USP

Campus de São Carlos

ESTUDO DO COLAPSO DO SOLO ATRAVÉS DE
ENSAIOS DE PLACA MONITORADOS COM
TENSÍOMETROS E TOMOGRAFIA
COMPUTADORIZADA

AUTOR: WILSON CONCIANI

ORIENTADOR: PROF. DR. MÁRCIO MIRANDA SOARES

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA - PÓS GRADUAÇÃO

Estudo do colapso do solo através de ensaios de placa monitorados
com tensiômetros e tomografia computadorizada

WILSON CONCIANI

Tese apresentada à Escola de Engenharia de
São Carlos, da Universidade de São Paulo,
como parte dos requisitos para obtenção do
Título de Doutor em Engenharia Civil:
Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Márcio Miranda Soares

DEDALUS - Acervo - EESC

31100017635

São Carlos

1997

Class.	TESE - EESC
Curr.	1582c
Tombo	1095/97

Área: Geotecnia

15 0747769

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca - EESC-USP

C744e Conciani, Wilson
Estudo do colapso do solo através de ensaios de
placa monitorados com tensiômetros e tomografia
computadorizada / Wilson Conciani. -- São Carlos,
1997.

Tese (Doutorado) -- Escola de Engenharia
de São Carlos-Universidade de São Paulo, 1997.
Área: Engenharia Civil
Orientador: Prof. Dr. Márcio Miranda Soares

1. Solos não saturados. 2. Colapso. 3. Ensaios
de Campo. 4. Medidas de sucção. 5. Tomografia de
solos. 6. Modelos. I. Título

DEDICATÓRIA

A **DEUS** sem quem nada se pode fazer.
Aos meus pais que me mostraram o caminho
do saber, a Roseli, Renata e Fernanda pelo
apoio e ajuda.

AGRADECIMENTOS

São muitos os que contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho. Procura-se nesta página lembrar-se de todos, ainda que as vezes sejam citados juntos com sua intuição por razões de espaço.

- Ao prof. Márcio pela orientação, apoio, incentivo e ensinamentos que em muito transcendem a relação professor-aluno.
- Aos prof. Cintra e Orêncio que ajudaram a questionar muitas informações vindas ou produzidas. Seus ensinamentos enquanto profissionais e pessoas foram valiosos.
- Aos colegas, que querendo ou, não participam da elaboração dos trabalhos. Em especial aos amigos Benedito Carneiro, Míriam Carvalho, Sandro Machado, Massao Futai e Antônio Bellincanta.
- Ao CNPDIA-EMBRAPA que abriu suas portas para este trabalho apoiando-o de todas as formas possíveis. Nesta instituição existe um espírito de equipe tal que citar um só nome seria injusto para com os demais.
- Ao CCDM da UFSCar, que fez as micrografias do solo desta tese sem custos. Sobre tudo ao amigo Clever que trabalhou na execução desta tarefa.
- Às prefeituras de Campo Novo do Parecis e Rondonópolis que apoiaram este trabalho em suas respectivas cidades.
- À memória do Sr Euclides Hörst, ex-prefeito de Campo Novo, político visionário, lavrador capaz de plantar a semente da educação e da ciência em uma região que ainda está nascendo enquanto centro urbano e produtor.
- Aos laboratoristas José Luiz, Antônio, Décio, Vadinho e, ao funcionário Herivelton Martins que colaboraram sempre na medida do necessário
- À NACON pelo apoio logístico ao desenvolvimento da fase de campo deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE TABELAS	xiv
LISTA DE SÍMBOLOS	xv
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xviii
RESUMO	xxix
ABSTRACT	xxx
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivos	3
1.2 Organização do texto	3
2 CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS COLAPSÍVEIS	4
2.1 Introdução	4
2.2 Origem dos solos colapsíveis	5
2.3 Influência da granulometria	9
2.4 Estrutura	10
2.5 Identificação empírica do colapso	12
2.5.1 Critérios baseados em índices físicos	12
2.5.2 Critério fundamentado na pedologia	16
2.5.3 Critérios fundamentados em ensaios de campo	18
2.6 Mecanismo de colapso	19
2.7 Interação solo - água	22
2.7.1 Condutividade hidráulica	23
2.7.2 Medida de sucção	24
2.7.2.1 Métodos de campo	25

2.7.2.2 TDR	27
3 COMPORTAMENTO DOS SOLOS COLAPSÍVEIS	34
3.1 Introdução	34
3.2 Métodos empregados na previsão de recalques	35
3.2.1 Métodos de laboratório	35
3.2.2 Métodos de campo	39
3.2.3 Métodos numéricos	44
3.3 Modelos de comportamento	46
3.3.1 Equações constitutivas de Fredlund & Morgenstern (1976)	47
3.3.2 Modelos baseados na teoria dos estados críticos	49
3.3.2.1 Modelo de Alonso <i>et al.</i> (1987)	50
4 OS CAMPOS EXPERIMENTAIS	59
4.1 Introdução	59
4.2 Localização	60
4.2.1 Rondonópolis	60
4.2.2 Campo Novo do Parecis	61
4.3 Caracterização dos solos	62
4.3.1 Rondonópolis	62
4.3.2 Campo Novo do Parecis	64
4.4 Mineralogia	67
4.5 Arranjo das partículas	69
4.6 Porosimetria	72
4.7 Curva característica	75
4.8 Colapsibilidade	77
4.8.1 Medida no campo por ensaio expedito	78
4.8.2 Medida por ensaio edométrico	78
5. AS PROVAS DE CARGA	82
5.1 Introdução	82
5.2 Metodologia	83
5.2.1 Procedimento	83

5.2.2	Locação e numeração dos ensaios	84
5.2.3	Medida de carga	87
5.2.4	Medida do recalque	87
5.2.5	Medida de sucção e umidade	88
5.2.5.1	Tensiômetros	88
5.2.5.2	TDR	90
5.2.5.3	Papel filtro	95
5.3	Resultados da prova de carga	95
5.3.1	Curvas tempo-recalque	95
5.3.2	Curvas carga-recalque	97
5.3.3	Sucção durante as provas de carga	100
5.3.3.1	Variação da sucção após a inundação da cava	102
5.3.3.2	Evolução da frente de infiltração	103
5.4	Interpretação dos resultados	105
5.4.1	Medidas de umidade	105
5.4.2	Medidas de sucção	106
5.4.3	Sucção versus recalque	109
5.4.4	Recalques	111
5.4.4.1	Curvas tempo-recalque	111
5.4.4.2	Curvas carga-recalque	111
5.4.4.3	Estimativa do módulo de deformação	113
5.4.4.4	Colapso calculado com base na curva carga-recalque	115
5.5	Comparação dos resultados com outros estudos	116
5.5.1	recalques previstos versus medidos	117
6	TOMOGRAFIA COMPUTADORIZADA	127
6.1	Introdução	127
6.2	Princípio de funcionamento	129
6.3	Equipamento	132
6.4	Metodologia	137
6.5	Calibração	139

6.6 Resolução	141
6.7 Resultados	142
6.7.1 Comparação da tomografia com medidas convencionais	143
6.7.2 Massa específica	144
6.7.3 Distribuição de massa específica	151
6.7.4 Índice de vazios	154
6.7.5 Estimativa de recalques	158
7 CONCLUSÕES	160
7.1 Sugestões para trabalhos futuros	163
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	164
APÊNDICE 1: CURVAS CARGA-RECALQUE	A-1
APÊNDICE 2: CURVAS TENSÃO-RECALQUE NORMALIZADO	A-5
APÊNDICE 3: CURVAS TEMPO-RECALQUE	A-11
APÊNDICE 4: MEDIDAS DE SUCÇÃO	A-23
APÊNDICE 5: ENSAIOS EDOMÉTRICOS	A-30
APÊNDICE 6: HISTOGRAMAS DE MASSA ESPECÍFICA OBTIDAS POR CT	A-35

LISTA DE FIGURAS

1.1 Recalque do radier de um silo	2
2.1 Ciclo pedodiagenético de solos tropicais	8
2.2 Estruturas mais comuns de solos colapsíveis	12
2.3 Ábaco para determinação do potencial de colapso	15
2.4 Critério de Gibbs & Holland (1960)	16
2.5 Esquema geométrico das sondas coaxiais multi-hastes	29
2.6 Regiões abrangidas pelo campo elétrico das sondas TDR	30
2.7 Arranjo geométrico de uma sonda segmentada	31
2.8 Sinal característico de uma sonda segmentada	31
3.1 Gráfico típico de ensaio edométrico duplo	36
3.2 Resultado típico do ensaio edométrico simples para determinação do colapso	38
3.3 Comparação entre resultados do ensaio edométrico simples e duplo	38
3.4 Esquema do experimento de El-Ehwany & Houston (1990)	43
3.5 Modelo acoplado de variação de volume segundo Alonso <i>et al.</i> (1987)	51
3.6 Modelo elastoplástico para solo não saturado modificado por Gheling (1994)	55
3.7 Parâmetros do modelo de Alonso <i>et al.</i> (1987)	56
4.1 Localização dos campos experimentais em Mato Grosso	60
4.2 Caracterização do perfil do campo experimental de Rondonópolis	63
4.3 Perfil de SPT do campo experimental de Rondonópolis	64
4.4 Caracterização do perfil do campo experimental de Rondonópolis	65
4.5 Perfil de SPT do campo experimental de Rondonópolis	66
4.6 Coletânea de perfis de SPT do município de Campo Novo	67
4.7 Difratoograma simplificado do solo (sem queimar) de CNP	68
4.8 Termogramas de análise térmica diferencial	68
4.9 Arranjo estrutural do solo de ROO	70
4.10 Arranjo estrutural do solo de CNP	71
4.11 Distribuição do diâmetro médio dos poros do solo de ROO	72

4.12 Distribuição do diâmetro médio dos poros do solo de CNP	73
4.13 Histograma de frequência do tamanho dos poros do solo de ROO	74
4.14 Histograma de frequência do tamanho dos poros do solo de CNP	75
4.15 Curva característica de retenção de umidade do solo de ROO	76
4.16 Curva característica de retenção de umidade do solo de CNP	76
4.17 Curva tempo-recalque obtida no campo para o solo de CNP, na tensão de 3,0 kPa	79
4.18 Colapso do solo de CNP em função da tensão de inundação	80
4.19 Potencial de colapso do solo de CNP em função da tensão de inundação	80
4.20 Evolução do potencial de colapso do solo de CNP em função da sucção	81
5.1 Esquema de instalação da placa	84
5.2 Locação dos ensaios no campo experimental de CNP	85
5.3 Locação dos ensaios no campo experimental de ROO	86
5.4 Posicionamento dos tensiômetros	90
5.5 Testador de cabos empregado para medir a umidade durante as provas de carga	91
5.6 Sonda TDR empregada para medir a umidade do solo	92
5.7 Curva de calibração para os solos de CNP e ROO comparadas com a curva de Topp	93
5.8 Curva tempo recalque do segundo estágio de carregamento (10kPa) do ensaio 3 de CNP	96
5.9 Curva tempo recalque do décimo estágio de carregamento (50kPa) do ensaio 1 de CNP	96
5.10 Curva tempo recalque do estágio onde ocorreu a inundação da cava no ensaio 3 de CNP (54 kPa)	97
5.11 Curva tensão recalque normalizado de CNP no estado natural (ensaio 1)	98
5.12 Curvas tensão recalque dos ensaios de placa	99
5.13 Comparação entre as curvas carga-recalque das provas de carga número 1 e 6 de CNP	100
5.14 Perfil de sucção média para o solo na condição natural de umidade	101

5.15 Valores de sucção medidos no campo e assinalados na curva característica	102
5.16 Evolução da sucção durante a prova de carga executada no furo 2 de ROO	103
5.17 Variação da sucção após a inundação da cava do ensaio 3 de CNP (tensão de 54 kPa)	103
5.18 Alguns valores de umidade medidos com o TDR no furo zero de CNP	104
5.19 Variação da umidade ao longo da profundidade no momento da inundação da cava no furo zero de CNP	105
5.20 Variação do recalque e da sucção ao longo do tempo após a inundação na tensão de 54 kPa, ensaio 3, CNP	110
5.21 Comparação entre potencial de colapso pelo ensaio de campo e edométrico duplo (CNP)	116
5.22 Comparação entre os recalques previstos e medidos para o carregamento sem e com inundação	118
5.23 Comparação entre os recalques totais, previstos e medidos nas provas de carga de CNP	118
5.24 Comparação entre os recalques medidos e previstos	120
5.25 Comparação entre os recalques previstos pelo método de Fredlund & Morgenstern (1976) e medidos pela placa	121
5.26 Malha de elementos finitos empregada para simular a prova de carga	122
5.27 Dados de uma provas de carga colocadas no espaço q, S	124
5.28 Curva tensão- recalque esquematizados para o modelo espanhol	125
5.29 Simulação dos ensaios 1,2, e 3 de CNP pelo modelo elastoplástico empregando o programa de Gheling (1994)	126
6.1 Distribuição espacial da água no interior de uma amostra de solo	128
6.2 Processo de construção de imagens tomográficas	130
6.3 Processo de aquisição de imagens tomográficas	131
6.4 Arranjo esquemático dos componentes de tomógrafo	132
6.5 Mapa de distribuição da massa específica de um solo	136
6.6 Esquema de amostragem e direção na amostra	138
6.7 Tomógrafo de campo empregado neste trabalho	139

6.8 Tomografia de uma amostra danificada pelo manuseio	142
6.9 Comparação de valores de massa específica determinadas pelo método convencional e pela tomografia	144
6.10 Distribuição da massa específica do solo seco, obtida pela tomografia em uma secção longitudinal da amostra antes da prova de carga representada pela média dos valores em uma direção (furo zero de CNP - $Z = 50 - 60$ cm))	146
6.11 Distribuição da massa específica do solo seco, obtida pela tomografia de uma secção longitudinal da amostra antes da prova de carga, representada pelos valores em uma direção qualquer (furo zero de CNP - $Z = 50 - 60$ cm))	147
6.12 Distribuição da massa específica do solo seco, obtida pela tomografia em uma secção transversal da amostra (furo zero de ROO $Z = 50$) após a prova de carga, representada pela média dos valores em uma direção	147
6.13 Sequência de histogramas de massa específica da tomografia do furo zero de ROO (0,5 m) para as dimensões de pixel indicadas	152
6.14 Histograma da tomografia do solo após a prova de carga (pixel 2,5 cm _) ensaio 2 de ROO ($Z = 0,50$ m)	153
6.15 Massa específica do solo seco obtida pela tomografia em uma secção longitudinal da amostra após a prova de carga	154
6.16 Massa específica seca obtida pela tomografia em uma secção transversal da amostra antes da prova de carga, ensaio zero, ROO ($Z = 0,6$ m)	155
6.17 Índice de vazios de ROO antes e após o carregamento	156
6.18 Massa específica do solo seco nas condições natural e após o carregamento no F6 de CNP	157
6.19 Variação da porosidade em amostras compactadas estaticamente pelo topo	158

LISTA DE TABELAS

2.1 Alguns casos de ocorrência de colapso	6
2.2 Índice de colapso em função do IP	14
2.3 Colapsibilidade em função da quantidade de finos	14
2.4 Coeficiente de colapso com a carga aplicada ao cone	19
3.1 Classificação do potencial de colapso de acordo com Jennings & Knight (1975)	37
3.2 Valores dos parâmetros do modelo de Alonso <i>et al.</i> (1987) encontrados na literatura	58
4.1 Avaliação da colapsibilidade por critérios empíricos	77
5.1 Valores de carregamentos em que se inundou o ensaio	86
5.2 Dados do avanço da frente de infiltração do solo (CNP)	106
5.3 Valores de tensão capilar para dimensões predominantes nos poros do solo	108
5.4 Recalques medidos nas provas de carga de ROO e CNP	112
5.5 Valores do módulo de deformação estimados da curva carga-recalque	114
5.6 Valores de CP calculados com base na proposta de Reznik (1993)	115
5.7 Dados de prova de carga com inundação de outras regiões	116
6.1 Parte de uma tabela de valores de massa específica fornecidos pela tomografia no furo zero de ROO ($Z = 0,5$ m)	145
6.2 Tomografia do solo antes da prova de carga, furo zero de ROO ($Z = 0,5$ m)	149
6.3 Tomografia do solo após o carregamento e inundação no ensaio 2 de ROO ($z = 0,5$ m)	150
6.4 Índice de vazios do solo de ROO interpretado para valores médios de massa específica em cada tomografia	156
6.5 Recalques obtidos diferentes critérios de cálculo do índice de vazios	159

LISTA DE SÍMBOLOS

$\bar{\mu}$ - coeficiente de atenuação em massa (-s=solo, -w=água, -a=raio A, -b=raio B)

ε_v - deformação volumétrica plástica associada à mudança de sucção

μ - coeficiente de Poisson

- coeficiente de atenuação linear

ε - deformação

ϕ - dimensão de partículas

- ângulo de atrito do solo

ρ - massa específica do solo

α - parâmetro adimensional que depende da forma da função p_0

χ - parâmetro para saturação do solo de Bishop

β - parâmetro que controla a rigidez do solo devido à sucção

γ - peso específico

τ - tensão superficial da água

θ - umidade em termos de volume

$\lambda_{(0)}$ - parâmetro de rigidez da tensão líquida do solo saturado devido à sucção

$\lambda_{(s)}$ - parâmetro de rigidez da tensão líquida do solo não saturado devido à sucção

$\kappa_{(s)}$ - parâmetro de rigidez para mudança na sucção

ρ_d - massa específica do solo seco

γ_d - peso específico do solo seco

γ_s - peso específico da fração sólida

γ_w - peso específico da água

B - menor dimensão da fundação

CP - potencial de colapso

D - diâmetro

E - módulo de deformação do solo

H - módulo de deformação em relação à sucção

- espessura de uma camada de solo

I - fator de influência da capacidade de carga

- contagem de fótons (0 = feixe livre)

k - inclinação da reta de carga e recarga

L - comprimento

- comprimento da sonda TDR

- Leitura da sinal do TDR

LC - superfície de fluência devida ao carregamento

M - inclinação da linha de estados críticos

N ou N_{spt} - índice de penetração padrão do SPT

p - tensão aplicada

p_0^* - tensão de pré-adensamento do solo saturado

p_0 - tensão de pré-adensamento do solo não saturado

p^c - pressão de referência

Q - carga

R - parâmetro elástico em relação à sucção

r - raio

S - sucção

s recalque

S_0 - parâmetro de enrijecimento da superfície SI

s_{colapso} - recalque adicional devido ao umidecimento do solo

SI - superfície de fluência devida à sucção

s_{inicial} - recalque devido ao carregamento do solo

S_r - grau de saturação

t - tempo

U_a - pressão do ar

U_w - pressão da água

V - volume

v - volume específico

V_w - volume de água

w - umidade em termos de massa

w_{nat} - umidade natural

X - dimensão da amostra tomografada

- lado do pixel

Z - profundidade

LISTA DE SIGLAS

CNP - Campo Novo do Parecis

ROO - Rondonópolis

USP - Universidade de São Paulo

EESC - Escola de Engenharia de São Carlos

TDR - *Time Domain Reflectometry* (reflectometria no domínio do tempo)

CT - *Computerized Tomography* (tomografia computadorizada)

FEM - *Finite Element Method* (método dos elementos finitos)

RESUMO

CONCIANI, W. *Estudo do colapso do solo através de ensaios de placa monitorados com tensiômetros e tomografia computadorizada*. São Carlos, 1997. 179 p. Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Esta tese apresenta um estudo de solos colapsíveis utilizando provas de carga em placas executadas com inundação da cava. Durante o ensaio a sucção foi monitorada com tensiômetros instalados em cinco profundidades distintas. A inundação da cava foi também monitorada pelo uso da técnica de reflectometria no domínio do tempo. Desta forma pode-se acompanhar a evolução da frente de infiltração e da sucção durante todas as fases do ensaio. Foi introduzido também o uso da tomografia computadorizada para registrar as alterações causadas no solo pelo carregamento e posterior inundação. O acompanhamento da frente de infiltração durante o ensaio foi importante para conhecer a profundidade de influência do colapso no maciço do solo. De posse dos valores de sucção, foi possível a utilização de modelos para solo não saturado para verificar a sua aplicabilidade na previsão de comportamento de estruturas de fundação. A tomografia computadorizada forneceu informações a respeito da distribuição de massa específica do solo antes e depois do carregamento, permitindo concluir que a região mais afetada pelo colapso se restringe a $0,25D$.

Palavras chaves: Solos não saturados, Colapso, Ensaios de Campo, Medidas de sucção, Tomografia de solos, TDR.

ABSTRACT

CONCIANI, W. *Study of soil collapse through plate tests monitored with tensiometers and computerized tomography*. São Carlos, 1997. 179 p. Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This thesis presents a soil collapse study using plate load tests performed with soaking the test pit. During the test suction was monitored by tensiometers embedded at five different depths. Thus, it was possible to follow the wetting front and suction evolution all over the tests stages. It was also introduced the computerized tomography technique to record the soil changing caused by loading and wetting. Monitoring the wetting front during the test was important to know the influence depth of collapse at soil mass. Having the suction values it was possible to use behaviour models of unsaturated soils to verify their applicability on predicting foundations structure settlements. The computerized tomography yields informations about soil unit weight distribution before and after loading, allowing concludes that collapse most affected region is restrained up to 0.25 D.

Key-words: Unsaturated soils, Collapse, Field tests, Suction measurements, Soil Tomography, TDR.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

O colapso do solo tem prejudicado diversas construções, principalmente na infra-estrutura de armazenagem de grãos, conseqüentemente levando a grandes perdas financeiras. Um dos casos mais divulgados na imprensa de Mato Grosso foi o de um silo com capacidade de 5.000 ton. Este silo sofreu recalques de aproximadamente 70 cm, provocando a perda de mais de 1.500 ton de grãos. Considerando os custos de recuperação da obra e o preço do produto não utilizado, o prejuízo atingiu cifra de R\$ 200.000,00. A Figura 1.1 mostra o recalque do radier de um silo em Campo Novo do Parecis. Na borda do radier o recalque foi de aproximadamente 40 cm.

Os fatos acima motivaram o presente estudo do colapso no Estado de Mato Grosso, através de ensaios de campo. Para que o trabalho pudesse contribuir efetivamente no entendimento deste fenômeno, realizaram-se provas de carga sobre placas com controle da umidade e da sucção na região de influência do carregamento. Para completar estas informações, e verificar as alterações do solo causadas pelo colapso, empregou-se também a tomografia computadorizada.

Figura 1.1: Recalque do radier de um silo em Campo Novo do Parecis.

Para fazer frente ao programa de pesquisa proposto, foi feita uma parceria entre instituições que participam técnica e/ou economicamente dos trabalhos. Este grupo é composto pela USP- Universidade de São Paulo de São Carlos, Escola Técnica Federal de Mato Grosso, Universidade Federal de Mato Grosso, EMBRAPA-CNPDIA (Centro Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento de Instrumentação Agropecuária) e as Prefeituras Municipais de Rondonópolis e Campo Novo do Parecis. Os trabalhos de campo foram apoiados pelas empresas de construção locais e contaram com a participação de estudantes de segundo grau de escolas locais. A integração destes segmentos repercutiu positivamente não apenas no meio técnico, mas em toda a comunidade envolvida.

1.1 Objetivo

O objetivo geral deste trabalho é, portanto, o de estudar os solos colapsíveis do Estado de Mato Grosso nos campos experimentais de Rondonópolis(ROO) e Campo Novo do Parecis (CNP), contribuir no entendimento do fenômeno do colapso e poder subsidiar os projetos de fundações em solos colapsíveis.

Para se atingir este objetivo foram executados os seguintes serviços:

- caracterização dos solos dos dois campos experimentais;
- execução de provas de carga sobre placas com medição de sucção (com e sem inundação do solo);
- acompanhamento do avanço da frente de infiltração de água durante as provas de carga com emprego de TDR e tensiômetros;
- realização de medidas de variação de porosidade no solo causada pelo colapso com emprego de tomografia computadorizada;
- análise dos dados à luz dos modelos de comportamento dos solos não saturados.

1.2 Organização do Texto

A tese foi dividida em 7 Capítulos. Os Capítulos 2 e 3 apresentam uma revisão bibliográfica nos aspectos de características dos solos colapsíveis, mecanismo de colapso, influência e medidas de sucção e umidade, ensaios e modelos utilizados para quantificar o colapso. No Capítulo 4 é apresentada uma caracterização do solo e da região em estudo. O Capítulo 5 apresenta a metodologia, os resultados e as análises das provas de carga. No Capítulo 6 introduz-se a técnica de tomografia computadorizada, discutindo-se a sua aplicação nesta pesquisa. Finalmente, no Capítulo 7 são apresentadas as conclusões do trabalho. Nos apêndices podem-se encontrar resultados adicionais aos apresentados no texto.

CAPÍTULO 2:

CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS COLAPSÍVEIS

2.1 Introdução

De uma forma geral os solos porosos, não saturados, estão sujeitos ao colapso. Este fenômeno se caracteriza por uma redução súbita de volume quando estes solos experimentam um aumento no seu teor de umidade. Segundo JONES & HOLTZ (1973) *apud* SANTOS NETO *et al* (1991) os prejuízos causados por colapso e/ ou expansão de solos são maiores que os causados por catástrofes naturais (enchentes, furacões, terremotos, etc.).

O reconhecimento da existência do fenômeno do colapso é relativamente novo na mecânica dos solos. Os primeiros relatos de obras sofrendo recalques por colapso do solo são da década de 50 (PICHLER - 1948, JENNINGS & KNIGHT - 1957, etc.). Entretanto, ROGERS *et al* (1994) verificaram que a experiência russa com o colapso de solo data das décadas de 30 e 40 (ABELEV, 1931 e DENISOV, 1944). Desde então, estudos práticos e teóricos que surgiram são liderados por pesquisadores do Canadá, Espanha, Rússia, África do Sul e Brasil. A nível nacional as principais contribuições vêm de São Carlos, Recife, Salvador, Brasília, Rio de Janeiro e São Paulo.

A experiência russa com solos colapsíveis é tal que as construções neste tipo de solo já se encontram normatizadas. O código de obras russo de 1977 divide os

solos colapsíveis em diversas classes, de acordo com o seu potencial de colapso, KRUTOV (1988) e REZNIK (1992).

Os solos susceptíveis ao colapso pertencem às classes mais variadas possíveis. Pode-se encontrar na literatura casos de colapso em solos coesivos e granulares como se pode observar na Tabela 2.1. DUDLEY (1970), MCGOW & COLLINS (1975) e VILAR *et al* (1981) observam o fenômeno inclusive em solos cuja textura é pedregulhosa. Quanto à origem, os solos colapsíveis são bastante diferenciados, variando desde solos coluviais, eólicos, aluviais até residuais.

Neste capítulo apresenta-se um apanhado das características mais comuns em solos colapsíveis. Dentre estas características destacam-se a sua granulometria, origem, estrutura, sucção e umidade. São também apresentados critérios empíricos para identificação de solos colapsíveis. A relação da água com o solo é abordada através da curva característica de retenção de umidade, da condutividade hidráulica e da medida de sucção.

2.2 Origem dos solos colapsíveis

Quanto à origem, os solos podem ser residuais ou transportados. Nos solos transportados o colapso pode ocorrer em solos de origem eólica, aluvionar ou coluvionar. A Tabela 2.1 permite verificar a diversidade da gênese dos solos colapsíveis. Nesta tabela os solos são apresentados por faixas granulométricas.

Os solos residuais são formados a partir da alteração de rochas. A maneira com que os agentes de intemperismo atuam na formação destes solos pode conduzir a solos com estrutura altamente porosa e com condições de estabilidade precárias. O tipo de clima é um fator determinante da estrutura de solos colapsíveis. A maior parte dos solos colapsíveis encontra-se em regiões tropicais.

Tabela 2.1: Alguns casos de ocorrência de colapso.

Solo		Região	Referência
Textura	Origem		
argila (CL)	transportado (latossolo)	DF	Paixão e Carvalho (1994)
argiloso (marga)	compactado*	França	Mieussens <i>et al</i> (1989)
argila siltosa	Coluvionar e Residual	GO	Moraes <i>et al</i> (1994)
argiloso e arenoso	(latossolo)	RS	Dias (1994)
argila		RJ	Campos & Vargas (1991)
silte arenoso		EUA	Houston & El-Ehwany (1991)
silte argiloso	aluvião	EUA	Day (1990)
silte-arenoso	compactado*	Egito	El-Sohby & Rabaa (1991)
areia argilosa	sedimentar (aluvionar?)	SP	Carneiro (1994)
areia argilosa e areia siltosa	aluvionar	Ba	Mendonça <i>et al</i> (1994)
areia argilosa		DF	Mariz & Casanova (1994)
areia fina-argilosa	coluvionar	SP	Ferreira <i>et al</i> (1990)
areia siltosa	compactado*	Canadá	Tadepalli & Fredlund (1991)
arenoso (SM)	cólico	Ne - Br	Riani & Barbosa (1989)
arenoso/argiloso	Compactado	Inglaterra	Charles (1993)
areia siltosa (com pedregulhos)	cólica (?)	PE	Ferreira & Teixeira (1989)
areia siltosa	coluvionar	África do Sul	Jennings & Knight (1957)
Loess-argiloso (loam)	cólico	Rússia	Grygoriam (1989)
-	saprolíticos	Ba	Presa <i>et al</i> (1991)

* = solo de origem desconhecida que foi ensaiado em amostras compactadas.

BLIGHT (1981) fez um estudo sobre a ação do clima na formação de solos colapsíveis, concluindo que o clima tipo úmido a sub-úmido altera os granitos conduzindo a formação de areias siltosas, micáceas, porosas (com vazios parcialmente preenchidos com feldspato caulínizado e micas). Algumas vezes o material dos vazios

é totalmente lixiviado resultando em uma estrutura muito mais porosa que a inicial. Estes solos quando experimentam um acréscimo de umidade podem colapsar. Este tipo de estrutura também foi encontrado por ABDULJAUWAD *et al.* (1991) nos solos do Iêmen.

Os depósitos de solos eólicos consistem de materiais acumulados pela ação do vento formando dunas, *Loess*, praias e, depósitos de cinza vulcânica. São geralmente solos granulares ou ligeiramente coesivos e, em sua maioria, têm estrutura porosa. Em alguns casos as partículas são cimentadas. RIANI & BARBOSA (1989) citam um caso de colapso de solos eólicos arenosos na Região Nordeste do Brasil. Estes solos são também freqüentes na África do Sul, Estados Unidos e na Rússia, DUDLEY (1970) e GRIGORYAN (1989).

Os solos eólicos são característicos de regiões áridas e semi-áridas, onde o lençol freático é profundo. Não é raro os depósitos eólicos serem formados de crostas duras e impermeáveis que impedem a infiltração de águas superficiais na massa do solo. Estas crostas podem se formar em regiões semi-áridas ou com índices pluviométricos médios, CLEMENCE & FINNBAR (1981).

Os solos aluvionares constituem-se de sedimentos depositados pelas águas de enxurradas, inundações, ou cursos d'água. Os materiais depositados nos aluviões são de características bastante diversificadas. São encontrados solos com textura variando de argila a pedregulho. Para o estudo do colapso interessa aqueles depósitos com matriz granular contendo pequena quantidade de argila ou aqueles que sofreram evolução pedogenética. DAY (1990) relata o colapso em solo aluvionar com granulometria correspondente a um silte argiloso.

Os depósitos de sedimentos transportados pela ação da gravidade (coluvionares) são os menos estudados. Estes depósitos tem se apresentado com características similares aos solos aluvionares. No Estado de São Paulo grande parte dos solos colapsíveis estão situados em área de depósito coluvionar como por exemplo podem ser tomados os solos estudados por NOGUEIRA *et al* (1988) e VARGAS (1993)

VARGAS (1985 e 1993) ressalta que após a formação do solo, os processos intempéricos continuam a atuar. Desta forma os solos podem sofrer uma evolução pedogenética. Neste processo estão envolvidas ações como lixiviação, eluviação, cimentação, etc; as quais geram estruturas porosas e/ou cimentadas.

Quanto ao estágio de evolução pode-se encontrar em uma região, solos oriundos de uma mesma matriz em estágios de formação diferentes. Neste caso um pode ser colapsível e outro não. Ainda mais, uma camada pode encontrar-se sobrejacente a outra. KLAPPA (1983) ao estudar os calcretes apresentou um ciclo pedodiagenético (Figura 2.1) que permite verificar os diversos estágios de formação por que passa um solo. Em um dado estágio de desenvolvimento do ciclo os solos podem ser susceptíveis ao colapso. De acordo com os comentários feitos anteriormente, o colapso poderia ocorrer nas fases sedimento ou solo.

