

ANÁLISE NUMÉRICA DE PROBLEMAS EM SOLOS NÃO SATURADOS:
MODELAGEM, IMPLEMENTAÇÃO E APLICAÇÕES PRÁTICAS

Francisco Chagas da Silva Filho

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS
EM ENGENHARIA CIVIL

Aprovada por:



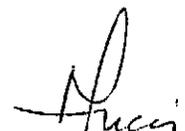
Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida, PhD



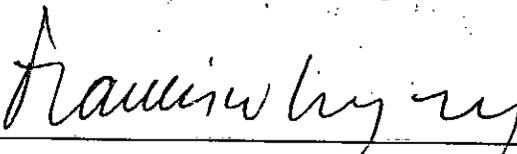
Prof. Antonio Nunes de Miranda, PhD



Prof. Roberto Francisco de Azevedo, PhD



Prof. José Fernando Thomé Jucá, D.Eng



Prof. Francisco de Rezende Lopes, PhD

SILVA FILHO, FRANCISCO CHAGAS DA

Análise Numérica de Problemas em Solos Não Saturados [Rio de Janeiro] 1998

XVI, 236 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, D.Sc., Engenharia Civil, 1998)

Tese – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

- 1. Mecânica dos Solos**
- 2. Solos Não Saturados**
- 3. Análise Numérica**

I. COPPE/UFRJ

II. Título (Série)

Aos meus pais Chagas e Zimar,
minha esposa Eline e meus filhos
Dante, Danton e Aline

Agradecimentos

A DEUS que proporcionou todas as condições necessárias para que ocorresse todo o desenvolvimento da pesquisa.

Ao prof. Márcio Almeida, pela orientação e direcionamento total da pesquisa.

Ao prof. Antonio Miranda, pelo incentivo, orientação da parte correspondente ao programa UNSTRUCT e pela amizade.

Ao engenheiro Marcos Massao, pelas importantes sugestões, pelas inúmeras horas dedicadas a discussões e análises dos resultados obtidos com o CRISPUNSAT.

À profa. Nise Sanford pela amizade, compreensão e estímulo.

Ao CNPq e FUNCAP pelo apoio financeiro.

Ao DNOCS, que me ensinou a gostar de Geotecnia.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

ANÁLISE NUMÉRICA DE PROBLEMAS EM SOLOS NÃO SATURADOS:
MODELAGEM, IMPLEMENTAÇÃO E APLICAÇÕES PRÁTICAS

Francisco Chagas da Silva Filho

Outubro, 1998

Orientador: Márcio de Souza Soares de Almeida

Programa: Engenharia Civil

Modelos elásticos e elasto-plásticos de solos não saturados foram analisados e implementados em programas de elementos finitos. Uma nova versão do programa UNSTRUCT foi desenvolvida para análises elásticas com aplicação a ensaios duplos de adensamento. Foram analisados casos hipotéticos de fundações assentes em solos não saturados, colapsíveis e expansivos. Por fim estudou-se o primeiro enchimento de uma pequena barragem de terra construída com solo sem compactação e com a umidade abaixo da ótima.

Para as análises elasto-plásticas foram implementados no programa CRISPUNSAT os modelos propostos por Alonso, Gens e Josa (1990), Balmaceda (1991), Wheeler e Sivakumar (1995) e Futai (1997). Também foi sugerida uma modificação do modelo de Wheeler e Sivakumar (1995) com a redução do número de parâmetros utilizados nas análises. Este modelo, denominado de WS Modificado, foi também introduzido no programa CRISPUNSAT.

A validação dos modelos implementados foi direcionada para os casos axissimétricos idealizados de ensaios triaxiais e de adensamento, submetidos à variações nas tensões p e q e na sucção s . Foram analisados casos possíveis de variação da sucção em uma fundação corrida por levantamento do lençol freático ou por infiltração superficial.

Foram realizadas aplicações do programa CRISPUNSAT para casos práticos de um ensaio de placa com inundação em solo não saturado colapsível e o colapso da fundação do canal de Bom Jesus da Lapa, no estado da Bahia. Em todas as aplicações obteve-se boa concordância entre as previsões e as observações de campo.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

NUMERICAL ANALYSIS OF UNSATURATED SOILS PROBLEMS: MODELING,
IMPLEMENTATION AND PRACTICAL APPLICATIONS

Francisco Chagas da Silva Filho

October, 1998

Adviser: Márcio de Souza Soares de Almeida

Department: Civil Engineering

Elastic and elasto-plastic models for unsaturated soils have been analyzed and implemented in finite element programs. A new version of the UNSTRUCT program has been developed in stress-strain elastic of double oedometer tests. The program has been used to analyze hypothetical cases of foundations resting on collapsible unsaturated soil. The behavior of small earth dams during initial filling and constructed at water content far below the optimum moisture and with low energy of compaction has been studied.

Elasto-plastic analysis have been performed with CRISPUNSAT program and with models proposed by Alonso, Gens e Josa (1990), Balmaceda (1991), Wheeler e Sivakumar (1995) e Futai (1997). Modified Wheeler e Sivakumar model has been proposed in this thesis with reduction and simplification of the parameters adopted by the model. This model called Modified WS has been introduced in CRISPUNSAT.

The validation of implemented models has been directed to analyze the triaxial and oedometer tests during variation of p and q stresses and suction s . Practical problems involving fluctuation of the ground water table and superficial infiltration of water have been analyzed.

CRISPUNSAT has been used to analyse practical examples of plate load test with soaking in collapsible soil and collapse of the irrigation channels Formoso A, at Bom Jesus da Lapa. Good overall agreement was been obtained between predictions and observations.

LISTA DE SÍMBOLOS

- a - índice de se relaciona aos vetores de deslocamento nodais globais
 a, b, c - parâmetros da superfície de estado para grau de saturação
 A - área
 b - vetor de forças de massa
 B - matriz deformação-deslocamento
 B - metade da largura da sapata corrida
 c - coesão
 C_b, C_m - parâmetros de compressibilidade da equação de volume específico de Fredlund
 d - diferencial
 d - vetor deslocamento em um ponto no contínuo
 D - matriz elástica
 \bar{D} - matriz elástica após o colapso
 D_e - matriz de elástica
 D_{ep} - matriz elasto-plástica
 e - índice de vazios
 e_0 - índice de vazios inicial
 E - módulo de Young
 E_0 - módulo de Young para a condição de sucção inicial
 E_s - módulo de Young para a condição saturada
 E_u - módulo de Young para o solo não saturado
 f - vetor de forças
 f_A - força devido à pressão do ar
 f_B - força devido ao peso próprio
 f_{ex} - forças de cargas distribuídas
 f_s - força devido à sucção
 f_w - força devido à pressão da água quando o solo está saturado
 F - função de escoamento
 F - vetor de forças globais
 G - módulo cisalhante
 G_s - densidade real das partículas de solo
 H - módulo elástico devido à sucção

- J - matriz jacobiana
 k - parâmetro que descreve o aumento da coesão com a sucção
 k - submatriz da matriz de rigidez global
 K - constante utilizada para cálculo de deformação por variação de umidade
 K - módulo volumétrico
 K - matriz de rigidez global
 K_0 - coeficiente de empuxo no repouso
 m, n - parâmetros da superfície de estado de grau de saturação
 m - parâmetro que define a LC de maior inclinação
 mca - metro de coluna de água
 M - inclinação da linha de estados críticos no plano (p, q)
 M^* - parâmetro introduzido por Wheeler e Sivakumar (1995) para descrever a elipse no plano (p, q)
 n_x, n_y, n_z - componentes normais ao elemento de área
 N - matriz da função de forma
 $N(s)$ - volume específico referente à tensão p_{atm} com a sucção igual a s
 $N(0)$ - volume específico referente à tensão p_{atm} para a condição saturada
 N_f - volume específico para o qual convergem as curvas (p, v)
 p - tensão isotrópica
 p_0 - pressão de expansão
 p_0 - tensão de pré adensamento isotrópica
 $p_0(s)$ - tensão de pré-adensamento isotrópica para a sucção s
 $p_{0max}(\infty)$ - tensão de pré-adensamento para a sucção tendendo ao infinito para o colapso máximo
 $p_0(0)$ - tensão de pré-adensamento saturada
 $p_0(0)_{max}$ - tensão de pré-adensamento saturada para que ocorra o colapso máximo
 p_{atm} - pressão atmosférica
 p^c - tensão de referência
 p_c - tensão de referência
 p_f - tensão isotrópica para o qual convergem as curvas (p, v)
 p_x - intercepto da linha de estados críticos com a elipse de escoamento
 q - tensão desviadora
 Q - função potencial plástico
 Q_1 - função potencial plástico para a superfície LC
 Q_2 - função potencial plástico para a superfície SI
 r - constante relacionada com a máxima rigidez do solo
 r - tensão principal para a condição de deformação plana

S_r	- grau de saturação
s	- sucção
s_0	- sucção máxima
t	- tensão cisalhante máxima para deformação plana
T	- tensão superficial
u	- poro pressão no solo saturado
u_a	- poro pressão de ar
u_w	- poro pressão de água
v	- volume específico
v_w	- volume específico de água
V	- volume
w	- umidade gravimétrica
W	- peso
u, v, w	- deslocamento de um ponto de solo do contínuo
x, y, z	- coordenadas globais
α	- coeficiente que relaciona o módulo H com a tensão normal total
α	- Parâmetro que controla a forma da curva LC proposta por Balmaceda (1991)
β	- coeficiente que relaciona o módulo H com a tensão normal total
β	- parâmetro que controla o aumento da rigidez com a sucção
γ	- deformação cisalhante
γ	- peso específico de solo
γ_w	- peso específico da água
$\gamma_x, \gamma_y, \gamma_z$	- deformações cisalhantes
$\Gamma^*(0)$	- volume específico no estado crítico para tensão $p = 1$ kPa e sucção igual a zero
$\Gamma^*(s)$	- volume específico no estado crítico para tensão $p = 1$ kPa e sucção igual a s
$\Gamma(s)$	- volume específico para a linha de estados críticos referente à tensão p_{atm}
δ	- pequeno incremento
Δ	- grande incremento
$d\varepsilon_s^P$	- incremento de deformação cisalhante plástica
$d\varepsilon_{vp}$	- incremento de deformação volumétrica total devido ao carregamento da tensão isotrópica
$d\varepsilon_{vp}^e$	- incremento de deformação volumétrica elástica devido ao carregamento da tensão isotrópica

- $d\varepsilon_{vp}^P$ - incremento de deformação volumétrica plástica devido ao carregamento da tensão isotrópica
- $d\varepsilon_{vs}$ - incremento de deformação volumétrica total devido ao carregamento da sucção
- $d\varepsilon_{vp}^e$ - incremento de deformação volumétrica elástica devido ao carregamento da sucção
- $d\varepsilon_{vp}^P$ - incremento de deformação volumétrica plástica devido ao carregamento da sucção
- dp - incremento de tensão isotrópica
- dp_0 - incremento de tensão de pré-adensamento isotrópica para uma sucção s
- $dp_0(0)$ - incremento de tensão de pré-adensamento isotrópica para a condição saturada
- ds_0 - incremento da sucção máxima
- Δq - tensão aplicada pela carga da sapata
- Δq_0 - tensão equivalente a sobrecarga de uma camada de solo
- $\Delta\varepsilon_{vp}^P_m$ - deformação volumétrica plástica máxima para uma sucção s
- $\Delta\varepsilon_{vp}^P_{max}$ - deformação volumétrica plástica máxima possível
- ε_{SF} - deformação específica, correspondente à tensão final no ensaio duplo para a amostra saturada
- ε_{UF} - deformação específica, correspondente à tensão final no ensaio duplo para a amostra não saturada
- ε_0 - deformação inicial
- ε_{hor} - deformação horizontal
- ε_r - deformação radial
- ε_{vert} - deformação vertical
- $\varepsilon_s, \varepsilon_s^e, \varepsilon_s^P$ - deformação total, elástica e plástica cisalhantes
- $\varepsilon_v, \varepsilon_v^e, \varepsilon_v^P$ - deformação total, elástica e plástica volumétricas
- $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ - deformações normais
- $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ - deformações principais
- $\varepsilon_1^e, \varepsilon_2^e, \varepsilon_3^e$ - deformações elásticas principais
- $\varepsilon_1^P, \varepsilon_2^P, \varepsilon_3^P$ - deformações plásticas principais
- ζ_x - posição da superfície de escoamento dando a maior inclinação da LC
- ζ_y - colapso correspondente à superfície LC de maior inclinação
- ζ, η - coordenadas locais
- η - índice de tensões q/p

- $\mu(s)$ - intercepto de coesão para a sucção s
- θ - ângulo de similaridade
- θ - umidade volumétrica
- $\Delta\theta$ - variação de umidade volumétrica
- ϕ' - ângulo de atrito saturado
- ϕ^b - ângulo de atrito com respeito à sucção
- κ - parâmetro de rigidez elástica para variação na tensão p
- $\kappa(0)$ - inclinação da reta de descarregamento e recarregamento da tensão p para a condição saturada
- $\kappa(s)$ - inclinação da reta de descarregamento e recarregamento da tensão p para a sucção igual a s
- κ_s - parâmetro de rigidez elástica para variação na sucção
- $\kappa(\infty)$ - inclinação da reta de descarregamento e recarregamento para a sucção tendendo a infinito
- λ - constante de proporcionalidade
- $\lambda(0)$ - inclinação da reta virgem para a condição saturada
- $\lambda(s)$ - inclinação da reta virgem para um valor de sucção igual a s
- $\lambda(\infty)$ - inclinação da reta virgem com a sucção tendendo a infinito
- λ_s - inclinação da reta virgem para o carregamento da sucção
- ν - coeficiente de Poisson
- ν_0 - coeficiente de Poisson para a sucção inicial
- ν_s - coeficiente de Poisson para o solo saturado
- ρ - recalque
- σ - tensão normal
- σ_0 - tensão inicial
- σ_h - tensão horizontal
- σ_v - tensão vertical
- $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ - tensões normais
- $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ - tensões principais totais
- τ - tensão cisalhante
- τ - vetor de tensões devido a cargas de superfície
- χ - parâmetro que controla o aumento da rigidez com a sucção para a condição elástica
- $\psi(s)$ - inclinação da linha de estados críticos no plano (p, ν) para a sucção igual a s

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 RELEVÂNCIA DA PESQUISA	1
1.2 MODELAGEM DE SOLOS NÃO SATURADOS.....	1
1.3 OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO E ORGANIZAÇÃO DO TEXTO	3
CAPÍTULO 2 - MODELOS PARA SOLOS NÃO SATURADOS.....	5
2.1. INTRODUÇÃO.....	5
2.2. EXPRESSÕES ANALÍTICAS SIMPLES PARA SOLOS NÃO SATURADOS.....	5
2.3. SUPERFÍCIES DE ESTADO BASEADAS EM DUAS VARIÁVEIS DE TENSÕES EFETIVAS	6
2.3.1. Fredlund (1979)	7
2.3.2. Lloret e Alonso (1985)	8
2.4. MODELOS ELÁSTICOS	8
2.4.1. Coleman (1962)	8
2.4.2. Fredlund (1979)	9
2.4.3. Alonso et al (1988).....	9
2.4.4. Modelo elástico com analogia térmica adotado pelo programa UNSTRUCT (Miranda, 1988).....	10
2.5. MODELOS ELASTO-PLÁSTICOS: CONCEITOS FUNDAMENTAIS	17
2.5.1. Introdução.....	17
2.5.2. Modelo de estados críticos.....	17
2.6. MODELOS ELASTO-PLÁSTICOS BASEADOS NA TEORIA DE ESTADOS CRÍTICOS PARA SOLOS NÃO SATURADOS.....	24
2.6.1. Modelo de Alonso, Gens e Josa (1990).....	24
2.6.2. Modelo de Balmaceda (1991).....	33
2.6.3. Modelo de Wheeler e Sivakumar (1995).....	40
2.6.4. Modelo de Futai (1997).....	44
2.7. RESUMO E COMENTÁRIOS FINAIS	47
CAPÍTULO 3 - DESENVOLVIMENTO DE NOVA VERSÃO DO PROGRAMA UNSTRUCT.....	49
3.1 INTRODUÇÃO.....	49
3.2 MODELAGEM DO COLAPSO POR VARIAÇÃO DE RIGIDEZ	51
3.2.1 Implementação do colapso em programa de elementos finitos.....	54

3.3	MÓDULOS DE ELASTICIDADE VARIÁVEIS (LINEAR POR TRECHOS)	56
3.3.1	Procedimento utilizado	57
3.4	MODELAGEM DE SOLOS NÃO SATURADOS QUE PODEM APRESENTAR EXPANSÃO OU CONTRAÇÃO E COLAPSO.....	59
3.4.1.	Procedimento de cálculo.....	60
3.5	APLICAÇÃO INCREMENTAL DE CARREGAMENTOS	60
3.6	RESUMO E NOTAS CONCLUSIVAS.....	62
CAPÍTULO 4 - EXEMPLOS DE APLICAÇÕES DA NOVA VERSÃO DO PROGRAMA UNSTRUCT.....		64
4.1	INTRODUÇÃO.....	64
4.2	ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	65
4.2.1	Caso analisado	65
4.2.2	Cálculo das deformações	66
4.2.3	Cálculo das tensões laterais	68
4.3	PEQUENA BARRAGEM DE TERRA HOMOGÊNEA.....	70
4.3.1	Problema estudado	70
4.3.2	Análise do enchimento da barragem com o uso da nova versão do UNSTRUCT	71
4.4	FUNDAÇÃO SUPERFICIAL.....	81
4.4.1.	Solo colapsível.....	82
4.4.2.	Solo expansivo	85
4.4.3.	Solo expansivo que apresenta duplo comportamento: expansão e colapso.....	87
4.5	CONCLUSÃO.....	89
CAPÍTULO 5 - NOVA MODELAGEM PROPOSTA E IMPLEMENTAÇÃO NUMÉRICA NO PROGRAMA CRISP		90
5.1.	INTRODUÇÃO.....	90
5.2.	MODELO WHEELER E SIVAKUMAR MODIFICADO (WS MODIFICADO).....	90
5.2.1.	Formulação da curva de escoamento LC do modelo WS Modificado.....	92
5.2.2.	Parâmetros do modelo WS Modificado para tensões isotrópicas	96
5.2.3.	Modelo WS Modificado para estado de tensões triaxiais	98
5.2.4.	Obtenção dos parâmetros através de um ensaio duplo de adensamento	99
5.2.5.	Vantagens do modelo	102
5.3.	AUMENTO DO PESO ESPECÍFICO COM A UMIDADE	103
5.4.	INTRODUÇÃO DOS MODELOS ELASTO-PLÁSTICOS PARA SOLOS NÃO SATURADOS NO PROGRAMA CRISPUNSAT.....	104
5.4.1.	Formulação de elementos finitos dos modelos.....	104

5.5. UTILIZAÇÃO DO CRISPUNSAT COM A APLICAÇÃO DO MODELO PROPOSTO	105
5.5.1. Descrição dos ensaios de Sivakumar (1993) utilizados nas previsões	105
5.5.2. Previsões dos ensaios de Sivakumar (1993)	106
5.6. RESUMO E CONCLUSÕES	111
CAPÍTULO 6 - VALIDAÇÃO TEÓRICA DO CRISPUNSAT	113
6.1 INTRODUÇÃO.....	113
6.2 VALIDAÇÃO DO PROGRAMA <i>CRISPUNSAT</i> PARA CARREGAMENTO AXISSIMÉTRICO.....	113
6.2.1 Exemplos de validação com a utilização do modelo WS Modificado	115
6.2.2 Exemplos de validação com a utilização do modelo de Futai (1997).....	125
6.3 APLICAÇÃO DO CRISPUNSAT A UM CASO IDEALIZADO DE FUNDAÇÃO DIRETA	132
6.3.1 Carregamento da massa de solo em domínio elástico.....	132
6.3.2 Colapso e expansão do solo de fundação de uma sapata	135
6.4 RESUMO E CONSIDERAÇÕES FINAIS	142
CAPÍTULO 7 - APLICAÇÃO DO PROGRAMA CRISPUNSAT A ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	144
7.1. INTRODUÇÃO.....	144
7.2. PREVISÃO DOS ENSAIOS DE FUTAI (1997).....	144
7.2.1. Descrição do solo e ensaios realizados	144
7.2.2. Previsões com o modelo Alonso et al (1990).....	147
7.2.3. Previsões com o modelo WS Modificado	147
7.2.4. Previsões com o modelo Balmaceda (1991)	148
7.2.5. Previsões com o modelo Futai (1997)	150
7.3. PREVISÃO DOS ENSAIOS DE MACHADO E VILAR (1997).....	155
7.3.1. Descrição do solo e ensaios realizados	155
7.3.2. Previsões com o modelo WS Modificado	156
7.4. PREVISÃO DOS ENSAIOS DE BALMACEDA (1991)	158
7.4.1. Descrição do solo utilizado e ensaios realizados.....	158
7.4.2. Previsões com o modelo Balmaceda (1991)	158
7.4.3. Previsões com o modelo WS Modificado	160
7.5. PREVISÃO DOS ENSAIOS DE MASWOSWE (1985)	163
7.5.1. Descrição do solo utilizado e ensaios realizados.....	163
7.5.2. Previsões com o modelo Balmaceda (1991)	163
7.5.3. Previsões com o modelo WS Modificado	164
7.6. PREVISÃO DOS ENSAIOS DE LAWTON ET AL (1989) E (1991).....	167
7.6.1. Descrição do solo utilizado e ensaios realizados.....	167

7.6.2. Previsões com o modelo WS Modificado.....	168
7.7. COMENTÁRIOS FINAIS.....	170
CAPÍTULO 8 - APLICAÇÃO DO PROGRAMA CRISPUNSAT A ENSAIOS DE PLACA EM SOLO COLAPSÍVEL.....	171
8.1. INTRODUÇÃO.....	171
8.2. PROVAS DE CARGA	171
8.2.1. Descrição dos ensaios de Conciani (1997).....	171
8.3. PREVISÃO DOS RECALQUES	174
8.3.1. Parâmetros do modelo adotados para o solo (modelo Futai, 1997).....	174
8.3.2. Malha de elementos finitos	176
8.3.3. Distribuição de tensões iniciais.....	177
8.4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	178
8.5. COMENTÁRIOS FINAIS.....	181
CAPÍTULO 9 - ESTUDO NUMÉRICO DO COLAPSO DO CANAL DE IRRIGAÇÃO DE BOM JESUS DA LAPA.....	182
9.1. INTRODUÇÃO.....	182
9.2. IMPORTÂNCIA DA OBRA	182
9.3. ESTUDOS NUMÉRICOS ANTERIORES	183
9.4. ESTUDOS DO COLAPSO DO CANAL COM A UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA CRISPUNSAT E COM O MODELO WS MODIFICADO.....	184
9.4.1. Condicionantes e Hipóteses adotadas.....	184
9.4.2. Análises realizadas com a utilização do CRISPUNSAT.....	186
9.5. COMPARAÇÃO COM A SOLUÇÃO PROPOSTA POR MAHLER (1994)	191
9.6. COMENTÁRIOS FINAIS.....	192
CAPÍTULO 10 - CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA PESQUISAS FUTURAS.....	193
10.1. INTRODUÇÃO.....	193
10.2. MODELAGEM ELÁSTICA NÃO-LINEAR	193
10.3. MODELAGEM ELASTO-PLÁSTICA.....	194
10.3.1. Modelos implementados no programa CRISPUNSAT.....	194
10.3.2. Validação teórica dos modelos implementados.....	194
10.3.3. Aplicação a ensaios de laboratório	195

10.3.4. Aplicações práticas.....	195
10.4. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	196
BIBLIOGRAFIA	198
APÊNDICE A - FORMULAÇÃO PARA ELEMENTOS FINITOS.....	209
A.1. RELAÇÃO TENSÃO DEFORMAÇÃO	209
A.2. TERMOS DA RELAÇÃO TENSÃO DEFORMAÇÃO.....	211
A.3. EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO.....	219
A.4. IMPLEMENTAÇÃO DOS VETORES DE FORÇAS.....	221
APÊNDICE B - SUBROTINAS DO PROGRAMA CRISPUNSAT.....	226
B.1. SUBROTINAS CRIADAS	226
B.2. SUBROTINAS MODIFICADAS	227
APÊNDICE C - PRÉ-PROCESSAMENTO DO PROGRAMA CRISPUNSAT	229
C.1. MODIFICAÇÕES NO PRÉ-PROCESSAMENTO DO CRISP93	229
C.2. PRÉ-PROCESSAMENTO ADICIONAL PARA SOLOS NÃO SATURADOS.....	232
C.3. DISTRIBUIÇÃO DE PORO PRESSÕES NEGATIVAS (SUÇÃO)	235

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA DA PESQUISA

O interesse pelos solos não saturados tornou este tema um dos principais da mecânica dos solos moderna, principalmente devido a grande ocorrência dos solos, na condição não saturada em várias partes do mundo. Fredlund e Rahardjo (1993) salientam que mais de um terço da superfície do planeta é coberto por regiões áridas e semi-áridas, onde os solos permanecem não saturados próximo à superfície do terreno.

Uma vez que são muito comuns, o conhecimento do comportamento destes solos tem uma grande importância, quer na utilização como suporte de estruturas, ou em aterros, barragens e canais. Desta forma, modelar o comportamento destes solos, destacando-se os expansivos e colapsíveis, tornou-se uma necessidade para a engenharia geotécnica.

Durante o desenvolvimento dos modelos aplicados a solos não saturados, as maiores dificuldades contornadas pelos pesquisadores residem, principalmente, no fato de que não se aplica a estes solos, o princípio das tensões efetivas. O fenômeno do colapso de solos não saturados, quando inundados, contradiz este princípio, pois para um alívio de tensões efetivas, não deveria ocorrer as deformações de compressão volumétrica medidas nos ensaios (Jennings e Burland, 1962).

Apesar de apresentar uma maior complexidade, a análise dos solos não saturados pode ser realizada por várias propostas de modelos, que simulam a maioria dos aspectos destes solos, desde expressões analíticas simples até os modelos elasto-plásticos complexos e abrangentes (Alonso, 1993). Alguns destes modelos já estão implementados em programas de elementos finitos (Lloret e Ledesma, 1993), os quais permitem uma análise bem mais precisa da deformabilidade dos solos em obras de engenharia.

1.2 MODELAGEM DE SOLOS NÃO SATURADOS

Utilizando o método dos elementos finitos, Miranda (1988) desenvolveu um programa, capaz de analisar o comportamento tensão-deformação dos solos não saturados. A principal característica do programa UNSTRUCT é a simplicidade na

obtenção dos dados necessários para as análises. É utilizado apenas o ensaio duplo de adensamento (Jennings e Knight, 1957), e que pode ser realizado sem grandes dificuldades em qualquer laboratório de solos.

A versão original do programa UNSTRUCT admitia a condição de deformação plana, calculando as tensões iniciais devido ao peso próprio do maciço e logo após os sucessivos estados de tensão-deformação causados por cargas distribuídas, variação de umidade do material (aumentando o peso específico do solo), por deformações dos solos não saturados colapsíveis, expansivos e ainda por forças de percolação e empuxo hidrostático. Esta versão admitia em suas análises o comportamento elástico linear do solo sendo portanto, restrito a pequenos carregamentos, onde se pode admitir este comportamento sem prejuízo dos resultados obtidos. Também utilizava uma única formulação, tanto para o colapso como para a expansão.

Durante a realização desta pesquisa, foi dada continuidade ao desenvolvimento do programa UNSTRUCT com a apresentação de uma nova versão, em que se ampliou a capacidade do programa para trabalhar com solos não saturados nos seguintes aspectos: implementação da variação de rigidez para a modelagem dos solos colapsíveis, utilização de módulos de elasticidade variáveis conforme o nível de tensões, possibilidade de realizar análises em solos expansivos que podem apresentar colapso e utilização de incrementos para a aplicação de cargas ou até mesmo para a variação de umidade. E mesmo com a limitação característica dos modelos elásticos, este programa pode ser utilizado em muitas aplicações práticas apresentando bons resultados.

O comportamento dos solos não saturados pode ser previsto com maior realismo através dos modelos elasto-plásticos que conseguem simular a maioria das características destes solos, tais como: expansão, colapso, aumento de rigidez com a sucção e trajetórias dependentes e independentes (Gens, Alonso e Josa, 1989). Na literatura, existem vários modelos, que adotam o comportamento elasto-plástico dos solos não saturados: Alonso, Gens e Josa (1990); Balmaceda (1991); Wheeler e Sivakumar (1995), Futai (1997) e Boldzon, Scheffler e Zienkiewicz (1996). Com exceção da última proposta, os demais modelos foram implementados no programa CRISP.

O programa CRISP foi desenvolvido pelo grupo de Mecânica dos Solos do departamento de Engenharia Civil da Universidade de Cambridge (UK) com início em 1975. As análises eram feitas para os solos completamente secos ou saturados, podendo ser drenadas ou não drenadas, com adensamento (Biot) acoplado e também envolvendo outros modelos de solos (Britto e Gunn, 1987; Chandler e Almeida, 1996).

Os modelos de solos não saturados implementados no CRISP foram desenvolvidos a partir da teoria de estados críticos e tiveram como base o modelo Cam clay modificado. Nesnas (1995) implementou o modelo Alonso, Gens e Josa (1990) na versão CRISP84. Durante o desenvolvimento desta pesquisa foram adicionados à versão CRISP93, além do modelo Alonso et al (1990), os modelos: Balmaceda (1991), Wheeler e Sivakumar (1995), Futai (1997) e Wheeler e Sivakumar Modificado, sendo este último proposto neste trabalho. Para diferenciar a versão aplicada a solos não saturados, o programa CRISP é aqui denominado de CRISPUNSAT.

Não será apresentada nesta dissertação uma revisão bibliográfica vasta do desenvolvimento dos solos não-saturados, visto que vários são os trabalhos apresentados no Brasil e no exterior com uma cobertura abrangente do tema. Entre as teses apresentadas na COPPE citam-se: Lins (1992), Santos Neto (1992), Mahler (1994), Ferreira (1995) e Futai (1997). A revisão bibliográfica é direcionada apenas para o desenvolvimento de modelos constitutivos aplicados aos solos não saturados. A seguir são apresentados os objetivos principais deste trabalho e organização do texto.

1.3 OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO E ORGANIZAÇÃO DO TEXTO

Os objetivos deste trabalho são resumidamente apresentados a seguir.

- Estudo de modelos aplicados a solos não saturados com apresentação de novas propostas.
- Implementação de alguns de modelos elásticos e elasto-plásticos em programas de elementos finitos.
- Validação dos modelos implementados sob diversas condições de contorno: comparação dos resultados com as equações dos modelos e com resultados de ensaios de laboratório.
- Análises de problemas hipotéticos e reais de ensaios de placa, barragens, canais e fundações em solos não saturados com a utilização dos programas UNSTRUCT e CRISPUNSAT.

A presente dissertação está dividida em dez capítulos. No Capítulo 2, é apresentada uma revisão bibliográfica do desenvolvimento de modelos para a aplicação em solos não saturados. No Capítulo 3, tem-se a nova versão do programa UNSTRUCT. No Capítulo 4, são realizadas diversas aplicações do UNSTRUCT, dimensionando a importância da nova versão desenvolvida.

No Capítulo 5, é descrita a introdução dos modelos elasto-plásticos no programa CRISPUNSAT, com uma proposta de modificação e adaptação do modelo Wheeler e Sivakumar (1995). No Capítulo 6, observa-se a validação dos modelos implementos no CRISPUNSAT, para condições de carregamento axissimétrico e para o estado plano de deformações. Em seguida no Capítulo 7, é demonstrada a aplicação do programa CRISPUNSAT a diversos resultados de ensaios de laboratórios publicados na literatura científica.

No Capítulo 8, é apresentada a análise de ensaios de placa em solos não saturados com a utilização do programa CRISPUNSAT. Em seguida, no Capítulo 9, é exposto o estudo do colapso do canal de Bom Jesus da Lapa também com a utilização do programa CRISPUNSAT. E finalmente, no Capítulo 10, tem-se as conclusões obtidas no desenvolvimento da pesquisa e as sugestões para os trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

MODELOS PARA SOLOS NÃO SATURADOS

2.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados modelos aplicados a solos não saturados, desde simples expressões analíticas até os modelos elasto-plásticos. Alonso (1993) e posteriormente Gehling (1994) dividiram os modelos existentes em vários grupos, aos quais classificou-os como: expressões analíticas, superfícies de estado e modelos elásticos e elasto-plásticos. Os modelos elásticos e elasto-plásticos, particularmente aqueles adotados pelos programas UNSTRUCT e CRISP, serão apresentados mais detalhadamente.

2.2. EXPRESSÕES ANALÍTICAS SIMPLES PARA SOLOS NÃO SATURADOS

Apresenta-se na Tabela 2.1 algumas expressões analíticas, publicadas na literatura para a previsão de deformações de solos não saturados. Como se pode observar, as expressões apresentadas nesta tabela, relacionam linearmente a deformação com o logaritmo da tensão aplicada. Estas expressões são muito limitadas, com o objetivo apenas de reproduzir as deformações de um solo não saturado face à variação de sucção e tensão. As condições de contorno são bem definidas, em geral a partir de ensaios de laboratório.

Tabela 2.1 – Expressões analíticas

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	EXPRESSÃO	DESCRIÇÃO
Salas e Serratos (1967)	$\frac{\Delta e}{1 + e_0} = K p_0 \log \frac{p_0}{\sigma} \quad (2.1)$	$\Delta e / (1 + e_0)$ = variação de volume; p_0 = tensão de expansão; K = constante.
Aitchison et al (1973)	$\frac{\Delta e}{1 + e_0} = C_\sigma \Delta \log \sigma + I_m \Delta \log \psi_m + I_s \Delta \log \psi_s \quad (2.2)$	ψ_m = sucção matricial; ψ_s = sucção osmótica; C_σ, I_m, I_s = constantes.
Lytton (1977)	$\frac{\Delta e}{1 + e_0} = -\gamma_\sigma \Delta \log \sigma - \gamma_h \Delta \log(u_a - u_w) \quad (2.3)$	γ_s, γ_h = coeficientes empíricos relacionados com o índice de plasticidade, quantidade de argila e a capacidade de troca catiônica; $u_a - u_w$ = sucção
Johnson (1978)	$\Delta e = \frac{\alpha \gamma_s}{100B} \left\{ \log(u_a - u_w)^o - \log \left[\log(u_a - u_w)_f^o + \alpha \sigma \right] \right\} \quad (2.4)$	$(u_a - u_w)^o$ = sucção inicial antes do carregamento; $(u_a - u_w)_f^o$ = sucção final.
Justo et al (1984)	$\frac{\Delta e}{1 + e_0} = a + b \Delta \log \sigma + c (\Delta \log \sigma)^2 + d (\Delta \log \sigma)^3 \quad (2.5)$	a, b, c e d = constantes

2.3. SUPERFÍCIES DE ESTADO BASEADAS EM DUAS VARIÁVEIS DE TENSÕES EFETIVAS

Bishop e Blight (1963) apresentaram uma proposta em que descreviam a variação de volume de um solo não saturado como uma função da tensão isotrópica líquida ($\sigma - u_a$) e a sucção ($u_a - u_w$). Esta variação pode ser visualizada em um gráfico tridimensional que está reproduzido na Figura 2.1. É interessante notar que durante uma diminuição de sucção, o comportamento do solo tende a ser de expansão, para tensões baixas, e colapso para tensões elevadas. Posteriormente, Matyas e Radhakishna (1968) propuseram denominar estes gráficos tridimensionais como superfícies de estado, com as formas apresentadas na Figura 2.2.

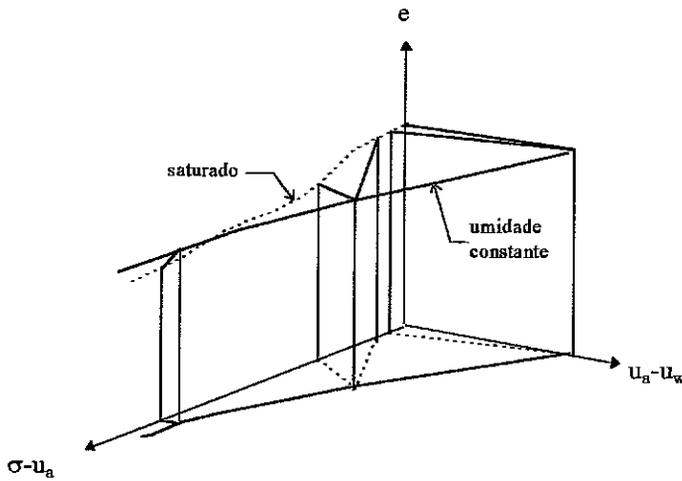


Figura 2.1 - Espaço tridimensional idealizado por Bishop e Blight (1963)

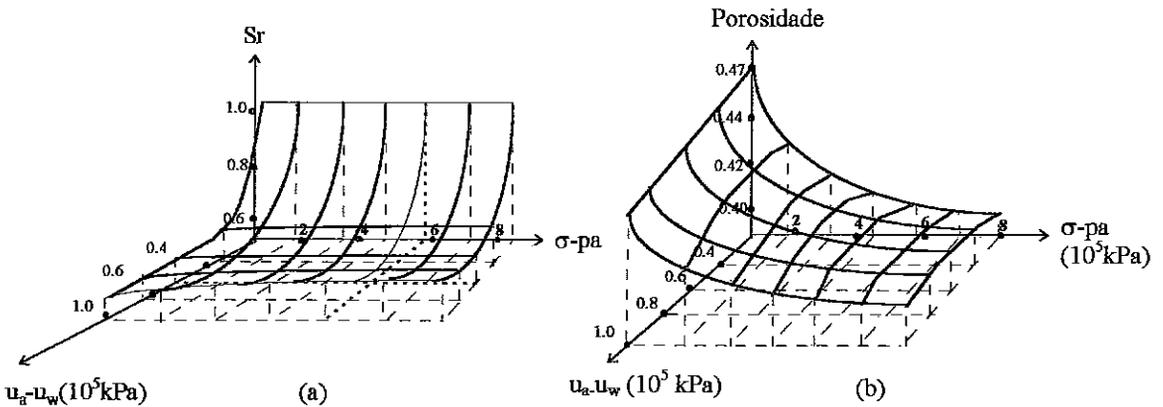


Figura 2.2 - Superfícies de estado de porosidade e grau de saturação (Matyas e Radhakrisna, 1968)

Estas superfícies descreviam a variação dos estados do solo (índice de vazios, grau de saturação, umidade) como funções da tensão líquida e da sucção. Logo depois, alguns outros autores procuraram representar analiticamente estas superfícies de estado, como será visto em seguida. Por este motivo, tiveram grande importância no desenvolvimento dos modelos de solos não saturados.

2.1.1. Fredlund (1979)

As expressões para as superfícies de estado de índice de vazios e de umidade foram apresentadas por este autor através das equações 2.6 e 2.7.

$$\Delta e = C_t \Delta \log(\sigma - u_a) - C_m \Delta \log(u_a - u_w) \tag{2.6}$$

$$\Delta w = -D_t \Delta \log(\sigma - u_a) - D_m \Delta \log(u_a - u_w) \quad (2.7)$$

Nas equações acima a tensão $(\sigma - u_a)$ é denominada de tensão líquida. Os valores de C_t , D_t , C_m , D_m são constantes. C_d e C_m na primeira equação representam a compressibilidade do solo contra variação na tensão líquida e sucção respectivamente.

2.1.2. Lloret e Alonso (1985)

As superfícies de estado foram ainda estudadas experimentalmente e várias equações empíricas foram propostas. Logo abaixo são apresentadas as superfícies que melhor representam o comportamento experimental definidas por estes autores. As superfícies são para índice de vazios e grau de saturação:

$$\Delta e = b \Delta \log(\sigma - u_a) + c \Delta \log(u_a - u_w) + d \Delta [\log(\sigma - u_a) \log(u_a - u_w)] \quad (2.8)$$

$$S_r = a' - [c' + d'(\sigma - u_a)] Th[b'(u_a - u_w)] \quad (2.9)$$

2.4. MODELOS ELÁSTICOS

Estes modelos foram propostos após a divisão das tensões efetivas no solo não saturado em duas variáveis independentes: a tensão líquida $(\sigma - u_a)$ e a sucção $(u_a - u_w)$. Com modelos elásticos era possível então utilizá-los em situações de condições de contorno mais complexas e até com a aplicação do Método dos Elementos Finitos (MEF). O programa UNSTRUCT, por exemplo utiliza um modelo elástico na análise das tensões e deformações de solos saturados e não saturados. As deformações, devido à variação de sucção, são obtidas através da técnica de deformação inicial (Zienkiewicz, 1985).

2.1.1. Coleman (1962)

A variação volumétrica e incrementos de deformação foram calculados por Coleman (1962) através das equações apresentadas a seguir:

$$-\frac{dV}{V} = C_{21}d(u_a - u_w) + C_{21}d(\sigma - u_a) + C_{23}d(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (2.10)$$

$$d(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) = C_{31}(u_a - u_w) + C_{32}d(\sigma - u_a) + C_{33}d(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (2.11)$$

A compressibilidade do solo retratada pelos parâmetros C_{ij} é dependente do estado de tensões e de sua história. V é o volume total do solo, e σ_1 , σ_3 , ε_1 , ε_3 são as componentes de tensões e deformações principais maior e menor.

Para a variação do volume de água, Coleman (1962) propôs a equação abaixo:

$$-\frac{dV_w}{V} = C_{11}d(u_a - u_w) + C_{12}d(\sigma - u_a) + C_{13}d(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (2.12)$$

2.1.2. Fredlund (1979)

Para representar o comportamento dos solos não saturados, Fredlund (1979) realizou modificações nas relações constitutivas que utiliza, além das constantes elásticas de Young E (módulo de elasticidade) e ν (coeficiente de Poisson), um novo módulo de elasticidade, de acordo com a variação de $(u_a - u_w)$, expresso por H , conforme se vê na equação abaixo.

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E}(\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}) - \frac{\nu}{E}(\sigma_{kk}^{-u_a})\delta_{ij} + \frac{1}{H}(u_a - u_w)\delta_{ij} \quad (2.13)$$

Para a utilização deste modelo nas análises tensão-deformação, necessita-se da deformação volumétrica associada às variações de sucção, o que é possível com a obtenção diretamente do ensaio ou a partir de equações das superfícies de estado.

2.1.3. Alonso et al (1988)

Alonso et al (1988) também apresentaram as deformações dos solos não saturados como a soma dos efeitos de variações de tensões e deformações volumétricas devido à variação de sucção.

$$d\varepsilon = D_e^{-1}d\sigma^* + d\varepsilon_0 \quad (2.14)$$

onde:

$$\sigma^* = \sigma - m u_a \text{ e } m^T = \{1, 1, 1, 0, 0, 0\} \quad (2.15)$$

D_e : Matriz do modelo elástico não linear com (K, G) , onde K é o módulo de compressibilidade volumétrica, sendo determinado a partir das superfícies de estado;

ε_0 : a deformação inicial poderá ser obtida a partir de ensaios edométricos ou isotrópicos;

O módulo cisalhante G é obtido da seguinte relação tensão-deformação hiperbólica:

$$G = \left[G_0 + M(u_a - u_w) \right] \left[1 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)R}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^2 \quad (2.16)$$

onde:

M : constante;

R : constante próxima de 1.

2.1.4. Modelo elástico com analogia térmica adotado pelo programa UNSTRUCT (Miranda, 1988)

Utilizando as relações constitutivas para solos não saturados, Miranda (1988) desenvolveu um programa em elementos finitos que utiliza uma analogia térmica para o cálculo das deformações ocasionadas pela variação da sucção no solo. Com o programa UNSTRUCT, Miranda (1988) visava conhecer melhor o comportamento de pequenas barragens de terra durante o primeiro enchimento. Estas pequenas barragens, construídas no Nordeste do Brasil, se apresentavam como solos potencialmente colapsíveis, pois eram executadas no período de estiagem, onde ocorre a dificuldade de obtenção de água necessária a uma adequada compactação. Durante o enchimento, o fluxo transiente no aterro aumenta a sua umidade, modificando o estado de tensões iniciais no maciço e ocasionando o colapso nos pontos do aterro onde ocorre a diminuição de sucção.

O colapso nestes pontos do maciço causa recalques diferenciais e em consequência o fissuramento da barragem, facilitando o “piping” e ocasionando até mesmo a ruptura total da obra. A partir dos estudos com o programa UNSTRUCT, Miranda (1988) apresentou uma proposta para a construção destas pequenas barragens, que consistia em utilizar o núcleo da pequena barragem com o solo compactado à umidade ótima e o

restante do aterro compactado abaixo dessa umidade. Desta forma, evitaria a propagação do fissuramento e a geração de “piping” e anularia a possibilidade de ruptura da barragem através do mecanismo descrito acima.

