muitos casos, em particular nos problemas de interação solo-estrutura, seu uso permite soluções aceitáveis tecnicamente e de menor custo. Do mesmo modo, sua utilização é importante para analisar comportamentos observados que diferem das previsões ou para explicar danos e assistir na procura de soluções para reparação dos mesmos.

### **2.5.1 O Método dos Elementos Finitos**

O Método dos Elementos Finitos consiste em subdividir o domínio do problema em um número finito de subdomínios (elementos) e escolher, para cada subdomínio, apropriados esquemas de interpolação entre os valores das variáveis de campo dentro do elemento, e o valor das mesmas variáveis em pontos específicos (pontos nodais). Com o sistema de interpolações estabelecido, é possível transformar o sistema de equações diferenciais em um sistema de equações algébricas em que são desconhecidos os valores das variáveis nos pontos nodais.

O estudo dos problemas de tensão-deformação pode ser abordado de três maneiras de acordo com as variáveis escolhidas como incógnitas do problema. No método dos deslocamentos, os deslocamentos são escolhidos como incógnitas. No método do equilíbrio, as tensões são escolhidas como incógnitas e por último, na formulação mista, as tensões e deslocamentos podem ser escolhidas como incógnitas.

A resolução de um problema geotécnico através do Método dos Elementos Finitos envolve basicamente cinco etapas:

**1. Discretização do Contínuo:** Consiste na divisão do contínuo em elementos. Diferentes tipos de elementos podem ser usados. Assim, elementos triangulares e quadriláteros são comumente utilizados em problemas unidimensionais e bidimensionais, e, tetraedros e hexaedros em problemas tridimensionais. Os elementos estão interligados por um número de pontos, chamados nós, situados no contorno dos mesmos. Três condições devem ser cumpridas a nível local, dentro do elemento, e a nível global, em toda a região discretizada:

- Equilíbrio de forças
- Compatibilidade dos deslocamentos
- Lei constitutiva do material

**2. Seleção de funções de forma:** Consiste em adotar uma função para representar as variáveis incógnitas dentro do elemento. A variável incógnita pode ser escalar, vetorial ou tensorial. Em geral, as funções de interpolação são de forma polinomial. O grau dos polinômios depende do número de nós por elemento, da natureza e número de incógnitas por nó e das condições de continuidade impostas nos nós ao longo do contorno. Se os deslocamentos são escolhidos como incógnitas (Método dos deslocamentos), a relação entre o deslocamento em um ponto arbitrário dentro do elemento e aqueles correspondentes aos nós do mesmo pode ser expressa como:

$$\{\delta\} = [N] \{\delta_i\} \quad (2.1)$$

onde  $\{\delta\}$  é o vetor de deslocamentos dentro do elemento,  $[N]$  é a matriz de interpolação dos deslocamentos e  $\{\delta_i\}$  é o vetor de deslocamentos nodais.

**3. Derivação das equações correspondentes ao elemento:** Existem diferentes procedimentos para deduzir as equações matriciais que definem as propriedades de um elemento (princípio dos trabalhos virtuais, método da rigidez

direta, métodos variacionais, métodos residuais, etc.). Em geral, as equações do elemento podem ser representadas simbolicamente:

$$[k] \{\delta_i\} = \{f\} \quad (2.2)$$

A matriz  $[k]$ , denominada matriz de rigidez, relaciona as variáveis nodais ( $\{\delta_i\}$  vetor de deslocamento nodais e  $\{f\}$  vetor de forças nodais, por exemplo), e pode ser calculada através da seguinte integral:

$$[k] = \int_v [B]^T [D][B]dv \quad (2.3)$$

onde a matriz  $[D]$  contém a Lei constitutiva do material e a matriz  $[B]$  é a matriz de relações geométricas. A integral é calculada no volume do elemento.

**4. Montagem do sistema global de equações:** Esta etapa consiste na combinação das equações que representam o comportamento de cada elemento, com o intuito de montar um sistema de equações que expressam o comportamento da região em sua totalidade. Isto pode ser feito através das condições de compatibilidade que devem ser cumpridas entre os nós dos elementos adjacentes. Este sistema de equações é similar ao sistema individual correspondente a cada elemento, exceto que contém mais termos, devido à inclusão de todos os nós da região discretizada.

$$[K] \{\Delta\} = \{F\} \quad (2.4)$$

**5. Resolução do sistema de equações:** Como resultado da etapa anterior, obtém-se um sistema de equações que deve ser resolvido para determinar o valor das incógnitas nodais. Finalmente, a partir dos valores das variáveis nodais podem ser calculadas outras magnitudes secundárias tais como tensões e deformações. Matematicamente, podemos escrever:

$$\{\Delta\} = [K]^{-1} \{F\} \quad (2.5)$$

$$\{\varepsilon\} = [B] \{\Delta\} \quad (2.6)$$

$$\{\sigma\} = [D] \{\varepsilon\} \quad (2.7)$$

Se nas expressões anteriores, as matrizes [B] e/ou [D] são funções, direta ou indiretamente, do vetor deslocamento  $\{\Delta\}$ , teremos uma formulação não linear. O primeiro caso é chamado não linearidade geométrica, e aplica-se a grandes deformações e deslocamentos, enquanto que, o segundo caso, refere-se a não linearidade do material, e aplica-se a modelos de comportamento tensão-deformação não lineares.

A solução de problemas não lineares pelo método dos elementos finitos usualmente são obtidas através de três procedimentos:

1. Processo Iterativo
2. Processo Incremental
3. Processo Misto (combinação dos dois primeiros).

No processo Iterativo, um conjunto de valores de módulos tangentes são escolhidos inicialmente para todos os elementos. O valor da carga é aplicado e as tensões e deformações são calculadas para todos os elementos. Como a rigidez é mantida constante a cada passo, as condições de equilíbrio não são satisfeitas aparecendo um vetor resíduo de cargas  $\{R\}$ :

$$[K] \{\Delta\} - \{F\} = \{R\} \quad (2.8)$$

As condições de equilíbrio são atingidas aplicando a carga residual e empregando matrizes elásticas a cada passo até atingir a aproximação desejada.

No Processo Incremental a carga total a ser aplicada é dividida em uma série de parcelas, não necessariamente iguais. Empregando o método da

rigidez tangencial, a matriz de rigidez de cada incremento é calculada a partir do estado de tensões no início do incremento de carga.

Durante a aplicação de cada incremento  $i$ , é resolvido o sistema de equações lineares com a matriz de rigidez constante a cada incremento:

$$\{d\Delta\}_i = [K]_{i-1}^{-1} \{dF\}_i \quad (2.9)$$

Dessa forma, a técnica incremental aproxima o problema não linear a uma série de incrementos lineares e, conseqüentemente, quanto maior o número de incrementos, mais aproximada é a solução.

No Processo Misto, a carga total é aplicada em incrementos, nos quais, para cada carregamento, são feitas iterações.

## 2.5.2 Aplicações do MEF ao estudo de fundações superficiais

Os métodos numéricos, em geral, e o Método dos Elementos Finitos (MEF), em particular, tem permitido resolver problemas geotécnicos de alta complexidade envolvendo meios não-homogêneos, materiais de comportamento não linear, descontinuidades, entre outros.

Segundo Frank (1991), o uso do Método dos Elementos Finitos na previsão de recalques de fundações superficiais possui algumas vantagens e limitações. As vantagens enumeradas pelo autor são: o método modela o solo como um contínuo, podendo calcular deformações em duas e três dimensões; permite descrever a heterogeneidade macroscópica do solo (camadas contendo diferentes características), bem como o comportamento do material a diferentes níveis de cargas; as estruturas podem ser representadas com sua rigidez verdadeira e o carregamento pode ser aplicado em estágios, simulando o processo de escavação e construção de obras de engenharia. Porém, o método apresenta algumas limitações: a necessidade de conhecimento teórico para determinação da malha (tipo e tamanho dos elementos, distribuição, etc.), condições de contorno do

problema e definição do comportamento tensão x deformação do solo e da estrutura. Muitas vezes, a definição do comportamento tensão x deformação do solo exige parâmetros de difícil obtenção e de um profissional altamente qualificado para obtê-los. Destacam-se ainda as questões do tempo e do custo de uma análise de elementos finitos em relação aos cálculos tradicionais.

D'Appolonia e outros (1971) fizeram análises numéricas de fundações superficiais considerando um modelo tensão x deformação elástico perfeitamente plástico. O efeito da anisotropia na resistência ao cisalhamento também foi considerado. Concluiu que o efeito da não linearidade da relação tensão x deformação aparece mais sobre tensões horizontais do que sobre tensões verticais.

Desai (1971) e Desai & Reese (1979) realizaram análises numéricas e experimentais de sapatas assentes na superfície de um solo argiloso e a pequenas profundidades. Nestas análises foram consideradas várias hipóteses, tais como: comportamento de solo elástico não linear, subsolo composto de camadas, carregamento incremental, sapata rígida e utilização de vários modelos constitutivos (hiperbólico, spline, etc). O estudo mostrou que o método dos elementos finitos fornece resultados satisfatórios para a previsão de tensões e deformações em fundações no nível do solo e a pequenas profundidades, quando comparados com resultados experimentais obtidos em verdadeira grandeza.

Carrier & Christian (1973) apresentam soluções através do Método dos Elementos Finitos, as quais permitem determinar o recalque de uma placa rígida sobre um espaço isotrópico linear elástico (módulo elástico constante com a profundidade) e sobre um espaço homogêneo isotrópico linear (módulo de elasticidade variando linearmente com a profundidade). As soluções fechadas dadas por Burmister apresentam boa concordância com os valores obtidos pelo MEF.

Ramaswamy e Vaidyanathan (1977) comparam os recalques medidos em uma sapata assente sobre solo coesivo compactado com os recalques obtidos através do Método dos Elementos Finitos. Um modelo visco-elástico não linear foi utilizado e uma boa aproximação entre os resultados foi obtida.



Majid (1982) estudou o problema de interação solo-estrutura de um prédio de 50 andares de forma irregular que utiliza radier e está assente sobre um solo argiloso. A finalidade deste estudo foi a avaliação dos procedimentos simplificados utilizados na prática e o estudo da influência de aspectos relacionados ao solo, a fundação, e a estrutura, no comportamento global do sistema.

Wang e Badie (1985) estudaram a influência de cavidades localizadas abaixo de fundações superficiais quadradas e contínuas através do método dos elementos finitos. Este é um exemplo do uso do método para um estudo paramétrico de um problema de interação solo-estrutura de difícil análise através de métodos analíticos.

Jardine e outros (1986) utilizaram o método para estudar a não-linearidade a pequenas deformações das curvas carga x recalque de fundações superficiais.

Giani (1988) apresentou um exemplo da utilização do Método dos Elementos Finitos na análise de danos estruturais em monumentos antigos e o estudo de possíveis soluções. O monumento em questão é a Igreja de Santa Maria della Consolazione, localizada em Todi, na Itália. Foi construída entre os anos de 1508 e 1606 e o dano aconteceu pouco depois de ser completada a obra. Na simulação numérica foi utilizado um modelo tridimensional de 100 m de altura e 105 m de comprimento e largura.

Pruffier e Mahler (1989) simularam o comportamento de placas e fundações superficiais submetidas a esforços de tração. Verificaram que os deslocamentos, carga de ruptura e forma de ruptura previstos pelo método dos elementos finitos se aproximam aos resultados das provas de carga, concluindo que o método é uma ferramenta que pode ser utilizada em projetos de fundações solicitadas a tração.

Zhang e outros (1989) simularam o comportamento carga x recalque de um ensaio de placa realizado em um solo argilo-siltoso de origem aluvial através

do MEF. Para representar o comportamento tensão x deformação do solo foi empregado um modelo pseudo-elástico. Os parâmetros foram obtidos de ensaios triaxiais de compressão e de ensaios oedométricos. Os resultados mostraram uma boa concordância da curva carga x recalque obtida na análise numérica com a medida em campo.

Schnaid e outros (1991) utilizaram o programa de elementos finitos CRISP para uma análise tridimensional de uma fundação superficial de plataforma de petróleo. Os autores comprovaram, através deste trabalho, a validação do programa CRISP na determinação de capacidade de carga e recalques de fundações superficiais, pela comparação de resultados numéricos obtidos pelo programa com soluções fechadas.

Lopes e Gusmão (1991) aplicaram o Método dos Elementos Finitos para estudar o efeito benéfico da interação solo-estrutura na redução dos recalques diferenciais. Os autores analisaram particularmente o efeito da rigidez relativa solo-estrutura, número de andares e dimensões em planta. Assim, foi determinado, por exemplo, que a rigidez estrutural tem um importante efeito na redução dos recalques diferenciais.

Ghiona e outros (1991) apresentaram um método para avaliar recalques a partir de extrapolações de resultados de ensaios de placa assumindo um comportamento não linear elástico hiperbólico do solo. O método foi utilizado para prever os recalques das fundações superficiais do estádio Delle Alpi, localizado em Torino (Itália), construído para a realização da copa do mundo de 1990. Os resultados previstos obtidos foram bons quando comparados com os resultados de teorias de previsão de recalques e com os resultados experimentais.

Thomé e outros (1994) utilizaram o Método dos Elementos Finitos para avaliar o comportamento de fundações superficiais contínuas flexíveis assentes sobre solo natural e sobre argila mole estabilizada com cal. Os autores estudaram a influência do teor de cal (5%, 7% e 9%), da espessura da camada tratada (0 cm, 20 cm, 60 cm, 80 cm e 100 cm) e da largura das fundações (1.0 m, 1.5 m e 2.0 m). Os mesmos concluíram que a camada tratada com cal melhorou as

curvas carga x recalque em relação às do solo sem aditivo. No entanto, os diferentes teores de cal adotados apresentaram pouca influência nas curvas carga x recalque. Por outro lado, com o aumento da espessura da camada tratada, ocorreu uma redução dos recalques.

Thomé e outros (1995) realizaram simulações numéricas para verificar a influência do processo de cimentação sobre as curvas carga x recalque de fundações superficiais contínuas flexíveis. Na simulação numérica foi analisada a influência de diferentes espessuras de camadas de argila mole estabilizada com 13% de cal sobre o comportamento carga x recalque de uma fundação superficial de 1.0 m de largura. Verificou-se que a carga para atingir o recalque admissível de 65 mm numa camada estabilizada de 1.0 m de espessura é 4.7 vezes maior do que a aplicada no solo natural. Os autores determinaram também qual seria a espessura necessária para suportar as cargas de trabalho de um prédio de 3 pavimentos não estruturado (60 kN/m linear de parede). Concluíram que uma camada de 70 cm de solo tratado com 13% de cal seria necessária para suportar esta carga.

Cudmani (1994), Cudmani e outros (1995), Schnaid e outros (1995) estudaram o comportamento de sapatas submetidas a carga axial centrada pelo Método dos Elementos Finitos. Razoáveis previsões classe "A" do comportamento real foram obtidas através do modelo elástico perfeito plástico utilizando parâmetros obtidos a partir de previsões classe "C" de ensaios de placa.

Consoli e outros (1995), Schnaid e outros (1995) simularam o comportamento de fundações superficiais submetidos a esforços de tração e compressão assentes em solos estruturados não saturados. Os autores propõem um método embasado no uso da técnica pressiométrica e do Método dos Elementos Finitos, através dos quais, é possível obter as características de depósitos naturais não saturados. A análise numérica corresponde a um método de ajuste, onde os valores dos parâmetros do solo são otimizados de forma a reproduzir as curvas pressiométricas experimentais. Exemplos de aplicação da metodologia proposta são apresentados onde são simulados numericamente provas de carga em placa e provas de carga em sapatas. Os resultados demonstraram uma boa concordância entre as curvas previstas e experimentais.

## **CAPÍTULO 3**

### **CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO**

#### **3.1 ESTUDOS PRELIMINARES**

Os primeiros estudos sobre as características geotécnicas dos solos Podzólicos Vermelho Amarelos da região de Cachoeirinha-Gravataí, no Rio Grande do Sul, foram publicados por Dias (1987). Desde então, o grupo de geotecnia do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil (CPGEC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) implantou um amplo programa de pesquisas visando a caracterização geotécnica, a obtenção de parâmetros de resistência e compressibilidade do solo laterítico situado no Campo Experimental de Cachoeirinha, RS.

Como parte do programa foram executados o levantamento geomorfológico da região, ensaios de laboratório (análise granulométrica, limites de Atterberg, índices físicos, adensamento, cisalhamento direto, triaxiais) e de campo (SPT, CPT, pressiométricos, placas, provas de carga em fundações superficiais e profundas).

Como resultado destas atividades desenvolvidas, um grande número de trabalhos já foi publicado, entre os quais, pode-se citar : Meksraitis (1988); Matos (1989); Prezzi (1990); Ramires (1993); Cudmani (1994); Cudmani, Schnaid e Consoli (1994, 1995); Consoli, Schnaid e Mántaras (1994); Schnaid, Consoli, Cudmani e Milititsky (1995); Consoli, Schnaid e Rohlfs Junior (1995); Schnaid, Consoli e Rohlfs Junior (1995); Mántaras (1995); Nakahara (1995); Mántaras, Consoli e Schnaid (1995); Schnaid, Consoli e Mántaras (1996); Rohlfs Junior (1996); Consoli, Schnaid, Prietto e Rohlfs Junior (1996); Averbeck (1996); Consoli, Schnaid, Milititsky e Vendruscolo (1997).

### 3.2 LOCALIZAÇÃO

O local escolhido pelo grupo de Geotecnia da UFRGS como campo experimental localiza-se no município de Cachoeirinha, RS, junto à subestação da Companhia Estadual de Energia Elétrica (CEEE), e ocupa uma área de 200 m<sup>2</sup>.

O campo experimental situa-se às margens da rodovia estadual RS 020, conforme ilustrado na Figura 3.1. O mapa com a localização dos ensaios de campo já realizados neste local é apresentado na Figura 3.2 (Cudmani, 1994), no qual é adicionado o local dos ensaios apresentados nesta dissertação.

### 3.3 FORMAÇÃO GEOLÓGICA E PEDOLÓGICA

A formação geológica da região é constituída pelas Formações Rosário do Sul e Rio do Rastro (Prezzi, 1990). Estas formações apresentam uma alternância de arenitos médios a finos, siltitos argilosos e arenosos, e argilitos.

O solo é classificado pedologicamente como Podzólico Vermelho Amarelo (PVA) pertencente à Unidade de Mapeamento Gravataí (Dias, 1987). Estes solos são caracterizados por apresentar um horizonte B textural devido à iluviação de argila do horizonte A para o horizonte B. Portanto, o horizonte A é mais arenoso e o horizonte B é mais argiloso.

O horizonte A tem em média 80 cm de espessura, contém solos areno-siltosos, ligeiramente plásticos e pegajosos, de coloração bruno-escura.

O horizonte B atinge uma profundidade que varia entre 2.5 a 3.0 m, caracterizado por solos argilosos de coloração bruno avermelhado escura a vermelho escura, é ligeiramente plástico e pegajoso.

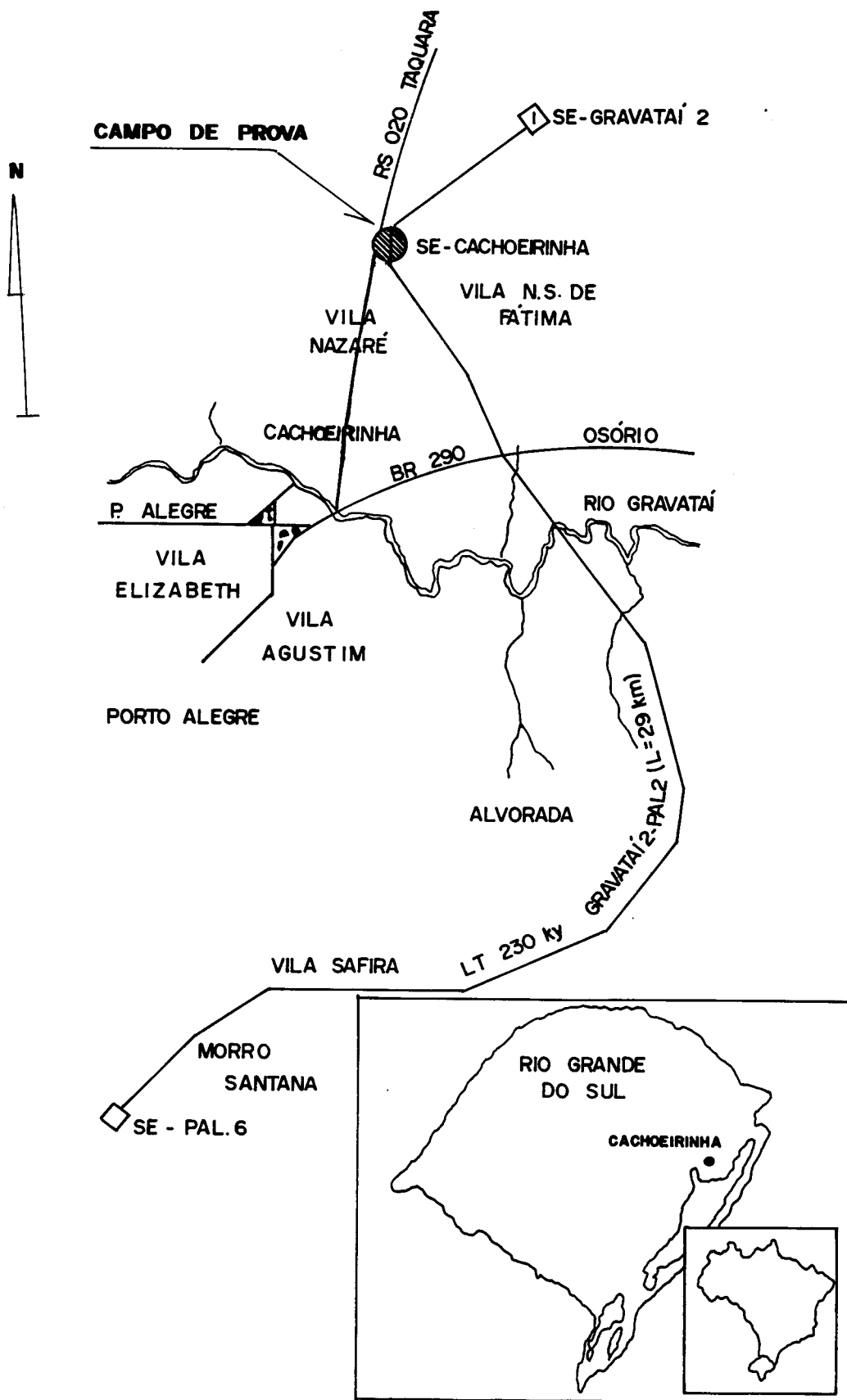


Figura 3.1.: Localização do campo experimental

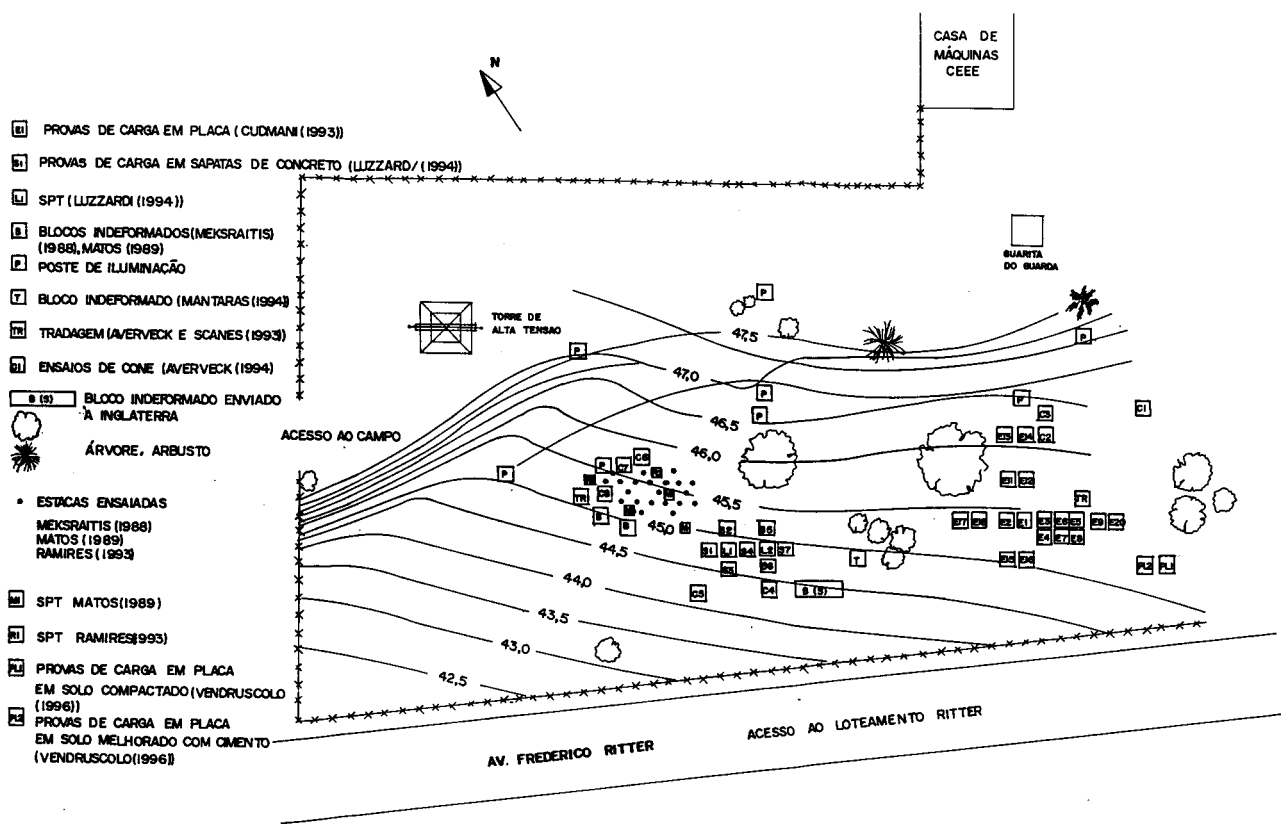


FIG. 3.2.-LOCALIZAÇÃO DOS ENSAIOS NO CAMPO EXPERIMENTAL

LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO DO  
CAMPO DE PROVAS DA UFRGS

ROBERTO CUDMANI, FERNANDO MANTARAS  
JOSE H. AVERVECK & SUYEN NAKAHARA  
MÁRCIO A. VENDRUSCOLO

ESC. 1/500 1996

O horizonte C é argiloso de coloração vermelho-amarela, com mosqueados grandes acinzentados, sendo que o lençol freático encontra-se no limite entre os horizontes C e B.

### 3.4 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SUBSOLO

A seguir são apresentados alguns resultados de ensaios de campo e de laboratório obtidos por diversos pesquisadores.

#### 3.4.1 Ensaios de campo

A Figura 3.3 apresenta o perfil do solo segundo resultados de ensaios SPT (Matos, 1989); pressiométricos (Mántaras, 1995) e CPT (Averbeck, 1996). Pode-se observar nesta figura a homogeneidade do solo até uma profundidade de 2.50 m.

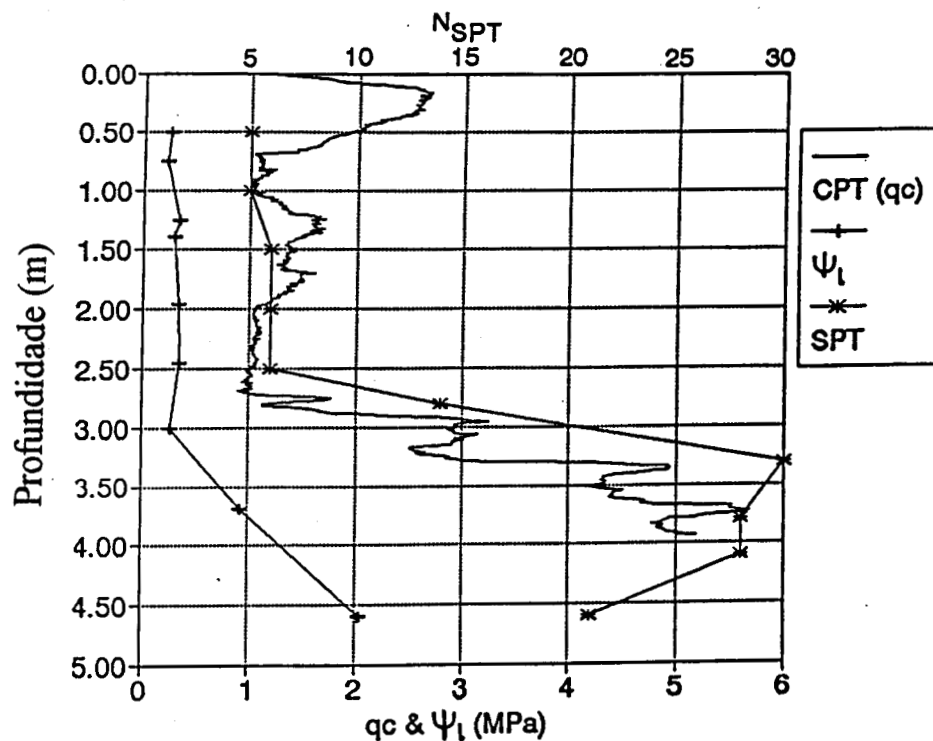


Fig 3.3 - Perfil do solo (Consoli e outros, 1995)



Resultados de ensaios de placa realizados por Cudmani (1994) no horizonte B (profundidade de 1.20 m) com placas circulares de 0.30 m, 0.45 m e 0.60 m de diâmetro são apresentados na Fig. 3.4.

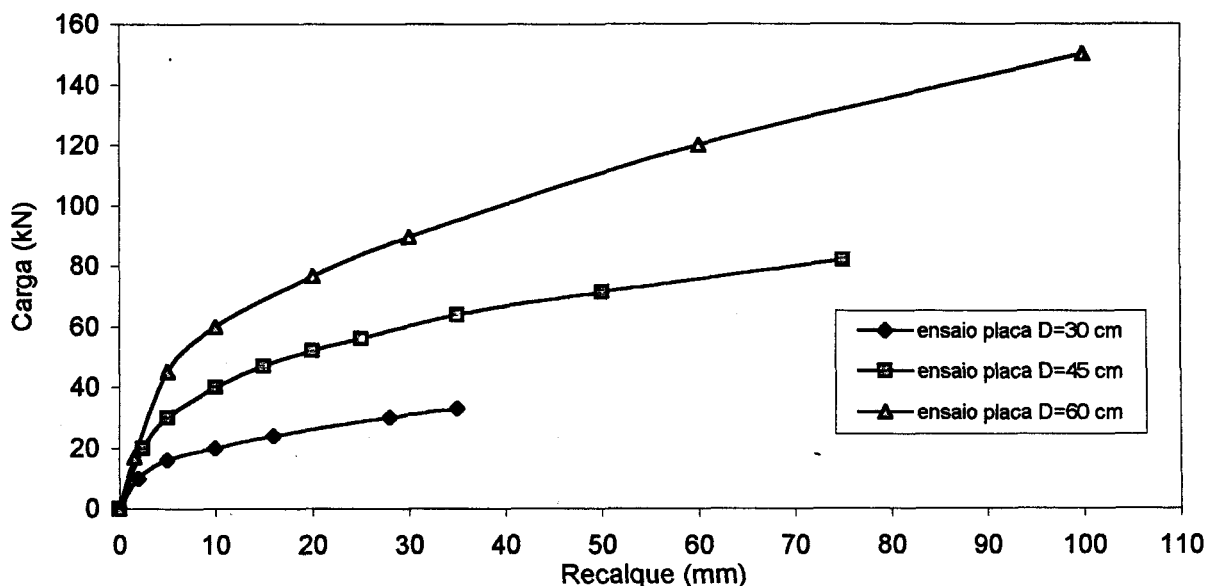


Fig.3.4- Ensaios de placa em solo natural a 1.20 m de profundidade (Cudmani,1994)

### 3.4.2 Ensaios de laboratório

Os resultados de ensaios de laboratório aqui apresentados foram obtidos dos trabalhos desenvolvidos por Dias (1987), Meksraitis (1988), Matos (1989), Mántaras (1995), Nakahara (1995) e Rohlfes Junior (1996).

#### 3.4.2.1 Índices físicos

A Tabela 3.1 apresenta a variação dos índices físicos do solo com a profundidade.

#### 3.4.2.2 Granulometria

As Tabelas 3.2 e 3.3 apresentam, respectivamente, os resultados de análise granulométrica e classificação do solo obtidos por Meksraitis (1988), Nakahara (1995) e Rohlfes Junior (1996).



Tabela 3.3 - Classificação granulométrica

<b>Prof</b>	<b>Meksraitis</b>	<b>Nakahara</b>	<b>Rohlfes Junior</b>		
	<b>(1988)</b>	<b>(1995)</b>	<b>(1996)</b>		
<b>(m)</b>	<b>Sistema Unificado</b>	<b>Sistema Unificado</b>	<b>Sistema Unificado</b>	<b>Sistema Trilinear</b>	<b>HRB</b>
<b>0.50</b>	Areia Argilosa (SC)	Areia Argilosa (SC)	Areia Argilosa (SC)	Solo Arenoso	Solo Siltoso (A4)
<b>1.00</b>	Argila Inorgânica (CL)	Argila Inorgânica (CL)	-	-	-
<b>1.20</b>	-	-	Argila Inorgânica (CL)	Solo Argiloso	Solo Argiloso (A6)
<b>1.50</b>	-	Argila Inorgânica (CL)	-	-	-
<b>1.80</b>	-	-	Argila Inorgânica (CL)	Solo Argiloso	Solo Siltoso (A4)
<b>2.00</b>	Argila Inorgânica (CL)	Argila Inorgânica (CL)	-	-	-
<b>2.50</b>	-	Argila Inorgânica (CL)	-	-	-
<b>3.00</b>	Argila Inorgânica (CL)	-	-	-	-
<b>3.20</b>	Argila Inorgânica (CL)	-	-	-	-
<b>3.70</b>	Argila Inorgânica (CL)	-	-	-	-

### 3.4.2.3 Densidade real dos grãos

Segundo Rohlfes Junior (1996), a densidade real dos grãos para uma profundidade de 0.50 m é de 26.20 kN/m<sup>2</sup>, para 1.20 m é de 26.30 kN/m<sup>2</sup> e 26.40 kN/m<sup>2</sup> para 1.80 m de profundidade.

### 3.4.2.4 Limites de Atterberg e atividade coloidal

A Tabela 3.4 apresenta a variação do limite de liquidez, limite de plasticidade, índice de plasticidade e atividade coloidal com a profundidade, obtidos por Nakahara (1995) e Rohlfes Junior (1996).