Figura 2.1: Ciclo pedodiagenético de solos tropicais, proposto por KLAPPA (1983).

2.3 Influência da granulometria

EL-SOHBY & RABAA (1987) realçam que um dos primeiros fatores a ser considerado no estudo do potencial de colapso dos solos é a granulometria, pelo fato que a distribuição granulométrica fornece uma primeira idéia da estrutura que os solos podem ter.

QIAN *et al.* (1993) apresentam um estudo mostrando a influência da granulometria e da distribuição dos vazios nos solos não saturados. Estes autores verificaram que a granulometria e a disposição (de volume) dos vazios provocam alterações nas tensões capilares e conseqüentemente na variação da resistência.

MCGOWN & COLLINS (1975), relacionando a granulometria com a classe dos solos, afirmam que dos grupos CL, SC, SM, GM e SM do Sistema Unificado de Classificação, podem ser colapsíveis. Já os solos dos grupos CL, CH podem apresentar comportamento ambíguo (expansível e/ou colapsivo).

A importância da dimensão das partículas foi estudada também por EL-SOHBY *et al.* (1987) que observou a colapsibilidade para diferentes teores de areia, silte e argila. EL-SOHBY & RABAA (1987) mostrou que o solo com maior teor de areia apresenta maior potencial de colapso. A medida que diminui o teor de areia e aumenta o teor de silte o colapso diminui. Os autores atribuem este resultado a esfericidade dos grãos de areia e angulosidade das partículas de silte.

Para DUDLEY (1970) o teor de argila crítico para a ocorrência do máximo colapso estaria em torno de 12%. Entretanto, outros estudos como os de EL-SOHBY & RABAA (1984) têm verificado colapso para teores de argila maiores que 40 %. Em alguns casos estes solos exibem uma pequena expansão para em seguida colapsar.

A influência da dimensão das partículas no colapso é tão marcante que alguns pesquisadores propõem critérios granulométricos para identificação do colapso, como será visto mais adiante na seção de critérios de identificação.

2.4 Estrutura

De uma forma geral, o conhecimento da micro e macro estrutura do solo é um fator importante no estudo das propriedades mecânicas do solo. Em solos não saturados e, de uma maneira mais acentuada em solos colapsíveis, o conhecimento do arranjo estrutural do solo é imprescindível. O mecanismo de colapso da estrutura do solo está intrinsecamente ligado ao seu arranjo (*fabric*).

GUORUI (1988) ao estudar o colapso de *Loess* formados na China estabeleceu uma relação entre o potencial de colapso e o tipo de estrutura apresentada pelo solo. Este pesquisador dividiu as estruturas em doze grupos diferentes. Para cada grupo foi associado um potencial de colapso.

Os solos colapsíveis são caracterizados por apresentar uma estrutura porosa e, meta-estável. Esta estrutura, é mantida estável por forças temporárias que são a sucção, capilaridade, agentes de cimentação e calçamento. Estes agentes podem atuar isolada ou conjuntamente.

Para DUDLEY (1970); COLLINS & MCGOWN (1974 e 1975) e, KNODEL (1981) a estrutura dos solos colapsíveis pode ser dividida em três grupos. No primeiro grupo, segundo DUDLEY o mais importante, a estrutura porosa é mantida estável por forças capilares. O segundo grupo onde os grãos maiores, como silte e areia estão calçados por partículas menores, como o silte e argila. Finalmente, um terceiro grupo onde a estabilidade da estrutura é garantida por agentes cimentantes como as argilas, os óxidos de ferro e alumínio ou, os carbonatos.

De uma forma geral pode-se dizer que todos os modelos propostos têm uma mesma base, ou seja, de um elemento de grande massa (grão de areia ou *ped*) mantido em condição meta-estável. O que realmente muda nos modelos propostos é o agente de fixação das partículas. A Figura 2.2 mostra os grupos com os seus diversos arranjos.

A capilaridade é o fator mais citado na literatura como responsável pela meta-estabilidade de solos porosos. Para DUDLEY (1970) o solo sofre ressecamento criando muitos tubos capilares na estrutura do solo. Durante este processo a água fica presa em espaços muito pequenos nos contatos intergranulares. A tensão superficial da água nos contatos com o solo cria uma força capaz de imobilizar a partícula de solo. Esta força é ainda acrescida da sucção promovida pela interface ar-água.

Nesta situação uma medida da poro-pressão da água no solo se apresenta negativa. Se for considerado o princípio das tensões efetivas de Terzaghi, o solo terá então uma resistência aparente superior a real. Contudo, a adição de água ao solo modifica os valores de poro-pressão e, remove as forças que mantinham a estrutura estável. Como consequência imediata, o solo sofre uma redução de volume. DUDLEY (1970) cita casos em que o solo ganhou resistência com o incremento do grau de saturação até um valor em torno de 50%, passando então a perdê-la.

Os valores de tensão intergranular observados são da ordem de 140 kPa (0,14 Kg/cm²) para areia fina. Em siltes o valor da tensão intergranular varia de 35 a 3500 kPa (0,35 a 3,5 Kg/cm²). Para a fração argila os valores, considerando as forças capilares e de gravidade, tornam-se menores que o das forças elétricas, osmótica e, de Van Der Waals.

No grupo das partículas calçadas podem ser encontrados vários arranjos diferentes: areia fixa pela fração silte, areia presa por anéis de argila, areia calçada por argila floculada, areia fixa por partículas de argila e silte após enxurradas (*mud flow*), etc.

No grupo onde se tem a ação de agentes de fixação por aglutinação ou cimentação, os arranjos mais comuns são: areia aglutinada por forças de superfície de partículas de argila, grumos (de argila e/ou silte) ligados por pontes de argila, areia cimentada por óxidos e carbonatos.

Figura 2.2: Estruturas mais comuns em solos colapsíveis, segundo DUDLEY (1970).

2.5 Identificação empírica do colapso

Os critérios apresentados nesta seção são empíricos e fundamentam-se em relações com a granulometria, umidade, limites de Atterberg, porosidade, etc. Em alguns casos os resultados de ensaios rotineiros em geotecnia são correlacionados para caracterizar um solo colapsível. O uso destes critérios é de valor limitado e, em muitos casos restritos à experiência local. Estes critérios não são os únicos existentes, porém os mais conhecidos.

2.5.1 Critérios baseados em índices físicos

DENISOV (1951)

Um dos critérios mais conhecidos é o de DENISOV (1951) citado por ROGERS *et al* (1994). Trata-se de uma relação entre o índice de vazios do solo no

estado natural e aquele correspondente à umidade do limite de liquidez. O índice K (Eq. 2.1) é o indicador da colapsibilidade.

$$K = e_L / e_0 \quad (2.1)$$

Para $0,5 < K < 0,75$ o solo é altamente colapsível

$K \geq 1,0$ o solo não é colapsível.

e_L - índice de vazios do solo com umidade igual ao limite de liquidez;

e_0 - índice de vazios natural do solo.

FEDA (1966)

O critério de FEDA (1966) é fundamentado na umidade natural do solo e nos limites de Atterberg. O coeficiente K_L (Eq 2.2) exprime a colapsibilidade. Solos com grau de saturação inferior a 60% geralmente são colapsíveis por este critério.

$$K_L = \frac{\left(\frac{w_0}{S_0} \right) - w_P}{w_L - w_P} \quad (2.2)$$

onde:

w_0 - umidade natural;

S_0 - grau de saturação;

w_P - limite de plasticidade;

w_L - limite de liquidez;

NORMA RUSSA

O código de obras da ex-URSS, apresenta um critério baseado no índice de plasticidade. CARVALHO (1994) aborda este critério e a Tabela 2.2 apresenta os valores do índice de colapso em função do índice de plasticidade.

Tabela 2.2: Índice de colapso (CI) em função do IP

Índice de plasticidade (IP)	CI
$1 \leq IP < 10$	0,10
$10 \leq IP < 14$	0,17
$14 \leq IP < 22$	0,24

HANDY (1973)

Um critério fundamentado na quantidade de finos foi elaborado por HANDY (1973). Este critério foi elaborado considerando que os solos colapsíveis têm, freqüentemente, uma matriz arenosa. Como foi visto anteriormente, tal fato não é necessariamente verdadeiro. A Tabela 2.3 apresenta as classes de colapsibilidade propostas por aquele pesquisador.

Tabela 2.3: Colapsibilidade em função da quantidade de finos (Handy, 1973)

(%) passa na # 200	Probabilidade de colapso
<16	alta probabilidade
16 - 24	provavelmente colapsível
24 - 32	Probabilidade < 50 %
> 32	geralmente não colapsível

CLEMENCE & FINNBAR (1981)

CLEMENCE & FINNBAR (1981) propuseram um teste empírico, baseado na porosidade dos solos, que consiste em tomar uma amostra de solo, indeformada, do tamanho da palma da mão, e dividi-la em duas partes aproximadamente iguais. Uma das partes é molhada e moldada na mão. Compara-se o volume das duas amostras. No caso do volume da amostra molhada ser menor, então, o solo é colapsível. Como pode se observar trata-se de um método qualitativo.

BASMA & TUNCER (1992)

O critério de BASMA & TUNCER (1992) é função da textura granulométrica, da umidade inicial e do peso específico seco natural do solo. A correlação estatística desta variáveis foi obtida por regressão linear múltipla. Os resultados estão apresentados em forma analítica (Eq. 2.3 e 2.4) e gráfica (Figura 2.3). O ábaco é de grande utilidade no caso de pequenas construções e em locais com poucos dados disponíveis sobre o potencial de colapso de solos. A construção deste ábaco presume que a tensão de inundação no ensaio edométrico é de 200 kPa e, o teor de umidade inicial igual ao ótimo da compactação.

$$CP = 48,496 + 0,102cu - 0,457w_0 - 3,533\gamma_d + 2,80 \ln \sigma_w \quad (2.3)$$

$$CP = 48,506 + 0,072(S - C) - 0,439w_0 - 3,123\gamma_d + 2,85 \ln \sigma_w \quad (2.4)$$

Onde: CP = potencial de colapso

Cu = coeficiente de uniformidade

w_0 = umidade inicial (%)

(S-C) = diferença entre o teor de areia e argila (%)

γ_d = peso específico seco

σ_w = tensão de umedecimento no ensaio edométrico.

Figura 2.3: Ábaco para determinação do potencial de colapso, BASMA & TUNCER (1992).

GIBBS & HOLLAND (1960)

O ábaco apresentado por GIBBS & HOLLAND (1960) na Figura 2.4 aperfeiçoou e facilitou o uso da proposta de DENISOV (1951). Essa constatação foi comprovada por HOLTZ & HILF (1961) durante a construção de canais de irrigação assentes sobre *loess*.

GIBBS & BARA (1962)

ROGERS *et al.* (1994) apresentam o critério de GIBBS e BARA (1962) que é fundamentado no índice de consistência do solo. Se este índice for maior ou igual a unidade, então o solo deve ser colapsível. Na opinião deste autor o índice de consistência não é adequado para verificar o comportamento de solos não saturados.

$$LI = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} \quad (2.5)$$

sendo : LI - índice de consistência

w - teor de umidade natural do solo

Figura 2.4: Critério de GIBBS & HOLLAND (1960) *apud* HOLTZ & HILF (1961)

2.5.2 Identificação baseada na classificação pedológica

Alguns autores têm procurado relacionar a classificação pedológica do solo com seu comportamento. É bastante verdade que a classificação pedológica do solo abrange aspectos relacionados com a textura, a gênese, a posição topográfica, a presença de argilo-minerías, o estado de saturação, etc. Este critério é válido como primeiro enfoque já que realmente algumas classes excluem a possibilidade de colapso e/ ou expansão.

Nesta linha de trabalho têm atuado pesquisadores como GEHLING *et al.* (1982), DIAS (1985, 1994) e, FERREIRA (1990, 1991, 1993). Tem sido identificado que os seguintes horizontes de solos podem apresentar colapso: B latossólico, B textural não hidromórfico, B câmbico. Nestes solos a probabilidade de ocorrência de colapso varia de média a alta. Contudo, podem também ocorrer colapso em outras classes de solos, ainda que a probabilidade seja menor. DIAS (1994) enfatiza também que, estas informações pedológicas sejam confrontadas com as condições climáticas para verificar a existência da condição de deficiência de umidade no solo.

Segundo GEHLING *et al.* (1982) a abrangência do critério pode facilmente ser estendido em âmbito regional. Nesta situação é possível comparar as unidades pedológicas com maior nível de detalhes, possibilitando extrapolar características de uma unidade para outra. O trabalho de FERREIRA (1991) sobre o mapa de probabilidade de colapso do Estado do Pernambuco é muito ilustrativo da aplicabilidade do critério pedológico.

Para VARGAS (1985 e 1993) o emprego de pedologia em geotecnia deve ser feito primeiramente para o entendimento da gênese do solo. A partir deste conhecimento seria possível inferir algumas de suas propriedades. Particularmente, no caso dos solos colapsíveis, a pedologia ajuda a entender como o solo está estruturado, a presença ou não de cimentos, etc.

Os trabalhos que envolvem a relação entre a classificação pedológica com a colapsibilidade são nacionais e pioneiros a nível mundial. Não se pode, contudo, desconsiderar que no Brasil predominam os latossolos, LEPSCH (1977). Logo, a predominância de colapso em latossolos pode não ser um indicativo adequado.

2.5.3 Critérios fundamentados em ensaios de campo

SPT

DECOURT (1992) e DECOURT & QUARESMA (1994) propuseram um método empírico que permite estabelecer se um solo é ou não colapsível, em função dos resultados obtidos no ensaio SPT com medição de torque. Após a determinação do valor do N_{spt} mede-se o torque máximo necessário para extrair o amostrador padrão. O valor do torque dividido pelo N_{spt} é denominado razão T/N_{spt} . Se o valor desta razão estiver compreendido entre 2 e 3, o solo é considerado colapsível.

Este procedimento tem a vantagem de ser executado sobre um ensaio bastante popular no país. Entretanto, não é possível quantificar o colapso através da razão T/N_{spt} . Os dados e as correlações disponíveis são, em seu estágio atual, somente aplicáveis para os solos terciários da bacia sedimentar de São Paulo.

CPT

A aplicação do ensaio de cone (CPT) na medida do colapso é citada por REZNIK (1989). Neste caso foram executados ensaios de cravação estática do cone na condição de solo natural e inundado. A expressão do colapso foi dada por K_w (Eq.2.6) cujos limites estão apresentados na Tabela 2.4. Acima dos valores constantes nesta Tabela o solo é considerado como sendo colapsível.

$$K_w = \frac{P_q}{P_{qw}} \quad (2.6)$$

Onde: K_w = coeficiente de colapso

P_{qw} = resistência a penetração do cone no solo inundado

P_q = resistência a penetração do cone no solo na condição natural

Tabela 2.4: Coeficiente de colapso com a carga aplicada ao cone, REZNIK (1989).

Carga aplicada (kPa)	Solo colapsível se
	$K_w >$
100	2,0
200	1,5
300	1,3

2.6 Mecanismo do Colapso

O mecanismo do colapso no solo está estreitamente ligado a pressão de sucção existente nos poros do solo e a tensão sobre ele aplicada. Um modelo que busca correlacionar a ação destes dois elementos sobre a estrutura do solo foi proposto por ALONSO *et al.* (1987, 1990) através de superfícies acopladas de sucção e carregamento. Estas propostas são, no estágio atual, as que melhor representam a ação que a água e o carregamento exercem sobre a estrutura do solo.

Em alguns trabalhos houve menções quanto à ocorrência do colapso (redução dos vazios) pela ação de cargas elevadas, sem mudança de sucção, ROGERS *et al* (1994). Neste caso o colapso ocorreria por exceder a capacidade do agente cimentante. Entretanto, há uma tendência para se considerar o colapso apenas na

condição de mudança de sucção, uma vez que a hipótese da tensão aplicada superar a resistência do agente cimentante é mais próxima do que se admite como sendo o conceito de ruptura.

Entretanto, os primeiros ensaios de JENNINGS & KNIGHT (1957) verificaram a razão direta da proporcionalidade entre a carga externa e o colapso observado. Isto quer dizer que, para um mesmo valor de sucção, quanto maior a carga externa maior será o colapso produzido. Isto tem sido confirmado por outros pesquisadores e.g. MAHLER (1995) e CARVALHO (1994)

Ensaaios edométricos com inundação (e sucção monitorada) realizados por TADEPALLI *et al.* (1992) mostraram que quanto maior a sucção, maior o colapso. Observaram-se também que tão logo a sucção apresente a tendência de queda o colapso tem início. Estes pesquisadores concluíram que o colapso não é devido às tensões cisalhantes, mas à redução da sucção. Este fato foi também observado por KOHGO *et al.* (1993). Em suma: quanto menor a umidade inicial do solo maior o colapso.

LLORET & ALONSO (1980) verificaram que o colapso por inundação do solo se dá em 3 fases distintas. Estas 3 fases correspondem à mudança dos coeficientes de permeabilidade da água e do ar.

Na primeira fase, o solo se encontra com um grau de saturação baixo e a permeabilidade ao ar é elevada. Nesta fase as deformações ocorrem lentamente. Isto é devido à súbita redução da permeabilidade ao ar pelo preenchimento (com água) dos vazios nas extremidades. Assim é gerado um ligeiro acréscimo na pressão de ar existente nos poros da amostra de solo. Este acréscimo é apenas suficiente para romper a barreira de água e estabelecer o fluxo de ar para fora da amostra.

No segundo momento, a medida que o ar é expulso, a permeabilidade à água aumenta. A entrada de água na estrutura do solo, promove uma redução (instantânea) da sucção. Nesta fase a velocidade de deformação aumenta em razão geométrica. É estabelecido o colapso propriamente dito.

Quando a maior parte da carga hidráulica é dissipada, a permeabilidade à água se torna constante e a pressão de ar restante passa a se dissipar lentamente. A permeabilidade ao ar é muito baixa nesta fase. O solo está quase saturado e a sucção é baixa. Nesta fase os recalques são pequenos e dependentes do tempo. A redução da sucção é insuficiente para gerar grandes deformações.

SANTOS NETO (1994) estudando o parâmetro B de Skempton em solos compactados verificou que a condição de saturação é também importante no estudo da deformação do solo não saturado. Ele observou que, quando as bolhas de ar estão oclusas, o solo passa a se comportar como se estivesse saturado. Este fato justifica a constatação de DUDLEY (1970), de que o colapso não ocorre quando o grau de saturação excede 50 - 60% para areias e aproximadamente 70% para argilas (90% para JENNINGS & BURLANDS, 1962). O código de obras russo admite que se o grau de saturação de um solo poroso é maior que 80% o solo não é colapsível, REZNIK (1993). Os diferentes limites encontrados indicam que cada solo tem um grau de saturação que corresponde ao limite de continuidade da fase gasosa.

Um outro mecanismo de colapso associa este fenômeno à dissolução dos cimentos presentes no solo particularmente em solos porosos. Neste caso a ação da água é de solvente para o cimento. Tão logo a água solvate o cimento, a estrutura do solo se torna instável e, o solo colapsa. Este tipo de colapso foi observado por ISMAEL & AL-SAHNAD (1993), CARVALHO, M.F. (1994), PAIXÃO & CARVALHO (1994) e POLIDO & CASTELLO (1991) entre outros pesquisadores. Para verificar o efeito da cimentação no colapso, FEDA *et al.* (1991) realizaram estudos em solos cimentados, não cimentados (já colapsados) e, envelhecidos (para reconstituir as ligações). Foi verificado que, após o envelhecimento, o solo volta a exibir colapso. Cabe ressaltar que mesmo nestes solos envelhecidos a sucção foi monitorada e tem sua ação conjunta com as forças de dissolução.

Retornando às micro estruturas apresentadas anteriormente pode-se dizer que o colapso da estrutura por acréscimo de tensão (mantida a sucção constante) se dá por deformação dos *peds* ou quebra dos escoramentos e dos contatos entre partículas. Desta forma os grumos ou partículas se deslocam (ou rolam) para os vazios. Os

grumos se deformam ou têm apenas os pontos de contatos quebrados porque a sucção os faz mais rígidos que realmente são. Se por outro lado, as cargas externas forem mantidas constantes e a sucção reduzida, o mecanismo permanecerá praticamente inalterado e, o solo sofrerá a redução de volume correspondente. Segundo ALONSO *et al.* (1987) estas deformações são irreversíveis.

2.7 Interação solo-água

Os solos colapsíveis por não estarem saturados, sofrem muita influência da água capilar e adsorvida. O ar e o vapor de água presentes nos vazios de solo têm um papel fundamental a ser desenvolvido no fenômeno do colapso.

A presença de água no solo depende de fatores internos e externos ao solo. Os fatores mais importantes a serem considerados são a disponibilidade de água, a estrutura do solo, a salinidade, a textura e, a mineralogia.

A textura e a estrutura do solo estão diretamente relacionadas com o volume de vazios e a capacidade que o solo tem para reter água. Uma estrutura porosa evidentemente tem mais espaço para armazenar água. Quanto à textura, a capacidade de interação físico-química para a fixação da água (forças de superfície e adsorção) nos solos argilosos é bastante superior a de solos arenosos. O simples experimento dos funis cheios com areia e argila é ilustrativo para realçar a influência da textura. O funil com argila retém água enquanto o outro permite que ela se escoe.

A salinidade e mineralogia têm também um papel destacado no armazenamento de água no solo. Alguns minerais são mais higroscópicos fixando uma maior quantidade de água, *e.g.* Montmorilonita. Outros minerais como o quartzo, não têm nenhum tipo de interação com a água. A estrutura do mineral e a sua capacidade de troca de cátions (CTC) são determinantes na retenção de água pelo solo. A presença de minerais hidrófilos faz com que esta capacidade de retenção aumente.

A curva característica é uma forma de representação da capacidade de retenção de água de solo. Para construir a curva característica geralmente toma-se um solo saturado e aplica-se pressão de ar (alta sucção) para expulsar a água. O processo inverso também pode ser feito. É interessante notar que a obtenção da curva

característica por processos secagem ou molhagem resulta em um traçado diferente. Este fato é conhecido como histerese.

A histerese é devida ao efeito de ângulo de contato da água com as partículas sólidas, a desuniformidade geométrica dos poros, a diferença de condutividade hidráulica em meios saturados ou não saturados.

Para fins geotécnicos a curva característica tem seu emprego muito restrito. A curva característica seria útil para se verificar a qualidade de ensaios de porosimetria ou condutividade hidráulica. Contudo, FREDLUND & XING (1994) afirmam que a curva característica do solo pode ser empregada no estudo de propriedades tais como permeabilidade e resistência ao cisalhamento de solos não saturados. O emprego da curva característica do solo para determinar a condutividade hidráulica de solos foi proposto por Childs & Collins-George (1950) *apud* ALONSO *et al.* (1987) e tem sido retomado por pesquisadores mais modernos como FREDLUND *et al.* (1994).

2.7.1 Condutividade hidráulica

A condutividade hidráulica dos solos não saturados é, como nos solos saturados, dependente da textura, porosidade, temperatura e salinidade. Entretanto nos solos não saturados os fatores temperatura e salinidade têm maior ação que em solos saturados. Um outro fator muito discutido no estudo da permeabilidade é a curva característica de retenção de água no solo. A histerese apresentada pelo solo no comportamento perda/ganho de umidade versus sucção faz com que a condutividade hidráulica apresente valores diferenciados quando o solo é inundado ou drenado.

Um mesmo solo pode ter valores de condutividade hidráulica diferentes nas condições saturado e não saturado. Isto se deve ao fato de que nos solos não saturados o ar ocupa os vazios, podendo sofrer uma retração dos poros. Em alguns casos os poros são fechados mantendo ar ou água oclusos, o que dificulta o fluxo de água. Para a água escoar há a necessidade de expulsar o ar existente nos vazios do solo. Além disto, maiores valores de sucção imobilizam a água sob maiores pressões, fazendo com que ela se torne mais viscosa.

ALONSO *et al.* (1987) mostram a variação destes valores de condutividade hidráulica em função de condutividade do ar. Neste estudo foi possível verificar que a permeabilidade (à água) praticamente não se altera enquanto o fluxo de ar não se estabelece de forma contínua. Pode-se então constatar que a condutividade hidráulica é, de forma aproximada, inversamente proporcional ao fluxo de ar no solo. Estudo similar foi realizado por MARIZ & CASANOVA (1994) em solos do Distrito Federal onde foi observado que a condutividade hidráulica além de ser dependente do fluxo de ar, é determinante no mecanismo do colapso.

O avanço da frente de infiltração no solo pode ser caracterizado por cinco fases, Main & Larson (1973) citado por CARVALHO (1989). Considerando-se o avanço na direção vertical e sentido para dentro do solo, são identificados os seguintes trechos:

- a zona de saturação: uma fina camada superficial em que a saturação total é alcançada;
- a zona de transição: uma região onde a umidade diminui à medida que a profundidade aumenta;
- a zona de transmissão: uma região onde a umidade é constante com a profundidade;
- a zona de umedecimento: uma região onde a umidade volta a diminuir com a profundidade;
- a frente de umedecimento: uma interface entre as camadas alteradas pela adição de água ao perfil e a zona que mantém as características iniciais de perfil.

Com base nesta divisão de zonas de avanço da frente de inundação, existem vários modelos para determinar a taxa de infiltração de água no solo e a condutividade hidráulica. O conhecimento das condições de umidade e sucção em cada uma destas zonas permite que se conheça as condições e a intensidade que o colapso ocorre no solo.

2.7.2 Medida da sucção

O valor da sucção é uma componente importante na determinação do estado de tensões dos solos não saturados. A medida do valor da sucção é uma tarefa relativamente difícil e demorada. Os procedimentos empregados em laboratório geralmente baseiam-se na técnica da translação de eixos. Ou seja, desde que não se pode medir a pressão da água intersticial aplica-se uma pressão de ar que compense a pressão negativa da água. No campo muitas vezes são empregados equipamentos para medida direta do potencial ou de parâmetros que se correlacionem com ele.

O emprego de papel filtro constituiu inicialmente uma solução de campo. Entretanto, a precisão dos resultados requer o emprego de balanças com resolução de milésimo de grama. Este fato torna inviável o seu uso em condições de campo.

A técnica do papel filtro consiste em colocar o papel filtro junto ao solo e aguardar que a umidade entre os dois se equilibre. Após a determinação da umidade do papel, o valor é comparado a uma curva de calibração, donde se obtém o valor da sucção. O método oferece uma precisão pequena. Entretanto é uma técnica muito simples e de baixíssimo custo, MARINHO (1994). Atualmente, nos Estados Unidos, o ensaio é padronizado pela norma de ensaio ASTM D 5298 - 92. A faixa de medida do papel é bastante ampla pode variar de 10 kPa a 10 MPa, CAMPOS (1994)

2.7.2.1 Métodos de campo

As técnicas de campo são bastante mais diversificadas. EDIL & MOTAN (1984) WOLLE & CARVALHO (1988), FREDLUND & RAHARDJO (1988) e CAMPOS (1994), citam o emprego de psicrômetros, tensiômetros, blocos porosos, blocos térmicos e blocos de pressão. A técnica de reflectometria no domínio do tempo (TDR) - HERMANN (1992) e métodos nucleares, CRESTANA *et al* (1986)

foram utilizados para medir a umidade do solo que por sua vez pode ser correlacionada com a sucção.

A utilização de equipamentos como os psicrômetros e os blocos térmicos só se justifica em termos de capacidade de leitura. Estes instrumentos fornecem valores de sucção muito acima dos tensiômetros convencionalmente empregados. Entretanto, apresentam restrições de emprego tais como: durabilidade, sensibilidade e, tempo de resposta.

TENSIÔMETRO

O tensiômetro é praticamente o único equipamento capaz de medir de forma direta a sucção do solo. O valor medido é o da sucção matricial. O tensiômetro consiste em um tubo impermeável cheio de água com um sensor na extremidade superior e uma pedra porosa na parte inferior. A pedra porosa (com alta pressão de borbulhamento) é enterrada no solo. Quanto maior a sucção do solo mais água vai ser retirada do tubo. A diminuição da água no interior do tubo gera uma pressão negativa em seu interior, que se equilibra com a do solo, fornecendo a medida da sucção ao sensor colocado na superfície.

O princípio de funcionamento é simples, no entanto, há restrições ao funcionamento dos tensiômetros. A restrição mais séria neste caso é a pressão de cavitação da água. Desta forma o emprego dos tensiômetros está limitado a sucções inferiores a 100 KPa (com mais segurança cerca de 80 kPa). Diversas modificações têm sido propostas para superação do problema da cavitação, CAMPOS (1994). A técnica de aplicação de contra-pressão é a que tem apresentado melhores resultados, RIDLEY & BURLAND (1995).

Para WOLLE & CARVALHO (1988) o tensiômetro deve suprir as necessidades de grande parte dos trabalhos de engenharia. Isto é afirmado quer em termos de tempo de resposta como na faixa de trabalho.

Em geotecnia os tensiômetros têm sido utilizados na monitoração das sucções em encostas. Este procedimento visa o estudo da estabilidade de taludes de solos não

saturados quando sujeitos a intensas precipitações pluviométricas, WOLLE & CARVALHO (1988).

Em alguns casos têm sido relatado a automação de leituras feitas com tensiômetros, entretanto, esta automação só tem sido possível nas leituras pois o tensiômetro requer verificação freqüente do nível interno de água e a eliminação de eventuais bolhas de ar que se formem no sistema de medida, FLEMING *et al.* (1994).

2.7.2.2 TDR

Algumas técnicas para medida de umidade do solo têm sido empregadas para estimar a sucção por meio de curvas características de retenção de umidade. Uma técnica de campo promissora é a reflectometria no domínio do tempo (TDR). Trata-se de uma técnica não destrutiva, baseada na transmissão e recepção de sinais de microondas, através de “antenas” ou sondas instaladas no solo. No solo seco os valores da constante dielétrica estão tipicamente na faixa de 3 a 5. Na água este valor está em torno de 80. Assim sendo, pequenas quantidades de água são capazes de afetar extremamente o valor da medida de condutividade elétrica no solo.

De uma forma geral a técnica TDR é empregada para medida do conteúdo volumétrico de água no solo KUJALA & RAVASKA (1994). Contudo, a técnica permite ainda monitorar a evolução da frente de inundação. PHENE *et al.* (1988) e HERMANN & CRESTANA (1994) citam pesquisas para medidas “in situ” de sucção mátrica, onde foram utilizadas correlações com resultados de tensiômetros e calibração com curvas características do solo. BAUMGARTNER *et al.* (1994) desenvolveram uma sonda de TDR que além da função normal, de emitir e receber os sinais de microondas, também funcionam como tensiômetros. Estas sondas são vazadas, construídas em aço inoxidável. Em sua extremidade a haste do TDR tem uma pedra porosa também de aço inoxidável.

BENSON *et al.* (1994) relata o uso de TDR para monitorar o teor de umidade de aterros sanitários. Neste caso a técnica foi escolhida em decorrência da facilidade de automação e de registro e coleta de dados. Os dados de BENSON *et al.* (1994) eram multiplexados e transmitidos por telemetria ou *modem* para uma central. No Brasil TORRE (1995) desenvolveu um sistema de aquisição de dados similar. A automação de leituras na TDR implica em total automação, pois não existe manutenção diária a ser realizada. Uma outra aplicação interessante é o estudo da evolução de descontinuidades em rochas relatada por DOWDING & HUANG (1994).

A técnica de reflectometria no domínio do tempo mede basicamente o tempo de viagem de um sinal eletromagnético no solo. Este tempo é empregado para determinar a constante dielétrica através da Equação 2.7. Por sua vez a constante dielétrica é função da umidade do solo, da textura, da estrutura e da salinidade. TOPP *et al.* (1980) considerou desprezível a influência dos outros fatores, que não a água.

$$\varepsilon = \left(\frac{ct}{2L} \right)^2 \quad (2.7)$$

Onde: ε - constante dielétrica;

c = velocidade da luz;

L = comprimento das hastes;

t - tempo de viagem do sinal.

Para que o sinal emitido pelo equipamento de TDR percorra o solo é necessário o emprego de uma linha de transmissão também conhecida como sonda ou "antena". A linha de transmissão é um par de hastes com características geométricas e de impedância bem definidas.

A impedância de uma linha de transmissão é função do diâmetro das hastes e do seu espaçamento. A impedância da sonda é governada pela Equação 2.8. Verifica-se nesta equação que para manter as características de impedância é preciso manter

constante a razão entre o espaçamento *intra-* hastes e o seu diâmetro. A relação s/d nas sondas empregadas para medir a umidade do solo geralmente está em torno de 10.

$$Z = \frac{60}{\epsilon} \ln \frac{2s}{d} \quad (2.8)$$

Sendo: Z - impedância da linha de transmissão;

s - espaçamento entre as hastes;

d - diâmetro das hastes.