O programa UNSTRUCT usa o método dos elementos finitos para a análise das tensões e deformações de maciços de terra saturados e não saturados sob a condição de deformação plana. Para o cálculo das tensões iniciais, procede-se a resolução das equações, sendo desprezados os deslocamentos. Os estados de tensão e deformação subsequentes são causados por cargas externas, por variações da umidade do material (aumentando o peso específico do solo), por deformações de solos não saturados colapsíveis e expansivos e ainda por forças de percolação e empuxo hidrostático na zona saturada do maciço.

As análises realizadas na parte não saturada do maciço são feitas em termos de tensões totais, enquanto que na parte saturada, as análises são realizadas em termos de tensões efetivas. As tensões totais são consideradas o excesso sobre a pressão do ar (u_a), que foram consideradas por Miranda (1988), sempre igual a zero. Inicialmente, o programa era aplicado apenas a solos colapsíveis com a utilização de uma analogia térmica na modelagem das tensões e deformações dos solos, quando submetidos à variação de sucção. Miranda e Coelho (1990), desenvolveram uma versão do programa UNSTRUCT, na qual estenderam a aplicação da analogia térmica aos solos expansivos.

Análise de tensões e deformações

Na zona não saturada do maciço as equações de equilíbrio são:

$$\frac{\partial (\sigma_x - u_a)}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + b_x = 0 \quad (2.17a)$$

$$\frac{\partial (\sigma_y - u_a)}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + b_y = 0 \quad (2.17b)$$

onde:

- σ - tensão normal total;
- τ_{xy} - tensão cisalhante;
- u_a - poro pressão de ar, admitida igual a zero;
- b_x, b_y - forças de massa por unidade de volume devidas ao peso próprio inicial do solo ou devido a variações no peso específico resultantes de mudanças na umidade do solo.

As equações de equilíbrio estático na zona saturada são:

$$\frac{\partial (\sigma_x - u_w)}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + b_x = 0 \quad (2.18a)$$

$$\frac{\partial (\sigma_y - u_w)}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + b_y = 0 \quad (2.18b)$$

Onde:

- σ - tensão normal total;
- τ_{xy} - tensão cisalhante;
- u_w - poro pressão de água;
- b_x, b_y - forças de massa por unidade de volume devido ao peso próprio do solo e devido aos efeitos da água, incluindo as forças de percolação e o empuxo hidrostático.

Na condição de estado plano de deformações, as relações constitutivas para solos não saturados são:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E_u} [\sigma_x - u_a - \nu (\sigma_y + \sigma_z - 2u_a)] - \frac{1}{H} (u_a - u_w) \quad (2.19a)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E_u} [\sigma_y - u_a - \nu (\sigma_x + \sigma_z - 2u_a)] - \frac{1}{H} (u_a - u_w) \quad (2.19b)$$

$$\varepsilon_z = 0 \quad (2.19c)$$

onde:

- E_u - módulo de elasticidade em relação a $(\sigma - u_a)$;
- H - módulo de elasticidade em relação a $(u_a - u_w)$;
- ν - coeficiente de Poisson.

Os parâmetros do solo são obtidos a partir do ensaio duplo edométrico descrito por Jennings e Knight (1957). Na Figura 2.3 é mostrado um resultado típico deste ensaio, apresentado em termos de tensões verticais e índice de vazios. Supondo o comportamento linear, são determinados o módulo de elasticidade nas condições iniciais (E_0) e o módulo de elasticidade do solo saturado (E_s), como pode ser visto na Figura 2.4. Nesta figura, os resultados do ensaio duplo de adensamento estão expressos em deformação específica (ε) “versus” tensão vertical total ($\sigma_v - u_a$) e limitados ao intervalo de tensões em que o solo pode ser considerado linearmente elástico.

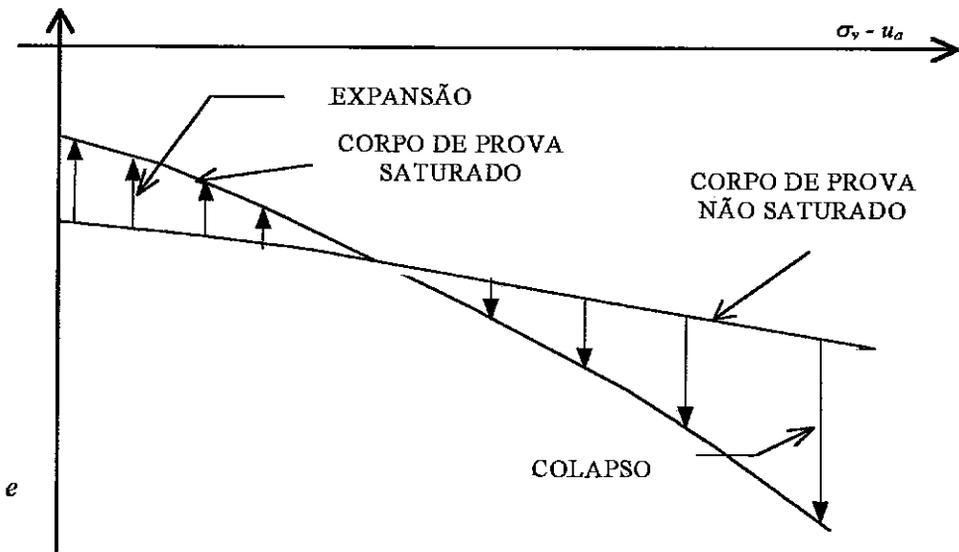


Figura 2.3 - Ensaio duplo de adensamento, descrito por Jennings e Knight (1957)

$$E_0 = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \frac{(\sigma_v - u_a)_F}{\Delta \epsilon_{UF}}$$

$$E_s = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \frac{(\sigma_v - u_a)_F}{\Delta \epsilon_{S0} + \Delta \epsilon_{SF}}$$

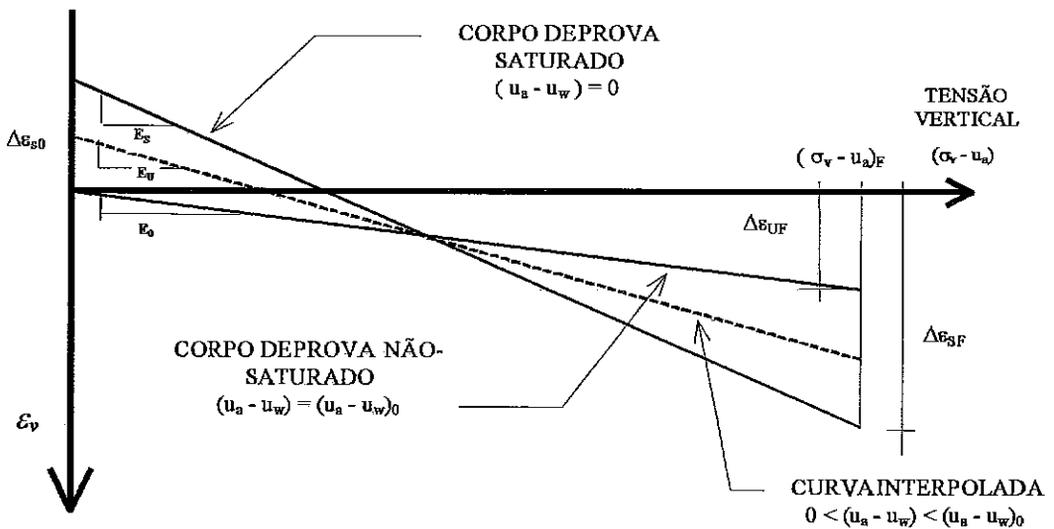


Figura 2.4 - Cálculo de módulo de elasticidade E_0 , E_s e E_u (Miranda e Silva Filho, 1995)

O módulo de elasticidade E_u para solos não saturados, mas com umidade maior do que a inicial, é obtido por interpolação entre o módulo de elasticidade nas condições iniciais (E_0) e o módulo de elasticidade para o solo saturado (E_s).

$$E_u = \frac{E_0}{\left(1 - \frac{E_0}{E_s}\right) \left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_0} - 1\right] + 1} \quad (2.20)$$

Onde:

- $(u_a - u_w)_0$ - sucção inicial do corpo de prova usado para definir E_0 (admitida constante)
- $(u_a - u_w)$ - sucção do solo para o qual se deseja calcular E_u .

O módulo de elasticidade H , indicado na equação (2.19) é também calculado a partir do ensaio duplo de adensamento, conforme pode-se ver na Figura 2.5. Para o cálculo de H , Miranda (1988) utilizou a seguinte equação:

$$\frac{1}{H} = \alpha + \beta (\sigma - u_a) \quad (2.21)$$

Sendo:

- α e β - coeficientes que relacionam H com a tensão total $(\sigma - u_a)$;
- $(\sigma - u_a)$ - tensão total na direção em que se deseja calcular H .

Os coeficientes α e β são obtidos a partir das expressões:

$$\alpha = \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu)} \frac{\epsilon_{s0}}{(u_a - u_w)_0} \quad (2.22)$$

Onde:

- ϵ_{s0} - deformação específica, correspondente a $(\sigma_v - u_a) = 0$, do corpo de prova saturado do ensaio duplo de adensamento;
- $(\sigma_v - u_a)$ - tensão total vertical do ensaio duplo de adensamento;
- $(u_a - u_w)$ - sucção inicial do corpo de prova usado para definição da curva não saturada do ensaio duplo de adensamento;
- ν - coeficiente de Poisson.

$$\beta = \frac{(1 - \nu)^2}{3\nu^2 - 2\nu + 1} \frac{\epsilon_{sF} - \epsilon_{UF}}{\left[(\sigma_v - u_a)_f - (\sigma_v - u_a)_n\right] (u_a - u_w)_0} \quad (2.23)$$

Onde:

- ε_{SF} - deformação específica, correspondente a $(\sigma_v - u_a)_f$ do corpo de prova saturado do ensaio duplo de adensamento;
- ε_{UF} - deformação específica, correspondente a $(\sigma_v - u_a)_f$ do corpo de prova não saturado do ensaio duplo de adensamento;
- $(\sigma_v - u_a)_n$ - tensão total vertical do ensaio duplo de adensamento para o qual as deformações específicas dos corpos de prova saturado e não-saturado são iguais;
- $(u_a - u_w)_0$ - sucção inicial do corpo de prova usado para definição da curva não-saturada do ensaio duplo de adensamento;

Os parâmetros α e β são usados por UNSTRUCT para determinação das tensões e deformações no solo provocados pela variação da sucção. Estas deformações, que serão de colapso ou expansão, são introduzidas na análise das tensões e deformações como auto-deformações (“self-strain”). Estas deformações entram na lei de Hooke de maneira análoga às deformações produzidas por variações de temperatura, por este motivo este procedimento foi denominado de analogia térmica.

$$\underline{\sigma} = \underline{D}_e (\underline{\varepsilon} - \underline{\varepsilon}_0) + \underline{\sigma}_0 \quad (2.24)$$

Onde:

- $\underline{\sigma}$ - vetor das tensões;
- \underline{D}_e - matriz tensão-deformação;
- $\underline{\varepsilon}$ - vetor das deformações;
- $\underline{\varepsilon}_0$ - vetor das auto-deformações resultantes de crescimentos de cristais, variações de temperatura, colapso (Zienkiewicz, 1985) ou expansão dos solos;
- $\underline{\sigma}_0$ - vetor das tensões iniciais.

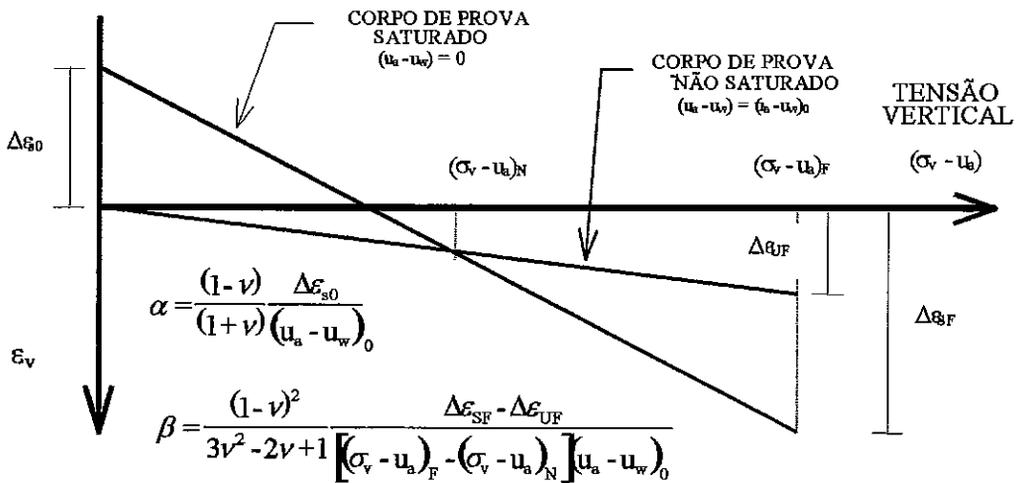


Figura 2.5 - Cálculo dos parâmetros α e β (Miranda e Silva Filho, 1995)

A lei constitutiva para solos saturados é expressa por:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E_s} [\sigma_x - u_w - \nu(\sigma_y + \sigma_z - 2u_w)] \tag{2.25a}$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E_s} [\sigma_y - u_w - \nu(\sigma_x + \sigma_z - 2u_w)] \tag{2.25b}$$

$$\epsilon_z = 0 \tag{2.25c}$$

Sendo E_s o módulo de elasticidade da curva saturada do ensaio duplo de adensamento.

O programa calcula ainda o aumento do peso específico por variação de umidade do solo não saturado:

$$\Delta \gamma = \Delta \theta \gamma_w \tag{2.26}$$

Onde:

$\Delta \theta$ - variação da umidade volumétrica do solo;

γ_w - peso específico da água.

As forças de massa devidas as variações do peso específico do solo são distribuídas entre os nós da malha de elementos finitos.

O efeito da água na zona saturada é calculado como uma força de massa igual a:

$$\underline{F} = - \text{gradiente } u_w \tag{2.27}$$

A força \underline{F} inclui o empuxo hidrostático e as forças de percolação e é distribuída entre os nós da malha de elementos finitos. Quando o efeito da água está introduzido no cálculo, através de \underline{F} , não é correto se levar em conta as cargas externas devido ao peso da água.

2.5. MODELOS ELASTO-PLÁSTICOS: CONCEITOS FUNDAMENTAIS

2.5.1. Introdução

Os modelos concebidos para os solos saturados, e posteriormente estendidos aos solos não saturados, tratavam a compressibilidade e a resistência independentemente. Roscoe, Schofield e Wroth (1958), Roscoe e Burland (1968) e Schofield e Wroth (1968), preocuparam-se em apresentar um estudo em que, a compressibilidade e a resistência eram tratadas através de um enfoque único e dependente. Desta forma, desenvolveram toda uma teoria, baseada em conceitos de estados críticos e plasticidade com endurecimento isotrópico do solo, introduzindo também uma transição entre o escoamento, a ruptura e o estado último do solo. De acordo com esta teoria, foram desenvolvidos modelos elasto-plásticos de estados críticos aplicados aos solos saturados ou não.

Antes da apresentação dos modelos elasto-plásticos aplicados a solos não saturados, será feita uma descrição dos conceitos da teoria de estados críticos, adotados pelo modelo Cam clay modificado, que foi tomado por base para o desenvolvimento dos modelos aplicados aos solos não saturados.

2.5.2. Modelo de estados críticos

Já nos primeiros trabalhos, baseados na teoria de estados críticos, foi apresentado um modelo elasto-plástico com endurecimento isotrópico e uma condição de estado crítico. O modelo apresenta uma região elástica delimitada por uma superfície de escoamento. Trajetórias no interior desta região originam apenas deformações recuperáveis, enquanto que atingindo a superfície de escoamento o solo sofre plastificação podendo atingir a condição de estado crítico, para o qual deformações cisalhantes contínuas são experimentadas pelo solo sem variação de volume ou dos componentes de tensão efetiva. O grupo de solos de Cambridge utilizou, para a definição do estado efetivo de tensões em função das tensões principais, os seguintes invariantes:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad (2.28)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2 \right] \tag{2.29}$$

As deformações associadas à variação dos variantes de tensão p' e q são obtidas com:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \tag{2.30}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sqrt{2}}{3} \left[(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2 \right]^{1/2} \tag{2.31}$$

A Figura 2.6 mostra a Superfície de Estados Limites (SEL). Se o estado de tensões do elemento de solo estiver sobre esta superfície, indica que o solo está em escoamento ou normalmente adensado. Por outro lado, se o estado de tensões estiver localizado no interior da região delimitada pela SEL, o solo está na condição elástica ou pré-adensada. Os pontos fora da superfície não são válidos para o modelo.

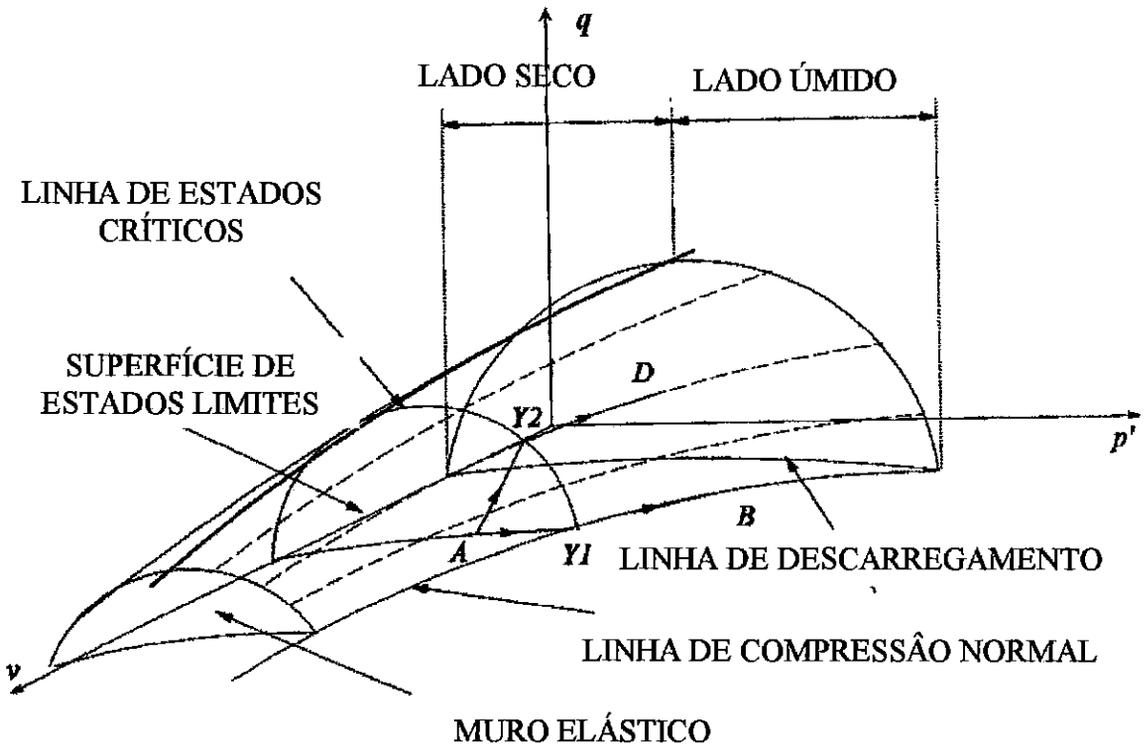


Figura 2.6 - Superfície de estados limites para o modelo Cam clay modificado

Comportamento elástico

Quando um material é submetido a um carregamento e recupera a sua forma original após a retirada do carregamento diz-se que este comportamento é elástico. Para o

comportamento elástico, as tensões e deformações estão relacionadas através da lei de Hooke, que para o estado plano de deformações pode ser expressa por:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x' \\ \sigma_y' \\ \sigma_z' \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.5-\nu \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (2.32)$$

onde E é o módulo de Young, ν é o coeficiente de Poisson e G é o módulo cisalhante. G pode ser dado em função de E e ν :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.33)$$

É comum apresentar a equação (2.32) na forma condensada abaixo:

$$\sigma' = D_e \varepsilon \quad (2.34)$$

onde σ' é o vetor de tensões, D_e a matriz de rigidez elástica e ε o vetor de deformações.

É comum também apresentar a matriz de elasticidade em função dos parâmetros K e G ao invés de E e ν . G está relacionado com as deformações cisalhantes enquanto que K com as deformações volumétricas.

$$K = \frac{(\sigma_x' + \sigma_y' + \sigma_z')/3}{(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z)} \quad (2.35)$$

K também pode ser dado em função de E e ν :

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (2.36)$$

$$\begin{bmatrix} \sigma_x' \\ \sigma_y' \\ \sigma_z' \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \begin{bmatrix} K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G & K - \frac{2}{3}G & 0 \\ K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G & 0 \\ K - \frac{2}{3}G & K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (2.37)$$

O comportamento elástico do solo é não linear e, portanto, os valores de K e G não são constantes e variam conforme o estado de tensões. A teoria de estados críticos admite que K e G são dependentes da tensão p' e toda a variação volumétrica do solo é dada por uma reta no plano $v: \ln p'$.

A variação elástica de volume específico será dada pela seguinte expressão:

$$\delta v^e = -\kappa \frac{\delta p'}{p'} \quad (2.38)$$

O incremento de deformação volumétrica é definido em termos de variação de volume específico como:

$$\delta \varepsilon_v^e = -\frac{\delta v^e}{v} \quad (2.39)$$

E portanto:

$$\delta \varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{vp'} \delta p' \quad (2.40)$$

E os módulos K e G serão dados agora por:

$$K = \frac{\delta p'}{\delta \varepsilon_v^e} = \frac{vp'}{\kappa} \quad (2.41)$$

e

$$G = \frac{3vp'(1-2\nu)}{2\kappa(1+\nu)} \quad (2.42)$$

Embora o módulo cisalhante, apresentado na equação (2.48), tenha o valor variável e dependente de p' , Zytynski et al (1978) mostraram que a hipótese de um coeficiente de Poisson constante leva a um comportamento elástico não conservativo, sendo preferível do ponto de vista teórico, utilizar o módulo cisalhante G constante. Entretanto, diversos estudos de problemas reais têm utilizado com sucesso o módulo G variável (e.g. Almeida, 1984; Antunes Filho, 1996).

Comportamento plástico

Com a utilização dos conceitos de plasticidade, o modelo Cam clay modificado, adota uma função de escoamento, dada pela seguinte equação:

$$F(p', q, p_0'(\epsilon_v^p)) = q^2 - M^2(p_0' p' - p'^2) = 0 \quad (2.43)$$

Para calcular as componentes de deformações plásticas, torna-se necessário a definição de um potencial plástico, sendo usual adotar os incrementos de deformação plástica normais ao potencial plástico. Este procedimento é conhecido como lei de fluxo, conforme visto na equação (2.44):

$$\delta \epsilon^p = \lambda \frac{\partial Q}{\partial \sigma'} \quad (2.44)$$

Onde:

λ - constante de proporcionalidade;

Q - função de potencial plástico.

Para leis de fluxo associadas, adota-se a forma da superfície de escoamento coincidente com a de potencial plástico:

$$G(\sigma', \epsilon^p) = F(\sigma', \epsilon^p) \quad (2.45)$$

e por isso:

$$\delta \epsilon^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma'} \quad (2.46)$$

O estado crítico, definido no plano (p', q) , é matematicamente expresso pela equação (2.47).

$$q = Mp' \quad (2.47)$$

onde:

p' e q são os invariantes de tensão efetiva e

M - a inclinação da linha de estados críticos no plano (p', q) .

Formulação tensão-deformação para o modelo Cam clay modificado

Um incremento de tensões, aplicado a um elemento de solo, pode ser apresentado através de um vetor, conforme equação (2.48).

$$\delta\sigma' = \{ \delta\sigma'_x \quad \delta\sigma'_y \quad \delta\sigma'_z \quad \delta\tau_{xy} \quad \delta\tau_{yz} \quad \delta\tau_{zx} \} \tag{2.48}$$

O incremento de deformação conseqüente, pode ser apresentado pelo vetor da equação (2.49).

$$\delta\varepsilon' = \{ \delta\varepsilon'_x \quad \delta\varepsilon'_y \quad \delta\varepsilon'_z \quad \delta\gamma_{xy} \quad \delta\gamma_{yz} \quad \delta\gamma_{zx} \} \tag{2.49}$$

Para um incremento de tensões aplicado ao elemento de solo, o incremento de deformação é dividido em duas parcelas, uma elástica, recuperável, e outra plástica, permanente. A obtenção deste incremento de deformação é feita com a utilização da equação (2.50).

$$\delta\varepsilon = D_e^{-1} \delta\sigma' + \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma'} \tag{2.50}$$

Pela Plasticidade pode-se admitir que o estado de tensões $\sigma' + \delta\sigma'$ permanece sobre a superfície de escoamento:

$$dF(\sigma', \varepsilon^p) = 0 \tag{2.51}$$

ou seja,

$$\left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma'} \right\}^T \delta\sigma' + \left\{ \frac{\partial F}{\partial \varepsilon^p} \right\}^T \delta\varepsilon^p = 0 \tag{2.52}$$

Na teoria de estados críticos o endurecimento do solo é caracterizado pela expansão da superfície de escoamento, e esta expansão é medida pela tensão de escoamento isotrópica p_0' , que é função da deformação volumétrica plástica. A expansão da superfície de escoamento é dada por:

$$\left\{ \frac{\partial F}{\partial \varepsilon^p} \right\}^T \delta\varepsilon^p = \frac{\partial F}{\partial \varepsilon_v^p} \delta\varepsilon_v^p = \frac{\partial F}{\partial p_0'} \frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_v^p} \delta\varepsilon_v^p \tag{2.53}$$

Combinando as equações 2.52 e 2.53:

$$\left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma'} \right\}^T \delta \sigma' + \frac{\partial F}{\partial p_0'} \frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_v^p} \delta \varepsilon_v^p = 0 \quad (2.54)$$

O incremento de deformação plástica é dado pela lei de fluxo associada:

$$\delta \varepsilon_v^p = \lambda \frac{\delta F}{\delta p'} \quad (2.55)$$

Combinando as equações 2.54 e 2.55, obtém-se o valor de $\left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma'} \right\}^T \delta \sigma'$:

$$\left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma'} \right\}^T \delta \sigma' + \frac{\partial F}{\partial p_0'} \frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_v^p} \frac{\partial F}{\partial p'} \lambda = 0 \quad (2.56)$$

As equações 2.50 e 2.56 fornecem os valores de λ , e $\delta \sigma'$:

$$\lambda = \frac{\left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma'} \right\}^T D_e}{-\frac{\partial F}{\partial p_0'} \frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_v^p} \frac{\partial F}{\partial p'} + \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma'} \right\}^T D_e \frac{\partial F}{\partial \sigma'}} \delta \varepsilon \quad (2.57)$$

$$\delta \sigma' = D_e \delta \varepsilon - \frac{D_e \frac{\partial F}{\partial \sigma'} \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma'} \right\}^T D_e}{-\frac{\partial F}{\partial p_0'} \frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_v^p} \frac{\partial F}{\partial p'} + \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma'} \right\}^T D_e \frac{\partial F}{\partial \sigma'}} \delta \varepsilon \quad (2.58)$$

A matriz tensão-deformação elastoplástica será expressa por:

$$D_{ep} = D_e \left[1 - \frac{\frac{\partial F}{\partial \sigma'} \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma'} \right\}^T D_e}{-\frac{\partial F}{\partial p_0'} \frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_v^p} \frac{\partial F}{\partial p'} + \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma'} \right\}^T D_e \frac{\partial F}{\partial \sigma'}} \right] \quad (2.59)$$

2.6. MODELOS ELASTO-PLÁSTICOS BASEADOS NA TEORIA DE ESTADOS CRÍTICOS PARA SOLOS NÃO SATURADOS

Da mesma forma que os pesquisadores tiveram a preocupação de apresentar um arcabouço teórico para os solos não saturados coerente com a mecânica dos solos saturados, sendo ampliado os conceitos de estados críticos e plasticidade para estes solos. A seguir são apresentados os modelos de estados críticos para solos não saturados, utilizados nesta pesquisa:

- Alonso, Gens e Josa (1990)
- Balmaceda (1991)
- Wheeler e Sivakumar (1995)
- Futai (1997)

2.1.1. Modelo de Alonso, Gens e Josa (1990)

Alonso, Gens e Hight (1987) apresentaram, qualitativamente, um modelo elasto-plástico baseado na teoria de estados críticos, para solos não saturados. Josa (1988) e posteriormente Alonso, Gens e Josa (1990) detalharam, matematicamente, o modelo para solos de leve a moderadamente expansivos. Para a sucção igual a zero o modelo se reduz ao Cam clay modificado para solos saturados. Este modelo é capaz de reproduzir vários aspectos característicos dos solos não saturados, tais como (Gens, Alonso e Josa, 1989):

- O solo não saturado poderá expandir ou sofrer colapso, quando da redução da sucção. A expansão está associada a comportamento elástico enquanto que o colapso corresponde a deformações plásticas irreversíveis.
- A rigidez do solo aumenta com o aumento da sucção.
- O estado final após o colapso, induzido por saturação, é localizado no trecho virgem da linha de adensamento para condições isotrópicas.
- A deformação volumétrica é produzida por uma trajetória de tensão independente, na qual envolve carregamento sem aumento de sucção, enquanto que a deformação volumétrica de uma trajetória dependente envolve o aumento da sucção.

O modelo foi proposto para estados de tensões isotrópico e triaxiais, cujas formulações serão apresentadas a seguir.

Formulação do modelo para estado de tensões isotrópicas

Alonso, Gens e Josa (1990) definiram uma região elástica no plano (p,s) , onde p seria a tensão média (σ_m) menos a pressão do ar (u_a). Esta região seria delimitada por uma curva de escoamento que poderia ser acionada em casos de aumento da tensão p ou diminuição da sucção s .

Em correspondência com o comportamento saturado, Alonso et al (1990) admitiram que a variação de volume específico v , ao longo do trecho virgem, seria dada por:

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p}{p^c} \quad (2.60)$$

onde:

- $\lambda(s)$ - parâmetro de rigidez no ramo virgem para variação da tensão isotrópica p para uma determinada sucção s ;
- $N(s)$ - volume específico referente a tensão p^c com sucção s ;
- p^c - tensão de referência para $v = N(s)$

Sob descarregamento e recarregamento Alonso et al (1990) admitiram que o comportamento elástico do solo seria dado por:

$$\Delta v_p = -\kappa \frac{dp}{p} \quad (2.61)$$

onde κ é o índice de compressibilidade para descarregamento e recarregamento da tensão isotrópica, considerada independente da sucção.

Observando a Figura 2.7, pode-se considerar o carregamento de duas amostras, submetidas a diferentes valores de sucção, uma delas saturada ($s = 0$) e outra com sucção maior do que zero. A tensão de pré-adensamento saturada, denominada de $p_0(0)$ corresponde ao ponto 3 da Figura 2.7b. A tensão de escoamento da amostra com sucção maior do que zero é denominada de $p_0(s)$ e está localizada no ponto 1 da figura. Admitindo a trajetória 1 – 2 – 3 indicada, pode-se determinar o valor final do volume específico v_3 :

$$v_3 = v_1 + \Delta v_p + \Delta v_s \quad (2.62)$$

O descarregamento da sucção do ponto 2 para o ponto 3, ocorre em domínio elástico. A variação de volume específico neste trecho da trajetória, pode ser idealizado por uma relação logarítmica, da seguinte forma:

$$\Delta v_s = -\kappa_s \frac{ds}{(s + p_{atm})} \tag{2.63}$$

onde:

- κ_s - rigidez elástica para a variação de sucção;
- p_{atm} - pressão atmosférica.

Considerando as equações 2.60, 2.61, 2.62 e 2.63 a tensão de escoamento para uma sucção maior do que zero é então obtida:

$$p_0(s) = p^c \exp \left[\frac{(\lambda(0) - \kappa) \ln \left(\frac{p_0(0)}{p^c} \right) + N(s) - N(0) + \kappa_s \ln \left(\frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} \right)}{(\lambda(s) - \kappa)} \right] \tag{2.64}$$

Alonso et al (1990) simplificaram a equação 2.64, considerando o solo submetido a tensão de referência p^c , e durante uma diminuição de sucção a variação de volume seria:

$$\Delta v(p^c)_0^s = N(0) - N(s) = \kappa_s \ln \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} \tag{2.65}$$

E substituindo 2.65 em 2.64 obtiveram:

$$\left(\frac{p_0(s)}{p^c} \right) = \left(\frac{p_0(0)}{p^c} \right)^{[\lambda(0)-\kappa]/[\lambda(s)-\kappa]} \tag{2.66}$$

A equação 2.66 define a curva de escoamento LC (“Loading-Collapse”). Alonso et al (1990) adotaram esta denominação porque o escoamento poderá ser realizado por trajetórias com aumento da tensão p ou por diminuição da sucção s .

Alonso et al (1990) admitiram que a rigidez do solo para estados virgens aumenta com a sucção de acordo com a seguinte expressão:

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[(1-r)e^{-\beta s} + r \right] \tag{2.67}$$

onde:

r - constante relacionada com a rigidez máxima do solo:

$$r = \frac{\lambda(s \rightarrow \infty)}{\lambda(0)} \tag{2.68}$$

β - parâmetro que controla o aumento da rigidez com a sucção.

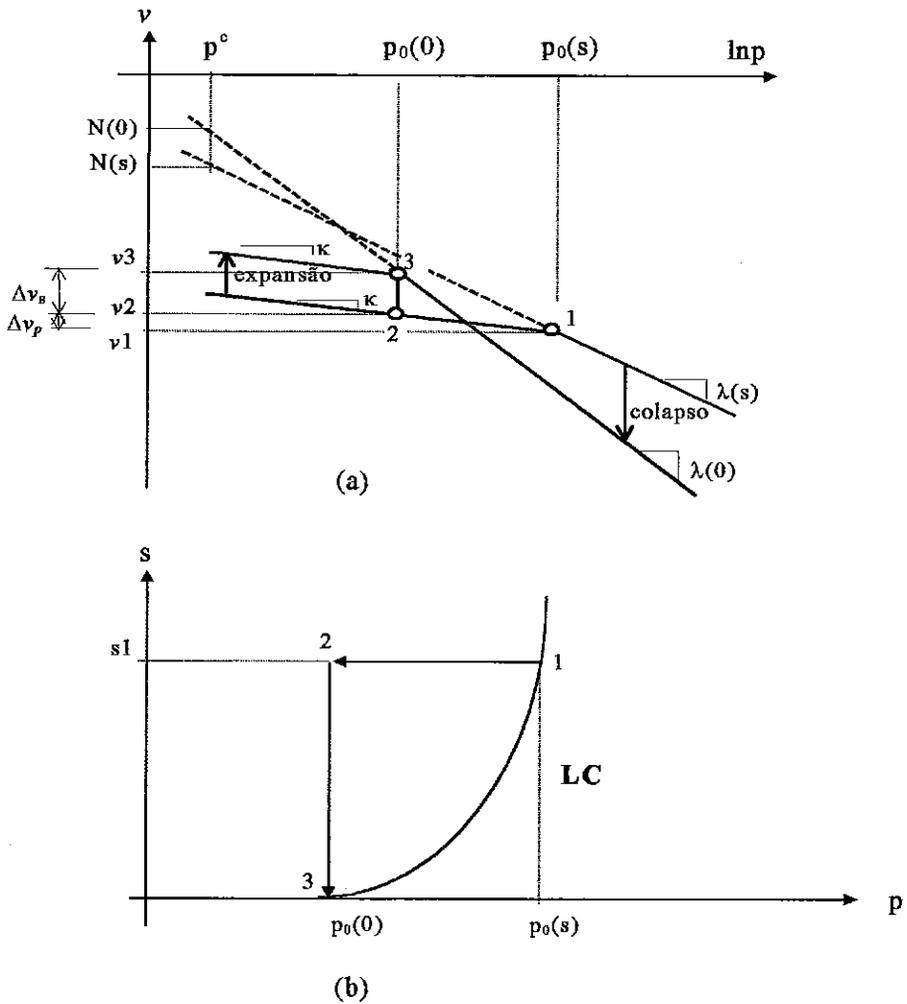


Figura 2.7 - Determinação da equação da curva de escoamento LC (Alonso et al, 1990)

Propuseram também a adoção de comportamento plástico para aumentos dos valores de sucção. Para tanto sugeriram a existência da curva de escoamento para aumento de sucção, denominada de SI (“Suction-Increase”), como a seguinte equação:

$$s = s_0 \tag{2.69}$$

onde:

s_0 - significa a máxima sucção experimentada pelo solo

A variação de volume para aumento de sucção é calculada de acordo com o comportamento elástico ou elasto-plástico, conforme equações abaixo:

$$dv_e = -\kappa_s \frac{ds}{(s + p_{atm})} \tag{2.70}$$

$$dv_p = -\lambda_s \frac{ds}{(s + p_{atm})} \tag{2.71}$$

onde:

λ_s - parâmetro de rigidez para aumento de sucção em estado virgem.

Finalmente, a partir das curvas LC e SI, os autores definiram a região elástica, conforme visto na Figura 2.8.

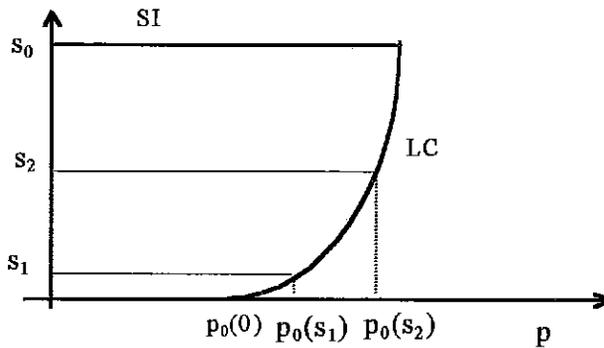


Figura 2.8 - Região de domínio elástico delimitada pelas curvas de escoamento LC e SI

A seguir serão apresentadas as relações obtidas no modelo para determinação das deformações (elásticas e plásticas), bem como as leis de endurecimento em estado isotrópico.

Um aumento na tensão p dentro da região elástica induz a uma deformação elástica volumétrica de compressão:

$$d\varepsilon_{vp}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa}{v} \frac{dp}{p} \quad (2.72)$$

Atingindo as superfícies de plastificação LC, sob aumento de tensão p , deformações plásticas são adicionadas:

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(s) - \kappa}{v} \frac{dp_0(s)}{p_0(s)} \quad (2.73)$$

ou

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(0) - \kappa}{v} \frac{dp_0(0)}{p_0(0)} \quad (2.74)$$

Um aumento de sucção dentro da região elástica resultará em deformações volumétricas elásticas de compressão:

$$d\varepsilon_{vs}^e = \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (2.75)$$

Atingindo a superfície de plastificação SI, deformações plásticas adicionais são desenvolvidas:

$$d\varepsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \frac{ds_0}{(s_0 + p_{atm})} \quad (2.76)$$

Alonso, Lloret e Gens (1987) mostraram que o aumento da sucção além da superfície de escoamento SI afeta a resposta do solo com respeito ao carregamento da tensão p e, portanto, baseado nesta hipótese, Alonso, Gens e Hight (1987) sugeriram a existência de um acoplamento entre a curva LC e a SI., sendo que as leis de endurecimento são dadas por (Alonso, Gens e Josa, 1990):

$$\frac{dp_0(0)}{p(0)} = \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad (2.77)$$

$$\frac{ds_0}{s_0 + p_{at}} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\varepsilon_v^p \quad (2.78)$$

Formulação do modelo para $q \neq 0$

Para simular o estado de tensões triaxial foi incorporado ao modelo um terceiro parâmetro de tensões, necessário para incluir o efeito de tensões cisalhantes: $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$, igual ao utilizado no modelo Cam Clay (estados críticos)

A superfície de escoamento terá um aspecto tridimensional (p, q, s) . Para cada valor de sucção existirá uma elipse de escoamento semelhante ao utilizado no modelo Cam Clay modificado, e igual quando $s = 0$. O crescimento da superfície elíptica se dá por conta do aumento da tensão de sobre-adensamento (tensão de escoamento) e aumento do efeito coesivo da sucção. A equação da elipse de escoamento será dada por:

$$q^2 = M^2(p+p_s)(p_0+p) = 0 \tag{2.79}$$

Sendo que:

$$p = -p_s = -ks \tag{2.80}$$

onde:

- q - tensão desviadora;
- M - inclinação da linha de estados críticos independente da sucção;
- k - constante para aumento da coesão com aumento da sucção.

A Figura 2.9 apresenta a superfície tridimensional no espaço (p,q,s) e as projeções nos planos (p,q) e (p,s) . A projeção no plano (p,q) tem uma forma elíptica, semelhante a do modelo Cam Clay, sendo que a elipse é tanto maior quanto maior for a sucção. Admitindo uma lei de fluxo não associada, o cálculo das deformações cisalhantes é realizado através da equação 2.81.

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p+p_s-p_0)} \tag{2.81}$$

onde:

- α - parâmetro utilizado para evitar a superestimação dos valores de K_0 , calculados pelos modelos de estados críticos.

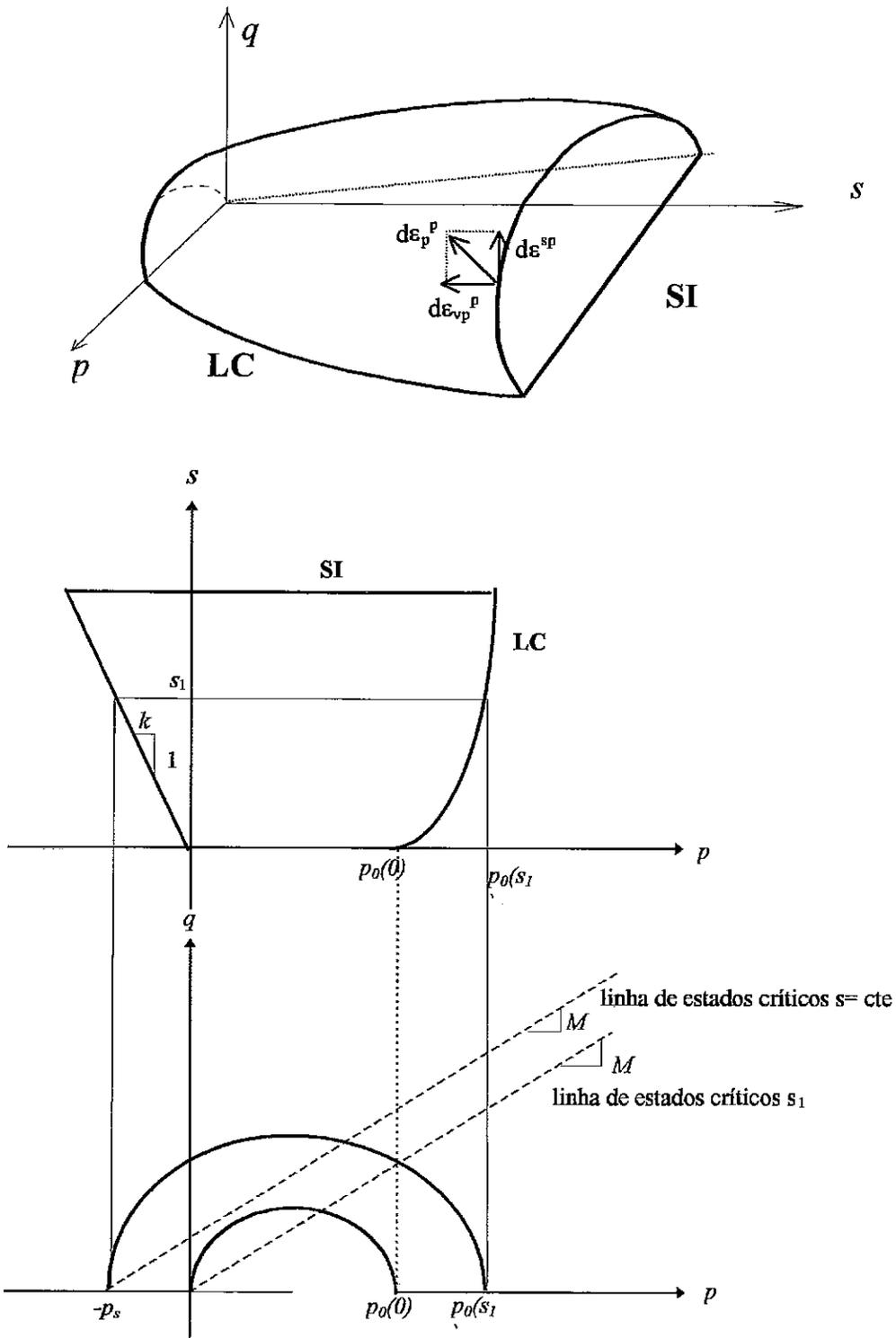


Figura 2.9 - Superfície de escoamento para solo não saturado, no espaço (p, q, s) (Alonso et al, 1990)

O valor de α é calculado, de tal forma à obter deformação lateral igual a zero, com a utilização de $K_0 = 1 - \text{sen} \phi'$ (Jaky, 1948). Para esta condição α é dado pela seguinte equação:

$$\alpha = \frac{1}{\left(1 - \frac{\kappa}{\lambda(0)}\right)} \left[\frac{M(M-9)(M-3)}{9(6-M)} \right] \quad (2.82)$$

O parâmetro de tensão q , que introduz o efeito da tensão cisalhante, produz deformações cisalhantes elásticas que serão obtidas com:

$$d\varepsilon_s^e = \frac{1}{3} G dq \quad (2.83)$$

onde:

G - módulo cisalhante.