Tabela 3.4 - Limites de Atterberg e atividade coloidal

<b>Profundidade (m)</b>	<b>Nakahara (1995)</b>				<b>Rohlfes Junior (1996)</b>		
	<b>LL</b>	<b>LP</b>	<b>IP</b>	<b>A<sub>c</sub></b>	<b>LL</b>	<b>LP</b>	<b>IP</b>
<b>0.50</b>	-	-	-	-	23.5	14	10
<b>1.00</b>	44.9	21.6	23.3	0.9	-	-	-
<b>1.20</b>	40	24	16	-	40	24	16
<b>1.50</b>	46.2	23.0	23.2	0.5	-	-	-
<b>1.80</b>	-	-	-	-	37	27	10
<b>2.00</b>	42.8	22.5	20.2	0.7	-	-	-
<b>2.70</b>	36.6	24.6	12.3	0.4	-	-	-
<b>3.00</b>	38.4	18.6	19.7	0.9	-	-	-
<b>4.00</b>	29.9	19.7	10.2	0.5	-	-	-

Os valores baixos do Índice de Atividade confirmam a presença dominante de argilas do tipo caolinita. Rohlfes Junior (1996) realizou ensaios de Difração de Raios-X em amostras de solo natural, glicolada e calcinada, e, observou a predominância dos argilominerais caolinita e clorita.

Os teores de umidade natural ( $\omega$ ) do solo são superiores aos limites de plasticidade, ou seja, o solo se encontra no estado plástico in-situ.

### 3.4.2.5 Cisalhamento direto

A Tabela 3.5 apresenta uma comparação entre os parâmetros de resistência obtidos por vários pesquisadores através de ensaios de cisalhamento direto.

As unidades dos parâmetros de resistência estão em  $\text{kN/m}^2$  para a coesão ( $c$ ) e graus para o ângulo de atrito interno ( $\phi$ ).

Tabela 3.5 - Parâmetros de resistência obtidos por cisalhamento direto

Fonte dos dados	HORIZ. A				HORIZ. B				HORIZ. C			
	INUND.		NAT.		INUND.		NAT.		INUND.		NAT.	
	$c$	$\phi$	$c$	$\phi$	$c$	$\phi$	$c$	$\phi$	$c$	$\phi$	$c$	$\phi$
<b>Matos (1989)</b>	-	-	23	27	-	-	26	26	-	-	31	48
<b>Meksraitis (1988)</b>	-	-	20	23	-	-	25	24	-	-	55	38
<b>Mántaras (1994)</b>	-	-	25	26	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>Dias (1987) min</b>	-	-	5.0	28.0	22	24	29	19	-	-	-	-
<b>Dias (1987) med</b>	-	-	17	30	21	27	29	27	-	-	-	-
<b>Dias (1987) max</b>	-	-	25	31	34	26	46	27	-	-	-	-

### 3.4.2.6. Ensaios triaxiais

A Figura 3.5 apresenta as curvas tensão-deformação-variação volumétrica obtidas para três ensaios de compressão triaxial consolidados drenados (CID) e saturados realizados nas tensões de confinamento de 20, 60 e 100 kN/m<sup>2</sup> (Rohlfes Junior, 1996). Os parâmetros de resistência do material são: coesão (c) igual a 15.6 kN/m<sup>2</sup> e ângulo de atrito interno ( $\phi$ ) igual a 26 graus (Rohlfes Junior, 1996).

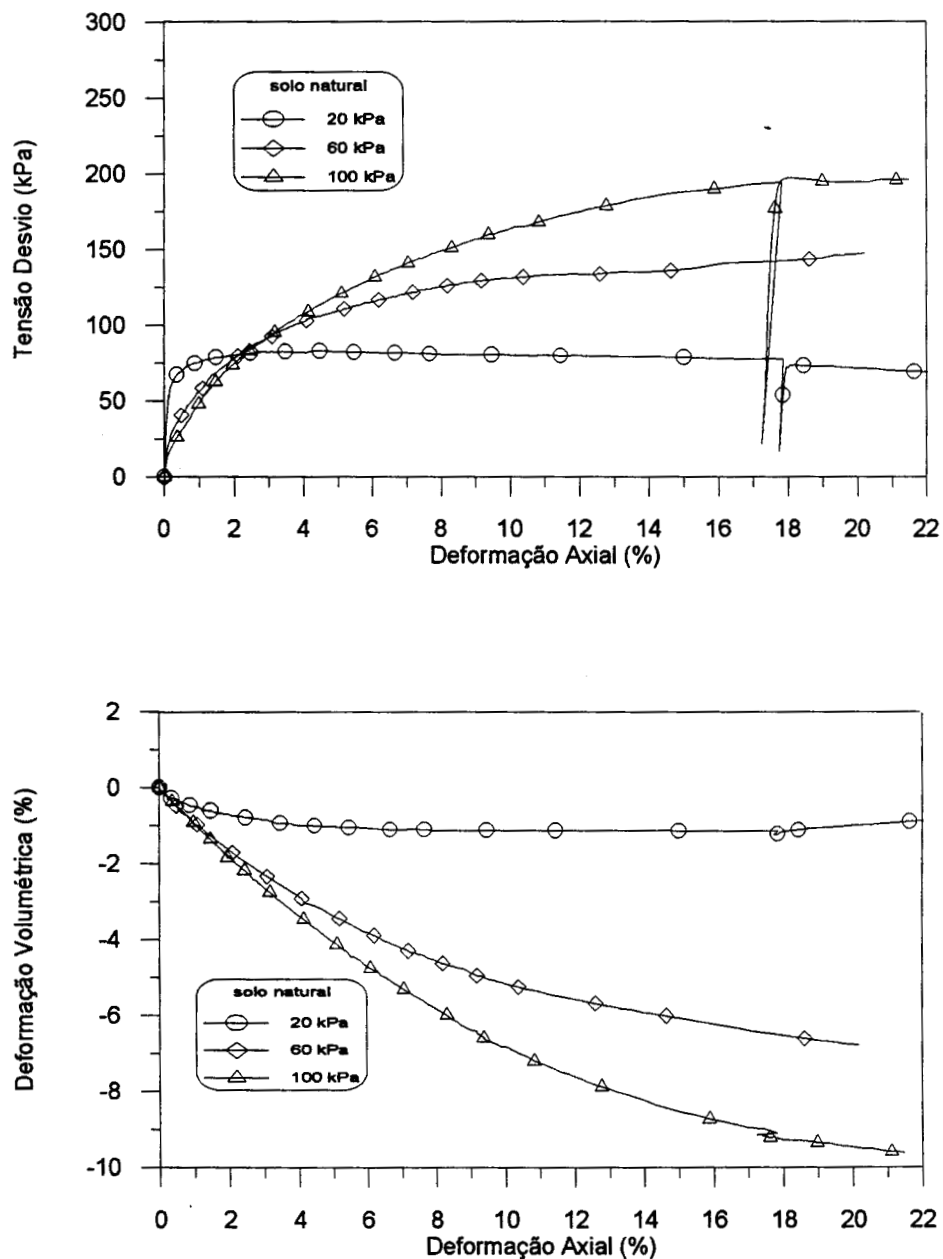


Fig. 3.5 - Curvas tensão-deformação-variação volumétrica (Rohlfes Junior, 1996)

Pode-se observar nas curvas tensão-deformação da Fig 3.5 que houve uma redução da rigidez com o aumento da tensão de confinamento. Isto ocorreu devido à quebra da estrutura pelo aumento da tensão confinante.

### 3.4.2.7 Ensaio de medida de sucção

A Figura 3.6 apresenta a curva característica da sucção versus teor de umidade obtida por Nakahara (1995) através de ensaios realizados em célula de pressão.

É possível observar nesta figura uma considerável dispersão dos valores medidos, que levou ao traçado de limites superior e inferior para a curva característica. Pode-se notar na Figura 3.6 que os valores de sucção são extremamente baixos para os teores de umidade encontrados "in situ", acima de 24% para o Horizonte B.

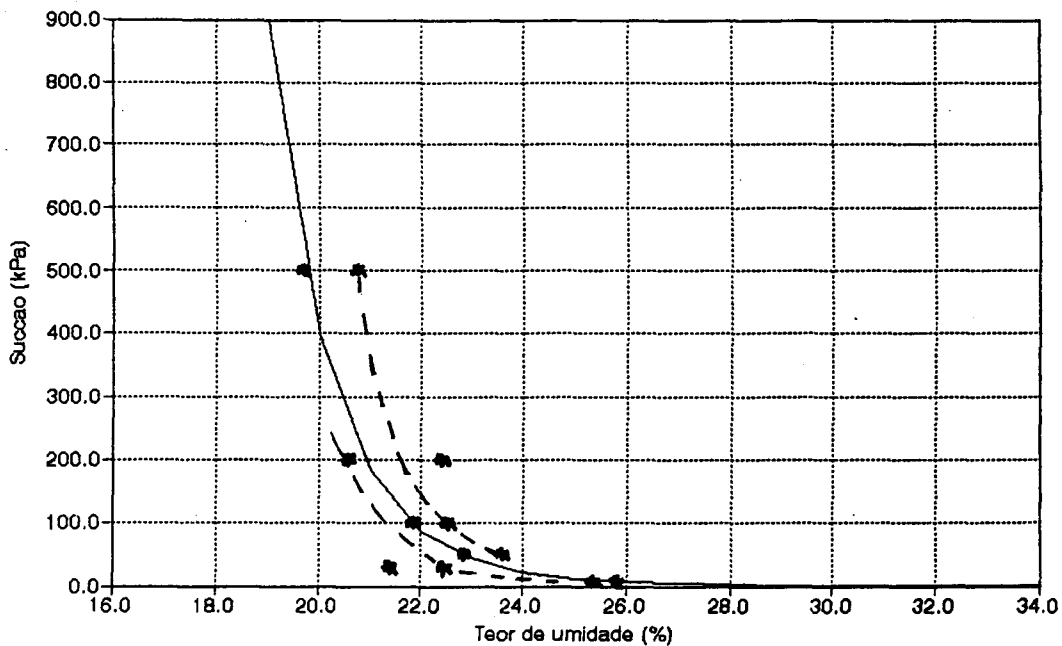


Fig 3.6 - Curva característica do Horizonte B  
(Nakahara, 1995)

## **CAPÍTULO 4**

### **DESCRIÇÃO DO PROGRAMA DE PESQUISA**

A pesquisa pode ser dividida em duas etapas principais: a primeira denominada de etapa experimental e a segunda de etapa numérica. A seguir é feita uma descrição de cada uma dessas etapas.

#### **4.1 ETAPA EXPERIMENTAL**

A etapa experimental compreende os ensaios de laboratório e ensaios de campo realizados neste trabalho. Nesta etapa são descritos os equipamentos e procedimentos utilizados para a realização dos mesmos. Os ensaios de laboratório envolvem a coleta e preparação de amostras deformadas, determinação da dosagem da mistura solo-cimento, ensaios de compactação do solo residual e da mistura solo-cimento, retirada de amostras indeformadas e ensaios triaxiais. Os ensaios de campo envolvem a escavação e preparação do solo, compactação de uma camada de solo natural e de uma camada de solo tratada com cimento, determinação da densidade em campo e ensaios de placa.

##### **4.1.1 Ensaio de laboratório**

###### **4.1.1.1 Dosagem da mistura solo-cimento**

A determinação do teor de cimento necessário para a estabilização físico-química do solo foi realizada por Rohlfes Junior (1996) através do método físico-químico descrito por Ceratti e Casanova (1988). Segundo este método, um teor de cimento de 7 % é o ideal sob o ponto de vista físico-químico, portanto,



qualquer adição de cimento acima deste teor pode aumentar a resistência da mistura compactada, mas, o aditivo não reagirá físico-quimicamente com as partículas de solo.

Para a confirmação deste método, Rohlfes Junior (1996) realizou ensaios de resistência à compressão simples em corpos de prova de mistura de solo-cimento nos teores de 1%, 3%, 5%, 7%, 9%, 11%, 13%, 15% e 17% de cimento. Os corpos de prova foram curados em câmara úmida por um período de 7 dias e colocados em imersão durante 24 horas antes de serem rompidos. O acréscimo da resistência à compressão simples com o teor de cimento foi mais significativo para teores de cimento acima de 3% , aumentando consideravelmente para teores de cimento acima de 5%.

Com base nestes resultados, adotou-se um teor de 5% de cimento para a realização desta pesquisa, já que o objetivo não é estabilizar o solo, e sim, apenas melhorar suas características quanto à resistência e deformabilidade.

#### **4.1.1.2 Ensaios de compactação**

##### **4.1.1.2.1 Materiais utilizados**

###### **4.1.1.2.1.1 O solo**

O solo utilizado nos ensaios de compactação foi retirado do local de estudo situado no Campo Experimental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, município de Cachoeirinha, RS. As características do solo já foram descritas no capítulo 3. As amostras foram retiradas a profundidades que variam de 1.0 m a 1.80 m (horizonte B) e foram armazenadas em sacos plásticos. Todos os cuidados foram tomados para que não houvesse a contaminação do horizonte A, rico em matéria orgânica.

#### 4.1.1.2.1.2. O cimento

O cimento utilizado foi o Cimento Portland tipo CP-IV, classe 32, de marca comercial Cimbagé, produzido na cidade de Bagé, RS. As características físico-químicas médias desse cimento, apresentadas na Tabela 4.1, foram determinadas por Silva Filho (1994).

Tabela 4.1 - Características físico-químicas do cimento (Silva Filho, 1994)

Características Físicas	Módulo de Finura	1.2%
	Tempo de Pega	início: 203 min final : 552 min
	Resistência à Compressão (*) (Argamassa)	3 dias: 13.6 MPa 7 dias: 23.5 MPa 21 dias: 28.0 MPa 28 dias: 38.6 MPa
Características Químicas	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	6.10 %
	SiO <sub>2</sub>	33.3 %
	CaO	47.3 %
	MgO	5.31 %
	SO <sub>3</sub>	1.80 %
	Perda ao Fogo	6.81
	Álcalis solúveis em Água	0.47 %

(\*)Dados fornecidos pelo fabricante

#### 4.1.1.2.1.3. A água

Para a realização dos ensaios de compactação foi utilizado somente água destilada.

#### **4.1.1.2.2 Preparação do solo**

As amostras deformadas coletadas foram espalhadas e expostas para secagem ao ar. Depois de secas, foram destorroadas e passadas na peneira N° 4 (4.8 mm). Posteriormente, as amostras foram ensacadas novamente até o momento de sua utilização. O teor de umidade higroscópica foi determinado e ficou em torno de 4%.

#### **4.1.1.2.3 Mistura**

Para o caso da mistura de solo-cimento, os materiais utilizados, ou seja, solo, aditivo e água, foram pesados em balança com precisão de 0.01 g. Primeiramente, solo e aditivo foram misturados a mão até que a coloração estivesse uniforme em toda a massa, compondo a mistura seca. Posteriormente, acrescentou-se a água aos poucos cuidando-se para garantir a homogeneidade da mistura, compondo assim, a mistura úmida. O tempo necessário para a realização da mistura ficou em torno de 4 minutos.

A proporção de aditivo foi relacionada ao peso do solo seco e a proporção de água em relação ao peso da mistura solo-cimento.

Na preparação do solo para o ensaio de compactação sem aditivo, ou seja, solo sem adição de cimento, a proporção de água (em relação ao peso de solo seco) foi acrescentada aos poucos e o tempo de mistura foi de aproximadamente 3 minutos.

#### **4.1.1.2.4 Procedimento do ensaio**

Os ensaios de compactação foram realizados nas energias do Proctor Normal, Intermediário e Modificado conforme a Norma Brasileira NBR 7182/86.

Na execução do ensaio de compactação na energia do Proctor Normal utilizou-se o soquete pequeno (2500 g de peso e altura de queda de 305 mm) e o cilindro pequeno (volume igual a 1000 cm<sup>3</sup>). O número de golpes aplicado foi 26 para cada uma das 3 camadas.

Para as energias do Proctor Intermediário e Modificado utilizou-se o soquete grande e o cilindro pequeno. O peso (4847 g) e a altura de queda (444 mm) do soquete grande são distintos da descrição dada pela NBR 7182/86. Portanto, o número de golpes foi recalculado resultando em 20 golpes para a energia do Proctor Intermediário e 43 golpes para a energia do Proctor Modificado para cada uma das 3 camadas.

#### **4.1.1.3 Ensaio de resistência a compressão triaxial**

Os ensaios triaxiais foram realizados com amostras retiradas de campo da camada de solo compactado e da camada de solo melhorado com cimento depois de um período de aproximadamente 60 dias após a realização da compactação em campo. Foram realizados um total de 11 ensaios triaxiais nas tensões de confinamento de 20, 60 e 100 kN/m<sup>2</sup>. Os ensaios foram executados com medição interna e externa de deformações. A medição interna foi aplicada em somente 5 dos ensaios triaxiais (nas tensões de confinamento de 20 e 100 kN/m<sup>2</sup> para o solo natural compactado e nas tensões confinantes de 20, 60 e 100 kN/m<sup>2</sup> para o solo melhorado com cimento). Todos os ensaios foram do tipo saturados, consolidado isotropicamente e drenados (CID).

##### **4.1.1.3.1 Medição de deformação axial**

A medição de deformações axiais foi realizada utilizando instrumentação interna, a base de sensores de efeito Hall, e externa, através de um defletômetro conectado no topo da câmara triaxial.

Os transdutores de deformação axial utilizados neste trabalho foram construídos no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, tendo sido descritos por Soares e outros (1994), conforme mostra a Figura 4.1. Cada transdutor consiste de um sensor de efeito Hall (Micro-Switch, modelo 92SS12-2) encapsulado em um recipiente metálico o qual é preenchido com resina epóxi e vedado por uma lamínula de vidro a fim de impedir a entrada de água. Os ímãs permanentes são fixos a uma pequena barra metálica, e esta, a uma sapata que se apóia diretamente sobre o corpo de prova.

Uma haste presa a uma mola exerce uma pequena pressão de contato entre a lamínula de vidro que protege o sensor e os ímãs permanentes. A haste possui um rasgo que permite ajustar a posição do sensor em relação aos ímãs permanentes ao longo de um curso de 10 mm para o posicionamento do sensor dentro do intervalo linear de calibração. A mola da haste contém um suporte o qual é fixo a uma sapata, que por sua vez, é colada à membrana do corpo de prova. Os ímãs (Micro-Switch, modelo MG-103) e o pino de teflon são fixos a outra sapata que também é colada à membrana do corpo de prova.

#### **4.1.1.3.2 Calibração dos transdutores de deformação axial**

A calibração é importante para a determinação do intervalo linear dos sensores de efeito Hall. Um calibrador também foi desenvolvido para realizar esta aferição no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, descrito por Soares e outros (1994). O calibrador é constituído por uma placa de aço inoxidável com uma canaleta por onde se desloca, com folga muito reduzida, um bloco maciço de aço inoxidável. Este bloco é movimentado pelo eixo de um micrômetro fixado a uma das extremidades da placa. O bloco móvel encontra-se em contato com a haste de um defletômetro (com resolução de 1  $\mu\text{m}$ ), o qual é fixo a outra extremidade da placa. Durante a calibração, o micrômetro permite o avanço ou recuo suave do bloco móvel, ao passo que o defletômetro fornece o deslocamento padrão. A própria mola do defletômetro desloca o bloco móvel na direção do recuo, minimizando assim, a histerese na calibração do transdutor.

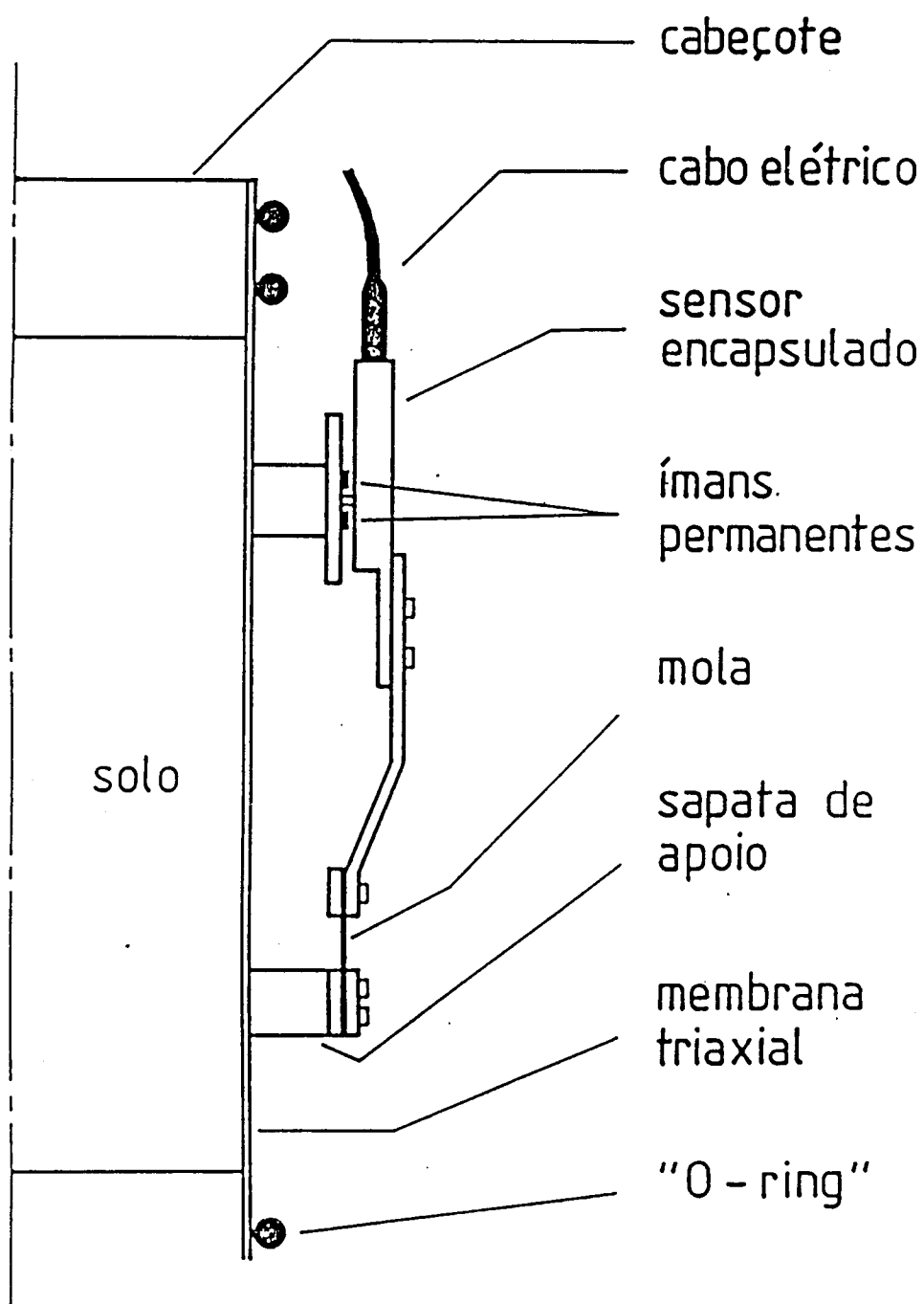


Fig 4.1 - Medidor de deformação axial a base de sensores de efeito Hall  
(Soares e outros, 1994)

A haste contendo o sensor encapsulado é colada sobre a placa do calibrador. O suporte contendo o par de ímãs permanentes é colado sobre o bloco móvel.

Após a calibração, um sensor de efeito Hall apresentou um intervalo linear de deslocamento de 2.0 mm, enquanto o outro, apresentou uma linearidade de 2.5 mm. Não foi verificada histerese significativa nas curvas de calibração dos transdutores de deslocamento.

#### **4.1.1.3.3 Aplicação da pressão confinante e da contra-pressão**

A aplicação da pressão confinante e da contra-pressão é feita através de um sistema de potes de óleo.

#### **4.1.1.3.4 Medição da poro-pressão e da pressão confinante**

A poro-pressão é medida através de um transdutor de pressão, da marca SODMEX, do tipo HP200, ligado à base do corpo de prova. A capacidade deste transdutor de pressão é de 5 kgf/cm<sup>2</sup>. A voltagem de alimentação do transdutor é de 8 V, o qual, é conectado a um multímetro (marca LEADER 856 G) que mede a voltagem de saída do transdutor. Como o transdutor foi calibrado previamente, a leitura do multímetro (volts) é multiplicada pela constante de calibração (0.0616483) resultando na medida da poro-pressão em kgf/cm<sup>2</sup>.

A pressão confinante e a contra-pressão é aplicada através de um sistema de potes de óleo, a qual, é medida através de um manômetro da marca GEONOR com precisão de 0.1 kgf/cm<sup>2</sup>. A pressão confinante pode também ser medida pelo mesmo transdutor de pressão que mede a poro-pressão. Um conjunto de válvulas conectado a este transdutor permite medir ora a poro-pressão, ora a pressão de confinamento.

#### **4.1.1.3.5 Medição da força axial**

A medição da força axial é feita através de um anel dinamométrico com capacidade de 400 kgf. Este anel foi calibrado previamente e sua constante de calibração é 0.5062. A leitura do anel dinamométrico multiplicada pela constante de calibração resulta na força axial aplicada em kgf.

#### **4.1.1.3.6 Medição da variação volumétrica**

A variação volumétrica é medida através de uma bureta graduada com um volume de 25 cm<sup>3</sup> conectada ao topo do corpo de prova. O instrumento permite medir a variação volumétrica de um sistema sob pressão pelo deslocamento da superfície de contato de dois líquidos não miscíveis (querosene com corante e água). A resolução da bureta é de 0.1 ml.

#### **4.1.1.3.7 Interface equipamento triaxial-computador**

O datalogger é o elemento que permite a interface entre o micro-computador e o equipamento triaxial.

A cada leitura dos sensores o datalogger converte o sinal analógico (volts) em um sinal digital que pode ser reconhecido pelo micro-computador (bits).

#### **4.1.1.3.8 Leitura zero dos transdutores**

Estando o corpo de prova montado e os transdutores de deslocamentos (sensores de efeito Hall) ajustados no intervalo linear de calibração, são tomadas as leituras zero. Estas leituras servirão como referência para o cálculo dos parâmetros do ensaio. Assim, por exemplo, a deformação será calculada em função da diferença entre a leitura do medidor de deformação em um instante qualquer do ensaio e a leitura zero. O mesmo procedimento é adotado para os



transdutores de pressão. A leitura zero do transdutor de pressão é feita isolando este transdutor do sistema e abrindo para a atmosfera através do conjunto de válvulas.

#### **4.1.1.3.9 Amostragem e moldagem dos corpos de prova**

A técnica utilizada para a retirada de amostras em campo foi a amostragem em bloco. Da camada de solo natural compactado e de solo compactado com cimento foram retirados blocos nas dimensões de 15x15x15 cm. Estes blocos foram parafinados para evitar perda de umidade e acondicionados em caixas com serragem a fim de proteger durante o transporte. No laboratório, os blocos foram colocados em câmara úmida até o momento de sua utilização.

Os corpos de prova foram cortados e moldados nas dimensões de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Os corpos de prova do solo natural compactado foram moldados num equipamento especialmente projetado para moldagem de corpos de prova de 50 mm de diâmetro. Já para os corpos de prova de solo compactado com cimento, devido a sua rigidez, foi utilizado além deste equipamento uma serra elétrica.

Depois de moldados, os corpos de prova foram pesados em balança com resolução de 0.01 g e medidos com o auxílio de um paquímetro de 0.10 mm de precisão. Os corpos de prova que não foram utilizados naquele momento foram ensacados e colocados em câmara úmida.

#### **4.1.1.3.10 Montagem do equipamento**

Os corpos de prova foram colocados no pedestal da câmara triaxial sobre o papel filtro e a pedra porosa. No topo do corpo de prova foi colocado o papel filtro, a pedra porosa e o top-cap. Posteriormente, o corpo de prova foi coberto pela membrana, tendo sido a mesma, fixada por anéis de vedação (o-rings). A membrana foi previamente marcada com as posições onde os sensores de

efeito Hall deveriam ser colados. Os sensores foram posicionados em pontos diametralmente opostos e sobre o terço médio do corpo de prova. Como os corpos de prova tinham 100 mm de altura, a distância vertical entre as sapatas ficou em 66 mm. Na colagem dos medidores de deformação axial deve-se assegurar o alinhamento dos mesmos em relação às marcas feitas na membrana, ou seja, deve-se garantir a verticalidade dos medidores. Optou-se em colar o par de ímãs permanentes à sapata superior e a haste de fixação dos sensores à sapata inferior. Este procedimento tem como inconveniente que o peso dos sensores tende a girar a sapata de apoio, deslocando a membrana do corpo de prova (Martins, 1994). Para contornar este problema, Bressani (1990) sugere a aplicação de vácuo no interior do corpo de prova durante a montagem e a utilização de um tira de borracha para pressionar as sapatas contra o corpo de prova. Este procedimento se mostrou eficiente e foi utilizado nos ensaios com medição local de deformação.

Após o alinhamento e a colagem dos sensores, é feito o ajuste do início do intervalo linear da calibração através do monitoramento das leituras no micro-computador.

#### **4.1.1.3.11 Execução do ensaio**

Após o ajuste dos sensores, a câmara triaxial foi preenchida com água. Em seguida, percolou-se água através da amostra no sentido base-topo do corpo de prova por um período mínimo de 24 horas.

Depois do período de percolação, a amostra foi submetida a incrementos de contra-pressão e pressão confinante para aumentar o grau de saturação da amostra. A diferença entre as duas pressões foi mantida constante em 20 kN/m<sup>2</sup>. A verificação da saturação foi realizada através do parâmetro B de Skempton.

Como o ensaio é adensado e drenado, o último passo antes do início do ensaio foi o adensamento da amostra na pressão de confinamento estabelecida (20, 60 ou 100 kN/m<sup>2</sup>).

A velocidade de deformação utilizada foi de 0.0180 mm/min para os corpos de prova de solo natural compactado e de solo melhorado com cimento.

Durante o ensaio, as leituras dos transdutores de deslocamento são enviadas ao micro-computador, as quais, são armazenadas em um arquivo de dados. Esses dados (em bits) são posteriormente importados e recalculados com as respectivas constantes de calibração para conversão de unidades (mm).

#### 4.1.2 Ensaio de campo

##### 4.1.2.1 Escavação das valas e preparação do solo

A área correspondente a realização dos ensaios foi primeiramente limpa e toda vegetação existente foi retirada com o auxílio de uma retroescavadeira. Duas valas foram escavadas para posteriormente serem executados a compactação e os ensaios de placa. Cada vala tinha as seguintes dimensões: 5.00 m de comprimento, 1.50 m de largura e 1.80 m de profundidade conforme ilustrado na Figura 4.2. Numa vala seria executada a compactação do solo natural, e na outra, a compactação da mistura solo-cimento.

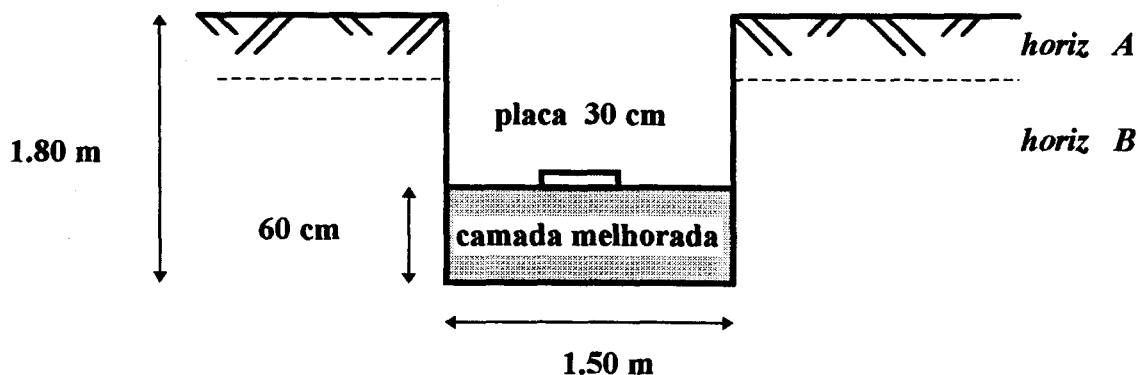


Fig 4.2 - Dimensões da escavação

A escavação iniciou com a retirada de uma camada superficial de solo correspondente ao horizonte A (80 cm), a qual foi posta de lado. Posteriormente, foi escavado o solo até uma profundidade de 1.80 m (horizonte B), o qual foi devidamente espalhado e exposto ao sol para secagem, pois a umidade natural (25%) é maior que a umidade ótima de compactação (19.4%). O solo depois de espalhado foi coberto com uma lona para proteção nos períodos de chuva.

#### **4.1.2.2 Compactação do solo natural**

Várias amostras de solo foram coletadas de diversos pontos do material que se encontrava espalhado para a determinação do teor de umidade, apresentando uma variação de 17% a 20% e um teor de umidade médio de 18.5%. O teor de umidade foi determinado em campo utilizando-se o método da frigideira.

O solo foi colocado na vala em camadas de 20 cm de espessura e compactado com 6 passadas do compactador a percussão. Um total de 5 camadas foi necessário para atingir a espessura final desejada de 60 cm. A cada camada compactada foi retirada amostra cilíndrica indeformada para a verificação da densidade. Essas amostras foram levadas para o laboratório para a determinação da umidade em estufa de 110° C.

Concluída a compactação, a superfície compactada foi coberta com uma camada de 15 cm de solo solto e a vala foi coberta com uma lona plástica a fim de manter a umidade e evitar a entrada de água da chuva, bem como, evitar o ressecamento superficial pela insolação.

#### **4.1.2.3 Compactação da mistura solo-cimento**

Devido ao intenso período de chuva e umidade na época da realização da compactação do solo, não foi possível atingir a umidade ótima, mesmo estando o solo protegido com lona. Portanto, decidiu-se compactar o solo nestas condições, com a umidade média do solo natural em torno de 26%. Já a umidade média da

mistura solo-cimento ficou em torno de 23%, o que era previsível, pois com a adição de cimento há um aumento do peso seco do solo, conseqüentemente, há um decréscimo no teor de umidade, além de perdas de água devido à hidratação do cimento.

A mistura de solo-cimento (teor de 5% de cimento) e a compactação de cada camada foi realizada em 2 etapas, visto que, o volume de solo necessário para compactar cada camada era relativamente grande considerando que a mistura foi realizada manualmente. O tempo de mistura ficou em torno de 15 minutos. Volumes muito grandes de solo dificultariam uma boa homogeneização e, além do mais, aumentaria o tempo necessário para a mistura acarretando em perda de resistência (Núñez, 1991). O uso de betoneira convencional para misturar o solo-cimento se mostrou ineficaz, constatando-se assim, que este tipo de equipamento não é adequado para mistura de materiais finos.

Após espalhado o solo em camadas de 20 cm de espessura, realizou-se uma pré-compactação com soquetes manuais de modo a obter uma base mais firme para a passagem do Sapo.

O número de passadas do Sapo foi restringido a 3, pois com o início das reações primárias da mistura solo-cimento nas camadas inferiores, onde já há um enrijecimento do material, o uso de uma energia maior causaria a desestruturação das mesmas.