O uso de sondas com pares de hastes requer cuidados tais como filtros de ruídos, casadores de impedância, etc. Para superar estas dificuldades ZEGELIN *et al.* (1989) empregaram o conceito de linhas de transmissão coaxiais. Desta forma, as sondas passaram a ser constituídas de uma haste central que é circundada por outras hastes (em número variável). A Figura 2.5 mostra esquematicamente a sonda desenvolvida por ZEGELIN e seus colaboradores em 1989.

Figura 2.5: Esquema geométrico das sondas "coaxiais" multi-hastes.

O desenvolvimento da sonda multi-haste teve por base a forma dos campos elétricos gerados em torno das hastes. ZEGELIN e seus colaboradores (1989)

verificaram que as hastes múltiplas confinam melhor o sinal diminuindo as perdas. A Figura 2.6 ilustra a forma dos campos elétricos.

Figura 2.6 : Regiões abrangidas pelo campo elétrico das sondas TDR, ZEGELLIN *et al.* (1989)

Como pode ser verificado na Figura 2.6 a medida de umidade feita com TDR é uma medida global e não pontual. A região de medida é constituída por um prisma que tem a seção transversal apresentada na Figura 2.6 e a altura igual a extensão da sonda empregada. Para estudar a umidade em diferentes regiões de um perfil de solo, TOPP & DAVIS (1980) desenvolveram uma sonda segmentada.

A sonda segmentada é constituída por hastes com trechos de impedâncias diferenciados. Fisicamente, o arranjo é obtido empregando trechos de haste com diâmetros diferentes. Isto faz com que a haste tenha trechos com diferentes relações s/d e portanto com distintos valores de impedância, Figura 2.7. Na prática esta sonda segmentada funciona como se houvesse um "empilhamento" de sondas.

A alteração do valor de umidade em uma região mais próxima à superfície faz com que aquele trecho apresente uma alteração de leituras. Os demais trechos sofrerão apenas deslocamento do sinal não sendo influenciados pela variação do primeiro. Em uma linguagem matemática pode-se dizer que o valor do sinal de um trecho é dado pela diferença entre dois trechos consecutivos ($L_{n\text{final}} = L_n - L_{n-1}$). Isto pode ser mais facilmente entendido pela observação do sinal gerado em uma sonda segmentada, como apresentado na Figura 2.8.

O valor de umidade obtido por emprego de ambas as técnicas não apresenta diferenças significativas. Esta análise foi feita por TOPP & DAVIS (1985) com sondas segmentadas verticais e, sondas lisas horizontais instaladas nas mesmas profundidades de medida. CONCIANI *et al.* (1996) apresentam uma comparação de medidas realizadas com sondas segmentadas e lisas. Não foram encontradas diferenças significativas.

A maioria dos trabalhos realizados com a técnica TDR, empregam equipamentos disponíveis no mercado que fornecem diretamente o valor da umidade, tomando como base de calibração a equação de TOPP *et al.* (1980). Esta equação tem, na maioria dos casos, fornecido medidas satisfatórias de umidade do solo. Entretanto, tem-se verificado que, em alguns casos, a equação de Topp tem conduzido a erros significativos, CONCIANI *et al.* (1995), HERRMANN (1993), LARROSA *et al.* (1995).

Figura 2.7: Arranjo geométrico de uma sonda segmentada.

Figura 2.8: Sinal característico de uma sonda segmentada.

A equação de TOPP *et al.* (1980) foi obtida com cinco tipos de solos, desde uma argila até um material francamente arenoso e mais dois materiais artificiais, constituídos de micro esferas de vidro com faixas granulométricas diferentes. No experimento destes pesquisadores os materiais foram arranjados de forma a apresentarem distribuição de vazios uniforme sem contudo, haver preocupação em mantê-lo constante para todos os materiais.

As curvas de constante dielétrica por teor de umidade volumétrica foram obtidas com pequenas variações. Estas curvas foram comparadas com as obtidas por outros pesquisadores e com solos diferentes. Desta comparação é que TOPP *et al.* (1980) estabeleceram a sua curva de calibração. Esta curva apresenta um desvio padrão de 1,3 % para uma confiabilidade de 95 %.

TOPP *et al.* (1980) argumentam que a curva proposta deve abranger o efeito da textura, da mineralogia e do peso específico do solo, uma vez que, foi calibrada para uma faixa muito ampla de tipos de solos. No entanto, os resultados obtidos em alguns solos dos estados de São Paulo, Santa Catarina e Mato Grosso, mostram que as curvas de Topp não devem ser utilizadas indiscriminadamente.

O emprego do TDR para estimar a sucção do solo no campo é feito por uma calibração "cruzada" com uma curva de calibração construída com pares de valores de constante dielétrica-teor de umidade volumétrica, sendo transferidos para a curva característica do solo. Desta forma pode-se obter uma curva constante dielétrica-sucção empregada para se estimar a sucção do solo no campo. A obtenção de curvas de calibração sucção por constante dielétrica é possível através de câmaras de pressão (Câmara de Richards) fornecendo neste caso, variações menores que as obtidas através de correlação.

O procedimento de estimativa de sucção com TDR foi empregado primeiramente por PHENE *et al.* (1988) e posteriormente por HERRMANN & CRESTANA (1993). A variação da sucção do solo no campo, através da comparação de tensiômetros e TDR, foi realizada por CONCIANI *et al.* (1995). Neste experimento de campo, sondas lisas de TDR foram instaladas ao lado de tensiômetros em três profundidades diferentes. As leituras de umidade realizadas com TDR foram empregadas para obter a sucção pelo ramo de secagem da curva característica de retenção de umidade. Os valores encontrados foram comparados às leituras de sucção fornecidas pelo tensiômetro e verificou-se uma boa convergência entre os valores fornecidos por ambas as técnicas.

CAPÍTULO 3

COMPORTAMENTO DOS SOLOS COLAPSÍVEIS

3.1 Introdução

O estudo do comportamento dos solos colapsíveis tem sido feito por métodos semi-empíricos e teóricos. Dentre os métodos semi-empíricos pode-se citar os que empregam os ensaios edométricos duplos, ou com sucção controlada, para estudar a compressibilidade e o potencial de colapso; os ensaios de campo como a prova de carga sobre placas e até algumas formulações como as desenvolvidas por FREDLUND & MORGENSTERN (1976). Os métodos teóricos são representados por modelos de comportamento como os de ALONSO *et al.* (1987), WHEELER & SIVAKUMAR (1995) e KHOGO *et al.* (1992). Além destes existem também os métodos numéricos que são fundamentados nos modelos supra-citados e em resultados experimentais. Dentre estes últimos os mais conhecidos no Brasil são os trabalhos de MIRANDA (1989) e MAHLER (1994) que aplicam o método dos elementos finitos.

Neste capítulo serão apresentados os principais métodos empregados para previsão de recalques em solos colapsíveis, as equações constitutivas de FREDLUND & MORGENSTERN (1976) e o modelo de ALONSO *et al.* (1987) os quais serão empregados para discutir os resultados das provas de carga.

3.2 Métodos empregados na previsão de recalques

A medida do recalque causado pelo colapso é uma das primeiras preocupações quando se projetam obras de engenharia em solos porosos colapsíveis. Esta medida pode ser feita através de ensaios de laboratório e/ ou campo. Os ensaios de laboratório são basicamente os edométricos (com ou sem sucção controlada), enquanto os ensaios de campo mais comuns são as provas de carga.

3.2.1 Métodos de laboratório

A primeira aplicação do ensaio edométrico para a medida do colapso encontrada na literatura é de ABELEV (1931) *apud* ROGERS *et al.* (1994). Este pesquisador empregou uma amostra indeformada que foi inundada na tensão de 300 kPa. O potencial de colapso foi definido pelo índice de compressibilidade para esta condição de carregamento.

$$CP = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (3.1)$$

Onde: CP = potencial de colapso

Δe = variação do índice de vazios na inundação

e_0 = índice de vazios inicial (antes da inundação)

O ensaio mais conhecido para medida do colapso em laboratório é o ensaio conhecido como "duplo adensamento" ou ensaio edométrico duplo proposto por JENNINGS & KNIGHT (1957). Este ensaio consiste em submeter duas amostras indeformadas obtidas em um mesmo bloco de amostra ao ensaio de adensamento. Um ensaio é feito com o solo em seu estado natural de umidade. O outro com o solo

previamente inundado. As curvas e versus $\log P$ obtidas para as duas amostras são diferentes. Para uma mesma tensão, a diferença entre as duas curvas é o índice de vazios que expressa do colapso. O valor do potencial de colapso do solo é dado pela mesma equação de ABELEV considerando um mesmo nível de carga. A Figura 3.1 mostra o resultado apresentado por JENNINGS & KNIGHT (1957).

O critério de colapsibilidade de Jennings & Knight foi apresentado em 1975 e, encontra-se na Tabela 3.1. Este critério foi definido para uma tensão de 200 kPa. Com este critério os autores queriam afirmar que nem sempre o colapso é motivo de precauções adicionais.

FIGURA 3.1: Gráfico típico do ensaio edométrico duplo de JENNINGS & KNIGHT (1957)

O cálculo dos recalques adicionais devido ao colapso, segundo os métodos de ABELEV (1931) e JENNINGS & KNIGHT (1957, 1975) segue o mesmo procedimento empregado na teoria do adensamento de Terzaghi. Embora tratando-se de fenômenos diferentes, as previsões de recalques realizados desta forma têm, segundo JENNINGS & KNIGHT (1957, 1975), fornecido valores da compatíveis com os observados em obras.

TABELA 3.1: Classificação do potencial de colapso de acordo com JENNINGS & KNIGHT (1975)

CP (%)	severidade
0 - 1	nenhum problema
1 - 5	problema moderado
5 - 10	problemático
10 - 20	problemas graves
> 20	Problemas muito graves

$$s = CP \cdot H \quad (3.2)$$

Sendo: s - recalque adicional previsto

H - espessura da camada colapsível.

O emprego do método do ensaio edométrico duplo apresenta uma dificuldade em compatibilizar o índice de vazios inicial e a pressão de pré-adensamento para as duas amostras. Por causa desta dificuldade e, devido a não homogeneidade do solo, manuseio e amolgamento introduzido na preparação das amostras o ensaio edométrico simples tem sido mais empregado. No ensaio edométrico simples, existe apenas uma diferença em relação a proposta de ABELEV (1931): o nível de carregamento para o qual a mostra é inundada. Variando o nível de carregamento para inundação, os recalques podem ser previstos para o mesmo nível de carregamento da obra projetada. A Figura 3.2 mostra um gráfico típico do ensaio de adensamento simples.

FIGURA 3.2: Resultado típico do ensaio edométrico simples para determinação do colapso.

O desempenho de ambas as técnicas foi avaliado por BASMA & TUNCER (1992) e esta comparação é apresentada na Figura 3.3. Verifica-se que as diferenças são pouco significativas.

FIGURA 3.3: Comparação entre os resultados de ensaios edométricos simples e duplos (BASMA & TUNCER, 1992)

Um problema dos ensaios de laboratório, apontados por HOUSTON *et al.* (1988) é a velocidade de inundação. Neste caso a velocidade com que seja fornecida a água ao solo influi na quantidade de colapso ocorrido. Por esta razão, o ensaio edométrico duplo pode fornecer valores de colapso maiores que os de campo. No campo raramente se consegue saturar os solos, o que é facilmente alcançado em uma amostra pequena no laboratório.

Por causa da variação do colapso em função da velocidade de inundação e, por ser dependente do valor da sucção presente no solo, foi desenvolvida a célula de adensamento com sucção controlada, ESCÁRIO (1969), ESCÁRIO & SAEZ (1973),

apud PRESA *et al* (1988). Neste ensaio a amostra do solo é submetida a níveis de sucção diferentes para uma mesma carga, medindo-se as deformações sofridas. É também possível fazer variar a carga mantendo-se a sucção constante.

3.2.2 Métodos de campo

Muitos autores têm procurado empregar ensaios de campo para previsão do recalque devido ao colapso. Para estes autores apesar da dificuldade em estabelecer as condições de contorno para a interpretação dos resultados, os ensaios de campo fornecem previsões mais realistas, eliminam as dificuldades de amostragem, minimizam as perturbações no solo, além de se poder ensaiar o solo em uma condição de umidade mais próxima daquela que será experimentada pela fundação e, fornecer resultados mais imediatos. Dentre os métodos de campo citados na literatura destacam-se as provas de carga em placas, sapatas e estacas, o ensaio pressiométrico e, o expanso-colapsômetro.

PROVAS DE CARGA SOBRE PLACAS

As provas de carga sobre placas são o meio mais realístico para determinar a capacidade de carga e o recalque de fundações rasas. Entretanto, a aplicação dos resultados de provas de carga no projeto de fundações enfrenta a barreira da escala, o desconhecimento da tensão transmitida ao solo e a impossibilidade de se calcular as deformações sofridas pelo solo.

A tensão transmitida ao solo pela placa depende de vários fatores, entre eles pode-se citar o tipo de solo, a rigidez da placa, a posição do carregamento, etc. Estes fatores contribuem na não uniformidade das tensões transmitidas ao solo em relação a forma teórica. Considera-se, geralmente, a tensão média de contato entre a placa rígida e o solo como sendo a tensão transmitida pela placa.

Os valores de deformação são de difícil definição em provas de carga. É assumido que a região de influência da prova de carga alcança a profundidade igual ao diâmetro da placa ou, em alguns casos, até duas vezes o seu diâmetro. Entretanto, é preciso levar em conta que a região imediatamente abaixo da placa sofrerá uma deformação maior que a região mais profunda. Segundo MAHMOUD *et al.* (1995) a região mais atingida pelo recalque da placa é limitada à profundidade de 0,25 vezes o diâmetro da placa. A influência do carregamento diminui até alcançar a profundidade igual ao diâmetro da placa e é negligenciável após duas vezes o seu diâmetro. No caso específico do ensaio de solo com inundação este autor sugere que as deformações ocorram prioritariamente na profundidade alcançada pela frente de umedecimento. A avaliação desta profundidade é estabelecida por escavação após o ensaio.

Os valores de recalques estimados por provas de carga em placas precisam ser corrigidos para as dimensões do elemento de fundação, que são, em geral, diferentes das dimensões da placa. Da diferença de dimensões entre o ensaio e o elemento de fundação resulta que a região abrangida pela prova de carga é menor que a região de influência da obra. Isto pode significar que camadas não alcançadas pelo ensaio serão solicitadas pela fundação resultando, obviamente, em comportamento diferente do esperado.

Ainda com relação ao tamanho da placa ou modelo empregado, é preciso considerar que diferentes formas e dimensões implicam em diferentes modos de solicitação e que portanto, os parâmetros estudados são afetados por estas diferenças. Apesar destas limitações, os fatores apontados não são suficientes para desaconselhar o uso das provas de carga.

Com relação a extrapolação de dados de ensaios de placa para obras diversos autores propuseram relações de proporcionalidade. O livro de SIMONS & MENZIES (1977) apresenta um ábaco do efeito de proporcionalidade, para diversos solos. Neste ábaco está também implícito que a proporcionalidade entre os recalques da placa e da obra estão também relacionados com a porosidade do solo. Desta forma, as relações

usualmente empregadas para extrapolar os recalques devem ser revistas quando se tratar de solos colapsíveis.

No estudo dos solos colapsíveis a maioria dos pesquisadores têm empregado placas circulares de 0,5 m² de área, CARVALHO & SOUZA (1990); REZNIK (1993); AGNELLI (1992).

CARVALHO & SOUZA (1990) empregam o ensaio de placa para verificar a ocorrência do colapso em solos coluvionares. Estes autores realizaram uma prova de carga com o solo no estado natural, e outra inundando o solo com o carregamento de 1/3 da carga de ruptura obtida na primeira prova de carga. Estes autores não fazem previsão de colapso, limitando-se a constatar a ocorrência do fenômeno.

REZNIK (1993) realizou um amplo estudo de colapso nos *loesses* ucranianos através de provas de carga com e sem umedecimento do solo. O colapso foi determinado pela comparação entre os módulos de deformação das duas provas de carga e o potencial de colapso calculado pela Equação 3.3. A determinação do módulo de deformação foi feita segundo a Equação 3.4.

$$CP = \left(\frac{1}{E_{Lw}} - \frac{1}{E_{Ld}} \right) q \quad (3.3)$$

onde : E_{Lw} = Módulo de deformação para o solo inundado;

E_{Ld} = Módulo de deformação para o solo na condição natural de umidade;

q = tensão aplicada.

$$E = (1 - \mu^2) I_w d \frac{\Delta q}{\Delta s} \quad (3.4)$$

sendo: I_w = fator de forma (0.785 para carregamentos circulares);

μ = coeficiente de Poisson;

d = diâmetro da placa;

Δq = diferença entre a carga aplicada e peso próprio atuando no terreno;

Δs = recalque medido.

É importante observar que REZNIK (1993) não considerou o fator de embutimento da placa. No entanto, as provas de carga foram realizadas a profundidades de até um metro, em cavas retangulares com dimensões superiores às da placa.

A realização de provas de carga com diferentes tamanhos de placa mostrou que o recalque devido ao colapso é tanto maior quanto maior for a placa empregada, ISMAEL & AL-SANAD (1993).

De uma forma geral tem se observado que os recalques previstos por provas de carga são menores que os previstos por ensaios edométricos. Os ensaios edométricos podem fornecer previsões de recalques até 2,2 vezes superior aos previstos com resultados de provas de carga, DUDLEY (1970) e WOLLE *et al.* (1989).

A metodologia de execução das provas de carga para previsão de recalques por colapso ainda não foi padronizada. Alguns autores preferem realizar duas provas de carga seguindo a proposta de JENNINGS & KNIGHT (1957) enquanto outros preferem seguir a técnica modificada de ABELEV (1931), como AGNELLI (1992); ISMAEL & AL-SANAD (1993) e AGNELLI & ALBIERO (1994).

A preparação do terreno para execução de provas de carga tem consistido simplesmente em abrir a cava, geralmente com a mesma dimensão da placa, e aplicar uma camada de areia grossa para regularizar o fundo da vala, REZNIK (1989).

A inundação da cava para medição do colapso é sempre um fator preocupante. Na realização de provas de carga o tempo e a forma de inundação têm variado. Em geral, o tempo de inundação varia de 2 (ISMAEL & AL-SANAD, 1993) a 24 horas (REZNIK, 1992). Alguns autores acrescentam água mantendo uma vazão constante independentemente da altura da lâmina acumulada no fundo da vala. Outros até atingir uma lâmina de água, de espessura constante. Finalmente, os ensaios onde quantidades determinadas de água são fornecidas a cada intervalo de tempo estabelecido. Neste caso, como pode ser visto, não há fornecimento contínuo de água.

REZNIK (1993) realizou medidas de umidade após as provas de carga, verificando que a saturação do solo na região afetada pelo ensaio estava situada entre 70 e 80 %. Esta medição está de acordo com as realizadas por EL-EHWANY E HOUSTON (1990). EL-EHWANY & HOUSTON (1990) constataram que após nove dias de inundação o perfil de umidade se alterou apenas nos primeiros 2,5 m após o fundo da cava. Foi observado não haver um acréscimo contínuo de umidade, mas uma curva cujo máximo está na metade da profundidade atingida pela frente de inundação. A Figura 3.4 ilustra o experimento destes pesquisadores. JUCÁ (1994) observou que mesmo após intensos períodos de chuvas a umidade de um perfil de solo não se alterou abaixo de 3 m. Esta camada que muda de umidade ficou conhecida na literatura como camada ativa.

Figura 3.4: Esquema do experimento de EL-EHWANY & HOUSTON (1990).

HOUSTON *et al* (1988) realizaram uma prova de carga em sapata construída na superfície. Para inundação do solo a água estava confinada por uma berma elevada em torno do modelo testado. A área afetada pela inundação desta prova de carga foi mapeada por extração de amostras imediatamente após a prova de carga. Foi encontrado que esta região tem a forma de um semi-elipsóide com o raio menor (horizontal) variando de 1,5 m a 1,1 m e, o raio maior (vertical) da ordem de 2,25 m.

A grande dificuldade na extrapolação dos resultados de provas de carga para previsão de recalque é o desconhecimento da condição de umidade antes, durante e

depois dos ensaios. A instrumentação de provas de carga para monitoramento da condição de umidade e sucção em provas de carga foi proposta por CONCIANI (1995) e CONCIANI *et al.* (1995).

A determinação do recalque pelo colapso também é investigada sobre modelos em escala natural, EL-EHWANY & HOUSTON (1990), SOUZA (1993) e ROLLINS & ROGERS (1994).

A execução de provas de carga com inundação controlada foi proposta por FERREIRA & LACERDA (1993). Estes autores propuseram um equipamento capaz de realizar provas de carga com placas de pequeno diâmetro e, um depósito de água elevado para controlar o fornecimento de água ao solo.. A este equipamento os dois pesquisadores chamaram de expanso-colapsômetro, por medir deformações tanto de colapso quanto de expansão. De forma similar, MAHMOUD *et al* (1995) desenvolveram um arranjo que permite carregar o solo mantendo controle sobre a forma de irrigação do solo. O inconveniente destes dois arranjos está na pequena área carregada.

3.2.3 Métodos numéricos

O avanço da computação propiciou as condições necessárias ao desenvolvimento da modelagem e da previsão de comportamento do solo através de métodos numéricos, sendo que o método dos elementos finitos (MEF ou FEM) é o mais empregado na engenharia geotécnica. Os trabalhos de MIRANDA & VAN ZIL (1989) e MAHLER (1994) mostram a utilidade do emprego deste método numérico ao cálculo de recalques de solos não saturados.

O programa de FEM denominado Unstruct tem sido bastante difundido e freqüentemente aprimorado, MIRANDA (1989), MENESCAL (1992) e MIRANDA & CHAGAS (1995). Este programa permite realizar previsões de deslocamentos para solos saturados e não saturados. Particularmente, o Unstruct tem sido empregado na

previsão de recalques em solos colapsíveis. A sua aplicação é bastante ampla, servindo para fazer previsões dos recalques de fundações prediais, de barragens e até na extrapolação de resultados de ensaios.

A versão Unstruct-3 empregada nesta tese tem como princípio básico as equações constitutivas de FREDLUND & MORGENSTERN (1976). Para utilização deste modelo, MIRANDA (1989) admite que todos os parâmetros podem ser obtidos através do ensaio edométrico duplo. O valor do coeficiente de Poisson necessário à estimativa dos parâmetros envolvidos é arbitrado conforme a situação.

Os parâmetros de entrada de acordo com o Manual do Programa (Miranda, 1991) são:

E_0 - módulo de deformação do solo na condição natural de umidade (σ - U_a);

E_s - módulo de deformação do solo na condição inundado (σ - U_a);

H - módulo de deformação em relação à condição de sucção (U_a - U_w);

U_a - pressão do ar intersticial do solo;

$(U_a - U_w)$ - sucção do solo;

α, β - coeficientes que relacionam H com a tensão no solo.

Todos estes dados e mais a condição de carregamento e a geometria do problema são fornecidos ao programa através de um arquivo de entrada de dados. Todos os cálculos intermediários tais como peso próprio do terreno, variações do peso próprio, etc. são calculados pelo programa. As comparações de resultados apresentadas por MIRANDA (1991) apresentam boa concordância entre os valores previstos e medidos em ensaios edométricos.

É preciso registrar que as características mecânicas do solo são retiradas da curva do ensaio edométrico trecho a trecho. Isto objetiva fornecer ao programa uma pseudo não-linearidade. O programa Unstruct considera que o molhamento do solo se faz por ascensão do lençol freático.

3.3 Modelos de comportamento

A busca de modelos para solos não saturados perseguiu, durante muito tempo, o princípio das tensões efetivas de Terzaghi. Os primeiros modelos procuraram colocar em uma equação todos os parâmetros que governam o comportamento dos solos não saturados. Isto era feito quase sempre por introduzir na equação de Terzaghi uma variável que considerasse a condição de saturação do solo.

Na década de 50 e início da década de 60, as formulações eram dirigidas no sentido de encontrar uma variável que relacionasse o teor de umidade (ou grau de saturação) com o comportamento do solo. Neste sentido tem-se o modelo de BISHOP (1959).

BISHOP (1959) propôs uma formulação para cálculo tensão efetiva com emprego de um parâmetro χ (Eq.3.5). Esta equação tem dois inconvenientes: primeiro a dificuldade de se determinar o valor do coeficiente χ ($\chi = 1$ para $S_r = 100\%$) e segundo, de acordo com JENNINGS & BURLAND (1962), o da representatividade do colapso. Para estes autores a equação é válida apenas para o cálculo da tensão intergranular.

$$\sigma' = \sigma + \chi(U_a - U_w) - U_a \quad (3.5)$$

A validade do parâmetro χ nunca pode ser comprovada. Para comprová-la seria necessário admitir a equação de Bishop válida e vice-versa. Na década de 60 surgiram os primeiros trabalhos mostrando a sucção como uma componente importante no comportamento dos solos não saturados, MATYAS & RADHAKRISHNA (1968). Na década de 70 a contribuição significativa veio de FREDLUND & MORGENSTERN (1976) que estudaram os estados de tensões do solo considerando as variáveis $(\sigma - U_a)$, $(\sigma - U_w)$ e $(U_a - U_w)$.

3.3.1 Equações constitutivas de FREDLUND & MORGENSTERN (1976)

O trabalho destes pesquisadores deu origem a um modelo constituído de duas equações: uma para a parte sólida do solo e outra para a fase fluida. Este trabalho pioneiro fomentou um grande desenvolvimento no estudo do comportamento do solo com a sucção.

FREDLUND & MORGENSTERN (1976) concluíram que uma descrição apropriada da mudança de volume do solo somente pode ser estabelecida através de duas equações: uma para descrever as mudanças no elemento sólido e outra, para descrever as mudanças no volume de água presente no solo. As equações (Eq. 3.6 e 3.7) foram testadas para amostras de solos indeformados e compactados, mostrando uma boa concordância entre previsão e resultado. Eventuais diferenças foram eliminadas pela correção do efeito da histerese. A vantagem deste modelo está na viabilidade de aplicação na prática da engenharia.

A solução de FREDLUND & MORGENSTERN (1976) é uma construção semi-empírica baseada na teoria de adensamento de Biot. Para aplicação do modelo são determinadas as propriedades de compressibilidade da água e dos sólidos. A visualização da formulação é tridimensional, estando a deformação no eixo vertical e as tensões nos eixos horizontais.

$$\varepsilon = \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial(\sigma - U_a)} d(\sigma - U_a) + \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial(U_a - U_w)} d(U_a - U_w) \quad (3.6)$$

$$\Theta_w = \frac{1}{V} \frac{\partial V_w}{\partial(\sigma - U_a)} d(\sigma - U_a) + \frac{1}{V} \frac{\partial V_w}{\partial(U_a - U_w)} d(U_a - U_w) \quad (3.7)$$

Onde V = volume total do solo.

σ = tensão aplicada.

U_a = pressão de ar intersticial

U_w = pressão de água intersticial

ε = deformação total (volumétrica)

θ_w = quantidade de água que entra ou sai do elemento de solo.

As Equações 3.6 e 3.7 são generalizadas. Sendo a água incompressível a variação de volume devido a água é considerada pelo fluxo de água, a soma das deformações geradas pela estrutura do solo com a variação de volume devido ao fluxo de água é igual a deformação total do elemento do solo.

As Equações 3.6 e 3.7 podem ser reescritas da seguinte forma: (FREDLUND, 1985)

$$\varepsilon_x = \frac{(\sigma_x - U_a)}{E} - \frac{\mu}{E}(\sigma_y + \sigma_z - 2U_a) + \frac{(U_a - U_w)}{H} \quad (3.8)$$

$$\Theta_w = \frac{(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z - 3U_a)}{3H'} + \frac{(U_a - U_w)}{R} \quad (3.9)$$

Onde E = módulo de deformação dos sólidos.

μ = coeficiente de Poisson.

H' = módulo de deformação em relação a sucção.

R = parâmetro elástico em relação à sucção.

$$H = \frac{1}{\beta}(1 - U_a) \quad \text{e} \quad \beta = \frac{(1 - \mu)^2}{3\mu^2 - 2\mu + 1} \frac{\Delta\varepsilon_e}{(\sigma - U_a)(U_a - U_w)_0}$$

LACERDA & MAHLER (1995), aludindo à aplicação de modelos semi-empíricos, afirmam que a utilização de equações como as de FREDLUND &

MORGENSTERN (1976) permitem soluções rápidas e eficazes a um grande número de problemas da engenharia geotécnica.

DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE FREDLUND E MORGENTESTERN

A determinação dos parâmetros E e H pode ser feita a partir de ensaios edométricos com sucção controlada, ou até de ensaios edométricos duplos, MIRANDA (1989). No caso de ensaios edométricos duplos, a sucção é estimada através da curva característica pelo valor da umidade da amostra no instante da inundação.

O E é o valor do módulo de deformação do solo para um dado valor de sucção (ou umidade) e é obtido diretamente da curva tensão-deformação do ensaio.

O valor de H é também um módulo de deformação determinado na curva sucção-deformação do solo para um dado valor de tensão. Neste caso, há um ensaio onde o valor da tensão aplicada à amostra é mantida constante enquanto, se faz a variação da sucção e se registra as conseqüentes mudanças de volume da amostra.

3.3.2 Modelos baseados na teoria dos estados críticos

Diversos modelos têm surgido com formulações baseadas na teoria dos estados críticos. Dentre estes modelos pode-se citar WHEELER & SIVAKUMAR (1995), ALONSO & GENS (1990), KARUBE (1989) e KOHGO *et al.* (1992). Quase sempre estes modelos empregam modificações do modelo *cam-clay* para definir os seus parâmetros. Destes modelos os dois primeiros são os que tiveram maior repercussão no meio geotécnico. A seguir faz-se uma apresentação sumária do modelo de Alonso que será chamado de modelo espanhol.

3.3.2.1 Modelo de ALONSO *et al.* (1987)

O modelo ALONSO *et al.* (1987) é fundamentado nas seguintes observações:

- a existência de sucção em uma massa de solo promove um enrijecimento do conjunto. Este enrijecimento é responsável por uma tensão de pré-adensamento virtual. A tensão de pré adensamento em um solo não saturado é maior que neste mesmo solo quando a sua sucção for nula ou próxima de zero.
- em um dado solo, quanto maior for a sucção (portanto maior a redução que ela pode sofrer) maior será o colapso para uma mesma carga. Este fato parece óbvio se for aceito que a sucção promove o enrijecimento da estrutura do solo. Uma vez removida a sucção, o solo colapsa livremente.

Nos solos argilosos e/ ou silte argilosos a presença de argilo-minerais expansivos pode fazer com que o solo experimente inicialmente uma pequena expansão. Esta expansão seria provocada pelo aumento da camada de água adsorvida. Uma vez aumentado o carregamento externo, ocorre o colapso devido a instabilidade da micro-estrutura.

- o colapso aumenta com o acréscimo da carga. CARVALHO, M.F. (1994) e MACHADO (1995) verificaram que este aumento no colapso tem um limite. A partir de um certo nível de carregamento o colapso volta a diminuir.
- para um dado solo e carregamento a deformação de colapso é irreversível. É a partir deste estado de irreversibilidade das deformações (plásticas) que a proposta de ALONSO *et al.* (1987) é válida.
- se um dado solo, submetido a um carregamento qualquer, sofre ciclagem de umedecimento e secagem, as deformações decorrentes desta ciclagem são cumulativas e irreversíveis. As deformações podem ocorrer sempre em valores menores, mesmo que o valor de sucção seja inferior a um outro ciclo já experimentado.

Partindo destes fatos ALONSO *et al.* (1987) propuseram um modelo, idealizado. Este modelo de comportamento é aplicável a todos os solos não saturados e está representado na Figura 3.5. SALAS (1990) admite o modelo como válido. Entretanto, sugere que sejam pesquisadas as formas das curvas propostas, já que a proposição é qualitativa e não numérica.

Figura 3.5: Modelo acoplado de variação de volume segundo ALONSO *et al.* (1987).

Onde: S = sucção

p = tensão

SI = superfície de aumento da sucção .