Os parâmetros utilizados no modelo são indicados a seguir:

- Estado inicial de tensões: (p_i, q_i, s_i) ; volume específico inicial v_0 e posição inicial da superfície de escoamento $(p_0(0)_i, s_{0i})$.
- Parâmetros associados a curva LC: p^c , tensão de referência; $\lambda(0)$, coeficiente de compressibilidade para o estado saturado no trecho virgem; κ , coeficiente de compressibilidade ao longo do trecho de descarregamento e recarregamento; r , parâmetro que estabelece o valor mínimo do coeficiente de compressibilidade (trecho virgem) para altos valores de sucção.
- Parâmetros associados com variação da sucção e curva de escoamento SI: λ_s , coeficiente de compressibilidade para incrementos de sucção no trecho virgem; κ_s , coeficiente de compressibilidade para variação na sucção dentro da região elástica.

Estes parâmetros são determinados conforme procedimentos apresentados a seguir

- Ensaio de compressão isotrópica, drenados (carregamento e descarregamento) com vários valores de sucção controlada, necessários na determinação dos dados: $p^c, p_0(0), \lambda(0), \kappa, r, \beta$, conforme pode ser visto na Figura 2.10a.
- Ensaio que envolvam ciclos de aumento e diminuição de sucção com a tensão constante, necessários para a obtenção de: s_0, λ_s, κ_s , conforme pode ser visto nas trajetórias de tensões apresentadas na Figura 2.10b.
- Ensaio de cisalhamento drenados a diferentes valores de sucção, necessários para a obtenção de: G, M, k . (Figura 2.10c)

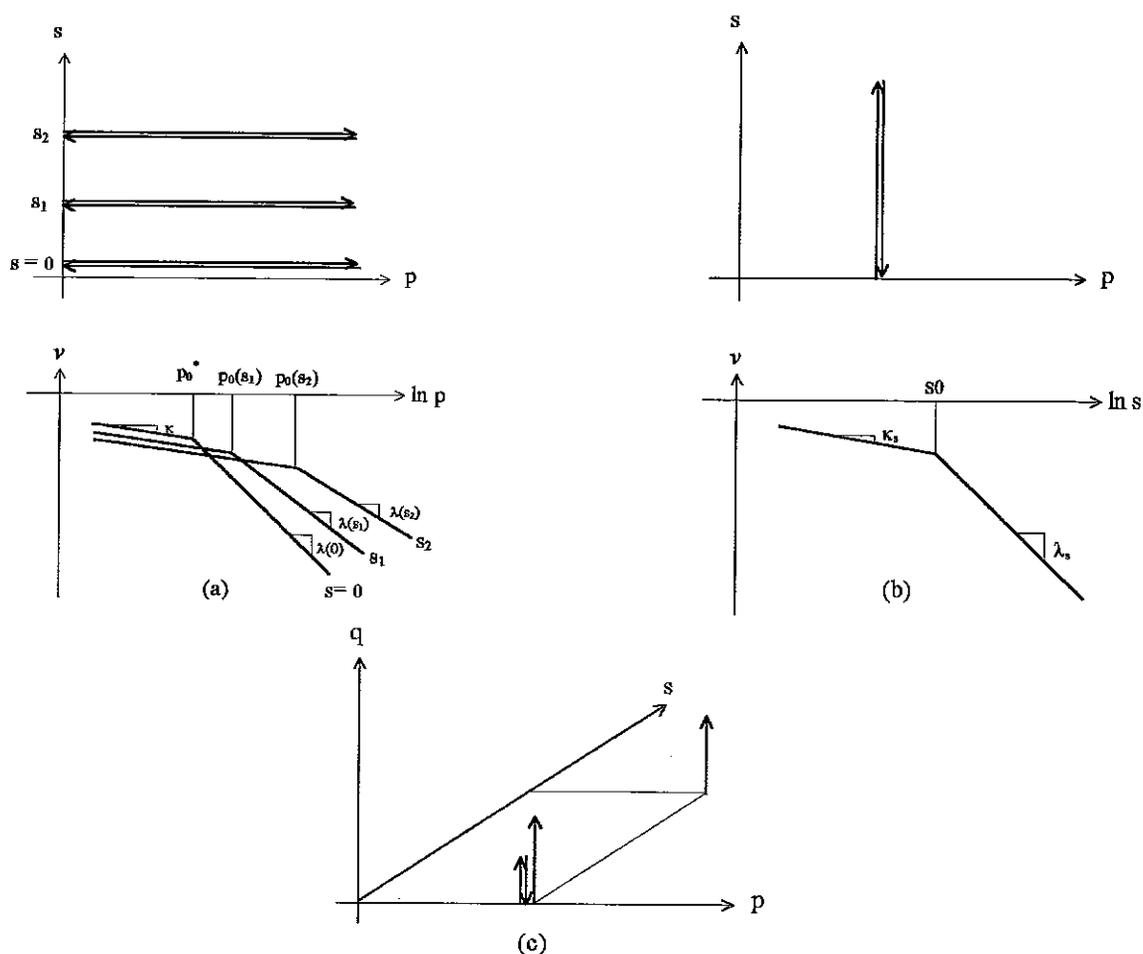


Figura 2.10 - Trajetórias de tensões múltiplas, utilizadas na obtenção dos parâmetros do modelo (Alonso et al, 1990)

2.1.2. Modelo de Balmaceda (1991)

Durante o aumento das tensões de compressão a sucção constante, as deformações de colapso também devem aumentar, atingindo valores máximos para em seguida diminuir até praticamente se anularem. Este comportamento foi observado por vários autores, em ensaios edométricos ou isotrópicos (e.g. Machado, 1995; Futai, 1997). Balmaceda (1991) e posteriormente Josa, Balmaceda, Gens e Alonso (1992) sugeriram uma modificação na expressão que define a curva de escoamento LC para a consideração da existência do colapso máximo.

Esta proposta admite um comportamento deformacional do solo de tal forma que, as curvas $(v:p)$ para diferentes valores de sucção devem convergir para valores altos da tensão média p , tornando-se paralelas a partir de então.

Formulação da curva de escoamento LC

Neste modelo, Balmaceda (1991) propôs uma formulação que define a evolução da tensão de escoamento $p_o(s)$ através de uma outra função m , de tal forma que a LC seja uma linha vertical para tensões iguais à tensão p_c (tensão de referência do modelo) e para valores altos de $p_o(0)$. O valor de m apresenta um máximo, igual a ζ_y (parâmetro que é identificado com a deformação volumétrica máxima de colapso), quando $p_o(0)$ atinge o valor igual a ζ_x (parâmetro que define a posição da superfície LC de maior inclinação). A seguir são apresentadas as expressões de Balmaceda (1991) para m e LC.

$$m = 1 + \frac{\zeta_y - 1}{\zeta_x - p_c} (p_o'(0) - p_c) e^{\frac{\zeta_x - p_o'(0)}{\zeta_x - p_c}} \quad (2.84)$$

$$p_o'(s) = p_o'(0) - p_c + p_c \left[(1 - m) e^{-\alpha s} + m \right] \quad (2.85)$$

A equação 2.84 é válida para o intervalo $1 < m \leq \zeta_y$, quando a equação 2.85 modela um aumento de $p_o(s)$ com a sucção e obtém um valor assintótico para sucções elevadas. Desta forma, pode-se concluir que a equação 2.85 indica que deve existir um valor de tensão $p_o(s)$, a partir da qual esta tensão de escoamento não deve mais ser afetada pela sucção.

Também para diferentes valores de sucção, as linhas de compressão isotrópica convergem para tensões elevadas. Esta convergência mostra que, as deformações potenciais de colapso devem diminuir com o carregamento. Desta forma, Balmaceda (1991) sugeriu que as linhas de compressão, para diferentes valores de sucção, não devem ser retas, como era admitido pelo modelo de Alonso et al (1990).

Segundo Balmaceda (1991) a função de $p_o(s)$ deve ainda obedecer às seguintes condições:

- $p_o(s)$ deve ser sempre crescente;

$$\frac{\partial p_o(s)}{\partial s} = -\alpha p_c (1 - m) e^{-\alpha s} \quad (2.86)$$

Impõe-se $\alpha > 0$ e $p_c > 0$, resultando em:

$$e^{-\alpha s} > 0, (1 - m) < 0 \Rightarrow \frac{\partial p_0(s)}{\partial s} > 0 \tag{2.87}$$

E, por conseguinte, a derivada primeira de $p_0(s)$ é positiva e $p_0(s)$ é uma função crescente;

- A função de $p_0(s)$ deve ser convexa, já que a equação 2.88 também é positiva:

$$\frac{\partial^2 p_0(s)}{\partial s^2} = \partial^2 p_c (1 - m) e^{-\alpha s} \tag{2.88}$$

Segundo Atkinson e Bransby (1978), para cumprir a Condição de Irreversibilidade de Prager, segundo a qual a natureza não recuperável das deformações plásticas exige que o trabalho plástico seja sempre irreversível, as superfícies de escoamento devem ser convexas e por este motivo a função de $p_0(s)$ deve ser convexa.

- Quando a sucção tende para o infinito, $p_0(s)$ tende assintoticamente para $p_0(\infty)$ (Figura 2.11)

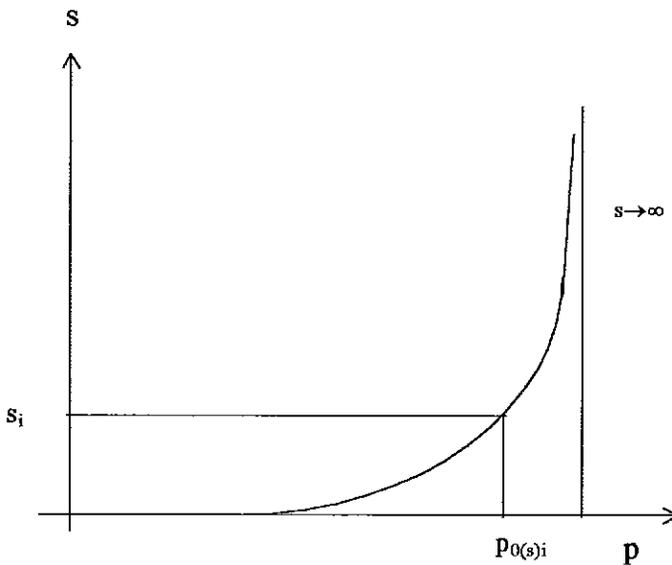


Figura 2.11 - Função $p_0(p_0(\infty), s)$ do modelo de Balmaceda (1991)

A deformação volumétrica plástica, quando a sucção é reduzida será:

$$\Delta \varepsilon_{vp}^p = (\lambda(0) - \kappa) \ln \frac{p_0(s)}{p_0(0)} \tag{2.89}$$

A deformação de colapso depende do valor inicial de sucção, e evidentemente quanto maior a sucção, maior será a deformação final de colapso, e quando a sucção tende para

infinito existirá um valor máximo de $p_o(s)$. Esta função $p_o(p_o(0), s)$ indica que enquanto ocorre um crescimento de $p_o(0)$ a relação $\frac{p_o(s)}{p_o(0)}$ aumenta, passa por um valor máximo e logo depois diminui. O valor máximo de $p_o(0)_{max}$, determinado por Balmaceda (1991) é igual a:

$$p_o(0)_{max} = \frac{p_c}{2} + \sqrt{p_c \left(\zeta_x - \frac{3}{4} p_c \right)} \quad (2.90)$$

Como se pode ver na equação acima, $p_o(0)_{max}$ não depende da sucção, dependendo apenas dos parâmetros do modelo. Se a sucção tende para infinito o valor de $p_o(\infty)_{max}$ será:

$$p_o(\infty)_{max} = p_o(0)_{max} + \left\{ p_c \frac{\zeta_y - 1}{\zeta_x - p_c} (p_o(0)_{max} - p_c) e^{\frac{\zeta_x - p_o(0)_{max}}{\zeta_x - p_c}} \right\} \quad (2.91)$$

E a deformação volumétrica plástica máxima possível será:

$$\Delta \varepsilon_{vp}^p = (\lambda(0) - \kappa) \ln \frac{p_o(\infty)_{max}}{p_o(0)_{max}} \quad (2.92)$$

Após o colapso máximo e depois da superfície de maior inclinação, a curva LC deve ter a sua inclinação diminuída. Isto pode levar a interseção de duas curvas ($p_o(0)$ e $p_o(0) + dp_o(0)$) para valores altos de sucção. Entretanto pode-se determinar, matematicamente uma condição para o qual estas curvas não se interceptem. Para a sucção tendendo a infinito a tensão de escoamento será:

$$p_o(\infty) = p_o(0) + p_c(m - 1) \quad (2.93)$$

A derivada da expressão acima com relação a $p_o(0)$ será:

$$\frac{dp_o(\infty)}{dp_o(0)} = 1 + p_c \frac{dm}{dp_o(0)} \quad (2.94)$$

Para que as curvas não se cortem é necessária a seguinte condição:

$$\frac{dp_o(\infty)}{dp_o(0)} > 0 \quad (2.95)$$

E portanto:

$$\frac{dm}{dp_0(0)} = (m-1) \frac{e^{\frac{s_x - p_0(0)}{s_x - p_c}}}{s_x - p_c} \left(1 - \frac{p_0(0) - p_c}{s_x - p_c} \right) > -\frac{1}{p_c} \tag{2.96}$$

A Figura 2.13 mostra a variação $\frac{dm}{dp_0(0)}$ com relação a $p_0(0)$. A possibilidade de um cruzamento entre duas curvas ($p_0(0)$ e $p_0(0) + dp_0(0)$) é maior próximo ao ponto de maior inclinação da LC. No caso da Figura 2.13 a condição da equação 2.96 é satisfeita e, portanto, não deverá ocorrer o cruzamento.

Parâmetros do Modelo

1. Parâmetro α

A forma da curva LC é controlada por este parâmetro, e por conseguinte também o colapso. Na equação de $p_0(s)$ tem-se o termo $(1 - e^{-\alpha s})$, que para uma mesma sucção, terá o valor mais próximo de um, quanto maior for α . Para valores altos de α , para cada sucção, tem-se valores altos de $p_0(s)$ e vice-versa. Valores muito baixos de α afetam pouco $p_0(s)$ para qualquer valor de sucção. A Figura 2.12 mostra a influência de α sobre $p_0(s)$.

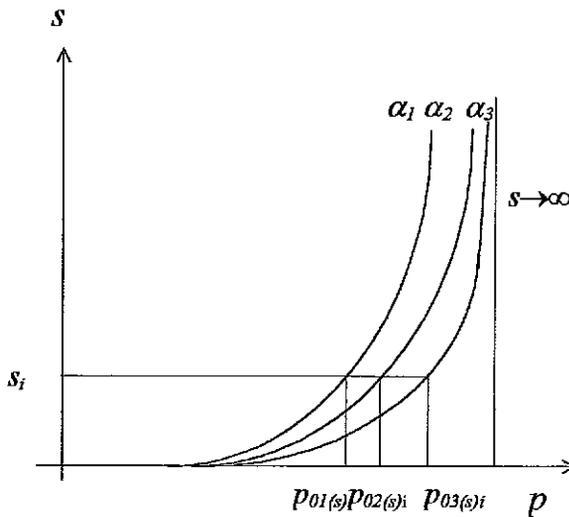


Figura 2.12 - Curvas de $p_0(s)$ para vários valores de α (Balmaceda, 1991)

2. Parâmetro p_c

Esta pressão de referência é considerada como um fator de escala. A deformação volumétrica máxima de colapso ($\Delta \varepsilon_{vpmax}^p$) tem pequena sensibilidade para valores baixos de p_c sendo muito mais sensível para valores altos desta pressão de referência.

A Figura 2.13 mostra um caso típico da evolução da curva LC, onde se pode notar a sua forma para o colapso máximo, antes e após este valor. Ao contrário do que Balmaceda (1991) e Alonso (1993) afirmaram, a curva LC associada às deformações máximas de colapso, não corresponde à de maior inclinação. Na Figura 2.13 a LC correspondente ao colapso máximo está indicada pelo maior valor de $\frac{p_0(\infty)}{p_0(0)}$.

3. Funções ζ_x e ζ_y

A função m utiliza dois parâmetros que definem a posição e o seu valor máximo. O parâmetro ζ_x é o valor de $p_0(0)$ para que a função m atinja um máximo igual a ζ_y . Estes parâmetros, que têm apenas significado matemático, podem ser expressos em função de alguns dos parâmetros do modelo Balmaceda (1991). A partir da equação 2.97, tem-se a tensão de escoamento para a condição saturada, em que deve ocorrer o colapso máximo:

$$p_0(0)_{max} = p_0(\infty)_{max} e^{\left(\frac{-\Delta \varepsilon_{vpmax}^p}{\lambda - \kappa}\right)} \tag{2.97}$$

Substituindo a equação 2.97 em 2.91, o valor de ζ_x será:

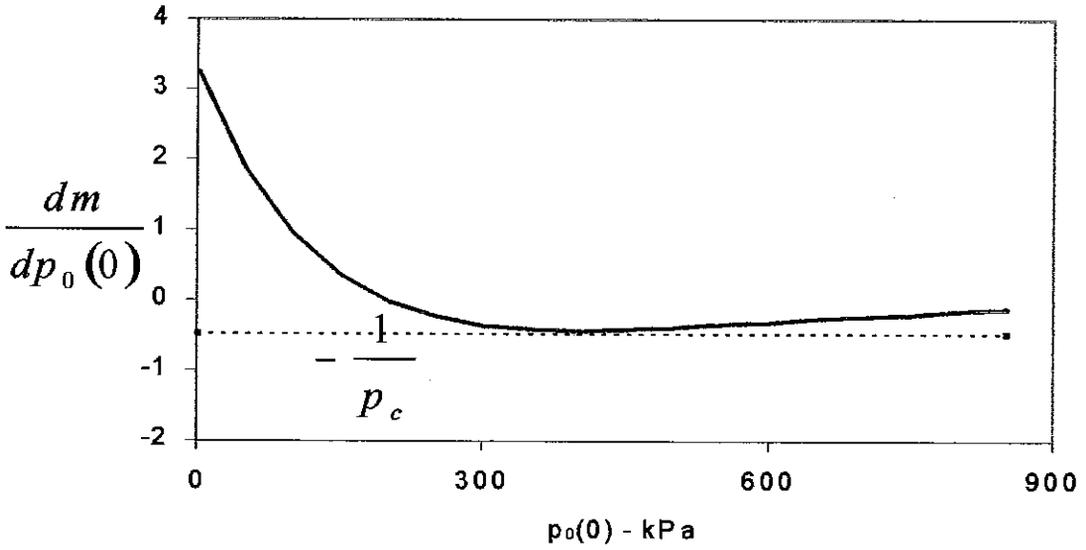
$$\zeta_x = \frac{3}{4} p_c + \frac{1}{p_c} \left[p_{0max}^\infty e^{\left(\frac{-\Delta \varepsilon_{vpmax}^p}{\lambda - \kappa}\right)} - \frac{p_c}{2} \right]^2 \tag{2.98}$$

O valor de m , para o qual se tem a LC de maior inclinação, é obtido substituindo $p_0(0)$ por $p_0(0)_{max}$ e $p_0(\infty)$ por $p_0(\infty)_{max}$ na equação 2.85, considerando também que a sucção tende para o infinito:

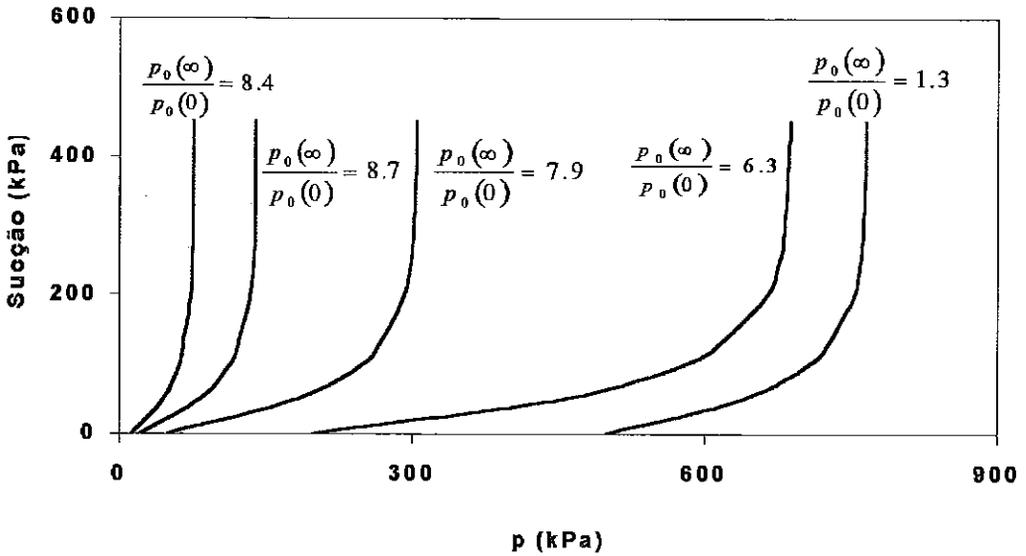
$$m = \frac{(p_0(\infty) - p_0(0)_{max} + p_c)}{p_c} \tag{2.99}$$

Substitui novamente o valor de m na equação 2.85, e obtém-se o parâmetro ζ_y , que está associado à inclinação máxima da curva de escoamento LC:

$$s_y = 1 + \frac{(m-1)(s_x - p_c)}{(p_0(0)_{max} - p_c)} e^{-\left(\frac{s_x - p_0(0)_{max}}{s_x - p_c}\right)} \tag{2.100}$$



(a)



(b)

Figura 2.13 - Evolução da curva LC. (a) Condição de validade do modelo;

(b) Relação da LC com $\ln\left(\frac{p_0(\infty)}{p_0(0)}\right)$

A proposta de Balmaceda (1991) mantém o aspecto elasto-plástico da variação da sucção, quer por aumento além de um valor máximo atingido anteriormente pelo solo, ou um valor mínimo, onde se pode caracterizar o comportamento dos solos expansivos. Mantém também o acoplamento entre as superfícies, assim como Josa (1988) e Alonso, Gens e Josa (1990), onde o acionamento de uma das superfícies gera o deslocamento das demais.

Formulação do modelo de Balmaceda (1991) para o comportamento de $q \neq 0$

No plano (p, q) a superfície de escoamento, em forma de uma elipse, é semelhante à utilizada pelo modelo Cam clay modificado. Entretanto, para cada valor de sucção existem elipses homotéticas, de forma idêntica ao modelo Alonso et al (1990), conforme foi apresentado anteriormente.

Superfície de estado para o grau de saturação

Para trajetórias de tensões sem variação de umidade, a sucção deve variar durante o carregamento. Balmaceda (1991) adotou uma superfície de estado para o grau de saturação, proposta por Lloret e Alonso (1985). Nesta superfície de estado, o grau de saturação varia de forma não-linear com a sucção, não levando em consideração se a trajetória apresenta deformações apenas elásticas ou elasto-plásticas. A equação que define a superfície de estado é apresentada logo a seguir:

$$S_r = a - c \left\{ \tanh[b(u_a - u_w)] \right\} \quad (2.101)$$

onde as constantes a , b e c são ajustadas a partir das curvas (s, S_r) dos ensaios de laboratório.

2.1.3. Modelo de Wheeler e Sivakumar (1995)

O modelo elasto-plástico proposto por Wheeler e Sivakumar (1995) modifica a formulação da curva de escoamento LC bem como da elipse do plano (p, q) . Estas modificações permitem, por exemplo, modelar a diminuição ou aumento da rigidez com a sucção e, esta diminuição ou aumento pode ser monotônica ou não. A linha de compressão isotrópica, que será usada na obtenção da expressão que descreve a curva LC, foi definida por estes autores da seguinte forma:

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \left(\frac{P}{P_{atm}} \right) \quad (2.102)$$

Na equação 2.102 o parâmetro $N(s)$ é o volume específico para o solo não saturado quando a tensão p for igual a tensão de referência $p_{atm} = 100$ kPa.

Para a determinação da curva de escoamento LC, Wheeler e Sivakumar (1995) utilizaram a Figura 2.14. Nesta figura está indicado uma trajetória de tensões ABC, que pode ser dividida em um trecho de aumento de sucção (AB) seguido de um aumento de tensão isotrópica. E admitindo que todo o caminho é realizado em regime elásticos, a variação de volume poderá ser dada por:

$$\Delta v = -\kappa_s \ln\left(\frac{s + p_{atm}}{p_{atm}}\right) - \kappa \ln\left(\frac{p_0(s)}{p_0(0)}\right) \quad (2.103)$$

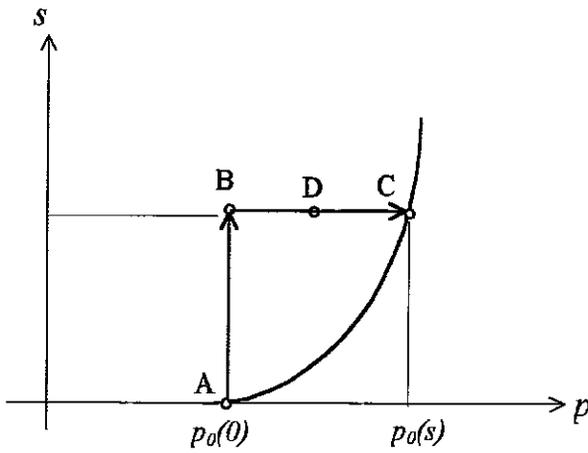
Considerando também que os pontos A e C estão sobre as linhas de compressão isotrópica, para a condição saturada e a sucção maior do que zero, respectivamente, a variação volumétrica neste mesmo caminho poderá ser indicada como:

$$\Delta v = N(s) - \lambda(s) \ln\left(\frac{p_0(s)}{p_{atm}}\right) - N(0) + \lambda(0) \ln\left(\frac{p(0)}{p_{atm}}\right) \quad (2.104)$$

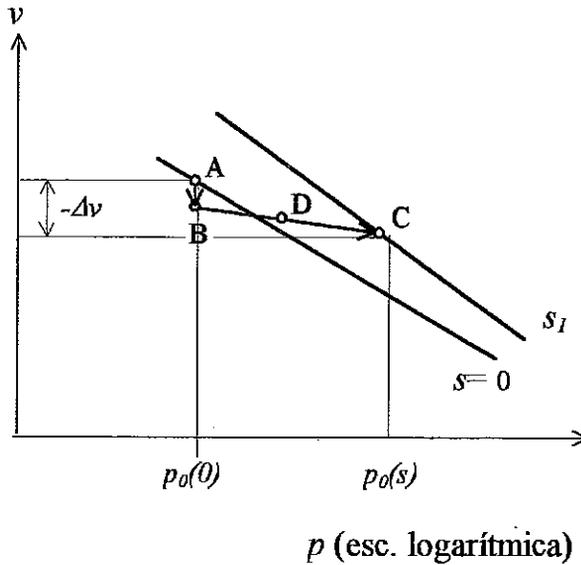
Igualando-se as equações 2.103 e 2.104, determina-se a expressão de Wheeler e Sivakumar (1995) para a curva LC, conforme abaixo:

$$p_0(s) = p_{atm} e^{\frac{(\lambda(0) - \kappa) \ln\left(\frac{p_0(0)}{p_{atm}}\right) + N(s) - N(0) + \kappa_s \ln\left(\frac{s + p_{atm}}{p_{atm}}\right)}{\lambda(s) - \kappa}} \quad (2.105)$$

Wheeler e Sivakumar (1995) ressaltaram que uma das vantagens deste modelo, quando comparado à Alonso, Gens e Josa (1990) é que é mais fácil e direta a obtenção dos valores de $N(s)$ para quatro valores de sucção, não sendo necessária a determinação de uma tensão de referência p^c , para a qual a curva de escoamento LC é uma linha reta vertical no plano (p, s) .



(a)



(b)

Figura 2.14 - Determinação da equação da curva LC do modelo Wheeler e Sivakumar (1995)

Extensão do modelo de Wheeler e Sivakumar (1995) para $q \neq 0$

No modelo Wheeler e Sivakumar (1995) para estado de tensões triaxiais torna-se necessário associar a curva LC com o parâmetro de tensões q formando uma superfície de escoamento no espaço (p, q, s) . As deformações volumétricas elástica e plástica são determinadas da mesma forma das equações (2.72) e (2.73). E as componentes elástica e plástica cisalhantes serão obtidas através da equação 2.83 e 2.81.

Sob condições de cisalhamento contínuo, Wheeler e Sivakumar (1995) definem a linha de estados críticos para uma sucção qualquer, nos planos (p, q) e (v, p) :

$$q = M(s)p_x + \mu(s) \quad (2.106)$$

$$v = \Gamma(s) - \psi(s) \ln \left(\frac{p_x}{p_{atm}} \right) \quad (2.107)$$

Os parâmetros $M(s)$, $\mu(s)$, $\Gamma(s)$ e $\psi(s)$ variam com a sucção e são indicados na Figura 2.15. Os autores sugeriram a utilização destes parâmetros para quatro valores diferentes de sucção, incluindo a condição $s = 0$ kPa.

Uma superfície tridimensional (p, q, s) , unindo a curva LC com as curvas de escoamento nos planos (p, q) para qualquer valor de sucção, garante um comportamento do solo sempre elástico no seu interior. Desta forma, admitindo que o parâmetro de compressibilidade elástica κ é independente da sucção, o valor de $p_0(s)$ é obtido pela interseção da elipse de escoamento com a linha de compressibilidade isotrópica para a sucção s .

$$p_0(s) = pe^{\left[\frac{N(s) - \lambda(s) \ln \left(\frac{p}{p_{atm}} \right) - v}{\lambda(s) - \kappa} \right]} \quad (2.108)$$

Da mesma maneira o valor de p_x , conforme mostrado na Figura 2.15, é a interseção da elipse de escoamento com linha de estados críticos, conforme a equação 2.109.

$$p_x = pe^{\left[\frac{\Gamma(s) - \psi(s) \ln \left(\frac{p}{p_{atm}} \right) - v}{\psi(s) - \kappa} \right]} \quad (2.109)$$

A Figura 2.15 mostra a curva de escoamento no plano (p, q) , onde deverá passar pelos pontos A (com coordenadas $p = p_0(s)$, $q = 0$) e pelo ponto B (com coordenadas $p = p_x$ e $q = M(s)p_x + \mu(s)$). Wheeler e Sivakumar (1995) sugeriram uma curva de forma elíptica com um máximo no ponto B, que é semelhante ao modelo Cam clay. Observando a Figura 2.15, verifica-se que o prolongamento da elipse além do ponto B não coincidirá com a origem da linha de estados críticos. A equação desta elipse será dada por:

$$q^2 = M_*^2 (p_0(s) - p)(p + p_0(s) - 2p_x) \quad (2.110)$$

onde:

$$M_* = \frac{M(s)p_x + \mu(s)}{p_0(s) - p_x} \tag{2.111}$$

O desenvolvimento de deformações cisalhantes foram razoavelmente previstas para os ensaios de Sivakumar (1993) com a adoção da elipse modificada por estes autores. Entretanto Wheeler (1996) chama a atenção de que a forma elíptica da superfície de escoamento e a utilização de lei de fluxo associada não se apresenta como uma solução muito realística, pois os solos não saturados apresentam-se extremamente influenciados pela história de tensões anisotrópica e pela própria estrutura destes solos.

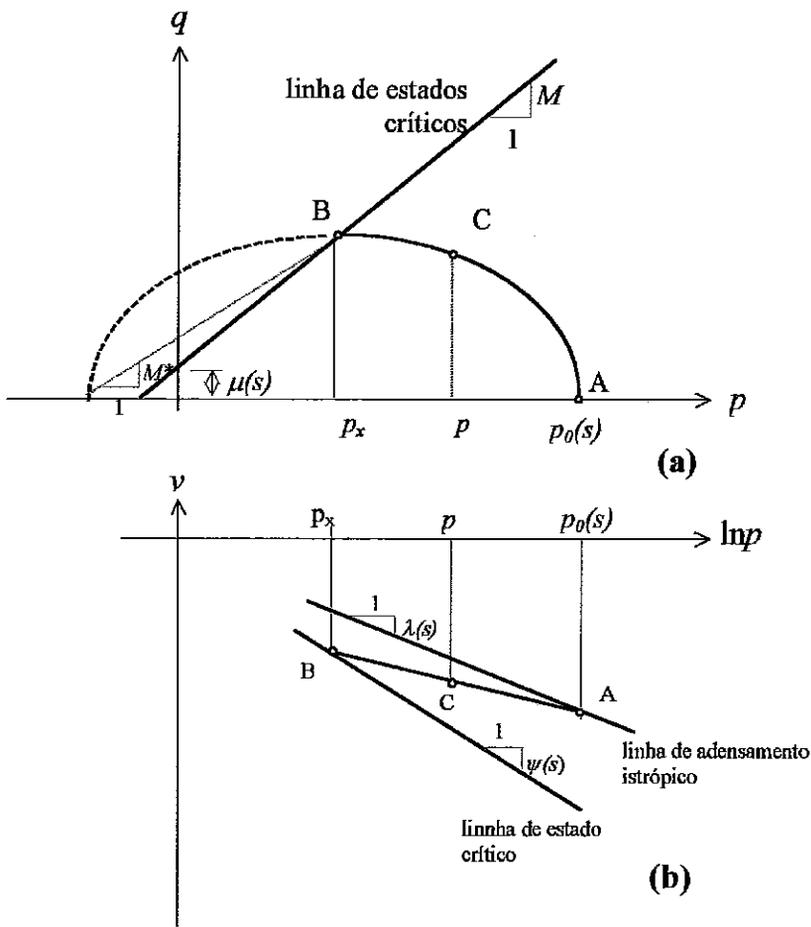


Figura 2.15 - Elipse de escoamento para uma sucção constante (Wheeler e Sivakumar, 1995)

2.1.4. Modelo de Futai (1997)

Futai (1997) realizou ensaios edométricos com sucção controlada e determinou que o parâmetro de compressibilidade $\lambda(s)$ aumentava com a sucção. Como a previsão desses

resultados não poderia ser obtida com o modelo de Alonso et al (1990), propôs algumas modificações dos parâmetros variáveis com a sucção e que são utilizados no cálculo da curva de escoamento LC. O objetivo de Futai (1997) era contemplar o comportamento observado de $\lambda(s)$, propondo uma função crescente ou decrescente para este parâmetro e que fosse ajustada com os dados experimentais da LC inicial.

Formulação da curva de escoamento LC

A formulação da superfície LC, obtida por Futai (1997), é semelhante a Wheeler e Sivakumar (1995), entretanto, o primeiro autor verificou que as funções de $N(s)$, $\kappa(s)$ e $\lambda(s)$ deveriam ser ajustadas de tal forma que conferissem um comportamento convergente ou divergente das linhas de compressão isotrópica no trecho virgem e paralelas ou divergentes no trecho de descarregamento e recarregamento. Ao mesmo tempo, estas funções seriam ajustadas a partir da superfície LC experimental inicial.

Obtenção das funções de $N(s)$, $\lambda(s)$ e $\kappa(s)$

Segundo o modelo, o volume específico é dado pela seguinte equação (para um valor qualquer de sucção):

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \left(\frac{p}{p_{atm}} \right) \tag{2.112}$$

Para os solos que apresentam estas curvas de compressibilidade convergentes, conforme se vê na Figura 2.16, o valor de $N(s)$ é dado pela equação 2.113.

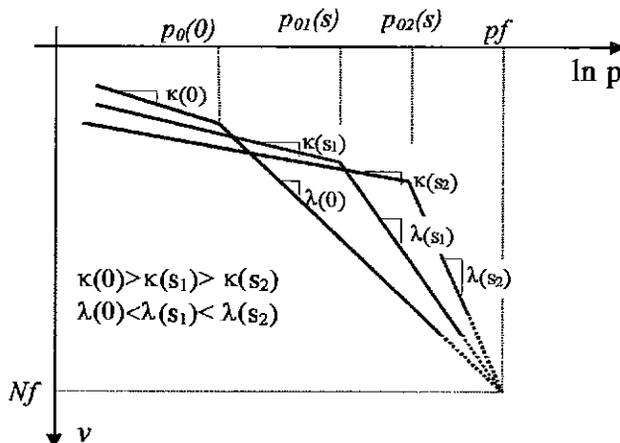


Figura 2.16 - Curvas de compressão isotrópica para diversos valores de sucção (Futai, 1997)

$$N(s) = N_f - \lambda(s) \ln \left(\frac{pf}{P_{atm}} \right) \quad (2.113)$$

e

$$N_f = N(s) + \lambda(s) \ln \left(\frac{pf}{P_{atm}} \right) = N(0) + \lambda(0) \ln \left(\frac{pf}{P_{atm}} \right) \quad (2.114)$$

onde N_f e pf são o volume específico e a tensão isotrópica para o qual as curvas (v,p) convergem. E assim o valor de $N(s)$ pode ser obtido também por:

$$N(s) = N(0) - [\lambda(s) - \lambda(0)] \ln \left(\frac{pf}{P_{atm}} \right) \quad (2.115)$$

O valor de pf pode ficar muito afastado das tensões aplicadas, sendo que a partir deste ponto o modelo não tem mais validade. No modelo Balmaceda (1991), a partir de um determinado estado de tensões aplicado as curvas (v,p) passam a ser paralelas e quase coincidentes. Por motivos práticos a função de $\lambda(s)$, sugerida por Futai (1997), não adota este comportamento

A função de $\lambda(s)$ pode ser crescente, quando as curvas (v,p) convergem, e decrescente quando as curvas divergem. Se as curvas forem divergentes os valores de N_f e pf são remetidas para cima do gráfico (v,p) , podendo cair até fora do domínio do ensaio.

A função escolhida por Futai (1997) é apresentada logo abaixo:

$$\lambda(s) = \lambda(0) + [\lambda(\infty) - \lambda(0)] (1 - e^{-\beta s}) \quad (2.116)$$

Esta função pode ser tanto crescente como decrescente, observando-se que:

- Para $\lambda(\infty) > \lambda(0)$, a função é crescente e com concavidade para cima;
- Para $\lambda(0) > \lambda(\infty)$, a função é decrescente e com concavidade para baixo;

onde:

- $\lambda(\infty)$ - inclinação da reta virgem quando a sucção tende ao infinito;
- β - parâmetro que controla a rigidez do solo com a variação da sucção.

Da mesma forma que $\lambda(s)$, a função de $\kappa(s)$ pode ser crescente ou decrescente conforme se vê a seguir:

$$\kappa(s) = \kappa(0) + [\kappa(\infty) - \kappa(0)](1 - e^{-\chi s}) \quad (2.117)$$

onde:

- $\kappa(s)$ - função da inclinação da reta de descarregamento e recarregamento para um determinado valor de sucção;
- $\kappa(0)$ - inclinação da reta de descarregamento e recarregamento quando o solo está saturado;
- $\kappa(\infty)$ - parâmetro para qual convergem os valores de $\kappa(s)$ quando a sucção tende ao infinito;
- χ - parâmetro que controla a rigidez com a sucção para a condição elástica.

2.7. RESUMO E COMENTÁRIOS FINAIS

Este capítulo apresentou uma revisão de modelos aplicados a solos não saturados, desde simples equações analíticas até os modelos elásticos e elasto-plásticos. Foram apresentados com mais detalhes os modelos que serão utilizados na implementação dos programas UNSTRUCT e CRISPUNSAT.

O programa UNSTRUCT foi desenvolvido por Miranda (1988) para a análise do primeiro enchimento das pequenas barragens construídas no Nordeste do Brasil. A versão do programa UNSTRUCT, desenvolvida por Miranda (1988), utilizava as equações constitutivas para solos não saturados (Fredlund, 1979), calculando as deformações de expansão, contração ou colapso através da técnica de deformação inicial (Zienkiewicz, 1985). Nos Capítulos 3 e 4 será dada continuidade ao desenvolvimento do programa UNSTRUCT com a proposta de uma nova versão.

Os modelos elasto-plásticos de estado crítico, apresentados neste capítulo, tiveram uma evolução orientada a partir da publicação de Alonso, Gens e High (1987), onde se tem de forma qualitativa, todos os aspectos do modelo Alonso et al (1990). Nestes modelos, tem-se a aplicação da teoria da Plasticidade com endurecimento isotrópico e generalizam o modelo de estado crítico Cam clay para qualquer valor de sucção. Embora existam algumas características não consideradas nos modelos de estado crítico, estes

abordam muitos conceitos que são extremamente importantes para o entendimento, análise e previsão do comportamento dos solos saturados ou não (Leroueil, 1997).

Espelhados no sucesso dos modelos de estado crítico, foram apresentadas algumas propostas que consideram a sucção ($u_a - u_w$) e a tensão total menos a pressão do ar, p como controladoras do comportamento dos solos não saturados. O modelo Alonso, Gens e Josa (1990) prevê um aumento da rigidez e da tensão de escoamento com a sucção. Machado (1995) apresentou resultados de ensaios edométricos que estavam em desacordo com a hipótese de rigidez crescente admitida por Alonso et al (1990).

O modelo proposto por Futai (1997) aborda este comportamento e aponta o colapso crescente, atingindo um valor máximo e logo após decrescente com o carregamento. Segundo Futai (1997) o maior colapso se dá sempre após o toque na superfície LC inicial, durante uma trajetória de carregamento ou umedecimento. Após a plastificação ocorre uma diminuição das deformações potenciais de colapso, pois as linhas de compressão virgem convergem para um ponto comum na linha de compressão saturada.

Wheeler e Sivakumar (1995) por sua vez, apresentaram um modelo baseado em resultados experimentais com um caulim compactado e ensaiado em condições isotrópicas e triaxiais no qual ocorre um aumento não monotônico da rigidez com a sucção. No Capítulo 5, será apresentada uma proposta de modificação do modelo Wheeler e Sivakumar (1995) que juntamente com os modelos elasto-plásticos citados acima foram implementados no programa CRISPUNSAT. Nos capítulos subsequentes serão feitas aplicações desses modelos em ensaios de laboratório, de campo e de um caso de colapso real.

CAPÍTULO 3

DESENVOLVIMENTO DE NOVA VERSÃO DO PROGRAMA UNSTRUCT

3.1 INTRODUÇÃO

Em sua versão original, o programa UNSTRUCT apresentava algumas limitações que o impossibilitavam de reproduzir com maior realismo o comportamento de obras geotécnicas em solos não saturados. A aplicação da analogia térmica para a previsão do colapso não apresentava os resultados tão bons quanto para expansão. Por exemplo, modelando ensaios triaxiais e edométricos realizados por Maswoswe (1985), a versão original do programa previa valores decrescentes da tensão lateral ou horizontal durante o colapso do solo e sob condições de confinamento lateral. No entanto, os resultados destes ensaios indicavam valores crescentes para as tensões laterais.

Estes valores decrescentes da tensão horizontal com a diminuição da sucção eram esperados para modelos elásticos que usam a técnica de deformação inicial e não consideram o efeito da relação entre a tensão vertical e a tensão horizontal (σ_v/σ_h) durante o colapso. A analogia térmica, adotada pelo programa UNSTRUCT, considera o colapso, numericamente, o inverso da expansão. Ou seja, as forças nodais aplicadas para considerar a expansão do elemento, têm sinal contrário com relação ao colapso.

Menescal (1992) propôs modificações no programa UNSTRUCT que consistia na utilização de dois parâmetros semi-empíricos com o objetivo de melhorar a concordância dos resultados numéricos com os obtidos em laboratório por Maswoswe (1985). Com isto, esperava-se que o problema estivesse resolvido, entretanto, a dificuldade encontrada por Menescal (1992) residia no fato de que, mesmo numericamente, o fenômeno do colapso não é o inverso da expansão. No colapso o solo perde rigidez, que na interpretação de Maswoswe (1985) seria devido à ruptura localizada da estrutura do solo por cisalhamento. E para modelar este comportamento, as forças nodais devem ter o sentido dependente da direção analisada, podendo comprimir o elemento na direção vertical e expandi-lo na horizontal.