Concluída a compactação, a superfície da vala foi coberta por uma camada de aproximadamente 15 cm de solo, sendo a mesma coberta por uma lona plástica para manter a umidade e facilitar a cura da mistura, evitando o ressecamento superficial.

#### **4.1.2.4 Descrição do compactador**

O compactador utilizado foi um compactador a percussão do tipo "Sapo" da marca Wacker (Fig. 4.3), modelo BS 62Y. Basicamente, a escolha deste

tipo de compactador se deve ao fato de que é adequado para o tipo de solo do local, atende as especificações desejadas e pelas condições físicas do local de trabalho.

Os dados técnicos fornecidos pelo fabricante especificam que todos os equipamentos Wacker foram projetados para atingir, no mínimo, 95% da densidade Proctor padrão, com três ou quatro passadas, na umidade do solo próxima à ótima.

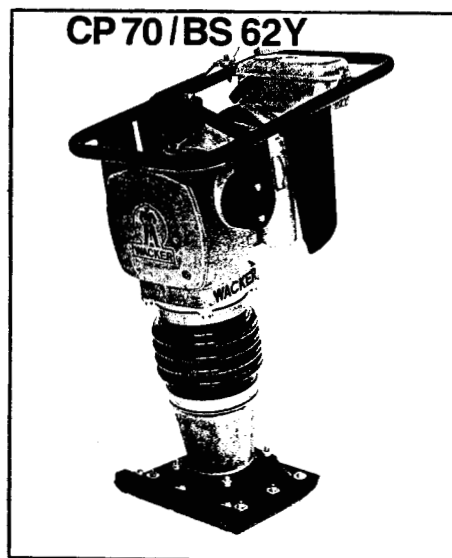


Fig. 4.3 - Compactador tipo Sapo

Filtz e Brandon (1993) instrumentaram dois compactadores com células de carga e acelerômetros para medir a força de contato e a energia transferida ao solo. Foi usado um compactador de percussão e outro vibratório. Dois tipos de solo foram utilizados para os testes: uma areia siltosa seca e úmida, e uma areia limpa. O compactador de percussão usado no estudo foi da marca Wacker, modelo BS 60Y (62 kg), similar ao modelo BS 62Y. As medidas de força e energia foram realizadas durante a operação do compactador após um número de duas passadas, portanto, para a condição do solo compactado e não do solo fofo, em camadas de 15 cm de solo. A energia média obtida pelos autores foi de 71.0 J por impacto e a força de pico média foi de 24500 N, apresentando uma variação de

15700 N a 38000 N. Esta variação substancial na força de pico é devido à variação na rigidez com o tipo de solo e à variação da umidade de ensaio para ensaio. A energia especificada pelo fabricante para o equipamento é de 78.4 J, próxima a do equipamento utilizado nesta pesquisa, e a especificação da força é de 12300 N. A força medida pelo fabricante representa uma força média correspondente a uma deformação padrão do solo de 6.35 mm durante o impacto. Portanto, seria correspondente a uma força de pico de aproximadamente 24700 N, que é, próxima à força de pico obtida neste estudo.

Algumas das especificações fornecidas pelo fabricante para o compactador de percussão BS 62Y são descritas a seguir: energia de 83 J por impacto; profundidade de compactação de até 58 cm; um número de 60 a 90 golpes por segundo; rendimento de até 332 m<sup>2</sup>/h; velocidade de avanço de 17m/min e uma potência de 2300 W.

#### **4.1.2.5 Determinação da densidade do solo "in situ"**

A densidade do solo em campo foi determinada através da retirada de amostras cilíndricas indeformadas pela cravação de um cilindro metálico conforme o procedimento descrito pela ASTM D2937-83.

#### **4.1.2.6 Ensaio de placa**

Os ensaios de placa de 30 cm de diâmetro foram realizados sobre duas camadas de solo melhorado (solo natural compactado e solo melhorado com cimento) de 60 cm de espessura. Os ensaios de placa sobre a camada de solo natural compactado foram realizados após um período de 30 dias da compactação em campo, enquanto que, para o caso da camada de solo melhorado com cimento, os ensaios foram realizados após um período de 180 dias de cura.

#### 4.1.2.6.1 Sistema de reação

O sistema de reação consiste de duas sapatas móveis, uma viga de reação, elementos de união viga-sapata e sobrecarga sobre a viga.

A sapata é constituída de uma base de concreto de forma piramidal na qual se engasta uma coluna formada por dois perfis U, tendo um peso total de 2.0 tf. A viga de reação é constituída de um perfil H fabricado com chapa de aço de 1" (2.54 cm) com um peso aproximado de 2.0 tf. A sobrecarga é constituída de 8 blocos de concreto com um peso aproximado de 1.0 tf cada um, conforme mostra a Figura 4.4. Portanto, a sobrecarga total do sistema de reação chega a 14.0 tf.

#### 4.1.2.6.2 Sistema de transmissão de carga

O sistema de transmissão de cargas consiste de um macaco hidráulico, uma célula de carga, tubos de transmissão de carga e a placa (Fig. 4.5).

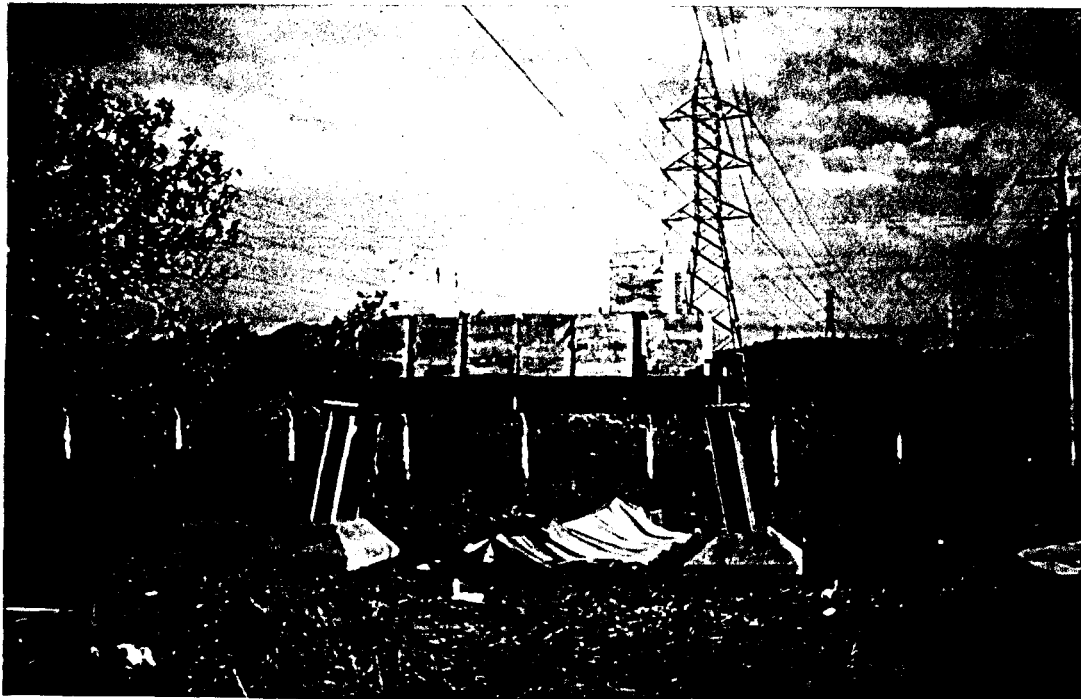


Fig 4.4 - Sistema de reação



#### 4.1.2.6.1 Sistema de reação

O sistema de reação consiste de duas sapatas móveis, uma viga de reação, elementos de união viga-sapata e sobrecarga sobre a viga.

A sapata é constituída de uma base de concreto de forma piramidal na qual se engasta uma coluna formada por dois perfis U, tendo um peso total de 2.0 tf. A viga de reação é constituída de um perfil H fabricado com chapa de aço de 1" (2.54 cm) com um peso aproximado de 2.0 tf. A sobrecarga é constituída de 8 blocos de concreto com um peso aproximado de 1.0 tf cada um, conforme mostra a Figura 4.4. Portanto, a sobrecarga total do sistema de reação chega a 14.0 tf.

#### 4.1.2.6.2 Sistema de transmissão de carga

O sistema de transmissão de cargas consiste de um macaco hidráulico, uma célula de carga, tubos de transmissão de carga e a placa (Fig. 4.5).

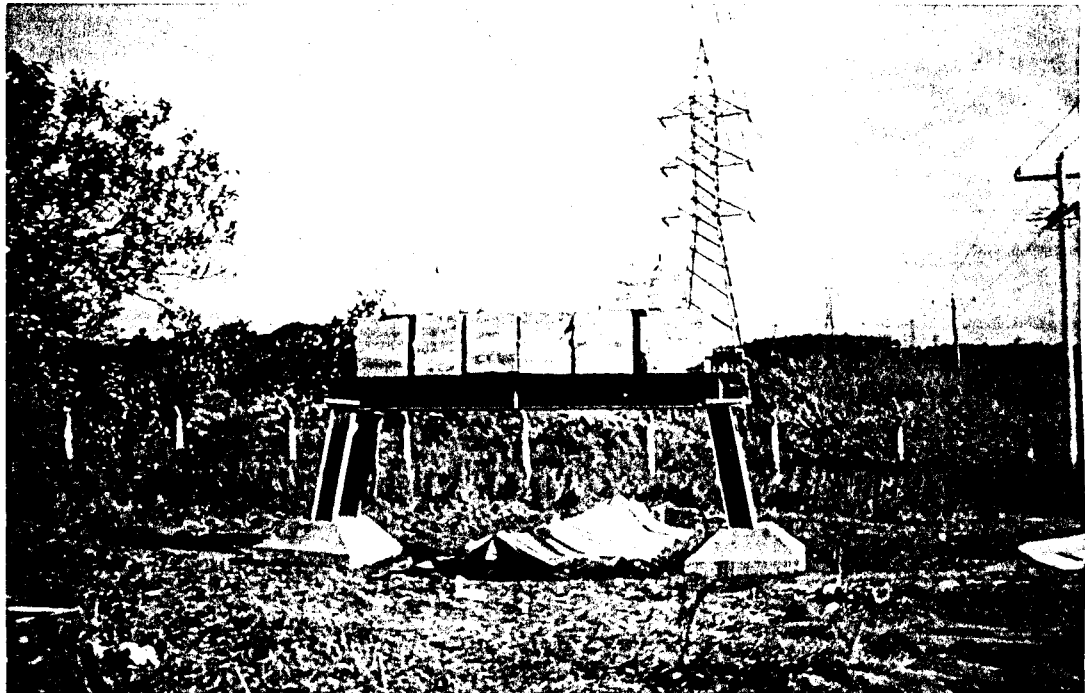


Fig 4.4 - Sistema de reação

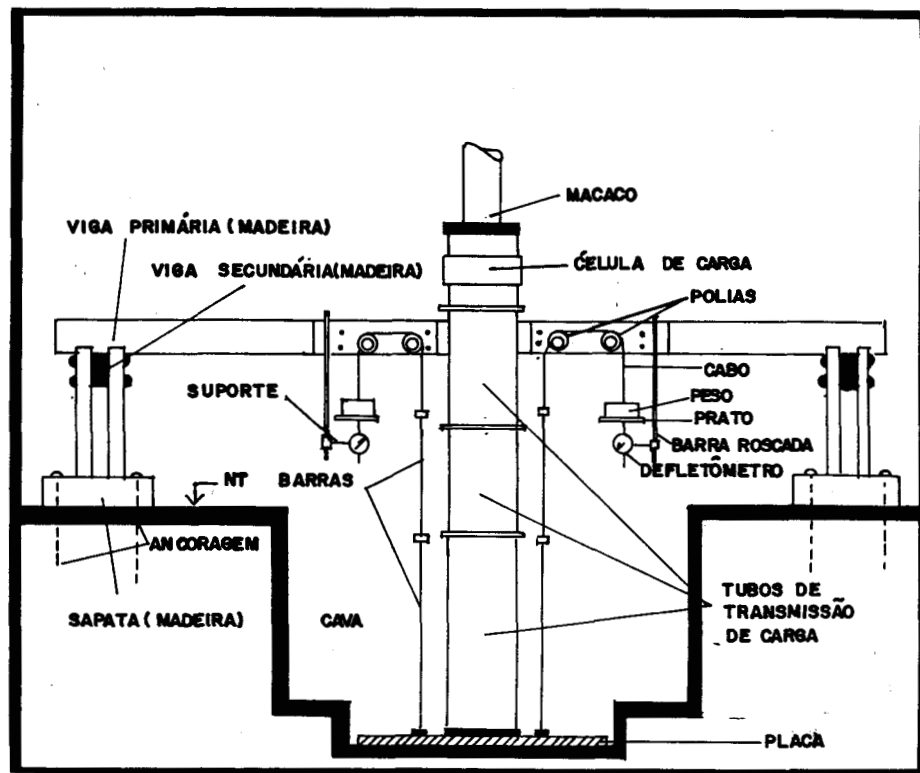


Fig 4.5 - Sistema de transmissão de carga e medição de deslocamento  
(Cudmani, 1994)

O macaco hidráulico é da marca ENERPAC, tem uma capacidade de 30 tf. A célula de carga, é da marca KRATOS, foi calibrada em laboratório com incrementos de carga de 500 kgf até sua capacidade máxima, ou seja, 20 tf. A placa possui um diâmetro de 30 cm e é constituída de aço com espessura de 1" (2.54 cm).

#### 4.1.2.6.3 Sistema de medição de deslocamentos

Os deslocamentos da placa foram medidos sobre a mesma em dois pontos opostos. Dois fios de aço partem da placa, passam através de um dispositivo especialmente projetado e são ligados individualmente a um peso. O dispositivo possibilita que o deslocamento da placa provoque um deslocamento do peso, cuja magnitude é a mesma que a correspondente ao deslocamento da placa. O dispositivo consiste de uma placa de aço onde foram fixados dois rolamentos e uma barra rosca. O fio de aço conectado na placa passa através do rolamento e é

preso ao peso. O defletômetro é fixado na barra roscada e conectado ao peso de modo que, com o recalque da placa, o peso sobe e causa um movimento do cursor do defletômetro. Os defletômetros usados são da marca MITUTOYO, com precisão de 0.01 mm e 50 mm de curso.

Os dois dispositivos projetados, conforme descrito acima, correspondentes aos dois pontos de medição de deslocamentos sobre a placa, são fixos a um sistema de referência composto por duas vigas principais de 4.0 m de comprimento, apoiadas nas extremidades sobre duas vigas secundárias, de 1.50 m de comprimento, as quais são apoiadas em quatro sapatas. Cada sapata é vinculada ao terreno por meio de quatro barras de aço de 20 cm de comprimento. Todo o sistema de referência é de madeira para facilitar tanto o transporte como a instalação. As Figuras 4.5 e 4.6 mostram o sistema de medição de deslocamentos descrito.

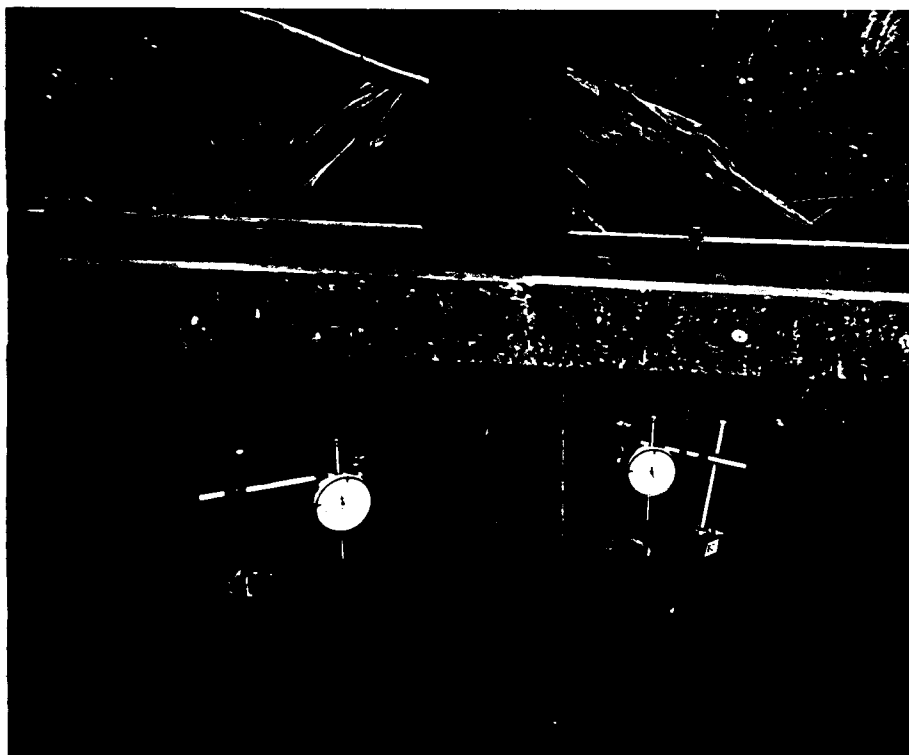


Fig. 4.6 - Sistema de medição de deslocamentos

preso ao peso. O defletômetro é fixado na barra roscada e conectado ao peso de modo que, com o recalque da placa, o peso sobe e causa um movimento do cursor do defletômetro. Os defletômetros usados são da marca MITUTOYO, com precisão de 0.01 mm e 50 mm de curso.

Os dois dispositivos projetados, conforme descrito acima, correspondentes aos dois pontos de medição de deslocamentos sobre a placa, são fixos a um sistema de referência composto por duas vigas principais de 4.0 m de comprimento, apoiadas nas extremidades sobre duas vigas secundárias, de 1.50 m de comprimento, as quais são apoiadas em quatro sapatas. Cada sapata é vinculada ao terreno por meio de quatro barras de aço de 20 cm de comprimento. Todo o sistema de referência é de madeira para facilitar tanto o transporte como a instalação. As Figuras 4.5 e 4.6 mostram o sistema de medição de deslocamentos descrito.

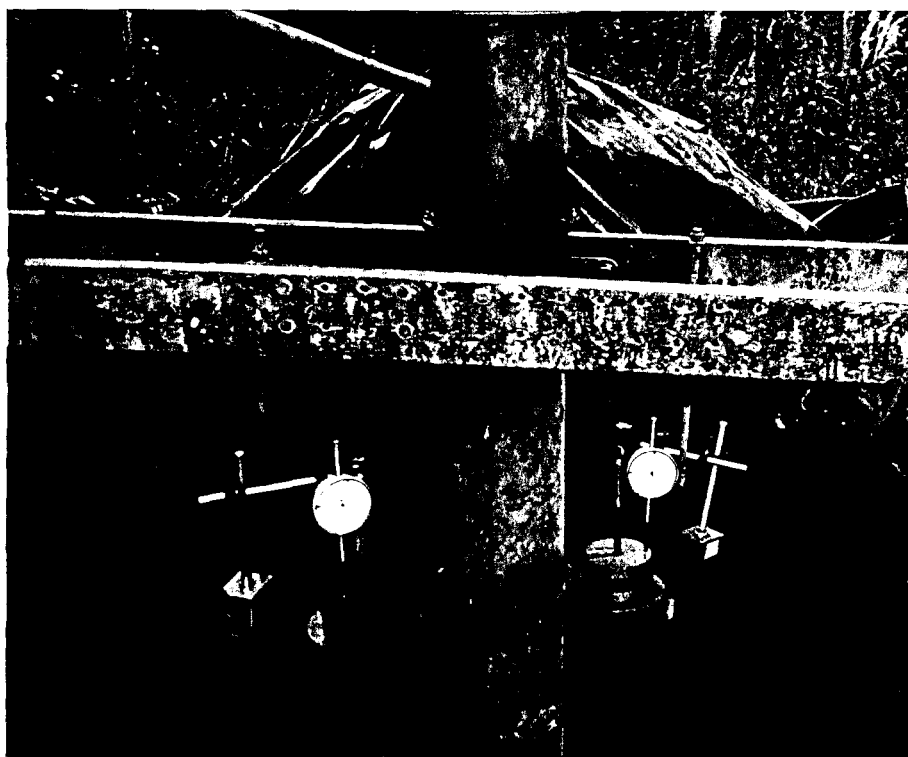


Fig. 4.6 - Sistema de medição de deslocamentos

#### **4.1.2.6.4 Execução do ensaio**

O ensaio pode ser dividido em duas etapas: preparação do ensaio e aplicação do carregamento.

##### **4.1.2.6.4.1 Preparação do ensaio**

O primeiro passo do ensaio consistiu na instalação do sistema de reação. Todos os elementos integrantes do sistema de reação foram transportados até a posição do ensaio por um caminhão Munck.

A seguir, foi nivelado o local onde seria assente a placa para que a mesma ficasse na horizontal. Tomou-se o cuidado para que a posição da placa ficasse exatamente no centro da viga de reação.

Posteriormente, foi montado o sistema de transmissão de cargas assegurando que o mesmo ficasse perfeitamente na vertical.

Por último, foram montados os sistemas de referência e de deslocamento.

##### **4.1.2.6.4.2. Aplicação do carregamento**

A segunda etapa do ensaio foi executada no dia seguinte a primeira etapa. Portanto, nesta etapa eram instalados os defletômetros, a célula de carga, o macaco hidráulico e os aparelhos eletrônicos (fonte e multímetro). Equipamentos estes que, por motivos de segurança, não convinham deixá-los montados no dia anterior. A célula de carga era alimentada por uma fonte de 10 Volts e era ligada a um multímetro onde efetuavam-se as leituras das cargas aplicadas.

O carregamento foi aplicado de forma distinta para os ensaios realizados na camada de solo natural compactado e na camada de solo compactado

com cimento. Para a camada de solo natural compactado, o carregamento foi aplicado em estágios sucessivos de 1.0 tf até atingir a carga de ruptura do solo. Para a camada de solo compactado com cimento, a aplicação do carregamento se deu em estágios de 1.5 tf até atingir a carga máxima do ensaio imposta pelo sistema de reação (14 tf). Posteriormente, se executou o descarregamento também em estágios, mas, com incrementos de carga diferenciados, pois o macaco hidráulico não permitia o descarregamento em estágios iguais.

As leituras dos defletômetros eram feitas em intervalos de tempo de 1, 2, 4, 8, 15, 30 e 60 minutos após a aplicação da carga. A aplicação de um novo carregamento só era realizada depois de verificado o critério de estabilização, que em geral, ocorria em 60 minutos. Este critério é dado pela NBR 6121/1986 que estabelece:

$$L_n - L_{n-1} \leq 5\% (L_n - L_1)$$

onde:

$L_n$  = leitura no intervalo "n" qualquer

$L_{n-1}$  = leitura imediatamente anterior a leitura  $L_n$

$L_1$  = primeira leitura após a aplicação do carregamento

## 4.2 ETAPA NUMÉRICA

A etapa numérica compreende a utilização do modelo constitutivo Pseudo-Elastico Não Linear para representar o comportamento do material. Através da implementação deste modelo no programa CRISP-90 realizada por Thomé (1994) e Mántaras (1995), o qual é embasado no Método dos Elementos Finitos, foi possível simular o comportamento de uma camada de solo compactado e de uma camada de solo melhorado com cimento quando submetidas ao carregamento de uma placa. Previamente à simulação, a calibração dos parâmetros do modelo foi realizada com base em ensaios triaxiais realizados em amostras de solo compactado e de mistura solo-cimento coletadas nas valas realizadas no campo experimental.

Comparações foram feitas entre os resultados da simulação numérica e dos ensaios de placa realizados nas camadas melhoradas por compactação do solo natural e da mistura solo-cimento.

#### 4.2.1 O Modelo Pseudo-Elástico Não Linear

Os estudos teóricos tem evoluído na procura de uma melhor representação do comportamento do solo; e, têm conduzido a diversas formulações matemáticas que descrevam o comportamento tensão-deformação do solo. Estas formulações matemáticas devem ser baseadas em ensaios e simular as condições reais com precisão e simplicidade, para permitir a utilização do método de forma satisfatória.

Dentre estas formulações, o modelo Pseudo-Elástico Não Linear (Hiperbólico) proposto por Duncan e Chang (1970) tem tido grande aplicabilidade implementado no Método dos Elementos Finitos. Este modelo constitutivo foi adotado neste trabalho para representar o comportamento tensão-deformação do solo compactado natural, bem como da mistura solo-cimento.

Este modelo propõe uma relação tensão-deformação não linear, através da consideração de um módulo tangente variável com a tensão desviadora e do módulo de elasticidade inicial ( $E_i$ ) variável com a pressão de confinamento ( $\sigma_3$ ).

Kondner e Zelasko (1963) demonstraram que a não linearidade das curvas tensão-deformação pode ser expressa segundo a equação de uma hipérbole do tipo:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_a}{a + b \cdot \varepsilon_a} \quad (4.1)$$

onde:

$(\sigma_1 - \sigma_3)$  = diferença entre as tensões principais maior e menor

$\varepsilon_a$  = deformação axial

$a$  e  $b$  = constantes que dependem do tipo de solo

Os valores dos coeficientes  $a$  e  $b$  podem ser determinados plotando os dados tensão-deformação em eixos transformados, onde  $a$  é a interseção da linha reta com o eixo das ordenadas e  $b$  é a inclinação da reta, conforme ilustrado na Figura 4.7. Assim, a equação da hipérbole pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = a + b \varepsilon_a \quad (4.2)$$

O significado físico das constantes  $a$  e  $b$  pode ser visto na Figura 4.8, onde  $a$  é o inverso do módulo de elasticidade inicial ( $E_i$ ) e  $b$  é o inverso da assíntota  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ . Esta assíntota é o valor de  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  quando a deformação  $\varepsilon_a$  tende ao infinito. Portanto, substituindo  $a=1/E_i$  e  $b=1/(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  na equação (4.1) temos:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_a}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (4.3)$$

Substituindo também na equação (4.2), obtém-se:

$$\frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = \frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (4.4)$$

O valor assintótico da diferença de tensões,  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ , é relacionado com a diferença de tensões na ruptura,  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}$ , através de um fator  $R_f$ , onde:

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (4.5)$$



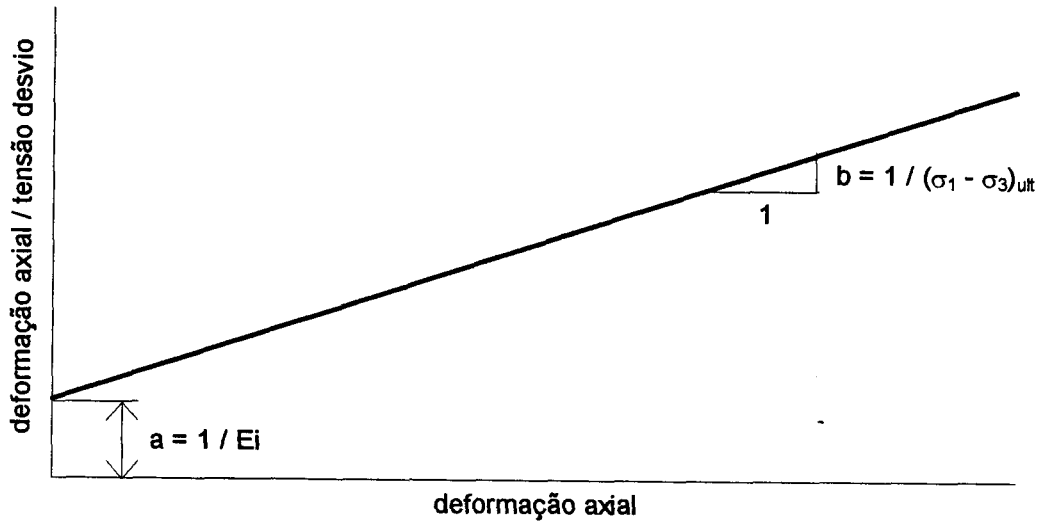


Fig.4.7- Representação hiperbólica em escala transformada (Kondner, 1963)

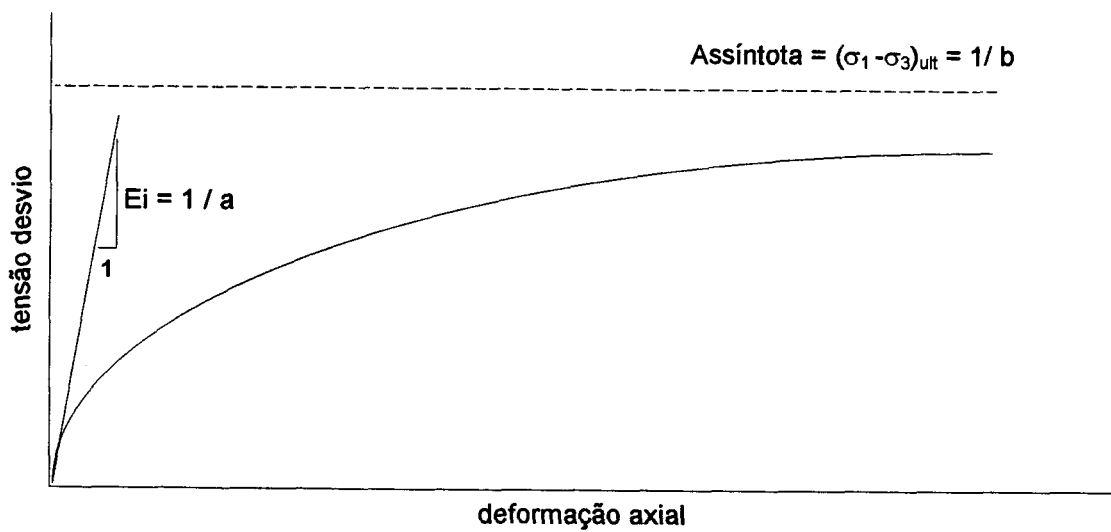


Fig. 4.8 - Representação hiperbólica idealizada da curva tensão-deformação (Kondner, 1963)

O valor de  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}$  pode ser expresso pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (4.6)$$

onde:

$c$  = é a coesão

$\varphi$  = é o ângulo de atrito interno

Estes valores são os parâmetros de resistência Mohr-Coulomb

Segundo Janbu (1963), o módulo de elasticidade inicial ( $E_i$ ) varia com a tensão de confinamento ( $\sigma_3$ ) de acordo com a seguinte expressão:

$$E_i = K \cdot p_a \cdot \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (4.7)$$

onde:

$p_a$  = pressão atmosférica

$K$  e  $n$  = parâmetros adimensionais do solo

Os parâmetros  $K$  e  $n$  podem ser obtidos pela plotagem dos valores de  $(E_i / p_a) \times (\sigma_3 / p_a)$  em escala logarítmica, onde  $K$  é a interseção da linha reta ajustada com o eixo vertical passando por  $(\sigma_3 / p_a) = 1$  e  $n$  é a inclinação desta reta, como ilustrado na Figura 4.9.

Considerando a tensão de confinamento ( $\sigma_3$ ) constante, o módulo de Elasticidade tangente ( $E_t$ ) para cada ponto da curva tensão-deformação é obtido derivando a equação (4.3) e substituindo as equações (4.5), (4.6) e (4.7) na expressão resultante, obtendo-se a seguinte equação:

$$E_t = \left[ 1 - \frac{R_f \cdot (1 - \text{sen } \varphi) \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot c \cdot \cos \varphi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \text{sen } \varphi} \right]^2 \cdot K \cdot p_a \cdot \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (4.8)$$

O coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) foi obtido das curvas deformação volumétrica-deformação axial e, na análise numérica, foi adotado um valor constante.

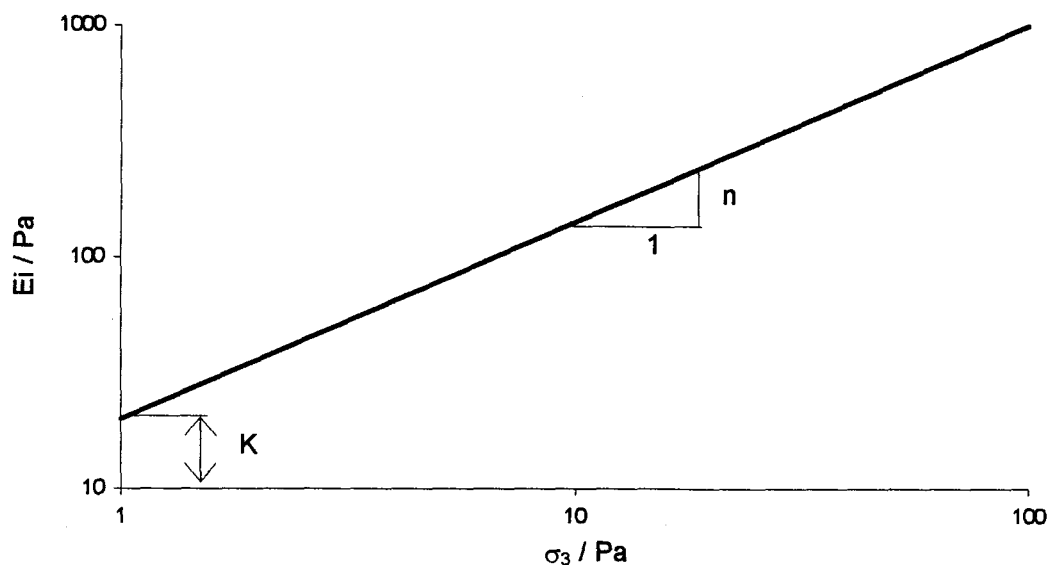


Fig. 4.9 - Obtenção dos parâmetros K e n do modelo hiperbólico (Kondner, 1963)

#### 4.2.2 O programa CRISP- 90

O programa de computador conhecido como CRISP (Critical State Program) foi desenvolvido por pesquisadores do grupo de mecânica dos solos da Universidade de Cambridge a partir do ano de 1975. Alguns exemplos de uso do programa são apresentados por Britto e Gunn (1987) e podem ser encontrados também em teses de vários membros do grupo de mecânica dos solos da Universidade de Cambridge (Davies, 1982; Almeida, 1981; Taylor, 1984; Almeida, 1984; Sun, 1987).

O CRISP-90 é uma versão atualizada do programa, o qual permite realizar diversos tipos de análise, conforme Britto e Gunn (1990):

*Tipos de análise:* análise drenada, não-drenada e de adensamento, deformação plana, simetria axial, análise tridimensional.

*Modelos de solos:* Elástico Anisotrópico, Elástico Não-Homogêneo (propriedades variando com a profundidade), Cam-Clay, Cam-Clay Modificado, Elástico Perfeitamente Plástico (com critérios de ruptura de Tresca, Von Mises, Mohr-Coulomb e Drucker-Prager).

*Tipos de elementos:* Triangular linear (análise bidimensional), triangular cúbico (análise bidimensional), quadrilátero de oito nós (análise bidimensional), cúbico (análise tridimensional), barra (análise bidimensional-deformação plana), viga (análise bidimensional-deformação plana), junta (análise bidimensional-deformação plana e axial simétrico).

*Técnicas não-lineares:* Procedimento incremental e opção para modificação das coordenadas durante a análise.