LC = superfície de carregamento que causa o colapso

Para elaboração deste modelo Alonso *et al.* (1987) baseou-se na teoria do endurecimento plástico (*hardening*), modelo *cam-clay*. O encontro das duas superfícies - LC e SI - fecha uma região. Os autores do modelo chamam a esta região fechada de zona elástica. Com isto querem significar que as deformações do solo ocorridas nesta zona poderiam ser recuperadas. Entretanto, uma vez ultrapassada uma

das duas superfícies, toda deformação sofrida seria irreversível. Ou seja, o colapso ocorre após a saída da zona elástica. No caso particular do colapso, as deformações ocorrem quando é ultrapassada a superfície LC.

A Figura 3.5 mostra as duas superfícies quando é assumido um comportamento acoplado. Isto quer dizer que se uma das superfícies se deslocar a outra necessariamente se deslocará. Por exemplo: mantida a sucção constante, varia-se o carregamento externo. Quando a carga ultrapassar LC o solo sofre colapso. Continuando a carregar o solo, a superfície LC se desloca para a direita. Assim sendo, SI se desloca para cima. Para este solo sofrer o colapso outra vez teria que ser submetido a condições mais extremas.

É importante observar que este modelo é, em alguns aspectos, qualitativo. Isto quer dizer que o deslocamento de uma das superfícies não é proporcional ao deslocamento de outra. A formulação matemática e física deste modelo foi apresentada por ALONSO *et al.* (1990). O equacionamento do problema é baseado em parâmetros de tensão-deformação que consideram a variação de volume devida às variações de carga e sucção no volume de solo. Estes parâmetros são obtidos através de ensaios edométricos e triaxiais com sucção controlada. As equações que acoplam o comportamento das duas superfícies (LC-SI) são:

$$\frac{dp_0^*}{P_0^*} = \frac{v}{\lambda(0) - k} d\varepsilon_v^p \quad (3.10)$$

$$\frac{ds_0}{S_0 + P_{at}} = \frac{v}{\lambda_s - k_s} d\varepsilon_v^p \quad (3.11)$$

onde: S_0 - parâmetro de enrijecimento da superfície SI;

v - volume específico ($=1+e$);

P_{at} - pressão atmosférica;

p_0^* - tensão de pré-adensamento para o solo na condição saturado;

ε_v^p - deformação volumétrica plástica associada a mudança de sucção;

λ_s -parâmetro de rigidez da tensão líquida devido a sucção (inclinação da curva v *versus* $\ln p$ no trecho virgem quando há mudança de sucção);

λ_0 - ídem ao anterior para o solo no estado saturado;

k_s - parâmetro de rigidez para mudança na sucção.

k - inclinação das retas de descarga e recarga na curva $\log p$ por v

A superfície SI é definida para a máxima sucção que o solo tenha experimentado em sua história. Isto pode ser feito, segundo ALONSO *et al.* (1990), por construir uma curva de variação de volume devido à variação da sucção. A definição do valor histórico (S_0) seria feita da mesma forma que a tensão de pré-adensamento.

O equacionamento das superfícies LC e SI foi apresentado por ALONSO *et al.* (1990). Nesta formulação a superfície LC é definida pelos parâmetros de rigidez já apresentados anteriormente. A equação da superfície LC pode ser escrita da seguinte forma:

$$\left(\frac{p_0}{p^c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c}\right)^{[\lambda(0)-k] / [\lambda(s)-k]} \quad (3.12)$$

GENS & ALONSO (1992) fazem uma ligação do comportamento do solo com a sua micro-estrutura através da formulação anteriormente apresentada. GEHLING (1994) melhora e adapta o modelo para solos expansivos. Entretanto o caso de solos colapsíveis só foi estudado através de amostras compactadas de misturas artificiais, ALONSO *et al.* (1990).

MACHADO (1995) empregou a formulação deste modelo para verificar os resultados obtidos no estudo da compressibilidade e colapso de solos compactados. Este autor encontrou uma divergência entre os resultados de ensaios edométricos com sucção controlada e as previsões feitas com o modelo de ALONSO *et al.* (1990). A divergência foi tanto maior quanto maiores os valores de sucção e/ou tensão aplicada.

A inadequação do modelo a grandes valores de tensões em solos colapsíveis também já foi motivo de preocupação por parte dos autores do modelo. BALMACEDA (1991) modificou a equação da superfície LC para atender ao requisito de colapso sob grandes valores de tensões. A superfície LC passa então a ser descrita pela função:

$$P_o = (p_o^* - p_c) + p_c [(1 - m) e^{\alpha s} + m] \quad (3.13)$$

sendo: α - parâmetro adimensional que depende da forma da função p_o

m - função adimensional sempre maior que a unidade.

Uma melhoria no entendimento de SI foi introduzida por GHELING (1994) quando definiu a posição de SI como sendo inclinada à 45° em relação ao eixo p e, decrescendo à medida em que p aumenta. Esta superfície foi definida como limite superior, a partir da qual ocorrem deformações plásticas (retração) por secagem do solo. O termo retração foi empregado porque aquela autora esteve trabalhando com solos expansíveis.

Uma outra superfície paralela a SI, e denominada SD, foi proposta. SD é o limite inferior, abaixo do qual ocorrem deformações plásticas (expansão) por umedecimento. Estas duas superfícies juntamente com LC, limitam a região de deformações elásticas do solo por variações de p ou S . Uma visão qualitativa do modelo seria aquela apresentada na Figura 3.6.

Figura 3.6: Modelo elastoplástico para solos não saturados, expansivos, modificado por GHELING (1994)

PARÂMETROS DO MODELO DE ALONSO *et al.* (1987)

Os detalhes da obtenção dos parâmetros podem ser encontrados em ALONSO *et al.* (1990) e GEHLING (1994). É importante notar, por exemplo, que a deformação volumétrica plástica compõe-se de várias parcelas: devido a alcançar a superfície (LC) e, devido a alcançar a superfície de escoamento SI.

Segundo ALONSO *et al.* (1990), a superfície SI é definida por construir uma curva de variação de volume devido à variação da sucção. A definição do valor histórico (S_0) é feita da mesma forma que a tensão de pré-adensamento.

A superfície LC pode ser construída conhecendo-se os valores de tensão de pré-adensamento para diferentes níveis de sucção. Segundo os autores já citados, a forma da curva depende, dentre outros, do valor da pressão de referência (P^c - estado de tensão de referência para v igual a $N_{(s)}$), de um parâmetro que define a máxima rigidez do solo (r) e, de um parâmetro que controla a taxa de aumento de rigidez do solo com a sucção (β).

A obtenção dos parâmetros necessários à construção das superfícies SI e LC pode ser feita por ensaios edométricos ou triaxiais com controle de sucção. Dois ensaios edométricos, realizados com carga constante e variação de sucção, permitem

construir curvas de variação de volume com a sucção. Destas curvas é possível obter-se o valor de λ_s e κ_s .

Ensaio de compressão edométrica com diversos valores de sucção (constante durante o carregamento) permitem construir a curva $\log p$ versus v . Desta curva são retirados os parâmetros $\lambda(s)$ e κ . Um exemplo muito claro da obtenção destes parâmetros é dado por MACHADO (1995). A Figura 3.7. apresenta um resumo de como determinar os parâmetros necessários ao uso do modelo.

Figura 3.7: Parâmetros do modelo segundo ALONSO *et al.* (1990).

Alguns valores destes parâmetros encontrados na literatura são apresentados na Tabela 3.2. Estes valores ainda não podem ser considerados típicos por serem poucos os dados publicados. Ainda mais muitos dos dados publicados são de solos compactados o que limita a sua aplicação aos solos geralmente empregados em fundações.

Observando-se a tabela, pode-se verificar que alguns parâmetros estão sofrendo um ajuste ao longo do tempo. O valor do r , por exemplo, nos primeiros trabalhos foi adotado como sendo 0,75. Entretanto, verificou-se que para solos moderadamente colapsíveis um valor mais adequado seria 0,4 - 0,5.

É importante observar que, além destes parâmetros apresentados na tabela, existem outros também necessários ao uso do modelo. Por exemplo pode-se citar: o volume específico, a tensão virtual de pré-adensamento, o grau de saturação, a sucção inicial, etc.

A obtenção de alguns parâmetros pode ser feita por correlações. ALONSO *et al.* (1993) empregam algumas destas correlações para analisar um caso relatado na literatura. Assim, têm-se as equações 3.14 e 3.15 como possibilidades para estimativa de parâmetros.

$$\lambda_{(0)} = \frac{IP\gamma_s}{4,6\gamma_w} \quad (3.14)$$

$$\kappa = \frac{\lambda_{(0)}}{10} \quad (3.15)$$

A aplicação dos modelos de comportamento de solos não saturados é dificultada pelo grande número de parâmetros necessários. Particularmente, os modelos elasto-plásticos são pouco práticos o que limita o seu emprego no cotidiano da engenharia.

Tabela 3.2: Valores dos parâmetros do modelo de Alonso encontrados na literatura.

Parâmetro	Alonso <i>et al.</i> (1990)	Alonso <i>et al.</i> (1993)	Machado (1995)
a) LC			
$\lambda_{(0)}$	0,2	0,09	0,373
κ	0,02	0,09	0,035
p^c	100 kPa	5 kPa	30 kPa
β	12,5 MPa ⁻¹	0,8 MPa ⁻¹	0,0057 kPa ⁻¹
r	0,75	0,4	0,46
b) compressibilidade devido à sucção			
λ_s	0,08		0,0219
κ_s	0,008	0,001	0,00571
c) parâmetros de cisalhamento			
M	1	1,2	
K	0,6	0,8	
G	10 MPa	5 MPa	

CAPÍTULO 4

OS CAMPOS EXPERIMENTAIS

4.1 Introdução

Para este estudo foram implantados campos experimentais no Estado de Mato Grosso. Um na cidade de Rondonópolis ao sul do estado e outro em Campo Novo do Parecis, no centro-norte do estado, a 400 km de Cuiabá.

A escolha dos locais obedeceu à critérios técnicos e econômicos, sendo que o fator mais importante foi a ocorrência de obras com problemas de fundação em região de grande atividade econômica. Naquelas cidades constatou-se a existência de obras com problemas de fundações devidos a colapsibilidade do solo. As obras que mais apresentaram problemas são as de infra-estrutura de armazenagem. Também ocorreram recalques em edifícios de pequeno porte, caixas d'água e um grande número de residências. Este trabalho visa portanto, fornecer informações que reduzam ou mesmo eliminem estes problemas.

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados dos diversos programas de investigação geotécnica para estimar os parâmetros fundamentais dos solos nos dois campos experimentais. Entre estas características estão aquelas mais elementares como os índices físicos, distribuição do SPT ao longo do perfil e também ensaios para definir a mineralogia e a colapsibilidade do solo.

4.2 Localização

A Figura 4.1 mostra a localização dos dois campos experimentais em um mapa de Mato Grosso.

Figura 4.1: Localização dos campos experimentais em Mato Grosso.

4.2.1 Rondonópolis

Rondonópolis está situada a 200 Km ao sul de Cuiabá (latitude $16^{\circ} 27' S$, longitude $54^{\circ} 34' W$, Altitude 284 m). O campo experimental de Rondonópolis, denominado de ROO, está localizado ao lado da estação meteorológica da UFMT. Este solo é típico da região urbana e, está relativamente próximo de um grupo de prédios que apresentou problemas de recalque por colapso.

A região de Rondonópolis está assente sobre um embasamento de arenito do grupo Furnas. Sobreposto a este sedimento existe, em alguns locais, depósitos de

cascalho de espessura variável e granulometria uniforme. Por sua vez esta camada de cascalho está sob um estrato areno-argiloso uniforme e de espessura variando de alguns centímetros a alguns metros. Tal situação indica uma deposição em ambiente fluvial ou lacustre em eras recentes, provavelmente do período quaternário. Pedologicamente o campo experimental está localizado em uma área com horizonte B latossólico.

4.2.2 Campo Novo do Parecis

A Cidade de Campo Novo do Parecis está situada a 390 KM a noroeste de Cuiabá. (Latitude 13,5° S, Longitude 58° W, altitude 570 m). Em Campo Novo o campo experimental está localizado ao lado do Canteiro de Obras da Prefeitura Municipal.

A região de Campo Novo do Parecis é pertencente a Formação Parecis. Atualmente a superfície é constituída de material inconsolidado autóctone. A rocha que deu origem a este material é, provavelmente, um calcário de origem orgânica que pode ser encontrado nas áreas rochosas do município. A espessura do manto inconsolidado nesta região é grande. Perfurações para prospecção de petróleo realizadas pela Petrobrás, a cerca de 40 Km ao sul da sede do município encontraram arenito do Grupo Botucatu. Na sede do município perfurações de poços profundos não encontraram o leito rochoso até a profundidade de 150 m. Do ponto de vista pedológico trata-se de um latossolo vermelho amarelado.

4.3 Caracterização dos solos

4.3.1 Rondonópolis

Foi verificado que ambos os solos apresentam uma crosta endurecida de cerca de 25 cm de espessura. Neste horizonte, a permeabilidade do solo é muito menor que nos demais. Também foi verificado que os solos se encontram em fase de laterização e já apresentam algumas concreções de dimensão da ordem de 2 a 4 mm.

O solo do campo experimental de Rondonópolis é uma areia argilosa, vermelha. Este solo é classificado como SC/CL no SUCS e, como A-6 na HRB. Na Figura 4.2 pode-se ver a sua composição granulométrica.

O perfil do solo neste local é relativamente pouco desenvolvido. A camada de saprolito está situada a uma profundidade de 4 m. O nível d'água observado na época das chuvas está aproximadamente a 2 m de profundidade. No período da estiagem o nível de água não foi observado. A Figura 4.2 apresenta um perfil geotécnico do local estudado. Como pode ser verificado pela figura, o solo tem um índice de vazios elevado, da ordem de 1,8 a 2,0 crescentes até a profundidade de 1,5 m. Abaixo desta profundidade os valores sofrem uma redução brusca, indicando a presença de uma camada menos porosa. Nesta camada o índice de vazios está em torno de 1,3. Outro fato importante a ser observado é o grau de saturação que permanece em torno de 25 % na estação seca e de 35 % na estação chuvosa.

O perfil de SPT do solo no campo experimental é apresentado na Figura 4.3. O terreno em Rondonópolis é pouco uniforme quanto ao perfil de SPT. No campo experimental o solo saprolítico foi encontrado em torno de dois metros de profundidade. O topo da camada de arenito alterado foi encontrado a 4 m de profundidade, o que corresponderia ao número de golpes N_{SPT} maior que 30 na figura.

Os furos de sondagem foram executados a 2 m das estacas de reação, fazendo uma linha ao lado das mesmas. A linha de sondagem está entre as estacas e a estação meteorológica.

Figura 4.2 Caracterização do perfil do campo experimental de Rondonópolis.

No campo experimental a camada colapsível tem aproximadamente 2,5 m de espessura. Esta informação foi inferida a partir do perfil de sondagens, carecendo contudo de confirmação por ensaios específicos. Em sondagens realizadas no período chuvoso o nível de água foi encontrado a cerca de 2 m de profundidade. No período da seca o lençol freático fica estacionado no topo da camada de arenito alterado.

FIGURA 4.3 : Perfil de SPT do solo no campo experimental de Rondonópolis.

4.3.2 Campo Novo do Parecis

O solo estudado em Campo Novo é predominantemente argiloso e de cor avermelhada. Este solo é classificado como CL no SUCS e como A-7-5 no sistema HRB. O perfil de solo em Campo Novo mostra-se bem desenvolvido. As características físicas deste solo estão apresentadas na Figura 4.4.

O índice de vazios do solo em Campo Novo é sempre crescente com a profundidade. Entretanto este valor cresce muito lentamente e está em torno de 1,9. A massa específica da fração sólida está entre 2,71 e 2,73 g/cm³. O grau de saturação está em torno de 45 % na estação seca e 55 % na estação chuvosa.

O índice de plasticidade do solo de Campo Novo é ligeiramente crescente com a profundidade. O IP deste campo experimental varia entre 10 e 15 %. Observa-se na Figura 4.3 que o teor de umidade do solo está sempre abaixo do limite de liquidez e próximo do valor do limite de plasticidade.

Figura 4.4 Caracterização do perfil do campo experimental de Campo Novo.

A Figura 4.5 apresenta o perfil de N_{spt} do furo 1 no campo experimental de Campo Novo. O nível de água não foi observado no período da seca ou da chuvas. O

perfil de SPT é bastante uniforme no Chapadão do Parecis. Uma análise procedida em aproximadamente dez relatórios de sondagens (comerciais) de uma região com diâmetro de 300 km, verificou que o perfil apresentado na Figura 4.5 pode ser considerado como típico.

FIGURA 4.5: Perfil de SPT do campo experimental de Campo Novo.

Na Figura 4.6 é apresentada uma coletânea de boletins de sondagens SPT em todo o Município. Nesta figura pode ser observado que existem dois comportamentos predominantes: um em que o perfil é uniforme até o limite de sondagem, apresentando uma argila porosa com N_{spt} tipicamente em torno de 4-5, outro onde o perfil apresenta uma alteração brusca em torno da profundidade de 10 m. No segundo caso os boletins falam da passagem de uma camada pedregulhosa. Antes da camada pedregulhosa o solo é areia argilosa e, após esta camada, o solo passa a se apresentar como areia fina, siltosa ou argilosa em geral compacta. A ocorrência deste material de maiores valores de N_{spt} predomina na região sul do município.

Figura 4.6: Coletânea de perfis de SPT de todo o Município de Campo Novo.

4.4 Mineralogia

O estudo da composição mineralógica dos solos dos dois campos experimentais foi realizado através de análise térmica diferencial e difração de raios-x. Os resultados indicam a presença de quartzo, caulinita e gibsita.

A difração de raios-x foi realizada com material em pó passado na peneira 200 (0,074 mm) cru e queimado à 500° C. O equipamento empregado possui potência de 40kV/20 mA. A radiação obtida a partir de alvo de cobre tem comprimento de onda 1,5406 Å. A Figura 4.7 apresenta o difratograma do solo de Campo Novo na profundidade de 1 m.

A análise térmica diferencial do solo de ambos os campos experimentais é apresentada na Figura 4.8. A análise dos termogramas indica a presença de caulinita mal cristalizada como descrito a seguir: um pico endotérmico em aproximadamente 120° C indicando a perda de água, um pico endotérmico em aproximadamente 600° C indicando a quebra de hidroxilas, um pico exotérmico a aproximadamente 950° C indicando a nucleação de mulita.

FIGURA 4.7: Difratoograma simplificado do solo (sem queimar) de Campo Novo do Parecis.

a) Campo Novo do Parecis

b) Rondonópolis

FIGURA 4.8: Termogramas de análise diferencial

No estudo mineralógico realizado observou-se que os solos apresentaram a caulinita como argilo-mineral predominante. Este mineral é característico de solos intemperizados. A caulinita também foi encontrada como mineral dominante em solos colapsíveis estudados por MCGOWN & COLLINS (1975).

4.5 Arranjo das partículas do solo

O arranjo estrutural foi estudado com o intuito de verificar se o mesmo apresenta as formas estruturais típicas de solos colapsíveis conforme descrito por VILAR *et al.* (1981). Para esta tarefa foi empregado um microscópio eletrônico de varredura da Universidade Federal de São Carlos-Departamento de Eng. de Materiais. As ampliações variaram em função do tipo de arranjo e do detalhe procurado.

No solo de Rondonópolis foi encontrado um arranjo tipo blocos de quartzo calçados por partículas de argila e silte. A presença de pontes de argila foi observada com frequência. Este arranjo é similar ao encontrado por CARVALHO (1994) quando do estudo de solos colapsíveis de Minas Gerais. O aspecto geral do arranjo estrutural do solo de Rondonópolis pode ser visto na Figura 4.9.

O arranjo do solo em Campo Novo é bastante diferente do encontrado em Rondonópolis. Por ser um solo mais argiloso, está organizado em *peds* que conferem a aparência granular verificada visualmente no campo. Este arranjo é poroso e deixa canaliculos dentro das unidades (*peds*). A diferença de arranjo entre os dois solos leva a diferentes padrões de poros. A Figura 4.10 apresenta aspectos do arranjo estrutural do solo de Campo Novo.

FIGURA 4.9: Arranjo estrutural do solo de Rondonópolis.

O arranjo estrutural observado é similar ao apresentado na Figura 2.2 com grãos maiores sendo ligados por pontes de argila ou, calçados por contrafortes de partículas ou pacotes menores. De acordo com DUDLEY (1970) este arranjo é típico de solos colapsíveis. A presença de agentes cimentantes observada na Figura 4.10 é

também uma forma de manter a estrutura do solo temporariamente estável, conforme foi discutido no capítulo 2.

FIGURA 4.10: Arranjo estrutural do solo de Campo Novo.

4.6 Porosimetria

Uma das principais características dos solos colapsíveis é apresentarem índices de vazios elevados e maiores que 0,8. A caracterização dos poros do solo é geralmente feita por dividi-los em micro ou macro poros em função do seu diâmetro idealizado. Existem diversas classificações para dividir os tamanhos dos poros. O limite adotado neste trabalho é de $1,0 \times 10^{-3}$ mm. Abaixo deste limite poros serão designados micro-poros e, acima macro-poros. Este valor segue a classificação empregada por CARVALHO, M.F. (1994).

O recurso mais empregado para caracterizar a distribuição porosimétrica do solo é o ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio. Na interpretação dos resultados são construídas curvas de distribuição porosimétrica empregando-se o volume acumulado de mercúrio (a percentagem retida acumulada) e a dimensão dos poros. Desta forma, obtém-se uma curva similar a curva de distribuição granulométrica dos solos. As Figuras 4.11 e 4.12 apresentam a curva de distribuição percentual dos tamanhos médios dos poros dos solos dos dois campos experimentais.

FIGURA 4.11: Distribuição percentual do diâmetro médio dos poros do solo de Rondonópolis.

A distribuição de diâmetro dos poros apresenta um patamar que caracteriza uma marcada distinção entre duas frações de poros. No solo de Rondonópolis esta divisão é menos acentuada admitindo uma certa continuidade de diâmetro dos poros. As duas classes mais freqüentes neste caso estariam abaixo de 0,02 microns (20%) e acima de 10 microns (40%). No solo de Campo Novo do Parecis a distinção entre as duas faixas de diâmetros é mais acentuada. As duas classes mais freqüentes neste caso estariam abaixo de 0,01 (30%) microns e acima de 10 microns (45%).

FIGURA 4.12: Distribuição percentual do diâmetro médio dos poros do solo de Campo Novo do Parecis.

Uma informação importante quando se procura conhecer a porosimetria do solo é o seu tamanho predominante. Esta informação vem de um histograma de freqüência dos tamanhos dos poros. O histograma é construído colocando-se em um gráfico cartesiano duas informações obtidas no ensaio: diâmetro médio dos poros e log diferencial do volume. Nesta curva, por se tratar de uma distribuição de freqüência, é possível obter a moda do tamanho dos poros. As Figuras 4.13 e 4.14 apresentam a distribuição de freqüência do solo de Campo Novo do Parecis e Rondonópolis.

O comportamento bimodal na distribuição de poros em solos residuais já foi observado por CARVALHO, M.F. (1994). Esta forma de distribuição de poros é tida como típica de solos tropicais residuais.

Para o solo de Rondonópolis a dimensão predominante dos poros é de 28×10^{-3} mm na classe dos macro-poros e 2×10^{-5} mm na classe dos micro-poros. É fácil observar na Figura 4.13 que os macro-poros dominam a distribuição de poros do solo.

Para o solo de Campo Novo a dimensão predominante dos poros é de 30×10^{-3} mm na classe dos macro-poros e 4×10^{-5} mm na classe dos micro-poros. Neste caso, pode-se observar na Figura 4.14 que os micro-poros dominam a distribuição de poros do solo.

FIGURA 4.13: Histograma de frequência do tamanho dos poros do solo de Rondonópolis.

Em relação aos solos compactados, que são largamente estudados, é preciso observar que as variações de dimensões são principalmente nos macro-poros. Quando os solos são compactados com elevadas energias geralmente não apresentam o comportamento bimodal exibido pelos solos naturais. Entretanto, solos compactados abaixo da umidade ótima tendem a exibir o comportamento bimodal observado em solos naturais.

FIGURA 4.14: Histograma de frequência do do tamanho dos poros do solo de Campo Novo do Parecis.

4.7 Curva característica

Com o objetivo de caracterizar o comportamento hídrico do solo foi obtida a curva característica de retenção de umidade. A curva característica foi obtida com amostras de solo indeformadas colocadas em câmara de Richards para ciclagem de umedecimento e secagem.

Estas curvas indicam que o comportamento hídrico destes solos é governado pelos macro-poros. Isto é verificado nas Figuras 4.15 e 4.16 onde se observa que os ramos da curva se tornam praticamente verticais para sucções baixas (100 kPa para o solo de Rondonópolis e 150 kPa para Campo Novo).

FIGURA 4.15: Curva característica de retenção de umidade do solo de Rondonópolis.

FIGURA 4.16: Curva característica de retenção de umidade do solo de Campo Novo do Parecis.

4.8 Colapsibilidade

A aplicação de critérios empíricos para a avaliação da colapsibilidade do solo tem sido criticada por ter, em geral, aplicação restrita à experiência regional. Nesta seção foram aplicados alguns dos critérios citados na revisão bibliográfica. Os resultados desta aplicação estão resumidos na Tabela 4.1. As divergências observadas confirmam que estes critérios apresentam restrições.

Tabela 4.1: Avaliação da colapsibilidade por critérios empíricos.

Critério	Colapsível	Não colapsível
N. Russa	ROO/CNP	
Gibbs & Holland (1960)	ROO	CNP
Feda (1966)		ROO/CNP
Handy (1973)		ROO/CNP
Clemence & Finnbar (1981)	ROO/CNP	
Basma & Tuncer (1992)		ROO/CNP
Pedologia (Ferreira, 1992)	ROO/CNP	

Como pode ser visto na Tabela 4.1 os critérios baseados em condição de umidade e granulometria geralmente não são aplicáveis. Os critérios fundamentados na granulometria podem dar resultados satisfatórios quando os solos são granulares apresentando alguma plasticidade.

Diversas medidas da colapsibilidade foram realizadas no solo dos campos experimentais. Estas medidas foram feitas através de ensaios edométricos com e sem sucção controlada. Uma medida expedita foi executada com um ensaio de campo segundo a metodologia de CONCIANI & SOARES (1995). Em todas as medidas os solos apresentaram-se como colapsíveis. O valor do potencial de colapso variou em

função da carga aplicada e da sucção do solo. Sempre verificou-se no solo os comportamentos típicos de solos colapsíveis tais como: aumento do colapso com a sucção e com o carregamento externo.

4.8.1 Medida no campo por ensaio expedito

Uma primeira estimativa do colapso do solo foi feita no campo empregando-se a metodologia de CONCIANI & SOARES (1995). Estes autores desenvolveram um ensaio simples e rápido para verificar o colapso no campo utilizando o edômetro. Após coletar uma amostra indeformada em um anel de aço de 4 cm de altura e 12,5 de diâmetro, a mesma é carregada e suas deformações monitoradas por um deflectômetro com resolução de 0,001 mm. Quando cessam as deformações, devido ao carregamento, a amostra é inundada pela base. As deformações adicionais são decorrentes do colapso do solo.

O arranjo de carregamento no campo, permite aplicar valores de tensão verticais pequenos. Pode-se dizer que um solo é colapsível quando forem verificados recalques adicionais. Entretanto, não se pode afirmar que ele não seja colapsível quando não forem verificados deslocamentos adicionais devidos a inundação da amostra. A Figura 4.17 apresenta uma curva tempo-recalque do solo de Campo Novo obtida através do ensaio expedito de campo. É possível observar claramente o efeito da inundação da amostra na compressibilidade do solo.

4.8.2 Medida por ensaio edométrico

O solo dos dois campos experimentais foi submetido a carregamentos em diferentes níveis de tensão aplicada e em seguida inundados. A Figura 4.18 mostra

uma curva obtida no ensaio com o solo de Campo Novo do Parecis. Nesta figura vê-se a amostra inundada para uma tensão de 200 kPa. O que corresponde à tensão proposta por JENNINGS & KNIGHT (1975). Empregando-se o critério de colapsabilidade daqueles autores o solo é considerado como muito problemático.

FIGURA 4.17: Curva tempo recalque obtida no campo para o solo de Campo Novo do Parecis na tensão de 3,0 kPa.

Nos ensaios edométricos verificou-se a evolução do potencial de colapso em função da tensão de inundação da amostra. Este comportamento está retratado na Figura 4.19. Observa-se ainda na Figura 4.19 que à medida em que a tensão de inundação cresce, o colapso também cresce. A partir de da tensão de 200 kPa, o solo apresenta uma tendência para estabilizar o potencial de colapso em função da tensão de inundação. Os ensaios foram realizados com o solo na umidade natural, cerca de 20%.

FIGURA 4.18: Colapso do solo de Campo Novo medido através de ensaio edométrico, $z=1,0\text{m}$.

FIGURA 4.19: Potencial de colapso do solo de Campo Novo em função da tensão de inundação.

O solo do campo experimental de Campo Novo foi também submetido a ensaios edométricos com sucção controlada. Neste caso, os corpos de prova foram saturados e em seguida colocados nas câmaras edométricas para atingirem a sucção

desejada. Uma vez o solo na sucção desejada, foi aplicado o carregamento em estágios até atingir a tensão de 640 kPa. Nesta tensão a pressão de ar foi reduzida a zero e o solo ganhou umidade. Foram então registradas as deformações adicionais.

Os ensaios edométricos com sucção controlada mostraram que o solo apresenta também um incremento no valor do colapso na medida em que a sucção aumenta. Este comportamento pode ser observado na Figura.4.20.

FIGURA 4.20: Evolução do potencial de colapso do Solo de Campo Novo do Parecis para diferentes níveis de sucção, para tensão de 640 kPa.

A diferença no potencial de colapso apresentada pelas duas metodologias pode estar associada a diversos fatores. Entre os fatores que podem ter interferido nos resultados têm-se: problemas de amolgamento e transporte das amostras e os níveis de sucção atuantes no momento da inundação, pois no ensaio edométrico duplo foi feito controle de umidade e não de sucção. Esta última é com certeza a causa mais provável das diferenças existentes entre os dois resultados. A última hipótese é reforçada pela verificação de que as amostras sofreram decréscimos de umidade da ordem de 1% durante o ensaio e até 2 % entre dois ensaios distintos.

CAPÍTULO 5

PROVAS DE CARGA

5.1 Introdução

O estudo do colapso do solo no campo tem sido dificultado pelo desconhecimento da condição de sucção no momento da realização do ensaio. Existem alguns poucos trabalhos que, preocupados com este problema, coletam amostras do solo antes e depois do ensaio para determinação da umidade. Quanto ao avanço da frente de infiltração durante o ensaio só existem especulações baseadas em estimativas da condutividade hidráulica e em medidas de umidade realizadas após o ensaio.

Para superar estas dificuldades neste trabalho realizou-se provas de carga sobre placas com emprego de tensiômetros e sonda TDR. Os primeiros forneceram medidas da sucção antes, durante e após o ensaio. A segunda permitiu monitorar o avanço da frente de infiltração durante as provas de carga.

A tomografia computadorizada (CT) foi introduzida para registrar as alterações do solo em decorrência do colapso.

Neste capítulo serão apresentados os procedimentos adotados nos ensaios, os resultados obtidos nas provas de carga e as medidas de sucção realizadas. Em seguida

estes resultados serão discutidos e analisados. Toda a fase de campo desta tese foi realizada nos meses de julho e agosto que correspondem ao período central da estação seca.

5.2 Metodologia

5.2.1 Procedimento

A prova de carga foi executada da forma prescrita pela NBR 6489/1984. O colapso do solo nas inundações foi provocado seguindo-se um procedimento similar ao adotado por AGNELLI (1992). A placa empregada tem diâmetro de 0,80 m. Em cada um dos campos experimentais foram realizadas quatro provas de carga. A primeira, na umidade natural do solo até atingir a ruptura. As demais provocando o colapso, com inundação da cava à 25, 50 e 75% da carga de ruptura.

Para cada prova de carga foi aberta uma cava circular com diâmetro de 0,90 m. O fundo da cava foi nivelado e regularizado com uma camada de areia lavada de espessura aproximadamente 1 cm. Este procedimento também foi empregado por REZNIK (1992) e visa homogeneizar a infiltração de água no solo abaixo da placa. Sobre a camada de areia foi colocada uma manta de geotextil com malha de abertura 0,30 mm.

A profundidade de ensaio foi adotada em 0,5 e 1,0 m respectivamente para Rondonópolis e Campo Novo do Parecis. A escolha destas profundidades deve-se a espessura do horizonte endurecido na superfície do solo. No caso de Rondonópolis a possibilidade de ter o bulbo de influência do ensaio entrando em uma camada de solo com características diferentes limitou a profundidade a 0,5 m.