Outra limitação do programa UNSTRUCT estava no fato de que a curva tensão-deformação utilizada nas análises era linear, restringindo a sua aplicação à modelagem de

pequenos carregamentos, onde se pode admitir, sem grande prejuízo, este tipo de comportamento. Menescal (1992) introduziu também no programa UNSTRUCT um modelo, que adota uma superfície tridimensional definida em um espaço $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon_a \times \sigma_3$ para cada valor de sucção, sendo que para considerar o efeito da variação da sucção, realiza-se uma interpolação entre os parâmetros secos e saturados. A versão desenvolvida por Menescal (1992) não foi adotada neste trabalho por fugir ao principal objetivo no qual o UNSTRUCT foi desenvolvido, que é uma ferramenta prática de fácil aplicação, utilizando-se apenas de ensaios edométricos para a obtenção de um número reduzido de parâmetros. Além disso, observou-se grande dificuldade na obtenção dos parâmetros do modelo hiperbólico (Menescal, 1992), aliado ao fato de que estes parâmetros não forneciam bons resultados para baixas tensões. Desta forma, a última versão do programa UNSTRUCT, apresentada por Miranda e Coelho (1990), foi adotada como base inicial para os desenvolvimentos realizados nesta pesquisa.

Como foi dito acima, o fenômeno do colapso não é o inverso, por assim dizer, da expansão, entretanto um solo expansivo pode sofrer colapso, conforme o nível de tensões aplicado antes da umidificação, ou até mesmo um solo colapsível, apresentar expansão para níveis baixos de tensões. Jennings e Burland (1962) afirmaram que solos colapsíveis podem aumentar de volume quando umedecidos sob baixas tensões. Já os solos expansivos diminuem de volume quando umedecidos a pressões superiores à de expansão (Escário e Saez, 1973). Seria então necessário uma modelagem completa que simulasse fenômenos diferentes em uma mesma situação.

Na versão original do programa não havia a necessidade de aplicação dos carregamentos em estágios, pois o comportamento era sempre linear. Com a utilização da curva não linear, a aplicação incremental de carregamentos passou então, a ser uma necessidade. Assim, a nova versão do programa UNSTRUCT foi obtida em quatro sucessivos estágios de desenvolvimento, ao longo dos quais foram contornadas as limitações apresentadas pelo programa na versão anterior a esta pesquisa. Estas etapas de desenvolvimento, descritas a seguir, foram denominadas de acordo com as alterações introduzidas no programa como:

- variação de rigidez no colapso;
- módulos de elasticidade variável - linear por trechos;
- modelagem completa (analogia térmica e variação da rigidez);
- aplicação incremental de carregamentos.

3.2 MODELAGEM DO COLAPSO POR VARIAÇÃO DE RIGIDEZ

O solo quando sofre colapso experimenta uma redução volumétrica por conta de rearranjo das partículas. Isto se deve ao fato de que os solos potencialmente colapsíveis possuem uma estrutura aberta não saturada Barden et al (1973). E segundo Dudley (1970), até mesmo os solos residuais podem apresentar colapso, dependendo do nível de tensões aplicado no instante anterior a saturação.

Baseado em vasta experiência dos solos tropicais porosos do Distrito Federal (Brasília), Camapum de Carvalho (1994) sugeriu que o colapso não seja originado apenas por saturação, mas por uma série de fatores, entre os quais uma simples variação do estado de tensões que pode conduzir a recalques imediatos e significativos. Cabe ressaltar, que esta afirmação está em desacordo com o conceito amplamente aceito do colapso decorrente da variação da umidade.

Seguindo este conceito, a modelagem do colapso no programa UNSTRUCT considera como fator determinante a variação da sucção para um determinado estado de tensões atuante. No entanto, existem outros aspectos que devem ser citados. Os agentes cimentantes, que também estabilizam o contato intergranular, aumentam a rigidez do solo sob condições não saturadas. Quando ocorre a redução da sucção por adição de um fluido, o solo sofre diminuição desta rigidez, deformando-se. As deformações potenciais de colapso são aumentadas pela inundação dos elementos cimentantes por fluidos de saturação agressivos (Camapum de Carvalho, 1994). Segundo Mariz e Casanova (1994), as deformações de colapso podem ser influenciadas, além do tipo de fluido inundante, pela velocidade com que o ar aprisionado no interior do solo é forçado a sair dos seus vazios.

Estas limitações, no entanto, podem ser atenuadas ou mesmo superadas, quando da programação dos ensaios que vão fornecer os parâmetros a serem adotados pelo programa. Ou seja, os ensaios devem retratar o mais fielmente possível as condições de campo, pois como se viu acima podem ser obtidos diferentes resultados conforme o procedimento e materiais utilizados no experimento.

A nova versão do programa UNSTRUCT é capaz de modelar o colapso e a expansão ou contração do solo não saturado. Como exemplo, tem-se o caso de aterros formados por grãos de areia e partículas finas agregadas em torrões e que sofrem distorções quando umedecidos (Miranda, 1988), como pode ser visto na Figura 3.1.

Este comportamento é ocasionado pela saturação dos agregados de argila, que sofrem redução de tensões efetivas e deformam-se, comprimidas pelos grãos de areia e

silte (Wheeler, 1996). Nesta versão do UNSTRUCT, o solo sofre uma diminuição da rigidez devido ao umedecimento, causando deformações adicionais até atingir uma nova configuração de equilíbrio.

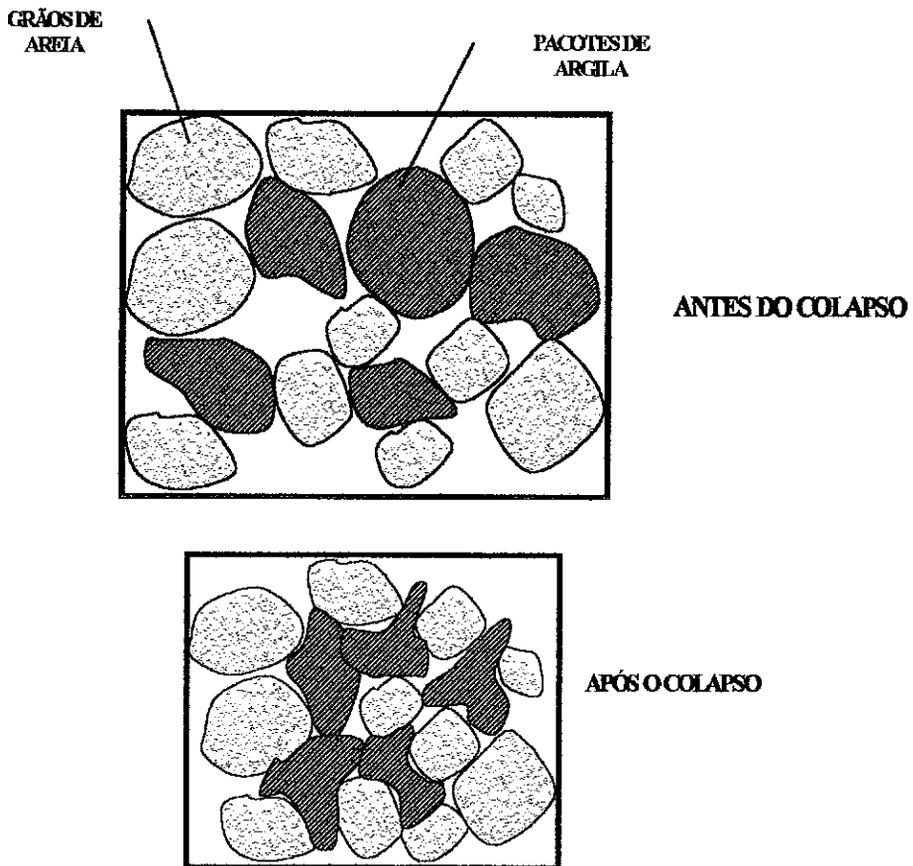


Figura 3.1 - Colapso devido à compressão e distorção de agregados de argila que perdem a resistência quando saturados

Na versão original do UNSTRUCT, o colapso e a expansão diferenciavam-se numericamente apenas por uma simples mudança de sinal nos carregamentos internos para atender as condições do fenômeno que se desejava simular. Os ensaios de Maswoswe (1985), mencionados no início do capítulo confirmam que numericamente o colapso também não é o inverso da expansão, pois o aumento das tensões horizontais durante o colapso, medido por Maswoswe (1985), implica que nesta direção o solo não deve ser comprimido, como ocorre na vertical.

Já com relação a expansão na condição edométrica, existem evidências experimentais (Habib, 1994 e Sabbagh, 1994) de que para aumento de sucções, as tensões horizontais devem ser cada vez menores. A Figura 3.2 esclarece o que foi dito acima, onde se pode observar a diferença da previsão do colapso pela analogia térmica e a proposta neste trabalho. Nesta figura são apresentados esquematicamente três estágios da previsão de

um ensaio triaxial com a utilização das modelagens de analogia térmica e variação da rigidez. A Figura 3.2-a mostra o estado de tensões inicial, após a aplicação de uma tensão confinante de 110 kPa, seguida de um acréscimo de tensão vertical de 90 kPa em um solo não saturado. Após a aplicação deste carregamento, procede-se à saturação da amostra, mantendo-se o estado de tensões totais original. Na Figura 3.2-b apresenta-se a configuração final obtida com a utilização da analogia térmica, onde se verifica o colapso em todas as direções. Já na Figura 3.2-c, o resultado foi obtido com o uso da variação da rigidez e percebe-se que ocorre colapso apenas na direção vertical.

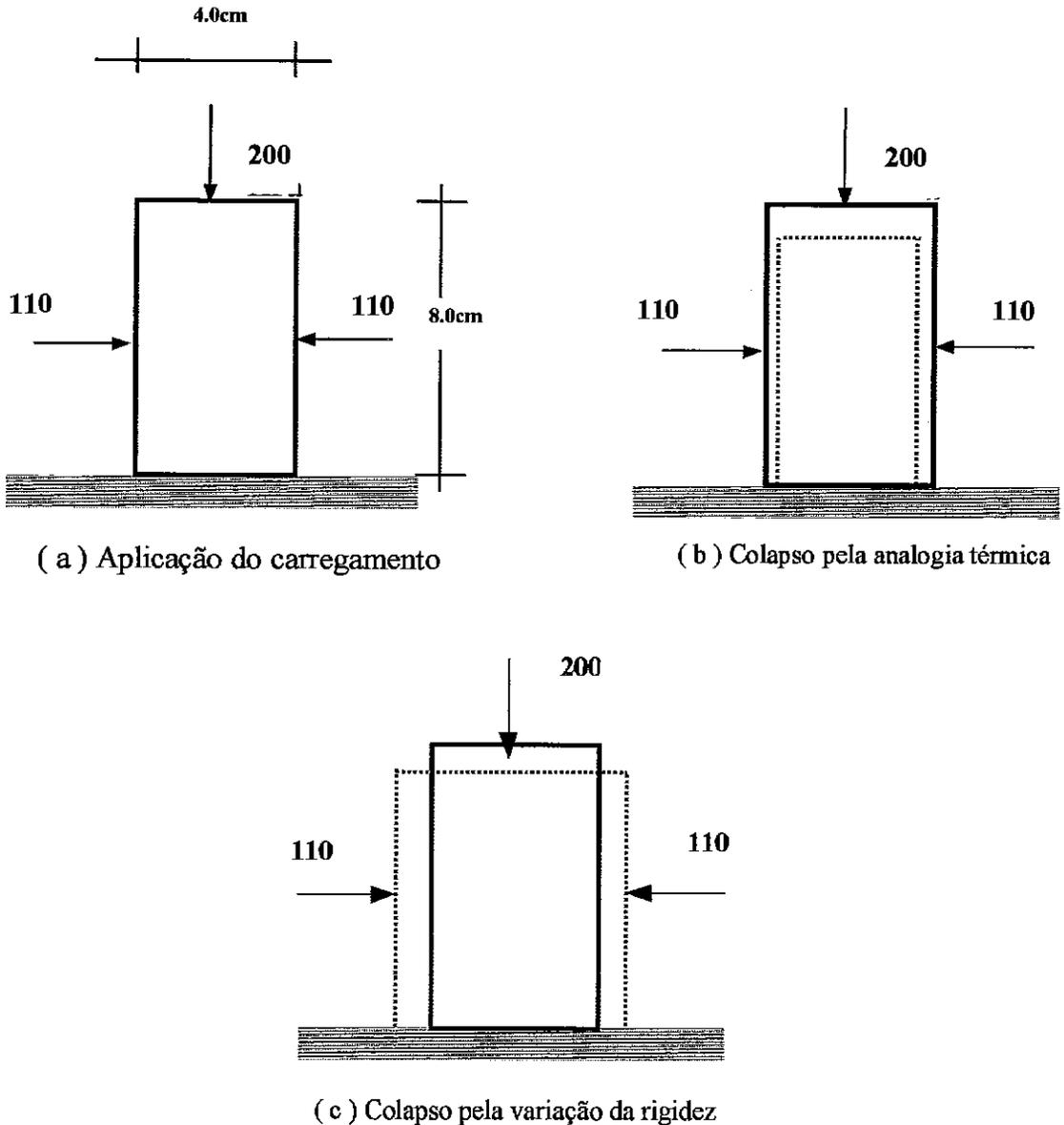


Figura 3.2 - Comparação das modelagens de colapso, original e atual, utilizadas pelo programa UNSTRUCT

3.2.1 Implementação do colapso em programa de elementos finitos

A nova versão do UNSTRUCT adota dois modelos para a consideração da variação da sucção nos solos não saturados: no primeiro, aplica-se a analogia térmica para as deformações dos solos expansivos, submetidos a variação de umidade (contração com aumento de sucção e expansão caso contrário) e no segundo, a variação de rigidez do solo que sofre colapso com diminuição da sucção (Miranda e Silva Filho, 1994 e Miranda et al, 1994).

Antes do colapso o solo é submetido a vários carregamentos tais como, o peso próprio e as forças superficiais aplicadas ao solo. Face a estes carregamentos, o solo sofre deformações compatíveis com estas cargas e sua rigidez. O aumento de umidade causa uma diminuição da rigidez, ocorrendo uma redução do módulo de elasticidade, e aumento do coeficiente de Poisson durante a saturação.

Pereira e Fredlund (1997) também ressaltam que deve haver um aumento do coeficiente de Poisson, do ponto de vista fenomenológico. Ao se adicionar água, o solo não saturado não consegue se manter estável e sofre deformações obrigatórias, configurando-se no colapso do solo, conforme se vê na Figura 3.2. Isto ocorre devido a uma redução em sua rigidez, quando o solo está submetido a estes carregamentos. A seguir é apresentada a formulação utilizada em elementos finitos.

a) Equilíbrio - As tensões iniciais no elemento podem ser admitidas como estando em equilíbrio com as deformações iniciais, que foram ocasionadas por carregamentos anteriores.

$$\int_{V_e} B^T \sigma_0 d(vol) = \int_{V_e} B^T D_e \varepsilon_0 d(vol) \quad (3.1)$$

onde:

σ_0 - estado de tensões compatível com o carregamento aplicado ao solo;

ε_0 - deformação também compatível com o carregamento aplicado e com a rigidez do solo;

D_e - rigidez inicial do solo (antes do colapso).

b) Colapso – Com a diminuição de rigidez do solo, deformações adicionais devem ocorrer no elemento, para obter um novo o equilíbrio.

$$\int_{V_e} B^T \sigma d(vol) = \int_{V_e} B^T \overline{D_e} B d(vol) x a^e - \int_{V_e} B^T \overline{D_e} \varepsilon_0 d(vol) + \int_{V_e} B^T \sigma_0 d(vol) \quad (3.2)$$

onde:

- σ - novo estado de tensões após o colapso do solo;
- \bar{D}_e - rigidez final, após o colapso do solo;
- a^e - deslocamentos dos nós do elemento.

A nova rigidez, na qual estão associados o módulo de elasticidade (E_u) e coeficiente de Poisson (ν_u), são calculados através de uma interpolação entres os valores extremos não saturado e saturado do ensaio duplo de adensamento:

$$E_u = \frac{E_0}{\left(1 - \frac{E_0}{E_s}\right) \left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_0} - 1 \right] + 1} \tag{2.24bis} \quad e$$

(3.3)

$$\nu_u = \nu_s - (\nu_s - \nu_0) \frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_0} \tag{3.4}$$

onde:

- $(u_a - u_w)_0$ - sucção do corpo de prova usado para definir E_0
- $(u_a - u_w)$ - sucção do solo para o qual se deseja calcular E_u
- E_0 - módulo de elasticidade para a condição inicial com $(u_a - u_w)_0$
- E_s - módulo de elasticidade para a condição saturada
- ν_0 - coeficiente de Poisson para a condição inicial com $(u_a - u_w)_0$
- ν_s - coeficiente de Poisson para a condição saturada

Alguns programas, como o CRISP (Britto e Gunn, 1987), utilizam a técnica de verificação de equilíbrio entre o vetor das tensões e o de cargas totais (e.g. vetor de forças de massa, cargas distribuídas, escavação etc.). No CRISP, a verificação do equilíbrio é feita para as tensões iniciais e a cada incremento de carga, tendo por objetivo acompanhar o desenvolvimento da análise durante toda a sua execução.

No programa UNSTRUCT, o desequilíbrio causado pela variação de sucção é utilizado para determinação das tensões e deformações do colapso, sendo que o vetor de cargas totais não pode ser utilizado no cálculo do desequilíbrio conseqüente da diminuição da sucção, pois não possui informações da rigidez do material. A solução foi obtida com a utilização do vetor de deformações acumulado, para o cálculo das cargas nodais. Estas cargas nodais geram as deformações de colapso da estrutura do solo.

Durante o processo de saturação com o conseqüente colapso, o incremento é dado na sucção, que por sua vez modifica os parâmetros do solo e em seguida ocorre o

desequilíbrio. Este procedimento não incorre em diminuição do valor final de colapso com o aumento do número de incrementos, pois o que se divide não é a tensão a ser relaxada e sim a sucção. Este esclarecimento é importante porque Farias (1997) mostrou que a relaxação de tensões, da forma como foi proposta por Nobari e Duncan (1972), determina uma diminuição de volume (colapso) decrescente com o número de incrementos.

A proposta de Nobari e Duncan (1972) foi utilizada com sucesso na saturação de enrocamentos com apenas uma etapa (Pereira, 1997b), porém neste trabalho os parâmetros elásticos do solo são funções da sucção e a cada incremento são calculados novos valores. Desta forma, as deformações de colapso vão sendo sempre acumuladas e o desequilíbrio deve sempre existir enquanto não ocorrer toda a deformação.

A interpolação linear adotada pelo programa UNSTRUCT para o cálculo dos parâmetros elásticos do solo não saturado, pode levar a significativas diferenças entre os valores de colapso, medidos e previstos. Alguns resultados de ensaios, apresentados na literatura científica (Jucá, 1993), indicam, por exemplo, que o módulo de elasticidade não acompanha a variação de sucção para valores muito elevados desta variável. Assim, recomenda-se analisar se a faixa de variação da sucção que está sendo modelada é compatível com hipótese da variação linear. Como forma de contornar o problema, sugere-se que nos cálculos de interpolação seja adotado para o corpo de prova não saturado com uma sucção não superior aos indicados a seguir (Miranda e Silva Filho, 1995):

Tabela 3.1 – Valores máximos de sucção para a amostra seca

Solo	$(u_a - u_w)$ (kPa)
Areias e siltes de baixa plasticidade	500
Argilas de baixa plasticidade	4000
Argilas de alta plasticidade	8000

3.3 MÓDULOS DE ELASTICIDADE VARIÁVEIS (LINEAR POR TRECHOS)

A versão original do programa UNSTRUCT aplicava-se apenas para análises de tensões e deformações restrita ao trecho que se pode considerar a relação tensão-deformação linear (Miranda, 1988). Os resultados de um ensaio de adensamento são comumente apresentados em uma curva tensão vertical σ_v (em escala logarítmica) e índice de vazios. Na curva, são identificados claramente dois trechos: o primeiro anterior a tensão de pré-adensamento e o segundo após esta tensão.

Para o caso do UNSTRUCT, embora sejam importantes a caracterização dos dois trechos, a apresentação dos resultados do ensaio duplo de adensamento (Jeninngs e Knigh, 1957) é feita com a tensão vertical σ_v , em escala natural versus a deformação vertical específica. Observando-se os resultados do ensaio, verifica-se o comportamento tensão-deformação não linear do corpo de prova.

O programa UNSTRUCT considera que a rigidez do solo não saturado é a mesma do solo saturado para tensões elevadas, o que é evidenciado no ensaio duplo de adensamento pela convergência das curvas seca e saturada.

3.3.1 Procedimento utilizado

Na versão desenvolvida, foi proposta uma análise geral não linear, onde a curva tensão-deformação tem um comportamento linear por trechos. Os resultados do ensaio duplo são fornecidos ao programa através de um conjunto de pontos definidos pela tensão vertical, aplicada ao corpo de prova, e a correspondente deformação vertical específica. Entre estes pontos a relação tensão-deformação é representada por segmentos de retas, que mudam de inclinação a cada intervalo de tensões, conforme visto na Figura 3.3. O número de trechos lineares que depende do comportamento geral do solo, é definido pelo usuário. É importante que não ocorra grande variação na inclinação de trechos retilíneos sucessivos, para que se tenha convergência no processo iterativo.

Com este procedimento, a utilização do programa continua simples, pois os parâmetros do modelo (tais como módulos de elasticidade, parâmetros α e β), utilizados na determinação das deformações iniciais dos solos expansivos (analogia térmica) serão calculados pelo programa, o que não era feito na versão original. Como a curva é linear por trechos, o programa calcula estes parâmetros para cada trecho de tensões que são adotados conforme o nível de tensões atuante no elemento.

O processo de cálculo das tensões e deformações é feito iterativamente até atingir um erro máximo entre os valores de tensões, adotado pelo usuário, ou quando é atingido um número máximo de iterações, também pré-determinado. Na primeira iteração, os valores dos parâmetros do solo, para todos os elementos serão os correspondentes ao primeiro trecho de tensões.

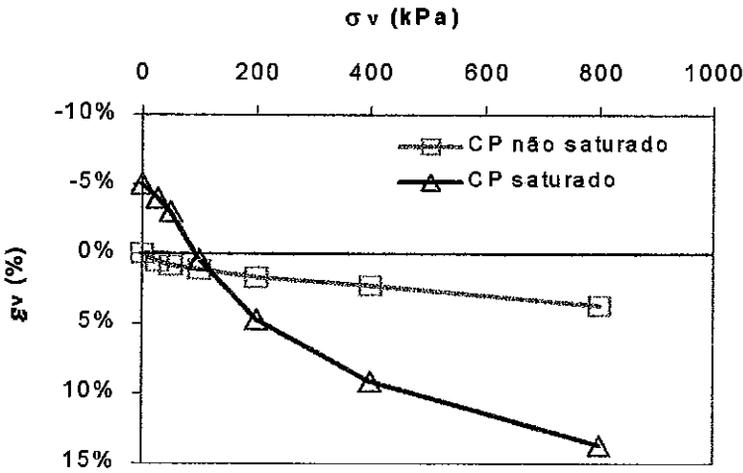


Figura 3.3 - Relação tensão-deformação linear por trechos (ensaio típico)

O exame das curvas de um ensaio duplo de adensamento do ensaio SK2 de Maswoswe (1985), mostrado na Figura 3.4, permite visualizar que as deformações potenciais de colapso de um solo são variáveis. A diferença entre os índices de vazios das duas curvas cresce com o aumento da tensão de compressão até atingir um valor máximo. A partir deste máximo, as deformações potenciais de colapso vão gradualmente decrescendo com o aumento da tensão de compressão.

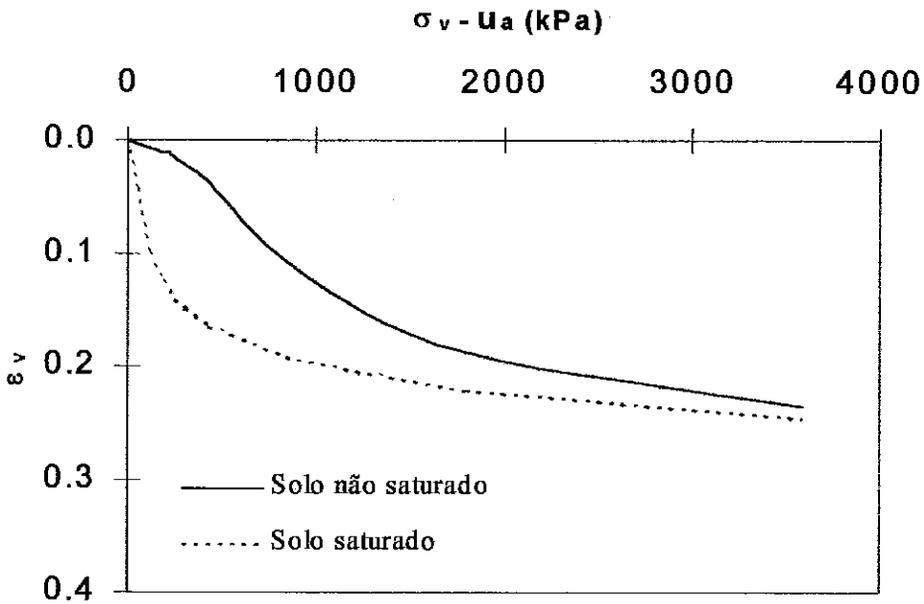


Figura 3.4 - Ensaio SK2 de Maswoswe (1985)

Este comportamento é explicado pela quebra das ligações entre as partículas do solo não saturado, com o seu conseqüente rearranjo, quando a tensão de compressão atinge valores mais elevados mesmo que a sucção matricial seja mantida constante. Enquanto o solo saturado que apresenta elevada compressibilidade para as tensões mais baixas tem sua porosidade reduzida logo no início do carregamento para depois, gradativamente, aumentar sua resistência à compressão confinada.

Para carregamentos elevados, as duas curvas podem chegar a se encontrar, apresentando o mesmo índice de vazios, quando então as deformações de colapso tornam-se praticamente nulas. Isto é confirmado pelo exame de resultados de ensaios. As curvas saturada e não saturada, em um ensaio duplo de adensamento, muitas vezes mostram que as deformações de colapso devem ser crescentes com as tensões de compressão, atingindo um valor máximo e logo após decrescentes, até atingir um valor para o qual a diminuição da sucção não mais provoca um rearranjo das partículas (Alonso, 1993).

O procedimento de cálculo do colapso, introduzido no programa UNSTRUCT, também é capaz de modelar esta variação nas deformações de colapso. Isto é possível porque os parâmetros elásticos utilizados pelo programa são retirados diretamente das duas curvas de um ensaio duplo: uma do solo não saturado e a outra do solo saturado.

3.4 MODELAGEM DE SOLOS NÃO SATURADOS QUE PODEM APRESENTAR EXPANSÃO OU CONTRAÇÃO E COLAPSO

Jucá (1994) apresentou resultados de campo, onde são vistas variações de umidades sazonais com correspondentes expansão ou contração, conforme a umidade aumente ou diminua. Em uma fundação direta, assente em um solo com as características citadas acima, pode ocorrer o processo normal de expansão nos pontos mais afastados da fundação e o colapso ou comportamento inerte onde existe a concentração de esforços.

O colapso e a expansão dos solos não saturados não dependem apenas das propriedades intrínsecas dos solos, mas também das condições de carregamentos impostas a ele (Ferreira, 1994). A implementação da flexibilidade de trabalhar com os solos que podem apresentar o duplo comportamento, introduzida no programa UNSTRUCT, teria então, uma grande importância. A seguir é descrito o procedimento utilizado pelo UNSTRUCT para considerar este comportamento.

3.4.1. Procedimento de cálculo

No ensaio duplo de adensamento é possível determinar uma tensão vertical para a qual não deve haver nem expansão e nem colapso em trajetória de diminuição de sucção. A esta tensão vertical de comportamento neutro, está associada uma tensão média $(p - u_a)_N$, que será utilizada pelo UNSTRUCT para delimitar as faixas de tensões onde serão adotados os procedimentos de expansão (e contração) ou de colapso. Durante a variação de sucção, o UNSTRUCT compara a tensão média, em cada elemento com $(p - u_a)$. Para tensões maiores do que $(p - u_a)$ utiliza o procedimento de colapso e caso contrário, calcula a expansão.

As Figuras 3.5 e 3.6 apresentam curvas tensão deformação com a indicação do procedimento utilizado para modelar a expansão e o colapso com o aumento de umidade e contração e comportamento neutro com a diminuição.

3.5 APLICAÇÃO INCREMENTAL DE CARREGAMENTOS

Para acompanhar a curva tensão-deformação não linear, é necessária a utilização de incrementos de carga, de tal maneira a não apresentar deformações superiores as observadas em campo e laboratório (curva paralela à curva real), como pode-se ver na Figura 3.7. Esta versão do programa UNSTRUCT utiliza o processo incremental em todos os tipos de carregamentos, inclusive os correspondentes a variação de sucção.

Para o cálculo das tensões e deformações devido ao peso próprio do solo, é utilizado apenas o processo iterativo, com apenas um incremento, desprezando o efeito construtivo, já que a análise tem início a partir do final de construção, no caso de aterros. Mahler (1974) considera bastante razoável a utilização de apenas um incremento para o cálculo das tensões iniciais, já que são dependentes, fundamentalmente, do peso próprio do material.

Na versão desenvolvida, a variação de umidade é também aplicada em incrementos. Desta forma, pode ser calculado o colapso, gradualmente, para uma diminuição também gradual da sucção. No colapso a variação brusca de umidade pode ocasionar uma deformação superior à produzida com a aplicação de incrementos de umidade. Este fato não é contemplado pelo UNSTRUCT, pois a deformação volumétrica final de colapso é independente do número de passos. O cálculo da variação da total da sucção também é dividido em incrementos, de forma semelhante ao que ocorre no campo, adequando-se ao comportamento tensão-deformação não linear.

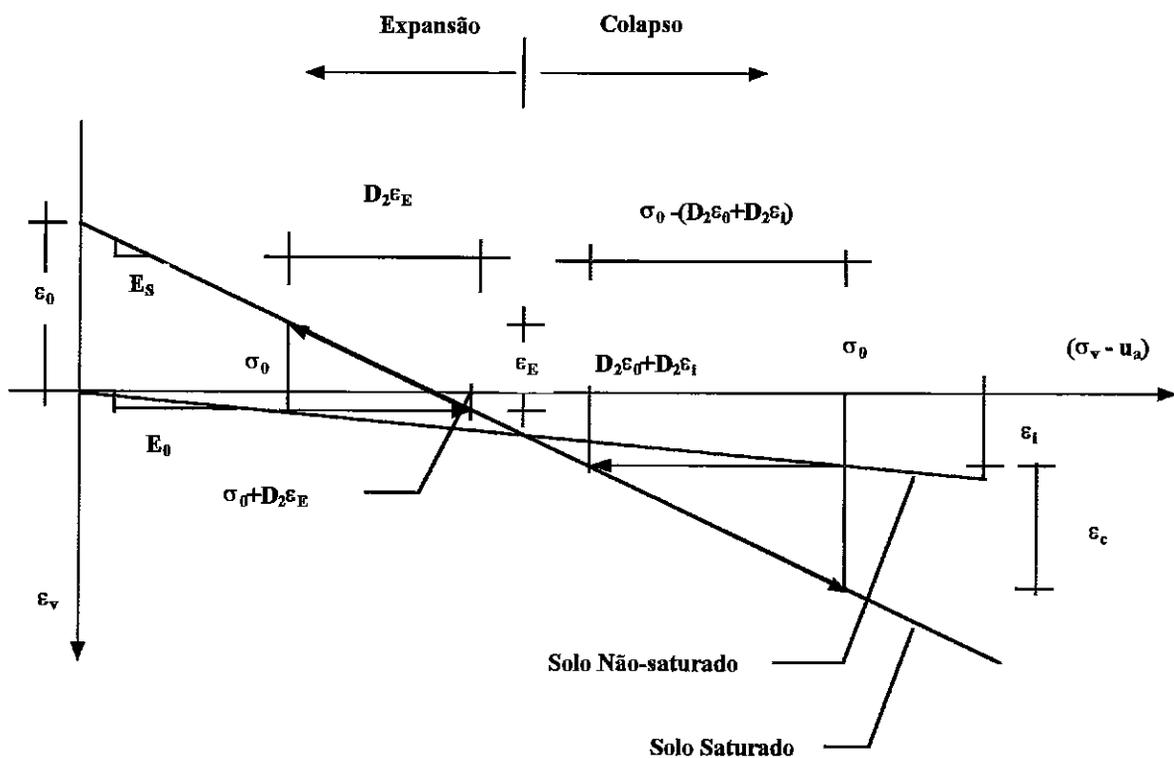


Figura 3.5 - Modelagem completa para a expansão ou colapso

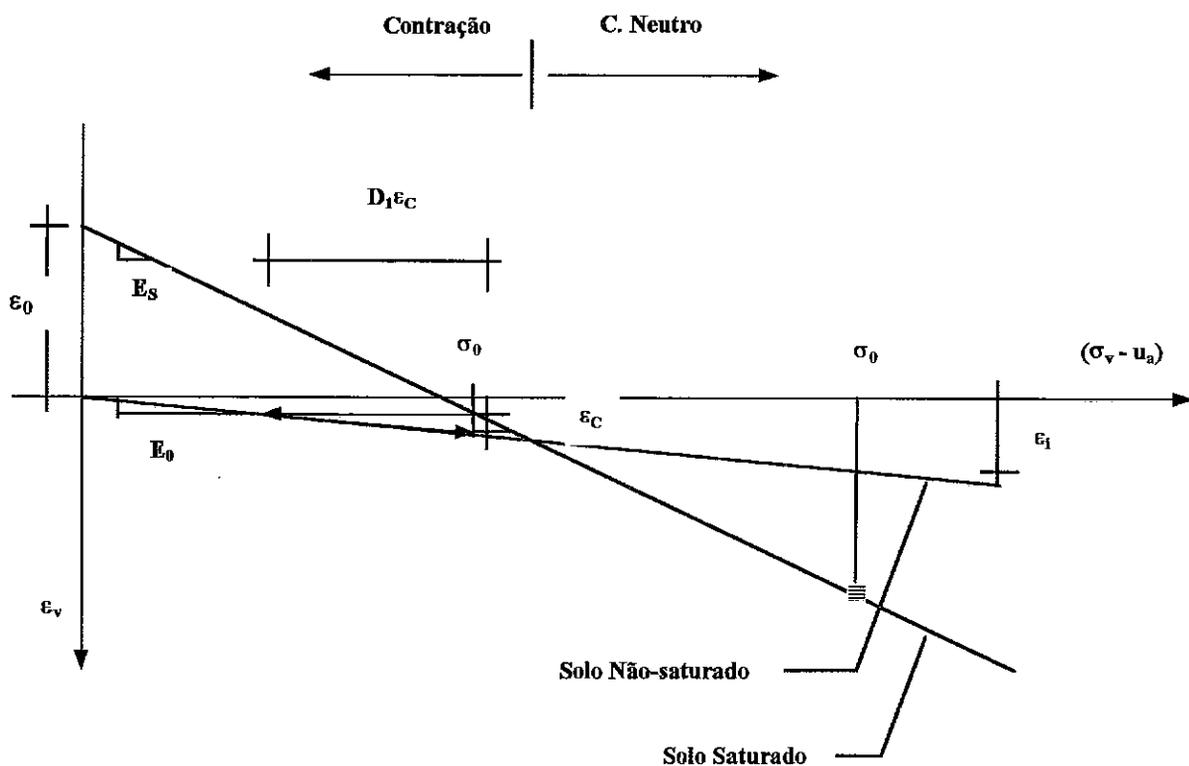


Figura 3.6 - Modelagem completa para contração e comportamento neutro

onde:

- D_2 - matriz de elasticidade do solo com sucção inferior;
- ε_0 - deformação para de expansão livre;
- ε_c - deformação de colapso;
- ε_E - deformação de expansão;
- ε_i - deformação do solo antes de receber umidade (devido a carregamentos anteriores);
- σ_0 - estado de tensões antes do solo receber umidade.
- D_1 - matriz de elasticidade do solo não-saturado

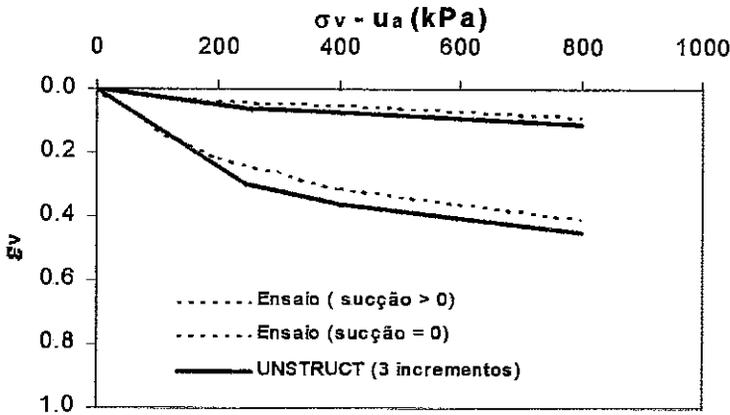


Figura 3.7 - Aplicação incremental comparado com a curva do ensaio

3.6 RESUMO E NOTAS CONCLUSIVAS

Neste capítulo foi apresentada a nova versão do programa UNSTRUCT, com as modificações para que o programa fosse capaz de representar a maioria dos comportamento dos solos não saturados expansivos e colapsíveis, com bons resultados e de maneira simples.

- Modelagem do colapso através da técnica de variação da rigidez.
- Adoção da relação tensão-deformação linear por trechos, com dados retirados diretamente do ensaio duplo.
- Possibilidade de analisar situações em que ocorre colapso e expansão em um mesmo problema.
- E por fim, a capacidade de modelar a aplicação gradual de carga e variação de sucção.

Entretanto, da forma atual em que se encontra o programa faz-se necessário avaliar algumas hipóteses simplificadoras admitidas e que podem ser relevantes em determinados casos. Por exemplo, o ensaio duplo em solo expansivo apresentará um potencial de expansão que poderá não corresponder a uma recuperação total por aumento de sucção (contração), fazendo com que diferentes trajetórias de tensões no plano (σ_v , s) podem gerar diferentes variações de volumes, ainda que este final seja o mesmo.

Matyas e Radhakrishna (1968) mostraram que estas trajetórias em alguns solos só permanecerão na mesma superfície de estado quando não envolve diminuição do grau de saturação. Desta forma, as previsões de contração, feitas pelo UNSTRUCT serão recomendadas apenas para solos moderadamente expansivos com aumento ou diminuição de sucção e expansivos com diminuição de sucção.

Finalmente, pode-se concluir que o programa UNSTRUCT manteve-se simples, tanto no que diz respeito a utilização como na obtenção dos parâmetros do modelo. No Capítulo 4 serão apresentados exemplos de aplicação da nova versão ilustrando a capacidade do programa para modelar diversos comportamentos.

CAPÍTULO 4

EXEMPLOS DE APLICAÇÕES DA NOVA VERSÃO DO PROGRAMA UNSTRUCT

4.1 INTRODUÇÃO

Neste Capítulo são apresentados exemplos de aplicações da nova versão do programa UNSTRUCT, visando demonstrar sua capacidade de modelar diversos aspectos do comportamento dos solos não saturados.

Inicialmente são apresentados exemplos que caracterizam a modificação da modelagem de colapso, de analogia térmica (Miranda, 1988) para variação da rigidez. Também dá-se ênfase, nos exemplos, a aplicação incremental de carregamentos e sucção e o comportamento tensão-deformação linear por trechos. Nestes exemplos de aplicação do UNSTRUCT, são ressaltados os seguintes aspectos:

- O gradual desenvolvimento do colapso com a correspondente redução gradual da sucção.
- O aumento das tensões horizontais por ocasião do colapso, quando existe restrição de deformação.
- A ocorrência de colapso tanto na direção vertical como na horizontal, dependendo da relação das tensões nestas duas direções .
- A redução do colapso para valores mais elevados da tensão de compressão.

Em seguida, o programa é usado na simulação de primeiro enchimento de uma barragem de terra compactada com material muito seco, umidade abaixo da ótima e sem compactação, situação hipotética apresentada por Miranda (1988). Vale ressaltar, que não será apresentado a solução de fluxo transiente, necessária para determinação do avanço da linha de saturação, durante o enchimento. Em seqüência é simulada a execução de uma fundação sobre um perfil de solo colapsível e outra sobre solo expansivo. E finalmente o programa será usado na previsão de recalques de um solo colapsível, que no entanto, apresenta expansão quando da diminuição de sucção para baixos valores de tensão. Nos casos da barragem e da fundação as soluções são hipotéticas.

4.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os dados utilizados nos exemplos de ensaios de laboratório foram obtidos de Maswoswe (1985). Este solo foi escolhido por ter sido usado na versão original do programa (Miranda, 1988) e por apresentar medidas de desenvolvimento da tensão lateral durante o colapso, bem como por apresentar um aumento das deformações de colapso com o carregamento, passando por um máximo e em seguida a reduzindo estas deformações.

4.2.1 Caso analisado

O programa UNSTRUCT foi utilizado para modelar a trajetória de tensão-deformação de um ensaio triaxial K_0 (Ensaio SK2) de Maswoswe (1985) em que o carregamento vertical do corpo de prova foi aplicado em condições de deformação horizontal igual a zero.

Inicialmente, estando o corpo de prova submetido a sucção matricial de 250 kPa, a tensão vertical foi incrementada até 190,4 kPa, quando então a amostra foi saturada. O umedecimento da amostra foi gradual, em três passos de redução da sucção, com a sucção reduzida para 220 kPa, em seguida para 150 kPa e finalmente, para 0 kPa.

Conforme observa-se na Figura 4.1, a malha de elementos finitos empregada é composta de apenas um elemento retangular de quatro nós com restrição de deslocamentos na vertical (nós 1 e 2) e na horizontal (nós 1 e 3). A obtenção dos parâmetros do modelo foi feita através de ensaio duplo de adensamento, utilizando as curvas apresentadas por Maswoswe (1985) e adaptadas por Miranda e Silva Filho (1995).

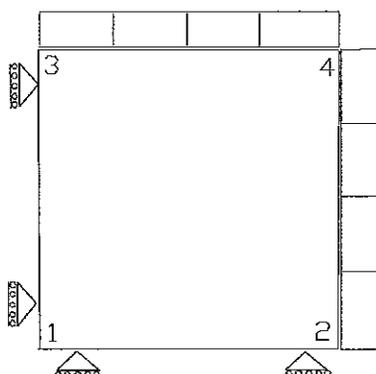


Figura 4.1 - Malha composta de apenas um elemento retangular de quatro nós

4.2.2 Cálculo das deformações

A Figura 4.2 apresenta os pontos correspondentes aos diversos valores de deformação vertical, calculados pelo UNSTRUCT, para a trajetória de sucção matricial. Nesta figura, estão indicados também os resultados obtidos em um ensaio duplo de adensamento, realizado com uma amostra do mesmo solo. Na Tabela 4.1, são apresentados numericamente os resultados medidos no ensaio e os calculados pelo UNSTRUCT.

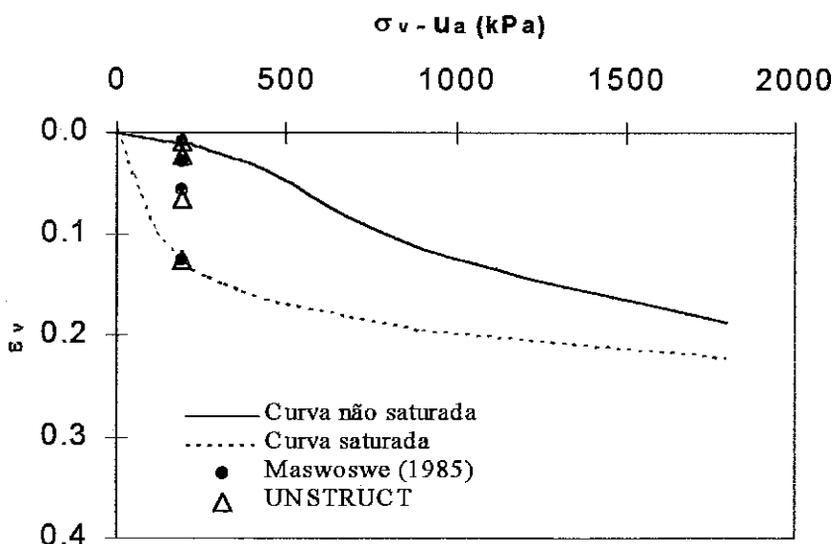


Figura 4.2 - Previsão do ensaio SK2 de Maswoswe (1985)

Lawton et al (1991) mostraram, que sob condições triaxiais, a deformação volumétrica de colapso resultante da variação de sucção, depende da tensão média p , sendo independente da relação entre a tensão vertical e a tensão horizontal (σ_v/σ_h). Entretanto, as componentes da deformação específica volumétrica são fortemente dependentes desta relação. Quanto maior (σ_v/σ_h) maior será a compressão na direção vertical e menor será na horizontal.