*Condições de contorno e carregamento:* deslocamentos prescritos, poro-pressão prescrita, cargas nodais e carga distribuída, cálculo automático de cargas simulando escavação ou construção quando elementos são removidos ou adicionados.

Depois de implantado o programa CRISP-90 no supercomputador CRAY do Centro Nacional de Supercomputação, o modelo Pseudo-Elástico Não Linear (Duncan & Chang, 1970) foi implementado dentro da versão original do programa CRISP-90 por Thomé (1994) e Mántaras (1995).

Mántaras (1995) fez uma verificação do programa CRISP-90 comparando os resultados obtidos mediante aplicação de soluções analíticas fechadas, idealizadas para materiais com comportamento linear elástico e para

materiais com comportamento elástico perfeitamente plástico, com os resultados de simulações numéricas. O autor observou uma boa concordância entre os resultados analíticos e numéricos.

Thomé (1994) verificou a implementação do Modelo Pseudo-Elástico Não Linear através da simulação do comportamento tensão-deformação do solo. A comparação das curvas tensão-deformação obtidas em ensaios triaxiais com a simulação apresentou uma boa concordância de resultados.

#### **4.2.3 Análise Numérica**

Uma malha de elementos finitos foi utilizada nas simulações numéricas procurando reproduzir geometricamente o problema de campo (carregamento de uma placa assente sobre uma camada de solo melhorado). Procurou-se concentrar uma boa percentagem de elementos na região de principal interesse, ou seja, na região sujeita a carregamento próxima à placa. Os elementos utilizados foram do tipo quadrilátero de oito nós com nove pontos de integração. A análise realizada foi do tipo axial simétrica e a aplicação do carregamento foi de forma incremental.

# CAPÍTULO 5

## APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

### 5.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

As Figuras 5.1 e 5.2 mostram as curvas de compactação do solo natural e da mistura solo-cimento nas energias dos ensaios de Proctor Normal, Intermediário e Modificado realizados no laboratório. Pode-se observar que as curvas apresentam um comportamento típico, ou seja, com o aumento da energia de compactação há um aumento da densidade e uma redução da umidade ótima, tanto para o solo natural como para o solo com aditivo.

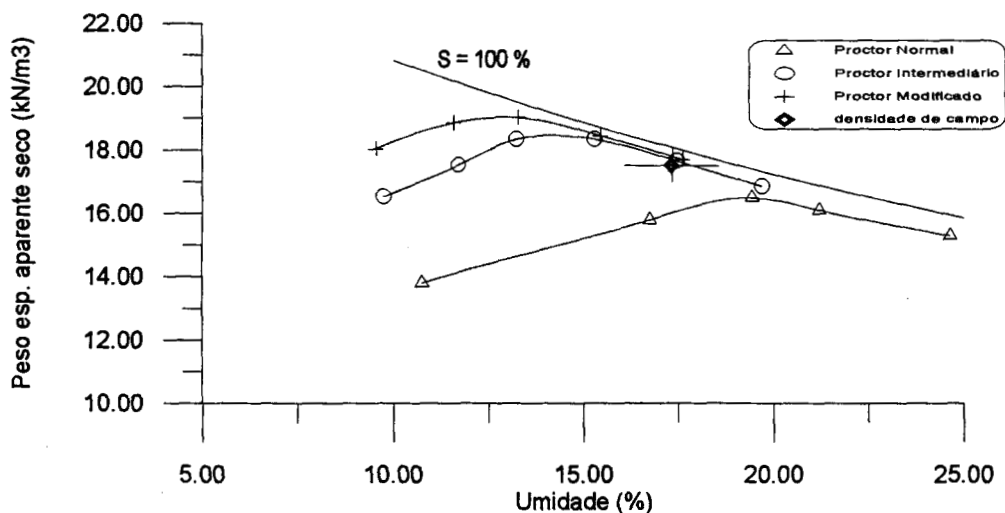


Fig 5.1 - Curvas de compactação do solo natural

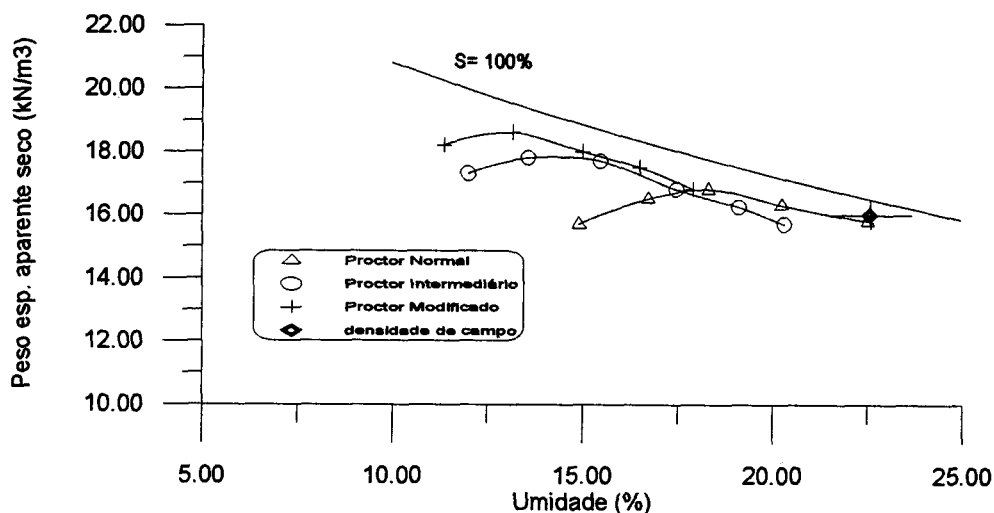


Fig 5.2 - Curvas de compactação da mistura solo-cimento

Através da comparação das curvas de compactação do solo natural com o solo melhorado com cimento para as três energias de compactação, Figuras 5.3, 5.4 e 5.5, pode-se notar que não há um padrão definido para as curvas de solo melhorado com cimento em relação ao solo natural compactado. Para a curva de Proctor Normal houve um aumento da densidade com a adição de cimento e uma redução da umidade ótima, já para as curvas de Proctor Intermediário e de Proctor Modificado, houve uma redução da densidade e a umidade ótima praticamente se manteve constante.

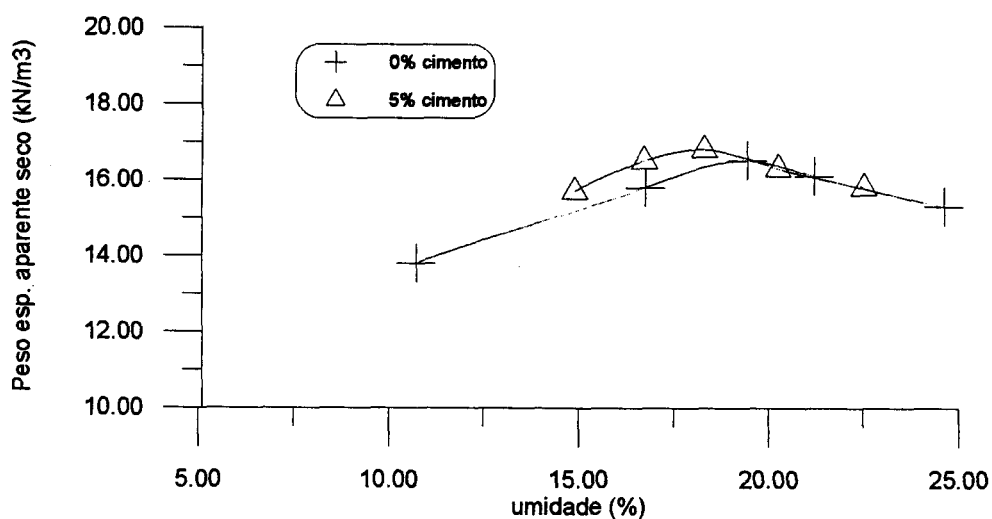


Fig 5.3 - Curvas de compactação Proctor Normal

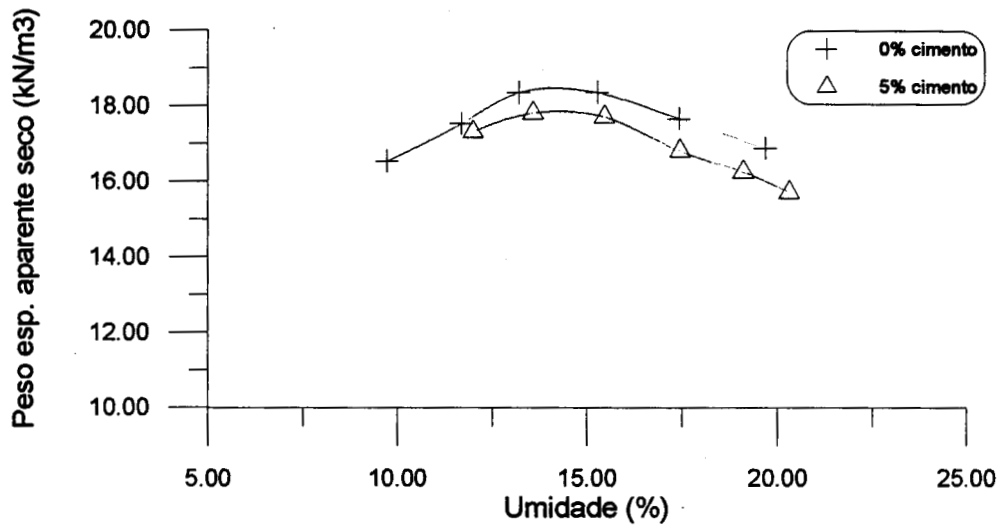


Fig 5.4 - Curvas de compactação Proctor Intermediário

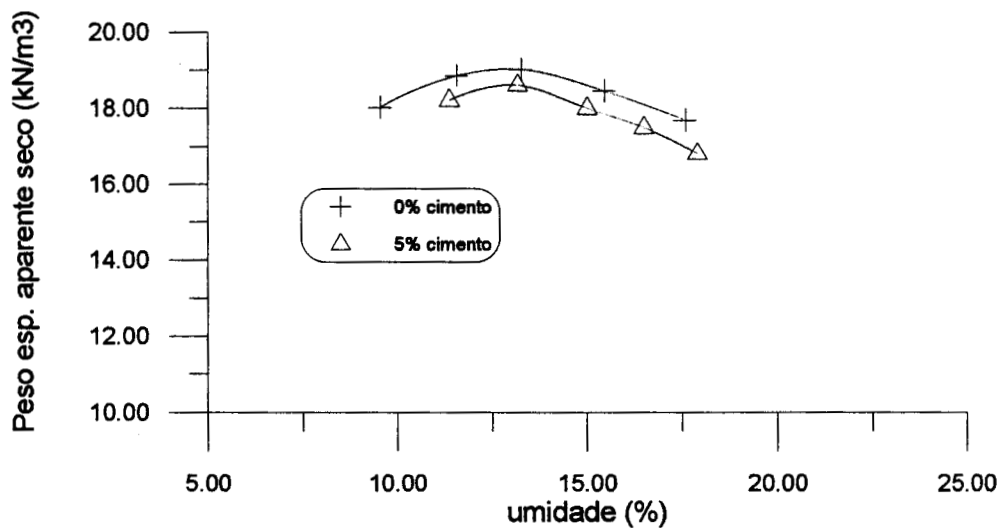


Fig 5.5 - Curvas de compactação Proctor Modificado

A Tabela 5.1 apresenta um resumo das curvas de compactação com os valores de peso específico aparente seco máximo e umidade ótima.



Tabela 5.1 - Características de compactação

teor de cimento	Proctor Normal		Proctor Intermediário		Proctor Modificado	
	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\omega_{ot}$ (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\omega_{ot}$ (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\omega_{ot}$ (%)
0 %	16.5	19.4	18.4	14.2	19.0	13.2
5%	16.8	18.4	17.9	14.0	18.6	13.0

Rohlfes Junior (1996), realizou ensaios de compactação com este mesmo tipo de solo, mas sem a adição de estabilizante, e determinou um peso específico aparente seco máximo de 16.2 kN/m<sup>3</sup> e uma umidade ótima de 19% para a energia do Proctor Normal.

Núñez (1991), estudando um solo arenoso, observou também uma falta de padrão para as curvas de compactação de misturas de solo e cimento. Para um teor de 5% de cimento na energia do Proctor Normal o autor constatou um aumento do peso específico e uma redução da umidade ótima quando comparados com a curva de compactação do solo sem aditivo para a mesma energia. Por outro lado, para a energia do Proctor Intermediário, o mesmo autor observou uma redução do peso específico e um aumento da umidade ótima com a adição de 5% de cimento.

Para Kézdi (1979) o aumento do peso específico máximo com a adição de cimento é próprio das areias, e a redução, é característica dos siltes.

Nas Figuras 5.1 e 5.2 estão plotados também a densidade média e a umidade média obtidas em campo para o solo natural compactado e para o solo melhorado com cimento, com as suas respectivas variações. A Tabela 5.2 apresenta os valores de densidade e umidade encontrados em campo. Pode-se observar na Figura 5.1 que a energia utilizada em campo para a compactação do solo natural é superior à energia do Proctor Normal. Porém, não é possível afirmar se esta energia corresponde a do Proctor Intermediário ou a do Proctor Modificado,

uma vez que a densidade de campo encontra-se próximo ao ramo úmido destas duas curvas. Quanto à compactação do solo melhorado com cimento em campo, observa-se que a densidade de campo está abaixo da densidade máxima dada pelo Proctor Normal, pois se encontra próximo ao ramo úmido, devido a alta umidade de campo.

Tabela 5.2 - Características de compactação de campo

<b>teor de cimento</b>	$\gamma_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\omega$ (%)
<b>0% cimento</b>	17.60	16.80
	17.40	17.80
	17.80	16.30
	17.10	18.40
	$\gamma_d$ médio = 17.50	$\omega$ média = 17.30
<b>5% cimento</b>	16.30	21.50
	16.00	22.66
	15.80	23.60
	$\gamma_d$ médio = 16.00	$\omega$ média = 22.58

## 5.2 ENSAIOS TRIAXIAIS

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais saturados drenados (CID) realizados com amostras retiradas de campo das camadas de solo natural compactado e de solo melhorado com cimento. Também são apresentados, para efeitos de comparação, os resultados dos ensaios triaxiais com amostras moldadas em laboratório realizados por Rohlfes Junior (1996).

### 5.2.1 Trajetória de tensões efetivas

As Figuras 5.6 e 5.7, a seguir, mostram as trajetórias de tensões efetivas seguidas nos ensaios triaxiais respectivamente de solo natural compactado e solo melhorado com cimento, nas tensões confinantes de 20, 60 e 100 kN/m<sup>2</sup>.

Na Figura 5.6, são apresentadas as trajetórias de tensões dos 5 ensaios realizados (foram repetidos os ensaios para as tensões de 20 e 100 kN/m<sup>2</sup>, com medidas locais de deformação axial) com amostras de solo natural compactado. Pode ser observada a geração de poro-pressão devido a velocidade de cisalhamento utilizada e ao efeito da compactação, que aumentou a densidade e reduziu a condutividade hidráulica do solo. A densidade do solo natural é de 14.6 kN/m<sup>3</sup>, enquanto que do solo compactado no campo é de 17.5 kN/m<sup>3</sup>. O parâmetro B médio obtido para as amostras de solo natural compactado ficou em 0.84.

As trajetórias de tensões dos 6 ensaios realizados com amostras de solo misturado com cimento (foram repetidos os ensaios nas tensões de 20, 60 e 100 kN/m<sup>2</sup> com medidas locais de deformação axial) apresentam drenagem completa durante os ensaios. Os ensaios com solo-cimento foram realizados na mesma velocidade de cisalhamento dos ensaios com material natural compactado, porém, o peso específico seco do material cimentado (16.0 kN/m<sup>3</sup>) foi inferior ao do material somente compactado (17.5 kN/m<sup>3</sup>), existindo portanto maior índice de vazios ( $e$ ) e, conseqüentemente, maior condutividade hidráulica da mistura solo-cimento. O parâmetro B médio obtido para as amostras de solo melhorado com cimento ficou em 0.66.

### 5.2.2 Curvas tensão-deformação axial-variação volumétrica

As Figuras 5.8 e 5.10 mostram as curvas tensão-deformação axial com medida externa de deformação axial das amostras de solo natural compactado e de solo melhorado com cimento nas tensões de confinamento de 20, 60 e 100 kN/m<sup>2</sup>.

As Figuras 5.12 e 5.14 apresentam as curvas tensão-deformação axial com medida local de deformação axial das amostras de solo natural compactado

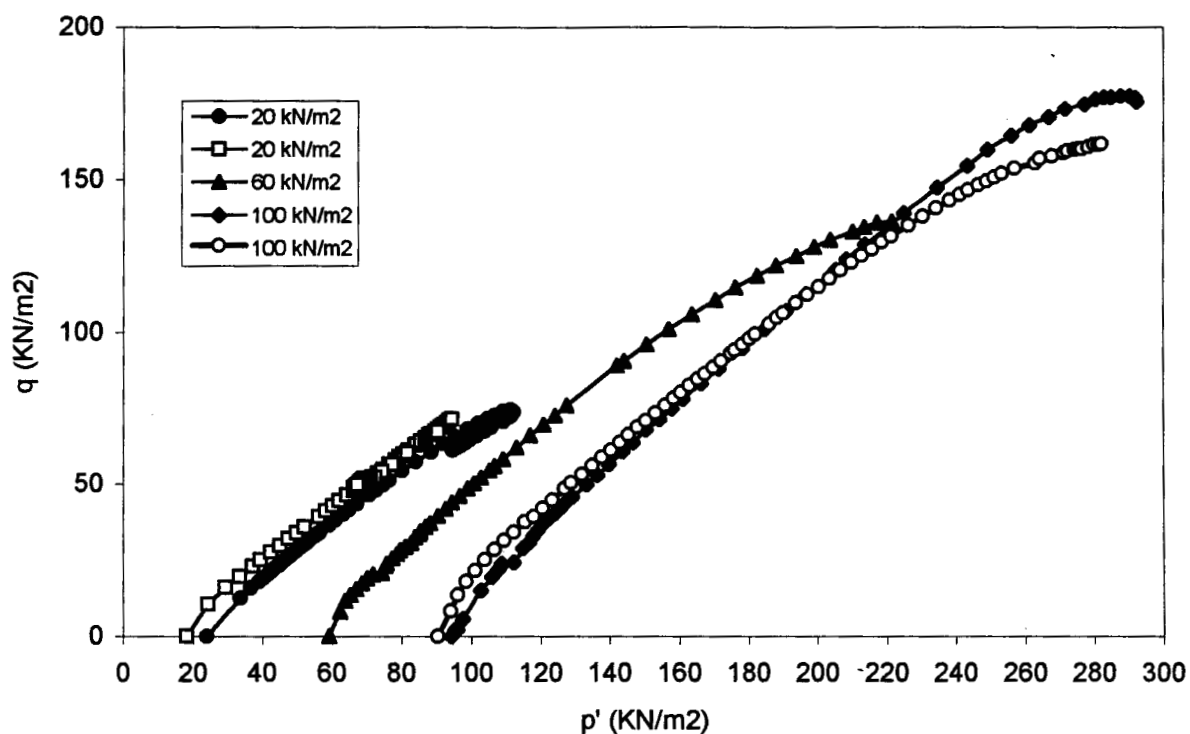


Fig 5.6 - Trajetória de tensões do solo natural compactado

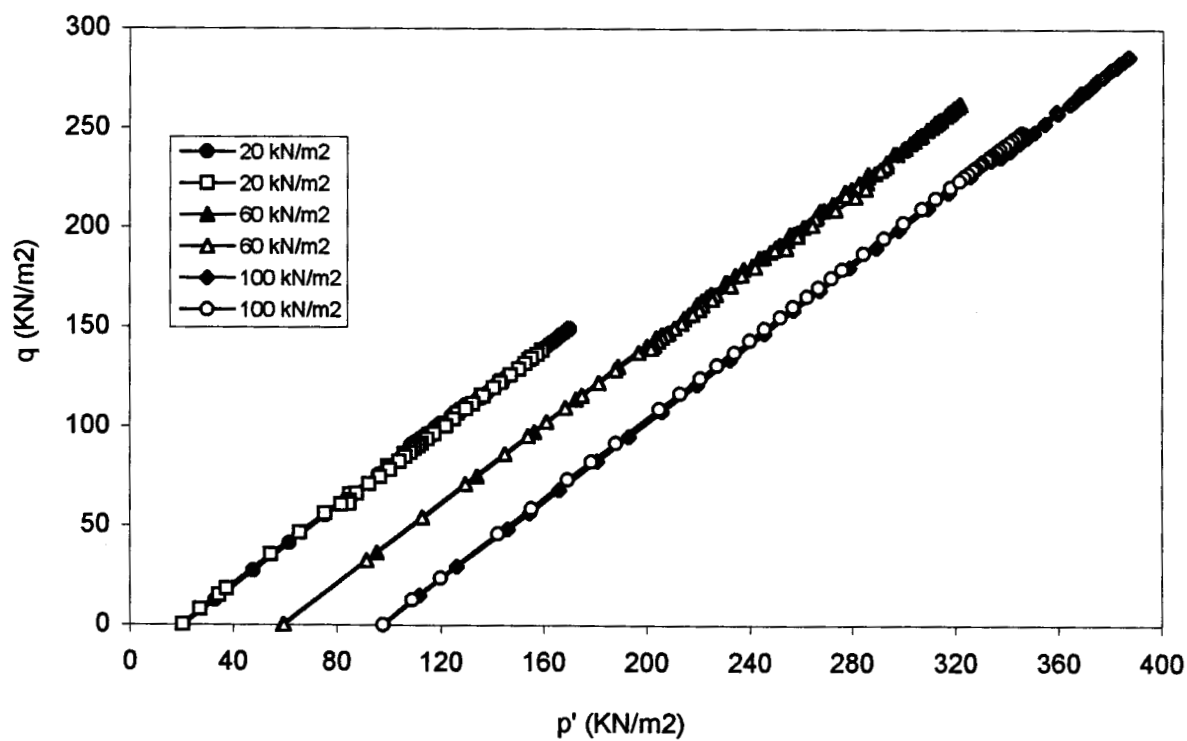


Fig 5.7 - Trajetória de tensões do solo melhorado com cimento

nas tensões de confinamento de 20 e 100 kN/m<sup>2</sup> e de solo melhorado com cimento nas tensões de confinamento de 20, 60 e 100 kN/m<sup>2</sup>.

Nas amostras de solo natural compactado (Fig. 5.8 e 5.12) pode ser observado um aumento da resistência de pico com o aumento da tensão confinante.

Para as amostras de solo melhorado com cimento (Fig. 5.10 e 5.14) as curvas tensão-deformação apresentam um comportamento de pico bem definido, com um acréscimo da tensão desvio máxima e da rigidez com o aumento da tensão confinante. Porém, nas Figuras 5.10 e 5.14 nota-se que a rigidez do ensaio com tensão confinante de 100 kN/m<sup>2</sup> é menor do que o ensaio com tensão confinante de 60 kN/m<sup>2</sup>. Para o caso da Figura 5.10, este fato pode ser devido à heterogeneidade do solo melhorado com cimento e à quebra da cimentação provocada pela tensão de confinamento (Maccarini, 1987 e 1989), já que a rigidez está associada não somente à tensão de confinamento mas também à cimentação. Maccarini (1987) observou uma queda da rigidez inicial para solos cimentados artificialmente quando a tensão de confinamento ultrapassava um determinado nível. No caso da Figura 5.14, além dos fatores citados acima, o fato da perda de um dos transdutores de deslocamento interno no início do ensaio pode também ter conduzido a este resultado.

As Figuras 5.9 e 5.13 apresentam a variação da deformação volumétrica com a deformação axial para o solo natural compactado com medida externa e local de deformação axial, respectivamente. As amostras com maior tensão de confinamento ( $\sigma_3 = 60$  e  $100$  kN/m<sup>2</sup>) apresentam compressão. Porém, os ensaios realizados com tensão confinante de 20 kN/m<sup>2</sup> apresentam compressão inicial seguido de expansão.

As Figuras 5.11 e 5.15 mostram a variação da deformação volumétrica com a deformação axial para o solo melhorado com cimento com medida externa e local de deformação axial, respectivamente. Como regra geral, todos os ensaios apresentam compressão inicial seguido de expansão, tanto maior quanto menor a tensão de confinamento, com exceção para a curva de variação volumétrica com

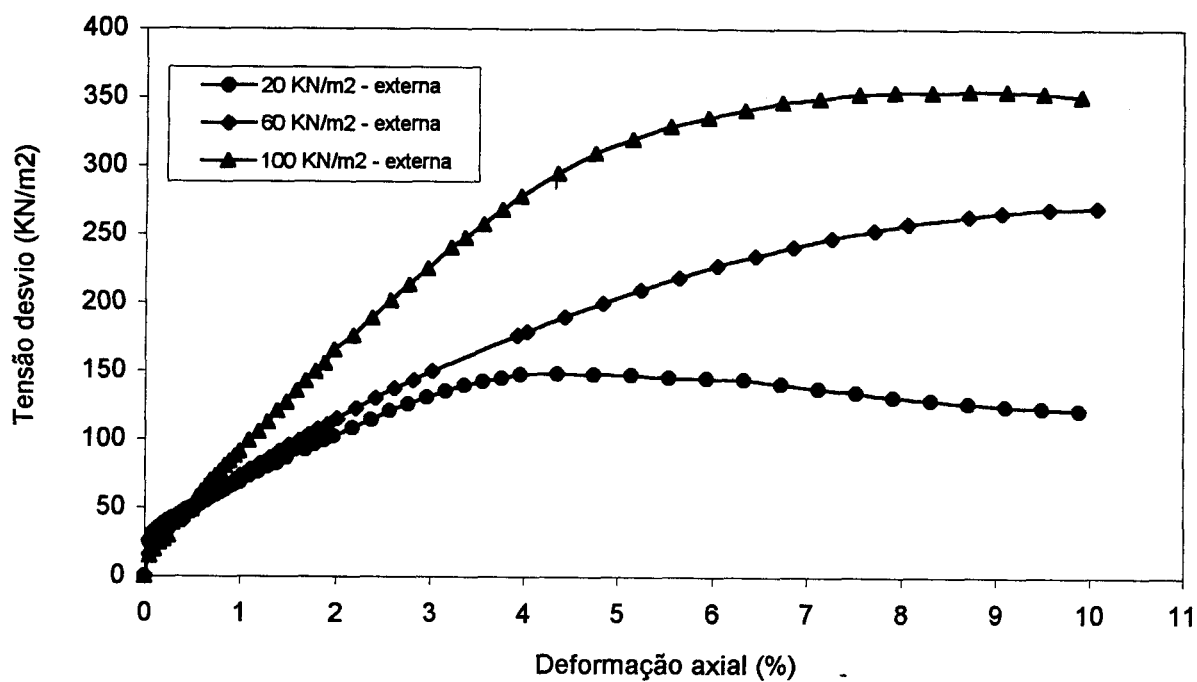


Fig 5.8 - Curvas tensão-deformação axial do solo natural compactado

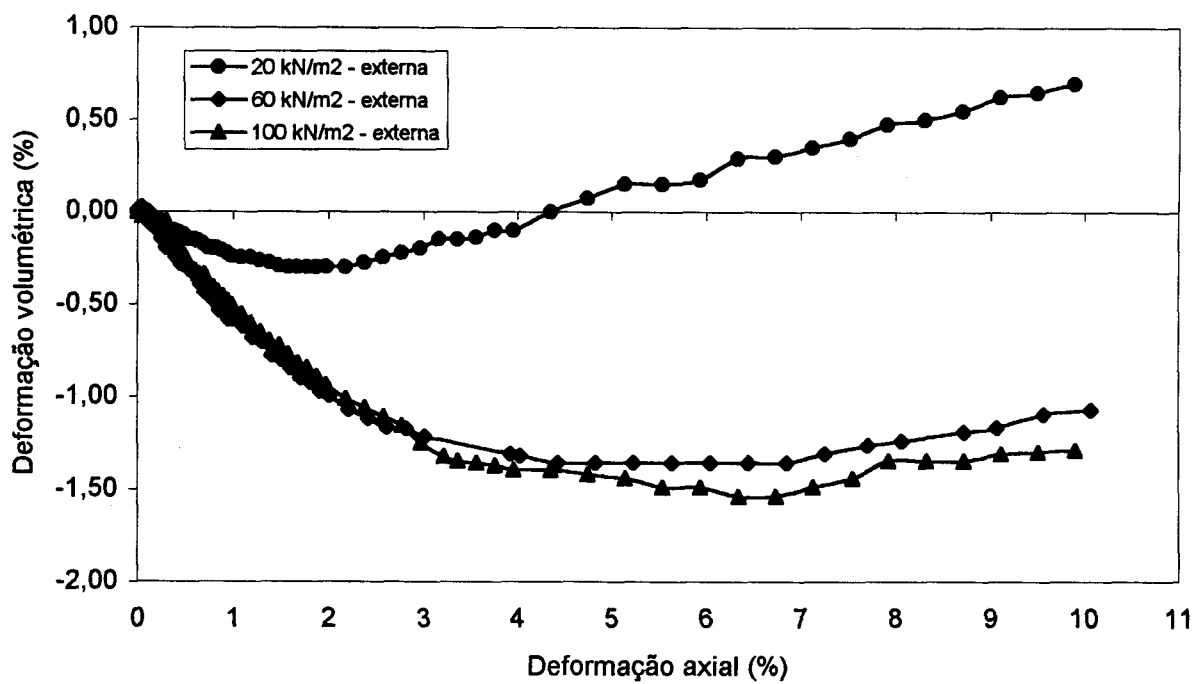


Fig 5.9 - Curvas deformação volumétrica-deformação axial para o solo natural compactado

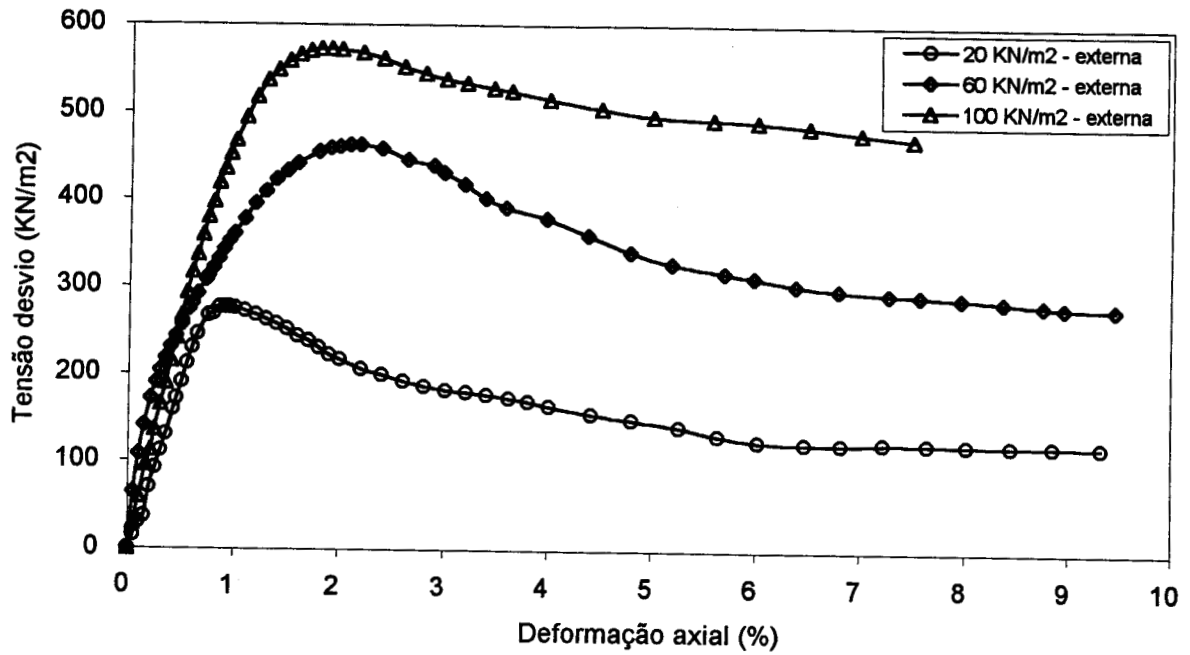


Fig 5.10 - Curvas tensão-deformação axial do solo melhorado com cimento

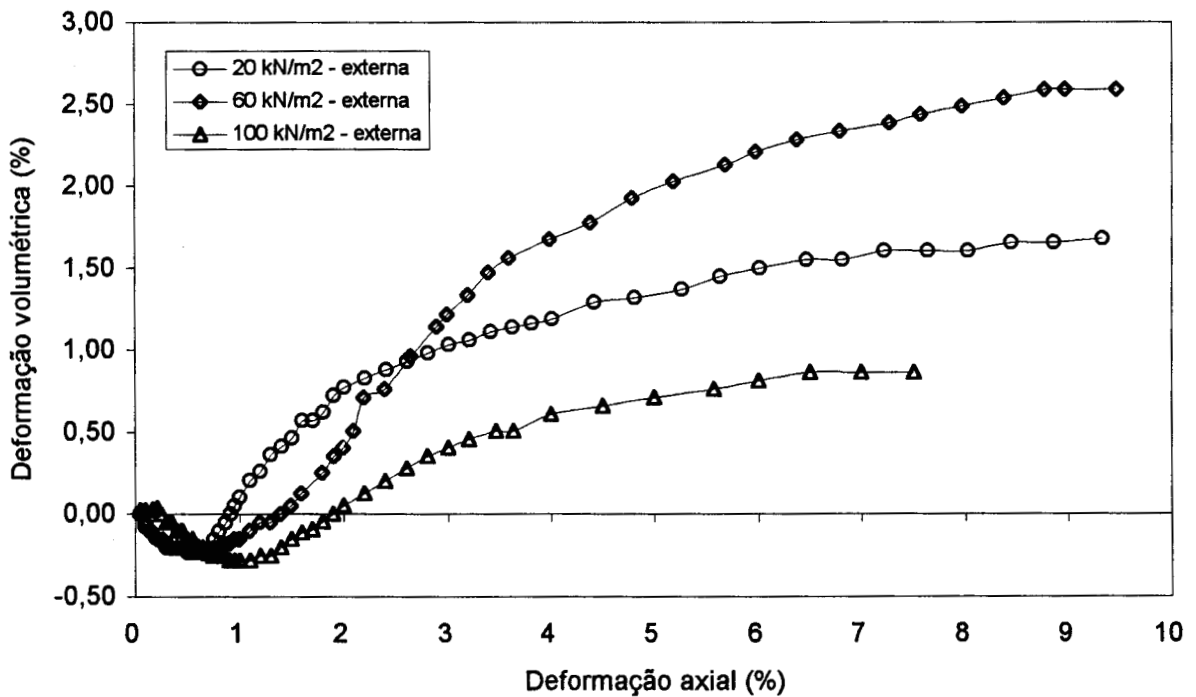


Fig 5.11 - Curvas deformação volumétrica-deformação axial para o solo melhorado com cimento