Figura 5.1: Esquema de instalação da placa.

A inundação da cava foi procedida mantendo um fluxo capaz de conservar uma lâmina de água de espessura 5 cm acima do fundo da cava. Para que isto fosse possível, a vazão inicial sempre foi maior que a vazão estabilizada. A vazão média durante o período de inundação foi de $0,11 \text{ dm}^3/\text{s}$ ($0,4 \text{ m}^3/\text{h}$).

5.2.2 Locação e numeração dos ensaios

A disposição das provas de carga procurou eliminar a influência da sobreposição da área de influência de dois ensaios e/ou estaca de reação. Além disto, a sequência adotada visou eliminar a possibilidade de influência da inundação de um ensaio sobre o outro. A locação dos ensaios em Campo Novo e Rondonópolis pode ser vista nas Figuras 5.2 e 5.3 respectivamente.

FIGURA 5.2: Localização dos ensaios no campo experimental de Campo Novo do Parecis

A distância mínima entre duas provas de carga foi adotada como sendo igual a 5,0 m. Esta distância foi escolhida com base nos ensaios de infiltração realizados no campo antes das provas de carga. HOUSTON *et al.* (1988) realizaram provas de carga em modelos construídos na superfície de um solo colapsível, limitando a inundação da região carregada através de bermas. Após a realização do ensaio foi verificado que a maior distância atingida pelo umedecimento do solo era cerca de 2 m do centro do modelo.

No furo F0 (zero) foi executado um programa de investigação para se determinar os índices físicos do solo e coletar amostras indeformadas para ensaios de laboratório. A prova de carga executada com o solo no estado natural de umidade foi na posição F1. A numeração dos ensaios seguiu a sequência de execução. A Tabela 5.1 apresenta o valor do carregamento quando se provocou o colapso em cada ensaio.

FIGURA 5.3: Localização dos ensaios no campo experimental de Rondonópolis

TABELA 5.1: Valores de carregamentos em que se inundou o ensaio de placa

C. Exp.	Ensaio	Carga
C N P	1	umidade natural
	2	inundação com 36 kPa
	3	inundação com 54 kPa
	4	inundação com 18 kPa
R O O	1	umidade natural
	2	inundação com 45 kPa
	3	inundação com 67 kPa
	4	inundação com 20 kPa

5.2.3 Medida de carga

Uma célula de carga confeccionada pelo departamento de estruturas de USP - São Carlos foi empregada para registrar a carga em cada instante do ensaio. A capacidade de medida desta célula é de 200 kN com uma resolução de 0,1 kN.

A calibração da célula de carga foi realizada antes e depois da série de ensaios. A calibração foi realizada no laboratório de geotecnia da EESC-USP, empregando-se o mesmo medidor de deformação levado ao campo.

A célula de carga foi instalada sobre o macaco entre dois dispositivos tipo rótula, que visou eliminar a influência de possíveis excentricidades geradas durante a aplicação do carregamento. A rótula superior da célula de carga esteve em contato direto com a viga de reação.

5.2.4 Medida do recalque

Foram empregados 4 deflectômetros para medir os deslocamentos da placa. A instalação destes sensores se deu em posições diametralmente opostas, formando uma cruz. Cada deflectômetro foi apoiado em uma torre metálica fixa à placa. Na superfície os deflectômetros foram instalados em duas vigas de referência colocadas em posição transversal à viga de reação. Os deflectômetros empregados têm curso de 50 mm e resolução de 0,01 mm.

5.2.5 Medida de sucção e umidade

As condições de umidade e sucção do solo na região de influência da prova de carga, foram acompanhadas, respectivamente, através de sondas de TDR e tensiômetros. Estes equipamentos forneceram os teores de umidade e as sucções, durante a realização dos ensaios. Quando da inundação da cava, estes equipamentos passaram também a monitorar o avanço da frente de inundação.

5.2.5.1 Tensiômetros

Os tensiômetros, do tipo convencional, foram construídos em acrílico, com elemento poroso constituído por cápsula de pressão de borbulhamento de 100 kPa. A permeabilidade das cápsulas porosas é de aproximadamente $2,17 \times 10^{-4}$ m/s. Como elemento de medida foram empregados vacuômetros do tipo Bourdon.

O diâmetro externo do tensiômetro empregado é de 13 mm. A adoção de tensiômetros com dimensões menores que as normalmente empregadas visou diminuir a perturbação causada no solo pela inserção deste elemento e reduzir o tempo de resposta.

O enchimento do tensiômetro foi feito de fora para dentro. Isto foi feito colocando-se o elemento poroso em um recipiente com água e aplicando-se vácuo ao tubo do tensiômetro. Para garantir a saturação da pedra porosa, o tensiômetro foi fervido antes da instalação.

CALIBRAÇÃO

A calibração dos tensiômetros constou da verificação da pressão de borbulhamento das cápsulas porosas, da escala dos vacuômetros e, do tempo de resposta do tensiômetro. Para alcançar estes objetivos foi montado um esquema

similar ao de CARVALHO (1989). Paralelamente, foi realizado um outro experimento consistindo de verificar no ar, e na água, o valor das leituras do vacuômetro e o seu tempo de resposta.

O esquema de CARVALHO (1989) consiste em colocar a cápsula porosa do tensiômetro coberta com água dentro de um frasco de kitassato. O corpo do tensiômetro é passado através de uma rolha que fecha o frasco. Na saída lateral, o frasco é ligado a uma bomba de vácuo. Desta forma é possível aplicar pressão de vácuo no meio, onde a cápsula porosa está, e observar a resposta do elemento de medida.

Os valores de sucção medidos pelo tensiômetro corresponderam exatamente aos aplicados pela bomba até o valor de 70 kPa, que é o limite de pressão da bomba empregada. De uma forma geral, observou-se que, quando o sistema de medida estava completamente isento de bolhas de ar, o tempo de resposta variou de três a cinco minutos para que o tensiômetro respondesse a um incremento ou redução de tensão. Ao contrário, a presença de bolhas de ar no sistema de medição fez com que o tempo de resposta aumentasse até atingir algumas horas.

Os testes realizados com o tensiômetro fora do kitassato demonstraram que a máxima leitura conseguida com a cápsula porosa suspensa no ar foi de 65 kPa independente do comprimento do tensiômetro. Por sua vez, quando as cápsulas porosas foram inseridas na água, as leituras variaram de acordo com a altura de água existente dentro do tensiômetro. Vale observar que o tempo para os tensiômetros atingirem a máxima leitura com a cápsula fora d'água foi de aproximadamente cinco minutos. Quando os tensiômetros, com esta leitura máxima, foram mergulhados na água a queda da leitura foi imediata, estabilizando-se após um ou dois minutos.

Os tensiômetros empregados são em número de cinco em cada prova de carga e foram instalados em intervalos de 25 cm profundidade, exceto o último tensiômetro instalado em profundidade variando entre 1,50 e 2,00 m. Estes cinco tensiômetros estão dispostos lateralmente à placa e, em seqüência, conforme mostra a Figura 5.4.

Figura 5.4: Posicionamento dos tensiômetros.

A instalação do tensiômetro foi feita por cravação abrindo-se um pré-furo com o mesmo diâmetro do tubo do tensiômetro até uma profundidade de 10 cm acima da profundidade de instalação. Nestes últimos 10 cm os tensiômetros foram cravados por prensagem. Para garantir o contato do elemento poroso com o fundo do furo, fez-se um controle de profundidade por marcação, no tubo do tensiômetro, da posição a ser alcançada. Na superfície, o solo em torno do tensiômetro foi compactado. Uma flange de borracha foi colocada sobre o solo compactado. Estas duas medidas visam reduzir a possibilidade de fluxo indesejado em torno do fuste do tensiômetro.

5.2.5.2 TDR

A técnica de reflectometria no domínio do tempo (TDR) foi empregada para medir o teor de umidade do solo. O equipamento utilizado foi um testador de cabo da marca Tektronix, modelo 1502C, que é apresentado na Figura 5.5 Este equipamento fornece o comprimento virtual da sonda. Isto quer dizer que o tempo necessário para

o sinal percorrer a sonda é transformado em distância. Assim, o equipamento permite visualizar as discontinuidades existentes na sonda e, as posições onde estas discontinuidades estão localizadas.

Figura 5.5: Testador de cabos empregado para medir a umidade durante as provas de carga.

As linhas de transmissão (sondas) empregadas são construídas em latão e podem ser visualizadas na Figura 5.6. Estas sondas são do tipo multi-hastes segmentadas.

Para obtenção da constante dielétrica, emprega-se a Equação apresentada a seguir.

$$\epsilon = \left(\frac{S_{TDR}}{V_p L} \right)^2 \quad (5.1)$$

Onde: S_{TDR} - comprimento virtual da sonda medido pelo TDR;

V_p - Velocidade de propagação do sinal elétrico;

L - comprimento da sonda empregada.

Figura 5.6: Sonda TDR empregada para medir a umidade do solo.

CALIBRAÇÃO

As curvas de calibração para os solos dos campos experimentais foram obtidas em laboratório, medindo a constante dielétrica em amostras indeformadas submetidas a diferentes teores de umidade. Para a construção da curva, tomaram-se amostras indeformadas, acondicionadas em caixas cúbicas de acrílico cujo lado mede 7,5 cm. Estas amostras foram colocadas em diferentes teores de umidade e então, conservadas em uma embalagem plástica selada, e em câmara úmida, por 4 dias. A medida da constante dielétrica foi feita em oito posições dentro de cada cubo, tomando-se o valor médio das medidas realizadas. O valor da umidade foi obtido pelo método convencional da estufa.

A Figura 5.7 compara a curva de calibração obtida para os solos de Campo Novo e de Rondonópolis e, a equação de TOPP *et al.* (1980). O erro de estimativa da umidade empregando-se as curvas de calibração dos dois solos pode ser de até 3% em volume.

Figura 5.7: Curvas de calibração para o solo de Campo Novo e Rondonópolis comparadas com a curva de TOPP.

A Figura 5.7 demonstra a necessidade de obtenção da curva de calibração para substituir a equação de TOPP no solo que se pretende monitorar a umidade. CONCIANI *et al.* (1996b) trabalhando com solos tropicais da região de São Carlos em São Paulo detalha este aspecto.

INSTALAÇÃO E LEITURAS

No campo, o procedimento de medida consistiu em instalar uma sonda segmentada no fundo da cava onde a prova de carga foi realizada. Para instalação das hastes as seguintes operações foram realizadas:

- montagem do guia plástico e assentá-lo de forma firme sobre a base da vala;
- introdução de cada segmento da haste a sua respectiva posição;
- rosqueamento do segmento seguinte e sua introdução dentro do solo;
- repetição do procedimento anterior até o último segmento;
- colocação do capacete-terra (protetor metálico) nas hastes;

- desmontagem do guia plástico;
- cravação da sonda até a posição final;
- conexão do cabo que liga a sonda ao testador de cabos.

A instalação da sonda pode ser feita com abertura de um pré-furo se o solo for muito resistente à penetração das hastes. Neste caso o pré-furo deve ter diâmetro ligeiramente inferior ao diâmetro das hastes. O emprego de um guia visa possibilitar a cravação das hastes mantendo-se as distâncias constantes entre os seus eixos. Este guia é construído em *nylon* e constituído de dois discos unidos por um anel metálico. Cada disco é dividido em três setores. Este arranjo permite que o guia seja desmontado e retirado quando da cravação dos últimos segmentos, após a instalação do protetor metálico.

O ensaio propriamente dito consiste em ler no testador de cabos os comprimentos virtuais das sondas instaladas no solo. Estes valores são utilizados no cálculo da constante dielétrica. Por estar empregando uma sonda segmentada, esta leitura é feita nos pontos correspondentes às respectivas profundidades de medida. Adotou-se como ponto de referência de leituras o centro dos segmentos com maior impedância (menor diâmetro).

Até o instante de inundar o solo as leituras são realizadas para verificação do estado de umidade natural. Após a inundação as leituras fornecerão o avanço da frente de umidade no solo em estudo. As medidas são tomadas acompanhando-se o mesmo esquema de leitura do ensaio de placas, isto é, obedecendo uma progressão geométrica do tempo com razão igual a 2. À cada medida de umidade corresponde uma leitura de tempo-recalque-sucção.

5.2.5.3 Papel Filtro

O papel filtro foi empregado neste trabalho para avaliar a sucção do perfil do solo antes e depois do ensaio através da coleta de amostras. Cada amostra coletada foi dividida em duas partes. As partes foram talhadas de forma a adquirir forma regular e envolvidas em duas folhas de papel Whatmann 42. Em seguida as amostras foram embrulhadas com filme de plástico e colocadas em uma caixa de isopor abrigada das intempéries. As determinações de umidade foram feitas após o período de uma semana. A curva de calibração do papel filtro foi tomada da literatura.

5.3 Resultados da prova de carga

Os resultados das provas de carga serão apresentados através das curvas tempo-recalque, das curvas carga-recalque e tensão-recalque normalizado. Em cada caso serão apresentados gráficos típicos do comportamento. Os demais resultados de todas as provas são apresentados nos apêndices.

5.3.1 Curvas tempo-recalque

As curvas tempo-recalque foram construídas empregando-se a escala do tempo em termos de raiz quadrada, por uma questão de facilidade de visualização. Todas as curvas dos ensaios estão apresentadas no Apêndice 3.

Estas curvas podem ser agrupadas em três tipos segundo o seu formato. O primeiro grupo é dos estágios iniciais de carregamento onde os recalques se estabilizam em aproximadamente 15 min. O segundo grupo de curvas tempo recalque é dos estágios finais de carregamento onde houve a tendência do recalque se prolongar indefinidamente. Finalmente, o grupo onde estão as curvas para o estágio

de inundação do solo. Estes três comportamentos típicos estão indicados nas Figuras 5.8, 5.9 e 5.10 respectivamente.

Figura 5.8: Curva tempo-recalque do segundo estágio de carregamento (10 kPa) do ensaio 3 de CNP.

Figura 5.9: Curva tempo-recalque do décimo estágio de carregamento (50 kPa) do ensaio 1 de CNP.

Figura 5.10: Curva tempo-recalque do estágio onde ocorreu a inundação da cava no ensaio 3 de CNP (54 kPa).

Em algumas provas de carga, como pode ser constatado na Figura 5.8, os recalques da placa não foram uniformes, ou seja, cada deflectômetro apresentou uma leitura em decorrência de uma pequena torção da placa.

5.3.2 Curva carga-recalque

As curvas carga-recalque dos ensaios de Campo Novo e Rondonópolis estão reunidas em dois gráficos que permitem visualizar o comportamento típico do solo. A curva individual de cada ensaio está no Apêndice 1. Uma curva em particular, apresentando o comportamento do solo no estado natural de umidade é apresentada na Figura 5.11. Nesta figura os dados são apresentados em termos de tensão e de recalque normalizado com o diâmetro da placa. O Apêndice 2 apresenta estas curvas de todos os ensaios.

Na Figura 5.11, onde está apresentado o resultado do ensaio do solo no estado natural de umidade, observa-se que o ramo de descarregamento é quase vertical. Este fato mostra que o solo apresenta deformações plásticas em quase toda a fase de carregamento. A observação cuidadosa do trecho final de descarregamento indica uma pequena recuperação elástica.

FIGURA 5.11: Curva tensão-recalque normalizado do solo de Campo Novo no estado natural (ensaio 1)

As curvas da Figura 5.12 mostram que o solo suportou cargas da ordem de 80 kN, para recalques de aproximadamente 50 mm. De uma forma geral, os recalques devido ao colapso esgotaram a capacidade dos extensômetros.

a) Campo Novo do Parecis

b) Rondonópolis

FIGURA 5.12: Curvas tensão-recalque dos ensaios de placa.

A realização de uma prova de carga no período chuvoso, mostrou a diferença de comportamento do solo para diferentes níveis de sucção. No ensaio de número seis (F6) realizado em CNP a sucção medida variou entre 10 e 2 kPa, respectivamente na profundidade 25 cm abaixo do nível da placa. E a 1,0 m. O recalque medido neste ensaio, para um dado carregamento, foi sempre maior que aquele medido nos ensaios do período seco. A Figura 5.13 compara a curva carga-recalque dos ensaios F1 e F6 de CNP.

Figura 5.13: Comparação entre as curvas carga-recalque das provas de carga número 1 e 6 de CNP.

5.3.3 Sucção durante as provas de carga

PAPEL FILTRO

Os valores de sucção medidos pelo método do papel filtro apresentaram muita dispersão. Isto se deve, provavelmente, à dificuldade em obter amostras com formas regulares. Uma outra dificuldade foi a fragilidade das amostras que se quebram pelo simples manuseio. Muitas amostras se desmancharam no momento de envolver o filme plástico que as protege das perdas ou ganhos de umidade. Como os resultados

deixaram de ser significativos, todas as medidas de sucção feitas com papel filtro foram desprezadas.

TENSIÔMETRO

A medida de sucção com o solo no estado natural de umidade, empregando o tensiômetro, mostrou que os maiores valores de sucção estão próximos à superfície. De uma forma geral, os valores de sucção na superfície estão entre 25 e 50 kPa. Nas regiões mais profundas a sucção é mais baixa, e seus valores permanecem entre 2,5 e 15 kPa. A Figura 5.14 apresenta a variação (média) da sucção ao longo do perfil de solo nos dois campos experimentais. Os demais perfis podem ser vistos no Apêndice 4.

FIGURA 5.14: Perfil de sucção médio para o solo na condição natural de umidade.

Em Rondonópolis os valores de sucção variaram entre 2,5 e 30,0 kPa. Em Campo Novo os valores de sucção variaram entre 12,5 e 42,5 kPa. As variações da sucção inicial entre um furo e outro foram desprezíveis.

A Figura 5.15 apresenta uma comparação entre os valores de sucção medidos no campo (valores médios) e a curva característica. A unidade empregada para esta comparação é a média do ponto correspondente à sucção medida. Na comparação

verifica-se que os valores de sucção medidos no campo estão contidos pela curva característica.

Figura 5.15: Valores de sucção medidos no campo assinalados na curva característica.

A Figura 5.16 apresenta a medida da sucção durante a prova de carga realizada no furo dois em Rondonópolis. Nesta figura observa-se um pequeno aumento da sucção entre o início da prova de carga e o momento da inundação.

5.3.3.1 Variação da sucção após a inundação da cava

A Figura 5.17 apresenta a evolução da sucção após a inundação da cava de ensaio. A medida mostrada na figura refere-se ao tensiômetro instalado a 25 cm de profundidade abaixo da placa no ensaio 3 de CNP. Todas as curvas apresentaram o mesmo comportamento conforme pode ser conferido nos apêndices.

FIGURA 5.16: Evolução da sucção durante a prova de carga executada no furo 2 de Rondonópolis.

Figura 5.17: Variação da sucção após a inundação da cava do ensaio 3 de CNP (tensão de 54 kPa).

5.3.3.2 Evolução da frente de infiltração

O caminhamento da frente de infiltração no perfil de solo durante a inundação da cava foi estudado pelo TDR. Nesta seção serão apresentados os perfis de umidade obtidos.

A evolução da frente de infiltração gerada pela inundação da cava pode ser monitorada pela variação de umidade no perfil de solo. A Figura 5.18 apresenta um gráfico onde esta variação pode ser constatada. O valor da umidade natural do solo é aquele correspondente ao instante zero. A umidade inicial do perfil nos primeiros 10 cm é de aproximadamente 30%. No restante da sonda a umidade está em torno de 16%.

Figura 5.18: Alguns valores de umidade medidos com o TDR no Furo zero (CNP). As profundidades anotadas são contadas a partir da cota de assentamento da placa.

A monitoração da frente de infiltração requer muitas leituras em um espaço de tempo pequeno o que causa alguns erros operacionais como o observado na linha amarela (Z=100 cm) da Figura 5.18.

Uma outra forma de visualizar o avanço da frente de infiltração de água no solo através da técnica TDR é construir um gráfico teor de umidade por profundidade. A Figura 5.19, apresentada em seguida, mostra esta construção. Nesta figura as linhas representam os diversos tempos decorridos desde o início do ensaio. Os dados empregados pertencem ao furo zero de CNP.

Figura 5.19: Variação da umidade ao longo da profundidade no momento da inundação da cava no furo zero em CNP. As profundidades anotadas são contadas apartir da cota de assentamento da placa.

5.4 Interpretação e discussão dos resultados

Nesta seção procura-se interpretar os resultados apresentados e discuti-los à luz de teorias já estabelecidas, bem como compará-los com medidas de outros autores.

5.4.1 Medidas de umidade

A análise das leituras do TDR nos diversos tempos, no que se refere a estimativa da umidade, forneceu informações que permitiram concluir que o TDR é útil para se observar a variação desta propriedade. Dos ensaios executados neste

trabalho concluiu-se que a técnica TDR permitiu estimar, com relativa precisão, os tempos de caminhamento da frente de inundação.

Da Figura 5.19, onde está apresentada a evolução da frente de umedecimento, podem-se obter as informações concernentes ao tempo de chegada da frente de umedecimento e da estabilização do fluxo de água. Os valores de tempo foram tomados considerando-se o momento em que observou-se que duas ou mais leituras sucessivas apresentaram a mesma medida. A Tabela 5.2 apresenta estes valores.

Tabela 5.2: Dados do avanço da frente de infiltração do solo (CNP).

Profundidade (cm)	Chegada da frente. de infiltr. (min)	Estabilização do fluxo (min)
10	1	1
30	8	15
70	15	60
100		150

Pode-se empregar os valores de tempo fornecidos pela Tabela 5.2 para verificar até que profundidade a água chegou durante o tempo de leitura dos recalques de colapso. O tempo de leitura dos recalques após a inundação variou entre 10 min e 2 h. Nos casos em que o nível de tensões no momento da inundação foi mais elevado, portanto com recalque mais acentuado, a água alcançou regiões até cerca de 30 cm abaixo da placa. Nos casos em que o nível de tensão no momento da inundação foi mais baixo, em que foi necessário aumentar a carga, o colapso pode ter alcançado regiões mais profundas. Neste último caso é possível que a profundidade de 1 m abaixo da placa tenha recebido alguma influência do colapso.

5.4.2 Sucção

Observando-se, na curva característica de retenção de umidade apresentada na Figura 4.15, constata-se que os valores de sucção medidos neste trabalho são compatíveis com o comportamento hídrico do solo em estudo.

Em Campo Novo não foram observadas grandes variações da sucção inicial entre um ensaio e outro, exceto no ensaio quatro onde a sucção da base do furo se apresentou maior que nos outros furos. Esta variação é, possivelmente, devida à demora entre a abertura do furo e o início do ensaio.

Um fator capaz de justificar os baixos valores de sucção encontrados é a porosidade destes solos. O alto índice de vazios destes solos impede o desenvolvimento de sucções muito elevadas. Isto está de acordo com o comportamento encontrado por JUCÁ (1993). Para Jucá existe uma proporcionalidade entre sucção e índice de vazios. Para uma dada umidade, quanto maior o índice de vazios, menor a sucção.

Outro aspecto que pode ser discutido em relação aos valores de sucção observados diz respeito à sua distribuição na condição natural de umidade. A Figura 5.14 apresentada mostra uma comparação entre os valores medidos e previstos pela curva característica. Constata-se desta figura, como era de se esperar, que a sucção medida se mostra dentro da faixa de valores fisicamente possíveis. Os valores medidos estão, de uma forma geral, concordando com os valores previstos.

VALORES TEÓRICOS DA SUCÇÃO

A sucção matricial é devida às forças capilares e às forças de atração/repulsão da partícula, LIBARDI (1995). A soma destes fatores permitiria uma avaliação da sucção medida no campo.

A compatibilidade dos valores de sucção medidos no campo pode ser verificada através de estimativa teórica a partir dos diâmetros dos poros. Para isto foram tomadas as dimensões predominantes fornecidas pelos histogramas da porosimetria apresentados no capítulo 4. Os valores teóricos são aqui admitidos como iguais a tensão da água no interior dos poros (tensão capilar). Os valores obtidos são apresentados na Tabela 5.3. Observa-se que os valores calculados são compatíveis com as medidas feitas no campo para dimensões de poros superiores a $3,5\ \mu\text{m}$.

TABELA 5.3: Valores de tensão capilar para as dimensões predominantes nos poros do solo.

ϕ poros (μm)	C. Experimental	τ (kPa)
0,03	ROO	9.596,0
0,06	CNP	4.798,0
1,0	Referência	287,9
3,5	ROO	82,3
10,0	CNP	28,8
30,0	ROO/ CNP	9,6
1.000	Referência	0,3

Levando-se em conta os valores de sucção medidos pode-se presumir que a sucção de campo é aquela devida aos poros com dimensões superiores a $3,5 \mu\text{m}$ já que os valores medidos são inferiores a 60 kPa. Estes poros seriam aqueles localizados entre dois *peds*. Isto implica dizer que os poros menores estão preenchidos com água de tal maneira que nestes não existem tensões capilares.

Existe consenso de que, próximo da umidade de saturação, todos os micro-poros estejam preenchidos e que os macro poros estejam apenas parcialmente preenchidos. Em uma tal situação, a sucção estaria equilibrada na estrutura do solo uma vez que a sucção dos micro-poros seria nula e a dos macro-poros de pequena magnitude.

Entretanto, no caso de um solo com um teor de umidade que leve a um grau de saturação baixo, os macro-poros estarão vazios e os micro-poros apenas parcialmente preenchidos. Nesta situação, é possível que a sucção entre estes dois tamanhos de poros esteja desequilibrada - com os valores de sucção sendo maiores nos micro poros.

Por outro lado, LAMBE (1979) mostra que a tensão devida às forças de atração/repulsão entre as partículas da caulinita são da ordem de 0,1 MPa. Este valor corresponde a um afastamento entre as partículas de aproximadamente $10 \mu\text{m}$. Se as distâncias entre as partículas diminuir o valor pode crescer até 0,55 MPa. As

distâncias maiores podem corresponder a situações como a existência de água entre as partículas ou a uma estrutura que crie vazios estáveis entre as partículas. Um exemplo deste último caso, pode ser o dos *peds* - aglomerados de partículas de argila que se constituem em unidades estáveis. Entretanto, ALONSO *et al.* (1987) argumentam que não existe uma regra clara para a relação entre a sucção e a tensão capilar e as tensões decorrentes das forças de atração e repulsão das partículas.

EVOLUÇÃO DA SUCÇÃO

A evolução da sucção durante o carregamento é difícil de ser interpretada pelas seguintes razões:

- variação no estado de tensão no solo;
- eventual variação de umidade durante o ensaio;
- compressão e variação da saturação do solo nas imediações do solo na área carregada.

Conforme se constatou na Figura 5.15, a variação da sucção durante aplicação do carregamento é muito pequena (sempre inferior a 10% do valor medido).

5.4.3 Sucção *versus* recalque

No estágio de inundação das provas de carga observou-se um acoplamento entre o recalque e a sucção. Este comportamento característico de solos colapsíveis, é demonstrado na Figura 5.20, que é uma superposição das Figuras 5.10 e 5.16. O momento do colapso pode ser identificado com boa aproximação em relação à redução de sucção apresentada pelo solo. Isto é, os recalques progridem quando a sucção inicia a sua queda. Por outro lado, os recalques estão se estabilizando quando a sucção também o faz.

A Figura 5.20 mostra a relação que existe entre o decréscimo da sucção e a velocidade de recalque. A medida de sucção apresentada nesta figura é a fornecida

pelo tensiômetro instalado na profundidade 25 cm abaixo da placa. Este comportamento concorda com o teorizado para solos sujeitos ao colapso estrutural. Isto é, o recalque aumenta à medida em que a sucção decresce, o que está de acordo com o pressuposto de que o recalque adicional decorrente do colapso ocorre devido a redução de sucção no solo.

Na Figura 5.20 é possível observar que o tempo de equalização dos recalques é aproximadamente o mesmo da estabilização da sucção. Melhor ainda, observa-se nesta figura que após 2 horas de inundação o solo apresentou uma pressão neutra de pequeno valor. Isto implica em dizer que o solo passou a se comportar dentro do campo de validade do princípio das tensões efetivas de Terzaghi.

Levando em conta que a água alcançou a posição de medida da sucção em aproximadamente 8 min (cf Tabela 5.2), foi verificado que o solo se comporta exatamente como previsto pela teoria. Como o tempo de leitura do recalque neste estágio foi de 3 horas, pode-se dizer que a umidade alcançou a profundidade de 1 m. Logo, esta seria a região atingida pelo colapso.

FIGURA 5.20: Variação do recalque e da sucção ao longo do tempo após a inundação na tensão de 54 kPa, ensaio 3 - CNP.

5.4.4 Recalques

5.4.4.1 Curvas tempo-recalque

As Figuras 5.8 e 5.9 permitem verificar que no início da prova de carga os recalques se estabilizam em pouco tempo. Entretanto, a medida que aumenta o nível de carga os recalques não mais se estabilizam. Isto impossibilitou adotar a prescrição da NBR 6489 no que concerne ao critério de mudança de estágio de carga. Decidiu-se por aumentar o nível de carga após um tempo máximo.

É interessante observar na Figura 5.10 que a parcela dos recalques de colapso progride rapidamente após um período médio de 10 min. A estabilização dos recalques geralmente ocorre em um tempo de aproximadamente 2 horas.

5.4.4.2 Curvas carga-recalque

A prova de carga fornece apenas um par de valores, ou seja, a carga aplicada e o recalque medido. Estes dados são empregados para estimar o recalques de fundações, o módulo de deformação, e a capacidade de carga do solo. O procedimento adotado permite, neste caso particular, estimar a magnitude do recalque adicional devido ao colapso.

A tensão de ruptura estimada das curvas carga-recalque para o solo na condição natural de umidade é de 80 kPa para ROO e 74 kPa para CNP, respectivamente com recalques de 100 e 30 mm. No ensaio 1 de CNP, observa-se uma plastificação a partir de 60 kPa, com recalques de aproximadamente 7 mm. No ensaio 1 de ROO observa-se que esta plastificação ocorre a cerca de 40 kPa para 10 mm de recalque.

A magnitude dos recalques de colapso é função da carga aplicada e da sucção presente no solo. A Tabela 5.4 apresenta as principais situações onde o recalque foi medido. Outras situações podem ser obtidas das curvas carga-recalque. Verifica-se na tabela que, em algumas situações, não foi medido o recalque máximo do carregamento. Isto se deve a falta de curso do deflectômetro ou do êmbolo do macaco.

TABELA 5.4: Recalques medidos nas provas de carga de Rondonópolis e Campo Novo do Parecis

C. Exp.	FURO	$q_{\text{inundação}}$	Antes inund (mm)	Após inund. (mm)
C N P	1	-	26,62	-
	2	36	1,99	48,1
	3*	54	5,58	49,36
	4	18	1,09	49,18
R O O	1	-	99,18	-
	2*	45	12,14	50,35
	3*	67	10,90	95,38
	4	20	0,36	50,62

Nota: 1) O recalque após inundação está acumulado com o inicial.

2) * - recalque não medido até a estabilização por falta de curso do macaco ou do deflectômetro.

Conforme foi citado no parágrafo anterior em alguns casos a leitura dos recalques não foi feita até a sua estabilização. Contudo, observando-se a Figura 5.12 verifica-se que as provas de carga realizadas com o solo na umidade natural e inundado nas tensões mais baixas tendem a formar uma região fechada. Explicando melhor, todas as curvas após a inundação do solo tendem a alcançar e caminhar sobre

aquela do solo saturado. Portanto os recalques devido ao colapso medidos estão próximos do máximo possível.

5.4.4.3 Estimativa do módulo de deformação

O módulo de deformação será empregado neste trabalho para avaliar o potencial de colapso. Com base na curva carga recalque e, aplicando a Equação 5.2 oriunda da teoria da elasticidade, é possível fazer uma estimativa do módulo de deformação do solo. Para tanto, adotou-se o $\mu = 0,1$ que é compatível com um solo muito compressível.

$$E = (1 - \mu^2)ID\left(\frac{q}{s}\right) \quad (5.2)$$

onde: E = módulo de deformação

μ = coeficiente de Poisson

I = fator de forma (para placa circular rígida = 0,785)

q = tensão de contato

s = recalque

D = diâmetro da placa

O módulo de deformação foi calculado para os seguintes níveis de tensão: tangente ao trecho linear, secante ao ponto de inundação e, secante ao final do estágio em que se promoveu a inundação da cava. Os valores de E estimados para os solos de Campo Novo e Rondonópolis estão apresentados na Tabela 5.5.