No mesmo artigo são apresentados os resultados obtidos em ensaios, para os quais a relação (σ_v/σ_h) é igual a 1,0 ; 1,5; 2,0 e 3,0; mas as tensões σ_v e σ_h são escolhidas de tal forma que a tensão média p é mantida constante. Para (σ_v/σ_h) = 1,0 ocorre compressão horizontal e vertical durante o colapso do solo. Com valor extremo de (σ_v/σ_h) = 3,0 o colapso é obtido com compressão na direção vertical e dilatação na direção radial. Em todos os casos, a variação volumétrica apresenta o mesmo resultado para os diferentes valores de (σ_v/σ_h).

Tabela 4.1 – Deformações Verticais Medidas e Calculadas

$(\sigma_v - u_a)$ kPa	$(u_a - u_w)$ kPa	ϵ_v (%)	
		Maswoswe (1985)	UNSTRUCT
190,4	250	0,8	0,9
190,4	220	2,8	2,3
190,4	150	5,7	6,5
190,4	0	12,6	12,5

Para demonstrar a capacidade da nova versão do UNSTRUCT, de reproduzir este comportamento, foram utilizados neste trabalho, três relações de (σ_v/σ_h) iguais a 0,5; 1,0 e 2,0. Nos três casos, foi aplicada uma tensão média $(p - u_a)$ igual a 200 kPa, sendo que, as tensões vertical (σ_v) e horizontal (σ_h) foram escolhidas para cada caso, conforme apresentado na Tabela 4.2, de modo a resultar em valores de (σ_v/σ_h) iguais a 0,5; 1,0 e 2,0 e p igual a 200,0 kPa

Tabela 4.2 – Estados de Tensões Aplicados ao Solo

CASO	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	p (kPa)
a	133	267	200
b	200	200	200
c	267	133	200

A Figura 4.3 mostra as malhas deformadas para os três casos, onde se percebe que a influência da relação (σ_v/σ_h) sobre o colapso é também reproduzida pelo modelo adotado no UNSTRUCT. Em todos os casos, a deformação volumétrica total de colapso (ϵ) apresenta o mesmo valor, enquanto as componentes das deformações volumétrica vertical (ϵ_v) e horizontal (ϵ_h) variam em função da relação (σ_v/σ_h) , como pode ser visto na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Deformações após o colapso do solo

CASO	ϵ_v (%)	ϵ_h (%)	ϵ (%)
a	0,77	-9,85	9,08
b	-4,54	-4,54	9,08
c	-9,85	0,77	9,08

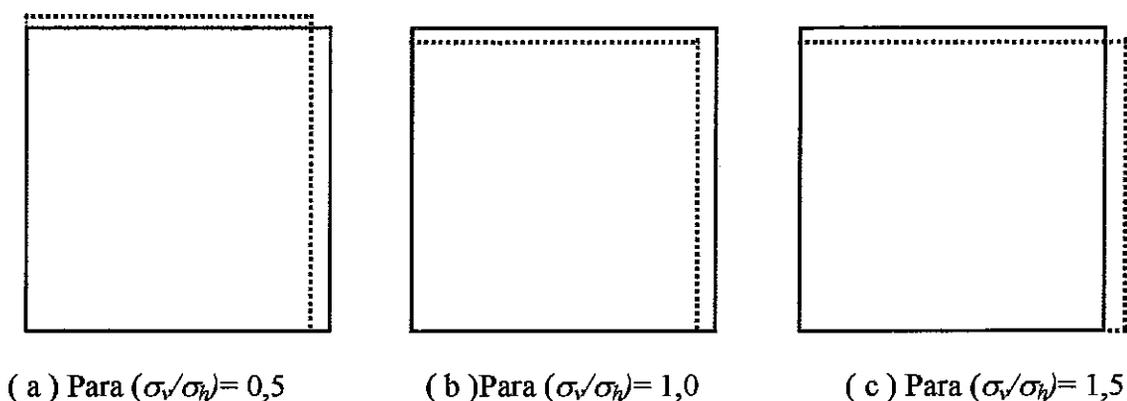


Figura 4.3 - Malhas deformadas

4.2.3 Cálculo das tensões laterais

A modelagem do ensaio SK2 de Maswoswe (1985), permite também demonstrar a capacidade do UNSTRUCT de calcular o aumento da tensão horizontal ou lateral. Os resultados da tensão lateral ($\sigma_h - u_a$) calculados para os valores extremos da sucção matricial, 250 kPa e 0 kPa ficaram muito próximos dos obtidos no ensaio K_0 , como pode ser visto na Tabela 4.4. No entanto, existe uma nítida divergência entre os valores calculados para as sucções intermediárias, 220 kPa e 150 kPa, e os valores medidos no ensaio. A explicação para esta divergência é que o programa UNSTRUCT adota o coeficiente de Poisson como função linear da sucção matricial e o valor extremo da sucção 250 kPa, estava fora da faixa de valores onde ocorre a linearidade.

Para confirmar esta hipótese, o ensaio foi novamente modelado, a partir do ponto de estado de tensão-deformação correspondente a sucção de 220 kPa, assumida como o limite superior de secagem do solo, que era 250 kPa, no caso anterior. Os resultados estão indicados na Tabela 4.5, mostrando uma razoável aproximação com os medidos no ensaio.

Tabela 4.4 - Resultados da Simulação a partir da Sucção de 250 kPa

$(\sigma_v - u_a)$	$(u_a - u_w)$	Maswoswe (1985)	UNSTRUCT
190,4	250	50,9	50,6
190,4	220	80,4	56,6
190,4	150	89,6	71,8
190,4	0	110,0	111,8

Tabela 4.5 - Resultados da Simulação a partir da Sucção de 220 kPa

$(\sigma_v - u_a)$	$(u_a - u_w)$	Maswoswe (1985)	UNSTRUCT
190,4	220	80,4	80,1
190,4	150	89,6	89,4
190,4	0	110,0	111,8

A versão original do programa tratava as deformações de colapso e expansão, devido à variação na sucção, sempre com a utilização da analogia térmica (Capítulo 3). Por este motivo a previsão do colapso com a utilização da analogia térmica, causa uma redução na tensão horizontal, sob condições de deformação lateral nula. Para o caso da versão original, as previsões também eram feitas com a curva tensão-deformação linear e apenas um trecho de tensões.

Para ressaltar esta diferença são apresentadas a seguir as previsões com a utilização da versão original, onde o comportamento tensão-deformação era linear e com a nova versão, elaborada neste trabalho. A curva tensão-deformação do solo é não-linear e é a mesma usada nos casos anteriores (Maswoswe, 1985). A Tabela 4.6 apresenta os resultados da previsão do carregamento do solo, sob a condição K_0 , até a tensão vertical ($\sigma_v = 190,4$ kPa), através da utilização das versões original e atual.

Tabela 4.6 – Comparação com variação de incrementos no carregamento

$(\sigma_v - u_a)$ (kPa)	$(u_a - u_w)$ (kPa)	UNSTRUCT (original)		UNSTRUCT (5 incrementos)	
		$\sigma_h - u_a$ kPa	ε_v (%)	$\sigma_h - u_a$ kPa	ε_v (%)
38,1	250	-	-	10,1	0,48
76,1	250	-	-	20,2	0,60
114,2	250	-	-	30,4	0,72
152,3	250	-	-	40,5	0,84
190,4	250	50,6	2,4	50,6	1,04

Na Tabela 4.7 observa-se a previsão da saturação do solo também com a utilização das versões original e atual. A versão original foi utilizada com apenas um incremento, enquanto que a atual versão fez a previsão da saturação do solo com um e cinco incrementos. As deformações finais de colapso com um e com cinco incrementos apresentaram resultados iguais, comprovando que na nova versão, o colapso independe do número de passos de diminuição de sucção utilizados. Também nesta tabela, pode-se notar

que a versão original calculou uma diminuição da tensão horizontal, contrário ao observado no ensaio.

Tabela 4.7 – Comparação com variação de incrementos na saturação com $(\sigma_v - u_a)$ constante e igual a 190,4 kPa

No. do Incremento	$(u_a - u_w)$ (kPa)	UNSTRUCT (original)		Versão atual (1 incremento)		Versão atual (5 incrementos)	
		$\sigma_h - u_a$	$\epsilon_v(\%)$	$\sigma_h - u_a$	$\epsilon_v(\%)$	$\sigma_h - u_a$	$\epsilon_v(\%)$
Antes de Saturar	250	50,6	2,4	50,6	1,04	50,6	1,04
1	200	-	-	-	-	60,8	3,8
2	150	-	-	-	-	71,8	6,5
3	100	-	-	-	-	83,9	8,9
4	50	-	-	-	-	97,2	10,9
5	0	11,5	11,4	111,8	12,5	111,8	12,5

4.3 PEQUENA BARRAGEM DE TERRA HOMOGÊNEA

Para o estudo de uma pequena barragem de terra foram utilizados os dados de Miranda e Silva Filho (1995), na primeira análise e de Miranda (1988) na segunda.

4.3.1 Problema estudado

Miranda (1988), analisando o comportamento de pequenas barragens de terra construídas no Nordeste do Brasil, com solo residual de gnaiss, pequena compactação e umidade bem abaixo da ótima, concluiu que os maciços destas obras são potencialmente colapsíveis. E mais, estas barragens poderiam romper com o desenvolvimento de fraturas hidráulicas. Miranda (1988), adaptando o critério recomendado por Sherard et al (1972), sugeriu que o fraturamento poderia ser originado no caso de pelo menos uma das tensões principais totais seja reduzida a um valor menor do que a pressão de água no reservatório, no mesmo nível.

Para estudar este fenômeno, realizou ensaios edométricos duplos em amostras preparadas com este tipo de solo e compactadas estaticamente a uma umidade de 6 por cento e um grau de compactação de 80 por cento para um ensaio de Proctor Normal. Com os dados dos ensaios duplos realizados, Miranda (1988) procedeu a análise do fluxo, que seria determinado a partir do primeiro enchimento do reservatório. Nestas análises eram

calculadas as deformações e as tensões que se desenvolviam com o avanço da água de percolação através do maciço.

Miranda (1988) também admitiu que o comportamento tensão-deformação destes solos poderia ser admitido linear, devido à pequena faixa de tensões, pois estas barragens tinham menos de 10 metros de altura máxima e utilizou o programa UNSTRUCT para modelar o comportamento de um aterro colapsível submetido ao fluxo de água, sendo que as variações de umidade e de sucção matricial do maciço foram calculadas pelo programa UNSAT2 (Davis e Neuman, 1983).

4.3.2 Análise do enchimento da barragem com o uso da nova versão do UNSTRUCT

Miranda e Silva Filho (1995) mostraram a aplicação do programa UNSTRUCT, na qual se tem, em um determinado instante (posição da linha de saturação vista na Figura 4.4), a análise das tensões e deformações causadas pela percolação no aterro. Neste trabalho, o programa UNSTRUCT é utilizado para a análise do enchimento de uma pequena barragem com o objetivo de avaliar a nova modelagem de colapso com relação a anterior, utilizada por Miranda (1988).

A fundação da barragem é admitida rígida, podendo-se então adotar a base da malha com impedimento de deslocamento em ambas direções. Por simplificação será adotado um comportamento tensão-deformação linear, cujos dados podem ser vistos na Tabela 4.8. Foi adotado o coeficiente de Poisson, na condição saturada, $\nu_0 = 0,30$. Para o solo não saturado, com sucção $(u_a - u_w) = 100$ kPa, o coeficiente de Poisson foi adotado igual a $\nu_s = 0,35$. O peso específico seco deste solo é $\gamma_s = 18,34$ KN/m³ e porosidade é $n=60\%$.

A Figura 4.4 apresenta a malha de elementos finitos utilizada, onde se pode observar a numeração dos nós e dos elementos. Para as análises realizadas neste trabalho, serão utilizados os elementos 1, 3, 16 e 20; na comparação do comportamento das tensões principais totais e poro pressões desenvolvidas no maciço, quando utiliza-se as versões anterior (analogia térmica) e atual (variação da rigidez). As análises foram feitas com um e cinco incrementos e os resultados para os elementos citados acima são apresentados na Tabela 4.9. A Figura 4.5 apresenta a malha de elementos finitos, deformada para um incremento, com o uso da analogia térmica. E na Figura 4.6 tem-se a malha deformada para um incremento, quando se usa a variação de rigidez.

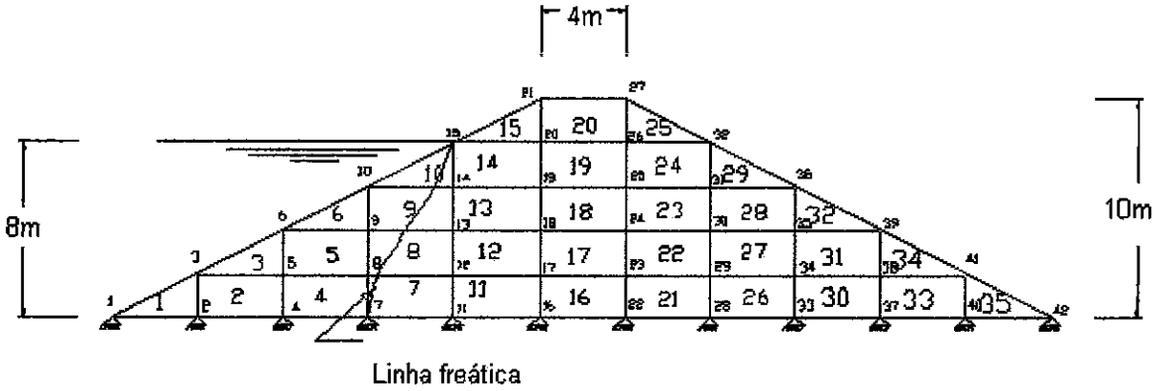


Figura 4.4 - Malha de elementos finitos utilizada nas análises

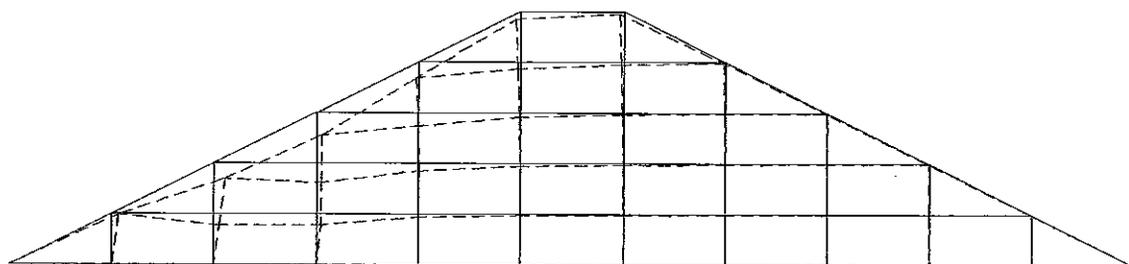
Tabela 4.8 – Dados do solo para as curvas tensão-deformação

$(\sigma_v - u_a)$ kPa	ϵ_{v0} (%)	ϵ_{vs} (%)
0,0	0,0	0,0
200,	1,2	12,3

Tabela 4.9 – Comparação do cálculo das tensões e poro pressões nos elementos indicados da malha (1, 3, 16 e 20)

ELEMENTO	ANALOGIA TÉRMICA 5 INCREMENTOS				VARIÇÃO DA RIGIDEZ 5 INCREMENTOS			
	σ_1	σ_3	σ_z	u_w	σ_1	σ_3	σ_z	u_w
	(kPa)				(kPa)			
1	95,3	64,2	70,1	68,2	91,1	76,1	78,9	68,2
3	72,2	46,9	48,3	45,5	77,4	58,5	61,2	45,4
16	164,2	49,3	52,1	-139,	166,8	67,8	71,	-139,
20	16,6	-0,56	1,71	-117,	15,3	-11,7	1,1	-117,

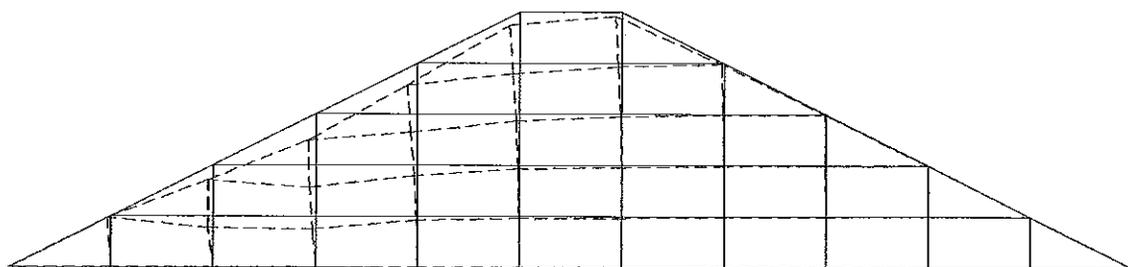
MALHA DE ELEMENTOS FINITOS



— MALHA INDEFORMADA - ESCALA (metros)-4.40
 - - - MALHA DEFORMADA
 FATOR DE AUMENTO DOS DESLOCAMENTOS - 5.00

Figura 4.5 - Malha deformada pelo colapso, ocasionado pelo fluxo transiente, calculado com a utilização da analogia térmica

MALHA DE ELEMENTOS FINITOS



— MALHA INDEFORMADA - ESCALA (metros)-4.40
 - - - MALHA DEFORMADA
 FATOR DE AUMENTO DOS DESLOCAMENTOS - 5.00

Figura 4.6 - Malha deformada pelo colapso, ocasionado pelo fluxo transiente, calculado com a utilização da nova modelagem

De acordo com a analogia térmica, o fraturamento hidráulico, deve ocorrer no elemento 1, indicado na malha de elementos finitos. No elemento 3, o valor da poro pressão está quase igual com a tensão principal menor σ_3 , levando a crer que a analogia térmica indica que o fraturamento deve avançar com o avanço da linha de saturação.

Resultado diferente ocorre com a utilização da modelagem de variação de rigidez, na qual não se identifica nenhum elemento com tendência a fraturamento hidráulico. Na Tabela 4.9 verifica-se que todas as tensões principais são superiores a poro pressão.

O elemento 16, que está “confinado” no meio do aterro, tem um comportamento mais parecido com a condição edométrica. Como já foi comentado, durante a diminuição da sucção nestas condições, a tensão horizontal diminui para a modelagem de analogia térmica e aumenta para a variação da rigidez e este foi o comportamento para uma pequena variação de sucção. Isto poderá indicar fratura nesta região, quando da completa saturação e quando se utiliza a analogia térmica. O mesmo não deve ocorrer para a variação da rigidez.

O elemento 20, localizado no topo da barragem, tem as tensões principais totais menor e intermediária reduzidas com valores negativas indicando a formação de trincas. Estas tensões negativas foram evidenciadas com a variação da rigidez, o que parece razoável, já que devido à inclinação do talude e a conseqüente diminuição da rigidez do solo, face ao avanço da linha freática e o conseqüente colapso do solo, ocorre uma tendência de formação de uma cunha de escorregamento.

Também no caso dos deslocamentos pode-se avaliar o comportamento do enchimento do reservatório, na qual se utiliza o programa UNSTRUCT para o cálculo das tensões e deformações originadas pela variação da sucção no aterro. Para tanto foram escolhidos os nós 6, 10, 17 e 21. Na Tabela 4.10, são mostrados os incrementos de deslocamentos destes nós nas direções x e y, retirados das análises com o uso das duas modelagens de colapso.

Tomando por exemplo o nó 6, verifica-se uma diferença importante nas modelagens, pois o deslocamento na direção x, com o uso da analogia térmica, indica o sentido de jusante da barragem, pois o colapso por este procedimento, não considera a relação entres as tensões, em planos ortogonais, na definição da forma deformada final de um elemento. A variação da rigidez indica o sentido de montante, mesmo sob o efeito das forças de percolação que atuam em sentido contrário. O mesmo ocorre com o nó 10.

Tabela 4.10 – Comparação do cálculo dos deslocamentos nos nós indicados na malha

NÓ	ANALOGIA TÉRMICA		VARIACÃO DA RIGIDEZ	
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$
6	0,06	-0,095	-0,006	-0,107
10	0,027	-0,127	-0,028	-0,167
17	-0,002	-0,013	-0,002	-0,016
21	-0,045	-0,061	-0,071	-0,091

Os nós 17 e 21 apresentam comportamentos semelhantes para as duas modelagens, o deslocamento horizontal para montante e deslocamento vertical no sentido indicativo de diminuição de volume. Há apenas uma diferença, a variação da rigidez apresentou maiores deslocamentos, conforme visto na Tabela 4.10.

Uma outra aplicação do programa UNSTRUCT ao fluxo transiente de uma pequena barragem de terra, com seção igual a apresentada na Figura 4.4, é apresentada a seguir. Neste caso tem-se quatro momentos distintos após o primeiro enchimento.

Para realização desta análise Miranda (1988), realizou seis ensaios de adensamento, três sem saturação e três com saturação a 25 kPa para definição da curva tensão-deformação do solo. A Figura 4.7 mostra o resultado da média dos índices de vazios, correspondente a cada carregamento, para as condições saturada e não saturada.

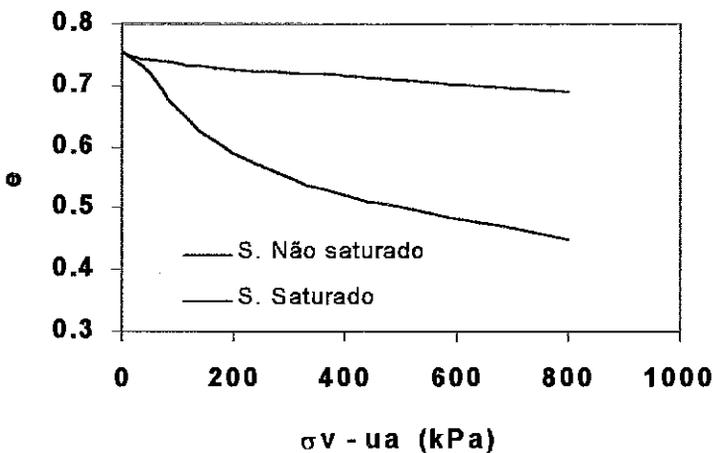


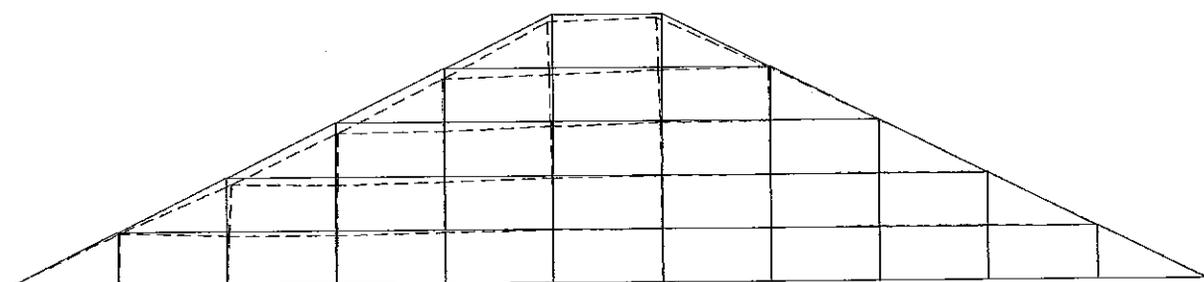
Figura 4.7 - Resultado de ensaio duplo de adensamento (Miranda, 1988)

Miranda (1988) adotou o coeficiente de Poisson para o solo não saturado e saturado iguais a $\nu_0 = \nu_s = 0,30$. Os valores iguais do coeficiente de Poisson era uma imposição da versão original. Refazendo estas análises com a nova versão, adotou-se o coeficiente de Poisson não saturado $\nu_0 = 0,30$, enquanto que para o solo saturado $\nu_s = 0,35$. Neste caso ν_u varia linearmente para uma sucção qualquer, entre estes dois valores (Capítulo 3), sendo que a sucção inicial maior no ensaio é de $(u_a - u_w) = 5500$ kPa.

Para definir a relação entre a sucção e a umidade Miranda (1988) utilizou dois métodos. O método padrão para relação “Capilaridade-umidade” para solos de textura fina com uma membrana de pressão (ASTM D 3152-72). Este método foi usado para sucções na faixa de 0 a 1500 kPa, que é o limite para este equipamento. O método de equilíbrio de vapor (Klute, 1986) foi usado para sucções fora desta faixa. Desta forma pode-se então definir o restante da curva que correlaciona sucção e umidade volumétrica.

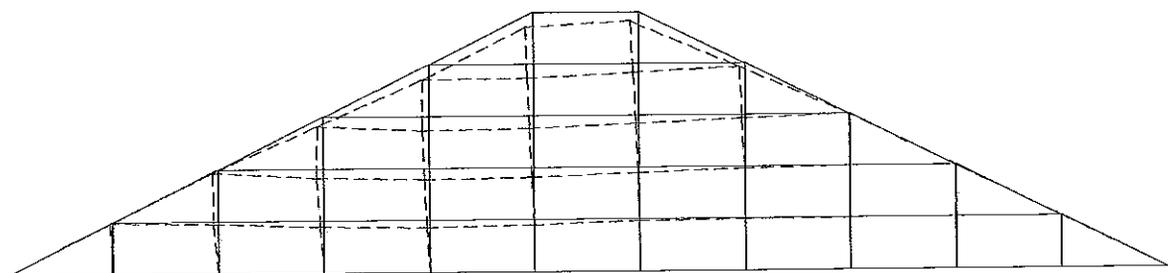
Miranda (1988) apresentou resultados de simulações do final de construção da barragem, imediatamente após o enchimento e do fluxo transiente no aterro para 20, 50, 70 e 100 dias.

Aqui neste trabalho, são apresentadas as malhas de elementos finitos deformada, com a utilização da versão original do programa UNSTRUCT, comparada com os resultados da atual versão (Figuras 4.8, 4.9, 4.10, 4.11). Estas figuras correspondem a tempos diferentes após o enchimento. Estes tempos são respectivamente iguais a 20, 50, 70 e 100 dias. Novamente pode-se identificar a diferença entre as modelagens de colapso das versões anterior e atual do programa UNSTRUCT. Este exemplo mostrou a capacidade do programa UNSTRUCT de trabalhar com o fluxo transiente, em diversos momentos após o primeiro enchimento de uma pequena barragem, evidenciando a propagação do colapso durante a saturação do maciço.



——— MALHA INDEFORMADA - ESCALA (metros)-4.40
 - - - - - MALHA DEFORMADA
 FATOR DE AUMENTO DOS DESLOCAMENTOS - 5.00

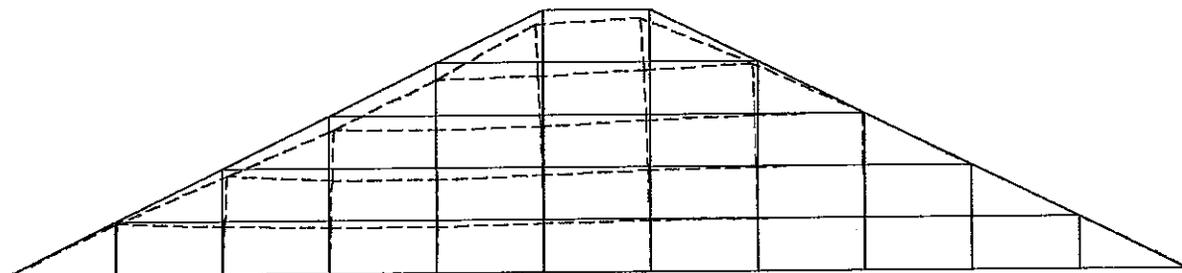
(a)



——— MALHA INDEFORMADA - ESCALA (metros)-4.40
 - - - - - MALHA DEFORMADA
 FATOR DE AUMENTO DOS DESLOCAMENTOS - 5.00

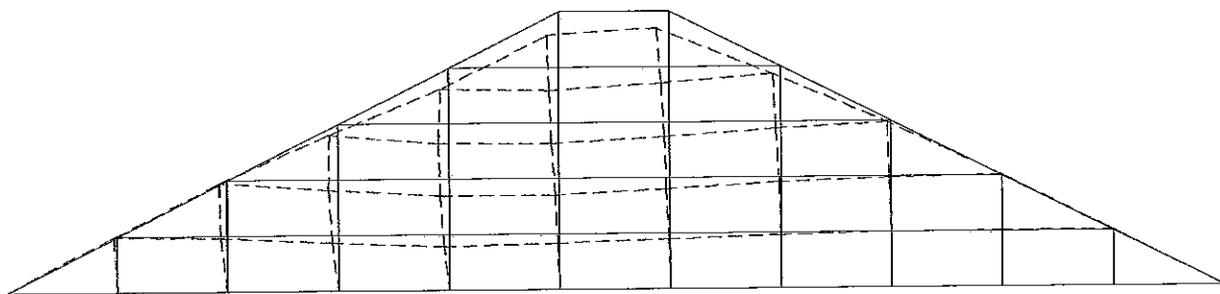
(b)

Figura 4.8 - Malha deformada pelo colapso, ocasionado pelo fluxo transiente, em uma barragem mal compactada, para 20 dias após o enchimento. (a) versão original; (b) nova versão (deslocamentos aumentados em 5 vezes).



——— MALHA INDEFORMADA - ESCALA (metros)-4.40
 - - - - - MALHA DEFORMADA
 FATOR DE AUMENTO DOS DESLOCAMENTOS - 5.00

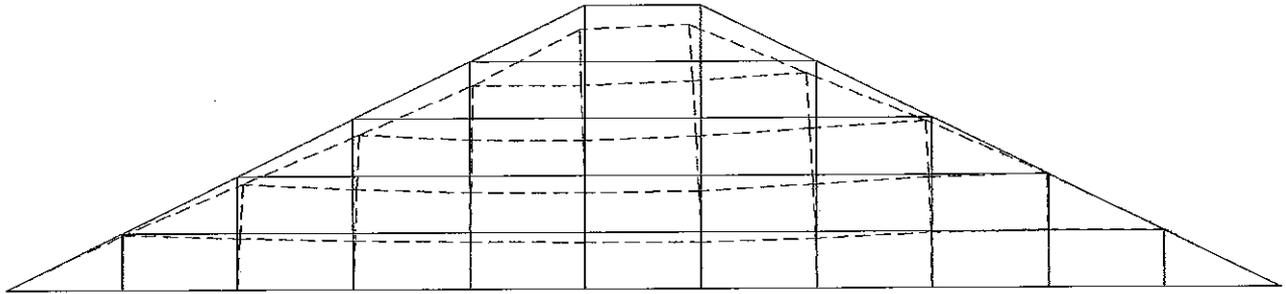
(a)



——— MALHA INDEFORMADA - ESCALA (metros)-4.40
 - - - - - MALHA DEFORMADA
 FATOR DE AUMENTO DOS DESLOCAMENTOS - 5.00

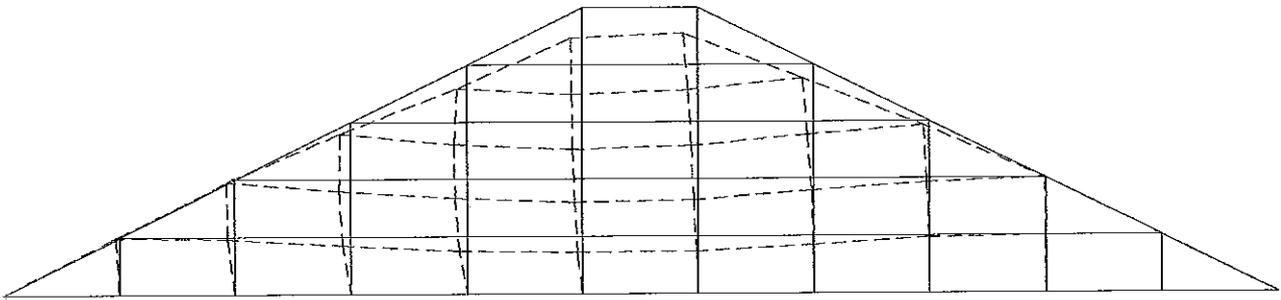
(b)

Figura 4.9 - Malha deformada pelo colapso, ocasionado pelo fluxo transiente, em uma barragem mal compactada, para 50 dias após o enchimento. (a) versão original; (b) nova versão (deslocamentos aumentados em 5 vezes).



——— MALHA INDEFORMADA - ESCALA (metros)-4.40
 - - - - - MALHA DEFORMADA
 FATOR DE AUMENTO DOS DESLOCAMENTOS - 5.00

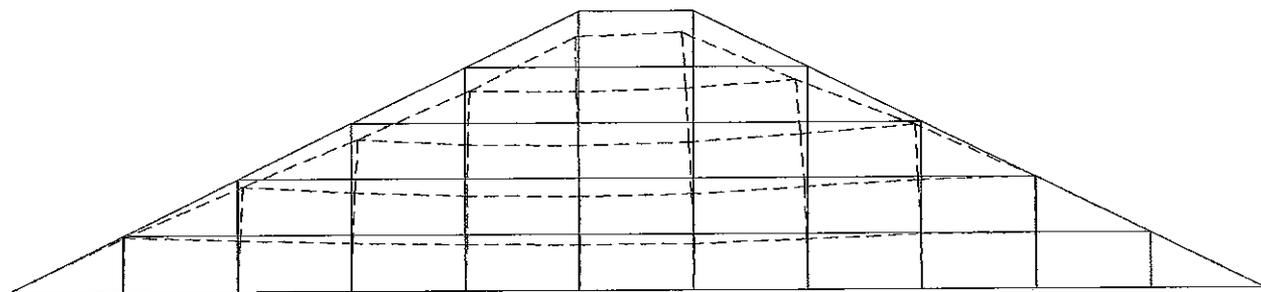
(a)



——— MALHA INDEFORMADA - ESCALA (metros)-4.40
 - - - - - MALHA DEFORMADA
 FATOR DE AUMENTO DOS DESLOCAMENTOS - 5.00

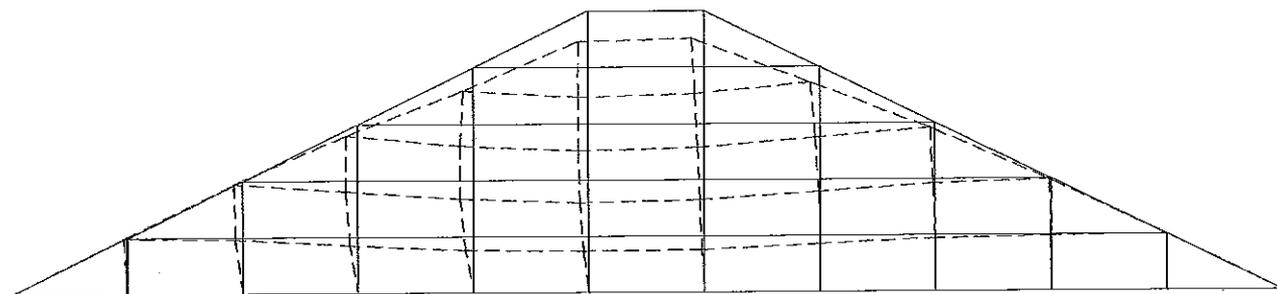
(b)

Figura 4.10 - Malha deformada pelo colapso, ocasionado pelo fluxo transiente, em uma barragem mal compactada, para 70 dias após o enchimento. (a) versão original; (b) nova versão (deslocamentos aumentados em 5 vezes).



——— MALHA INDEFORMADA - ESCALA (metros) - 4.40
 - - - - - MALHA DEFORMADA
 FATOR DE AUMENTO DOS DESLOCAMENTOS - 5.00

(a)



——— MALHA INDEFORMADA - ESCALA (metros) - 4.40
 - - - - - MALHA DEFORMADA
 FATOR DE AUMENTO DOS DESLOCAMENTOS - 5.00

(b)

Figura 4.11 - Malha deformada pelo colapso, ocasionado pelo fluxo transiente, em uma barragem mal compactada, para 100 dias após o enchimento. (a) versão original; (b) nova versão (deslocamentos aumentados em 5 vezes).

4.4 FUNDAÇÃO SUPERFICIAL

Uma fundação superficial com sapata corrida, construída sobre um solo colapsível e em ambiente seco, poderá apresentar problemas de recalques significativos, quando de uma eventual modificação das condições de umidade. A variação de umidade poderá se dar de diferentes maneiras. Em regiões áridas e semi-áridas a camada superior de solo, muitas vezes jamais apresenta a completa saturação, ficando o nível do lençol freático sempre bem abaixo do nível do terreno. Flutuações deste nível d'água, em geral são esperadas em função das variações sazonais da região. A variação da umidade e conseqüentemente do perfil de sucção do subsolo, se dá também através de infiltrações a partir da superfície.

O comportamento tensão-deformação, com colapso, poderá então ter diferentes configurações dependendo da origem da mudança de umidade. Os solos moderadamente expansivos poderão apresentar colapso com a diminuição da sucção, no trecho próximo da sapata, onde ocorre concentração de cargas. Na região mais afastada do carregamento, a diminuição da sucção deve causar a expansão deste solo

Caso a variação da umidade ocorrer pela superfície, (chuva, vazamento de tubulações enterradas a pequenas profundidades), esta expansão poderá ser minimizada ou até mesmo anulada pelo aumento que o peso específico do solo terá com o aumento da umidade.

Já no caso da variação da umidade por levantamento de lençol do lençol freático, o aumento do peso específico poderá não ter o mesmo efeito, pois o aumento da umidade substancial se dará a camadas mais profundas, onde a compressibilidade do solo é menor.

Ainda com relação a variação de umidade, pode-se ter situações em que o solo de fundação é essencialmente colapsível ou expansivo. Em ambas situações, deve ocorrer o mesmo comportamento diferenciado, citado acima. O aumento da umidade pela superfície de um solo colapsível poderá apresentar um maior recalque do que por apenas levantamento do lençol freático. Para um solo essencialmente expansivo a infiltração superficial poderá apresentar uma menor expansão do que para o levantamento do nível d'água.

Em seguida são apresentados três situações distintas: no primeiro caso admite-se que o solo de fundação apresenta apenas comportamento colapsível, face a diminuição de sucção. Em seguida faz-se o mesmo estudo para um solo expansivo e finalmente para um solo colapsível, mas que pode sofrer pequena expansão para diminuição de sucção e baixos níveis de tensões atuantes. Para estes casos são utilizados os parâmetros dos solos apresentados em Miranda e Silva Filho (1995).

4.4.1. Solo colapsível

Considera-se neste exemplo uma sapata, com 4 metros de largura, está assente a 2 metros de profundidade e submetida a carga de trabalho de 196 kPa. O subsolo é constituído por duas camadas. A primeira, de solo colapsível, estende-se até 6 metros de profundidade; a segunda camada ocorre até 10 metros de profundidade, como se pode ver Figura 4.12. A partir desta profundidade é admitida a ocorrência do embasamento rochoso, considerado insensível a variações de tensões. Será adotado por simplificação, um comportamento tensão-deformação linear, cujos dados podem ser vistos na Tabela 4.11. O coeficiente de Poisson, correspondente a condição não saturada e sucção $(u_a - u_w) = 100$ kPa, igual a $\mu_0 = 0,30$ e para o solo saturado $\mu_S = 0,35$. O peso específico seco deste solo é $\gamma_s = 14,75$ KN/m³ e porosidade é $n=36\%$.

Tabela 4.11 – Dados do solo para as curvas tensão-deformação

Solo	$(\sigma_v - u_a)$ kPa	ϵ_{v0} (%)	ϵ_{vs} (%)
1	0,0	0,0	0,0
	200,0	1,2	8,3
2	0,0	0,0	0,0
	200,0	1,2	1,2

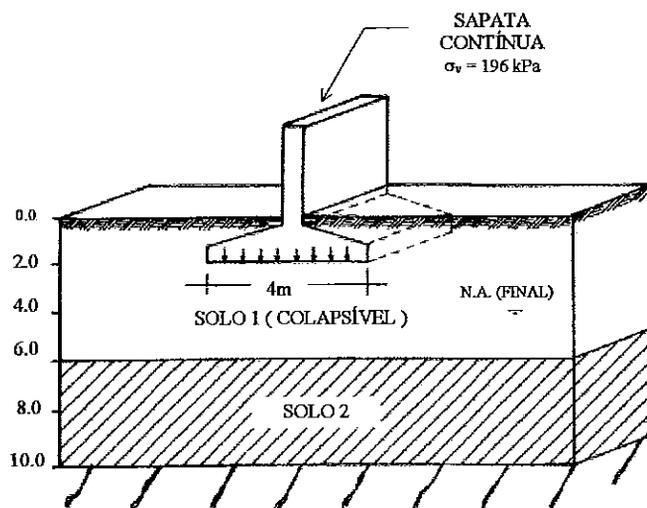


Figura 4.12 - Sapata corrida assente sobre camada de solo colapsível

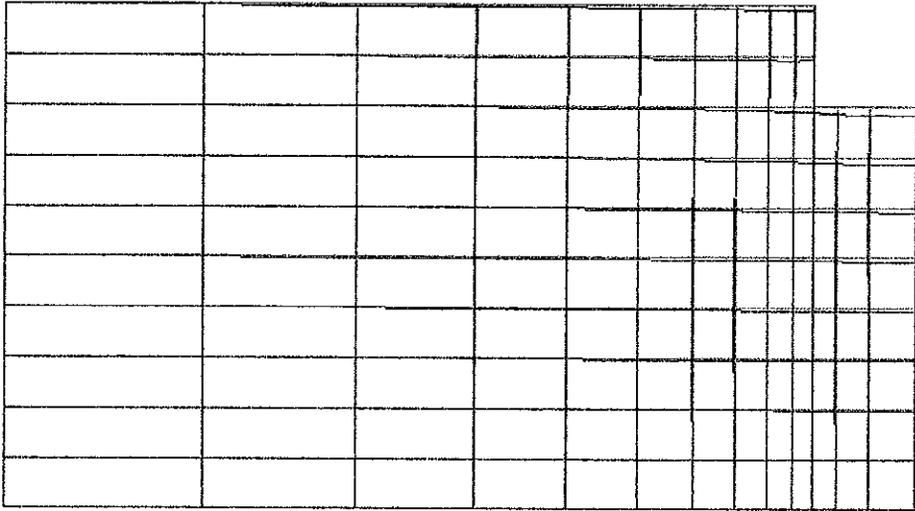
Inicialmente, foi considerado a não existência do lençol freático. Todo o subsolo estivesse não saturado e submetido a uma sucção matricial de 100 kPa. Este ressecamento do solo teria

vido produzido pela evaporação na superfície do terreno. Foi modelado o colapso do subsolo ao ser saturado pela elevação do lençol freático.

Os cálculos foram feitos com base na malha de elementos finitos apresentada na Figura 4.13. A seqüência de cálculo é apresentada a seguir. Preliminarmente, é calculado o estado de tensões do terreno devido, exclusivamente, ao peso próprio do solo e, em seguida, o estado de tensões e deformações devido à carga da sapata. Finalmente, é calculado o estado de tensões e deformações correspondente à elevação do lençol freático para uma posição situada 2 metros abaixo do nível de assentamento da sapata.

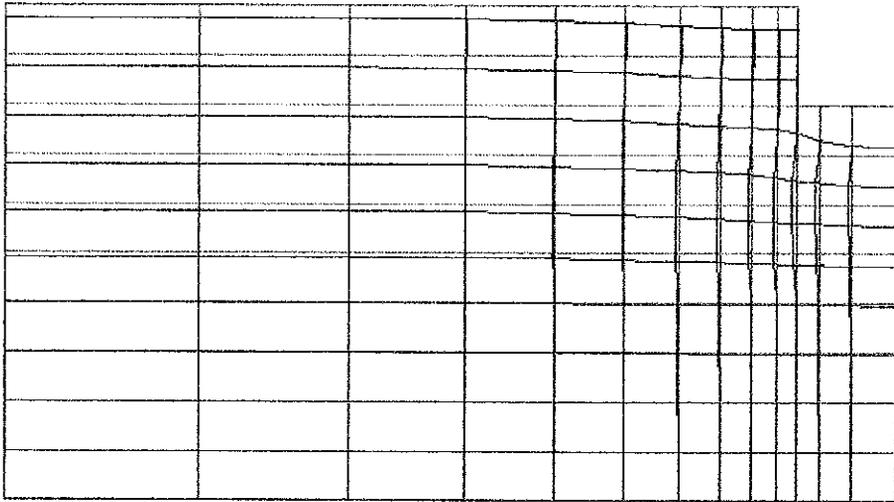
Os recalques devidos à carga da sapata são indicados graficamente na Figura 4.13-a e os recalques devido à elevação do lençol freático são indicados graficamente na Figura 4.13-b. Nestas figuras os recalques estão ampliados três vezes em relação à escala da figura.