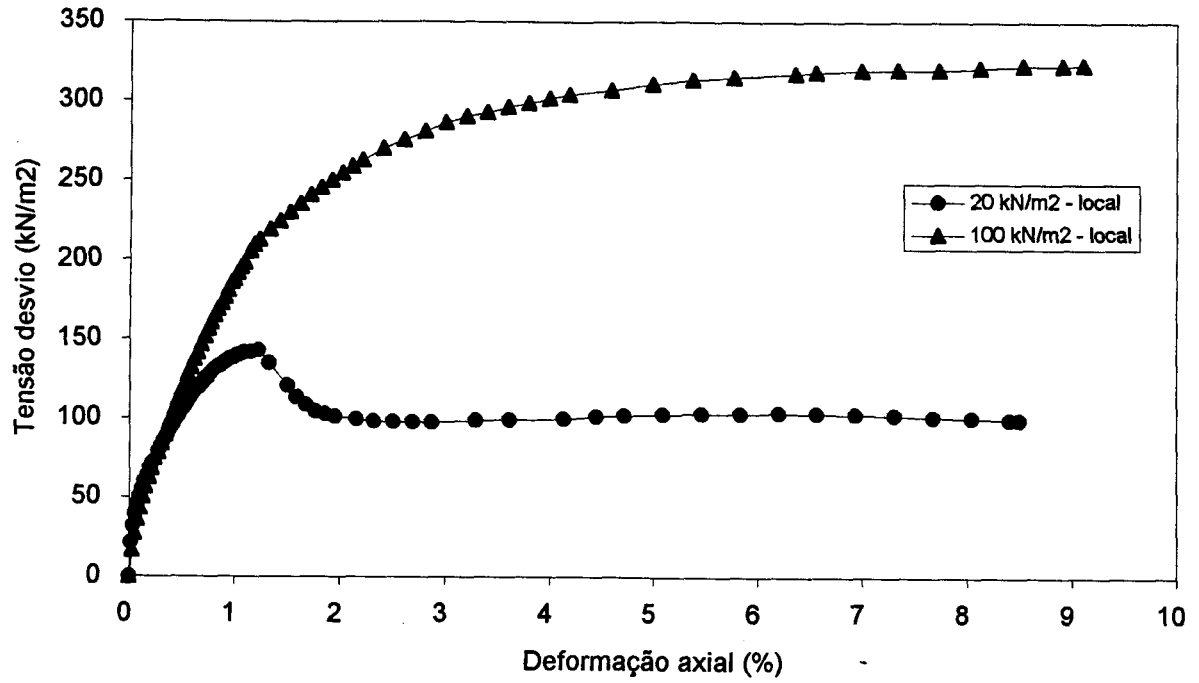


Fig 5.12 - Curvas tensão-deformação axial do solo natural compactado

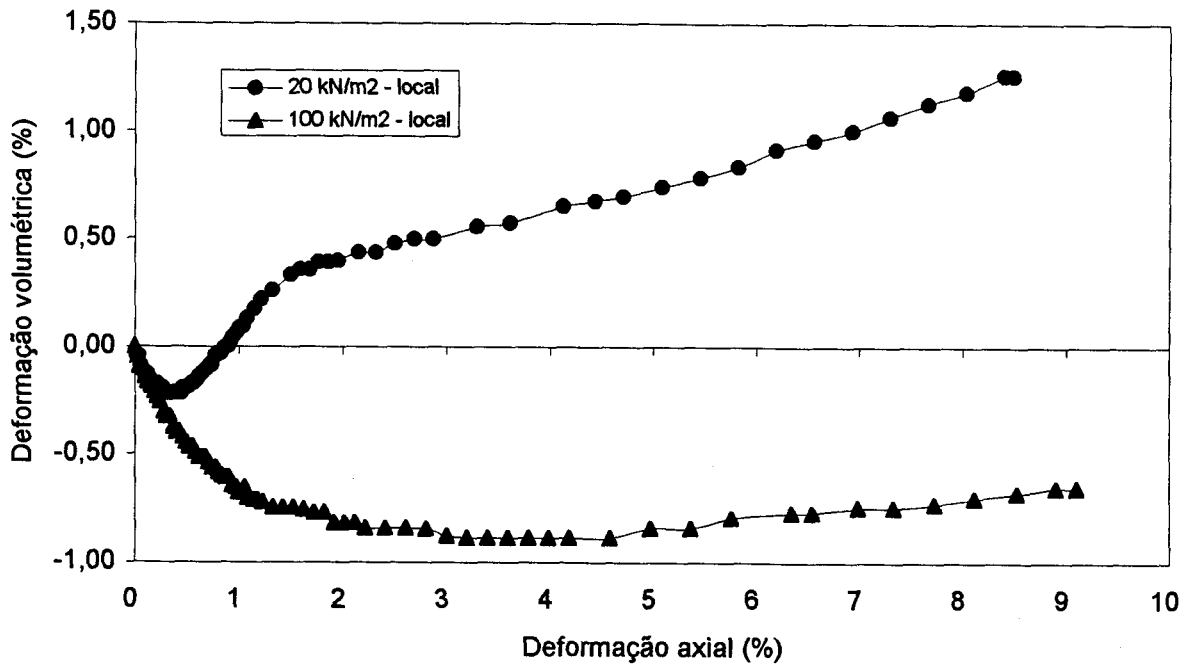


Fig 5.13 - Curvas deformação volumétrica-deformação axial para o solo natural compactado



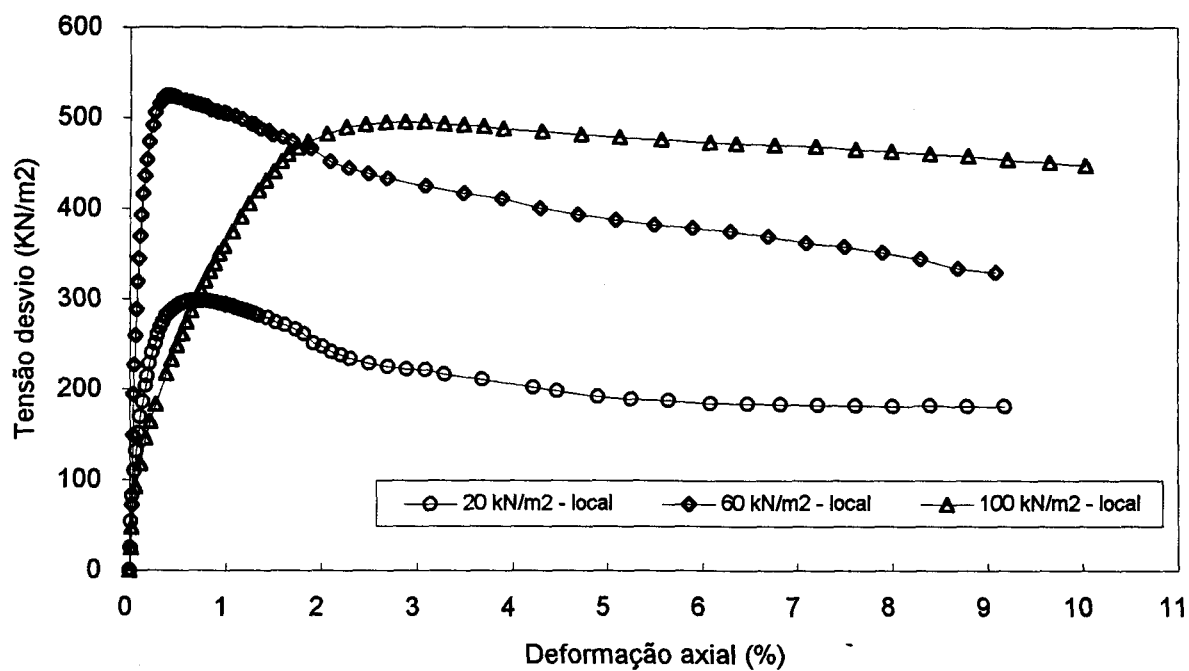


Fig 5.14 - Curvas tensão-deformação axial do solo melhorado com cimento

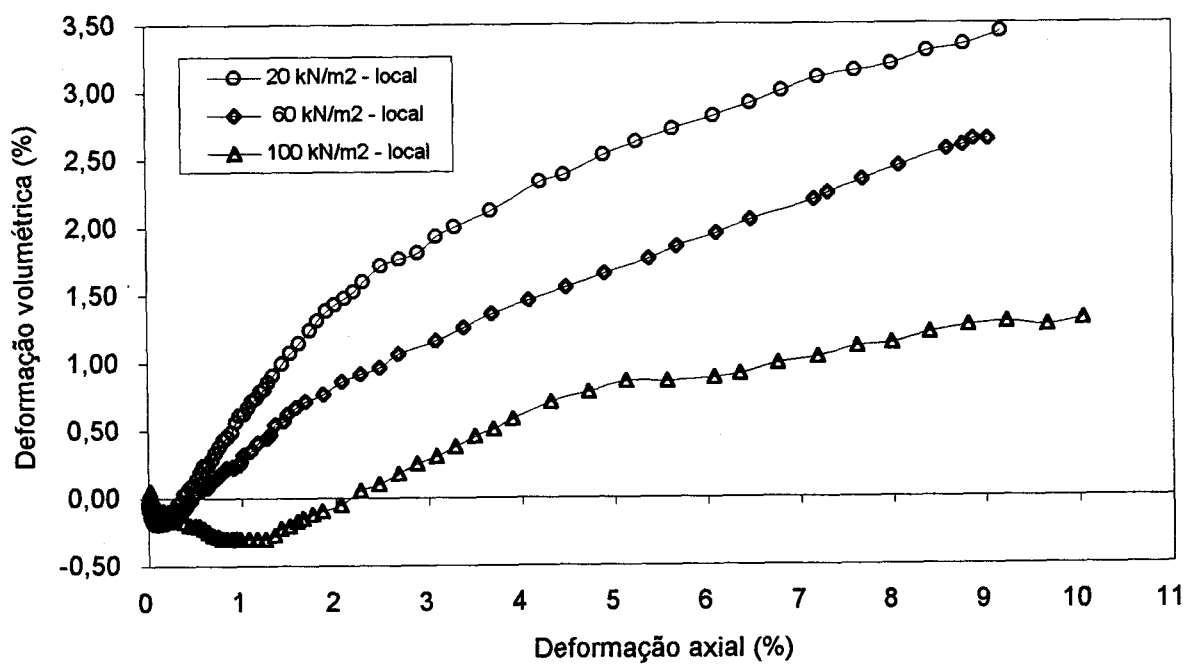


Fig 5.15 - Curvas deformação volumétrica-deformação axial para o solo melhorado com cimento

tensão confinante de 20 kN/m<sup>2</sup> da Fig. 5.11, que apresenta uma expansão menor do que a curva com tensão confinante de 60 kN/m<sup>2</sup>.

As Figuras 5.16 e 5.18 mostram uma comparação das curvas tensão-deformação axial entre o solo natural compactado e o solo melhorado com cimento. Pode-se observar um acréscimo considerável da resistência e da rigidez com a adição de cimento ao solo. Na Figura 5.16 nota-se ainda uma tendência das curvas tensão-deformação do solo natural compactado e do solo melhorado com cimento, para a mesma tensão confinante, de convergirem para uma mesma tensão desvio residual.

Ainda são mostrados nas Figuras 5.17 e 5.19 uma comparação das curvas de variação volumétrica entre o solo natural compactado e o solo melhorado com cimento.

### 5.2.3 Módulo secante

A diferença entre o módulo secante com medida local e externa de deformações é considerável a pequenas deformações, diminuindo à medida que aumenta a deformação axial, conforme pode ser visto nas Figuras 5.20 e 5.21, respectivamente, para solo compactado e solo-cimento, ambas para tensão de confinamento de 20 kN/m<sup>2</sup>.

A Tabela 5.3 apresenta uma comparação dos valores do módulo secante com medida local em relação à medida externa para o solo natural

Tabela 5.3 -Valores do Módulo Secante de Deformação

Identificação do ensaio <sup>(*)</sup>	Módulo Secante (MPa)			
	Medida local		Medida externa	
	E <sub>s</sub> (0.05%)	E <sub>s</sub> (0.1%)	E <sub>s</sub> (0.05%)	E <sub>s</sub> (0.1%)
CID-20 (0% cimento)	89.98	51.87	46.01	34.62
CID-100 (0% cimento)	58.13	43.21	33.66	27.31
CID-20 (5% cimento)	235.17	167.33	50.08	55.06
CID-60 (5% cimento)	480.26	365.93	144.79	149.75
CID-100 (5% cimento)	149.72	111.34	97.53	94.40

<sup>(\*)</sup> CID-A → A corresponde a tensão de confinamento em kN/m<sup>2</sup>

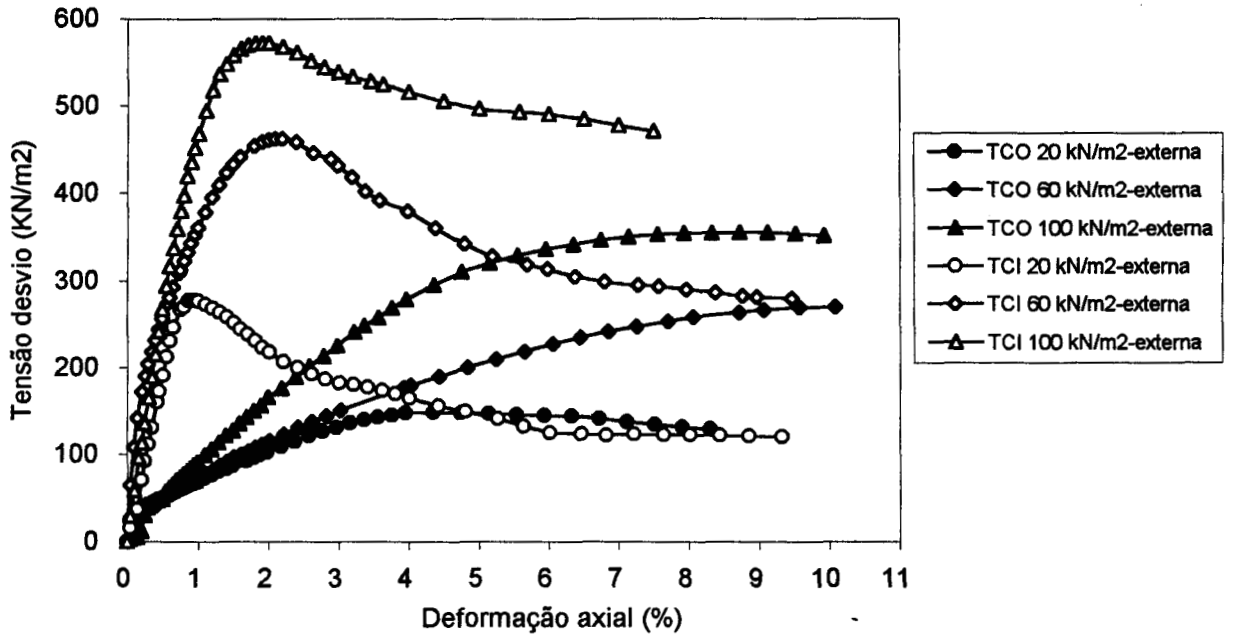


Fig 5.16 - Comparação das curvas tensão-deformação axial entre o solo natural compactado (TCO) e o solo melhorado com cimento (TCI)

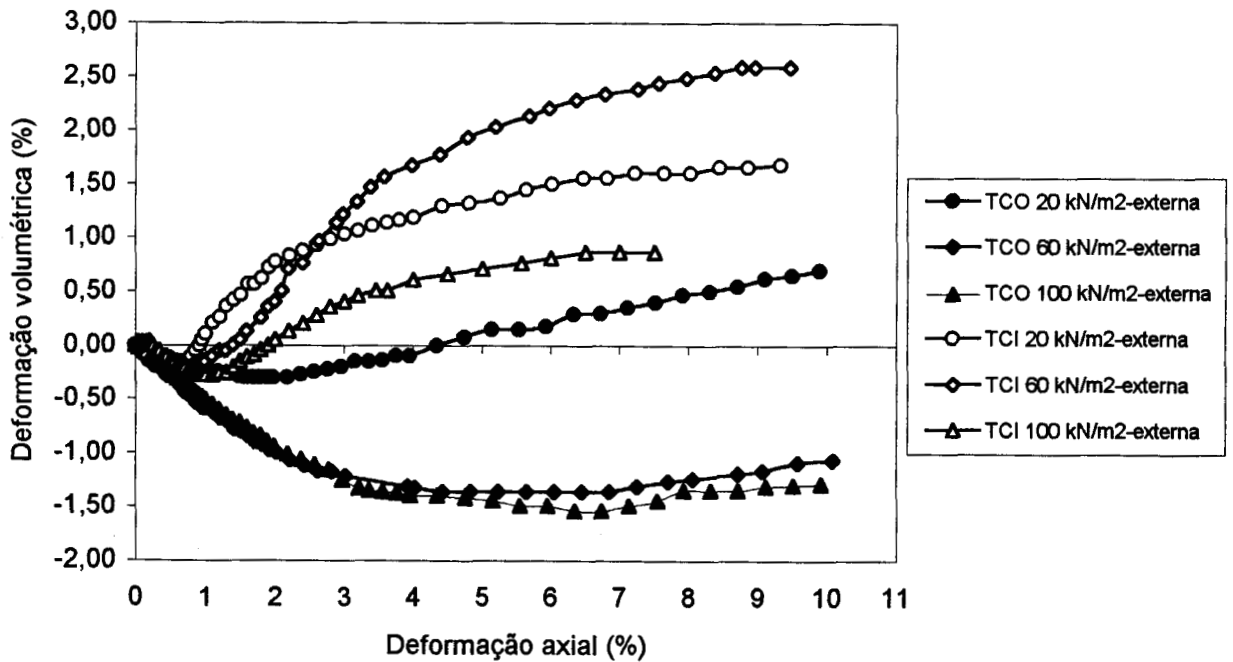


Fig 5.17 - Curvas deformação volumétrica-deformação axial do solo natural compactado (TCO) e do solo melhorado com cimento (TCI)

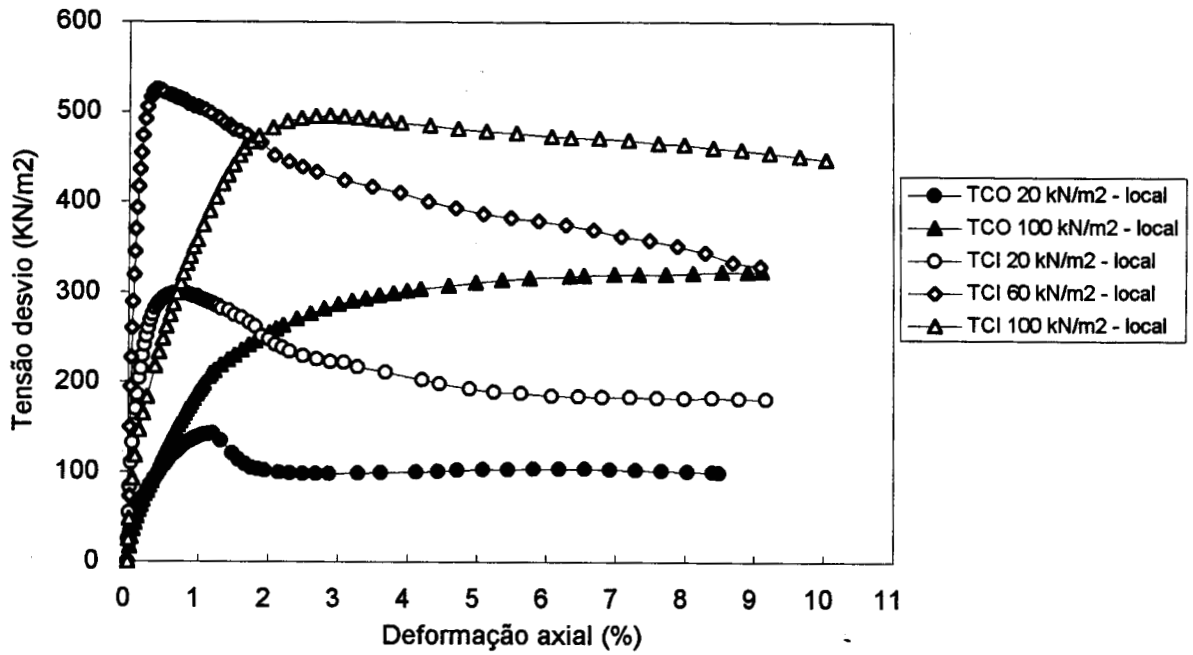


Fig 5.18 - Comparação das curvas tensão-deformação axial entre o solo natural compactado (TCO) e o solo melhorado com cimento (TCI)

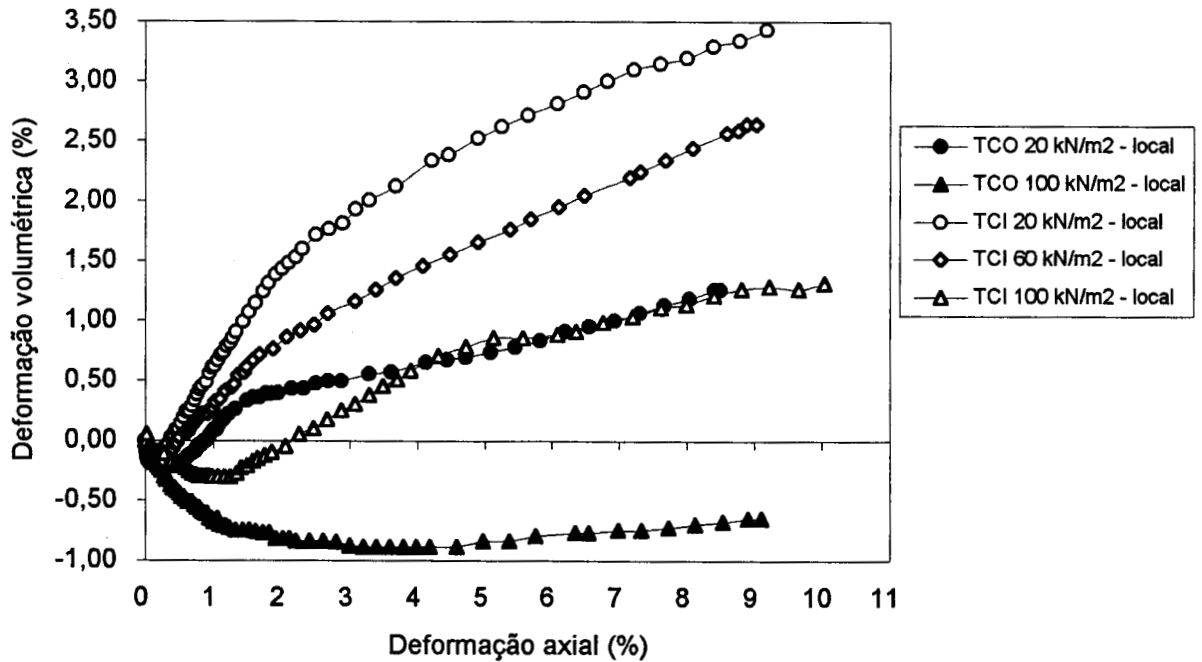


Fig 5.19 - Curvas deformação volumétrica-deformação axial do solo natural compactado (TCO) e do solo melhorado com cimento (TCI)

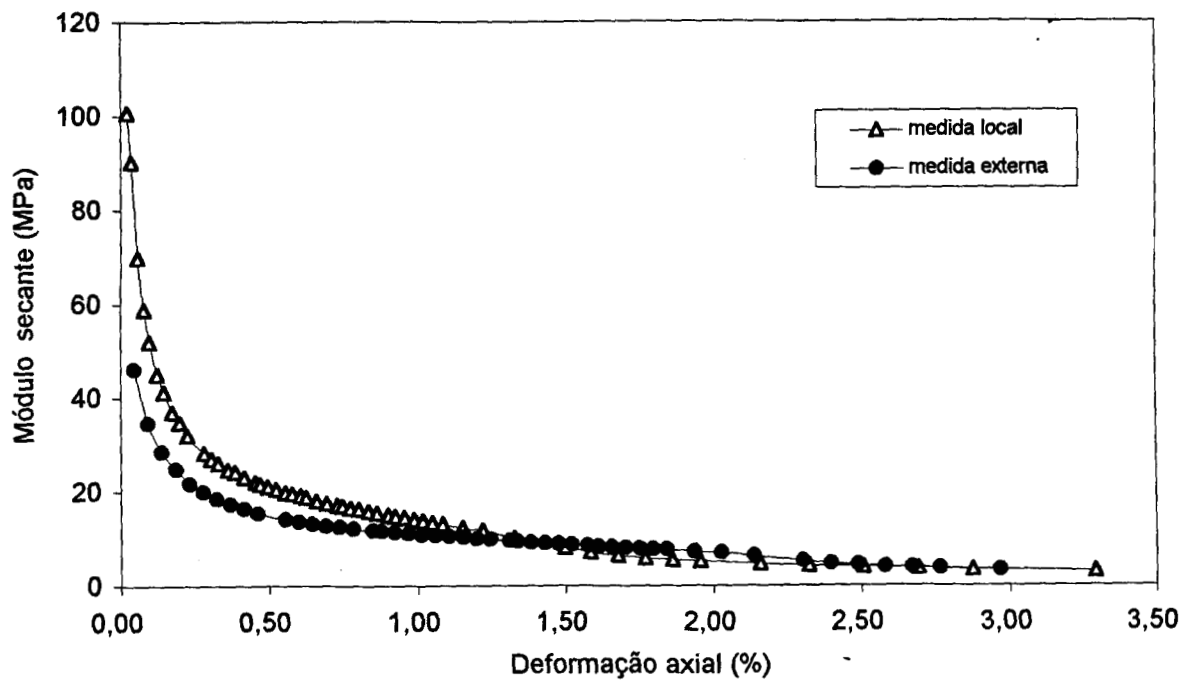


Fig 5.20 - Variação do módulo secante com a deformação axial com medida local e externa para o solo natural compactado com tensão confinante de 20 kN/m<sup>2</sup>

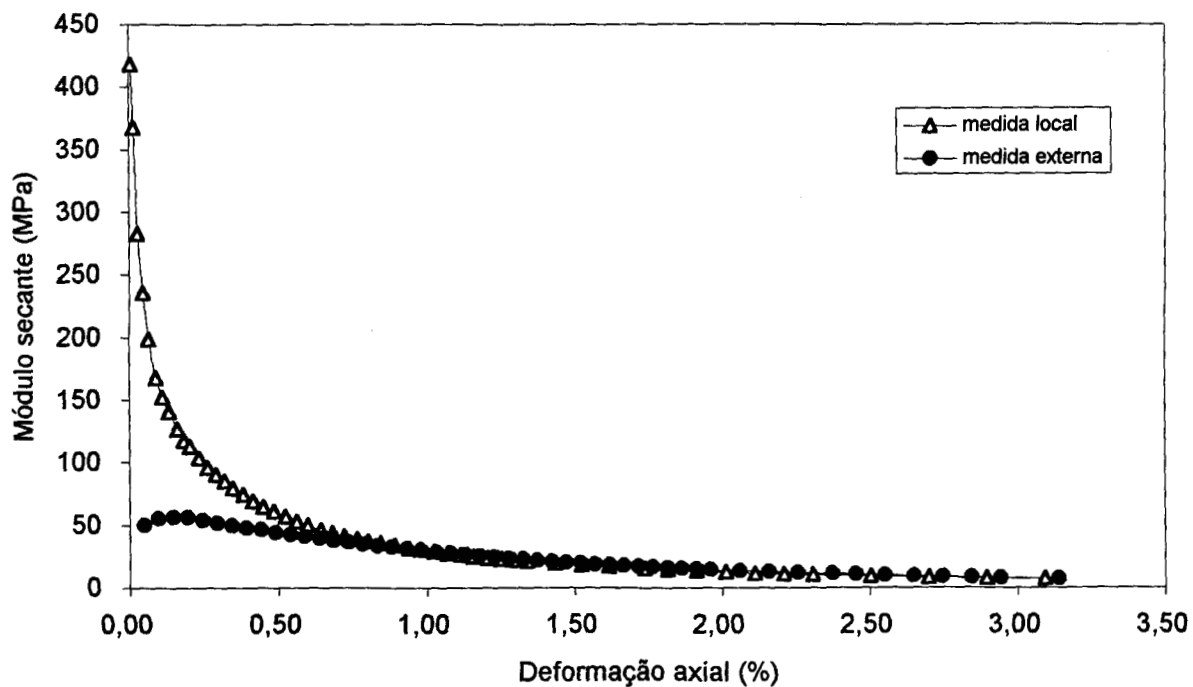


Fig 5.21 - Variação do módulo secante com a deformação axial com medida local e externa para o solo melhorado com cimento para tensão confinante de 20 kN/m<sup>2</sup>

compactado e para o solo melhorado com cimento, nas deformações de 0.05% e 0.1%.

#### 5.2.4 Envoltória de tensões

As Figuras 5.22 e 5.23 apresentam as envoltórias de tensões de pico e residual para o solo natural compactado e para o solo melhorado com cimento.

A Tabela 5.4 mostra um sumário dos parâmetros de resistência para o solo compactado natural e o solo melhorado com cimento. Também são apresentados os parâmetros de resistência obtidos por Rolfes Junior (1996) para amostras moldadas em laboratório.

Tabela 5.4 - Parâmetros de resistência

tipo de solo	<i>Amostra de campo</i>				<i>Amostra de laboratório</i>	
	C (kN/m <sup>2</sup> )		φ (graus)		C <sup>(*)</sup> (kN/m <sup>2</sup> )	φ <sup>(*)</sup> (graus)
	<i>Pico</i>	<i>Residual</i>	<i>Pico</i>	<i>Residual</i>	<i>Pico</i>	<i>Pico</i>
0% cimento	19	3	34	35	12.2	34.5
5% cimento	50	10	40	42	123	44

<sup>(\*)</sup> Rolfes Junior (1996)

Como já era de se esperar, a adição de cimento causou uma maior variação na coesão do que no ângulo de atrito, corroborando assim, os resultados obtidos por Balmer (1958), Clough e outros (1981) e Akinmusuru (1987).

Observa-se na Tabela 5.4 que os ângulos de atrito de pico dos materiais melhorados no campo estão de acordo com os parâmetros obtidos por Rolfes Junior (1996). A diferença na coesão do solo compactado moldado em laboratório e das amostras retiradas no campo se deve possivelmente a diferenças de peso específico seco entre laboratório (16.2 kN/m<sup>3</sup>) e campo (17.5 kN/m<sup>3</sup>). O

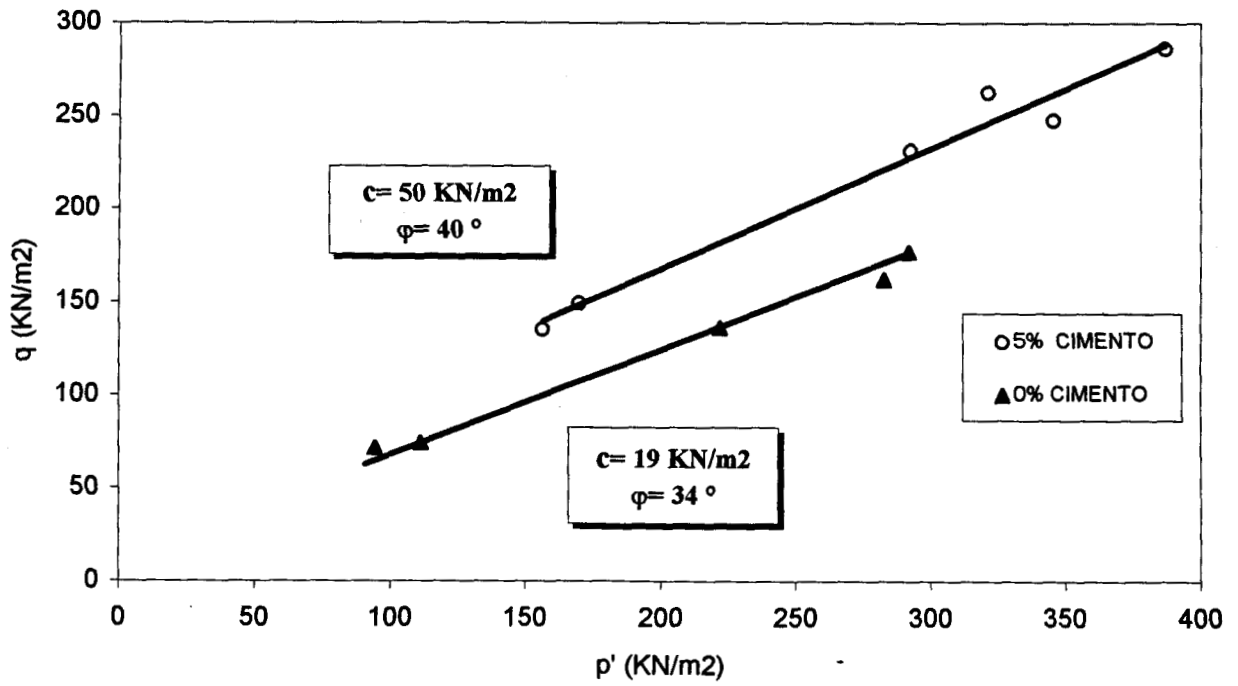


Fig 5.22 - Envolvória de tensões de pico para o solo natural compactado e o solo melhorado com cimento

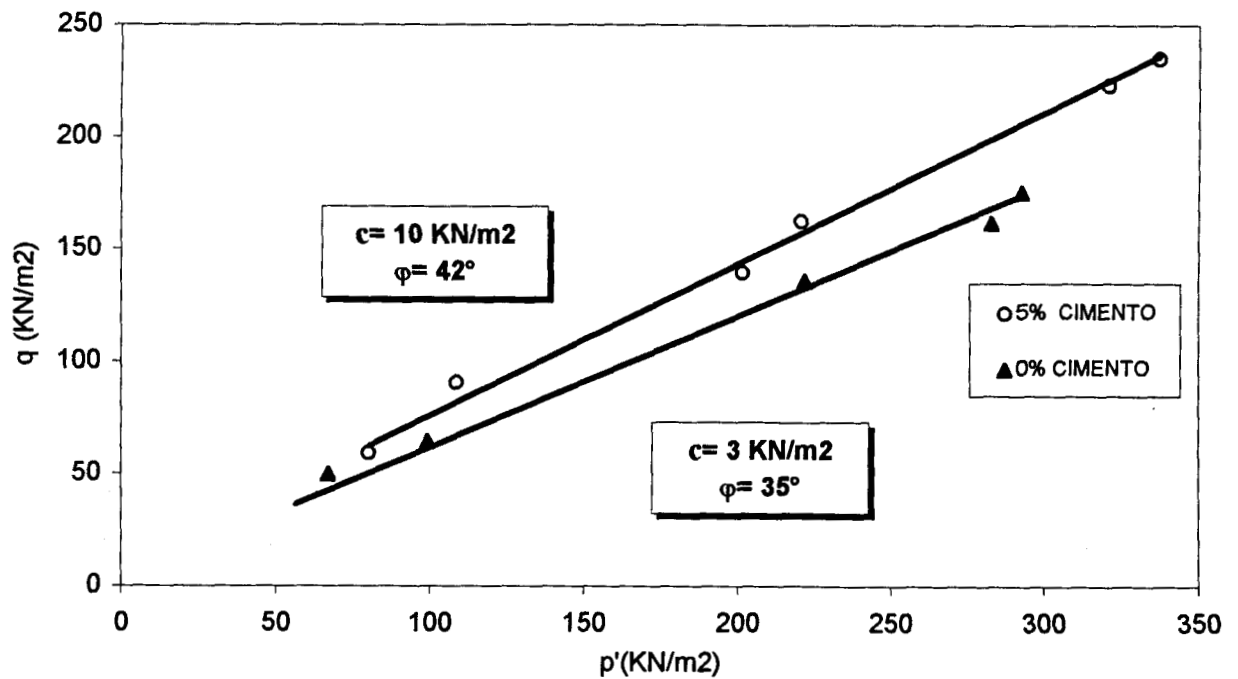


Fig 5.23 - Envolvória de tensões residual para o solo natural compactado e o solo melhorado com cimento

valor da coesão do solo melhorado com cimento com amostras retiradas de campo apresenta uma diferença considerável do resultado obtido por Rohlfes Junior (1996) com amostras moldadas em laboratório. Tal diferença se deve a não homogeneidade da mistura de campo, onde o solo se encontra em grumos e úmido, ao contrário das amostras de laboratório, onde o solo é peneirado e homogeneizado com o cimento, para posteriormente ser adicionada a água.