O valor médio do módulo de deformação estimados para os solos dos campos experimentais de Campo Novo e Rondonópolis está em torno de 10 MPa. O módulo de deformação do campo experimental de Rondonópolis apresenta uma maior variabilidade.

A Tabela 5.5 apresenta também os valores denominados de E_{secante1} , que correspondem ao estado de tensão-deformação no final do colapso. Este parâmetro, quando comparado com os módulos anteriores, sofre uma redução de cerca de 10 vezes, em decorrência da magnitude do recalque de colapso.

Pode-se neste caso empregar os valores estimados por emprego do N_{spt} . Na estimativa do E , a partir de dados do SPT, empregou-se a relação apresentada em DECOURT (1992) Equação 5.3. Para a condição natural de umidade do solo, este valor está estimado em cerca de 10 MPa na superfície. Estes valores são da mesma ordem de grandeza dos valores estimados da prova de carga na condição natural de umidade.

$$E = 3N + 2,7 \quad (5.3)$$

onde E está em MPa

TABELA 5.5: Valores do módulo de deformação estimados da curva carga-recalque (MPa)

C. Exp.	FUO	$q_{\text{inundação}}$	E_{tangente}	E_{secante}	$E_{\text{secante 1}}$
C N P	1	-	9,94	-	-
	2	36	11,24		0,66
	3	54	9,10	6,00	0,34
	4	18	10,24		1,66
R O O	1	-	18,70	-	-
	2	45	5,88	2,30	0,56
	3	67	8,56	3,82	0,56
	4	20	3,50		0,28

Nota : E_{tangente} - tomado para a umidade natural do solo

E_{secante} - tomado no início do estágio de inundação (umid natural)

E_{secante1} - tomado no fim do estágio de inundação (após inundação)

5.4.4.4 Colapso calculado com base na curva carga-recalque

O cálculo do potencial de colapso do solo a partir das curvas carga-recalque pode ser feito em função dos valores do módulo de deformação apresentados na Tabela 5.5, REZNICK (1993). O potencial de colapso do solo dos campos experimentais estimado por este critério, variou entre 4,54 e 67,57 %. Em média este valor ficou em torno de 30 %.

A Figura 5.21 mostra uma comparação entre os potenciais de colapso obtidos pelos ensaios edométricos e pelos ensaios de placa para o caso de CNP. Observa-se que os potenciais de colapso obtidos nos ensaios de campo são da mesma ordem de grandeza daqueles obtidos pelo ensaio edométrico. Entretanto, as provas de carga ocorreram em níveis de carga e sucção inferiores aos do ensaio edométrico.

TABELA 5.6: Valores do potencial de colapso calculados com base na proposta de REZNIK (1993)

C. Exp.	Furo	$q_{inundação}$	CP (%)
C N P	1	-	-
	2	36	29,76
	3	54	35,21
	4	18	4,54
R O O	1	-	-
	2	45	30,40
	3	67	67,57
	4	20	32,85

FIGURA 5.21: Comparação entre os potenciais de colapso calculados por ensaios de campo e edométrico duplo - CNP.

5.5 Comparações dos resultados com outros estudos

A comparação dos resultados dos ensaios de placa de outros locais com os executados em Campo Novo e Rondonópolis é dificultada pela diferença de textura, umidade e porosidade. Além destas diferenças FERREIRA (1994) aponta para outros fatores capazes de influenciar no valor dos recalques adicionais medidos: velocidade de inundação da cava, diferenças intrínsecas dos sistemas de carregamento e medição, características do fluido permeante (no caso a água) e, acréscimo e tempo de duração de cada estágio de carregamento. Entretanto, a Tabela 5.7 apresenta dados de outros ensaios realizados em outras regiões para simples verificação de magnitude de medidas.

Tabela 5.7: Dados de provas de cargas, com inundação, de outras regiões.

Autor	Região	Solo	e	w (%)	Sr (%)	Q _{inund} kPa	S _{colap} mm
Ferreira <i>et al.</i> (1990)	Ilha Solteira SP	Areia argilosa			30	60	36,6
Carvalho & Souza (1990)	Ilha Solteira SP	Areia argilosa	0,8	10	34	50	40
Agnelli & Albiero (1994)	Bauru SP	Areia Argilosa	0,82		26	50	25

É importante observar na Tabela 5.7 os recalques de colapso são maiores de CNP e ROO. Entretanto, não se verifica uma proporcionalidade entre os recalques e o índice de vazios, pois o índice de vazios dos solos mato-grossenses é mais do dobro daqueles apresentados na tabela. O nível de colapso observado não pode ser comparado pelo desconhecimento do nível de sucção nos ensaios apresentados na Tabela 5.7.

5.5.1 Recalques previstos *versus* medidos

A previsão de recalques foi feita pelos métodos do ensaio edométrico com e sem sucção controlada, pelas equações de FREDLUND & MORGENSTERN (1976), pelo programa de elementos finitos de MIRANDA & CHAGAS (1996) e, pelo modelo de ALONSO & GENS (1990) modificado por GHELING (1994). Os resultados obtidos são apresentados em seguida.

ENSAIOS EDOMÉTRICOS

A comparação de recalques foi estabelecida empregando-se os resultados dos ensaios edométricos apresentados no Capítulo "Campos experimentais". Para tanto os parâmetros deformação específica e potencial de colapso foram calculados para cada uma das tensões de inundação da cava. Foi considerada uma profundidade de influência do carregamento igual ao diâmetro da placa. Ao longo desta profundidade foram aplicadas dez faixas de tensões calculadas pela teoria de distribuição de tensões sob placas circulares. A Figura 5.22 compara os valores previstos e medidos para os recalques das provas de carga executadas em Campo Novo do Parecis. Em seguida a Figura 5.22 compara os recalques totais esperados e medidos nestas mesmas provas de carga.

a) edométrico duplo

b) edométrico com sucção controlada

FIGURA 5.22: Comparação entre os recalques previstos e medidos para o carregamento sem e com inundação, respectivamente chamados de inicial e colapso.

FIGURA 5.23: Comparação entre recalques totais previstos e medidos nas provas de carga de Campo Novo.

Para níveis de tensão baixos os recalques calculados com base nos ensaios edométricos duplos são da mesma ordem de grandeza daqueles medidos nas provas de carga. Para a tensão de inundação de 54 kPa o recalque previsto pelo ensaio edométrico foi inferior ao medido no campo.

A discrepância entre os valores previstos pelo ensaio edométrico duplo e medidos já tinha sido observada por REZNIK (1993) que realizou provas de carga em solos colapsíveis e ensaios edométricos duplos para comparar os resultados.

A diferença entre os recalques previstos pelo ensaio edométrico com sucção controlada e os medidos pela placa se deve ao pequeno valor de colapso obtido neste

ensaio. Somado a este fator deve-se considerar que no campo a sucção não é uniforme.

FREDLUND & MORGENSTERN (1976)

Para verificar a aplicabilidade das equações constitutivas de FREDLUND & MORGENSTERN (1976) foram empregados os dados obtidos em ensaios edométricos duplos para o solo de Campo Novo.

A obtenção do módulo de deformação (com base no ensaio edométrico duplo) em relação à deformação do solo foi feita na condição natural de umidade ($\theta = 22\%$, $w = 20\%$, $S \approx 70$ kPa) e para o solo inundado (possivelmente saturado, $\theta = 64\%$, $w = 58\%$). Nesta situação os valores de E medidos são de 2.542 kPa e 529 kPa, respectivamente. A sucção do solo foi estimada com base na curva característica de retenção de umidade.

O módulo de deformação em relação à sucção foi obtido considerando a variação da sucção de 70 para Zero kPa. O valor obtido para o parâmetro H foi de 274.625 kPa. O valor de β foi encontrado igual a $2,32497 \times 10^{-3}$ kPa⁻².

A obtenção do módulo de deformação (com base no ensaio edométrico com sucção controlada) em relação à deformação do solo com sucção de 30 kPa e para o solo saturado. Nesta situação os valores de E medidos são respectivamente de 1956 kPa e 310 kPa, respectivamente.

O módulo de deformação em relação à sucção foi obtido considerando a variação da sucção de 30 para Zero kPa. O valor obtido para o parâmetro H foi de 2.292.304 kPa. O valor de β foi encontrado igual a $3,49 \times 10^{-5}$ kPa⁻².

Para comparação, foram colocados na Equação 3.6, os valores de sucção medidos no campo durante as provas de carga. O valor médio desta sucção antes da inundação foi de 45 kPa. A tensão de carregamento foi tomada como sendo igual à aquelas da inundação do solo ou seja: 18, 36 e 54 kPa. O recalque acumulado até o momento da inundação, devido ao carregamento, é denominado de recalque inicial. O recalque medido em um estágio de carga, após a inundação, é chamado de

colapso. O recalque total é a soma das duas parcelas anteriores e não o recalque medido em toda uma prova de carga.

Uma comparação foi estabelecida empregando-se os valores de recalques medidos nas provas de carga nas tensões de inundação. O resultado da comparação mostra que o recalque previsto é, em geral, superior ao medido. Contudo, as grandezas mostram um comportamento similar. A comparação entre o recalque previsto e medido é apresentada na Figura 5.24.

O recalque previsto pelo método de FREDLUND & MORGENSTERN (1976) e o medido pelo ensaio de placa foi comparado em cada parcela isoladamente. Assim pode-se estabelecer em que fase do carregamento (com ou sem mudança de sucção) o funcionamento do modelo é mais adequado. Verifica-se na Figura 5.25 a exemplo da figura anterior, que quanto maior o carregamento mais a previsão se aproxima da medição. Verifica-se também que é difícil distinguir em que fase do ensaio o modelo mais se aproxima da medição.

FIGURA 5.24: Comparação entre o recalque previsto e medido, CNP.

FIGURA 5.25: Comparação entre os recalques previstos pelo método de FREDLUND & MORGENSTERN (1976) e medidos pela placa, CNP.

As equações de FREDLUND & MORGENSTERN (1976) foram desenvolvidas com base em ensaios edométricos e triaxiais, seria de se esperar, portanto, um ajuste melhor ao comportamento previsto por estas equações. Entretanto, verifica-se uma performance positiva quando as análises são feitas do ponto de vista qualitativo e não quantitativo. Logo, o valor prático das equações de FREDLUND & MORGENSTERN (1976) deve ser considerado. Este valor é reconhecido, por exemplo, em trabalhos como o de LACERDA & MAHLER (1995) que estudam a aplicação de modelos a solos não saturados.

MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

MIRANDA (1989) apresenta um programa empregando o método dos elementos finitos, fundamentado nas equações de FREDLUND & MORGENSTERN (1976), para cálculo de recalques em solos colapsíveis. Para esta simulação foi aplicada uma versão mais moderna do programa Unstruct (v 3.0) MIRANDA & CHAGAS (1995). A principal vantagem da atual versão do programa Unstruct é retirar os dados diretamente do ensaio. Isto possibilita que se considere o comportamento não linear do solo, apesar de fazê-lo linear em cada trecho do ensaio.

As simulações foram feitas, tomando-se como exemplo um carregamento de 54 kPa, nas mesmas condições do item anterior, portanto valem os mesmos dados. Para a inundação da cava o programa Unstruct considera que o lençol freático foi elevado até o nível da prova de carga. Optou-se por tomar a região compreendida até 2D para analisar a magnitude dos recalques..

Para executar o programa foi gerada uma malha de elementos finitos que procurou priorizar a região abaixo da placa. Para isto esta região recebeu um maior número de elementos. A profundidade da cava é de 1 m e foi dividida em 4 partes iguais. A profundidade considerada abaixo da placa é de 1,6 m e foi dividida em 8 partes com tamanhos variáveis, de forma a tornar a análise mais sensível na região próxima à placa. Em relação à horizontal, a cava foi dividida em 4 elementos de tamanhos diferentes, dando mais sensibilidade à aresta da placa. A região adjacente à cava foi dividida em dez segmentos de forma a dar maior sensibilidade àqueles mais próximos à placa. Por se tratar de um problema simétrico apenas metade da situação é analisada. A Figura 5.26 apresenta a malha empregada na simulação da prova de carga.

FIGURA 5.26: Malha de elementos finitos empregada para simular a prova de carga, CNP.

O primeiro passo adotado pelo programa é calcular as deformações devidas a aplicação da carga, sem nenhuma alteração no estado de umidade do solo. As deformações devido à aplicação da carga se concentram na região da cava. Isto é típico de solos muito porosos que apresentam elevada compressibilidade. Assumindo que o coeficiente de Poisson é baixo (0,1) as deformações ocorrem principalmente na direção vertical e abaixo do carregamento. REZNIK (1995) assume que os deslocamentos ocorrem somente na direção vertical na região contida pelo cilindro formado pela projeção do perímetro da placa. O recalque causado pela aplicação da carga foi de aproximadamente 0,1 m.

Após calcular os deslocamentos dos nós para a carga aplicada o programa Unstruct simula a saturação do solo (por ascensão do lençol freático). A mudança no estado de tensões geradas pela eliminação da sucção é calculada e como consequência desta mudança no estado de tensões, o programa determina os recalques adicionais em cada nó. O recalque total, após a inundação da cava, previsto para esta prova de carga seria da ordem de 0,25 m. Este valor é superior ao recalque total medido pelas provas de carga.

MODELO DE ALONSO *et al.* (1987)

O modelo elastoplástico desenvolvido pelo grupo espanhol também já foi apresentado na revisão bibliográfica deste trabalho. A extensão deste modelo a ensaios de campo precisaria de uma transformação de tensões.

Os ensaios edométricos realizados para este trabalho são insuficientes para a obtenção dos parâmetros necessários ao equacionamento do modelo. Entretanto, foram adotados alguns destes parâmetros com base na literatura.

Na Figura 5.27 foi construído um gráfico onde estão colocados os dados dos ensaios E1 (carregamento no estado natural de umidade) e E2 (inundação na tensão de 54 kPa). A superfície LC foi construída com os dados dos ensaios edométricos duplos, onde foi obtido que a tensão de pré adensamento para o solo saturado é de 26 kPa e para o solo na umidade natural ($S=70$ kPa) a tensão virtual de pré-adensamento

é de 28 kPa. Foi também considerada uma LC para os dados do ensaio edométrico com sucção controlada. Neste caso a tensão de pré-adensamento do solo saturado passa a ser de 113 kPa. A superfície SI foi adotada como tendo seu máximo no valor de 120 kPa, que corresponde ao ponto onde a sucção tende a crescer indefinidamente na curva característica.

Na Figura 5.27 verifica-se que quase todo o caminhamento do ensaio ocorre dentro da zona elástica, delimitada pelas superfícies LC, SI e, SD. Entretanto, as deformações são, em sua quase totalidade, plásticas.

O ensaio E2 foi realizado em duas etapas: a primeira consistiu em carregar a placa até uma tensão de 54 kPa, e a segunda em reduzir a sucção até zero. Neste caso, ao reduzir a sucção, a linha de carregamento cruza a superfície LC. Segundo o modelo, toda a deformação que ocorrer após o cruzamento da superfície LC é devida ao colapso, sendo portanto irreversível. Verificou-se neste caso que não apenas a deformação devida ao colapso mas, toda a deformação produzida é irreversível. Por outro lado, o ponto em que a linha do ensaio cruza a superfície LC está bem no seu início, mas o valor de recalque depois de LC (=colapso), é muito superior ao recalque inicial como pode ser observado na Figura 5.28. Percebe-se então, que valores de sucção muito pequenos seriam capazes de produzir grandes colapsos.

Obs.: 1 - LC* - LC obtida com os dados do ensaio com sucção controlada

2- A forma das curvas LC apresentadas são apenas ilustrativas

FIGURA 5.27: Dados de uma prova de carga colocados no espaço (q, S)

FIGURA 5.28: Curvas tensão-recalque esquematizadas para o modelo espanhol.

Para verificar as discussões acima foi realizada uma simulação empregando o programa de computador elaborado por GHILING (1994) e os dados do ensaio edométrico com sucção controlada. Os parâmetros necessários ao uso do programa, foram obtidos por ajuste do modelo na reprodução dos ensaios edométricos. Sendo:

$P'_c = 60 \text{ kPa}$	$\gamma_s = 27,1 \text{ kN/m}^3$	$e_0 = 1,7$	$\kappa_{(0)} = 7 \text{ kPa}$
$\lambda_{(0)} = 3 \text{ kPa}$	$\lambda_s = 190 \text{ kPa}$	$\kappa_s = 6 \text{ kPa}$	$S = 45 \text{ kPa}$
$r = 0,55$	$\beta = 0,55$	$G = 15 \text{ MPa}$	$N_{(0)} = 0,50$
$M = 1,10$			

A Figura 5.29 mostra a simulação dos mesmos ensaios apresentados anteriormente, de forma esquematizada, nas Figuras 5.27 e 5.28. Esta simulação é a que melhor se ajustou de todas as tentativas feitas. Para converter os recalques em índices de vazios foi empregada uma profundidade de influência do ensaio igual ao diâmetro da placa. Em todos os ensaios foram usados os mesmos parâmetros.

Nas Figuras 5.29a e b observa-se que o colapso previsto pelo modelo não se ajustou bem ao colapso medido. É possível que esta divergência seja devida ao pequeno colapso verificado nos ensaios edométricos com sucção controlada.

De uma forma geral, o modelo prevê com bom ajuste o comportamento do solo antes da sua inundação. Uma dificuldade apresentada pelo modelo é reproduzir o comportamento da fase de descarregamento do solo, conforme pode ser visto na Figura 5.29a.

a) ensaio 1

b) ensaio 2

c) ensaio 3

Figura 5.29: Simulação dos ensaios 1,2 e 3 de CNP pelo modelo elastoplástico empregando o programa de GHELING (1994).

CAPÍTULO 6

TOMOGRAFIA COMPUTADORIZADA

6.1 Introdução

O desenvolvimento e aplicação da tomografia computadorizada foram iniciados pela área médica já na década de 60. Da área médica espalhou-se para outros ramos da ciência como a química, a biologia, a física, etc. O advento de ferramentas eletrônicas mais complexas e rápidas, modelos matemáticos mais completos e arrojados permitiu o rápido avanço e melhoria desta técnica.

A tomografia computadorizada é também conhecida como CAT ou CT (*computer assisted tomography* ou *computerized tomography*) e foi introduzida na física dos solos por PETROVICH (1982) e CRESTANA (1985). Atualmente, um grande número de especialistas em física dos solos têm empregado a tomografia computadorizada. A CT é uma técnica não destrutiva, rápida, sensível e precisa que permite observar algumas propriedades do solo com resolução milimétrica.

A técnica de CT tem sido usada para medir o teor de umidade e a massa específica do solo, o movimento de solutos em torno de raízes, a caracterização da macroporosidade do solo e a distribuição espacial do teor de umidade. A utilidade em física do solo para agricultura é enorme, como se pode verificar.

O emprego de tomografia computadorizada de dupla energia, citado por PHOGAT *et al.* (1991), permitiu estudar a distribuição espacial do teor de umidade e da massa específica em um solo expansivo. Entretanto, a grande vantagem do uso da

Mais especificamente ensaios de tomografia foram realizados em amostras supostamente indeformadas, sem haverem suportado acréscimos de carga importantes e, em outras coletadas logo abaixo de provas de carga superficiais executadas nos campos experimentais.

6.2 Princípio de funcionamento

O princípio de funcionamento do tomógrafo é bastante simples e fundamenta-se em medidas de atenuação de raios x ou γ , onde os contrastes espaciais são correlacionados com os coeficientes de atenuação de diferentes materiais. Durante a varredura da amostra os coeficientes de atenuação são registrados juntamente com a posição espacial de cada ponto. Em seguida, um programa computacional reconstrói as imagens.

O conceito fundamental na tomografia é que uma seção qualquer de um objeto pode ser reconstruída através de projeções múltiplas deste objeto. Isto significa que pode-se construir a imagem do interior de um objeto sem destruí-lo.

Para explicitar este conceito MIRALDI & FLORO (?) usam um bloco de cubos como o visto na Figura 6.2. Cada cubo é varrido por um feixe radioativo. A soma dos coeficientes de atenuação de cada bloco compõe o coeficiente de atenuação de um feixe projetado. A combinação de vários coeficientes de atenuação fornecem um conjunto de equações para determinar a parcela devida à cada cubo. Colocando-se estes valores nas suas respectivas posições tem-se uma imagem do bloco.

Figura 6.2: Processo de construção de imagens tomográficas

A comparação entre uma radiografia comum e a imagem tomográfica permite estabelecer que as áreas onde a imagem é escura está vazia, (o feixe "velou" o filme) e as áreas claras são as que mais atenuaram o feixe radioativo.

A interação entre o feixe radioativo e o material ensaiado, é medida pela atenuação do feixe radioativo. Esta interação pode ser descrita segundo a equação:

$$I = I_0 e^{-\mu L} \quad (6.1)$$

Onde:

I = intensidade do feixe emergente

I_0 = intensidade do feixe incidente

μ = coeficiente de Atenuação linear do material

L = espessura do pixel

No caso do bloco de cubos da Figura 6.2 o feixe A atravessa quatro cubos. Cada cubo tem o seu próprio coeficiente de atenuação que pode ou não ser igual ao dos demais. A soma dos coeficientes de cada cubo corresponde ao coeficiente de atenuação do material na linha do feixe A. Têm-se então a equação do coeficiente de

atenuação da linha A. Juntando-se todos os feixes tem-se um sistema de equações cuja solução permite conhecer o coeficiente de atenuação de cada cubo.

Na terminologia da tomografia cada cubo (volume) é chamado de Voxel (*volume element*) e a sua projeção (área) um pixel (*picture element*). Ou seja é possível discretizar pixel a pixel as características de um sólido qualquer.

O procedimento de ensaio de uma amostra no tomógrafo é relativamente simples. A amostra é colocada sobre a mesa de rotação e translação e, em seguida inicia-se a sua varredura. Para a varredura um servo-mecanismo com motor de passo realiza movimentos de translação da amostra durante a projeção do feixe radioativo. No movimento de translação cada passo tem a largura de 1 pixel. Uma vez terminada uma translação, a amostra sofre uma rotação e novamente é varrida por movimentos de translação. Após concluída a varredura de uma seção transversal, uma nova seção é posicionada e o processo de rotação e translação horizontal reiniciado. Durante o processo de varredura informações como coeficiente de atenuação e posição do ponto varrido são armazenadas em um micro computador. Na Figura 3.3 está ilustrado o processo de varredura da amostra. Nesta figura vê-se o detector, os raios projetados e o movimento da fonte.

Figura 6.3: processo de aquisição de imagens tomográficas, Aylmore (1993).

6.3 Equipamento

O tomógrafo é composto basicamente por: uma fonte radioativa, um conjunto de motores para rotação e translação da amostra, uma mesa suporte da amostra, dois colimadores do raio, um detector, um amplificador, um discretizador monocal, contador de fótons e computador. O arranjo dos componentes para funcionamento de um tomógrafo é relativamente simples e está apresentado na Figura 6.4. O controle de deslocamentos da amostra, o armazenamento de dados e, a reconstrução de imagens é feita por um programa de computador desenvolvido especificamente para este fim, CRUVINEL *et al.* (1989).

Um tomógrafo de dupla energia foi desenvolvido por CÁSSARO (1994) para uso em laboratório. Isto foi conseguido por emprego de duas fontes de radiação atuando simultaneamente: uma de Césio penetrante e outra de Amerício. Este tomógrafo além de observar a distribuição de água no solo, fornece também a distribuição espacial das partículas sólidas.

Figura 6.4: Arranjo esquemático dos componentes do tomógrafo.

NAIME *et al.* (1994) da EMBRAPA/CNPDIA (Centro Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento de Instrumentação Agropecuária) desenvolveram um tomógrafo

portátil para aplicações de campo ao estudo de física dos solos. Este equipamento permite fazer medições *in situ* da porosidade e da umidade solo. O tomógrafo de campo mantém basicamente o mesmo esquema de funcionamento do tomógrafo de laboratório. Contudo, a construção em uma base bipartida permite que o aparelho seja montado no campo em torno de amostras de solo, árvores, etc., NAIME (1993).

Uma vez no campo, abre-se uma vala onde é deixada uma coluna de solo a ser analisada. Esta coluna pode ter diâmetro de até 30 cm. Em seguida o tomógrafo é montado em torno da amostra e dá-se início ao ensaio. Os resultados são obtidos logo após o término do ensaio. Este arranjo permite, por exemplo, a avaliação da variação do índice de vazios do solo ao longo do perfil.

Para NAIME *et al.* (1994) a energia necessária para ensaios de campo é da ordem de 660 keV. Esta energia provém de uma fonte de Cs^{137} que produz a radiação necessária (raio x ou γ).

Como pode ser visto na Figura 6.4, a fonte de radiação, abrigada em uma carapaça de chumbo, é montada em frente ao detector. Cada feixe que sai da fonte é recebido pelo detector, ampliado e transmitido para o analisador monocal onde os fótons são discretizados e enviados ao contador.

A fonte empregada é, geralmente, um isótopo radioativo. Isto permite uma maior mobilidade e versatilidade do equipamento. A energia do feixe radioativo depende do isótopo que está sendo empregado, por exemplo o Cs^{137} fornece uma energia de 662 keV e o Am^{241} fornece uma energia de 59,7 keV. A escolha da energia do feixe radioativo recai sobre o tipo e dimensões do material que se deseja analisar. Quanto maior a capacidade de atenuação do material maior a energia necessária. A capacidade de atenuação é uma propriedade intrínseca do material e também função da sua dimensão.

Os detectores de radiação empregados na tomografia computadorizada são de iodeto de sódio ou de xenônio. A função do detector é receber o feixe radioativo que atravessou a amostra e produzir um sinal. O sinal produzido é amplificado, discretizado e contado. A qualidade da imagem tomográfica obtida depende não só do feixe empregado mas também da qualidade do detector e do tempo de contagem.

Quanto maior o tempo de contagem, ou exposição ao feixe, melhor será a qualidade da imagem.

Tomógrafos mais modernos (de 2^a, 3^a ou 4^a geração) possuem mais de um detector e/ou arranjos diferentes que proporcionam maior velocidade na aquisição de dados.

Os tomógrafos de primeira geração têm uma fonte e um detector que fazem movimento de rotação e translação em torno da amostra. Nos tomógrafos de segunda geração o aumento no número de detectores diminui o número de translações e, conseqüentemente o tempo de ensaio.

Os tomógrafos de terceira geração possuem uma fonte que projeta o feixe com ângulo aberto e, um arco contendo vários detectores. O conjunto de fonte detectores gira em torno do objeto. Por possuir um grande número de detectores, elimina-se o movimento de translação. Este aparelho é conhecido como tomógrafo de varredura por rotação.

Os tomógrafos de 4^a geração possuem um anel de detectores em torno da amostra. O anel permanece estacionário e a fonte realiza o movimento de rotação.

A evolução dos tomógrafos tem permitido medidas mais acuradas, com resoluções melhores e muito mais rápidas. A preocupação com o tempo de duração da tomografia começou na medicina pois, o paciente pode ser afetado pela exposição a radiação. Entretanto, a engenharia também tem buscado tempos menores, pensando no estudo de fenômenos dinâmicos. Por exemplo, POSADAS *et al.* (1994, 1995) empregaram a tomografia para estudar o fluxo de água em amostras de solo.

A calibração da CT é feita por transmissão direta de um feixe radioativo sobre amostras de materiais com coeficiente de atenuação conhecido. Cada material tem seu coeficiente de atenuação para uma dada energia. O coeficiente de atenuação da água é 0,085 para uma energia de 662 keV (Cs^{137}) e 0,203 para a energia de 59,7 keV (Am^{241}). Para benzina estes valores variam entre 0,24 e 0,52 para o Am^{241} e de 0,078 a 0,084 para o Cs^{137} . Quando da calibração da CT para um solo além destes testes, procede-se uma transmissão direta de radiação sobre amostras do solo preparadas

com diferentes porosidades. Contudo, toma-se o cuidado de que estas amostras sejam homogêneas, tenham propriedades constantes. Para calibração em relação à umidade procede-se da mesma forma.

Os valores de massa específica do solo seco são obtidos através da medida dos coeficientes de atenuação pela aplicação da seguinte equação:

$$\mu_m = \frac{\mu}{\rho_d} \quad (6.2)$$

Onde: μ_m = coeficiente de atenuação global;
 μ = coeficiente de atenuação linear;
 ρ_d = massa específica seca do solo.

Para um material heterogêneo com duas ou mais fases como é o caso do sistema solo-água, a Equação passa a ser:

$$\mu = \mu_{ms} \rho_d + \mu_{mw} \theta \rho_d \quad (6.3)$$

Sendo: μ_{ms} - coeficiente de atenuação global do solo;
 μ_{mw} - coeficiente de atenuação global da água;
 θ - teor de umidade volumétrico.

O uso destas duas equações permite a construção de um mapa de propriedades do solo. Um exemplo de massa específica seca é apresentado na Figura 6.5.

A maioria dos tomógrafos médicos emprega fontes de raios-x, enquanto na ciência dos solos o uso de raios γ tem pelo menos duas vantagens: baixo custo e compacidade, AYLMORE (1993). Estas duas características tornam a aplicação da CT barata e portátil. Os raios γ são superiores aos raios-x na produção qualitativa de imagens. Além disto, o uso de raios γ elimina o efeito de endurecimento do feixe e os problemas de adsorção de arestas quando um único contador de fótons é aplicado.

Figura 6.5: Mapa de distribuição da massa específica de um solo, segundo CÁSSARO (1994)

A calibração da tomografia é feita com base no coeficiente de atenuação da água e/ou porosidade do solo. Assim sendo, um destes parâmetros deve ser mantido constante. Se um solo expansivo ou colapsível é ensaiado, há mudanças no teor de umidade e na porosidade do solo. Para resolver este problema foi empregada uma tomografia de dupla energia. Ou seja, o solo é varrido simultaneamente por dois feixes radioativos. O equacionamento desta situação é dado por:

$$\begin{aligned}\mu_a &= \mu_{msa} \rho d + \mu_{mwa} \theta \rho_d \\ \mu_b &= \mu_{msb} \rho d + \mu_{mwb} \theta \rho_d\end{aligned}\tag{6.4}$$

$$\rho_d = \left[\frac{(\mu_{mwb} \mu_a) - (\mu_{mwa} \mu_b)}{(\mu_{mwb} \mu_{mwa}) - (\mu_{msb} \mu_{msa})} \right]$$

$$\theta = \left[\frac{(\mu_{msb} \mu_a) - (\mu_{msa} \mu_b)}{(\mu_{msb} \mu_{mwa}) - (\mu_{mwb} \mu_{msa})} \right]$$
(6.5)

A aplicação de imagens tomográficas está vinculada à questões de qualidade da propriedade medida da imagem (resolução espacial) e resolução da propriedade medida (resolução de contrastes) MIRALDI & WIESEN (?). Os principais fatores na obtenção de boas imagens são a precisão e resolução das imagens obtidas.

A resolução do valor da medida feita (variação da propriedade em estudo) é controlada pelo desvio padrão em torno da propriedade medida em uma amostra homogênea. Quanto menor o desvio padrão, menor a resolução da medida. A esta relação se chama de resolução de contraste, APOLLONI & CESAREO (1994).

A obtenção de medidas com baixos valores de desvio padrão depende do tempo de exposição ao feixe radioativo e do ruído de fundo do equipamento. O ruído de fundo pode ser minimizado filtrando-se as medidas.

A atividade da fonte radioativa é aleatória. Uma medida confiável da intensidade do feixe deve considerar o tempo de aquisição dos valores. Quanto maior o tempo de contagem do feixe, tanto menor o desvio padrão da medida e, portanto, tanto menor a resolução.

6.4 Metodologia

A avaliação da massa específica do solo foi feita antes e depois da prova de carga. Inicialmente, coletou-se amostras de um furo desde a superfície do terreno até a profundidade correspondente a duas vezes o diâmetro da placa empregada no

ensaio. Nos furos onde foram realizadas provas de carga, as amostras foram coletadas antes do ensaio até a profundidade de assentamento da placa e, depois do ensaio até a profundidade de duas vezes o diâmetro da placa.

As amostras foram coletadas em tubos de pvc de parede fina (comercialmente vendidos como tubos para esgoto) de diâmetro 100 mm. Estes tubos foram cravados em etapas, mantendo-se sempre a parte externa livre do contato com o maciço do solo. Este cuidado foi necessário pois a cravação estática do tubo estava amolgando a amostra. O comprimento das amostras recuperadas variou entre 20 e 50 cm.