— Malha Indeformada
— Malha Deformada



(a) Após o carregamento da sapata

— Malha Indeformada
— Malha Deformada



— Escala (2,0m)

(b) Após a elevação do lençol freático

Figura 4.13 - Malhas de elementos finitos deformadas

4.4.2. Solo expansivo

As deformações de uma sapata corrida assente sobre solo expansivo são calculadas neste exemplo. A carga e o perfil do subsolo é semelhante ao caso anterior, com a diferença que neste caso o solo 1, da Figura 4.14 é expansivo. Também por simplificação será adotado um comportamento tensão-deformação linear, cujos os dados podem ser vistos na Tabela 4.12. O coeficiente de Poisson, correspondente a condição não saturada e sucção $(u_a - u_w) = 930$ kPa, igual a $\mu_0 = 0,30$ e para o solo saturado $\mu_S = 0,35$. O peso específico seco deste solo é $\gamma_s = 14,75$ KN/m³ e porosidade é $n=36\%$.

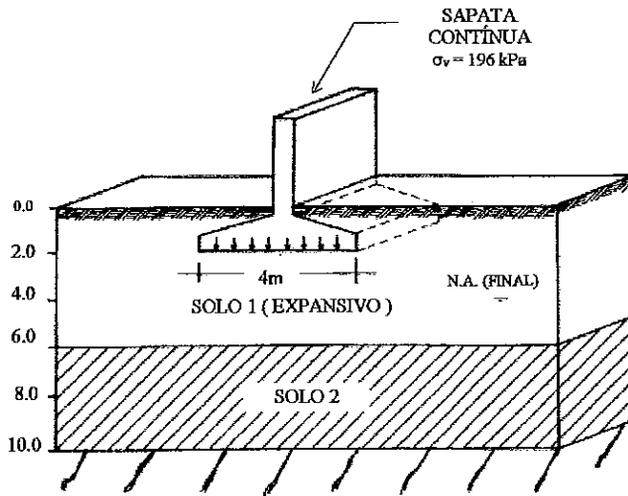


Figura 4.14 - Sapata corrida assente sobre solo expansivo

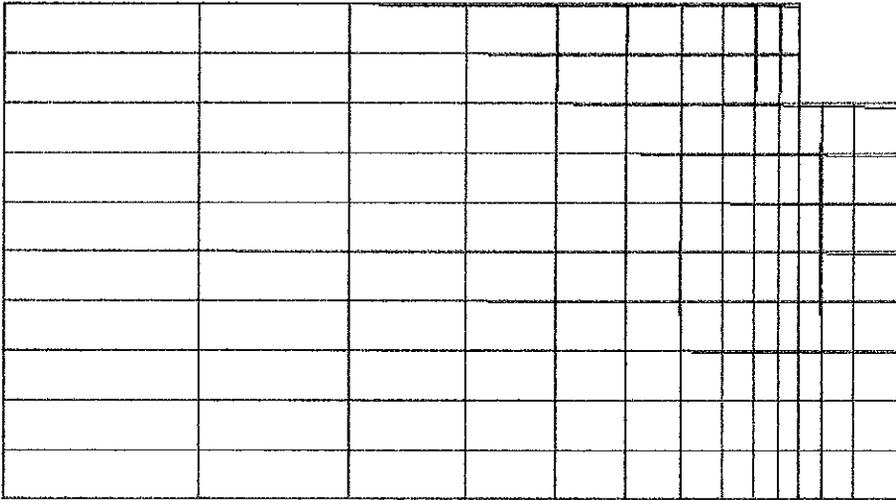
Tabela 4.12 – Dados do solo para as curvas tensão-deformação

Solo	$(\sigma_v - u_a)$ kPa	ϵ_{v0} (%)	ϵ_{vs} (%)
1	0,0	0,0	-12,7
	400,0	3,7	3,7
2	0,0	0,0	0,0
	400,0	3,7	3,7

Também neste exemplo foi considerada inicialmente, a ausência do lençol freático. Todo o subsolo estava não saturado e submetido a uma sucção matricial de 930 kPa. Foi modelada a expansão do subsolo ao ser saturado pela elevação do lençol freático com a seqüência de cálculo semelhante ao caso anterior.

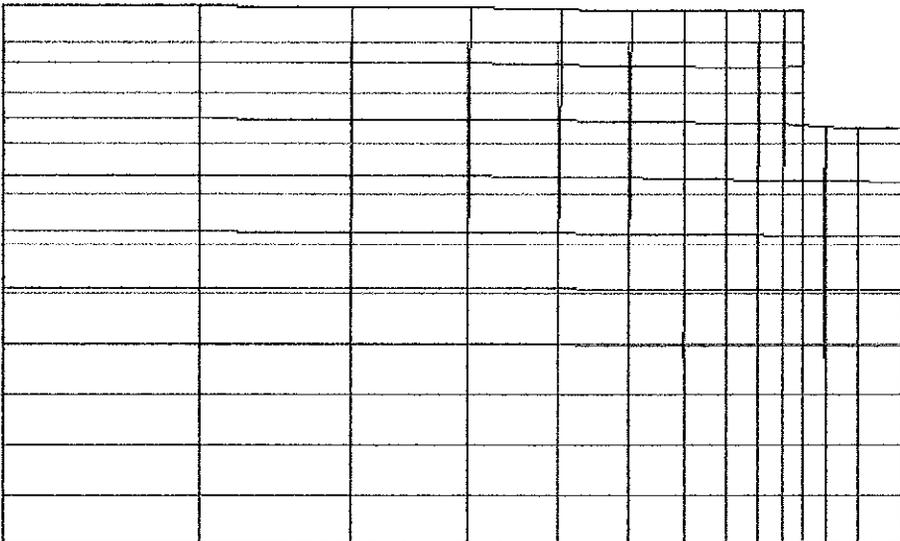
Os recalques devido à carga da sapata são indicados na Figura 4.15-a e a após a expansão resultante da elevação do lençol freático, os recalques são indicados graficamente na Figura 4.15-b. Neste gráfico os recalques estão na mesma escala da figura.

— Malha Indeformada
 - - - Malha Deformada



(a) Após o carregamento da sapata

— Malha Indeformada
 - - - Malha Deformada



— Escala (2,0m)

(b) Após a elevação do nível d'água

Figura 4.15 - Malhas deformadas

4.4.3. Solo colapsível que apresenta duplo comportamento: expansão e colapso

Variações sazonais de umidade podem causar flutuações de expansão e contração associadas à variação na sucção do solo. Expansão em ambiente úmido e contração quando seco. Um solo nestas condições poderá apresentar colapso quando submetido a solicitações usuais de uma fundação superficial. Segundo El-Sohby e Elleboudy (1987) muitos solos de baixa plasticidade podem expandir ou apresentar colapso, se a tensão a que o mesmo estiver submetido, for suficientemente baixa ocorrerá expansão e colapso para tensões mais elevadas.

Neste caso, será adotado um comportamento tensão-deformação não linear, indicado nos dados dos solos na Tabela 4.13. O coeficiente de Poisson, correspondente a condição não saturada e sucção $(u_a - u_w) = 100$ kPa, é igual a $\mu_0 = 0,30$ e para o solo saturado $\mu_S = 0,35$. O peso específico seco deste solo é $\gamma_s = 14,75$ KN/m³ e porosidade é $n=36\%$.

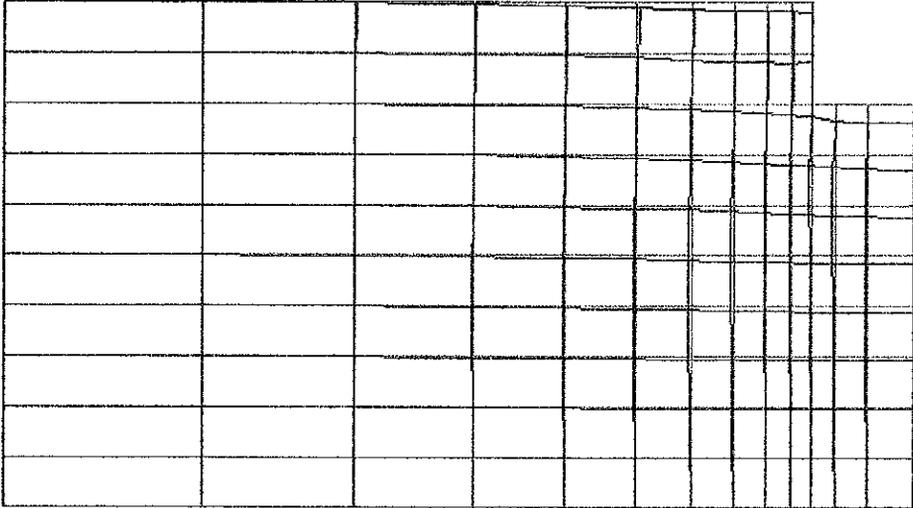
Tabela 4.13 – Dados do solo para as curvas tensão-deformação

Solo	$(\sigma_v - u_a)$ kPa	ϵ_{v0} (%)	ϵ_{vs} (%)
1	0.	0.	-2.5
	100.	0.9	1.1
	200.	1.6	4.2
	300.	2.3	7.1
	400.	2.9	9.6
2	0.	0.	0.
	100.	0.9	0.9
	200.	1.6	1.6
	300.	2.3	2.3
	400.	2.9	2.9

A situação analisada neste exemplo é também semelhante aos dois casos anteriores. A camada de solo superior, até a profundidade de 6,0m é formado pelo solo 1 e abaixo até uma profundidade de 10m existe a ocorrência de embasamento rochoso.

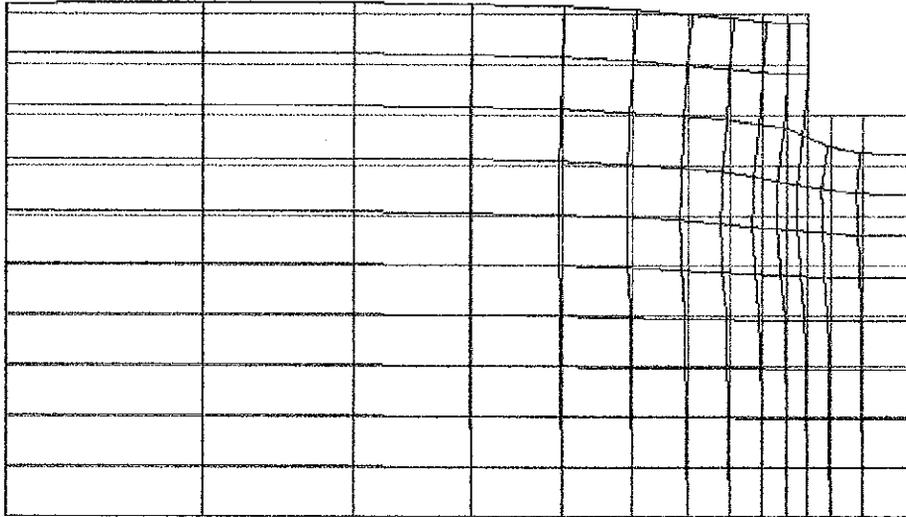
As Figuras 4.16-a e 4.16-b apresentam a malha de elementos finitos para as situações de carregamento final da fundação e logo após o levantamento do lençol freático, como nos dois casos anteriores. Na Figura 4.16, verifica-se claramente que após o levantamento do lençol freático, trecho da malha próximo à sapata indica a ocorrência de colapso nesta região e expansão nos pontos mais afastados do carregamento.

— Malha Indeformada
— Malha Deformada



(a) Após o carregamento da sapata

— Malha Indeformada
— Malha Deformada



— Escala (2,0m)

(b) Após elevação do nível d'água

Figura 4.16 - Malhas deformadas

4.5 CONCLUSÃO

Neste capítulo foram apresentadas aplicações do programa UNSTRUCT com o objetivo de avaliar as modificações realizadas durante esta pesquisa. Os exemplos foram divididos em ensaios laboratoriais (edométricos), publicados na literatura, pequena barragem de terra compactada com umidade abaixo da ótima e com baixa energia de compactação, e uma fundação superficial em sapata corrida em três situações distintas: assente em solo colapsível, outra em solo altamente expansivo e por fim sobre uma camada de solo moderadamente expansivo, que poderá sofrer colapso, dependendo do nível de tensões atuante.

Utilizando o ensaio de Maswoswe (1985) o UNSTRUCT foi usado na previsão do colapso gradual com o aumento da tensão horizontal durante a saturação. Neste ensaio nota-se ainda, que as deformações potenciais de colapso aumentam com o aumento das tensões de compressão, atinge um valor máximo e logo após diminui.

Com a introdução do comportamento linear por trechos, a diminuição do colapso com o carregamento pode ser previsto pelo programa. Para tanto, foram apresentadas colapsos a diferentes valores de tensões verticais, onde se constata este aspecto dos solos colapsíveis.

Lawton et al (1991) mostraram resultados de colapsos em solo compactado, onde se variou, em ensaio duplo triaxial, a relação entre a tensão vertical e a tensão horizontal (σ_v/σ_h). Estes autores constataram que, dependendo desta relação pode-se ter colapso em uma direção e expansão em outra. A modelagem de colapso, introduzida no UNSTRUCT, é capaz de reproduzir este comportamento.

Foram apresentados ainda, resultados da simulação de primeiro enchimento de uma barragem de terra compactada com material muito seco, umidade abaixo da ótima e sem compactação, situação hipotética apresentada por Miranda (1988). Para este caso foram apresentados resultados de deslocamentos de alguns nós da malha de elementos finitos, bem como o desenvolvimento de tensões e poro pressões, durante o fluxo transiente. Foram escolhidos alguns elementos com o intuito de salientar a modificação da modelagem de colapso introduzida no programa, que o capacitou representar os aspectos dos solos colapsíveis identificados em laboratório.

Finalmente, foram analisadas fundações superficiais (sapata corrida) assentes em solos colapsíveis, expansivos e moderadamente expansivos, que entretanto podem sofrer colapso dependendo do estado de tensões a que o solo estiver submetido. Desta forma pode-se

concluir que o programa UNSTRUCT, constitui-se em uma ferramenta prática, na qual se pode fazer análises de comportamento de obras que utilizem de solos não saturados, expansivos e colapsíveis, nos vários aspectos observados e comentados no decorrer deste capítulo.

CAPÍTULO 5

NOVA MODELAGEM PROPOSTA E IMPLEMENTAÇÃO NUMÉRICA NO PROGRAMA CRISP

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, é apresentada uma proposta modificada do modelo Wheeler e Sivakumar (1995) com o objetivo de tornar mais simples a aplicação do modelo, através de uma redução do número de parâmetros. Propõe-se também a utilização do ensaio duplo de adensamento para a determinação deste parâmetros, semelhante ao que se faz no programa UNSTRUCT, apresentado no Capítulo 3.

O modelo Wheeler e Sivakumar Modificado, juntamente com os modelos: Alonso, Gens e Josa (1990), Balmaceda (1991), Wheeler e Sivakumar (1995) e Futai (1997), foram implementados no programa CRISP, representando um acréscimo de 20% no código já existente. A versão do programa CRISP, desenvolvida neste trabalho, será denominada de CRISPUNSAT, para diferenciar da denominação para solos saturados.

Apresenta-se também neste capítulo a solução para considerar a variação do peso específico do solo com a umidade. Esta solução foi introduzida no programa CRISPUNSAT, quando utiliza o modelo Wheeler e Sivakumar Modificado. Finalmente, são apresentados alguns exemplos de aplicação do programa com a utilização da nova modelagem, onde se pode verificar o efeito das modificações introduzidas no modelo original.

5.2. MODELO WHEELER E SIVAKUMAR MODIFICADO (WS MODIFICADO)

Wheeler e Sivakumar (1995) e Sivakumar (1993) apresentaram previsões de ensaios isotrópicos e triaxiais de um caulim compactado, com a utilização de um modelo que utilizava 6 parâmetros variáveis com a sucção [$\lambda(s)$, $N(s)$, $M(s)$, $\mu(s)$, $\psi(s)$ e $\Gamma(s)$] e 3 constantes (κ , κ_s e G). Os parâmetros eram obtidos para quatro valores diferentes de

sucção, considerando-se uma função linear entre dois valores consecutivos. Os significados destes parâmetros foram apresentados no Capítulo 2.

A proposta de modificações no modelo Wheeler e Sivakumar (1995) abrange as condições isotrópicas e triaxiais. Para as condições isotrópicas, foi sugerido um ajuste dos parâmetros com a finalidade de aumentar a faixa de tensões de validade do modelo.

Para as condições triaxiais sugere-se utilizar a inclinação da linha de estados críticos M , variável com a sucção. O intercepto $\mu(s)$ também varia com a sucção de forma não linear e é equivalente a variação de ϕ^b com a sucção da expressão convencional de resistência ao cisalhamento. Vale ressaltar que a variação de ϕ^b é consistente com os dados experimentais de Escario e Saez (1986) e Fredlund et al (1987).

5.2.1. Formulação da curva de escoamento LC do modelo WS Modificado

Nos modelos elasto-plásticos utilizados nesta pesquisa, a formulação da superfície de plastificação LC é obtida a partir de verificações experimentais associando o solo a um material que apresenta comportamento elasto-plástico:

- Durante o carregamento da tensão média p , o solo apresenta dois comportamentos tensão-deformação diferentes: elástico e elasto-plástico.
- Duas linhas de adensamento isotrópico (uma elástica e outra elasto-plástica) são definidas como dependentes da sucção.
- A tensão de escoamento isotrópico, denominada neste trabalho de $p_0(s)$, é dependente da sucção aplicada.
- Para a tensão $p_0(s)$ está associada uma curva de escoamento denominada por Alonso et al (1990) de LC (“Loading-Collapse”). Deformações serão originadas para trajetórias que ultrapassem esta curva.

Para a definição da função de $p_0(s)$, admite-se uma trajetória totalmente elástica, partindo da tensão de escoamento para condições saturadas $p_0(0)$, seguida de aumento de sucção e por fim um carregamento de p até a tensão de escoamento para este valor de sucção em $p_0(s)$. A trajetória descrita acima equivale aos trechos AB e BC, indicados na Figura 5.1.

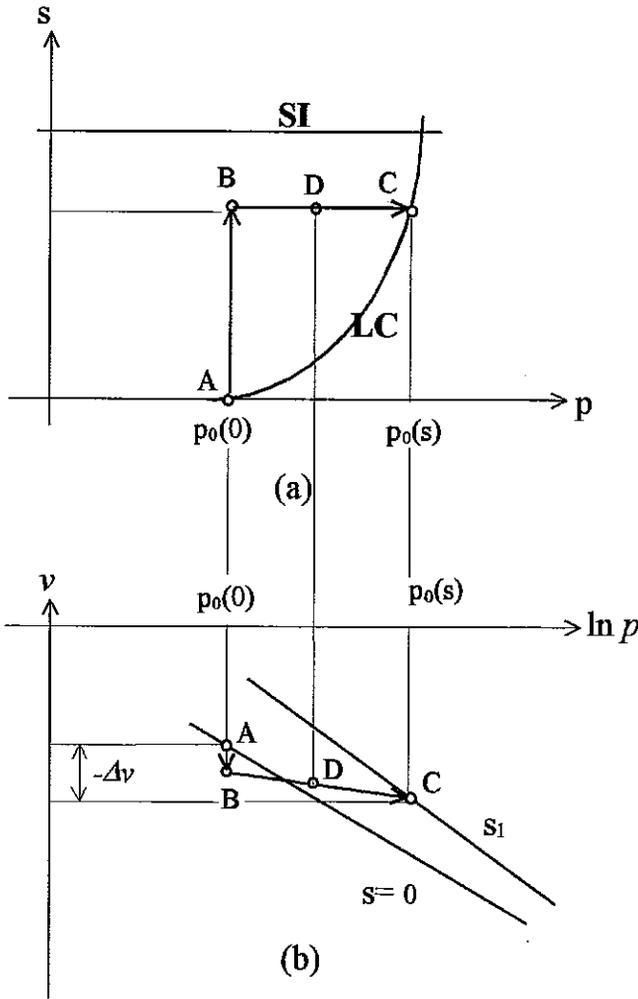


Figura 5.1 - Determinação da equação da curva de escoamento LC

onde:

- $N(0)$ - volume específico referente à tensão p^e para a condição saturada;
- $N(s)$ - volume específico referente à tensão p^e para sucção s ;
- p^e - tensão de referência;
- $\kappa(0)$ - inclinação da linha de descarregamento e recarregamento, para a condição saturada;
- $\kappa(s)$ - inclinação da linha de descarregamento e recarregamento, para sucção s ;
- $\lambda(0)$ - inclinação da reta virgem para a condição saturada;
- $\lambda(s)$ - inclinação da reta virgem para a sucção s ;
- $p_0(0)$ - tensão de pré-adensamento saturada;
- $p_0(s)$ - tensão de pré-adensamento isotrópica para a sucção s ;

A partir da trajetória ABC, indicada na Figura 5.1, determina-se o valor da tensão de escoamento $p_0(s)$, pela equação 5.1:

$$p_0(s) = p^c \text{EXP} \left[\frac{(\lambda(0) - \kappa(0)) \ln \left(\frac{p_0(0)}{p^c} \right) + N(s) - N(0) + \kappa_s \ln \left(\frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} \right)}{(\lambda(s) - \kappa(s))} \right] \quad (5.1)$$

Para a obtenção dos parâmetros que variam com a sucção, devem ser feitos ensaios de adensamento isotrópico, sendo um destes saturado e dois ou mais não saturados, com sucção constante. Assim, pode-se construir um gráfico $(v, \ln p)$, onde se tem todos esses parâmetros, para as sucções dos ensaios. A equação 5.1 apresenta a variação da tensão de pré-adensamento em função da sucção e parâmetros do solo.

A seguir, obtém-se as funções para $N(s)$ e $\lambda(s)$, que devem ser ajustados a partir dos dados da LC e de $\lambda(s)$ experimentais. Alonso, Gens e Josa (1990) simplificaram a equação 5.1, admitindo que para $p_0(s)$ igual p^c , a LC tem a forma apresentada na Figura 5.2. Assim uma trajetória de diminuição de sucção, a tensão p constante e igual a p^c , sobre a curva LC, não provocava colapso do solo. Também admitiram que $\kappa(s)$ era independente da sucção e, desta forma, determinaram que:

$$N(s) - N(0) = -\kappa_s \ln \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} \quad (5.2)$$

Portanto, a equação 5.1 pode ser simplificada para a seguinte forma:

$$p_0(s) = p^c \left(\frac{p_0(0)}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa}} \quad (5.3)$$

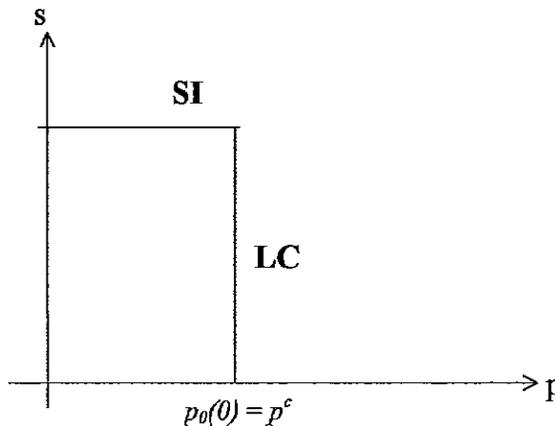


Figura 5.2 - Curva LC vertical, correspondente a $p_0(0)$ igual a p^c

Alonso Gens e Josa (1990) admitiram ainda, que na equação 5.3, a rigidez elasto-plástica era sempre crescente e, conseqüentemente, $\lambda(s)$ sempre diminuía com a sucção. Para valores mais elevados de sucção $\lambda(s)$ tendia para uma estabilização. Assim, baseado em observações experimentais, sugeriram uma equação exponencial da forma apresentada a seguir:

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[(1-r)e^{-\beta s} + r \right] \tag{5.4}$$

onde:

- β - parâmetro que controla o aumento da rigidez do solo com a sucção
- r - parâmetro que define a rigidez máxima

O ajuste da equação de $\lambda(s)$ é realizado com a obtenção dos parâmetros r e β , determinados a partir da substituição da equação 5.4 na equação 5.3, utilizando os valores experimentais de $p_o(s)$.

Dois problemas foram identificados pelos pesquisadores de Campos et al, 1991 e Futai, 1997:

- Não se tem evidência experimental da existência da tensão de referência p^c , da maneira como foi sugerida por Alonso et al (1990);
- A função $\lambda(s)$ não considera os seus valores experimentais, e como é decrescente, calcula um aumento contínuo de colapso com as tensões de compressão, contrário ao que se observa experimentalmente (e.g., Futai, 1997).

Para corrigir estes problemas, Futai (1997) sugeriu funções de $\lambda(s)$ e $N(s)$, ajustadas a partir dos dados experimentais das linhas de adensamento isotrópico e da superfície LC experimental. A função de $\lambda(s)$ poderia ser crescente ou decrescente, como pode ser visto nas equações 5.5 e 5.6 a seguir.

$$\lambda(s) = \lambda(0) + [\lambda(\infty) - \lambda(0)] (1 - e^{-\beta s}) \tag{5.5}$$

$$N(s) = N(0) + [\lambda(\infty) - \lambda(0)] (1 - e^{-\beta s}) \ln \left(\frac{P_f}{P_{atm}} \right) \tag{5.6}$$

onde:

- $\lambda(\infty)$ - inclinação da reta virgem quando a sucção tende para o infinito
- β - parâmetro que controla a rigidez elasto-plástica do solo com a variação da sucção

p_f - tensão isotrópica para o qual as curvas $(\ln p, v)$ convergem

Wheeler e Sivakumar (1995), por sua vez sugeriram determinar os valores de $\lambda(s)$ e de $N(s)$ diretamente do gráfico $(v, \ln p)$. Estes parâmetros não tinham funções pré-definidas, como nos modelos de Alonso et al (1990) e Futai (1997), sendo obtidos para valores discretos de sucção e adotada uma relação linear entre duas sucções consecutivas. Por este modelo, não se tem o ajuste de $N(s)$ pela LC experimental, como propôs Futai (1997). E como a trajetória ABC da Figura 5.1 é uma situação idealizada, a função de $p_a(s)$ poderá não ter uma boa concordância com os valores obtidos experimentalmente nos ensaios com sucção constante.

Já neste trabalho, propõe-se uma nova adaptação da equação 5.1, que define a superfície de escoamento LC. Nesta equação, os parâmetros variáveis com a sucção, serão ajustados para ampliar a faixa de validade do modelo. Serão ajustados os parâmetros $N(s)$ e $\lambda(s)$ para dois ou mais valores de sucção, obedecendo uma interpolação linear entre dois valores consecutivos de sucção.

5.2.2. Parâmetros do modelo WS Modificado para tensões isotrópicas

A seguir são apresentados os ajustes dos parâmetros $N(s)$, $\lambda(s)$ e $\kappa(s)$, utilizando os valores experimentais da LC e das linhas de compressão isotrópica.

Parâmetro $N(s)$

O ajuste de $N(s)$ é realizado com os dados da LC experimental. O procedimento de cálculo consiste na obtenção dos valores de $N(s)$ a partir da formulação geral da LC, conforme se pode ver na equação 5.7

$$N(s) = N(0) + [\lambda(s) - \kappa(s)] \ln \left(\frac{p_0(s)}{p_{atm}} \right) - [\lambda(0) - \kappa(0)] \ln \left(\frac{p_0(0)}{p_{atm}} \right) - \kappa_s \ln \left(\frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} \right) \quad (5.7)$$

Parâmetro $\lambda(s)$

Com a utilização dos dados experimentais de $\lambda(s)$ é possível obter o cruzamento das linhas de adensamento isotrópico, quando se usa este procedimento. Para evitar este problema, são determinadas as tensões, em que cada linha de adensamento isotrópico intercepta a linha saturada. Estas tensões serão denominadas de $p_f(s)$, e correspondem ao ponto comum às linhas de adensamento isotrópico saturada e para a sucção igual a s , conforme a equação 5.8.

$$p_f(s) = p_{atm} \exp \left[\frac{N(s) - N(0)}{\lambda(s) - \lambda(0)} \right] \quad (5.8)$$

Quando $p_o(\theta)$ for maior ou igual a $p_f(s)$ os parâmetros $N(s)$ e $\lambda(s)$ serão iguais a $N(\theta)$ e $\lambda(\theta)$, sendo que a partir deste ponto a linha de adensamento, para a sucção s , será paralela à linha saturada, conforme visto na Figura 5.3. A utilização deste caso tem a desvantagem de não se utilizarem os dados da LC experimental. Entretanto, deve ser utilizado se os valores de $p_o(s)$ forem desconhecidos.

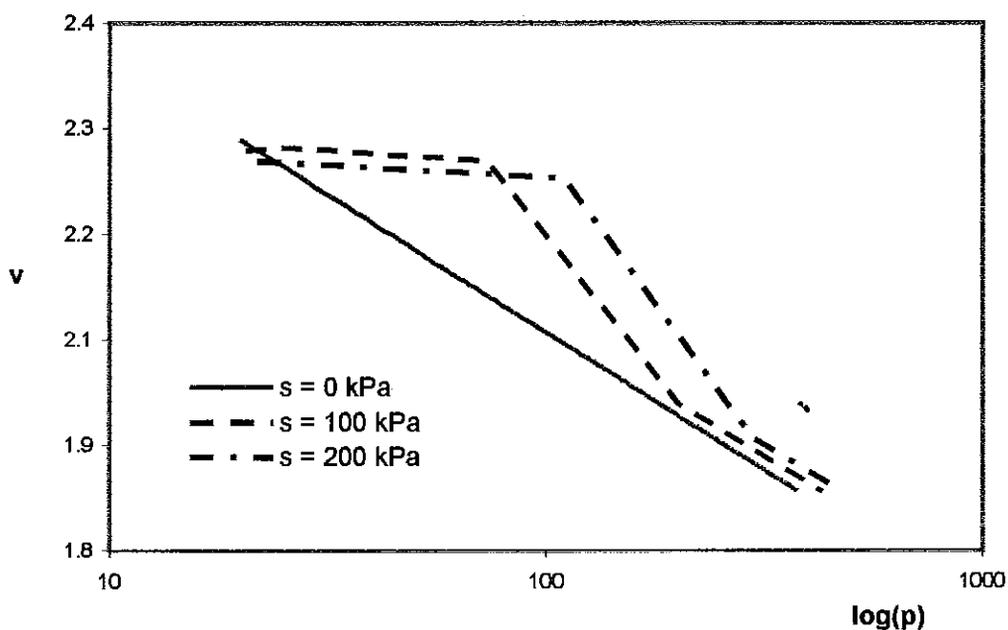


Figura 5.3 - Curvas de compressão isotrópica com proposição para evitar o cruzamento

Parâmetro $\kappa(s)$

Josa (1988) sugeriu que o parâmetro de compressibilidade elástica $\kappa(s)$ variasse com a sucção, conforme equação 5.9.

$$\kappa(s) = \frac{\kappa(0)}{\lambda(0)} \lambda(s) \quad (5.9)$$

Determina-se através da equação 5.9 valores decrescentes de $\kappa(s)$ para $\lambda(s)$ também decrescentes. Futai (1997), realizando ensaios edométricos com controle de sucção, determinou valores crescentes de $\lambda(s)$ e decrescentes de $\kappa(s)$. A equação 5.9, proposta por Josa (1988), não é capaz de determinar este comportamento da função de $\kappa(s)$.

Delage e Graham (1996) salientam, entretanto, que vários trabalhos apresentaram resultados de ensaios isotrópicos com sucção controlada, em que o parâmetro $\kappa(s)$ não foi afetado significativamente pela sucção. Por exemplo, Cui e Delage (1996) mostraram ensaios isotrópicos com descarregamento a sucções que variaram de 400 a 1500 kPa e a inclinação das curvas de descarregamento e recarregamento, para sucções diferentes, são bastante similares. Com base nestes resultados, optou-se por admitir o parâmetro $\kappa(s)$ constante, independente da sucção.

5.2.3. Modelo WS Modificado para estado de tensões triaxiais

A aplicação para a condição $q \neq 0$, através do modelo Wheeler e Sivakumar (1995), exigia mais parâmetros dependentes da sucção. No plano (p, q) , Wheeler e Sivakumar (1995) sugeriram uma curva de escoamento em forma elíptica diferente da proposta de Alonso et al (1990).

No modelo WS Modificado, a elipse de escoamento foi adaptada com a rigidez, elástica e elasto-plástica, variando de forma não monotônica com a sucção, ou não, mantendo os parâmetros $M(s)$ e $\mu(s)$ para previsões triaxiais não utilizando $\Gamma(s)$ e $\psi(s)$, sugeridos por Wheeler e Sivakumar (1993). A equação desta elipse é apresentada em seguida.

$$q^2 = M(s)^2 (p + \mu(s))(p_0(s) + p) \tag{5.10}$$

Na equação 5.11 o parâmetro $\mu(s)$ não tem o mesmo significado da proposição de Wheeler e Sivakumar (1995). Como foi visto no item 2.4 estes autores indicaram o parâmetro $\mu(s)$ como o intercepto da linha de estados críticos com o eixo da tensão desvio q (no plano $p:q$). No modelo WS Modificado, a superfície de escoamento toca o eixo da tensão p em dois pontos: em $p_0(s)$ e em $\mu(s)$, conforme Figura 5.5.

O parâmetro $\mu(s)$ poderá ser uma função linear ou não linear da sucção, variando da mesma forma dos demais parâmetros, de acordo com dois ou mais valores de sucção. O valor de $\mu(s)$ será dado por:

$$\mu(s) = \frac{\overline{\mu(s)}}{M(s)} \tag{5.11}$$

onde:

- $\overline{\mu(s)}$ - intercepto da linha de estados críticos com o eixo q ;
- $M(s)$ - inclinação da linha de estados críticos, que varia com a sucção.

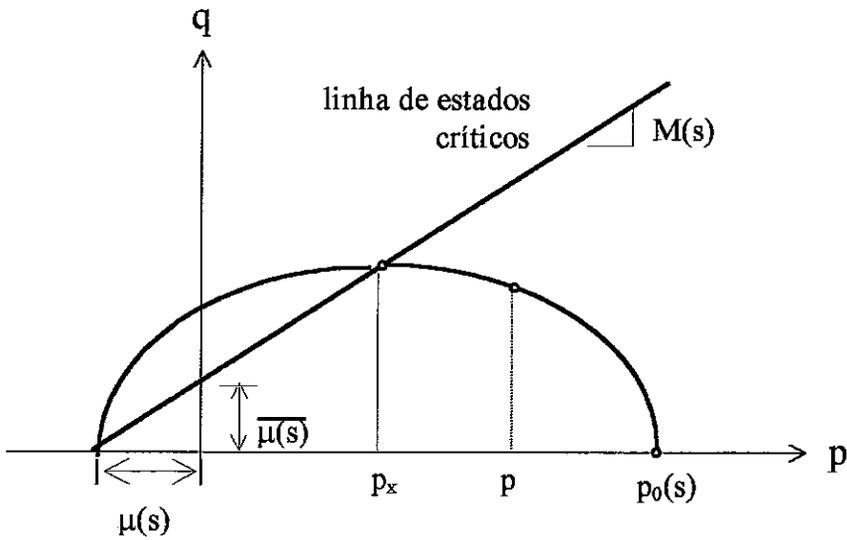


Figura 5.4 - Determinação de $\mu(s)$ do modelo WS Modificado

5.2.4. Obtenção dos parâmetros através de um ensaio duplo de adensamento

A proposta deste trabalho levou em consideração três fatos importantes no desenvolvimento de um modelo constitutivo (Wheeler e Karube, 1996):

- O modelo deverá representar adequadamente os aspectos do comportamento dos solo não saturados, que são importantes para uma determinada aplicação.
- Os parâmetros do modelo deverão ter um significado físico e a medição destes parâmetros deverá ser feita em ensaios de laboratório relativamente simples.
- A implementação do modelo em métodos analíticos e numéricos deverá ser o mais simples possível.

Desta forma, para situações muito práticas, onde se tem limitações quanto aos ensaios com controle de sucção, os parâmetros deste modelo proposto podem ser obtidos a partir de um ensaio duplo triaxial (Lawton et al, 1991) ou edométrico (Jennings e Knight, 1957). Uma idealização do resultado de um ensaio duplo é apresentada na Figura 5.5. Nesta figura tem-se duas curvas, uma que corresponde a amostra não saturada e com a sucção de campo, medida usualmente por tensiômetros, e outra saturada.

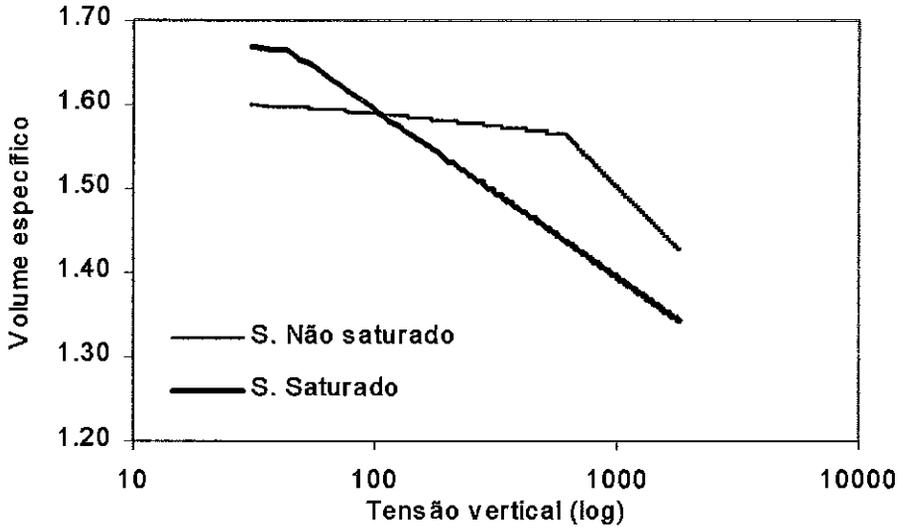


Figura 5.5 - Resultado típico idealizado de um ensaio duplo de adensamento

A obtenção da curva de escoamento LC, no ensaio duplo, será uma função linear entre os valores extremos saturado e não saturado. No caso geral do modelo WS Modificado, a superfície LC tem a forma que depende do número de sucções utilizados para a obtenção dos parâmetros, conforme pode ser visto na Figura 5.6. Nesta figura observa-se três situações de ajuste da curva LC com os dados experimentais de Sivakumar (1993). Na primeira situação, a curva LC é ajustada com os valores experimentais extremos de $p_o(s)$ e que seria semelhante ao resultado de um ensaio duplo; no segundo caso, visto na Figura 5.6-b o ajuste é feito para três valores e finalmente no terceiro caso, na Figura 5.6-c o ajuste é feito para quatro valores.

No ensaio duplo de adensamento, o ajuste necessariamente deve ocorrer para os dois valores extremos, como apresentado na Figura 5.6-a. Entretanto, é importante ressaltar que a utilização de mais ensaios com diferentes teores de umidade poderão ser realizados e desta forma serão utilizados nos ajustes desta nova proposta. Por exemplo, Gehling et al (1997) realizaram ensaios unidimensionais com a variação da umidade e verificaram a importância da sucção, tanto na compressibilidade como na tensão de escoamento $p_o(s)$. A partir destes resultados, a hipótese da variação linear entre apenas dois valores de sucção poderá ser substituída pela utilização de mais valores obtidos, nos ensaios a umidade constante.

A partir desses ensaios duplos de adensamento, que são realizados à umidade constante, determina-se os parâmetros $\lambda(s)$, $\lambda(0)$ e as tensões de pré-adensamento $\sigma_v(s)$ e $\sigma_v(0)$. Os valores experimentais de $p_o(s)$ e $p_o(0)$ são obtidos a partir das tensões de pré-

adensamento $\sigma_v(s)$ e $\sigma_v(0)$. Para esta adaptação, utiliza-se a equação proposta por Jaky (1948) para o cálculo do coeficiente de empuxo no repouso, K_0 .

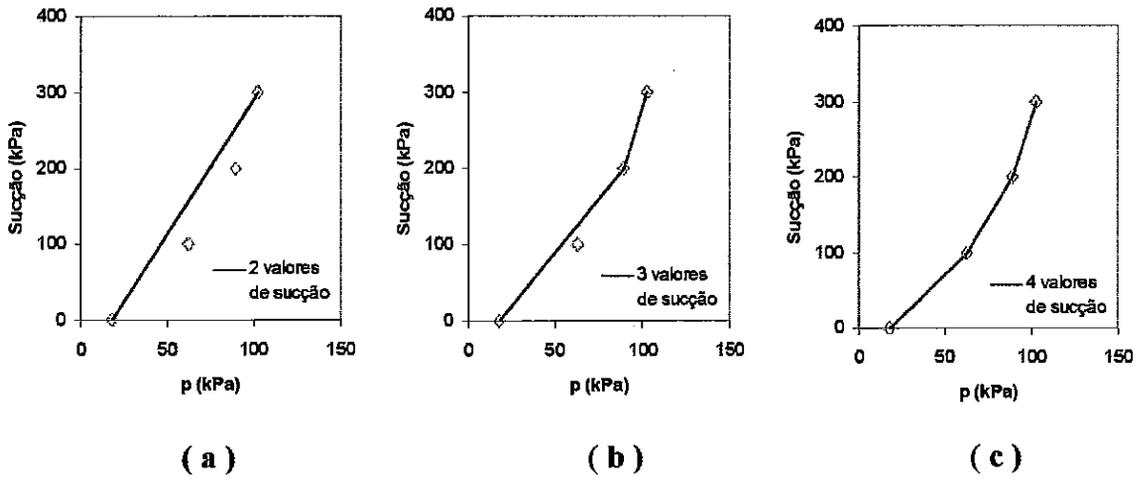


Figura 5.6 - Determinação da curva LC pelo modelo WS Modificado

Ainda para a determinação de $p_0(s)$ e $p_0(0)$, pela equação 5.10, é necessário conhecer os valores de $M(s)$ e $\mu(s)$, que são obtidos pelas equações que os associam aos ângulos de atrito ϕ e ϕ^b de Fredlund et al (1978). Estes ângulos de atrito também podem variar com a sucção (Gan et al (1988) e desta forma, os parâmetros do modelo WS Modificado também deverão variar com a sucção, conforme pode ser visto nas equações 5.12 e 5.13.

$$M(s) = \frac{6 \text{ sen } \phi'}{3 - \text{sen } \phi'} \tag{5.12}$$

$$\mu(s) = M(s) \tan \phi^b s \tag{5.13}$$

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi' \tag{5.14}$$

Vanappali et al (1996) salientam que qualquer investigação experimental de solos não saturados, em geral, é cara e de difícil execução. Por este motivo, estes autores recomendam a utilização de correlações para a obtenção dos parâmetros de resistência destes solos. Fredlund et al (1995) e Vanapalli et al (1996) apresentaram uma regressão não linear, com ajuste da curva característica de um solo não saturado, através da umidade volumétrica e a sucção. A partir desta regressão, pode-se determinar o valor do ângulo ϕ^b , que será função da sucção. E com o valor de ϕ^b determina-se, $\mu(s)$ para cada sucção, através da equação 5.13.

A determinação da curva característica do solo foi proposta por Fredlund et al (1997), de forma simplificada, através de um modelo que utiliza os dados da granulometria do solo. Os autores mostraram várias previsões e concluíram que os resultados foram muito bons para areias e siltes e razoável para argilas.

Finalmente, a partir dos parâmetros de resistência $M(s)$ e $\mu(s)$, calcula-se o estado de tensões no plano (p,q) correspondente às tensões de pré-adensamento saturada e não saturada. Com o par de tensões (p,q) utiliza-se a equação 5.10 para a determinação de $p_0(s)$ e $p_0(0)$.

$$p = \frac{(1 + 2K_0)\sigma_v}{3} \tag{5.15}$$

$$q = (1 - K_0)\sigma_v \tag{5.16}$$

$$p_0(s) = p + \frac{q^2}{M(s)^2(p + \mu(s))} \tag{5.17}$$

Como no ensaio duplo tem-se apenas o conhecimento de duas curvas, a superfície de escoamento LC deverá ser interpolada entre os valores extremos de $p_0(s)$ e $p_0(0)$. Para a interpolação linear entre estes dois valores necessita-se de $N(s) - N(0)$, que é calculado a seguir na equação 5.18.

$$N(s) - N(0) = (\lambda(s) - \kappa(s)) \ln\left(\frac{p_0(s)}{p_{at}}\right) - (\lambda(0) - \kappa(0)) \ln\left(\frac{p_0(0)}{p_{at}}\right) - \kappa_s \ln\left(\frac{s + p_{at}}{p_{at}}\right) \tag{5.18}$$

5.2.5. Vantagens do modelo

Conforme comentado no Capítulo 2, as deformações de colapso, por saturação, têm um comportamento crescente com o estado de tensões, atinge um valor máximo e, em seguida tende a diminuir com o carregamento. A previsão deste comportamento poderá ser feita com o uso dos modelos propostos por Balmaceda (1991), Wheeler e Sivakumar (1995) e Futai (1997) e o novo modelo, sugerido neste trabalho. Além desta característica, são apresentadas a seguir, as vantagens do modelo WS Modificado.