Na tabela 5.4 também são apresentados os parâmetros de resistência residual para o solo compactado natural e o solo melhorado com cimento. Nota-se que a coesão residual do solo compactado natural é próxima de zero, enquanto o mesmo não pode ser dito para o solo melhorado com cimento. Quanto ao ângulo de atrito, pode-se ver que permaneceram muito próximos aos de pico. Clough e outros (1981) e Prietto (1996) também observaram que a cimentação afetou os parâmetros de resistência residual de um solo arenoso, principalmente a coesão.

### **5.2.5 Comparação dos ensaios triaxiais com amostras de campo e laboratório**

As Figuras 5.24, 5.25, 5.26, 5.27 e 5.28 mostram uma comparação das curvas tensão-deformação axial entre os ensaios triaxiais realizados com amostras de campo e laboratório para o solo natural compactado e o solo melhorado com cimento. Os ensaios realizados com amostras de laboratório foram executados por Rohlfes Junior (1996). Cabe salientar que todos estes ensaios triaxiais foram realizados com medida local de deformações.

Para o solo compactado sem aditivo, os ensaios triaxiais realizados com amostras de campo apresentam uma resistência maior que as amostras de laboratório. Pode ser verificado, na Figura 5.24, que há uma diferença de aproximadamente 40% na resistência, e, na Figura 5.25, a diferença é de 15% na resistência. Tal diferença resulta em uma coesão inferior no laboratório, porém, essa diferença não interfere no ângulo de atrito interno. Observa-se ainda nestas figuras que a amostra de campo apresenta uma rigidez semelhante a de laboratório para a tensão de confinamento de  $20 \text{ kN/m}^2$  e uma rigidez menor para a tensão confinante de  $100 \text{ kN/m}^2$ .



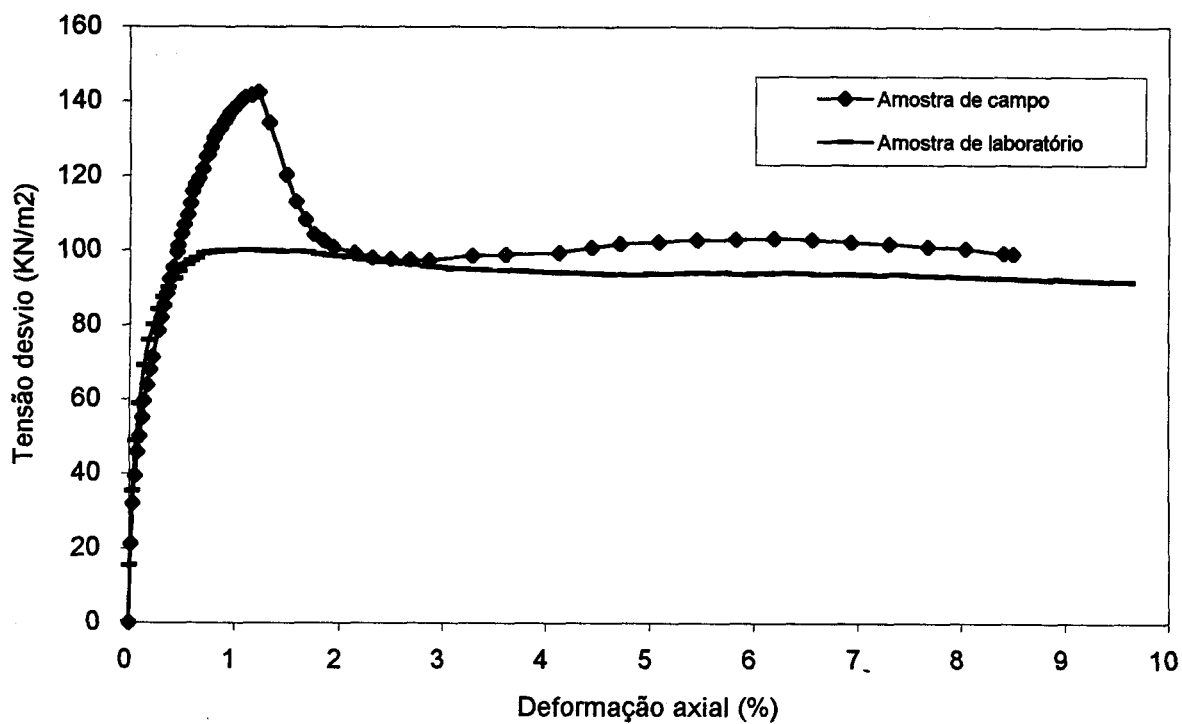


Fig 5.24 - Comparação das curvas tensão-deformação axial de amostras de campo e laboratório com medida local para o solo natural compactado com tensão confinante de 20 kN/m<sup>2</sup>

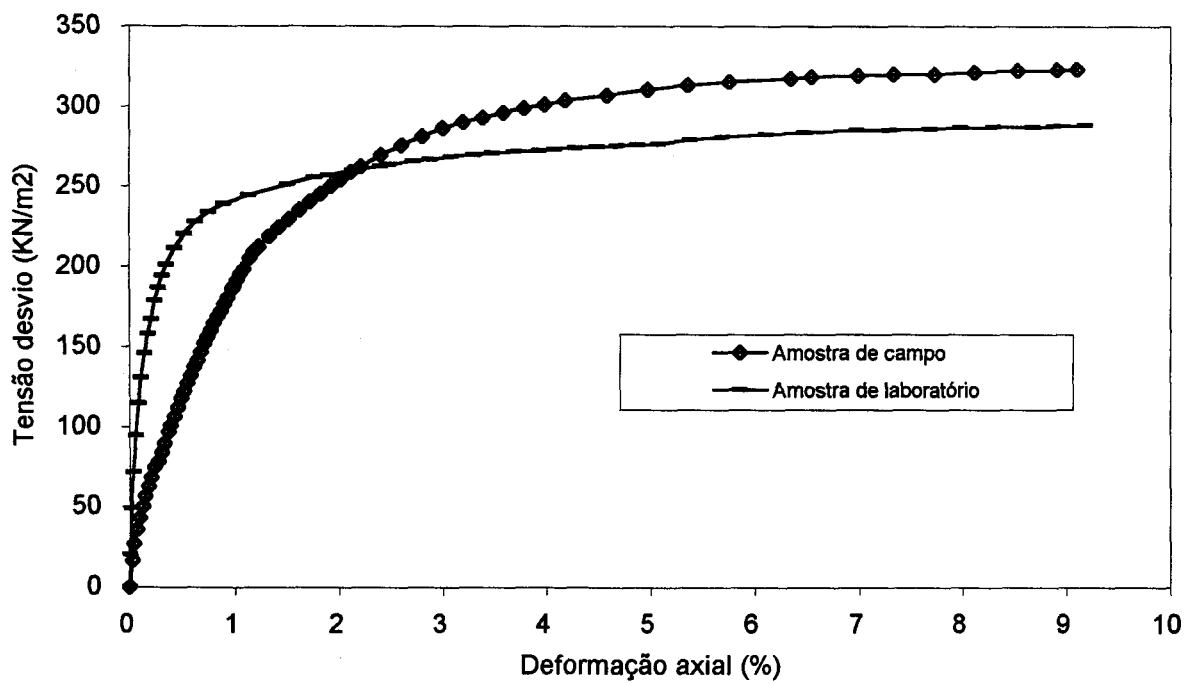


Fig 5.25 - Comparação das curvas tensão-deformação axial de amostras de campo e laboratório com medida local para o solo natural compactado com tensão confinante de 100 kN/m<sup>2</sup>

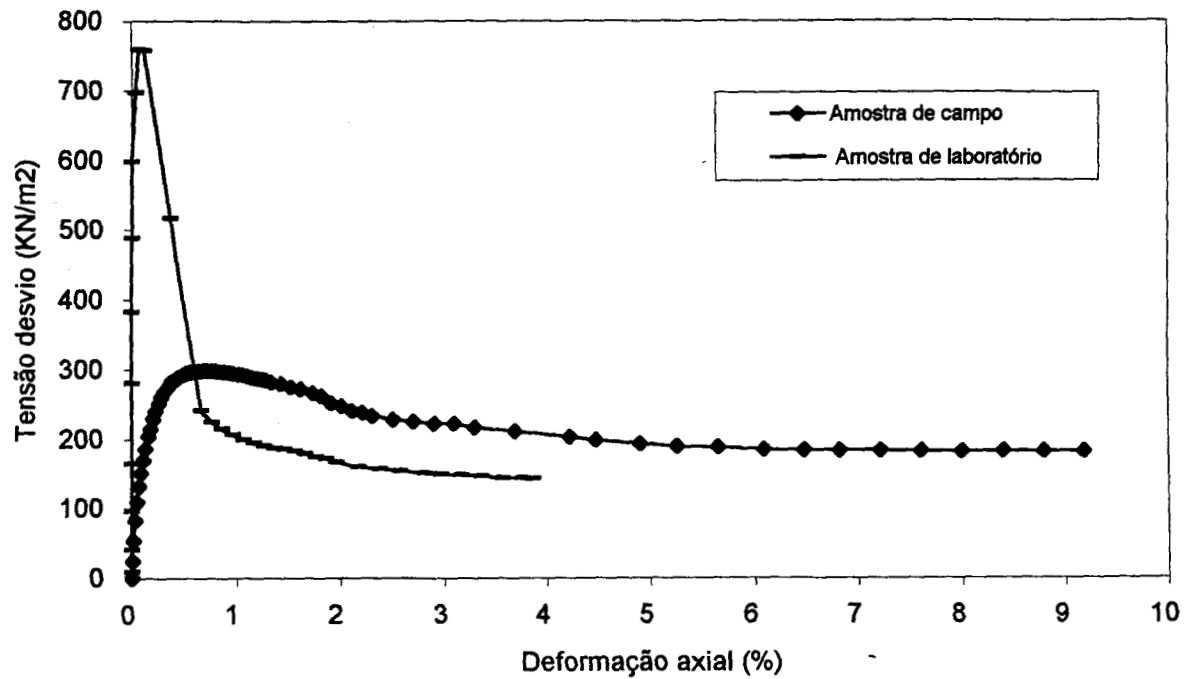


Fig 5.26 - Comparação das curvas tensão-deformação axial de amostras de campo e laboratório com medida local para o solo melhorado com cimento com tensão de confinamento de 20  $\text{kN/m}^2$

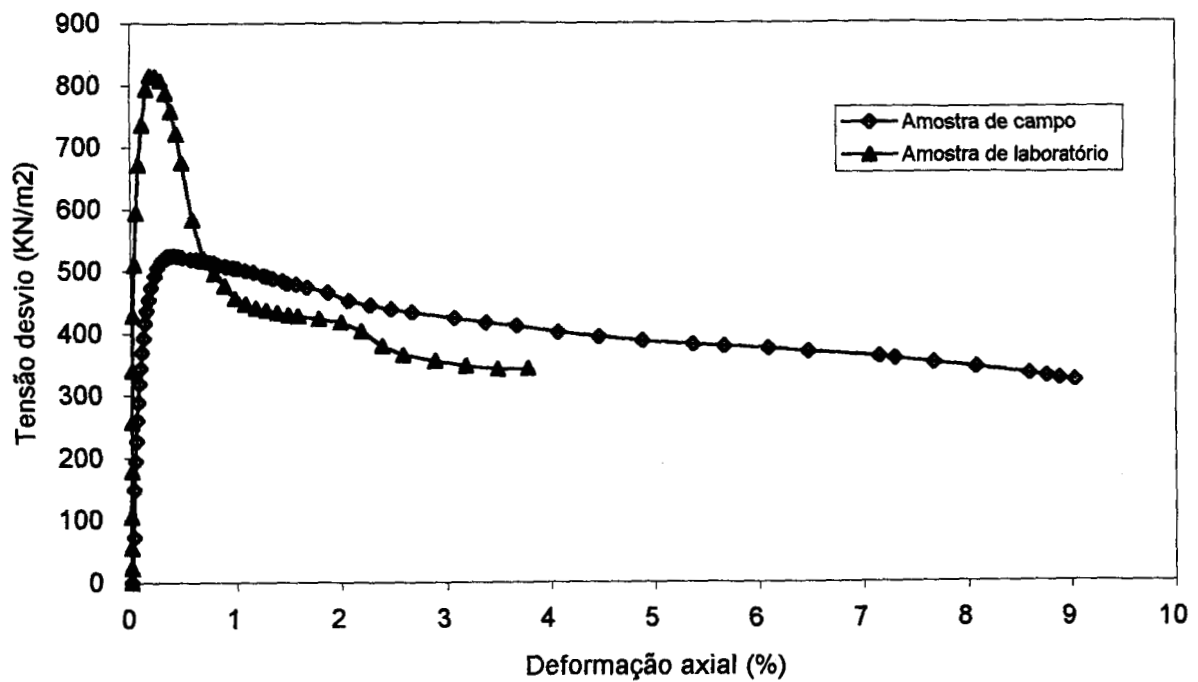


Fig 5.27- Comparação das curvas tensão-deformação axial de amostras de campo e laboratório com medida local para o solo melhorado com cimento com tensão confinante de 60  $\text{kN/m}^2$

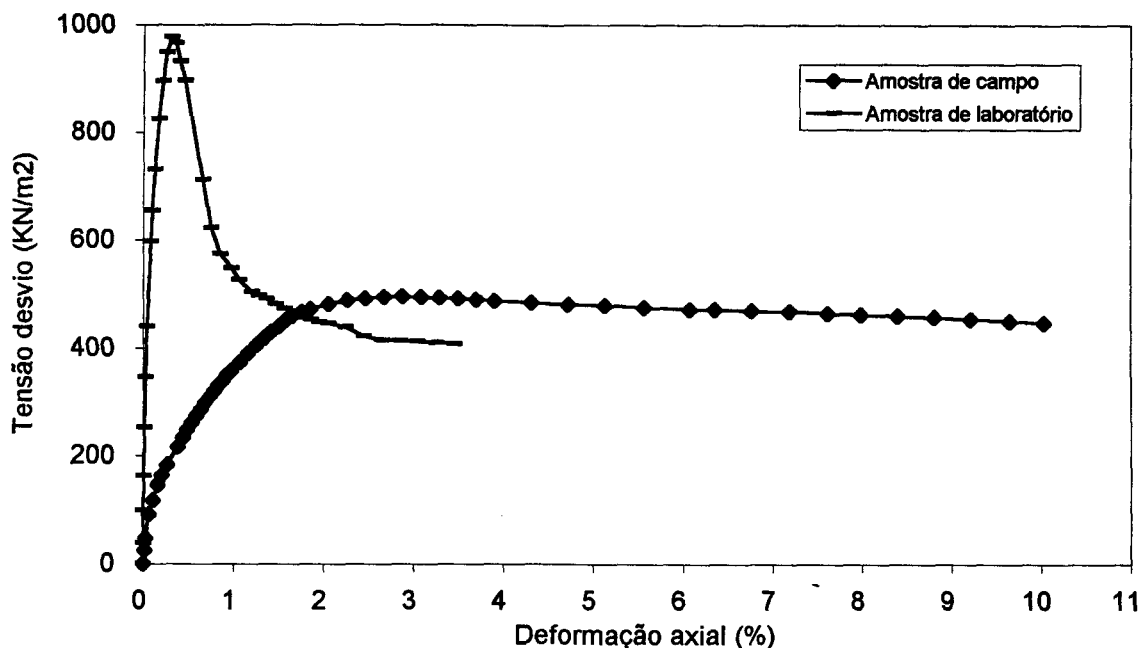


Fig 5.28 - Comparação das curvas tensão-deformação axial de amostras de campo e laboratório com medida local para o solo melhorado com cimento com tensão de confinamento de 100 kN/m<sup>2</sup>

Basicamente, dois fatores influenciam no comportamento tensão-deformação do solo compactado natural, que são o grau de compactação e a umidade de moldagem. Para os ensaios de laboratório, as amostras foram moldadas na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo dados pelo Proctor Normal. Quanto às amostras de campo, a energia empregada é superior à energia do Proctor Normal, e a umidade, superior à umidade ótima.

Os valores de resistência decrescem com o aumento da umidade e com a redução do grau de compactação [Pinto e outros (1970); Rocha e outros (1982)]. Portanto, o fator que justifica o aumento da resistência observado nas amostras de campo é o aumento da energia empregada, resultando numa maior densidade.

Para o solo melhorado com cimento, os ensaios triaxiais realizados com amostras de campo apresentam, de um modo geral, uma resistência inferior às amostras de laboratório, conforme pode ser visto nas Figuras 5.26, 5.27 e 5.28. Além do mais, pode ser observado que as amostras de laboratório são extremamente rígidas, com um comportamento de pico bem definido, atingindo a

ruptura a deformações muito pequenas. Após o pico há uma queda acentuada da tensão desvio, caracterizando uma ruptura frágil. Toledo (1989) observou que a resistência média de misturas solo-cimento obtidas em campo correspondiam a 70% dos valores de amostras moldadas em laboratório

É importante observar a semelhança de comportamento entre as amostras de campo e laboratório a grandes deformações. As curvas tensão-deformação tendem a convergir para um mesmo valor residual de tensão desvio.

Para as amostras de solo melhorado com cimento, os fatores que influenciam o comportamento tensão-deformação são mais complexos que os do solo compactado natural. Pode-se citar a heterogeneidade da mistura, a umidade de moldagem, o fator tempo, a energia de compactação e o tempo de cura.

As amostras de laboratório para o solo melhorado com cimento foram moldadas na umidade ótima e densidade máxima dada pelo Proctor Normal. Já as amostras de campo, embora a energia empregada seja a mesma, a umidade de compactação é superior a umidade ótima, conseqüentemente, a densidade é inferior às amostras de laboratório.

Segundo Akinmusuru (1987), o módulo de deformação diminui com o aumento da umidade. Villar e outros (1982) observaram que a resistência cai consideravelmente para umidades de moldagem variando de 2% a 4% acima da umidade ótima.

Quanto ao tempo de cura, as amostras de laboratório foram curadas em câmara úmida durante 7 dias, enquanto as amostras de campo, foram extraídas da camada de solo melhorado com cimento depois de um período de aproximadamente 60 dias. Logo, a perda de resistência e o aumento de deformabilidade das amostras de campo não podem estar associados ao tempo de cura.

O tempo decorrido entre a adição de cimento e o final da compactação em campo foi de aproximadamente 30 minutos. Em vista disto, é pouco provável

que as amostras de campo tenham sofrido perda de qualidade significativa devido ao fator tempo. Toledo (1989) observou que a perda de qualidade em campo devido ao fator tempo é desprezível quando comparado à perda de qualidade em laboratório para um intervalo de tempo de uma hora.

Outro fator de grande relevância que levou à dispersão entre os resultados de campo e laboratório é a heterogeneidade do solo melhorado com cimento em campo. Toledo (1989) observou também uma grande dispersão dos resultados de campo atribuídos à heterogeneidade da mistura solo-cimento.

### 5.3 ENSAIOS DE PLACA

A seguir, são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de placa realizados sobre camadas de solo natural compactado e de mistura solo-cimento compactada (Figuras 5.29, 5.30 e 5.31). A razão entre a espessura de solo melhorado ( $H$ ) e o diâmetro da placa ( $B$ ) foi igual a 2 (dois) para ambos os casos.

A Figura 5.29 apresenta os resultados experimentais do carregamento de uma placa de 30 cm de diâmetro sobre uma camada de solo natural compactado plotados no espaço carga x recalque.

O ensaio de placa 2 realizado sobre a camada de solo natural compactado foi levado até a ruptura, a qual pode ser caracterizada como ruptura generalizada (Vesic, 1973), devido ao fato de apresentar a partir de um determinado nível de carga, contínuas deformações, permanecendo a carga constante. Além do mais, foi possível observar visualmente em campo o fissuramento e o levantamento superficial do solo nas proximidades da placa.

Como pode-se observar na Figura 5.29, há uma pequena diferença nos resultados dos dois ensaios, que pode ser devido a alguma heterogeneidade advinda do método construtivo.

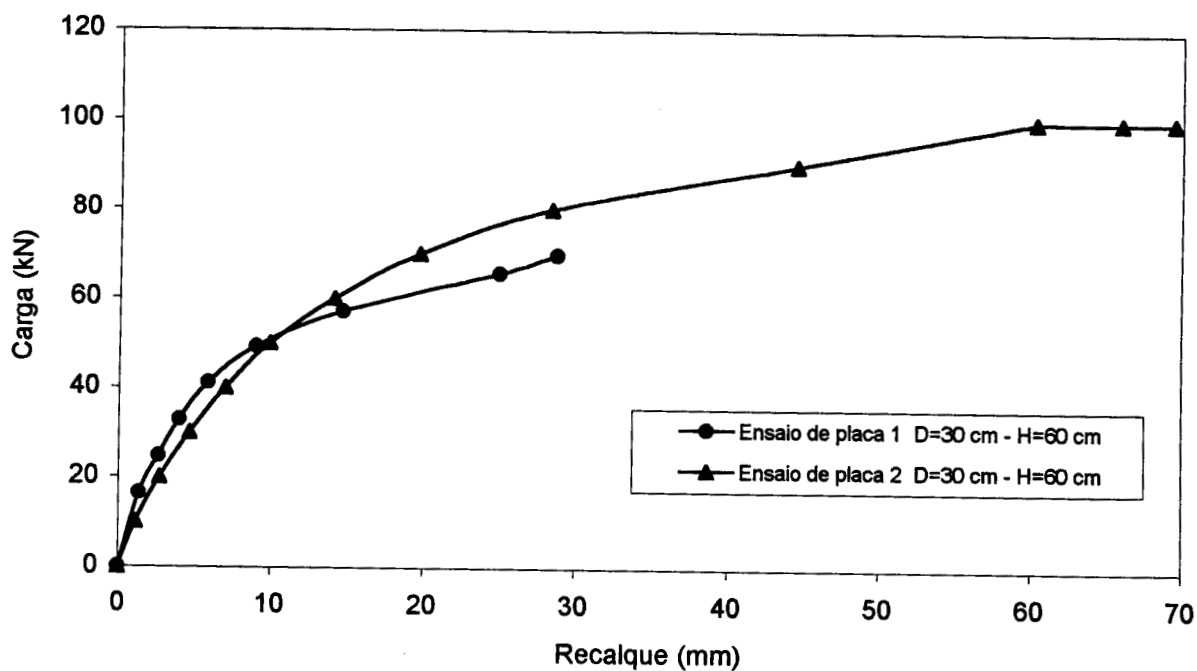


Fig 5.29 - Curvas carga - recalque do solo natural compactado

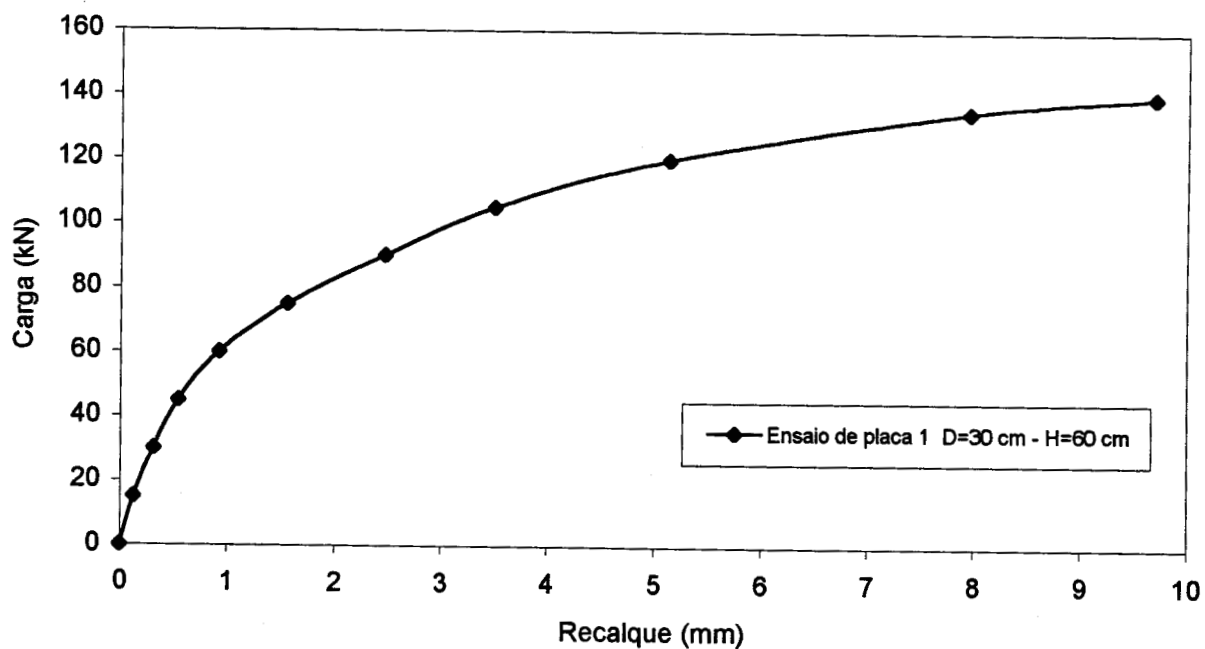


Fig 5.30 - Curva carga - recalque do solo melhorado com cimento

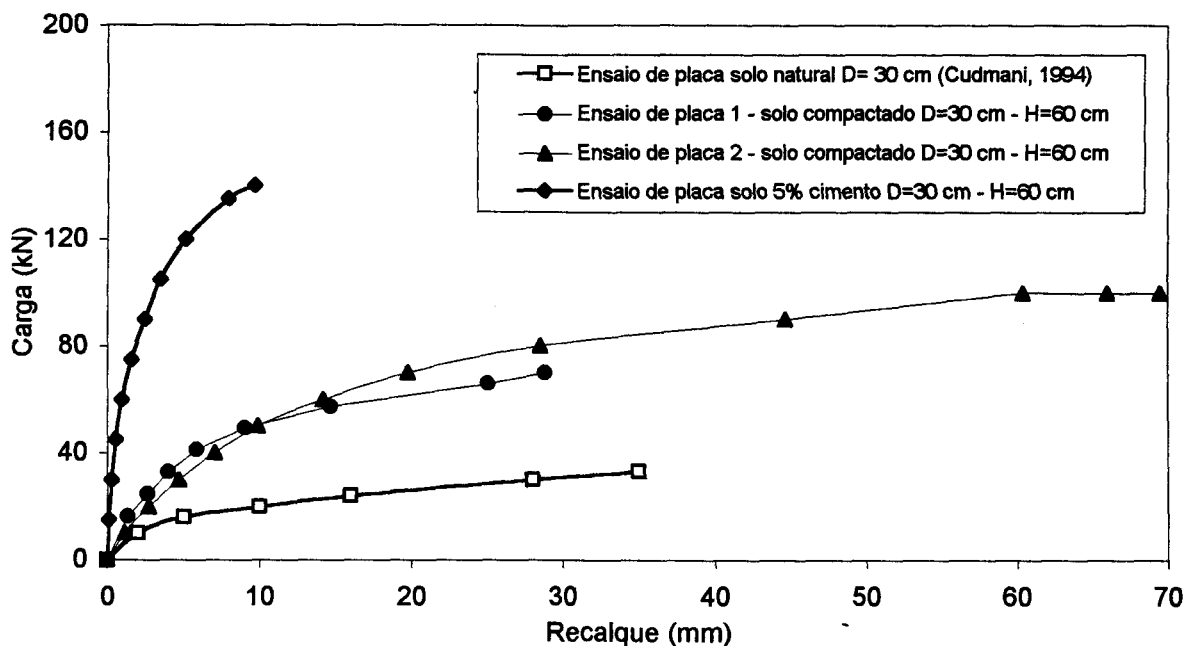


Fig 5.31 - Curvas carga-recalque do solo natural, solo compactado e do solo melhorado com cimento

Na figura 5.30 é apresentada a curva carga x recalque do ensaio de placa de 30 cm de diâmetro realizado na camada de solo melhorado com cimento.

O ensaio de placa realizado sobre a camada de solo melhorado com cimento alcançou a ruptura definida como a tensão ou carga que provoca um recalque de  $D/30$ , que no caso da placa de 30 cm, equivale a um recalque de 10 mm. O ensaio encerrou com uma carga de 140 kN em decorrência também da limitação da sobrecarga.

A Figura 5.31 apresenta uma comparação das curvas carga x recalque de ensaios de placa realizados sobre o solo natural (ensaio realizado com placa de 30 cm de diâmetro por Cudmani (1994) a uma profundidade de 1.20 m), sobre uma camada de solo natural compactado e sobre uma camada de solo melhorado com cimento. Verifica-se um acréscimo considerável da resistência e uma redução significativa dos recalques do solo tratado quando comparado ao solo natural. O comportamento do solo melhorado com cimento se distingue dos demais por atingir o limite de carga a recalques muito pequenos. Para efeitos de comparação, considerando a ruptura definida como a carga ou tensão que provoca um recalque de  $D/30$ , ou seja, um recalque de 10 mm, o acréscimo de resistência do

solo compactado em relação ao solo natural, chega a 150%, enquanto que para o solo melhorado com cimento em relação ao solo natural, chega a 600%. Já o acréscimo de resistência do solo melhorado com cimento em relação ao solo natural compactado chega a 180%.

Cabe ressaltar ainda, que a forma de ruptura do solo natural, conforme observado por Cudmani (1994), se caracterizou por uma ruptura por puncionamento.



# **CAPÍTULO 6**

## **ANÁLISES NUMÉRICAS**

### **6.1 GENERALIDADES**

No presente capítulo, encontra-se a determinação e verificação dos parâmetros da relação constitutiva utilizada neste trabalho - Modelo Pseudo-Elástico Não Linear (Hiperbólico) - para os materiais estudados, solo natural compactado e mistura solo-cimento.

Em seguida são realizadas as simulações numéricas, utilizando a técnica de Elementos Finitos (Programa CRISP-90) implementada com a relação constitutiva Hiperbólica, dos ensaios de placa executados sobre camadas de solo natural compactado e mistura solo-cimento. Comparações são feitas entre os resultados obtidos através de simulações numéricas e dados da instrumentação de campo dos ensaios de placa. Finalmente apresenta-se uma discussão dos resultados.

### **6.2 AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS HIPERBÓLICOS DAS CAMADAS DE SOLO NATURAL COMPACTADO E MISTURA SOLO-CIMENTO**

O primeiro passo para a determinação dos parâmetros do modelo constitutivo para um dado material consiste em plotar os pontos experimentais de cada curva tensão-deformação sob a forma  $\epsilon_a / (\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon_a$ . Nesta forma gráfica, a hipérbole torna-se um linha reta, da qual obtemos os valores de:

$$a = \frac{1}{E_i} \quad (6.1)$$

que é dado pelo intercepto da linha reta com o eixo vertical, e

$$b = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (6.2)$$

que é dado pela inclinação da reta.

Usando os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb obtidos através do gráfico  $p' \times q$ , retira-se  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}$  através da equação:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup} = \frac{2.c.\cos\varphi + 2.\sigma_3.\sen\varphi}{1 - \sen\varphi} \quad (6.3)$$

Após, calcula-se o parâmetro  $R_f$  pela equação:

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (6.4)$$

e posteriormente,  $R_f$  médio, como a média aritmética dos  $R_f$  obtidos para as várias tensões de confinamento.

O próximo passo consiste na plotagem dos valores  $(E_i / p_a) \times (\sigma_3 / p_a)$  em escala logarítmica. De acordo com a equação:

$$E_i = K.p_a.\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \quad (6.5)$$

os pontos nesta escala originam uma reta, onde  $n$  é a inclinação da reta e  $K$  é o intercepto da linha reta com a linha vertical passando por  $(\sigma_3 / p_a)$  igual a 1.

O parâmetro  $K_{ur}$  é obtido de forma semelhante, porém, com dados das curvas de descarregamento-recarregamento do solo, tendo, normalmente, a mesma inclinação  $n$ .

### 6.2.1 Parâmetros hiperbólicos da camada de solo natural compactado

De acordo com os ensaios triaxiais drenados (CID) apresentados na Seção 5.2.2, a relação tensão-deformação transformada do solo compactado é apresentada na Figura 6.1 para tensões de confinamento de 20 e 100 kN/m<sup>2</sup>.

Os valores de  $E_i$  e  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  são determinados para as duas tensões confinantes e, com os mesmos, obtém-se os parâmetros  $K = 386$  e  $n = 0.0$  através da relação  $\log (E_i/p_a) \times \log (\sigma_3 / p_a)$ , conforme Figura 6.2.  $R_f$  médio é igual a 0.71.  $K_{ur}$  foi adotado igual a  $K$ .

Os parâmetros de resistência  $c = 19$  kN/m<sup>2</sup> e  $\varphi = 34^\circ$  são obtidos da Figura 5.22 do capítulo anterior. O valor do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) foi adotado igual a 0.44, o qual, foi obtido das curvas deformação volumétrica x deformação axial (Fig 5.13).

A Tabela 6.1 apresenta o total dos parâmetros hiperbólicos calibrados para a camada de solo natural compactado.

### 6.2.2 Parâmetros hiperbólicos da camada de solo-cimento

Conforme os ensaios triaxiais drenados em amostras retiradas da camada de solo melhorado com cimento, apresentados na Seção 5.2.2, a relação transformada tensão-deformação é apresentada na Figura 6.3, bem como os valores de  $E_i$  e  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  para as tensões de confinamento de 20 e 60 kN/m<sup>2</sup>.