A tomografia foi realizada, em planos transversais da amostra, com resolução de 2,5 mm e tempo de leitura de seis segundos. Na direção vertical o espaçamento do plano tomográfico variou de 2,5 cm até 10 cm. Nas imediações da cota de assentamento da placa, os planos se tornaram menos espaçados para melhor detectar as alterações na estrutura do solo. Esta tomografia apresenta uma visão do plano horizontal do solo. A Figura 6.6 mostra o esquema de direções de execução das tomografias.

Em alguns casos foram realizadas tomografias da secção longitudinal da amostra. Desta forma, é possível obter-se uma visão da secção vertical do solo. Nesta situação foram mantidos os mesmos parâmetros da tomografia especificada anteriormente. Cada amostra contida em um tubo foi subdividida em amostras menores com 10 cm de altura. Em cada amostra foi estudado apenas o plano central.

Figura 6.6: Esquema de amostragem e direções na amostra.

O tomógrafo de campo empregado foi desenvolvido por NAIME (1993). Este equipamento é apresentado na Figura 6.7 executando um ensaio. A esfera amarela vista na foto é o abrigo da fonte de Cs^{137} .

Figura 6.7: Tomógrafo de campo empregado neste trabalho.

6.5 CALIBRAÇÃO

A calibração do tomógrafo seguiu a mesma metodologia descrita por CRESTANA *et al.* (1992). Este procedimento consiste fundamentalmente em determinar o coeficiente de atenuação em massa de uma amostra de solo seco. Para realização desta tarefa os seguintes passos foram adotados:

- arbitrar um tempo de aquisição de contagem padrão para todas as medidas (no caso destes solos e tamanho de amostras o tempo escolhido foi de 8 s);
- fazer a contagem do feixe livre atravessando o recipiente vazio;

a contagem média de 16 medidas é 11.586

- desagregar a amostra de solo e moldar uma amostra uniforme e seca (secagem estufa e colocação no recipiente por "pluviosidade" ;

amostra com raio de 48.5 mm e altura de 145 mm,

- fazer a contagem do feixe atravessando a amostra anteriormente preparada;

a contagem média de 72 leituras feitas em 4 posições diferentes na amostra de CNP é de 5.190. Na amostra de ROO este valor é de 5.172

- fazer a contagem do feixe incidindo sobre a água;

a contagem média do feixe atravessando a água em duas direções é de 4.995

- calcular a massa específica de cada amostra pelo método convencional;

a massa específica da amostra seca e remoldada é 0,85 g/cm³

- calcular o coeficiente de atenuação linear de cada material pela Equação:

$$\mu = \frac{1}{x} \ln \left(\frac{I_0}{I} \right) \quad (6.5)$$

onde: x - espessura da amostra na direção da projeção do feixe

I - contagem de fótons feita para o material em questão

I₀ - Contagens de fótons do feixe livre para o mesmo intervalo de tempo

O coeficiente de atenuação linear da água é de 0,0867 cm⁻¹ e do solo de Campo Novo é 0,0828 cm⁻¹. Para o solo de Rondonópolis o valor do coeficiente de atenuação linear é de 0.0831. Estes valores estão na faixa dos valores típicos de latossolos apresentada por CRESTANA *et al.* (1992).

Os valores de coeficiente de atenuação em massa assim obtidos serão empregados para calcular a massa específica do solo fornecidos pelas tomografias.

6.6 Resolução

As tomografias foram verificadas quanto à resolução de contraste. A resolução de contraste é uma medida de dispersão que mostra quanto o feixe se espalhou pelos elementos vizinhos àqueles em estudo. Quanto maior o contraste melhor a qualidade do dado. Portanto, quanto menor a medida da dispersão do contraste melhor o dado obtido. De uma forma geral as medidas de qualidade excepcionalmente boas têm dispersão de 5 %. Acima de 10 % os valores são considerados apenas razoáveis. A resolução de contrastes pode ser calculada pela Eq. 6.6 fornecida por APOLONNI & CESAREO (1994).

$$\frac{\Delta\mu}{\mu} = \left(\frac{\pi}{x\mu} \right) \left\{ \left(\frac{n}{12} \right) \frac{Ni + Nt}{NiNt} \right\}^{1/2} \quad (6.6)$$

onde: x - dimensão do pixel;

n - número de pontos de cada projeção;

Ni,Nt - número de fótons incidentes e transmitidos.

Neste trabalho o valor da resolução varia entre 8,0 e 8,5 % em cada plano tomográfico. Estes números indicam que as tomografias realizadas têm uma boa qualidade. Considerando que as medidas de massa específica fornecidas pela tomografia do solo indeformado estão em torno de 1,0 g/cm³, pode-se afirmar que o erro médio é de 0,08 g/cm³. No caso do solo ensaiado pela prova de carga o valor do erro pode chegar à 0,15 g/cm³.

6.7 Resultados

A tomografia fornece em cada secção estudada uma imagem ou tabela de coeficientes de atenuação. Para análise da qualidade do ensaio ou, para uma visualização da distribuição da massa específica na amostra, a análise da imagem se mostra satisfatória. Entretanto, para obtenção de dados quantitativos é necessário uma interpretação dos dados de atenuação transformando-os em valores de massa específica.

A Figura 6.8 apresenta a imagem tomográfica de uma amostra que foi danificada. Nesta figura é possível ver uma linha ao longo da direção horizontal que representa a fissura da amostra. Se for observada a tabela de massa específica desta tomografia será encontrada uma linha na qual os valores da massa específica são menores demonstrando a presença da fissura.

Figura 6.8: Tomografia de uma amostra danificada pelo manuseio.

Uma interpretação qualitativa da Figura 6.8 pode ser feita considerando-se as diferenças de tonalidade apresentada pelos diversos pixels que compõem a imagem. Os pontos negros são correspondentes àqueles pixels onde o material deixa passar completamente o feixe radioativo. Isto quer dizer que a região negra em torno da

amostra é o ar que a envolve. Desta mesma forma, pontos negros no interior da amostra estão totalmente vazios. A cor branca indica um elevado coeficiente de atenuação. Neste caso, uma grande concentração de matéria, ou um material altamente atenuador, está presente na área que mostre esta coloração. As tonalidades cinza representam situações intermediárias.

Numa analogia com os raios-x médicos, poder-se-ia dizer que a região branca indica a presença de ossos, as regiões cinza são tecidos ou feixes de tecidos, e a região negra está fora do corpo do paciente.

6.7.1 Comparação da tomografia com medidas convencionais

Com fim de verificar a capacidade da tomografia em fornecer medidas de massa específica foram realizadas, em algumas amostras, medidas de massa específica seca pelo método convencional. A medida pelo método convencional foi feita secando-se a amostra após a tomografia e, em seguida determinando o seu peso e volume. A medida tomográfica foi tomada como a média dos valores de um plano tomográfico. O estabelecimento de uma comparação entre estas duas técnicas é apenas um indicativo da qualidade da medida, já que o verdadeiro indicador da qualidade das tomografias é a resolução de contrastes. A Figura 6.9 apresenta uma comparação das medidas fornecidas por estas duas técnicas.

A diferença entre os valores medidos pelas duas técnicas nestas amostras está em torno de $0,05 \text{ g/cm}^3$. Esta diferença é inferior à tolerância estabelecida pela resolução estimada pelo contraste de medidas que é de $0,15 \text{ g/cm}^3$.

Figura 6.9: Comparação de valores de massa específica seca (g/cm^3) determinadas pelo método convencional e pela tomografia.

6.7.2 Massa específica

A obtenção de valores de massa específica permite a realização de análises quantitativas da variação desta propriedade quando o solo sofre variação de volume. Esta análise é feita por comparação do estado da massa do solo antes e depois do colapso. A Tabela 6.1 é um exemplo de como os dados de massa específica são fornecidos pela tomografia.

Observando-se a Tabela 6.1 onde estão apresentados os valores de massa específica de alguns pixels de uma tomografia, verifica-se que estes valores sofrem uma grande variabilidade ao longo do plano.

Tabela 6.1: Parte de uma tabela de valores de massa específica fornecidos pela tomografia do furo zero de Rondonópolis ($z = 0,50$ m)

1,13	1,14	1,14	1,08	1,15	1,24	1,08	1,11	1,07	1,06	1,18	1,17	1,00
1,15	1,14	1,14	0,96	1,17	1,15	1,14	1,18	1,21	1,19	1,35	0,93	0,91
1,19	1,19	1,30	1,21	1,19	1,06	1,25	1,17	1,24	1,19	1,20	1,12	1,18
1,26	1,31	1,19	1,34	1,24	1,17	1,21	1,12	1,14	1,21	1,12	1,01	1,15
1,24	1,12	1,07	1,11	1,06	1,24	1,11	1,23	1,14	1,13	1,08	1,07	1,19
1,15	1,14	1,19	1,08	1,09	1,23	1,18	1,11	1,11	1,13	1,21	1,20	1,34
1,03	1,07	1,05	1,13	1,05	1,23	1,02	1,00	0,97	1,00	0,96	1,06	1,21
0,89	1,02	1,11	1,01	1,07	0,93	1,07	0,99	1,17	0,94	0,94	1,12	1,00
1,01	1,06	1,02	0,95	1,11	1,00	1,28	1,15	1,09	0,91	0,88	0,91	0,78
1,43	1,17	1,24	1,07	1,15	1,07	1,21	1,07	1,07	1,14	1,15	1,25	1,07
1,21	1,03	1,18	0,89	1,01	0,99	1,01	1,13	1,18	1,18	1,21	1,25	1,07
1,09	1,15	1,17	1,03	1,17	1,30	1,24	1,24	1,25	1,37	1,18	1,18	0,97
1,48	1,40	1,24	1,26	1,08	1,08	1,11	0,96	1,00	1,30	1,06	1,14	1,09
1,55	1,32	1,28	1,36	1,19	1,20	1,11	1,03	1,05	1,18	1,14	1,13	1,14
1,30	1,20	1,23	1,28	1,02	1,18	1,23	0,95	0,88	1,28	1,21	1,17	1,23
1,23	1,28	1,42	1,19	1,19	1,35	1,24	1,08	1,11	1,31	1,28	1,30	1,08
1,24	1,18	1,32	1,07	1,32	1,26	1,12	1,12	1,00	1,00	1,12	1,03	1,02
1,29	1,07	1,35	1,28	1,25	1,08	1,15	0,99	0,95	1,17	1,20	1,24	1,18

A variação de valores de massa específica do solo pode ser mais facilmente constatada pela observação de valores médios colocados em uma linha do plano tomográfico. Isto é feito tomando-se o plano tomográfico, calculando-se os valores médios de massa específica em uma direção e, marcando-os em um gráfico cartesiano.

A Figura 6.10 apresenta a variação de massa específica média em um plano de uma tomografia do solo no seu estado natural. A amostra ensaiada é do solo de Campo Novo do Parecis, furo zero, na profundidade de 0,5 m na direção vertical. Nesta figura verifica-se que existe uma variabilidade dos valores de massa específica ocorrendo ao longo do eixo escolhido.

Figura 6.10: Distribuição de massa específica do solo seco obtida por tomografia em uma secção longitudinal da amostra antes da prova de carga, representada pela média dos valores em uma direção, furo zero de CNP, Z = 50-60 cm.

A Figura 6.11 apresenta um gráfico em que a abcissa representa a distância em mm segundo uma dada direção e, a ordenada reúne os valores de massa específica medidos em uma linha desta direção, para a mesma amostra apresentada na figura anterior (furo zero de CNP, profundidade 50-60 cm). Observa-se então que a variabilidade é maior naquela onde se tem as médias. A diferença de valores observada é elevada em função da escolha de uma linha qualquer. Na linha escolhida existe uma tendência de queda dos valores segundo um dado sentido o que não corresponde à média de valores medidos na amostra.

A Figura 6.12 apresenta uma distribuição dos valores médios da massa específica do solo segundo uma direção, após a prova de carga, em uma secção transversal da amostra do solo de Rondonópolis, ensaio 2, profundidade 0,5 m. Verifica-se que os valores sofrem uma variação da magnitude menor após o ensaio. Isto se deve ao rearranjo das partículas provocado pelo colapso. Esta observação permite inferir que as partículas do solo não sofrem deformações mas sim, encaixamento. Para ALONSO *et al.* (1993) o conjunto de partículas sofre um rearranjo e, as partículas de argila sofrem deformação.

Figura 6.11: Distribuição de massa específica do solo seco obtida por tomografia em uma secção longitudinal da amostra antes da prova de carga, representada pelos valores em uma direção qualquer, furo zero de CNP, Z = 50-60 cm.

Figura 6.12: Distribuição de massa específica do solo seco obtida por tomografia em uma secção transversal da amostra (ensaio 2 de ROO, Z= 0,5 m) após a prova de carga, representada pela média dos valores em uma direção.

O emprego das curvas mostradas nas figuras anteriores evidencia um problema do trabalho com amostras coletadas no campo e ensaiadas no laboratório. Estas figuras mostram que as extremidades das curvas se apresentam com valores menores

que a região central. Este problema pode ser decorrente do amolgamento pelo manuseio da amostra ou o efeito de aresta quando bombardeadas com um feixe radioativo.

Para uma análise de contrastes de valores de massa específica pode-se criar faixas de valores com as correspondentes tonalidades de cores. O emprego de tabelas organizadas por faixas de valores com cores distintas permite simultaneamente fazer uma análise qualitativa e quantitativa.

Ao observar a Tabela 6.2, que tem os valores de todos os pixels de uma tomografia (furo zero - ROO, $z = 0,5$ m) classificados em faixas de cores, verifica-se que existe uma certa organização nos valores. À primeira vista, observando-se apenas as cores, pode-se encontrar áreas em que as cores se aglutinam formando uma região com propriedades similares. Este comportamento nucleado mostra que o solo não é uniforme em sua distribuição de matéria.

A aglomeração de valores de massa específica deve acarretar uma agregação de outras propriedades como, por exemplo, a micro-porosidade, a distribuição de umidade, etc. Pode mesmo indicar a formação de nódulos. De forma similar a desuniformidade de massa específica, a não-uniformidade na distribuição de umidade por tomografias tridimensionais foi apresentada por AYLMOORE (1993).

O comportamento de amostras de pequenas dimensões submetidas a ensaios convencionais de laboratório pode ficar afetado por esta nucleação de propriedades. Por exemplo, pode-se pensar no caso de um ensaio triaxial de solo não saturado onde houve uma concentração de umidade nas extremidades da amostra. Neste caso, o centro da amostra apresenta uma sucção maior que as extremidades e portanto, suas características mecânicas são diferentes nestas regiões.

O emprego de tomografia também permite comparar a forma da distribuição de matéria em um solo antes e depois do carregamento. Isto é possível por simples comparação entre duas tomografias. A comparação qualitativa pode ser feita comparando-se duas imagens obtidas respectivamente em furo antes e após o carregamento. Uma outra forma de comparação de tomografias é através das tabelas

6.7.3 Distribuição de frequência dos valores de massa específica

Uma outra forma de analisar as tomografias é pela distribuição de frequência de valores de massa específica e consequentes histogramas. Os histogramas permitem visualizar a variação dos valores de massa específica segundo a sua magnitude e ocorrência. Pela observação de um histograma é possível verificar, além da faixa de valores medidos, qual o valor que é mais comum, qual o valor médio, a forma de distribuição dos valores e, por fim, qual a tendência dos valores.

Neste trabalho mais uma aplicação é dada ao histograma. Na Figura 6.13 a sequência de histogramas apresentada ilustra a variação dos valores de massa específica como consequência da mudança do tamanho do pixel analisado. Nesta sequência, o tamanho do pixel fica cada vez maior. Quanto mais o tamanho do pixel se aproxima da dimensão da amostra tanto melhor é a convergência do valor medido pela tomografia com o valor medido pelos métodos convencionais.

Observa-se nesta figura que o valor de massa específica depende da dimensão do pixel adotada. Um pixel muito pequeno pode estar medindo a massa específica apenas de um vazio do solo. Logo, quanto menor o pixel maior a variação dos valores de massa específica medidos.

O estudo dos histogramas apresentados na Figura 6.13, mostra que os mesmos têm a forma de uma curva gaussiana para as várias dimensões de pixel consideradas, exceto aquelas correspondentes a 40 e 80 mm. Isto significa que os valores estão aleatoriamente distribuídos pelo plano tomográfico. Esta forma do histograma permite também inferir que existe um valor típico da massa específica nesta secção. Este valor está próximo aos valores médios e aproximadamente equidistante dos extremos superior e inferior. Entretanto no extremo inferior há uma ligeira concentração de valores, indicando que eles tendem mais a este limite que ao superior. O valor da massa específica típico desta secção é de $1,1 \text{ g/cm}^3$.

a) 2,5 mm

b) 5,0 mm

c) 10,0 mm

d) 20,0 mm

e) 40 mm

f) 80 mm

Figura 6.13: Sequência de histogramas dos valores de massa específica da tomografia do furo zero de Rondonópolis ($Z=0,5$ m), para as dimensões de pixel indicadas.

A alteração da distribuição de massa específica pela ação do carregamento e inundação do solo pode ser visualizada na Figura 6.14. Esta figura apresenta uma forma mono-caudal que é típica dos fenômenos que apresentam valores limites. Isto quer dizer que a prova de carga introduziu no solo alterações que provocaram uma

agregação de partículas, levando a um valor máximo. Esta agregação de partículas origina uma maior uniformidade na distribuição da massa específica, o que é demonstrado pela menor amplitude da curva gaussiana, ou pela maior concentração dos valores em torno da média. Observa-se também nesta figura que o valor máximo de massa específica excede à $1,75 \text{ g/cm}^3$.

Figura 6.14: Histograma da tomografia do solo após a prova de carga (pixel 2,5 mm), Ensaio 2 de ROO, $z = 0,5 \text{ m}$.

A variação da massa específica, devido ao carregamento do solo, tem um desdobramento no eixo normal ao carregamento (vertical para um observador do solo). A prova de carga gera variações diferenciadas ao longo do perfil do solo. Uma tomografia tomada no plano longitudinal da amostra (vertical do solo) mostra a variação da massa específica nos primeiros 10 cm abaixo da placa. Pela Figura 6.15 observa-se que os valores da massa específica estão compreendidos entre 1,0 e 1,4 g/cm^3 . Descontados os efeitos de aresta pode-se dizer que o limite inferior é de 1,2 g/cm^3 . A variação tem claro sentido e tendência: quanto mais profunda a secção menor o valor da massa específica.

Figura 6.15: Massa específica do solo seco obtida por tomografia em uma secção longitudinal da amostra após a prova de carga, ensaio 2 - ROO, Z= 0,5 - 0,6 m..

A Figura 6.16 apresenta a variação da massa específica do solo natural, na direção horizontal na profundidade 0,6 m em Rondonópolis, onde o peso específico está em torno de $1,17 \text{ g/cm}^3$. Comparando-se a Figura 6.15 com a Figura 6.16 verifica-se que o solo sofreu uma variação de massa específica com sentido e direção bem claros. Isto é, a medida em que se afasta da superfície de carregamento, diminui o peso específico. A variação registrada por esta tomografia é causada pelo carregamento e posterior inundação.

6.7.4. Índice de vazios

A avaliação da mudança de volume de um elemento de solo pode ser feita pelo seu índice de vazios. A obtenção do índice de vazios através da tomografia, se deu pelo emprego das tabelas de massa específica. Os valores de índice de vazios foram calculados com base na média de todos os valores de massa específica, na

média ponderada pelo histograma e na média de uma secção com 1 cm de altura na tomografia longitudinal.

Figura 6.16: Massa específica do solo seco obtida por tomografia em uma secção transversal da amostra antes da prova de carga, ensaio 0 - ROO, $Z = 0,6$.

Os valores de índices de vazios calculados para o ensaio número 2 e para o solo natural (furo zero) do campo experimental de Rondonópolis estão apresentados na Tabela 6.4. O índice de vazios mostrado nesta tabela foi calculado com base no valor médio da massa específica em cada tomografia.

A visualização dos dados da tabela é possível pela Figura 6.17. Nesta figura é importante observar que a maior variação de volume está concentrada nos primeiros centímetros abaixo da placa. As mudanças mais significativas ocorreram nos primeiros 20 cm (0,25D).

Tabela 6.4: Índice de vazios do solo de Rondonópolis interpretado para o valor médio da massa específica em cada tomografia (Z medido a partir da superfície do terreno).

z (cm)	Furo 0	Ensaio 2
20	0.89	*
30	1.04	*
40	1.21	*
50	1.21	0.61
60	1.41	0.93
70	1.41	1.12
80	1.41	1.12
90	*	0.96
100	1.41	1.12
110	*	1.12
120	*	1.04
130	*	0.89

Nota : (*) - não foi possível a estimativa.

Figura 6.17: Índice de vazios do solo de ROO antes e após o carregamento.

A alteração introduzida no solo pelo carregamento é mais clara na Figura 6.18. Nesta figura é apresentada uma comparação entre a massa específica seca natural e após o carregamento no ensaio 6 de CNP. Novamente observa-se que o valor da massa específica retorna aos níveis naturais em um intervalo muito estreito.

Figura 6.18: Massa específica do solo seco na condição natural e após o carregamento no F6 de CNP.

VAZ *et al.* (1992) empregou a tomografia para estudar a variação de volume de amostras de solo carregadas estaticamente em uma das extremidades. Estes autores observaram que a variação de volume ocorre somente na extremidade em que a carga foi aplicada. À medida que se analisa a variação de volume para o interior da amostra, verifica-se que a influência do carregamento diminui. Ou seja, o índice de vazios só é reduzido na face em que a amostra foi carregada. A Figura 6.19 mostra o resultado do experimento de VAZ *et al.* (1992)

Este comportamento foi analisado considerando também as variações de umidade na amostra. Os autores citados submeteram as amostras ao mesmo carregamento e fizeram variar o teor de umidade. Novamente verificou-se que a variação de volume ocorre principalmente na face de contato com o carregamento. Quanto mais longe da face de aplicação do carregamento, tanto menor a variação de volume sofrida pela amostra.

Figura 6.19: Variação da porosidade em amostras compactadas estaticamente pelo topo, VAZ *et al.* (1992)

A verificação de que a variação de volume ocorre principalmente na proximidade da superfície de contato parece óbvia, observando-se o bulbo de distribuição de tensões no solo. Quanto mais próximo se está da placa, maior o nível de tensões a que o solo está sujeito. Por outro lado, quando esta região sofre variação volumétrica, muda suas características de rigidez, absorvendo mais esforços e impedindo que as tensões alcancem regiões mais profundas.

6.7.5 Estimativa dos recalques

Considerando os valores de índices de vazios obtidos pelas tomografias foi feita uma retro-análise para cálculo do recalque sofrido pela placa durante a prova de

carga. O valor de índice de vazios usado no cálculo corresponde àquele da tomografia em cada secção transversal (secção horizontal do terreno). Nos casos em que se dispõe de tomografia da secção longitudinal (correspondente à vertical do terreno) foi calculado o recalque para cada secção de 2,5 mm.

Três hipóteses de obtenção do índice de vazios foram consideradas. Estas hipóteses correspondem aos modos de obtenção da massa específica ou seja: pela média da tomografia, pela média ponderada com o histograma e pela moda.

Tomando-se o furo 2 como exemplo, tem-se da prova de carga que o recalque total medido na prova de carga é de 62,7 mm. Os resultados obtidos por retro-análise dos dados da tomografia são respectivamente 68,4; 52,8 e 87,7 mm para os valores calculados pela média geral, pela média de uma secção e pela média ponderada. Estes valores estão apresentados na Tabela 6.5. Verifica-se que a previsão que mais se aproxima do recalque medido pela placa seria empregando-se a média geral da tomografia.

Tabela 6.5: Recalque obtido segundo diferentes critérios de cálculo do índice de vazios.

Forma de obtenção	Recalque obtido (mm)
prova de carga (medido)	62,7
média geral da tomografia transversal	68,4
média de uma secção da tomografia longitudinal	52,8
média ponderada	87,7

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES

Este trabalho se propôs a estudar o fenômeno do colapso do solo através de provas de carga sobre placas instrumentadas com tensiômetros, TDR e tomografia computadorizada. O trabalho também incluiu uma caracterização dos solos estudados com vistas a verificação da sua características físicas, mineralógicas e do seu potencial de colapsibilidade. Após a realização dos ensaios e de uma análise dos dados algumas conclusões são extraídas. As referidas conclusões são aqui apresentadas em três blocos: as devidas a interpretação direta das provas de carga, as devidas ao emprego de uma instrumentação e aquelas devidas a avaliação da própria instrumentação.

Provas de carga

A execução de provas de carga com inundação do solo em diferentes níveis tensão e com variações de sucção pequenas antes da inundação, mostrou que quanto maior a carga de inundação maiores os recalques de colapso.

O emprego das equações de FREDLUND & MORGENSTERN (1976) forneceu previsões razoáveis para os recalques da placa. Isto é válido tanto para o caso em que empregou-se os dados do ensaio edométrico com sucção controlada quanto para o ensaio edométrico duplo.

A aplicação do modelo elasto-plástico de ALONSO *et al.* (1987) empregando parâmetros ajustados para os ensaios edométricos com sucção controlada, reproduziu bem alguns ensaios dos ensaios realizados. Isto é válido principalmente para o caso do carregamento do solo em condições naturais de umidade. No outros casos o modelo tem alguma dificuldade em reproduzir a curva do ensaio de campo. Um outra dificuldade do ensaio é a reprodução do trecho de descarregamento. Como só há um parâmetro para descrever o trecho de descarregamento e carregamento sem mudança de sucção e, o solo tem um comportamento plástico acentuado, o modelo prevê uma recuperação dos recalques maior do que elas realmente foram.

O gradiente de redução da sucção tem comportamento acoplado ao gradiente de evolução dos recalques no estágio de inundação do solo. Assim, quando a sucção esteve estável, no estágio de inundação, os recalques evoluíram lentamente. Quando entretanto, a sucção variou mais rapidamente, os recalques também sofreram uma aceleração.

A aplicação do carregamento e a inundação do solo introduziu grandes alterações no solo sobretudo na região correspondente 0,25 D.

A sucção no solo diminui com o aumento da profundidade, isto faz com que a previsão de recalques da placa seja feita por faixas considerando as regiões de distribuição das cargas e os valores de sucção destas regiões. Após a inundação do solo as mudanças de sucção são mais acentuadas na região imediatamente abaixo da placa. É por isto que nesta área os recalques são mais acentuados.

O colapso do solo é um rearranjo das partículas que faz com que estas se desloquem para os espaços vazios, conforme inferido das tomografias. Considerando que não há retorno elástico dos recalques medidos é possível que o rearranjo tenha absorvido toda a energia do carregamento não havendo deformações das partículas.

Tomografia e TDR

A medida de massa específica do solo com emprego da tomografia mostrou uma boa concordância com os métodos convencionais.

As tomografias das amostras indeformadas do solo, mostraram que existe uma certa nucleação de valores de massa específica no solo. Em outras palavras pode-se dizer que o solo não é uniforme e homogêneo na escala em que as amostras foram analisadas. Em uma tomografia (plano da amostra) existem regiões com concentração de massa muito maior que outras.

Após a aplicação do carregamento e posterior inundação do solo, as tomografias mostraram que foi criado um valor limite (superior) de massa específica no solo. Este valor, predominou em quase todo o plano indicando que aquela nucleação de massa observada nas amostras indeformadas foi bastante reduzida.

Tomografias realizadas no plano vertical do solo (normal ao eixo de carregamento) mostraram que, após o carregamento e inundação, os valores de massa específica se apresentam decrescendo com a profundidade. Este mesmo comportamento pode ser encontrado pela observação de sucessivos planos tomográficos transversais a amostra (perpendicular à direção de aplicação do carregamento).

A qualidade das amostras indeformadas coletadas nos campos experimentais e transportadas para o laboratório pode ser bem avaliada pelo emprego da tomografia.

Instrumentação

A tomografia mostrou-se uma poderosa ferramenta no estudo do colapso do solo. Esta ferramenta pode ser incorporada à geotecnia como um instrumento auxiliar no estudo dos solos não saturados.

O avanço da frente de infiltração pode ser monitorado com emprego das sondas TDR segmentadas. A utilização deste instrumento permitiu observar a evolução da umidade durante a realização de provas de carga sobre placas.

O emprego de tensiômetros permitiu medir com eficiência a sucção na região afetada pela prova de carga.

Sugestões para trabalhos futuros

Este trabalho poderá ser prosseguido pela desenvolvimento de um conjunto de procedimentos para utilização e instalação de sondas TDR em modelos de fundações superficiais e profundas. É possível até que esta técnica seja aplicada para monitorar recalques devidos ao colapso de grandes obras.

A tomografia computadorizada mostrou-se uma poderosa ferramenta para aplicação em geotecnia. A aplicação desta técnica aliada a estudos de comportamento de amostras de solos não saturados em laboratório poderá oferecer informações mais detalhadas acerca do seu comportamento. Dentro deste raciocínio, a aplicação da CT para avaliar a distribuição de umidade em corpos de prova é fundamental. Sobretudo a construção de imagens tridimensionais de distribuição de massa e umidade permitirão analisar melhor os resultados de ensaios de campo e de laboratório.

Por fim é muito importante que a tomografia seja empregada para estudos de dinâmica do fenômeno do colapso através de equipamentos que permitam um menor tempo para aquisição de dados e o uso simultâneo de dupla energia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABDULJAUWAD, SAHEL, N.; AL-MANA, ABDULAZIZ, I; AL-GASSOUS & KHALED, A. (1991) Engineering properties of the soil of Sana'a, the Yemen Arab Republic. **Engineering Geology**, Vol. 30, Pg. 171-194.

AGNELLI, N. & ALBIERO, J.H.(1994) Efeito da colapsividade no resultado de provas de carga diretas.X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, Vol. 1.Pg. 167-174.

AGNELLI, N. (1992) Estudo da colapsibilidade do solo de Bauru através de provas de carga diretas. Dissertação apresentada à EESC/USP.

ALONSO, E.E., GENS, A. & HIGHT, D.W. (1987) Special problems in soils. General Report. In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 9, Dublin, Proceedings., Pg. 5.1 - 5.60.

ALONSO, E.E.; GENS,A. & JOSA, A. (1990) A constitutive model for partially saturated soils. **Géotechnique**, 40 (3) Pg 405 - 430.

ALONSO, E.E.; JOSA, A. & GENS, A. (1993) Modelling the behaviour of compacted soils. ASCE Convention1993, Specialty Publication.

APPOLONI, C.R. & CESAREO, R. (1994) Microscanning and micro tomography with x-ray tubes. Rome: Università degli studi di Roma La Sapienza. Pg 16.

AYLMORE, L.A.G. (1993) Use of computer-assisted tomography in studying water movement around plant roots.**Advances in Agronomy**. Vol.49, Pg.1 - 51.

BALMACEDA, A.R. (1991) Suelos compactados. Un estudio teórico y experimental. Tesis doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona.

✱ BASMA, A.A. & TUNCER E.R. (1992) Evaluation and control of collapsible soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, Vol. 118, nº10, Pg. 1490 - 1505.

BAUMGATNER, N. ; PARKIN, G.W. & ELRICK, D.E. (1994) Soil water content and potential measured by hollow time domain reflectometry probe. **Soil Science Soc. Am. Journal** 58, Pg 315 - 318.

BENSON, C.H.; BOSSCHER, P.J. LANE, D.T. & PLISKA, R.J. (1994) Monitoring system for hydrologic evaluation of landfill covers. **Geotechnical Testing Journal** 17 (2) Pg 138 - 149.

BLIGHT, G.E. (1981) Residual soils in South Africa. Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils. Proceedings ASCE, Honolulu, Pg 147 - 171.

CAMPOS, T.M.P. (1994) Equipamentos e técnicas para determinação da sucção no campo. Simpósio sobre solos não saturados, 2, Recife - PE. Anais, Pg. 9 - 18.

CARVALHO, C.S. (1989) Estudo da infiltração em encostas de solos insaturados da Serra do Mar. Dissertação USP/São Paulo.

CARVALHO, D. & ALBUQUERQUE, P.J.R. (1994) Comportamento de estacas de pequeno porte a tração em solos colapsíveis. Simpósio sobre Solos Não Saturados, 2. Recife. Anais. Pg. 237 - 242.

CARVALHO, D. & SOUZA, A. (1990) Análise do Efeito do Umedecimento do Solo em Fundações Rasas e profundas em Solos Porosos: Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Engenharia de Fundações, 9 - Salvador, Anais, Vol 2, Pg. 109 - 113.

CARVALHO, J.C. & MORTARI, D. (1994) Caracterização geotécnica de solos porosos do Distrito Federal. Simpósio Brasileiro de Escavações Subterrâneas, 3, Brasília. Anais, Pg 109 -123.