- A rigidez elasto-plástica $\lambda(s)$ poderá aumentar ou diminuir de forma monotônica ou não
- Os parâmetros de resistência $M(s)$ e $\mu(s)$ são variáveis com a sucção
- O ajuste de $\lambda(s)$ amplia a faixa de tensões de validade com relação ao modelo Wheeler e Sivakumar (1995)

- Diminuição do número de parâmetros com relação ao modelo Wheeler e Sivakumar (1995)

5.3. AUMENTO DO PESO ESPECÍFICO COM A UMIDADE

Neste item, propôs-se a consideração da influência da variação da umidade no solo. Durante a variação de umidade, a água que entra ou sai dos vazios do solo, provoca a variação do seu peso específico, muitas vezes de forma significativa. Desta forma, sugere-se utilizar os dados da curva característica do solo por intermédio da umidade volumétrica, que são fornecidos ao programa, também para dois ou mais valores de sucção.

Sabe-se entretanto, que a relação entre a sucção e o teor de umidade não é única, pois apresenta uma histerese na qual, se determina teores de umidade diferentes para uma mesma sucção, conforme pode ser visto na Figura 5.7.

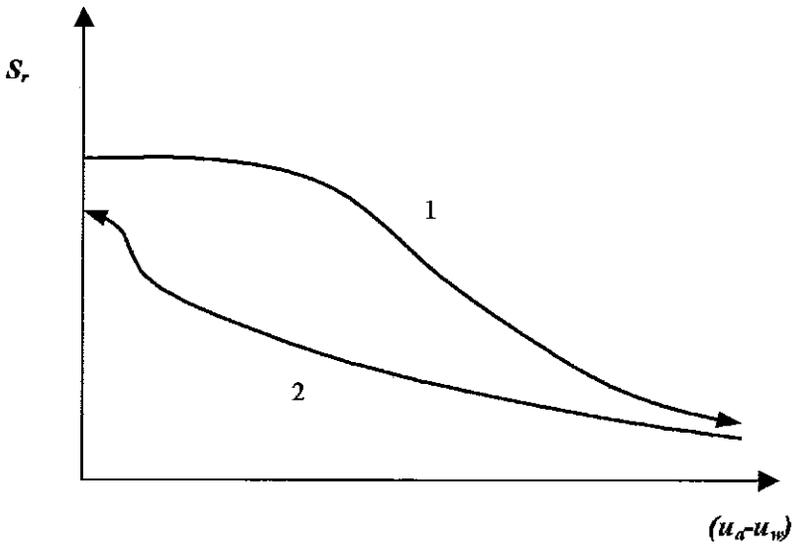


Figura 5.7 - Curva característica de um solo com o efeito de histerese

A utilização da curva característica deve representar o aumento ou diminuição de sucção apresentando as melhores condições possíveis de campo. Por exemplo, na Figura 5.7 a curva 1, corresponde a trajetória de secagem do solo e, a curva 2 corresponde a trajetória de umedecimento. Caso não seja considerado o tipo de trajetória, realizada no campo, é possível determinar resultados bem diferentes, apresentando-se bastante discordantes com a situação real.

Alonso et al (1987) apresentaram resultados finais bastante diferentes de duas simulações de carregamento de uma fundação, seguida de variação de sucção. Na

primeira situação, ocorre a variação de umidade através de infiltração superficial e a segunda por levantamento do lençol freático. Vários fatores são envolvidos nestes casos e serão avaliados no Capítulo 6.

Para considerar o efeito da variação de umidade, foi implementado no programa CRISPUNSAT, um vetor de cargas nodais, que é responsável pela variação do peso específico do solo. No Apêndice A é apresentada a solução para elementos finitos.

5.4. INTRODUÇÃO DOS MODELOS ELASTO-PLÁSTICOS PARA SOLOS NÃO SATURADOS NO PROGRAMA CRISPUNSAT

O desenvolvimento do programa CRISP teve início em 1975, com a participação do grupo de Mecânica dos Solos da Universidade de Cambridge (Britto, 1990), tendo uma orientação voltada exclusivamente para a engenharia geotécnica. A versão conhecida como CRISP93, utilizada em várias teses desenvolvidas recentemente na COPPE, e que utilizaram o CRISP como ferramenta de pesquisa (Fontenelle, 1987; Iturri, 1996; Brugger, 1996; Gonçalves, 1996; Lima, 1996 e Antunes Filho, 1996), foi tomada como ponto de partida para o desenvolvimento de uma nova versão, aplicada a solos não saturados e, que por este motivo foi denominada de CRISPUNSAT.

Foram introduzidos, no programa CRISPUNSAT, os modelos de Alonso et al (1990), Balmaceda (1991), Wheeler e Sivakumar (1995), Futai (1997) e WS Modificado. Para todos, as análises poderão ser feitas apenas em condições drenadas, sem adensamento e não terão restrição com relação a dimensão do problema (bi ou tridimensional), embora as análises realizadas nesta tese tenham se restringido a problemas bidimensionais com admissão de deformação plana ou carregamento axissimétrico.

5.4.1. Formulação de elementos finitos dos modelos

A relação tensão-deformação, bem como a determinação dos termos desta relação, para todos os modelos implementados, são apresentados, detalhadamente, no Apêndice A. O efeito da sucção é obtido através da técnica de deformação inicial (Zienkiewicz, 1985), conforme equação 5.19. Para a variação da sucção a relação tensão-deformação é dividida em dois termos: um elástico e outro plástico, que será calculado sempre que houver acionamento da superfície de estados limites.

$$d\sigma = D_{ep} (d\varepsilon - d\varepsilon_0) \quad (5.19)$$

onde:

D_{ep} - a matriz elastoplástica

$d\epsilon$ - incremento de deformação específica total

$d\epsilon_0$ - incremento de deformação específica inicial, compatível com o incremento de variação de sucção

A técnica de deformação inicial na equação de trabalho virtual, que associa as forças externas e deslocamentos prescritos com as tensões e deformações no contínuo, é identificada como forças nodais aplicadas no elemento finito.

Quando a trajetória se desenvolve no interior da superfície de escoamento, a variação da sucção tem apenas uma componente elástica de força nodal, aplicada no elemento. Estas forças aplicadas nos nós do elemento tendem a comprimi-lo, caso haja aumento de sucção e tendem a expandi-lo caso haja redução de sucção.

Quando a diminuição de sucção atinge a superfície de escoamento, forças nodais calculadas pela consideração do termo plástico da variação da sucção, comprimem o elemento. As equações de equilíbrio e a apresentação de todos os vetores de cargas nodais, incluindo os responsáveis pela variação da sucção, podem ser vistos também no Apêndice A. A descrição de todas as subrotinas criadas e modificadas durante a implementação dos modelos de solos não saturados são apresentadas no Apêndice B.

5.5. UTILIZAÇÃO DO CRISPUNSAT COM A APLICAÇÃO DO MODELO PROPOSTO

Neste item será apresentada uma aplicação do modelo, aqui proposto, para que se possa comparar os resultados com o modelo original de Wheeler e Sivakumar (1995). Serão utilizados os ensaios triaxiais com controle de sucção em amostras de um caulim compactadas estaticamente em nove camadas, realizados por Sivakumar (1993).

5.5.1. Descrição dos ensaios de Sivakumar (1993) utilizados nas previsões

Os ensaios de Sivakumar (1993), realizados com controle de sucção, consistiam de três fases: equalização das pressões da água e do ar, adensamento isotrópico e cisalhamento em célula triaxial. O solo foi compactado com uma umidade 5% abaixo da umidade ótima para o ensaio de Proctor Normal.

Na fase de equalização algumas amostras foram levadas a uma tensão p hidrostática de 50 kPa e sucções de 100 kPa, 200 kPa ou 300 kPa e outras oito amostras foram

compactadas e saturadas com uma tensão média p no final do processo de equalização igual a 25 kPa. Após a fase de equalização as amostras foram carregadas até valores de p hidrostático de 100, 150, 200, 250 e 300 kPa. Em seguida ao adensamento as amostras foram submetidas a cisalhamento sob diversas condições. A seguir serão descritas apenas as condições que serão utilizadas nas previsões com a utilização do modelo WS Modificado.

- Ensaios tipo (B) - cisalhamento a tensão p e sucção constantes. Nestes ensaios também foi usado o aumento de u_a e u_w na mesma proporção mantendo a sucção constante e a tensão p constante;
- Ensaios tipo (C) - cisalhamento drenado com sucção constante. Para tanto as pressões u_a e u_w foram mantidas constantes durante o cisalhamento;

5.5.2. Previsões dos ensaios de Sivakumar (1993)

São apresentados na Tabela 5.1 os parâmetros do modelo Wheeler e Sivakumar (1995), sugeridos por estes autores e baseados nos ensaios de Sivakumar (1993).

Tabela 5.1 Parâmetros variáveis com a sucção
(Wheeler e Sivakumar, 1995)

Sucção (kPa)	$\lambda(s)$	$N(s)$	$\mu(s)$	$M(s)$	$\psi(s)$	$\Gamma(s)$	$\kappa(s)$	$p_0(s)$ (kPa)
0	0,119	2,052	0,0	0,813	0,119	1,983	0,02	18
100	0,182	2,122	54,2	0,933	0,108	1,984	0,02	62,5
200	0,196	2,196	83,5	0,959	0,181	2,042	0,02	89,3
300	0,176	2,212	122,0	0,910	0,223	2,105	0,02	102,6

Inicialmente na Figura 5.8, são mostradas as previsões do carregamento isotrópico com p inicial igual a 18 kPa e terminando com p igual a 300 kPa, para valores de sucção iguais a 0, 100, 200 e 300 kPa. As previsões apresentadas nesta figura foram realizadas com a utilização do modelo Wheeler e Sivakumar (1995), cujos parâmetros podem ser vistos na Tabela 5.1.

Observando a Figura 5.8 pode-se concluir que a linha de compressão isotrópica, para sucção igual a 100 kPa, intercepta a linha saturada para a tensão próxima de 300 kPa. Por este motivo, a utilização do modelo Wheeler e Sivakumar (1995) não tem mais validade para tensões superiores a este valor. Entretanto, utilizando o modelo WS Modificado, corrige-se este problema, como será visto a seguir.

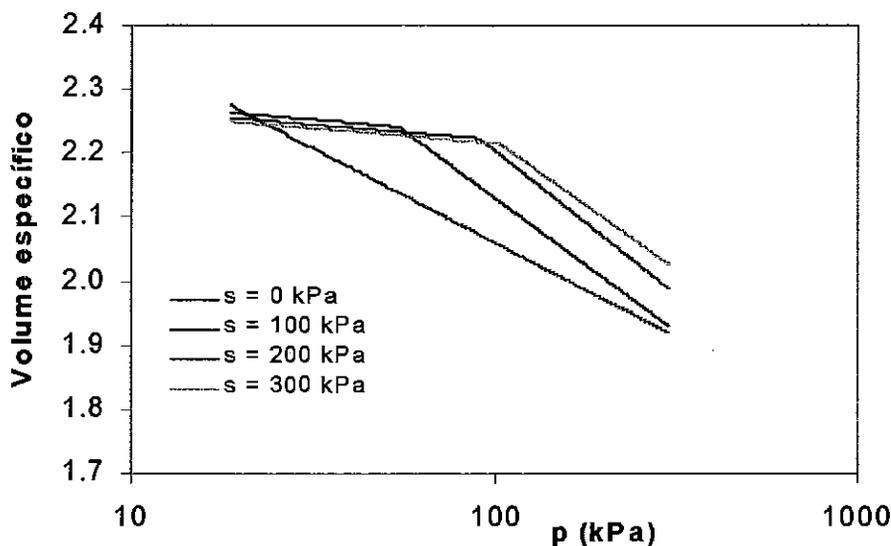


Figura 5.8 - Linhas de compressão isotrópica com modelo Wheeler e Sivakumar (1995)

Previsões dos ensaios isotrópicos com a utilização do modelo Wheeler e Sivakumar modificado

Para a realização das previsões com o modelo WS Modificado implementado no CRISPUNSAT, foram utilizados os elementos apresentados na Figura 5.9. O modelo modificado propõe um ajuste de $\lambda(s)$ e com isto obtém-se uma faixa maior de validade, pois não ocorre o cruzamento das linhas de adensamento isotrópico de sucções maiores do que zero com a curva saturada. Para evitar o cruzamento calcula-se as tensões $p_f(s)$, pela equação 5.9. O cálculo destas tensões são feitas internamente no programa não sendo necessário fornecer estes valores, e que podem ser vistos na Tabela 5.2. Nesta tabela também são apresentados os demais parâmetros utilizados pelo novo modelo.

Tabela 5.2 Cálculo de $p_f(s)$
(Modelo WS Modificado)

s: kPa	$p_f(s)$ - kPa	$N(s)$	$\lambda(s)$	$\mu(s)$	$M(s)$	$\kappa(s)$
0	-	2,052	0,128	0,0	0,813	0,02
100	303,4	2,147	0,182	54,2	0,933	0,02
200	649,0	2,195	0,196	83,5	0,959	0,02
300	1656,0	2,214	0,176	122,0	0,910	0,02

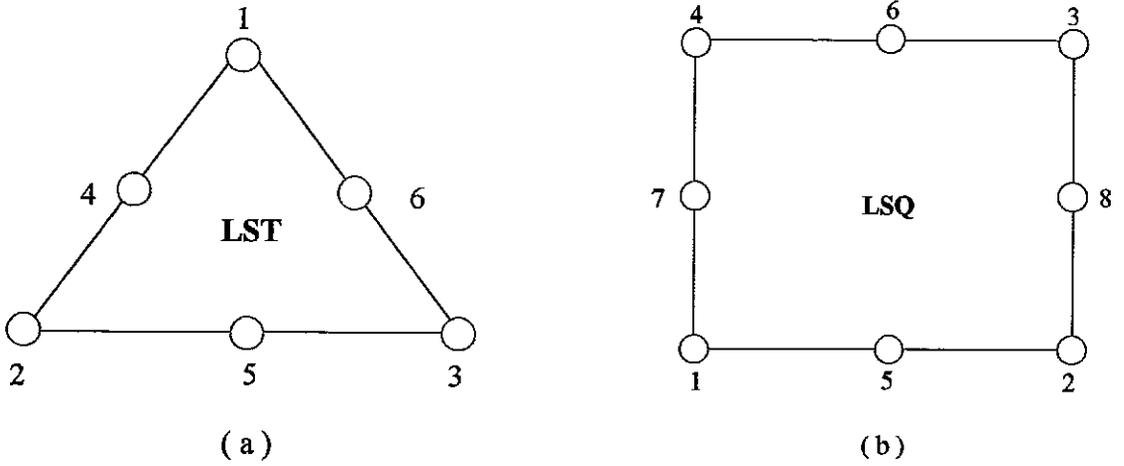


Figura 5.9 - Tipos de elementos utilizados. (a) LST; (b) LSQ

Para verificar este ajuste a faixa de tensões utilizada nas curvas apresentadas na Figura 5.10 é ampliada para 600 kPa, confirmando que o modelo WS Modificado permanece válido, pois não ocorre o cruzamento das linhas de compressão isotrópica, conforme se vê na Figura 5.10.

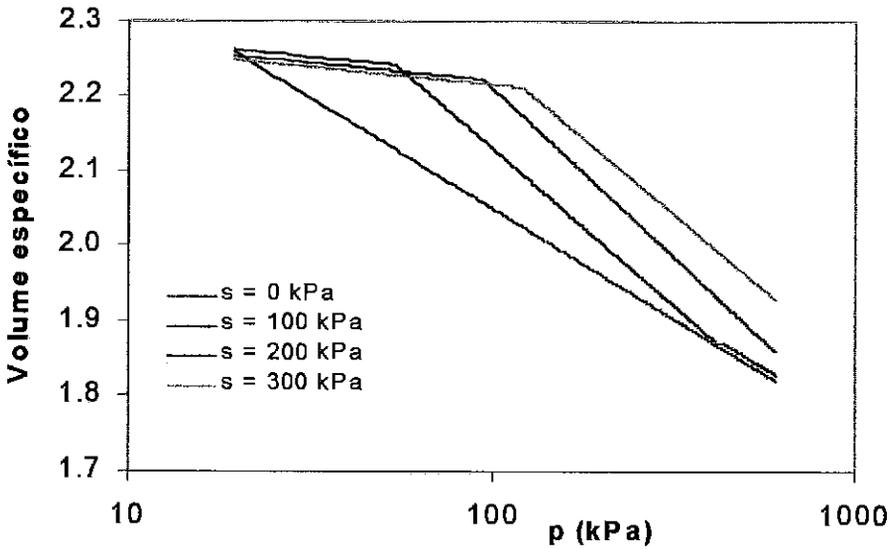


Figura 5.10 - Linhas de compressão isotrópica com o modelo WS Modificado

Previsões da fase de cisalhamento

Para a utilização das previsões da fase de cisalhamento foram escolhidos, fortuitamente, alguns dos ensaios tipos B e C. O estado de tensões inicial e final de cada ensaio utilizado são apresentados na Tabela 5.3. Os parâmetros utilizados são os mesmos apresentados na Tabela 5.1 e em todos, a curva de escoamento inicial está localizada em $p_0(0) = 18$ kPa.

Tabela 5.3 Estados de tensão antes e após a fase de cisalhamento
(Sivakumar, 1993)

Ensaio	Antes do cisalhamento			Após o cisalhamento		
	p (kPa)	q (kPa)	s (kPa)	P (kPa)	q (kPa)	s (kPa)
7B	200	0	200	198,6	264,6	200
8C	150	0	200	262,5	337,5	200
11B	100	0	100	100	145	100
18C	150	0	300	271	364,8	300

O resultados das previsões com a utilização dos modelos Wheeler e Sivakumar (1995) e a proposta modificada podem ser vistos, comparados com os resultados do ensaio, nas Figuras 5.11 a 5.14.

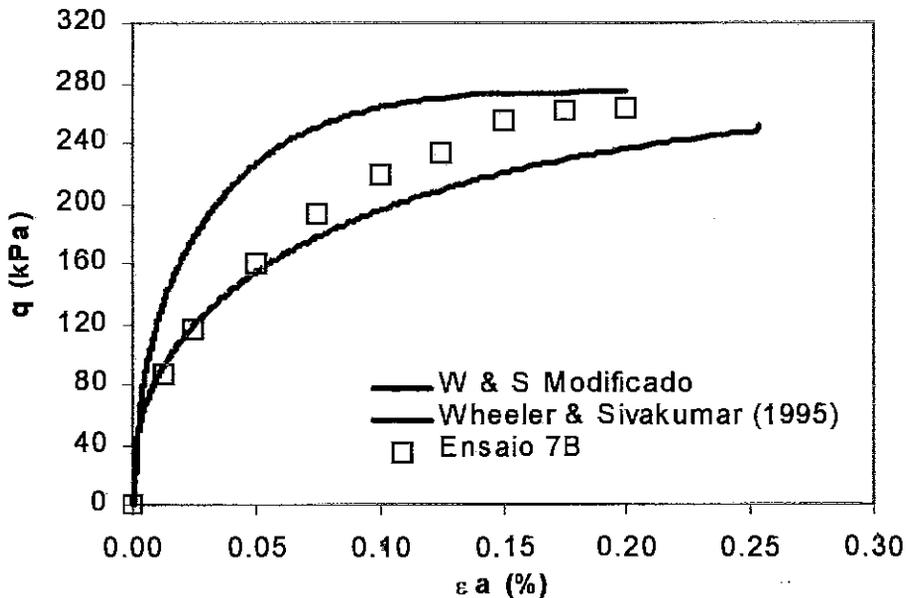


Figura 5.11 - Previsão do ensaio 7B de Sivakumar (1993) para a fase de cisalhamento

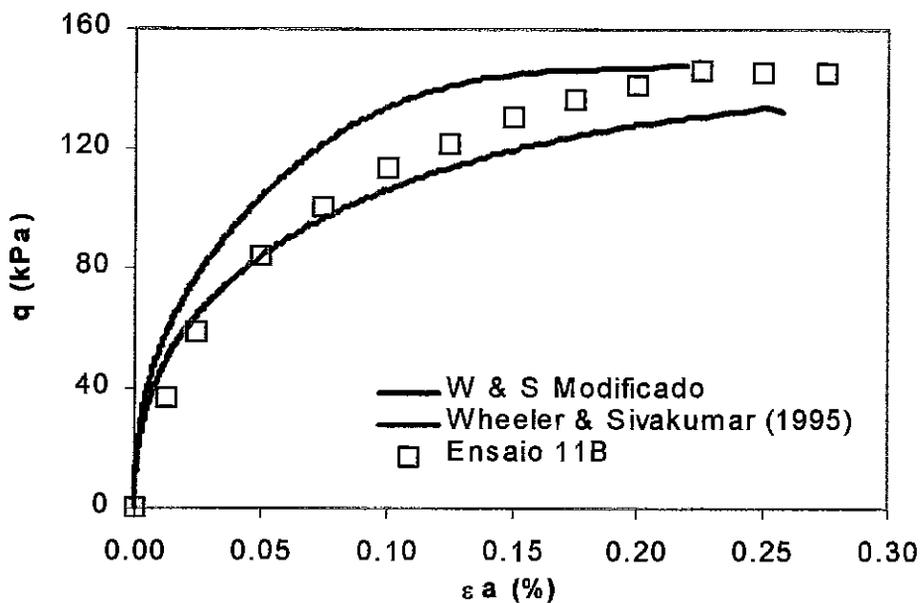


Figura 5.12 - Previsão do ensaio 11B de Sivakumar (1993) para a fase de cisalhamento

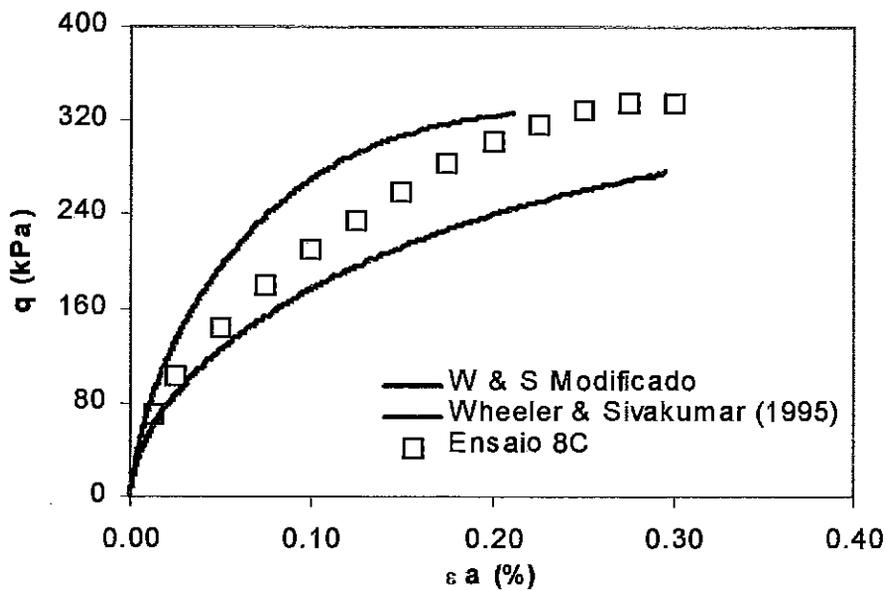


Figura 5.13 - Previsão do ensaio 8C de Sivakumar (1993) para a fase de cisalhamento

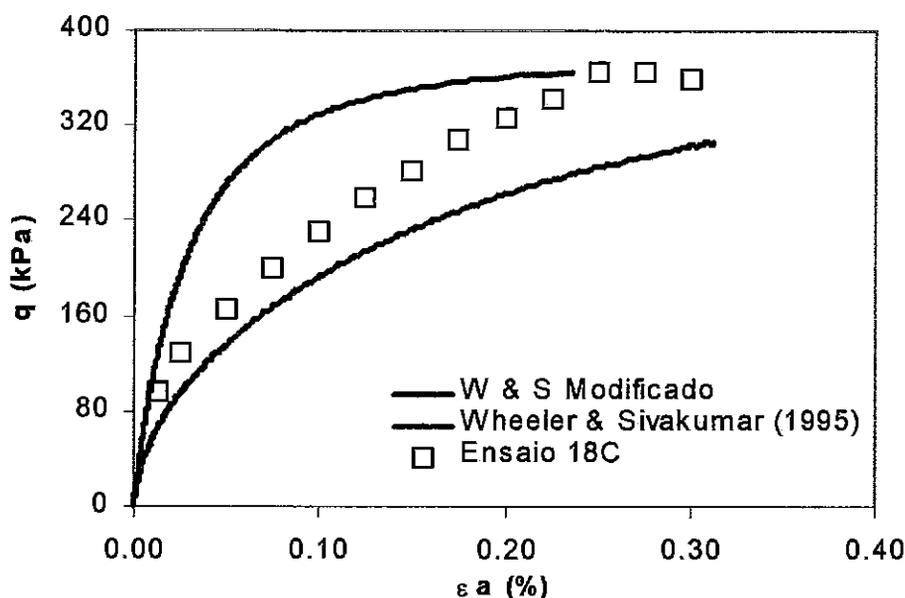


Figura 5.14 - Previsão do ensaio 18C de Sivakumar (1993) para a fase de cisalhamento

Como pode-se ver nestas figuras, as previsões com os dois modelos são diferentes e o ajuste para o modelo modificado é melhor para tensões desviadoras mais afastadas do estado crítico. A definição do estado crítico foi melhor obtido em quase todos os ensaios com a utilização do modelo original. Considerando que o modelo modificado utiliza dois parâmetros a menos e que em muitas situações práticas a faixa de tensões usuais fica muito afastado do estado crítico, pode-se concluir que a proposta apresenta-se como uma boa opção para a análise tensão-deformação dos solos não saturados.

5.6. RESUMO E CONCLUSÕES

Neste capítulo foi apresentada uma modificação do modelo de Wheeler e Sivakumar (1995). Esta modificação teve por objetivo simplificar a proposta original destes autores com relação ao número de parâmetros e o procedimento de obtenção destes parâmetros. O modelo denominado de Wheeler e Sivakumar modificado foi implementado em programa de elementos finitos, juntamente com os modelos: Alonso, Gens e Josa (1990); Balmaceda (1991); Wheeler e Sivakumar (1995) e Futai (1997).

Para a implementação destes modelos é necessária a determinação dos termos da relação tensão-deformação cujo desenvolvimento é apresentado no Apêndice A. Foi

também proposto utilizar os dados da curva característica do solo para considerar o efeito da variação da sucção sobre o seu peso específico.

Ao final do capítulo são apresentadas aplicações do modelo Wheeler e Sivakumar modificado, implementado no programa CRISPUNSAT, com a utilização dos ensaios de Sivakumar (1993). Os resultados mostraram que o modelo pode representar de forma razoável os aspectos dos solos não saturados, observados por Sivakumar (1993). No Capítulo 7, o modelo será novamente utilizado para diversos outros ensaios publicados na literatura e no Capítulo 9 será usado para o estudo de um caso de colapso real de campo.

CAPÍTULO 6

VALIDAÇÃO TEÓRICA DO CRISPUNSAT

6.1 INTRODUÇÃO

Neste Capítulo, o programa CRISPUNSAT é validado para diversos tipos de carregamento nos quais envolvem variação de sucção, da tensão média p e da tensão desviadora q . Os exemplos de validação foram escolhidos com o objetivo de avaliar os aspectos mais importantes dos modelos elasto-plásticos introduzidos no CRISPUNSAT, sob as condições de carregamento axissimétrico (i.e. condições idealizadas de ensaios triaxiais e de adensamento unidimensional).

Ainda neste capítulo faz-se a aplicação do programa a uma sapata corrida assente sobre camada de solo não saturado (situação hipotética), onde se pode ressaltar: o comportamento da fundação submetida a diferentes valores de sucção e resposta do solo apenas elástica; o colapso e expansão do solo de fundação da sapata promovida por levantamento do lençol freático ou a diminuição de sucção iniciada pela superfície do terreno.

Alguns dos exemplos apresentados neste capítulo foram utilizados por Nesnas (1995) para a validação de uma versão do programa CRISP84, na qual foi implementada o modelo Alonso et al (1990). Nesta pesquisa deu-se ênfase aos modelos considerados mais realistas, tal como a proposta apresentada no Capítulo 5, denominada de WS Modificado e o modelo proposto por Futai (1997).

6.2 VALIDAÇÃO DO PROGRAMA CRISPUNSAT PARA CARREGAMENTO AXISSIMÉTRICO

Nesnas (1995) desenvolveu um roteiro matemático para a determinação direta das tensões e deformações em análises axissimétricas e estado plano de deformações pelo modelo Alonso et al (1990). Neste trabalho a determinação direta das tensões e deformações foram adaptadas para os modelos WS Modificado e Futai (1997) nos casos axissimétricos.

Com os resultados obtidos realizou-se comparações com a utilização do CRISPUNSAT, utilizando apenas um elemento, tipo LSQ (“Linear-Strain-Quadrilateral) que gera uma distribuição linear de deformações, semelhante ao que ocorre com a sucção no interior do elemento. A Figura 6.1 mostra o elemento utilizado pelo CRISPUNSAT, representando um quarto da amostra no ensaio triaxial para os exemplos axissimétricos triaxiais e a amostra completa para os de adensamento. No Apêndice C está apresentado o pré-processamento utilizado pelo programa em suas análises.

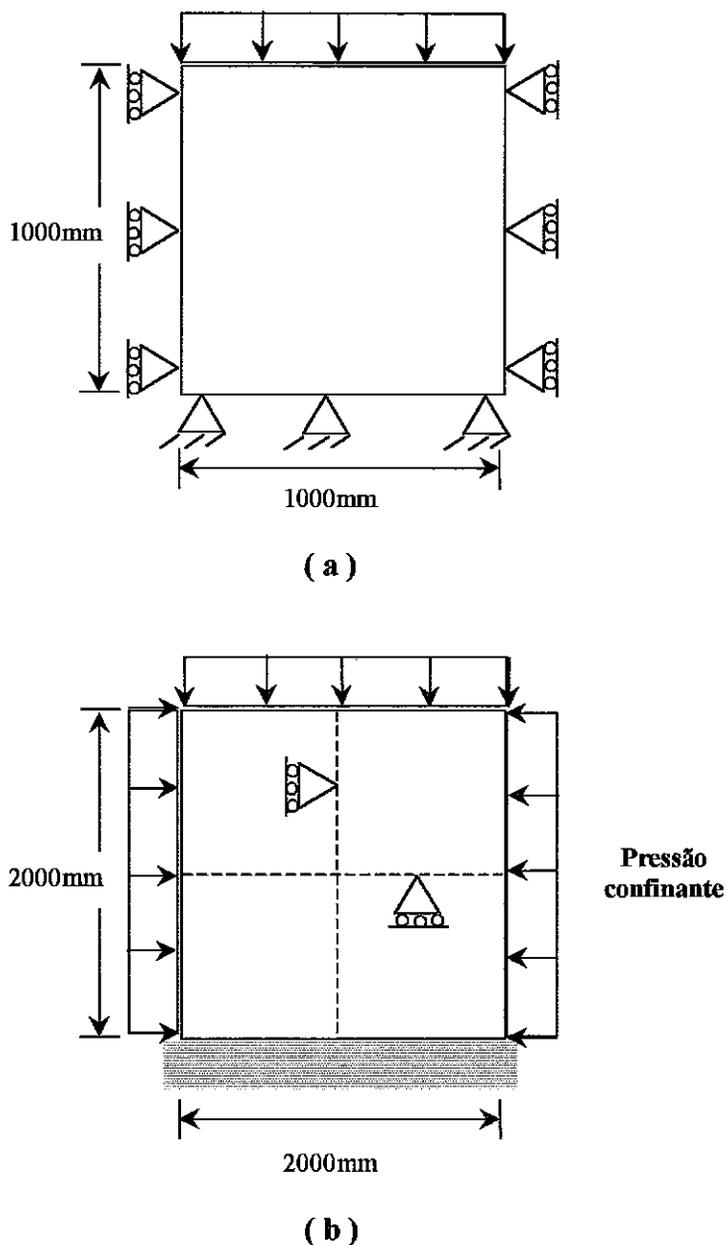


Figura 6.1 - Elementos utilizados nos exemplos. (a) condição de ensaio triaxial; (b) condição de ensaio de adensamento

Para a previsão de qualquer trajetória são necessárias, inicialmente, a definição do estado de tensões iniciais no espaço $p:q:s$, a definição da posição da superfície de plastificação através de $p_o(0)$ e volume específico inicial (v_i).

A equação genérica de v é dada por:

$$v = N^*(s) - (\lambda(s) - \kappa(s)) \ln p_o(s) - \kappa(s) \ln p \quad (6.1)$$

Onde:

- $\lambda(s)$ - inclinação da linha de adensamento isotrópico para a sucção s ;
- $\kappa(s)$ - inclinação da linha de descarregamento e recarregamento para a sucção s ;
- $p_o(s)$ - tensão de escoamento para a sucção s ;

Estes parâmetros dependem da sucção e foram calculados de acordo com o modelo utilizado, conforme pode ser visto no Capítulo 2, para Futai (1997) e no Capítulo 5, para WS Modificado.

- $N^*(s)$ - volume específico para $p = 1$ kPa e sucção s_i ;

O valor de $N^*(s)$ é o volume específico para $p = 1$ kPa na linha de adensamento isotrópico para cada sucção. Diferente de $N(s)$, que corresponde ao volume específico para $p = p_{atm}$, $N^*(s)$ é calculado em função de e_{cs} , índice de vazios da linha de estados críticos do solo saturado, no plano $(v, \ln p)$ para $p = 1$ kPa, conforme visto nas Tabelas 6.1 e 6.2

6.2.1 Exemplos de validação com a utilização do modelo WS Modificado

Josa (1988) realizou ensaios isotrópicos e triaxiais com controle de sucção em amostras de solo compactado. A Figura 6.2 mostra linhas de adensamento isotrópico para quatro valores de sucção, obtidas com a utilização do modelo de Alonso et al (1990) e parâmetros determinados por Josa (1988).

Para os exemplos de validação, utilizou-se os parâmetros apresentados na Tabela 6.3, adaptados para o modelo WS Modificado, a partir do gráfico da Figura 6.2. Esta figura mostra o gráfico $(v: \ln p)$ para os valores de sucção da Tabela 6.3. Neste gráfico verifica-se que o comportamento das linhas adensamento isotrópico é divergente com $\lambda(s)$ decrescente com a sucção. Os parâmetros $M(s)$ e $\kappa(s)$ foram considerados constantes e

iguais a 0,82 e 0,015 respectivamente e independentes do valor de sucção. Já o intercepto $\mu(s)$ varia linearmente com a sucção à razão de: $\mu(s) = 1,24s$.

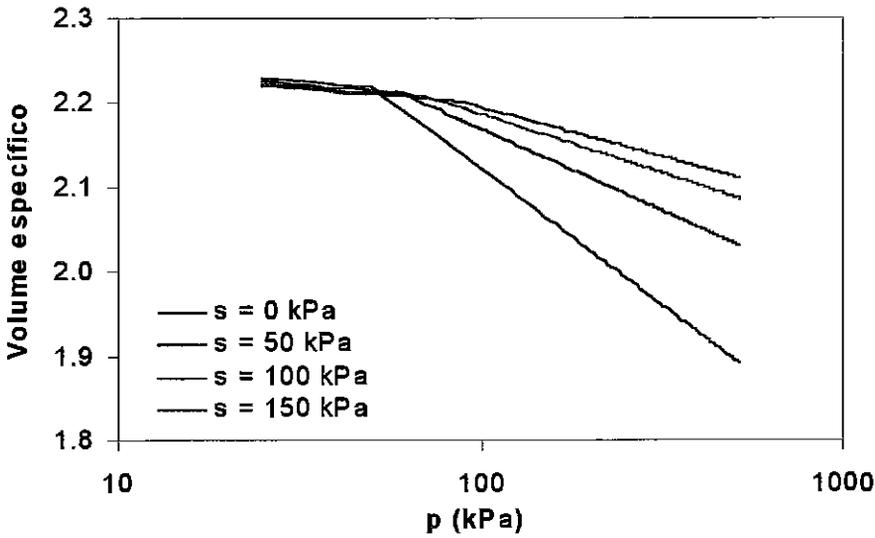


Figura 6.2 - Curvas de compressão isotrópica para quatro valores de sucção

A seguir serão apresentadas as trajetórias escolhidas para avaliar algumas características do modelo implementado no CRISPUNSAT. Estas trajetórias não correspondem aos resultados dos ensaios de Josa (1988).

Tabela 6.1 Parâmetros variáveis com a sucção (Modelo de Futai, 1997)

Modelo Futai (1997)	
$N^*(s)$	$e_{os} + 1 + (\lambda(0) - \kappa(0)) \ln 2 - \kappa_s \ln \left(\frac{s + P_{at}}{P_{at}} \right) - (\lambda(0) - \lambda(s)) \ln P_{atm} \quad (6.2)$
$p_0(s)$ No interior da região elástica	$\frac{[\lambda(\infty) - \lambda(0)](1 - e^{-\beta s}) \ln \left(\frac{P_f}{P_{atm}} \right) + (\lambda(0) - \kappa(0)) \ln \left(\frac{P_0(0)}{P_{atm}} \right) + \kappa_s \ln \left(\frac{s + P_{atm}}{P_{atm}} \right)}{\lambda(s) - \kappa(s)} P_{atm} e \quad (6.3)$
$p_0(s)$ Sobre a superfície de escoamento	$p + \frac{q^2}{M^2(p + ks)} \quad (6.4)$

Tabela 6.2 Parâmetros variáveis com a sucção (WS Modificado)

Modelo WS Modificado	
$N^*(s)$	$e_{cs} + 1 + (\lambda(0) - \kappa(s)) \ln 2 - N(0) + N(s) - (\lambda(0) - \lambda(s)) \ln p_{atm}$ (6.5)
$p_o(s)$ No interior da região elástica	$P_{atm} e^{\frac{N(s) - N(0) + (\lambda(0) - \kappa(0)) \ln \left(\frac{p_o(0)}{P_{atm}} \right) + \kappa_s \ln \left(\frac{s + P_{atm}}{P_{atm}} \right)}{\lambda(s) - \kappa(s)}}$ (6.6)
$p_o(s)$ Sobre a superfície de escoamento	$p + \frac{q^2}{M(s)^2 (p + \mu(s))}$ (6.7)

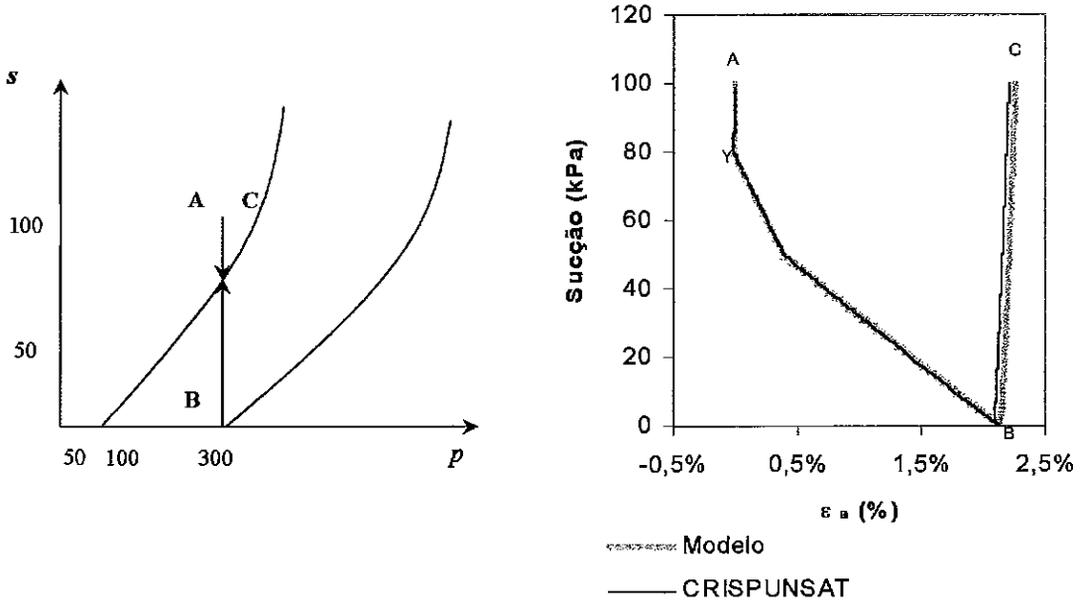
Tabela 6.3 Parâmetros utilizados no Modelo WS Modificado

Sucção (kPa)	$\lambda(s)$	$N(s)$	$\mu(s)$ (kPa)	$M(s)$
0,0	0,14	2,122	0,0	0,82
50,0	0,084	2,167	62,0	0,82
100,0	0,061	2,185	124,0	0,82
150,0	0,051	2,193	186,0	0,82

Parâmetros constantes: $\kappa(s) = 0,015$; $\kappa_s = 0,01$ e $G = 3300$ kPa

Diminuição de sucção sob tensão média p constante e maior do que $p_o(0)$

Na trajetória indicada na Figura 6.3a, o estado de tensões iniciais ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 300$ kPa, $u_a - u_w = 100$ kPa) é maior do que $p_o(0)$, e portanto durante o processo de umidificação ocorreu inicialmente uma pequena expansão elástica (AY) e em seguida até a saturação o solo apresentou deformações elasto-plásticas compressivas (colapso). Na Figura 6.3b pode-se notar o escoamento quando a sucção ficou em torno de 80 kPa. Após o processo total de saturação (B), aumentou-se novamente a sucção aos níveis iniciais (C), notando-se que o aumento da sucção gerou deformações de compressão, agora em regime elástico, que é evidenciado pelos trechos AY e BC paralelos na Figura 6.3-b. Também nesta figura verifica-se a boa concordância entre os resultados obtidos diretamente das equações do modelo e pelo CRISPUNSAT.



(a) Indicação no plano (p,s)

(b) Comparação dos resultados

Figura 6.3 - Trajetória AYBC de variação de sucção com p constante e maior do que $p_0(0)= 100$ kPa

Variação de p mantendo a sucção constante

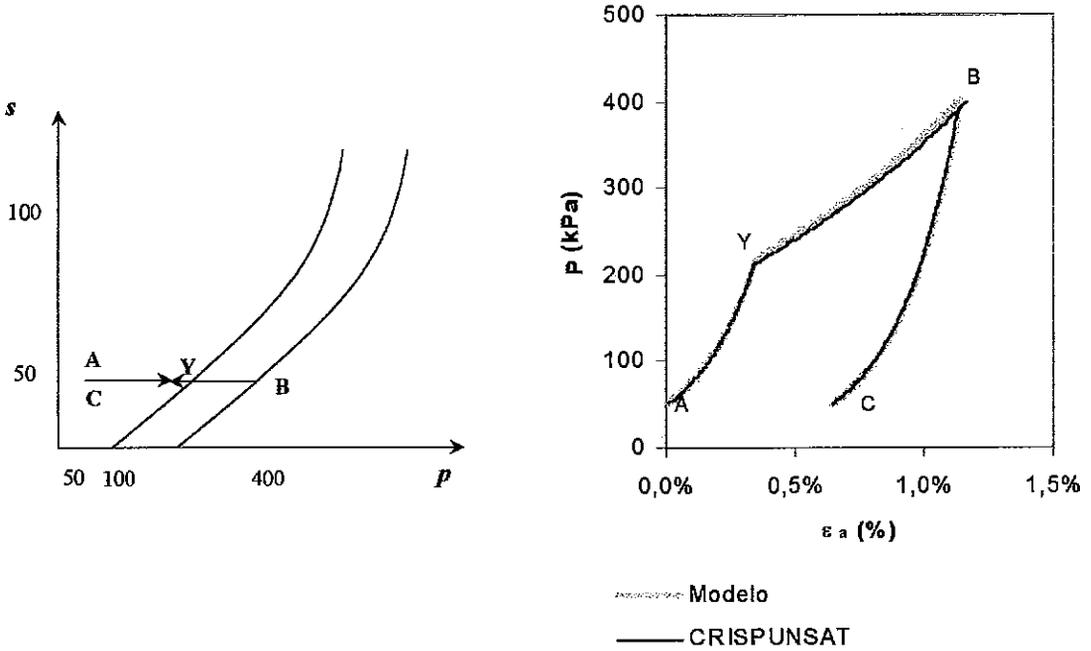
Na trajetória mostrada na Figura 6.4a, a sucção $(u_a - u_w) = 50$ kPa foi mantida constante desde o ponto A no estado de tensão inicial $(\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3=50$ kPa) até o ponto B em $p = 400$ kPa $(\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3=400$ kPa), conforme visto na Figura 6.4a. Em seguida foi efetuado o descarregamento retornando ao estado de tensão inicial em C.