Da relação  $\log (E_i/p_a) \times \log (\sigma_3 / p_a)$ , Figura 6.4, obtém-se os parâmetros  $K = 9000$  e  $n = 0.577$ .  $R_f$  médio é igual a 0.76.  $K_{ur}$  é adotado igual a  $K$ .

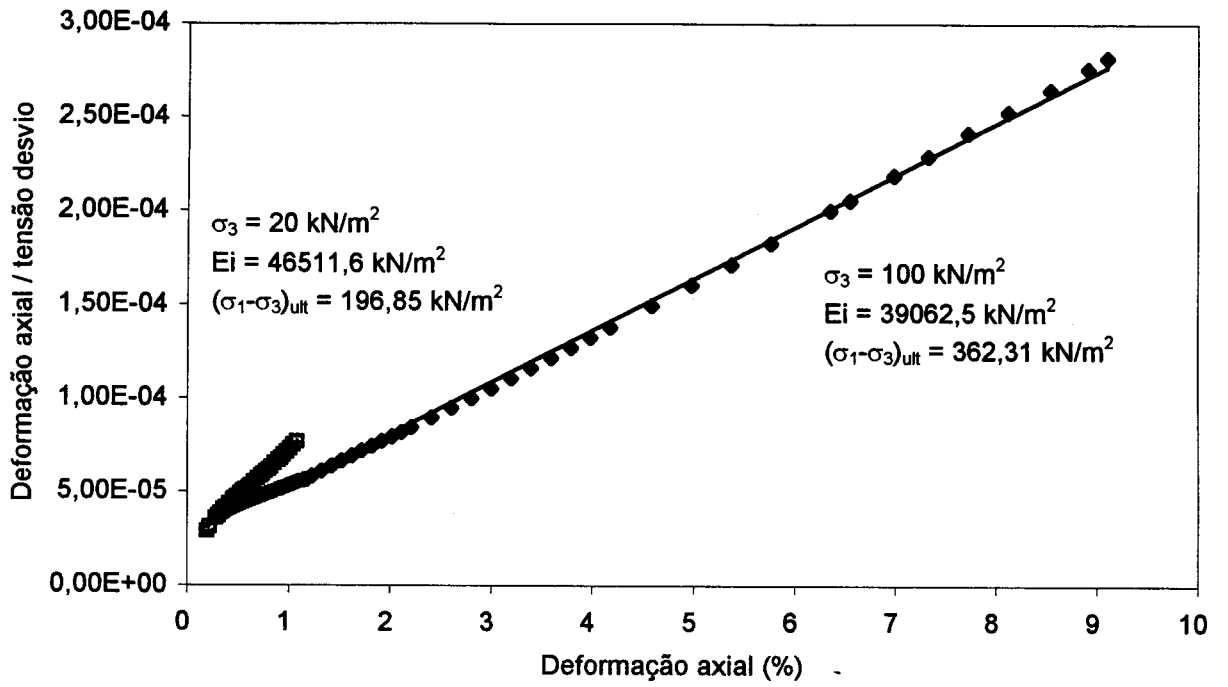


Fig 6.1 - Calibração da relação hiperbólica  $(\epsilon_1 / \sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon_1$  para o solo natural compactado

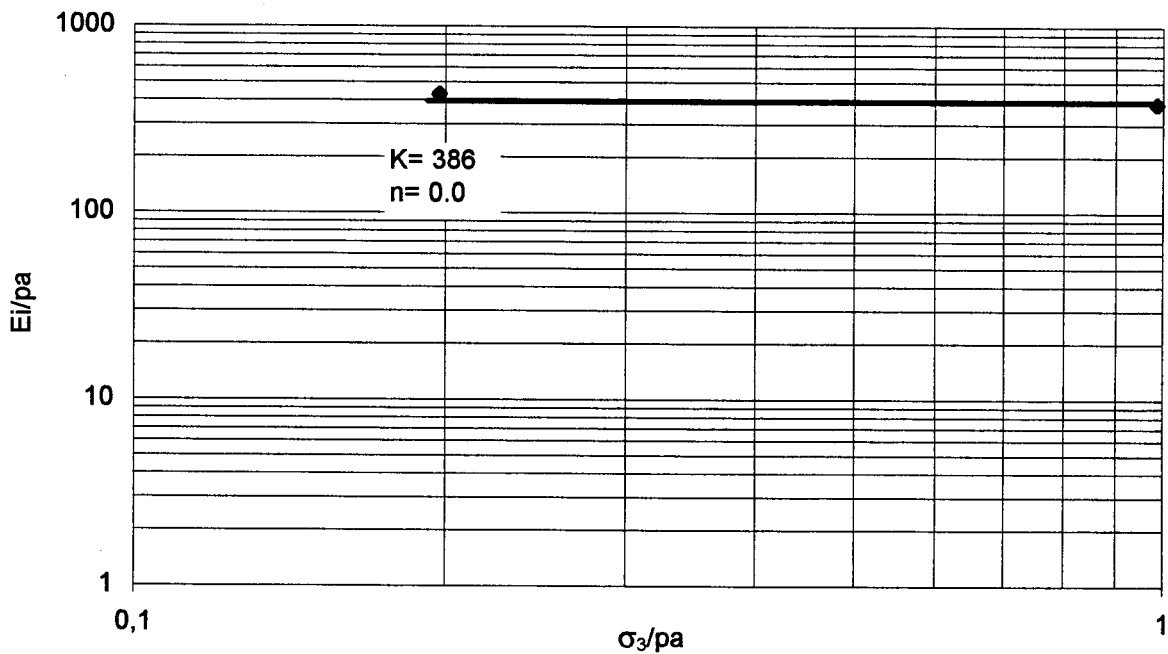


Fig. 6.2 - Calibração da relação hiperbólica  $\log(Ei/pa) \times \log(\sigma_3/pa)$  para o solo natural compactado

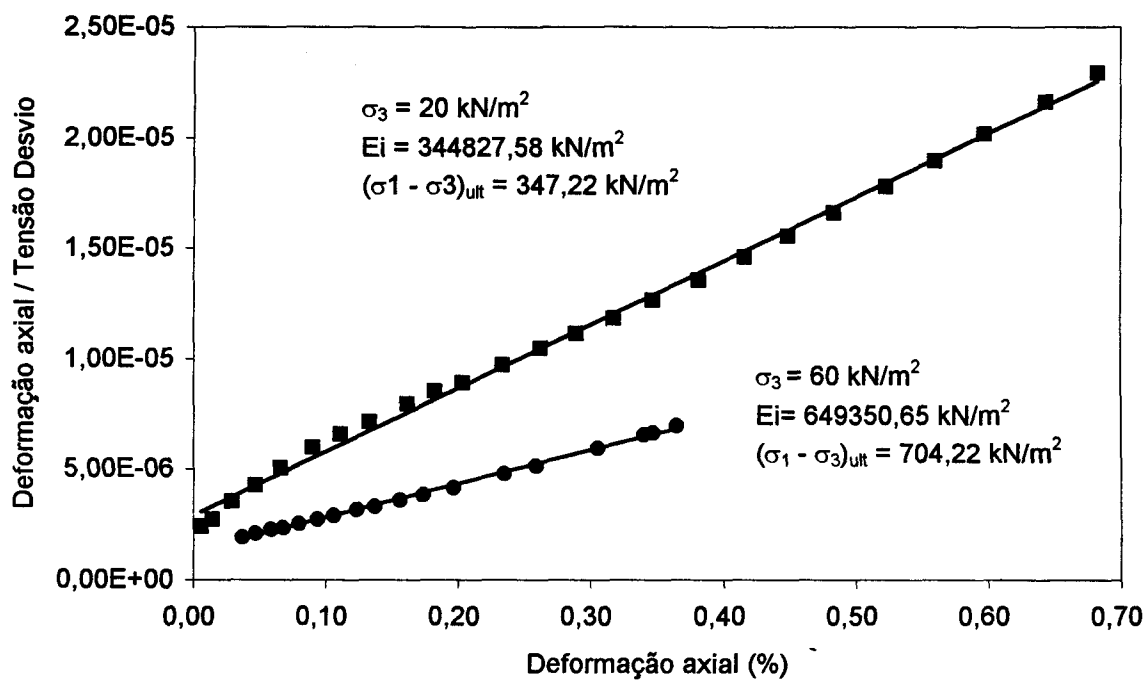


Fig 6.3 - Calibração da relação hiperbólica  $\varepsilon_1 / (\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon_1$  para o solo melhorado com cimento

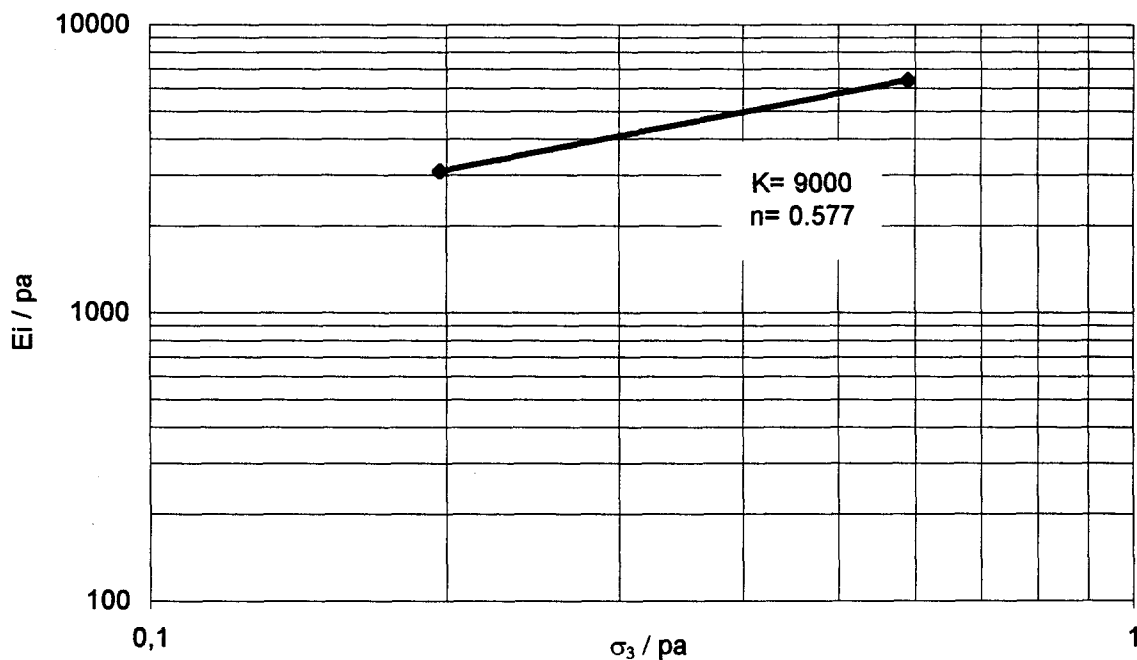


Fig 6.4 - Calibração da relação  $(E_i/pa) \times (\sigma_3/pa)$  para o solo melhorado com cimento

Os parâmetros de resistência são  $c = 50 \text{ kN/m}^2$  e  $\varphi = 40^\circ$ , conforme Figura 5.16, do capítulo anterior. O valor do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) adotado foi de 0.2, o qual, foi obtido das curvas deformação volumétrica x deformação axial (Fig 5.15).

A Tabela 6.1 apresenta os parâmetros hiperbólicos calibrados para a camada de solo melhorado com cimento.

### **6.2.3 Parâmetros hiperbólicos do solo residual**

Os parâmetros hiperbólicos do solo residual de Cachoeirinha necessários para a simulação dos ensaios de placa sobre camadas de solo melhorado (compactado e solo-cimento), uma vez que estas camadas estão assentes em solo natural, são apresentados na Tabela 6.1. Tais parâmetros foram calibrados por Mántaras (1995) através da simulação numérica de ensaios pressiométricos executados no campo experimental, e posteriormente, foram verificados por Rohlfes Junior (1996) através da simulação bem sucedida dos ensaios de placa executados por Cudmani (1994) sobre o solo residual.

## **6.3 VERIFICAÇÃO DOS PARÂMETROS HIPERBÓLICOS**

A verificação dos parâmetros hiperbólicos determinados anteriormente se dá através da replotagem das curvas tensão-deformação utilizadas na calibração com as equações do Modelo Hiperbólico, utilizando para cada material seus respectivos parâmetros.

### **6.3.1 Previsões dos ensaios triaxiais drenados com amostras de solo natural compactado**

As Figuras 6.5 (a) e (b) mostram as curvas tensão-deformação obtidas em laboratório e os resultados analíticos baseados no Modelo Hiperbólico,

utilizando os parâmetros do solo natural compactado da Tabela 6.1. Nota-se que a comparação até o pico é boa para a tensão confinante de 20 kN/m<sup>2</sup> e razoável para a tensão confinante de 100 kN/m<sup>2</sup>, principalmente na parte inicial da curva. A não linearidade foi bem modelada.

### 6.3.2 Previsões dos ensaios triaxiais drenados com amostras de solo melhorado com cimento

As Figuras 6.6 (a) e (b) mostram as curvas tensão-deformação obtidas em laboratório e os resultados analíticos baseados no Modelo Hiperbólico, utilizando os parâmetros do solo melhorado com cimento da Tabela 6.1. A reprodução analítica das curvas tensão-deformação até próximo ao pico é boa para as duas tensões confinantes (20 kN/m<sup>2</sup> e 60 kN/m<sup>2</sup>), porém, a tensão de ruptura não foi bem representada.

Tabela 6.1 - Parâmetros hiperbólicos

<i>Tipo de solo</i>	<i>C (kN/m<sup>2</sup>)</i>	<i>φ (graus)</i>	<i>K</i>	<i>n</i>	<i>R<sub>r</sub></i>	<i>ν</i>
<b>Natural (Mántaras,1995)</b>	17	26	100	0.8	0.75	0.2
<b>Compactado</b>	19	34	386	0.0	0.71	0.44
<b>melhorado com 5% cimento</b>	50	40	9000	0.577	0.76	0.2

## 6.4 SIMULAÇÃO NUMÉRICA DOS ENSAIOS DE PLACA VERSUS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

### 6.4.1 Introdução

A fim de prever o comportamento de fundações superficiais (placas circulares) assentes sobre camadas de solo compactado e de solo melhorado com

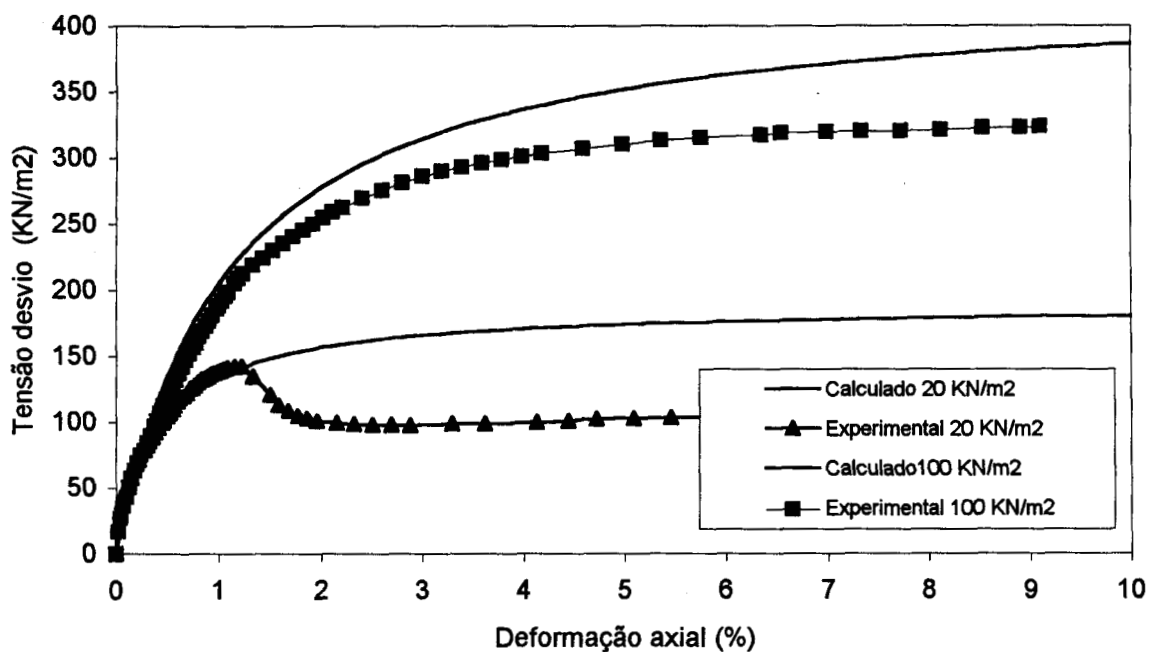


Fig 6.5 (a) - Comparação entre curvas tensão-deformação experimentais e calculadas analiticamente com o Modelo Hiperbólico para o solo natural compactado

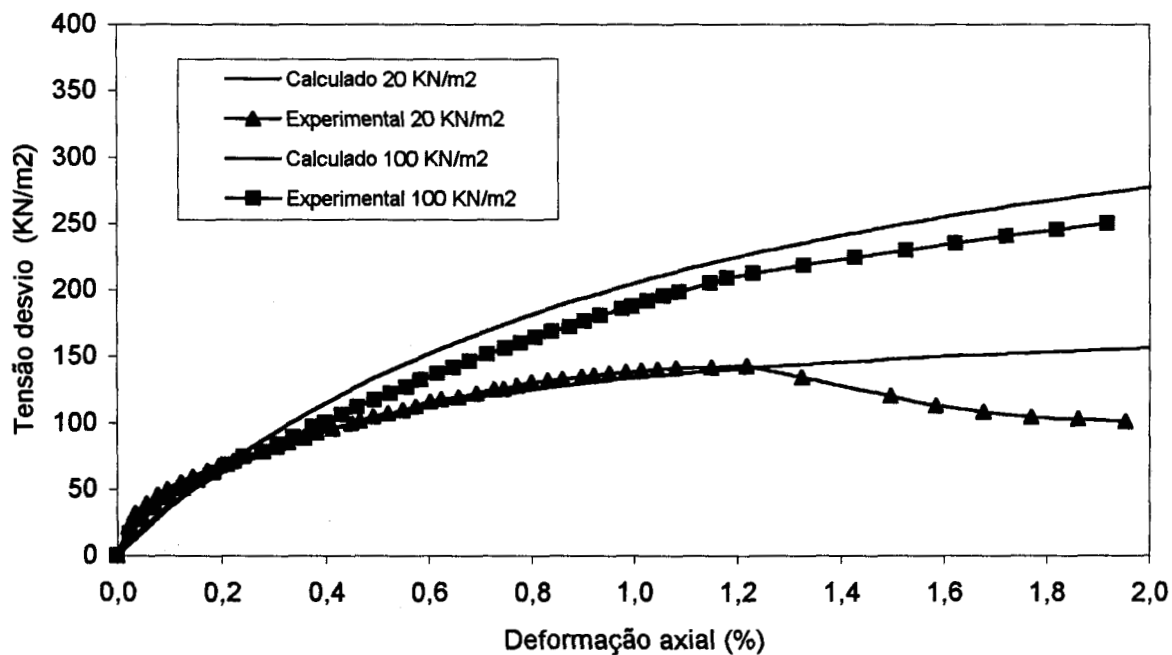


Fig 6.5 (b) - Comparação entre curvas tensão-deformação experimentais e calculadas analiticamente com o Modelo Hiperbólico para o solo natural compactado



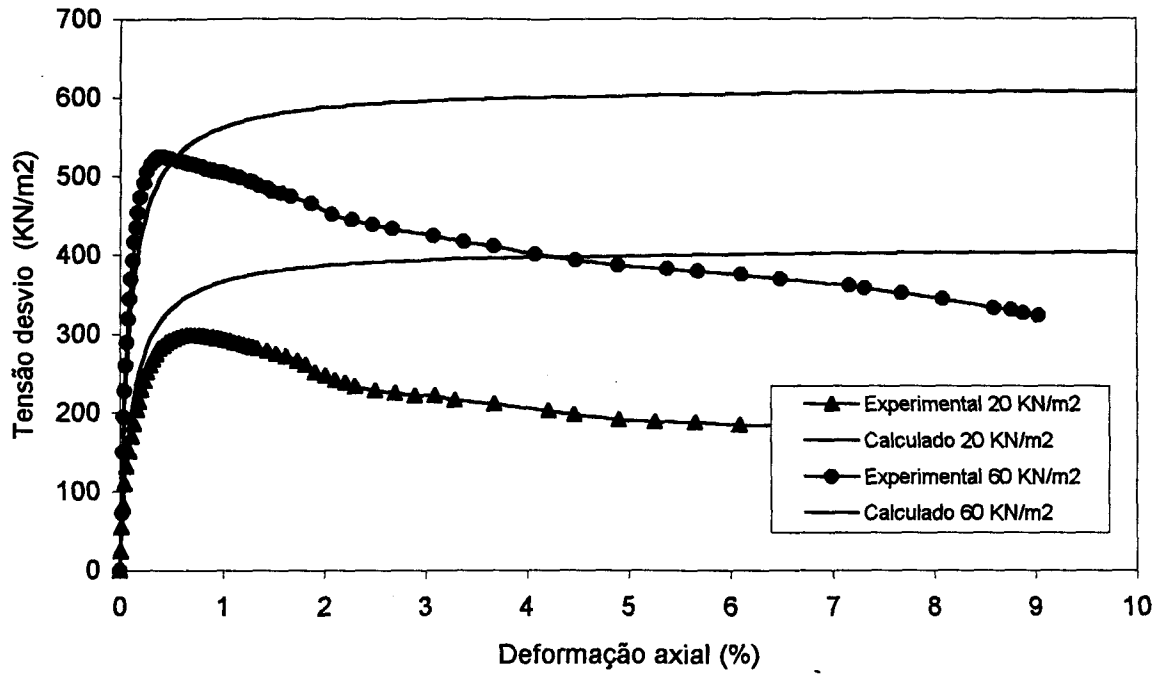


Fig 6.6 (a) - Comparação entre curvas tensão-deformação experimentais e calculadas analiticamente com o Modelo Hiperbólico para o solo melhorado com cimento

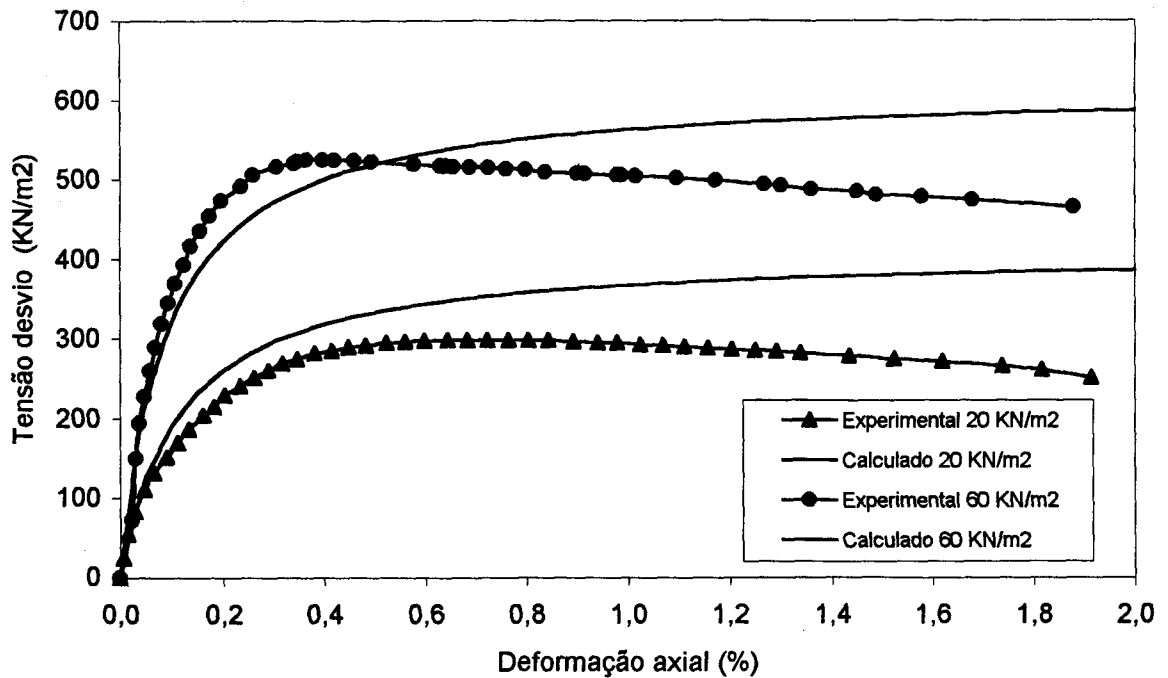


Fig 6.6 (b) - Comparação entre curvas tensão-deformação experimentais e calculadas analiticamente com o Modelo Hiperbólico para o solo melhorado com cimento

cimento, foi utilizado o programa CRISP-90, embasado na técnica de Elementos Finitos, onde se encontra implementado o Modelo Hiperbólico, o qual permite considerar a não linearidade dos materiais e a influência do confinamento no comportamento tensão-deformação dos mesmos. Esta metodologia possibilita a análise completa do sistema fundação-solo, quando a fundação é submetida a carregamento, considerando as condições iniciais e de contorno do problema. É importante ressaltar que as camadas de solo compactado e mistura solo-cimento foram compactadas em campo com relação teor de umidade ( $\omega$ ) e peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ) localizadas no ramo úmido da curva de compactação (Figuras 5.1 e 5.2), o que conduz a variações de resistência e deformabilidade negligenciáveis quando da saturação do solo (Lambe e Whitman, 1979). Este fato é comum na prática de tratamento de solos residuais no Rio Grande do Sul, devido ao alto teor de umidade natural destes materiais, o que conduz o próprio solo natural desta região, embora sendo não saturado, a valores de sucção muito pequenos (Nakahara, 1995). Portanto, os valores de sucção foram negligenciados na análise de Elementos Finitos, considerando-se o comportamento tensão-deformação de amostras saturadas e drenadas.

A malha de Elementos Finitos, considerando geometria axial simétrica, utilizada nas simulações é apresentada na Figura 6.7.

A placa de aço teve seu comportamento tensão-deformação considerado através do modelo Elástico-Linear, com módulo de Elasticidade (E) igual a 210 000 000 kN/m<sup>2</sup> e coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) igual a 0.25 (Pfeil, 1982).

O programa de Elementos Finitos utilizado neste trabalho (CRISP-90) emprega o método incremental ou rigidez tangente. Portanto, a aplicação do carregamento foi de forma incremental, com incrementos de 5.0 kN/m<sup>2</sup>.

#### **6.4.2 Previsão do comportamento de uma placa assente sobre uma camada de solo compactado**

Baseado na análise pelo Método dos Elementos Finitos dos ensaios de placa rígida realizados sobre a camada de solo compactado, considerando os

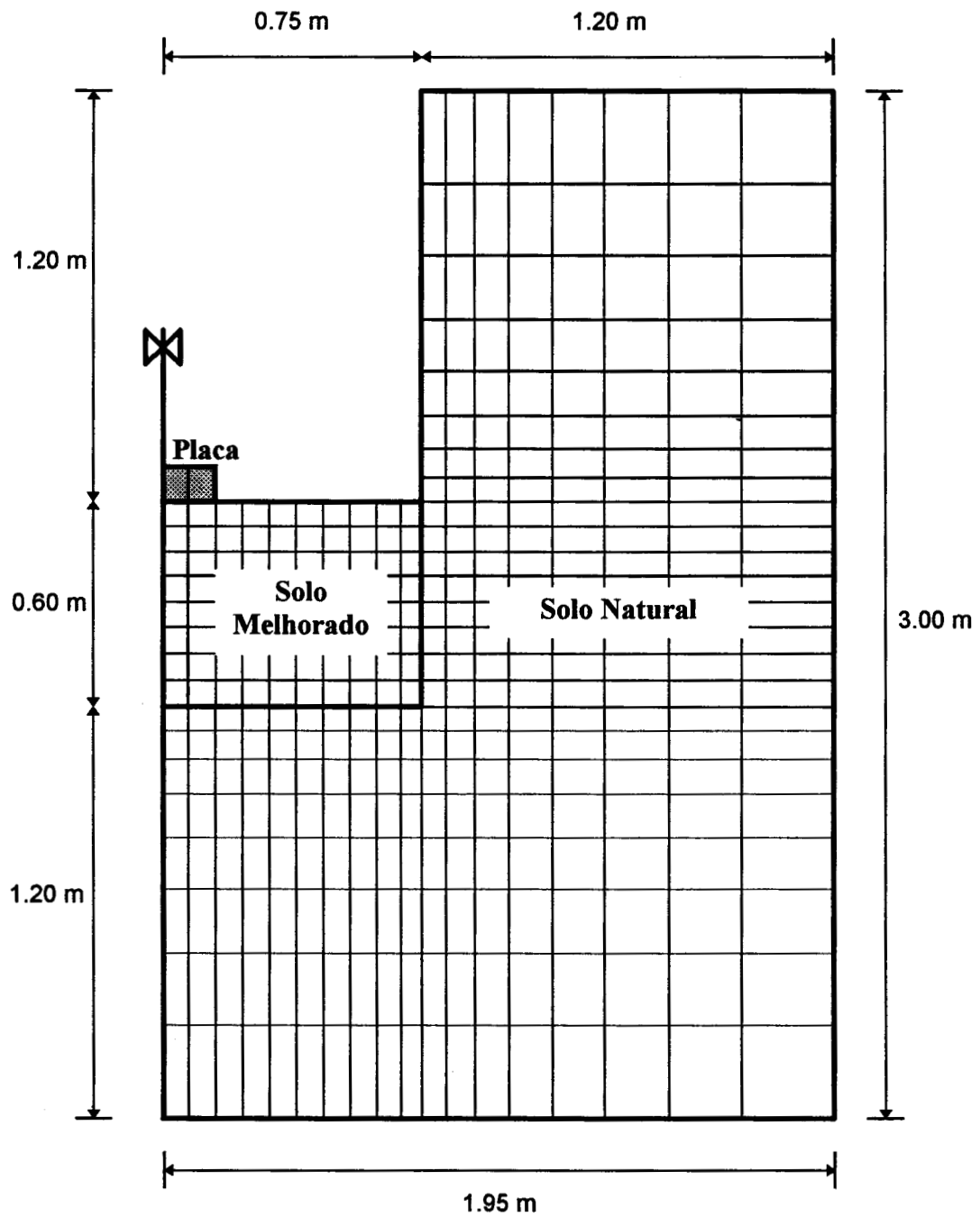


Fig 6.7 - Malha de Elementos Finitos utilizada na análise dos ensaio de placa circulares em solo melhorado

parâmetros hiperbólicos determinados na Seção 6.2 para o solo compactado e o solo natural, foram obtidos resultados da simulação do comportamento do sistema fundação - camada de solo compactado.

A Figura 6.8 mostra a previsão classe "A" (Lambe, 1973) do comportamento carga x recalque dos ensaios de placa realizados sobre a camada de solo compactado juntamente com os resultados experimentais de campo. Verifica-se uma concordância perfeita entre o resultado da simulação e o ensaio de placa 2, até um recalque de 10 mm, enquanto que os recalques da placa 1 são levemente superestimados neste intervalo. A carga máxima suportada pela placa 2 é coincidente com o resultado da simulação, enquanto que a placa 1 apresenta valor inferior ao simulado.

#### **6.4.3 Previsão do comportamento de uma placa assente sobre uma camada de solo melhorado com cimento**

Através do Método dos Elementos Finitos, o comportamento de uma placa rígida carregada assente sobre uma camada de solo-cimento é analisado considerando os parâmetros hiperbólicos determinados na Seção 6.2 (Tabela 6.1) para amostras de solo-cimento (obtidas da camada ensaiada) e de solo natural.

Na Figura 6.9 é apresentada a previsão classe "A" (Lambe, 1973) do comportamento carga x recalque do ensaio de placa realizado sobre a camada de solo melhorado com cimento, juntamente com o resultado experimental. Uma boa concordância é verificada entre o resultado da simulação e o resultado de campo do ensaio de placa, principalmente considerando o baixo nível de recalques observado.