CARVALHO, J.C. (1988) . Uma metodologia de avaliação do comportamento mecânico na ruptura de um solo parcialmente saturado. Simpósio sobre novos

conceitos em ensaios de campo e laboratório em geotecnia, Rio de Janeiro. Anais Vol 1 , Pg 179 - 190.

CARVALHO, J.C. (1994). Considerações sobre o estudo e análise do colapso de solos porosos naturais. Simpósio sobre Solos Não Saturados, 2 Recife. Anais. Pg. 99 - 104.

CARVALHO, M.F. (1994) Estudo de solos colapsíveis no Nordeste do Estado de Minas Gerais. Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos. 137 pg.

CÁSSARO, F.A.M. (1994) Tomografia de dupla energia simultânea para caracterização física de um meio poroso deformável. Dissertação apresentada ao Instituto de Física de São Carlos.

CHARLES, J.A. (1993). Collapse compression of fills on inundation. Building Research Establishment - Geotechnical Engineering,, London Pg. 352 - 373.

CLEMENCE, S.P. & FINBARR, A.O. (1981) Design considerations for collapsible soils. ASCE, **Geotechnical Engineering division Journal** , 107 (GT3) Pg 305 - 317.

COLLINS, K.C. & Mc GOWN, A. (1974) The form and the function of micro- fabric features in a variety of natural soils. **Géotechnique**, Vol 24, Nº 2 , Pg. 223 - 254.

CONCIANI, W., CARNEIRO, B.,J., SOARES, M. M., HERRMANN, P.S.P. & CRESTANA, S (1996) Emprego de TDR com sondas multi-hastes segmentadas para medida de umidade de um perfil de solo. Simpósio de Instrumentação Agropecuária, I -São Carlos.

CONCIANI, W., HERRMANN, P.S.P., SOARES, M.M., CRESTANA, S., (1996b) Determinação da constante dielétrica relativa de um meio poroso através de microondas(RDT). Encontro nacional de física da matéria condensada. Águas de Lindóia.

- CONCIANI, W., HERRMANN,P.S.,CRESTANA, S.& SOARES, M.M ,(1995)
Estudo de solos colapsíveis em região de alta produção de grãos: Uma
experiência de integração. I Encontro sobre solos não saturados.Porto
Alegre.Pg.299-309..
- CONCIANI, W., NAIME, J.M., CRESTANA, S., & SOARES, M.M (1996).
Portable cat scanner applied to collapsible soil studies. 2nd International
Conference on Physics and industrial Development. Belo Horizonte.
- CONCIANI,W. & SOARES,M.M. (1995) A simple in situ test to measure soil
collapse.X PCSMFE, Gualajara.Vol.1, Pg.90-101.
- CONCIANI,W., HERRMANN, P.S. & SOARES, M.M.(1995) The time domain
reflectometry to study matrix suction. Int. Conference on Unsaturated Soils,
Paris.,Vol.3.
- CONCIANI,W.; SOARES,M.M. & CRESTANA,,S.(1995) Geotechnical use of a
mini tomography. Int. Conference on Unsaturated soils. Paris, Vol.2.
- CRESTANA,S.; CESAREO,R. & MASCARENHAS, S. (1986) The use of a mini-
tomograph scanner in soil science. **Soil Science**, 142 (1) Pg 56 - 61 .
- CRESTANA, S.; CRUVINEL,P.E.; VAZ,C.M.P.; CESAREO,R.;
MASCARENHAS,S. & REICHARDT,K. (1992) Calibração e uso de um
tomógrafo computadorizado em ciência do solo. Rev. Brasileira de Ciência do
solo, (16) , Pg 161-167.
- CRUVINEL, P.E.; CESAREO, R.; CRESTANA,S. & MASCARENHAS, S. (1990)
X and γ ray computerized minitomograph scanner for soil science. **IEEE
Transactions on Instrumentation and Measurement** , v 39 - n 5 , pg 745-750.
- DAY, R.W. (1990) Sample disturbance of collapsible soil. **Journal of Geotechnical
Engineering** 116 (1) Pg. 158 - 161.
- DECOURT, L. & QUARESMA FILHO, A.R. (1994) Practical applications of the
standardt penetration test complemented by torque measurements, SPT-T; Present

stage and future trends. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 13. New Delhi. Proceedings, Vol 1, Pg 143 - 146.

DECOURT, L. (1992) SPT in non classic materials. US/Brazil Workshop on Applicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structured Soils, Belo Horizonte. Proceedings, Pg 65 -100.

DIAS, R.D. (1985) Fundações de linhas de transmissão assentes em solos lateríticos. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo. Anais, Pg. 283 - 289.

DIAS, R.D. (1994). Influência da estrutura pedológica na colapsividade dos latossolos. Simpósio sobre Solos Não Saturados, 2, Recife. Anais. Pg. 147 - 152.

DOWING, C.H. & HUANG, F.C. (1994) Early detection of rock movement with time domain reflectometry. **Journal of Geotechnical Engineering**. 120 (8) Pg 1413 - 1427.

DUDLEY, J.H. (1970) .Review of collapsing soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Engineering Division**, ASCE, SM 3, Pg. 925 - 947.

EL SOHBY, M.A. & MAZEN, S.O. (1987) On the prediction of swelling pressure and deformational behaviour of expansive clays. Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 9, Lagos, Proceedings, Vol 1, Pg 129 - 133.

EL SOHBY, M.A. & RABAA, S.A. (1984) Deformational behaviour of unsaturated soils upon wetting. Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8, Harare, Proceedings, Vol 1, Pg 129 - 137.

EL SOHBY, M.A. & RABAA, S.A. (1987) Influence of soil constituents on collapsible soils. Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 9, Lagos, Proceedings, Vol 1, Pg 147 - 153.

FEDA, J., BOHAC, JAN, HERLE, I. (1991) Compression of Collapsed loess: Studies on bonded and unbonded soils. **Engineering Geology**, Vol. 34, nº 1-2, May 1993, Pg. 95 - 103.

- FERREIRA, S.R.M. & LACERDA, W. A. (1993) Variações de volume em solo Colapsível medidas em ensaios de laboratório e campo. **Solos e Rochas**, 16 (4) Pg 235 - 243.
- FERREIRA, S.R.M. & TEIXEIRA, D.C.L. (1989). Collapsible soil-a practical case in construction (Pernambuco, Brazil). International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering, 12, Proceedings ISSMFE ,Rio de Janeiro,Vol. 1 , Pg. 603 - 606.
- FERREIRA, S.R.M. (1990-a) Banco de dados de solos especiais - colapsíveis no Estado de Pernambuco. Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Engenharia de Fundações, 9, Anais ABMS - Salvador, Vol. 1, Pg. 81 - 86.
- FERREIRA, S.R.M. (1991) Metodologia para identificação de locais de ocorrência de solos potencialmente colapsíveis e expansivos com base na classificação e levantamentos pedológicos. Simpósio de geologia do nordeste, 14, Atas. Sociedade Brasileira de Geologia - Núcleo Nordeste. Boletim Nº 12. Recife, Pg. 120 - 123.
- FERREIRA, S.R.M. (1991) Metodologia para Identificação de Locais de Ocorrência de solos Potencialmente Colapsíveis e expansivos com Base na Classificação e Levantamentos Pedológicos. XIV Simpósio de Gologia do Nordeste, Recife-15 a 20/11/91, Boletim 12, Pg.120-123.
- FERREIRA, S.R.M. (1991-a) Variação de volume em solos não saturados colapsíveis e expansivos. Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 7 , Anais, ABGE, Poços de Caldas - Mg, Volume 1, Pg 283 - 295.
- FERREIRA, S.R.M. (1994) Técnicas de ensaios e fatores influentes nas medidas de deformação de solos colapsíveis e expansivos. Simpósio sobre Solos Não saturados, 2, Recife, Anais, Pg. 19 - 30.
- FERREIRA,R.C. PERES, J.E.E. & BENVENUTO, C. (1989). Uma análise de modelos geotécnicos para a previsão de recalques em solos colapsíveis. Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Engenharia de Fundações - Anais da ABMS, Salvador, Vol 2, Pg. 73 - 79.

- FLEDLUND, D.D. & XING, A.(1994) Equations for the Soil-Water Characteristic Curve. **Canadian Geotechnical Journal**. J.31 Pg. 521-532.
- FLEMING, P.M, CAMPOS, T.M.P. & VARGAS JÚNIOR, E.A. (1994). Medida de sucção em encostas não saturadas através de tensiômetros automáticos. Simpósio sobre Solos Não Saturados, 2, Recife. Anais. Pg. 79 - 88.
- FREDLUND, D.G. & MORGENSTERN, N.R. (1976). Constitutive relations for volume change in unsaturated soils, **Canadian Geotechnical Journal**, Vol.13 , Pg. 261 -276.
- FREDLUND, D.G. (1985) Soil mechanics principles that embrace unsaturated soils. International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering, 11, San Francisco, Proceedings ISSMFE, Vol. 2, Pg. 465 - 472.
- FREDLUND, D.G.; XING,A. & HUANG, S. (1994) Predcting the permeability function for unsaturated soils using the soil water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, 31, p. 533-546.
- FREDLUND,D.G.; MORGENSTERN, N.R. & WIDGER, R.A. (1978). The Shear Strength of Unsaturated Soils. **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 15, nº3, Pg. 313 - 321.
- FREDLUND, D.G. & RAHARDJO, H. (1988) State-of-develoment in the measurement of soil suction. International Conference on Engineering Problem Regional soils Beijing - China. Proceedings, Pg 582 - 588.
- GUORUI,G. (1988) Formation and development of the structures of collapsing loess in China. **Engineering Geology**, Vol 25, Pg. 235 - 245.
- GEHLING, W.Y.Y. (1994) Suelos expansivos: Estudio experimental y aplicacion de un modelo teorico.Universitat Politecnica de Catalunya.
- GEHLING, W.Y.Y.; DIAS, R.D. & ROISENBERG, A. (1982) Compressibilidade e colapsibilidade de solos porosos do planalto meridional do Rio Grande Do Sul. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Recife . anais.192 - 205.

GENS, A. & ALONSO, E.E. (1992) A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays. **Canadian Geotechnical Journal**, 29 . Pg 1013 - 1032.

GRIGORYAN, A.A. (1989). Deformation phenomena in collapsible soils. International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering, 12, Rio de Janeiro, Proceedings ISSMFE, Vol. 1, Pg. 607 - 609.

← HERRMANN, P.S.P. & CRESTANA, S. (1994). Uso da técnica de reflectometria no domínio do tempo para caracterização físico-hídrica de um meio poroso -Resumo. Encontro sobre escoamento meios porosos, 22, Florianópolis. Pg 5.

HERRMANN, P.S.P. (1992) Utilização da técnica de reflectometria no dominio do tempo para estudos da fisica do solo. Escuela Latino-Americana de Física de Suelos, 2, Buenos Aires. Anais.

HOLTZ, W.G. & HILF, J.W. (1961) Settlement of Soil Foundatios Due to Saturation. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, U.S.A. 3A/20, Pg. 673-679

HORN, A. (1981) Swell and creep properties of an african black clay. Proceedings of the ASCE - Geotechnical Engineering Division Speciality Conference, Engineering and Construction in Tropical And Residual Soils, Honolulu, Hawai, Pg. 199 - 215.

HOUSTON, S.L. & EL-EHWANY, M. (1991). Sample disturbance of cemented collapsible soils, **Journal of Geotechnical Engineering**, Vol. 117 , nº 5, Pg. 731 - 753.

HOUSTON, S.L. & EL-EHWANY, M. (1988) Settlement and moisture movement in collapsible soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, Vol 116, Nº 10, Pg 1521 - 1535.

HOUSTON, S.L., HOUSTON, W.N. & SPADOLA, D.J. (1988) Prediction of field Collapse of soils due to Wetting. **Journal of Geotechnical Engineering**, Vol 116, Nº 1, Pg. 40.

ISMAEL, N.F. & AL-SANAD (1993) Plate loading tests on weakly cemented surface desert sands. **Geotechnical Journal**, 24 (2) Pg 132 - 150.

- JENNINGS, J.E. & KNIGHT, K. (1957) The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy subsoils on wetting. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4 Proceedings ISSMFE, Vol. 1, Pg. 316 - 319.
- JENNINGS, J.E. & KNIGHT, K. (1975). A guide to construction on/or with materials exhibiting additional settlement due to "collapse" of grain structure. Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6, Durban, Proceedings, Vol 1, Pg 99 - 105.
- JENNINGS, J.E.B. & BURLAND, J.B. (1962). Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils, **Geotechnique**, Vol.12 , nº 2, Pg. 125 - 144.
- JUCÁ, J.F.T. (1993) Flow properties of unsaturated soils under controlled suction. in Unsaturated soils - ASCE. **Special geotechnical publication** nº 39, sept.
- JUCÁ, J.F.T. (1994). The prediction of total heave using laboratory and field tests data . Simpósio sobre Solos Não Saturados, 2, Recife. Anais. Pg. 89 - 98.
- KARUBE, D. & KATO. S. (1989). Yield functions of unsaturated soil. International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering, 12, Proceedings ISSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 1, Pg. 615 - 618.
- KLAPPA, C.F. (1983)** A process response model for the formation of pedogenic calcretes in **WILSON, R.C.** coord., Residual Deposits: Surface Related weathering Process and Materials. Oxford, Geological society of London, pg 211 - 220.
- KNODEL, P.C. (1981) Construction of large canal on collapsing soils. Geotechnical Engineering Division, proceedings of ASCE, 107 (GT1) Pg. 79 - 95.
- KOHGO, Y.; NAKANO, M. & MYIAZAKI, T. (1992 -B) Verification of the generalized elastoplastic model for unsaturated soils. **Soils And Foundations**, 33 (4) Pg 64 - 73.

- KOHGO, Y.; NAKANO, M. & MYIAZAKI, T. (1992-A) Theoretical aspects of constitutive modelling for unsaturated soils. **Soils And Foundations**, 33 (4) Pg 49 - 63.
- KRUTOV, V.I. (1988) Foundation construction on collapsible soils. Soil Mechanics and Foundation Engineering (English translation of **Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Gruntov**), Vol. 24, nº 6, May 1988, Pg. 219-223.
- KUJALA, K. & RAVASKA, O.(1994) Soil water content measurement with a time domain reflectometer. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering XIII, New Delhy.Proceedings, Vol.1, Pg. 219-224.
- LACERDA, W. MAHLER, C.F. (1995) Simulação numérica da expansibilidade e da colapsibilidade. Encontro sobre solos não saturados. Porto Alegre. P 40 - 58.
- LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V.(1979) Soils Mechanics, SI Version.,series in soil engineering.New York: Ed. John Wiley & Sons.
- LARROSA, C.G.; BELLINI, J.A. & PRATA, A. (1995) medição do conteúdo de umidade de solos artificiais usando a técnica da reflectometria no domínio do tempo. Congresso Brasileiro de Sistemas Particulados, XXIII. Resumos, Pg p2-13
- LEPSCH, I.F. (1977) Solos - formação e conservação. São Paulo: Ed. Melhoramentos. Pg 76.
- LIBARDI, P.L. (1995) Dinâmica da água no solo.CENA-Centro de energia nuclear na agricultura. Piracicaba: USP.
- LLORET, A. & ALONSO, E. E. (1980). Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behaviour. **Géotechnique**, Vol. 30, Nº 4, Pg. 449 - 477.
- MACHADO, S.L. (1995) Estudo da compressão confinada e do colapso de um solo arenoso compactado em edômetro com sucção controlada. Departamento de geotecnia. São Carlos.
- MACHADO, S.L.(1995) Estudo da compressão confinada e do colapso de um solo arenoso compactado em edômetro com sucção controlada. Dissertação de mestrado - EESC/USP

- MAHLER, C.F. (1994) Análise de obras assentes em solos colapsíveis e expansivos. Tese de doutorado - COPPE/ UFRJ.
- MAHMOUD, H.H., HOUSTON, W.N. & HOUSTON, S.L. (1995) Apparatus and procedure for an In Situ Collapse Test. **Geotechnical journal**, Vol.18, nº4, pg. 431-440.
- MARINHO, F.A.M. (1994) Medição de sucção com o método do papel filtro. Congresso Brasileiro de Mecânica dos solos e Engenharia de Fundações, 10, Foz do Iguaçu. Anais, Vol 2, Pg 515 - 522.
- McGOWN, A. & COLLINS, K. (1975) The microfabrics of some expansive and collapsing soils. Pan - American conference on Soil Mechanics and foundation Engineering, 5, Buenos Aires. Proceedings, Vol Pg 323 - 333.
- MENDONÇA, M.B.; MAHLER, C.F. & PEREIRA, J.H.F. (1993). Ensaios de laboratório em solos colapsíveis da Região de Bom Jesus da Lapa - Bahia, **Solos e Rochas**, Vol. 16, nº 3, pg. 159 - 172.
- MENDONÇA, M.B.; MAHLER, C.F. & CASANOVA, F.S. (1994). Estudo do mecanismo de colapso de solos do semi-árido da Bahia. Simpósio sobre Solos Não Saturados, 2, Recife. Anais. Pg. 123 - 128.
- MENESCAL, R.A. (1992) Modelagem numérica do comportamento tensão-deformação de solos não-saturados. Dissertação de mestrado em Geotecnia. Brasília.
- MENEZES, R.S. & FRAGA, M.B.T. (1994). Solos Colapsíveis. Simpósio sobre Solos Não Saturados, 2, Recife. Anais. Pg. 111 - 116.
- MIRALDI, F. & WIESEN, E.J. (?) Imaging principles in computed tomography. In Introduction to computed tomography - coord. Haaga jr.
- MIRANDA, A.N. & MENESCAL, R.A. (1994). O método dos elementos finitos aplicado ao estudo de fundações de barragens rígidas sobre solos colapsíveis. Simpósio sobre Solos Não Saturados, 2. Recife. Anais. Pg. 271- 277.

- MIRANDA, A.N. & SILVA, F.A.C. (1990). O método dos elementos finitos aplicado aos solos expansivos. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 9, Anais ABMS, Salvador, Vol. 2, Pg. 179 - 185.
- MIRANDA, A.N. & VAN ZYL, D. (1989). Finite element method approach for collapsing soils. International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering, 12, Proceedings ISSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 1, Pg. 625 - 628.
- MIRANDA, A.N. (1989) O estudo de fundações em solos colapsíveis pelo método dos elementos finitos. Tese para concurso de prof. Titulas UFCE. Fortaleza.
- MIRANDA, A.N. (1991) Programa Unstruct 2.0 - Análise de Tensões e Deformações em Solos Não- Saturados. Fortaleza: Centro de Tecnologia - Universidade Federal do Ceará. 34 Pg.
- MIUSSENS, C.; NARDONE, A. & GHLISS, N. (1989) Essais oedométriques à succion contrôlée. International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, 12, Rio de Janeiro. Proceedings. Vol 1, Pg 69 - 70.
- MORAES, L.J., FRANCO, J.A.M. & CAVALCANTI, A.V. (1994). Caracterização dos solos expansivos da barragem do aproveitamento hidroelétrico de Canabrava. Simpósio sobre Solos Não Saturados, 2,, Recife. Anais. Pg. 141 - 146.
- MUSSO, A. (1989). Restrained rebound of saturated clay. International Conference for Soil Mechanic and Foundation Engineering, 12 - Rio de Janeiro, Vol.1 , Pg. 629 - 633.
- NAIME, J.M.; TORRE NETO, A. INAMASU, Y. & VAZ, C.M.P. (1995) Design and construction of a portable tomograph for non-invasive analysis of the soil - water-plant system, under field conditions. Correspondência pessoal
- NAIME, J.M. (1993) projeto e construção de um tomógrafo portátil para estudos de ciência de solo e plantas, em campo. Dissertação de mestrado apresentada ao Instituto de Física de São Carlos/USP.

- NOGUEIRA, J.B.; VILAR, O.M. & DAS NEVES, M. (1988) The permeability of a tropical sandy soil. International conference on Engineering Problems of Regional soils, Beijing - China. Proceedings, Pg 665 - 667.
- PAIXÃO, M.N.O.N. & CARVALHO, J.C. (1994). Influência da microestrutura no colapso de um solo de Brasília. Simpósio sobre Solos Não Saturados, 2, Recife. Anais. Pg. 105 - 110.
- PETRUKHIN, V.P. (1989). Collapsible and suffosion deformations of gypsy soils. International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering, 12 , Proceedings ISSMFE ,Rio de Janeiro, Vol. 1, pg. 639 - 642.
- PETRUKHIN, V.P.; PRESNOV, O.M. (1991) Collapse deformations of gypsum sands. Soil Mechanics and Foundation Engineering (English Translation of **Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Gruntov**) Vol. 28, nº 3m Nov. 1991, Pg. 127 - 130.
- PHENE II, C.J.; DUTTAGUPTA, A.; PHENE, R.R. & TOJEIRO, T. (1988) In situ measurements of soil matric potential using the time domain reflectometry technique - Abstract. Agronomy Abstracts. Annual mettings of American Society of Agronomy/ Crop Science of America/ Soil Science Society of America. Anaheim, Ca.
- POLIDO, U.F. & CASTELLO, R.R. (1991) Collapsibility of a porous soil from Brazilia. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 9, Chile. Proceedings, vol 1, Pg 103 - 117.
- POPESCU, M.E. (1986) A comparisom between the behaviour of swelling and collapsing soils. **Engineering Geology**, Vol 23 , Pg. 145 - 163.
- POSADAS, D.A., TANNUS, A., LOTUFO, R.A., PANEPUCCI, H.C. & CRESTANA, S. (1994) 3-D wetting front instabilities in layered soils investigated by NMR and X-ray tomography. 15th International Congress Of Soil Science, Pg. 195-196.
- PRESA, E.P. ; LINS, A.H.P. ; CAMPOS, L.E.P. & IGNATIUS, S.G. (1988) Ensaio de laboratório em solos Parcialmente saturados. Simpósio Sobre Novos Conceitos

em Ensaios de Campo e Laboratório em Geotecnia, Rio de Janeiro. Anais , vol 1 , Pg 251 - 278.

PRESA, E.P., CAMPOS, L.E.P. & FONSECA, E.C. (1991) Metodologias empregadas no estudo do comportamento geotécnico de solos não-saturados. Seminário sobre solos não saturados, Brasília. Pg 25 - 48.

QIAN, XUEDE, GRAY, DONALD H.; WOODS, RICHARD D. (1993) Voids and granulometry: Effects on shear modulus of unsaturated sands. **Journal of Geotechnical Engineering**, Vol. 119, nº 2, Feb. 1993, Pg. 295 - 314.

RAO, R. R., HARIANTO, R. & FREDLUND, D.G. (1988) Closed-form heave solutions for expansive soils. **Journal of Geotechnical Engineering**. Vol. 114, nº5, Pg. 572 - 589.

REZNIK, Y.M. (1995) Rigid Plate Settlements on Soils with Varying Deformation Properties **Geotechnical testing journal**, Vol. 18, Pg. 194-203.

REZNIK, Y.M. (1990) Settlement and moisture movement in collapsible soils - discussion. **Journal of Geotechnical Engineering**, Vol 118, Nº 4, Pg. 656 - 658.

REZNIK, Y.M. (1992) Determination of deformation properties of collapsible soils, **Geotechnical Testing Journal**, vol. 15, no 3, Sep. 1992, Pg. 248 - 255.

REZNIK, M.Y. (1993) Plate Load Tests of Collapsible Soils. **Journal of Geotechnical Engineering** . ASCE. Vol 119, Nº 3, Pg. 608 - 615.

Ridley, & Burland, (1995)

RIANI, H.C. & BARBOSA, M.C. (1989) Collapsible sand and its treatment by compaction. International Conference for Soil Mechanic and Foundation Engineering, 12, Proceedings ISSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 1, Pg. 643 - 646.

ROGERS, C.D.F., DIJKSTRA, T.A & SMALLEY, I.J. (1994) Hydroconsolidation and subsidence of Loess: Studies from China, Russia, North america and Sajgalik. **Engineering Geology** Pg. 83-113.

- ROHM, S.A. & VILAR, O.M. (1994) Arranjo físico de equipamentos para o estudo da resistência ao cisalhamento de um solo arenoso laterizado. Simpósio sobre Solos Não Saturados, 2, Recife. Anais. Pg. 61 - 66.
- ROHM, S.A. (1993) Solos Não Saturados. (monografia geotécnica nº 4) Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo , 135 pg.
- ROLLINS, K.M, ROLLINS, R.L. and ROGERS, G.W. (1992) Sample Disturbance of Cemented Collapsible Soils - Discussion (3) **Journal of Geotechnical Engineering**, Vol. 118, nº 11, Pg. 1856 - 1858.
- ROLLINS, M. & ROGERS, G.W. (1994) Mitigation measures for small structures on collapsible alluvial soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, 120 (9) Pg 1533 - 1553.
- ROZENFELD, I. A.; KISIL, A. I. (1991) Classification of construction conditions for sites with type II collapsibility soil conditions. Soil Mechanics and Foundation Engineering (English translation of **Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Gruntov**), Vol. 27, nº 4, Jan. 1991, Pg. 179 - 181.
- SALAS, J.A.J. (1990) Hacia una mecánica de los suelos no saturados - 2ª parte. **Ingeniería Civil**, vol , Pg. 77- 92.
- SALAS, J.A.J. (1993) Hacia una mecánica de los suelos no saturados - 1ª parte. Boletim de la Sociedad Española de Mecánica del suelo y Cimentaciones, nº 109, EME, Feb/Mar, Pg. 77- 92.
- SANTOS NETO, ASSIS, A.P. & CAMAPUM, C. (1991) Linhas de pesquisa em solos não - saturados na UnB. Seminário sobre Solos Não -Saturados. Pág. 1 - 23.
- SANTOS NETO, P.M. (1994) Coeficientes de poro-pressão em solos não saturados. Simpósio sobre Solos Não Saturados, 2, Recife, Pg. 31 - 36.
- SANTOS NETO, P.M., MENESCAL, R.A.M., ASSIS, A.P. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1991) Linhas de pesquisa em solos não saturados na UnB. Seminário sobre solos não saturados, Brasília, ABMS/DF & UnB. Pg 2 - 24.

- SILVA, J. C. B. J. (1990) Análise dos resultados de provas de carga em estacas de pequeno diâmetro em solo colapsível. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. 9, Salvador, Anais, Vol . 2, Pg. 125 - 131.
- SIMONS,N.E. & MENZIES, B.K.(1977) Introdução à engenharia de fundações.Editora intercência Ltda. Rio de Janeiro.
- SOUZA, A. (1993) Utilização de fundações rasas no solo colapsível de ilha solteira (SP) . Dissert. Apresentada a EESC - São Carlos.
- STAFF, M.M.ALI; NOWATZKI, E.A. & MYERS, D.E. (1989) Geostatistical methods to predict collapsing soils. International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering, 12, Proceedings ISSMFE ,Rio de Janeiro, Vol. 2, Rio de Janeiro, Pg. 567 - 570.
- TADEPALLI, R. & FREDLUND, D.G. (1991) The collapse behavior of a compacted soil during inundation.**Canadian Geotechnical Journal**. Vol 28, Pg. 477 - 488.
- TADEPALLI, R., RAHARDJO, H. & FREDLUND, D.G. (1992) Mesurements of matric suction and volume changes during inundation of Collapsible Soil. **Geotechnical Testing Journal** , Vol. 15, nº2 Jun 1992, Pg. 115 - 122.
- TOPP, G.C. & DAVIS, J.L. (1980) Detecting infiltration of water through soil cracks by time domain reflectometry. **Geoderma**,. 26:13 - 23.
- TOPP, G.C. & DAVIS, J.L. (1985) Measurement of soil water content using time domain reflectometry (TDR): A Field Evaluation. **Soil Science society Am. Journal**.vol 49, Pg 19-24.
- TOPP, G.C.; DAVIS, J.L. & ANNAN, A.N. (1980) Eletromagnetic determination of soil water content: measurements in coaxial transmission line. **Water Resource Research**, 16(03), Pg 574- 582.
- TORRE, A. (1995) Tese de Doutorado apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos - USP.

- VARGAS, M. (1985) The Concept of tropical soils. International Conference on Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, 1, Proceedings, Brasília, Vol 3, Pg 101 - 134.
- VARGAS, M. (1993) Solos porosos e colapsíveis - aula inaugural Depto. de Geotecnia EESC/USP 1992. USP/ EESC, São Carlos, 44 Pg.
- VAZ, C.M.P, CRESTANA, S. & REICHARDT, K. (1992) Tomografia Computadorizada na Avaliação da Compactação de Solos. **Revista Brasileira de Ciência do solo**. (16) Pg. 153-159.
- VEYERA, G.E. CHARLIE, W.A. ; DOEHRING, O. & HUBERT, M.E. (1992) Measurements of the pore pressure parameter C less than unity in saturated sands. **Geotechnical Testing Journal**, 15 (3) Pg 223 - 230.
- VILAR, O.M. (1994) . Deformações volumétricas induzidas por redução de sucção em um solo compactado. Simpósio sobre Solos Não Saturados, 2 Recife. Anais. Pg. 191 - 196.
- VILAR, O.M., BORTOLUCCI, A.A. & RODRIGUES, J.E. (1985) Geotechnical Characteristics of Tropical Cenozoic Sediment From São Carlos Region (Brazil). 1st International Conference on Geomechanics Tropical Lateritic and Saprolitic Soils . Proceedings, Brasília, Vol. 1, Pg. 461 - 470.
- VILAR, O.M., RODRIGUES, J.E. & NOGUEIRA, J.B. (1981) Solos Colapsíveis: Um problema para a Engenharia de Solos Tropicais. 1^o Congresso Brasileiro Solos Tropicais, Anais, Rio de Janeiro, Vol. 1, Pg. 209 - 224.
- WHEELER, S.J. & SIVAKUMAR, V. (1995) A Critical State framework for Unsaturated Soil, **Geotechnique**.
- WOLLE, C.M. & CARVALHO, C.S. (1988) Medidas “in situ “ de tensões de sucção. Simpósio sobre novos conceitos em ensaios de campo e laboratório em geotecnia, Rio de Janeiro. Anais, vol 2 , Pg 645 - 665.

WOLLE, C.M.; BENVENUTO, B. & CARVALHO, P.A.S. (1981) Collapsible soil foundation of canal in Central Brazil. International conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, 10, Stockholm. Proceedings, Vol 1, Pg 277 - 280.

ZEGELIN, S.J.; WHITE, I. & JENKINS, D.R. Improved field probes for soil water content and electrical conductivity measurements using time domain reflectometry. **Water Resource Research**, 25(11)1989. Pg 2367 - 2376.

APÊNDICE 1

CURVAS CARGA-RECALQUE

APÊNDICE 2

CURVAS TENSÃO-RECALQUE NORMALIZADO

APÊNDICE 3

CURVAS TEMPO-RECALQUE

Roo

Ensaio 1 - Q = 10 kN

Roo

Ensaio 1 - Q = 20 kN

Roo

Ensaio 1 - Q = 30 kN

Roo

Ensaio 2 - Q = 2,5 kN

Roo

Ensaio 2 - Q = 5,0 kN

Roo

Ensaio 2 - Q = 7,5 kN

Roo

Ensaio 2 - Q = 10 kN

Roo

Ensaio 2 - Q = 12,5 kN

Roo

Ensaio 4 - Q = 12,5 kN

Roo

Ensaio 4 - Q = 15,0 kN

Roo

Ensaio 4 - Q = 17,5 kN

Roo

Ensaio 4 Q = 7,5 kN - descarregamento

CNP

Ensaio 1 - Q = 3,0 kN

CNP

Ensaio 1 - Q = 6,0 kN

CNP

Ensaio 1 - Q = 9,0 kN

CNP

Ensaio 1 - Q = 12,0 kN

APÊNDICE 4

MEDIDAS DE SUCÇÃO

Evolução da Sucção

Roo - Ensaio 2

Evolução da sucção

Roo - Ensaio 3

Evolução da sucção

Roo- Ensaio 4

APÊNDICE 5

ENSAIOS EDOMÉTRICOS

CNP

Ed. duplo

CNP

Ed. duplo

CNP

Ed. duplo

ROO

Edométrico duplo

ROO

Edométrico duplo

APÊNDICE 6

DISTRIBUIÇÃO DE FREQUÊNCIA DA MASSA ESPECÍFICA DO SOLO SECO FORNECIDA PELAS TOMOGRAFIAS

NOTA: O código para identificação das tomografias é **AAAN?nnnn**

onde: **AAA** = sigla do campo experimental

N = número do furo/ensaio

? = se o plano tomografico corresponde à vertical do terreno aparece a letra **T**

nnnn = profundidade do topo da amostra em cm