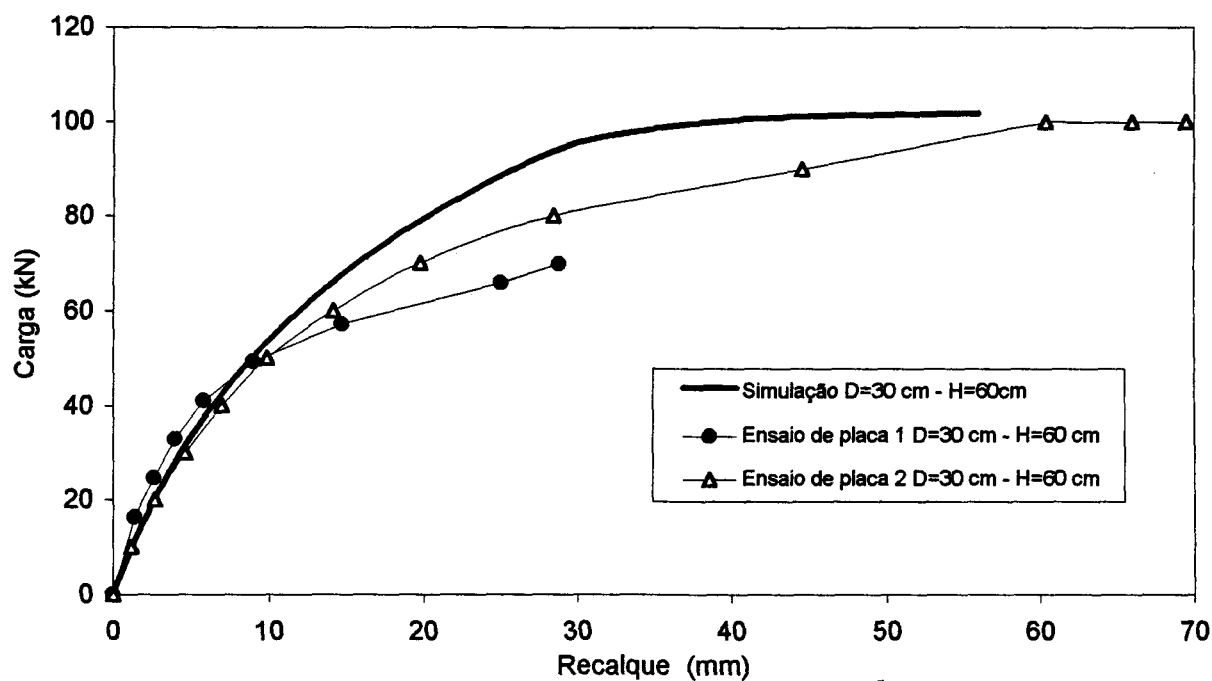


Fig 6.8 - Comparação entre os resultados dos ensaios de campo e da simulação numérica de uma placa circular assente sobre uma camada de solo natural compactado

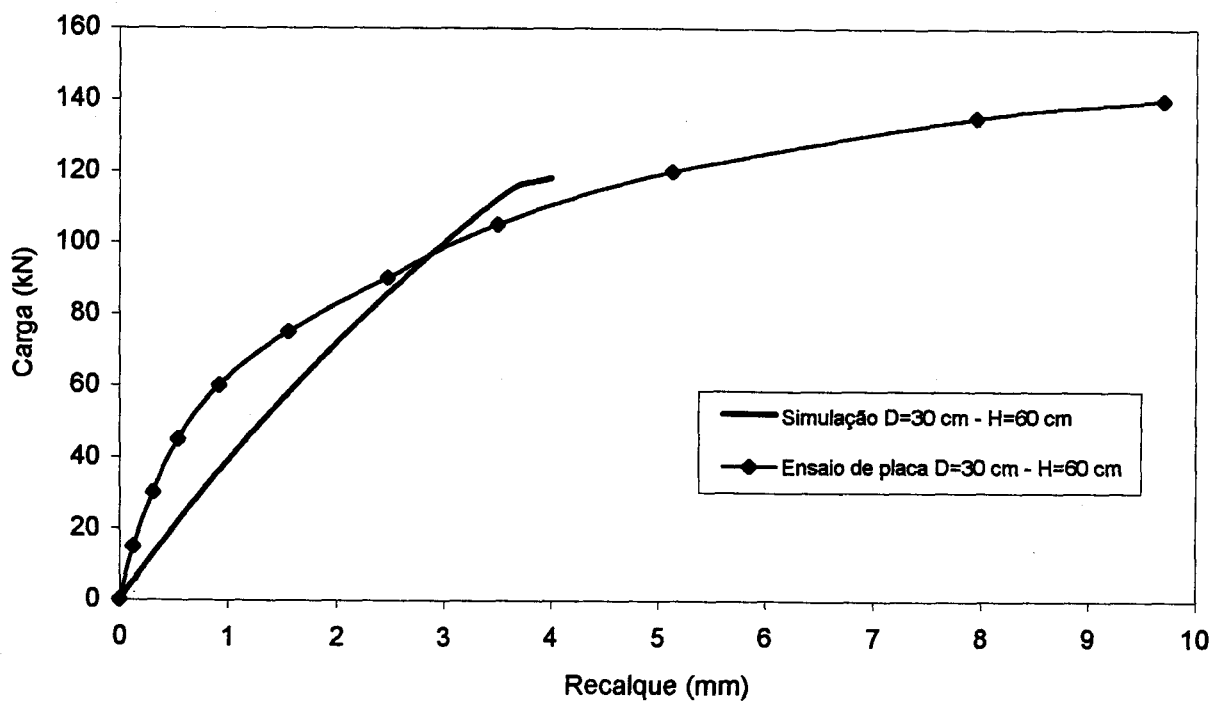


Fig 6.9 - Comparação entre os resultados dos ensaios de campo e da simulação numérica de uma placa circular assente sobre uma camada de solo melhorado com cimento

## 6.5 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Na Figura 6.10 são apresentadas as previsões de comportamento das placas assentes sobre camadas de solo compactado e solo-cimento, juntamente com os resultados experimentais, no espaço tensão versus recalque normalizado, onde recalque normalizado é definido como a razão entre o recalque (deslocamento vertical da placa) e o diâmetro da placa. Nesta mesma figura são apresentados os resultados de ensaios de placa de diâmetro 0.30, 0.45 e 0.60 m e também o resultado de uma prova de carga em sapata quadrada de 1.0 m de aresta sobre o solo residual (Cudmani, 1994). Ainda é apresentado o resultado da simulação numérica do carregamento de uma placa de 60 cm de diâmetro realizada por Rohlfes Junior (1996).

A boa qualidade das simulações dos ensaios de placa sugere o bom potencial da metodologia proposta de análise do comportamento de fundações superficiais assentes sobre camadas de solo melhorado por tratamento mecânico (compactação) ou tratamento físico-químico (mistura solo-cimento compactada) com base na utilização do Método dos Elementos Finitos.

A determinação dos parâmetros constitutivos necessita da execução de ensaios triaxiais com medida interna de deformações (sensores de efeito Hall) devido ao aumento da rigidez do material por tratamentos físico-químicos.

Pode ser verificado na Figura 6.10 que, no espaço proposto tensão versus recalque normalizado, os resultados dos ensaios de placa e da sapata assentes no solo residual resultam aproximadamente numa mesma curva. O mesmo ocorre com o resultado da simulação numérica de uma placa de 60 cm de diâmetro realizada por Rohlfes Junior (1996).

Neste espaço pode ser verificada a influência das camadas de solo melhorado, independentemente do tamanho das fundações, desde que a relação  $H/B$  seja mantida. No caso da Figura 6.10, com  $H/B$  igual a 2.0 para camada de solo compactado e solo-cimento, verifica-se diretamente a influência do comportamento

do material, com o aumento da rigidez e da resistência devido a ação da cimentação.

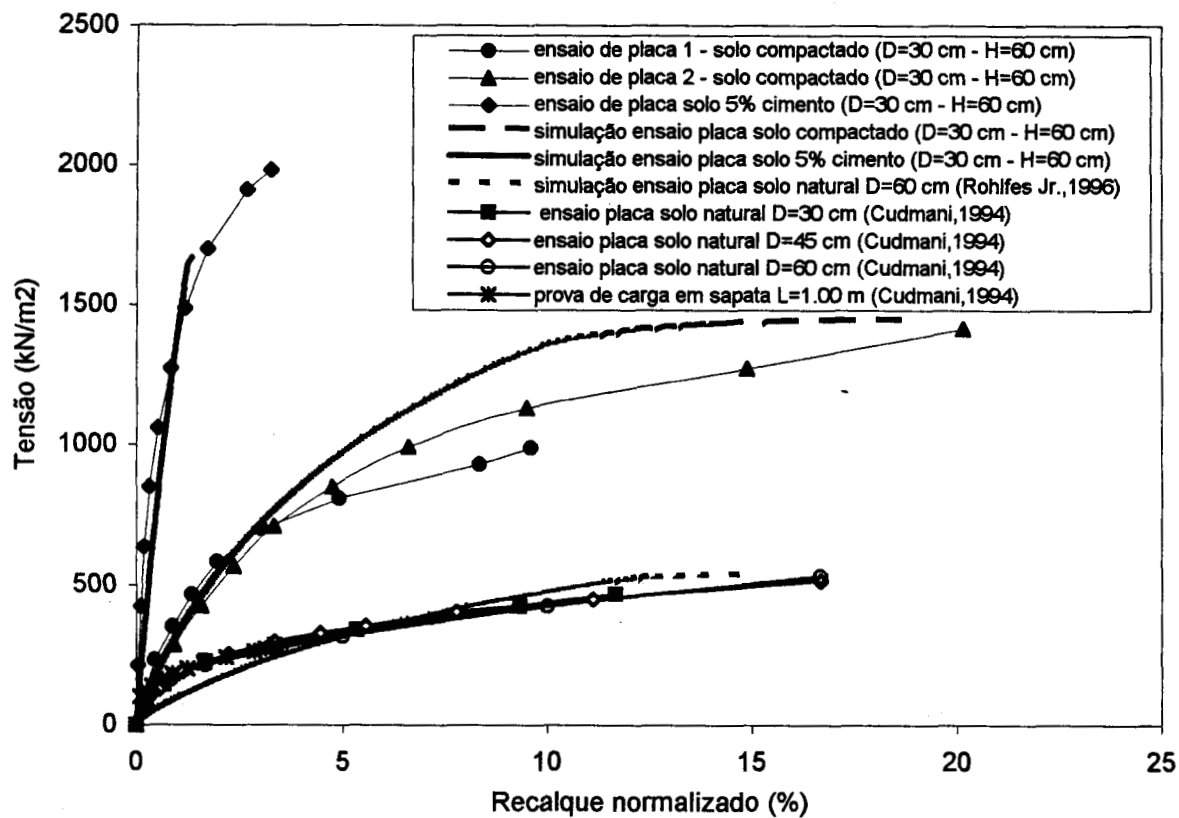


Fig 6.10 - Comparação das curvas tensão - recalque normalizado entre o solo natural, solo compactado e o solo melhorado com cimento

# **CAPÍTULO 7**

## **COMENTÁRIOS FINAIS**

### **7.1 CONCLUSÕES**

As principais conclusões desta pesquisa, algumas já citadas no decorrer do trabalho, são enunciadas resumidamente a seguir.

#### **Ensaio de compactação**

- Não foi possível definir um padrão quanto à densidade e umidade ótima para os ensaios de compactação da mistura solo-cimento, nas diferentes energias, quando comparados às curvas de compactação do solo residual.

#### **Ensaio triaxiais**

- Houve um aumento da resistência de pico de 50% a 100% e um acréscimo considerável da rigidez com a adição de cimento ao solo quando comparado ao solo natural compactado.
- A diferença entre o módulo secante com medida local e externa é considerável a pequenas deformações, variando de 50% a 370% para uma deformação de 0.05%, constatando-se a importância da medida local no estudo do comportamento do solo, principalmente quando da



calibração de modelos constitutivos para utilização no Método dos Elementos Finitos.

- A adição de cimento ao solo causou uma maior variação da coesão (163%) do que no ângulo de atrito (17%), corroborando os resultados obtidos por Clough e outros (1981), Akinmusuru (1987) e Prietto (1996).
- Comparando os ensaios triaxiais realizados com amostras retiradas de campo e moldadas em laboratório para o solo natural compactado, verificou-se uma maior diferença na resistência do que na rigidez, atribuídas basicamente ao grau de compactação e à umidade.
- Os ensaios triaxiais realizados com amostras moldadas em laboratório para a mistura solo-cimento apresentaram um comportamento extremamente rígido, com um pico bem definido. As amostras de campo apresentaram uma resistência variando de 40% a 60% da resistência das amostras de laboratório. Os fatores que conduziram a estas diferenças de comportamento podem estar associados a dificuldades de mistura no campo, e portanto, à heterogeneidade da mistura solo-cimento.

### **Ensaio de placa**

- De acordo com os ensaios de placa realizados nas camadas de solo natural compactado e de solo misturado com cimento, verificou-se que este tipo de ensaio é adequado ao estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos estratificados, pois permite a determinação dos recalques e da capacidade de suporte da camada tratada, além da observação da forma de ruptura.

- O sistema solo residual compactado-placa apresentou ruptura generalizada. Já para o caso da mistura solo-cimento não foi possível atingir a ruptura devido à limitação da sobrecarga.
- Comparando as curvas carga x recalque do solo tratado com a curva do solo residual verifica-se um acréscimo significativo da resistência e uma redução considerável dos recalques, principalmente para o solo melhorado com cimento.
- De acordo com a carga de ruptura definida como aquela que provoca um recalque equivalente a  $D/30$  (10 mm), o acréscimo da resistência do solo compactado em relação ao solo natural chega a 150%, enquanto que, comparando o solo melhorado com cimento com o solo natural, o acréscimo de resistência chega a 600%. Já o acréscimo de resistência do solo melhorado com cimento em relação ao solo residual compactado fica em torno de 180%.

### **Análise numérica**

- O modelo Pseudo-Elástico Não Linear (Hiperbólico) se mostrou adequado na previsão do comportamento tensão x deformação de solos tratados, seja por compactação, seja por estabilização físico-química. A não linearidade foi bem modelada.
- A previsão classe "A" do comportamento carga x recalque de uma placa rígida circular sobre solo estratificado mostrou boa concordância com os ensaios de placa realizados sobre a camada de solo residual compactado; e uma concordância razoável com o ensaio de placa realizado sobre a camada de solo melhorado com cimento.
- A análise do comportamento de fundações superficiais assentes sobre solos estratificados, com base na utilização da técnica de Elementos

Finitos, demonstrou a eficiência da metodologia para a obtenção do comportamento completo da curva carga x recalque das mesmas.

## 7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A fim de aprofundar o estado do conhecimento referente ao comportamento de fundações superficiais assentes em solos estratificados, são traçadas as seguintes sugestões:

- Realização de ensaios CPT para verificar a heterogeneidade da camada tratada;
- Realização de ensaios pressiométricos para efeitos de comparação do módulo de deformação obtidos por ensaios de placa e pressiométricos, além da determinação de  $K_0$ ;
- Medir deslocamentos no interior e na superfície da camada tratada através de extensômetros;
- Estudos de camadas tratadas com diferentes teores de cimento, além da utilização de outros aditivos;
- Aprimorar o processo de mistura de solo e cimento em campo com a utilização de equipamentos mais adequados de modo a obter uma melhor homogeneização da mistura.
- Realização de provas de carga em placa com diferentes diâmetros para o estudo da influência H/B (espessura da camada tratada/diâmetro da placa);

- Realização de provas de carga em verdadeira grandeza (sapatas de concreto) para corroborar a metodologia proposta;
- Com base nos ensaios realizados e extrapolações através de simulações numéricas, poder-se-á confeccionar ábacos para o dimensionamento de fundações superficiais em solos estratificados;
- Estudar o comportamento de fundações superficiais em solo melhorado quando submetidos a esforços de tração;
- Fazer um estudo da capacidade de suporte utilizando teorias aplicadas a solos estratificados (camada de solo rígido sobre solo menos rígido) para efeitos de comparação com os resultados de ensaios de placa e das simulações numéricas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACKERTY, S.K.; HELLINGS, J.E.; JARDINE, R.J. Discussion. **Geotechnique**, v.37, n.3, p. 414-415, 1987.
- AHNBERG, H.; HOLM, G.; HOLMQUIST, L.; LJUNGCRANTZ, C. The use of different additives in deep stabilization of soft soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 13., 1994, New Delhi. **Proceedings...** Rotterdam:A.A.Balkema, 1994, v.3, p. 1191-1194.
- AKINMUSURU, J.O. The effects of cementation on the stress-strain behavior of a sand. In: REGIONAL CONFERENCE FOR ÁFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1987, Lagos. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1987, v.1, p. 435-442.
- ALMEIDA, M.S.S. Analysis of the behavior of an embankment on soft clay. M.Phil Thesis, University of Cambridge, 1981.
- ALMEIDA, M.S.S. Stage constructed embankments on soft clays, Ph.D. Thesis, Engineering Department, University of Cambridge, 1984.
- AL-SANAD, H.A.; ISMAEL, N.F.; BRENNER, R.P. Settlement of circular and ring plates in very dense calcareous sands. **Journal of Geotechnical Engineering**, v.119, n.4, p. 622-638, apr. 1993.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard test method for density of soil in place by the drive-cylinder method: D2937-83.** Philadelphia, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Dosagem de misturas de solo-cimento: Normas de dosagem e métodos de ensaio.** São Paulo, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de fundações: NBR 6122.** 1986. 61p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Prova de carga direta sobre o terreno de fundação: NBR 6121.** Rio de Janeiro, 1986. 2p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo-ensaio de compactação: NBR 7182.** 1986. 9p.

ATKINSON, J.H.; EVANS, J.S. Discussion. **Geotechnique**, v. 35, n.3, p.378-380, 1985.

AVERBECK, J.H.C. **O cone elétrico e sua aplicação no estudo de fundações em solos coesivo-friccionais.** Porto Alegre, 1996, 126p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

BALMER, G.G. Shear strength and elastic properties of soil-cement mixtures under triaxial loading. ASTM, **Proceedings of the ASTM**, Philadelphia, v.58, p.1187-1204, 1958.

BISHOP, A.W. and HENKEL, D.J. **The measurement of soil properties in the triaxial test.** London: Edward Arnold, 1957; 191 p.

BRESSANI, L. A. **Experimental properties of bonded soils.** London: 1990, 459p, PhD Thesis. Imperial College, University of London.

BRESSANI, L.A. External measurement of axial strain in the triaxial test. **Geotechnical Testing Journal**, v.18, n.2, p. 226-240, june 1995.

BRITTO, A. M. ; GUNN, M.J. **Critical state soil mechanics via finite elements.** New York: Ellis Horwood, 1987. 487 p.

- BRITTO, A.M.; GUNN, M.J. **CRISP90 : User's and programmers guide**. Surrey: Surrey University, 1990, 242p.
- BROWN, S.F.; SNAITH, M.S. The measurement of recoverable and irrecoverable deformations in the repeated loading triaxial test. **Geotechnique**, v. 34, n.2, p.255-259, 1974.
- BURLAND, J.B. "Small is beautiful" - the stiffness of soils at small strains. **Canadian Geotechnical Journal**, v.26, n.4, p.499-519, 1989.
- BURLAND, J.B.; SYMES, M. A simple axial displacement gauge for use in the triaxial apparatus. **Geotechnique**, v. 32, n.1, p. 62-65, 1982.
- CAMPOS, T.M.P. de Instrumentação especial em ensaios triaxiais. In: SIMPÓSIO SOBRE NOVOS CONCEITOS EM ENSAIOS DE CAMPO E DE LABORATÓRIO EM GEOTECNIA, 1988, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: COPPE/ABMS/ABGE, 1988. v.1, p.29-55.
- CAMPOS, T.M.P. DE; MARINHO, A.M. Influência do sistema de medição de deformações nas características tensão-deformação de um solo residual parcialmente saturado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8., 1986, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre:ABMS, 1986. v.1, p.173-181.
- CARRIER, W.D.; CHRISTIAN, J.T. Rigid circular plate resting on non-homogeneous elastic half-space. **Geotechnique**, v.23, n.1, p. 67-84, 1973.
- CERATTI, J.A.P.; CASANOVA, F.J. Um método físico-químico para dosagem de solo-cimento. In: SIMPÓSIO SOBRE NOVOS CONCEITOS EM ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO EM GEOTECNIA, 1988, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: COPPE/ABMS/ABGE, 1988, 2v., v.1, p. 191-200.

- CLAYTON, C.R.I.; KHATRUSH, S.A. A new device for measuring local strains on triaxial specimens. **Geotechnique**, London, v.36, n.4, p.593-597, 1986.
- CLAYTON, C.R.I.; KHATRUSH, S.A.; BICA, A.V.D.; SIDDIQUE, A. The use of hall effect semiconductors in geotechnical instrumentation. **Geotechnical Testing Journal**, v.12, n.1, p.69-76, 1989.
- CLOUGH, W.; SITAR, N.; BACHUS, R.C.; RAD, N.S. Cemented sands under static loading. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.107, n.6, p.799-817, 1981.
- CONSOLI, N.C., SCHNAID, F.; ROHLFES Jr., J.A. Métodos especiais de projetos de fundações superficiais aplicados a solos estruturados não saturados. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 27, 1995, Tucumán. **Memorias...** Tucumán: ASAIE, 1995, v.6, p. 1-11.
- CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; MÁNTARAS, F.M. Numerical analysis of pressurimeter tests and its application to the design of shallow foundations. In: INTERNATIONAL WORKSHOP ON COMPUTATIONAL GEOMECHANICS, 2., 1994, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1994.
- CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J.; VENDRUSCOLO, M.A. Design of shallow foundations on structured and compacted soils based on plate loading tests and finite element analysis. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 14., 1997, Hamburgo. (no prelo).
- CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; PRIETTO, P.D.M.; ROHLFES Jr., J.A. Engineering properties of residual soil-cement mixtures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GROUND IMPROVEMENT GEOSYSTEMS, 1996, Tokyo. (Aceito para publicação).
- COSTA FILHO, L.M. Measuring of axial strains in the triaxial tests of london clay. **Geotechnical Testing Journal**, v.8, n.1, p.3-13, 1985.



CROFT, J.B. The influence of soil mineralogical composition on cement stabilization. **Geotechnique**, London, v.17, p.119-135, 1967.

CUDMANI, R.O. **Estudo do comportamento de sapatas assentes em solos residuais parcialmente saturados através de ensaios de placa**. Porto Alegre, 1994. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola de Engenharia, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

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.

CUDMANI, R.O.; SCHNAID,F.; CONSOLI, N.C. Estudio del comportamiento de zapatas cimentadas en un suelo residual através de ensayos de placa. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 27., 1995, Tucumán. **Proceedings...** Tucumán:ASAIE, 1995. v.6, p.149-161.

D'APOLLONIA, D.J.; POULOS, H.G.; LADD, C.C. Initial settlement of structures on clay. **Journal Soil Mechanics and Foundation Engineering**, New York, ASCE, v.97, n.10, p. 1359-1377, 1971.

DAVIES, M.C.R. Centrifugal modelling of embankment on clay foundations. Ph.D. Thesis, University of Cambridge, 1982.

DESAI, C.S. Non linear analysis using spline functions. **Journal Soil Mechanics and Foundation Engineering**, New York, ASCE, v.97, n.10, p. 1305-1320, 1971.

DESAI, C.S. and REESE, L.C. Analysis of circular footings on layered soil. **Journal Soil Mechanics and Foundation Engineering**, New York, ASCE, v.96, n.2, p.523-545, 1979.

- DIAS, R.D. **Aplicação da pedologia e geotecnia no projeto de fundações de linhas de transmissão.** Rio de Janeiro, 1987. 349p. Tese (Doutorado em Engenharia)- COPPE/UFRJ,.
- DUNCAN, J.M.; CHANG, C.Y. Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering**, New York, ASCE, v.96, n.5, p.1629-1653, 1970.
- EVSTATIEV, D.; MILEV, G.; KARACHOROV, P. Settlements of TV tower built on stabilized loess. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., 1985, San Francisco. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1985, 5 v., v. 2, p. 1127-1128.
- FILZ, G.M. AND BRANDON, T.L. Compactor force and energy measurements. **Geotechnical Testing Journal**, vol.16, n.4, p. 442-449, Dec. 1993,.
- FRANK, R. Some recent developments on the behavior of shallow foundation. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1991, Florence. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1991, v.1, p. 1-28.
- GHIONA, V.N.; MANASSERO, M.; PEISINO, V. Settlements of large shallow foundations on a partially cemented gravelly sand deposit using PLT data. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1991, Florence. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1991, v.1, p. 417-422.
- GIANI, G.P. et al. Analysis and control of the static behavior of the Consolazione Church in Todi, Italy. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENGINEERING GEOLOGICAL OF ANCIENT WORKS, MONUMENTS & HISTORICAL SITES, 1988, Athènes. **Proceedings...** Rotterdam.: A.A. Balkema, n.198, v.1, p. 535-545.

GOTO, S.; TATSUOKA, F.; SHIBUYA, S.; KIN, Y.; SATO, T.A. A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory. **Soils and Foundations**, v. 31, n.1, p. 169-180, 1991.

HANDY, R.L. Cementation of soil minerals with Portland cement or alkalis. **Highway Research Board Bulletin**. Washington, v.198, p. 55-64, 1958.

HERZOG, A.; MITCHELL, J.K. Reactions accompanying stabilization of clay with cement. **Highway Research Record**, Washington, v.36, p.146-171, 1963.

\*HILF, J.W. Compacted fill. In: WINTERKORN, HANS F.; FANG, HSAI-YANG (Eds) **FOUNDATION ENGINEERING HANDBOOK**. New York: Van Nostrand Reinhold, 1975. p.244-311.

HILLS, R.M.; GUPTA, R.C. Settlement characteristics from in situ tests in fly ash structural fills. In: **FOUNDATION ENGINEERING CONGRESS-CURRENT PRINCIPLES AND PRACTICES**, 1989, Evanston. **Proceedings...** New York.: ASCE, 1989. v.1, p. 368-380.

HILMER, K. et al. Ground improvement by soil replacement. In: **EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**, 8.,1983, Helsinki. **Proceedings...** Rotterdam:A.A.Balkema, 1983, v. 1, p.37-43.

INGLES, O.G. AND METCALF, J.B. **Soil stabilization: principles and practice**. Melbourne: Butterworths Pty,1972. 372p.

ISMAEL, N.F. Influence of cementation on the properties and bearing capacity of arid climate soils. In: **GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS-SOFT ROCKS**, 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1993, v.2, p. 953-959.

JANBU, N. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. In: **EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**, 1963, Wiesbaden. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1963, v.1, p. 19-25.

- JARDINE, R.J. et al. Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction. **Geotechnique**, London, v.36, p.377-396, 1986.
- JARDINE, R.J.; SYMES, M.J.; BURLAND, J.B. The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus. **Geotechnique**, v.34, n.3, p. 323-340, 1984.
- KÉZDI, A. **Stabilized earth roads**. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing, 1979.
- KONDNER, R.L. Hiperbolic stress-strain response: coesive soils. **Journal Soil Mechanics and Foundation Engineering**, ASCE, v.89, n.1, p.115-143, 1963.
- KONDER, R.L.; ZELASKO, J.S. A hiperbolic stress-strain formulation for sands. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2., 1963. **Proceedings...** São Paulo, v.1, p. 289-324, 1963.
- LAMBE, T.W. Predictions in soil engineering. **Geotechnique**. v.23, n.2, p.149-202, 1973.
- LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil mechanics**. New York: John Wiley, 1979. 553p.
- LOPES, F.R.; GUSMÃO, A.D. On the influence of soil-structure interaction in the distribution of foundation engineering. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1991, Florence. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1991.
- MACCARINI, M. Estudo da quebra de cimentação de um solo artificial. Uma tentativa de modelo para solos residuais. In: COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES EM ENGENHARIA CIVIL, 2., 1989, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre:UFRGS, 1989, p.82-95.

- MACCARINI, M. Laboratory studies of a bonded artificial soil.** London: University of London, 1987. PhD Thesis.
- MAJID, K.I.** An investigation into the behavior of complete structures resting on clay. In: **INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON NUMERICAL METHODS IN GEOMECHANICS**, 1982, Zürich. **Proceedings...** Rotterdam:A.A. Balkema, 1982. p. 703-710.
- MÁNTARAS, F.M. Análise numérica do ensaio pressiométrico aplicada à previsão do comportamento de fundações superficiais em solos não saturados.** Porto Alegre, 1995. 129p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola de Engenharia, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- MÁNTARAS, F.M.; CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.** Determinacion de las propiedades de solos no saturados mediante el ensaio presiometrico. In: **PANAMERICAN CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**, 10., 1995, Guadalajara. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1995.
- MARTINS, F.B. Automatização do equipamento triaxial visando o estudo de solos tropicais cimentados.** Porto Alegre, 1994. 133p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- MATOS, L.F.S. Pesquisa experimental da resistência ao arrancamento de estacas de pequeno diâmetro em um solo parcialmente saturado.** Porto Alegre, 1989. 111p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- MEKSRAITIS, P.R.C. Comportamento de microestacas.** Porto Alegre, 1988. 283p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

- MELLIOS, G.A. Provas de carga em solos porosos. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 1985, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS/ABEF, 1985. v..2, p. 73-102.
- MINKOV, M.; EVSTATIEV, D.; KARACHOROV, P.; SLAVOV, P.; STEFANOFF, G.; JELLEVA, J. Stresses and deformations in stabilized loess. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1981, Stockholm. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1981, 3 v., v. 2, p. 193-197.
- MINKOV, M.; STEFANOFF, G.; EVSTATIEV, D.; JELLEVA, J. DONCHEV, P. Geotechnical problems of the Bulgarian loess soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., 1985, San Francisco. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1985, 5 v., v. 4, p. 2435-2442.
- MOH, Z.C. Reactions of soil minerals with cement and chemicals. **Highway Research Record**, Washington, v.86, p.39-61, 1965.
- NAKAHARA, S.M. **Determinação de propriedades de um solo não saturado através de ensaios pressiométricos e de laboratório.** Porto Alegre, 1995. 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- NISHIDA, Y.; KAWAMURA, M. The mechanism of soil-cement stabilization - a short review. In: ASIAN REGIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4., 1971, Bangkok. **Proceedings...** [s.l.:s.n., 1971], 2v., v.2, p. 199-204.
- NOBLE, D.F. Reactions and strength development in portland cement-clay mixtures. **Highway Research Record**, Washington, v.198, p. 39-56, 1967.
- NÚÑEZ, W.P. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu visando seu emprego na pavimentação.** Porto Alegre, 1991. 145p.

Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

PANTOS, A.; WELSH, J.; KAZANIWSKY, P.; SANZER, E. Case histories of shallow foundations on improved soil. In: FOUNDATION ENGINEERING CONGRESS-CURRENT PRINCIPLES AND PRACTICES, 1989, Evanston. **Proceedings...** New York: ASCE, 1989. v.1, p. 313-327.

PELLS, P.J.N. Plate loading tests on soil and rock. In: EXTENSION COURSE ON IN-SITU TESTING FOR GEOTECHNICAL INVESTIGATIONS, 1983, Sydney. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1983, p. 73-85.

PFEIL, W. **Estruturas de aço**. 2.ed Rio de Janeiro:LTC, 1982. 584p.

PINTO, C. DE S.; NAKAO, H.; MORI, R.T. A determinação da resistência ao cisalhamento dos solos da barragem de Ilha Solteira. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 4., 1970, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1970. v.1, p.68-86.

PREZZI, M. **Ensaio de penetração tipo cone (CPT) na região metropolitana de Porto Alegre**. Porto Alegre, 1990. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

PRIETTO, P.D.M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo cimentado artificialmente**. Porto Alegre, 1996. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia)- Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

PRUFFIER, A.P.; MAHLER, C.F. Finite elements analysis of plates and foundations. In: INTERNATIONAL CONFERENCE SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1989, v.2, p.1209-1212.

RAMASWAMY, S.V.; VAIDYANATHAN, R. Settlement of footings compacted clays In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SOIL-STRUCTURE INTERACTION,

1977, Roorkee, Índia. **Proceedings...** Roorkee: University of Roorkee, 1977, p.251-253.

RAMIRES, M.P. **Estudo do comportamento a compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo parcialmente saturado.** Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1983. 119p. Dissertação (Mestrado em Engenharia)- Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

REZNIK, Y.M. Determination of deformation properties of collapsible soils. **Geotechnical Testing Journal**, v. 15, n.3, p. 248-255, sept. 1992.

RILLING, B.; SMOLTCZYK, U. Ultimate bearing tests of shallow foundations on compacted cohesive soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 13., 1994, New Delhi. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1994, 6 v., v. 2, p. 563-566.

ROBERTSON, P.K. In situ testing and its application to foundation engineering. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 23, p. 537-588, 1986.

ROHLFES JUNIOR, J.A. **Comportamento de um solo cimentado e suas aplicações em engenharia de fundações.** Porto Alegre, 1996. Dissertação a ser defendida (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

SCHNAID, F.; CONSOLI, N.C.; CUDMANI, R.O.; MILITITSKY, J. Load-settlement response of shallow foundations in structural unsaturated soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SATURATED SOILS, 1., 1995, Paris. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1995, v.2, p. 999-1004.

SCHNAID, F.; CONSOLI, N.C.; MÁNTARAS, F.M. O uso do ensaio pressiométrico na determinação de parâmetros de solos não saturados. **Solos e Rochas**, São Paulo, 1996. (Aceito para publicação).



- SCHNAID, F.; COSTA FILHO, L.M.; MEDEIROS, L.V. Um equipamento para medida de deformações radiais em ensaios triaxiais. **Solos e Rochas**, v. 6, n.3, p. 35-40, 1983.
- SCHNAID, F.; NORRIS, V.A.; ALDRIDGE, T.R. Three-dimensional analysis of offshore shallow foundations. In: CRISP USER'S WORKSHOP, 1991, Guildford, U.K.
- SCHNAID, F.; CONSOLI, N.C.; ROHLFES JR.; J.A. Previsões numéricas e resultados experimentais do comportamento de fundações superficiais assentes em solos residuais. In: CONGRESSO IBERO LATINO AMERICANO SOBRE MÉTODOS COMPUTACIONAIS PARA ENGENHARIA, 16., 1995, Curitiba. **Proceedings...** Curitiba: AMC/UFPR, 1995. v.1, p.702-708.
- SILVA FILHO, L.C.P. **Durabilidade do concreto à ação de sulfatos:** análise do efeito da permeação de água e da adição de microssílica. Porto Alegre, 1994. 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia)- Escola de Engenharia, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- SILVEIRA, A.; SILVEIRA, E.B.S. Low cost shallow foundation. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 2., 1963, São Paulo. **Proceedings...** São Paulo: ABMS, 1963, v.1, p. 327-335.
- SOARES, J.M.D.; BICA, A.V.D.; BRESSANI, L.A.; MARTINS, F.B. Medição local de deformações utilizando sensores de efeito Hall. **Solos e Rochas**, São Paulo, v.17, n.3, p. 183-188, dez. 1994.
- STEFANOFF, G. et al. Stress and strain state of a cement-loess cushion. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1983, Helsinki. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1983, v. 2, p.811-816.

STEFANOFF, G.; JELLEV, J. Deformation below a stiff foundation. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1981, Stockholm. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1981, 4 v., v. 2, p. 271-276.

SUN, H.W. Soil-structure interaction problem of retaining wall on compressible foundation. M.Phil Thesis, University of Cambridge, 1987.

TAYLOR, R.N. Ground movements associated with tunnels and trenches. Ph.D. Thesis, University of Cambridge, 1984.

\* TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Willey, 1967. 722 p.

THOMÉ, A. **Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais**. Porto Alegre, 1994. 149p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

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.; CONSOLI, N.C.; CERATTI, J.A. Análise de fundações superficiais sobre um solo mole estabilizado com cal. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 27., 1995, Tucumán. **Proceedings...** Tucumán: ASAIE, 1995. v.6, p.57-67.

THOMÉ, A.; CONSOLI, N.C.; CERATTI, J.A. Utilização do método dos elementos finitos na análise de fundações superficiais assentes sobre um solo mole tratado com cal. In: CONGRESSO IBERO LATINO AMERICANO SOBRE MÉTODOS COMPUTACIONAIS PARA ENGENHARIA, 16., 1995, Curitiba. **Proceedings...** Curitiba: AMC/UFPR, 1995. v.1, p.693-701.

- TOHA, F.X. Large scale plate load test to assess settlements. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1989, v.1, p. 353-358.
- TOLEDO, P.E.C. de. The influence of delay time on the quality of a compacted soil-cement. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 20., 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1989. v.1, p. 511-514.
- VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo, McGraw Hill do Brasil, 1978. 487p.
- VESIC, A.S. Analysis of ultimate loads of shallow foundations. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Engineering**, New York, ASCE, v. 1, p. 45-73, jan, 1973.
- VILLAR FILHO, O. de; LUCENA, F.B. de; FERREIRA, H.C. Estabilização de solos lateríticos com cimento. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7., 1982, Olinda, Recife. **Anais...** Olinda: ABMS, 1982. v.5, p.285-305.
- WANG, M.C.; BADIE, A. Effect of underground void on foundation stability. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, ASCE, v. 111, p. 1008-1019, 1985.
- ZHANG, G.H., ZHANG, R.H.; SHANG, F.L. Analysis of PLT and CPT by oedo-triaxial model. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1989. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1989, v.1, p.363-366.
- ZIENKIEWICZ, O.C. **The finite element methods**. 3.ed. New York: Van Nostrand, 1975. 751p.