Observa-se ainda que no trecho de carregamento, ocorreu uma fase elástica do ponto A até Y e outra plástica de Y até B. No trecho BC, correspondente ao descarregamento, a trajetória foi apenas elástica, sendo paralela a AY. O programa CRISPUNSAT modelou este comportamento do solo não saturado com bons resultados, como pode ser visto na Figura 6.4b.

Trajelórias independentes

Neste exemplo o estado de tensões inicial foi $(\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3=50$ kPa) e sucção $(u_a - u_w) = 100$ kPa e o final é $(\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3=400$ kPa) e sucção $(u_a - u_w) = 50$ kPa. Observa-se pela Figura 6.5a que a análise foi constituída de duas trajetórias distintas, com os pontos inicial e final coincidentes. A primeira foi composta pelo carregamento de p , indicado pelo trecho AD da figura, seguido de diminuição de s (DC). A segunda trajetória partiu

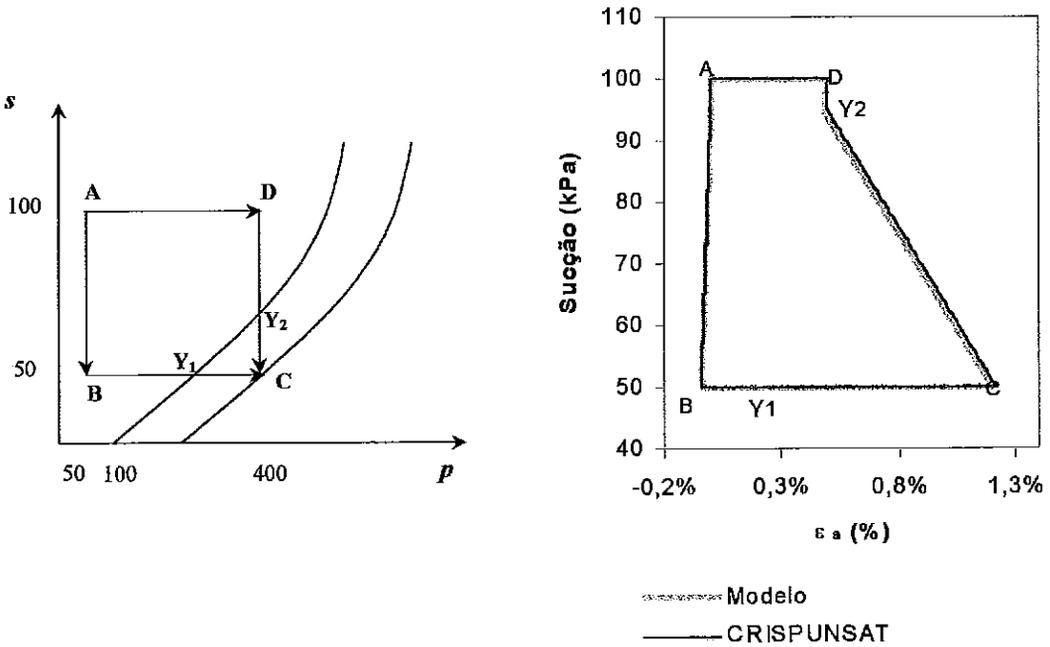
também do ponto A até B, correspondente a uma diminuição de sucção, seguida do carregamento de p , indicado pelo trecho (BC) da figura.



(a) Indicação no plano (p,s)

(b) Comparação dos resultados

Figura 6.4– Trajetória AYBC de variação de p com a sucção constante



(a) Indicação no plano (p,s)

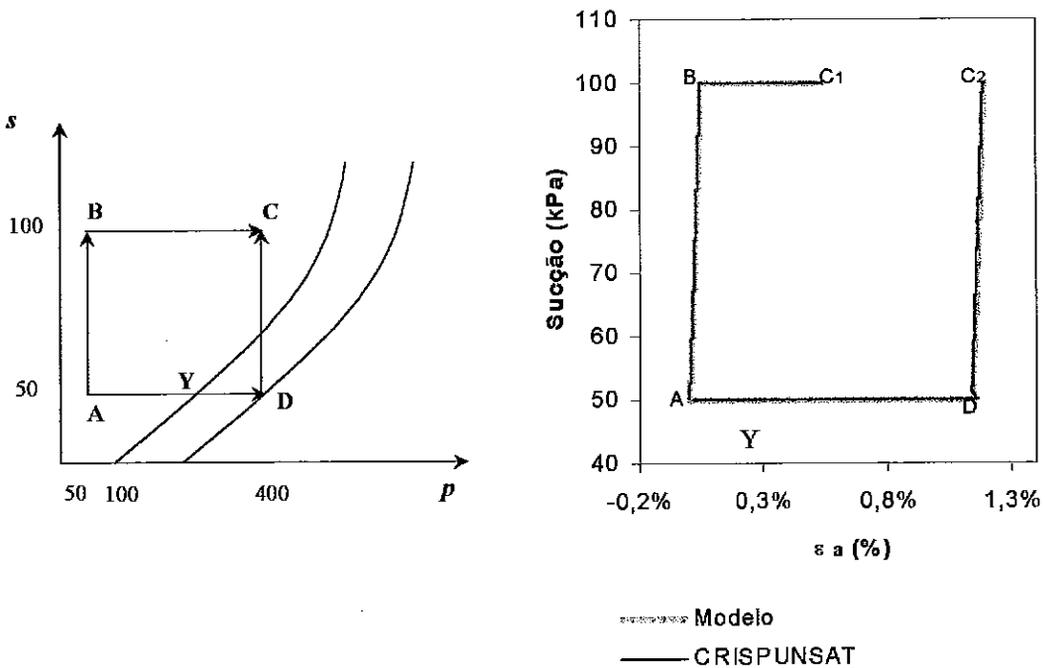
(b) Comparação dos resultados

Figura 6.5– Trajetória de alternância de diminuição de sucção e aumento de p

Conforme se vê na Figura 6.5-b, as deformações totais finais foram iguais, uma vez que as trajetórias que não envolvem aumento de sucção, apresentando os pontos inicial e final coincidentes e caminhos diferentes no plano (p,s) , são consideradas como independentes. Ainda nesta figura verifica-se que as previsões realizadas pelo programa com a utilização do modelo WS Modificado, também apresentaram os resultados bastante próximos da solução direta das equações do modelo.

Trajетórias dependentes

Ao contrário das trajetórias independentes, as dependentes não atingem a mesma deformação final quando, através de caminhos de tensões diferentes no plano (p,s) , se chega a uma condição igual a inicial, conforme indicado na Figura 6.6-a. De acordo com esta figura, o estado de tensões iniciais foi $(\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3=50 \text{ kPa})$ com a sucção $(u_a - u_w) = 50 \text{ kPa}$ e estado final foi $(\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3=400 \text{ kPa})$ e $(u_a - u_w) = 100 \text{ kPa}$. O valor da tensão de escoamento inicial, para a condição saturada, era de 100 kPa. Na Figura 6.6-b, verifica-se que, a primeira trajetória foi composta de um aumento de 50 kPa na sucção (AB), em regime elástico, e em seguida o aumento de p (BC1), também com a apresentação de uma compressão elástica, pois o valor de $p_{o(100)}$ é igual a 546 kPa, não sendo atingido no carregamento de p . E na segunda trajetória ADC2 ocorre plastificação em Y, acarretando um aumento substancial das deformações volumétricas, conforme pode-se ver na Figura 6.6-b.



(a) Indicação no plano (p,s)

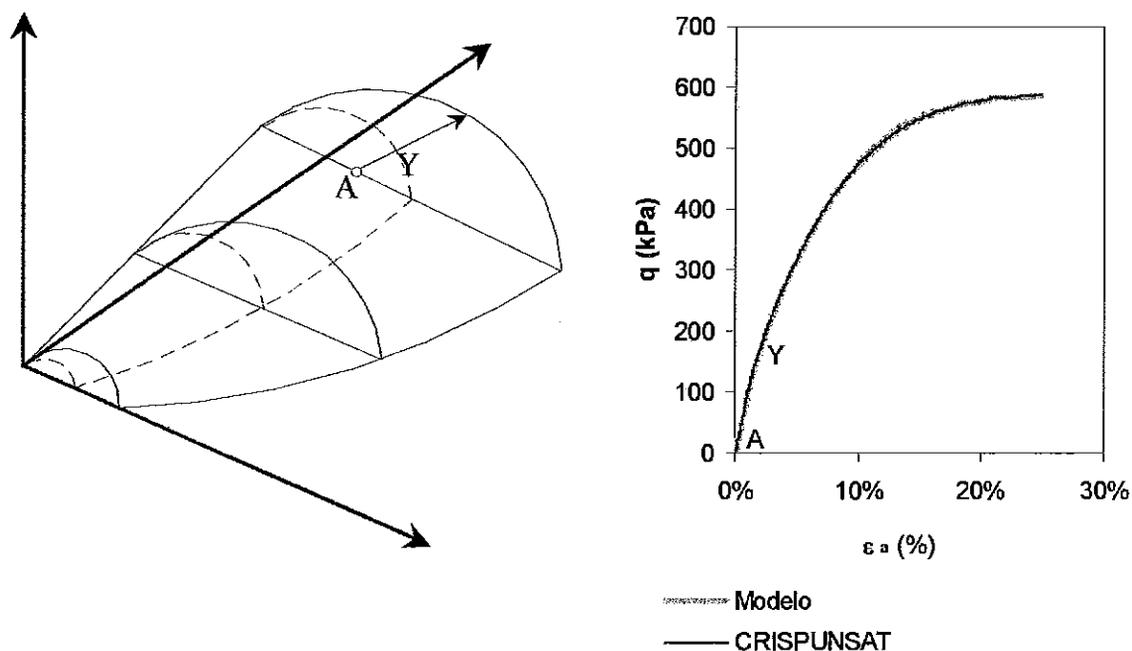
(b) Comparação dos resultados

Figura 6.6– Trajetória de alternância de aumento de sucção e aumento de p

Quando se efetuou o caminho, inicialmente por um aumento de p (trecho AD da Figura 6.6-a, ocorreu um acionamento da superfície LC no ponto Y com uma plastificação que pode ser notada pelo aumento das deformações de Y até D, na Figura 6.6-b. Logo em seguida, o aumento de sucção foi realizado com uma compressão elástica. Os resultados obtidos através do CRISPUNSAT foram coincidentes com o modelo.

Cisalhamento sob sucção constante

Os parâmetros de compressibilidade, assim como os de resistência, são influenciadas pela sucção. A utilização da trajetória de cisalhamento sob sucção constante, teve por objetivo mostrar que o solo submetido a uma sucção maior do que zero, durante uma trajetória triaxial, apresenta o escoamento e a ruptura com estado de tensões superior ao da condição saturada. Na Figura 6.7a, observa-se que o cisalhamento foi efetuado com $\delta q/\delta p = 3$ (tensão confinante constante na célula) até a ruptura com estado de tensões iniciais ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 400$ kPa) e a sucção igual a $(u_a - u_w) = 100$ kPa. Na Figura 6.7-b verifica-se um trecho elástico até o ponto Y; ocorrendo então, a plastificação até atingir a ruptura. As soluções do CRISPUNSAT e da integração direta das equações do modelo foram muito próximas, validando o programa também para este tipo de trajetória.



(a) Indicação no espaço (p, q, s)

(b) Comparação dos resultados

Figura 6.7– Trajetória de cisalhamento a sucção constante

Comportamento da tensão lateral durante a variação de sucção e da poro pressão sob condição edométrica

Este exemplo tem por objetivo mostrar o comportamento da tensão horizontal durante a diminuição da sucção, aumento e diminuição da poro pressão e novamente aumento de sucção sob condições de confinamento lateral. Para tanto, foram introduzidas restrições de deslocamentos adicionais para caracterizar a situação obtida em um ensaio de adensamento, onde $\delta\varepsilon_h = 0$. A ilustração deste comportamento será feita com a utilização do modelo WS Modificado, cujos parâmetros estão apresentados na Tabela 6.3.

As condições de contorno com relação a prescrição de deslocamentos de um ensaio de adensamento deste exemplo de validação estão apresentadas na Figura 6.1. Para o ensaio idealizado, o estado de tensões iniciais é definido por:

$$\sigma_v = 300 \text{ kPa}$$

$$\sigma_h = 150 \text{ kPa}$$

$$p_o(0) = 100 \text{ kPa}$$

$$s = 100 \text{ kPa}$$

Observando a Figura 6.8, o estado inicial corresponde ao ponto A. Deste ponto, localizado no interior da superfície de estados limites, até B a sucção é diminuída com o solo apresentando um comportamento apenas de expansão elástica, com aumento da tensão horizontal, conforme pode-se ver na Figura 6.9a. Devido ao aumento da tensão horizontal, com a tensão vertical constante, o valor de K_0 aumenta ligeiramente, como mostra a Figura 6.9b.

O trecho BC, indicado na Figura 6.8, corresponde à plastificação durante a saturação e conseqüente colapso do solo. Neste caso o comportamento da tensão lateral também será dependente da lei de fluxo associada do modelo WS Modificado:

$$\frac{\delta\varepsilon_s^p}{\delta\varepsilon_v^p} = \frac{2q}{M(s)^2 (2p + \mu(s) - p_o(s))} \quad (6.8)$$

Os incrementos de deformação cisalhante e volumétrico podem ser apresentados também como (Wood, 1990):

$$\delta\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\delta\varepsilon_1 - \delta\varepsilon_3) \quad (6.9)$$

$$\delta\varepsilon_v = \delta\varepsilon_1 + 2\delta\varepsilon_3 \quad (6.10)$$

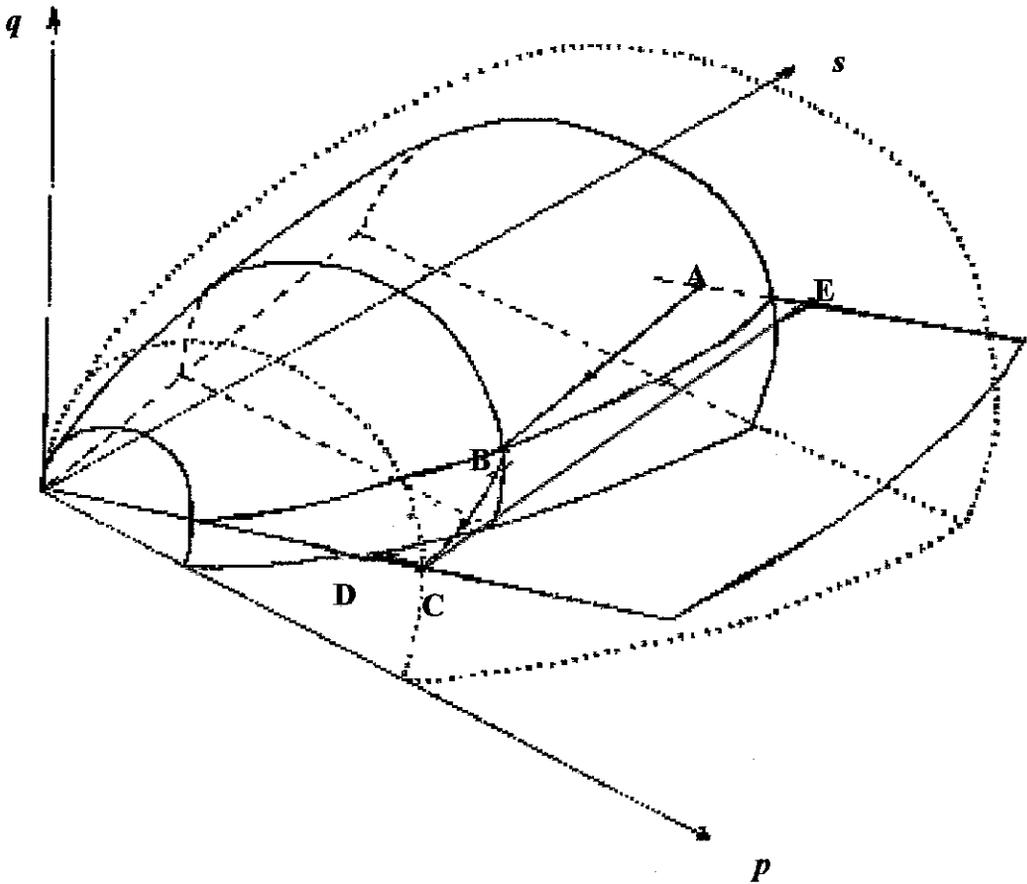


Figura 6.8– Indicação da trajetória no espaço (p, q, s)

As condições de contorno de um ensaio de adensamento impedem a deformação na direção horizontal e portanto o incremento $\delta\epsilon_3$ é igual a zero. E pelas equações 6.9 e

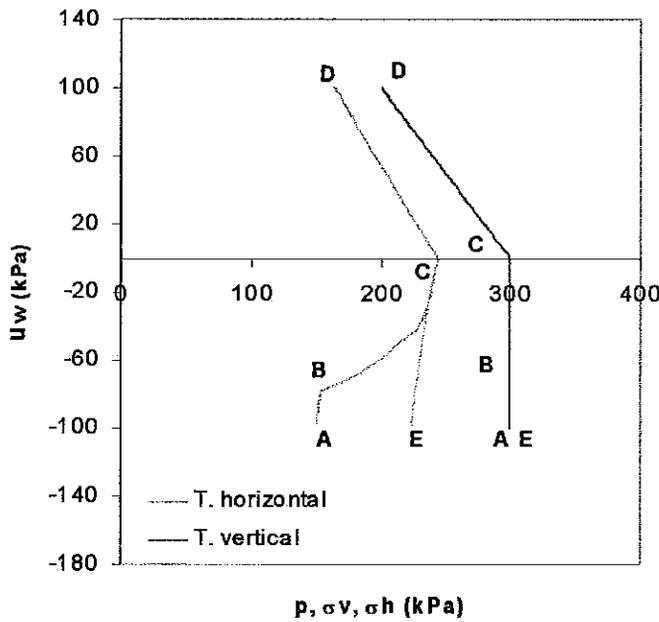
6.10 deve-se ter
$$\frac{\delta\epsilon_s}{\delta\epsilon_v} = \frac{2}{3} .$$

Esta condição faz com que os valores de q e p ajustem-se e não permitam o deslocamento na horizontal, ou seja, no escoamento, dependendo do estado de tensões anterior a uma nova plastificação, a tensão lateral deverá aumentar ou diminuir. Diminui

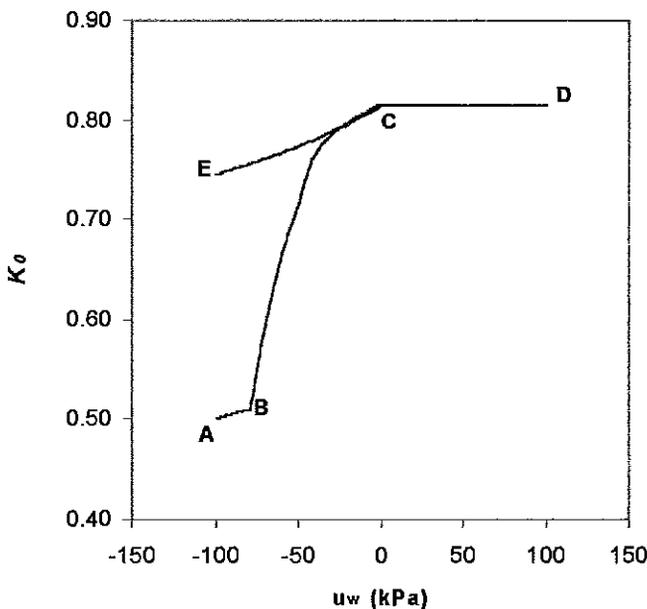
se
$$\frac{\delta\epsilon_s^p}{\delta\epsilon_v^p} < \frac{2}{3} \text{ e aumenta caso } \frac{\delta\epsilon_s^p}{\delta\epsilon_v^p} > \frac{2}{3} .$$

A cada variação de sucção a elipse de escoamento toma uma nova forma e o comportamento da tensão horizontal será função da localização em cada elipse. Este fato justifica a afirmativa de que o colapso não se caracteriza por uma ruptura localizada e sim por rupturas locais (Maswoswe, 1985). A ruptura não é generalizada, e uma trajetória de umedecimento em condições K_0 , não atinge a linha de estados críticos, pois neste caso a tensão horizontal deverá ser aumentada durante a diminuição de sucção.

O ponto B com estado $(p, q, s) = (204; 144; 78)$ possui os incrementos de deformação plástica $\frac{\delta \epsilon_s^p}{\delta \epsilon_v^p} = 2,454$, valor muito alto com a tendência de aumento considerável da tensão horizontal, conforme mostra a Figura 6.9a. Neste trecho de plastificação o valor de K_0 aumenta bastante, pois a tensão vertical ainda permanece constante, como pode-se notar na Figura 6.9b.



(a) Comportamento de σ_v e σ_h



(b) Variação de K_0

Figura 6.9– Trajetória de aumento e diminuição de sucção e poro pressão sob confinamento lateral

Após a total saturação, no ponto C, o solo é submetido a aumento de poro pressão até o valor de $u_w = 100$ kPa, no ponto D. Neste trecho as tensões vertical (σ_v) e horizontal (σ_h) diminuem com o valor de K_0 permanecendo constante, como indicam as Figuras 6.9a e 6.9b.

Finalmente o caminho é invertido com a diminuição da poro pressão até D e aumento da sucção até o ponto inicial E, coincidente com o ponto inicial A. Durante o aumento da poro pressão as tensões aumentam mantendo constante K_0 e logo após o aumento da sucção acarreta uma compressão elástica com uma leve diminuição de σ_h , mantendo-se constante σ_v ; desta forma o valor de K_0 também diminui, como mostra a Figura 6.9c.

6.2.2 Exemplos de validação com a utilização do modelo de Futai (1997)

Este modelo foi utilizado para verificação de trajetórias que apresentam a compressibilidade elástica variável com a sucção, a diminuição do potencial de colapso com o aumento da tensão p e ruptura por diminuição de sucção para as tensões médias e desviadoras constantes.

Os parâmetros utilizados nestes exemplos foram obtidos por Futai (1997) e por Perazzo e Lins (1997) e são apresentados na Tabela 6.4:

Tabela 6.4 Parâmetros do modelo Futai (1997)

Parâmetro	Ensaio	
	Futai (1997)	Perazzo e Lins (1997)
$\kappa(0)$	0,0072	0,0053
$\lambda(0)$	0,2322	0,25
M	1,2	1,2
e_{cs}	2,8	1,9
G	4400 kPa	4400 kPa
β	0,0068 kPa ⁻¹	0,00588 kPa ⁻¹
χ	0,02029 kPa ⁻¹	0,00813 kPa ⁻¹
P_f	800 kPa	10 kPa
$\kappa(\infty)$	0,0056	0,002
$\lambda(\infty)$	0,54	0,14
κ_s	0,0037	0,012
K	0,6	0,6

Ciclo de carregamento e descarregamento da tensão média p e da sucção s

O objetivo deste exemplo é validar o programa para a característica deste modelo, que adota a rigidez elástica κ variável com a sucção. Para tanto, foram escolhidos os

parâmetros dos ensaios de Perazzo e Lins (1997), que apresentaram grande variação de $\kappa(s)$ com a sucção (Futai, 1997).

Idealizou-se uma trajetória de tensões que enfatiza a importância da função $\kappa(s)$. O estado de tensões inicial, adotado foi: $(\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 50 \text{ kPa})$ e a sucção $s = 100 \text{ kPa}$; a tensão de escoamento $p_0(0) = 200 \text{ kPa}$, conforme mostra a Figura 6.10a. Do ponto A até B, o solo recebeu um carregamento hidrostático, até $p = 200 \text{ kPa}$ e a sucção igual ao valor inicial. Em seguida, com a tensão constante, aumentou-se a sucção até o ponto C ($s = 500 \text{ kPa}$). Seguiu-se um descarregamento, novamente com sucção constante até o ponto D ($p = 50 \text{ kPa}$), retornando ao ponto inicial A.

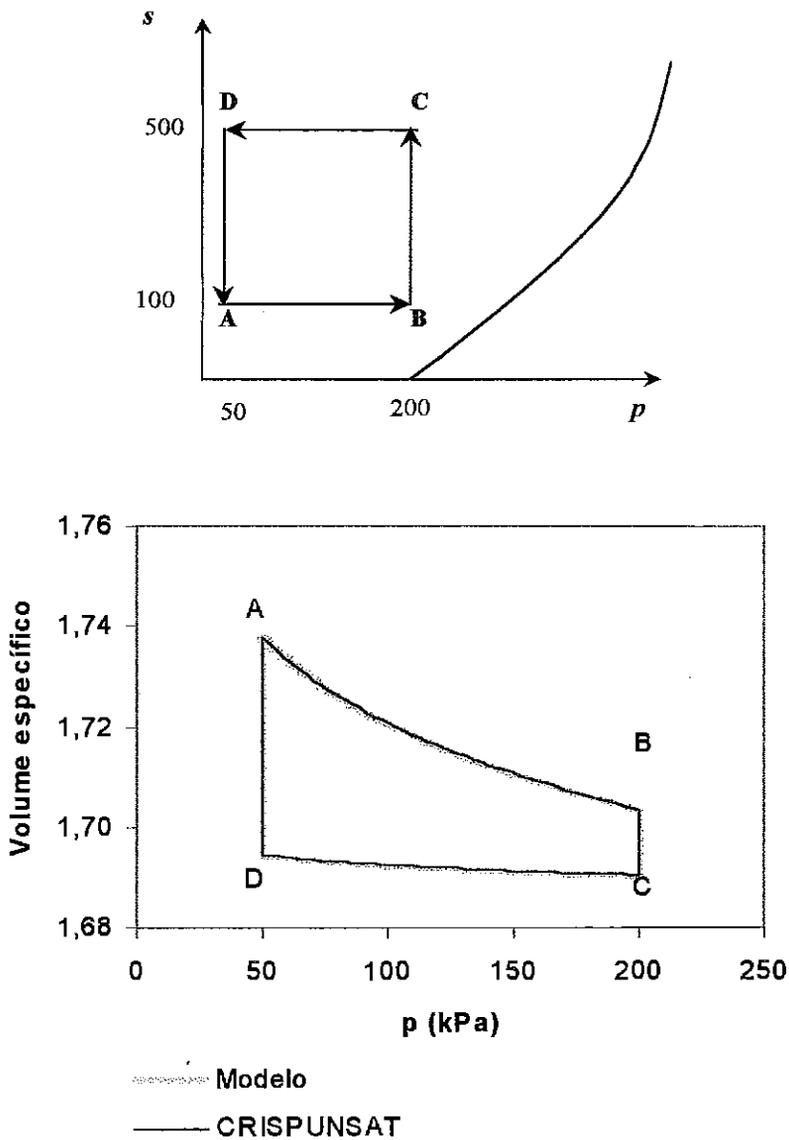


Figura 6.10 – Ciclo de carregamento e descarregamento de p e da sucção s : (a) Indicação da trajetória; (b) Comparação dos resultados

Algumas conclusões podem ser tiradas a partir da observação da Figura 6.10b: os pontos inicial e final foram iguais no espaço ($p:v:s$), pois não existiu plastificação durante toda a trajetória. Os trechos BC e DA foram diferentes, porque a deformação elástica foi tanto menor quanto maior o valor de p , para a variação de sucção.

A inclinação dos trechos AB e CD, embora tenham sido de carga e recarga em regime elástico, apresentaram inclinações diferentes, pois $\kappa(s)$ diminuiu com o aumento da sucção. E, como visto na Figura 6.10b, os resultados do CRISPUNSAT foram coincidentes com solução direta do modelo Futai (1997). É importante ressaltar que os bons resultados só podem ser obtidos com a utilização deste modelo, pois os demais recomendam o valor de $\kappa(s)$ constante, independente da sucção.

Colapso a diferentes níveis de tensões

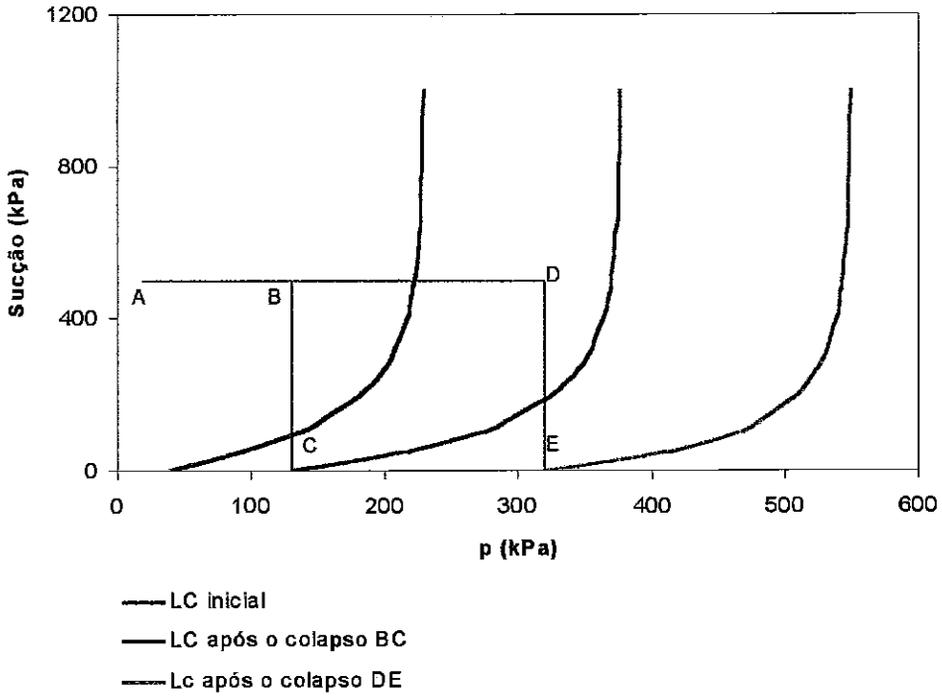
Como explicado no Capítulo 2, as deformações de colapso aumentam com o nível de tensões aplicado até um certo valor, a partir do qual diminuem e o exemplo a seguir apresenta esta característica. Os parâmetros do modelo são indicados na Tabela 6.4 e correspondem ao solo ensaiado por Futai (1997).

O estado de tensões inicial foi adotado como igual a ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 20$ kPa) e a tensão de escoamento para a condição saturada $p_0(0) = 40$ kPa. O carregamento da tensão média líquida p foi feito, de forma hidrostática e para dois níveis diferentes de tensões. No primeiro caso, aumentou-se as tensões, do ponto A da Figura 6.11a, até o ponto B ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 130$ kPa), e em seguida a sucção foi reduzida até o ponto C, com o colapso BC apresentado na Figura 6.11b.

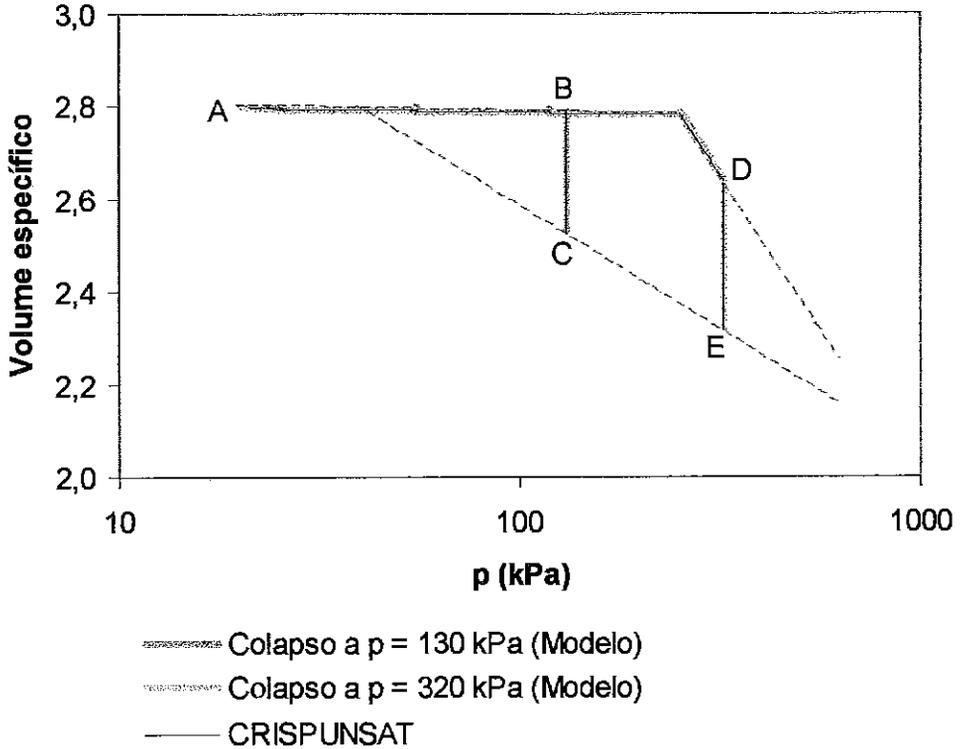
No segundo caso o carregamento de p foi levado a um valor maior do que no caso anterior, o que corresponde ao ponto D da Figura 6.11a. Novamente reduziu-se a sucção até zero com p constante.

Nas Figuras 6.11a e 6.11b, observa-se que a diminuição de sucção, antes de atingir a LC inicial, estava localizada no trecho em que as deformações de colapso são crescentes com p . Já no segundo caso a saturação foi feita após o acionamento inicial da superfície LC, realizado no trecho de colapso decrescente.

As previsões com a utilização do programa CRISPUNSAT apresentaram-se muito bem, como se pode conferir na Figura 6.11b.



(a) Indicação no plano (p,s)



(b) Comparação dos resultados

Figura 6.11 – Colapso a diferentes níveis de tensões

Colapso com as tensões p , q constantes

Este exemplo tem o objetivo de mostrar a diferença entre o cálculo do colapso com a utilização do modelo de Futai (1997) comparado com o resultado obtido com o procedimento de um ensaio duplo de adensamento. Neste exemplo, entretanto, não se considerou restrição de deslocamento lateral e manteve-se, durante toda a trajetória idealizada, os valores de p e q constantes.

No ensaio duplo o colapso é o resultado da diferença entre os índices de vazios nas condições saturada e não saturada, desprezando-se a trajetória de diminuição de sucção. Na condição edométrica ou isotrópica o cálculo do colapso com este procedimento apresenta-se coincidente com a trajetória de umedecimento. Entretanto, mantendo-se constantes os valores das tensões vertical e horizontal, o resultado final apresenta-se bastante discordante.

Utilizando-se dos parâmetros apresentados na Tabela 6.4 idealizou-se um ensaio com estado de tensões iniciais definido por ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 50$ kPa) e sucção $s = 100$ kPa e $p_o(0) = 100$ kPa, indicado pelo ponto A na Figura 6.12. Aumentando-se as tensões de forma hidrostática até $p = 200$ kPa obtém-se a deformação axial correspondente ao ponto B da Figura 6.12.

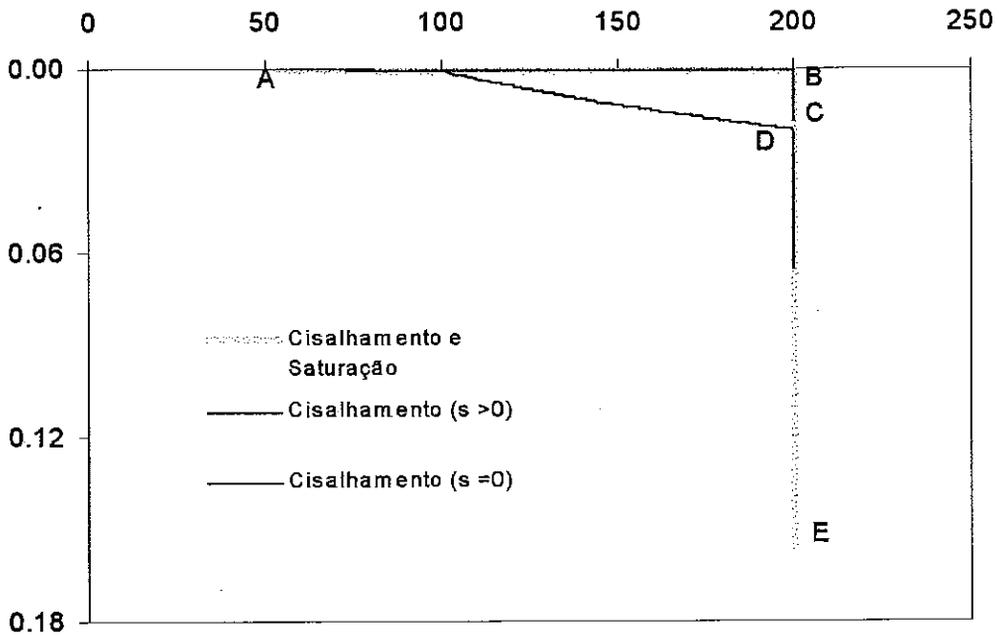


Figura 6.12 – Cálculo do colapso com trajetória de saturação e procedimento de ensaio duplo

A partir do ponto B o solo é cisalhado com p constante até $q = 65$ kPa, provocando uma deformação axial obtida no ponto C da figura. Por outro lado aplicando-se o mesmo caminho com o solo saturado a deformação axial resultante é indicada pelo ponto E da Figura 6.12. O colapso equivalente é a diferença entre os pontos E e C, quando se utiliza o procedimento de ensaio duplo.

Fazendo o cálculo com apenas uma trajetória, que é igual a ABCF na Figura 6.12, o colapso é igual ao trecho CE da figura, e como pode-se ver existe uma diferença muito grande entre o procedimento utilizado por um ensaio duplo e o carregamento seguido de variação de sucção, que é utilizado pelos modelos implementados no CRISPUNSAT.

Ruptura por diminuição de sucção com as tensões p , q constantes

De acordo o modelo de Futai (1997), a deformação de colapso também tem comportamento decrescente com o aumento da tensão média p e q/p constantes e maior do que zero. O exemplo a seguir descreve este comportamento, como se pode ver na Figura 6.13.

Nesta figura, são apresentadas duas situações em que a diminuição da sucção, em condições triaxiais, levou à ruptura do solo sob diferentes valores de deformações finais. No primeiro caso, apresentado na Figura 6.13a, o estado inicial no ponto A foi igual a ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 50$ kPa) e sucção $s = 200$ kPa. Aumentou-se o valor de p em condições hidrostáticas até 200 kPa, e em seguida aplicou-se tensão desvio $q = 195$ kPa e tensão média p constante, que correspondeu ao ponto B. Ao final, a sucção s foi diminuída até ocorrer a ruptura no ponto C com valor igual a 31 kPa, visto na Figura 6.13a e c.

No segundo caso o ponto inicial também localizou-se em A. Aumentou-se de forma hidrostática p até 400 kPa e mais uma vez aplicou-se uma tensão desvio $q = 360$ kPa, correspondente ao ponto D da Figura 6.13b. Finalmente reduz-se a sucção até ruptura em E, com a sucção igual ao caso anterior que é de 31 kPa.

Como visto, o segundo caso apresentou uma deformação até a ruptura menor do que no primeiro. Ou seja, o colapso foi decrescente com a tensão média líquida p , mesmo quando associada a ruptura do solo.

A Figura 6.13c apresenta a comparação das equações do modelo com o CRISPUNSAT. Novamente observou-se excelentes resultados.

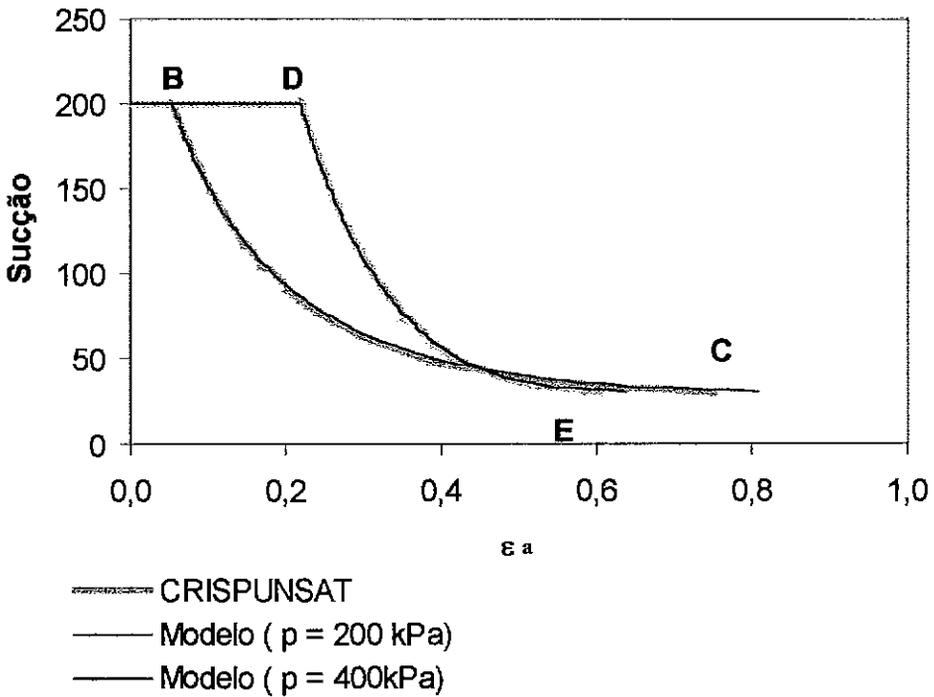
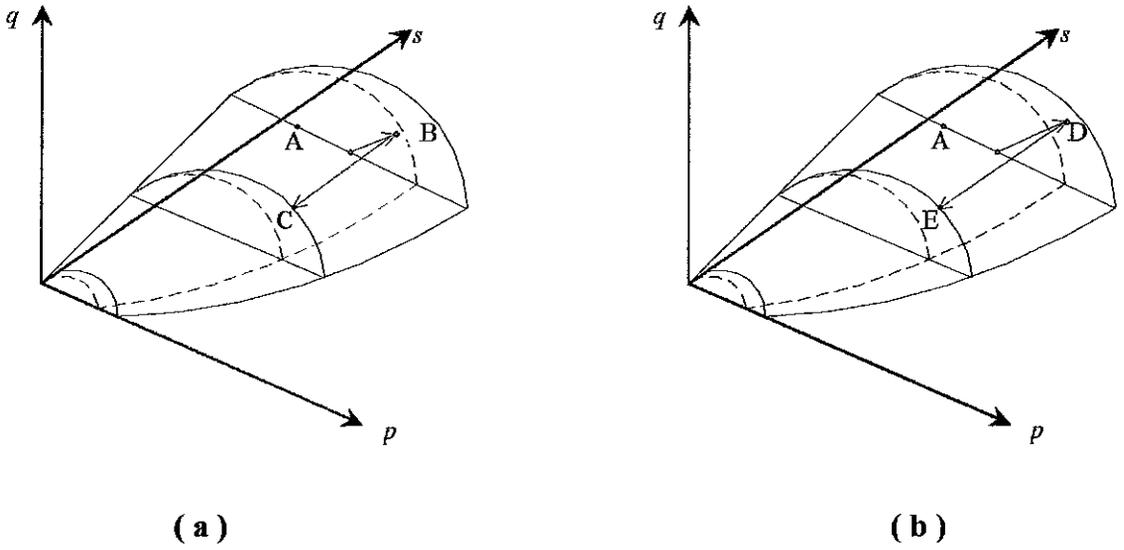


Figura 6.13 – Ruptura por diminuição de sucção com tensões p , q constantes

6.3 APLICAÇÃO DO CRISPUNSAT A UM CASO IDEALIZADO DE FUNDAÇÃO DIRETA

Neste item aplicou-se o programa à uma sapata assente sobre uma camada de solo não saturado com os parâmetros do modelo WS Modificado, apresentados na Tabela 6.3. O objetivo desta seção é verificar o efeito da sucção na rigidez elástica e plástica do solo, a consequência de sua variação (colapso ou expansão), o efeito da variação de umidade que reflete no peso específico do solo e a diminuição das tensões efetivas com o aumento positivo das poro pressões.

6.3.1 Carregamento da massa de solo em domínio elástico

Neste exemplo foi aplicado um carregamento de 30 kPa em uma sapata corrida de 3,0m de largura com malha de elementos finitos apresentada na Figura 6.14. Segundo Desai (1971), a largura da malha deve ser de quatro a seis vezes a largura da sapata e a profundidade do solo de dez a doze vezes. Já que a metade da largura da sapata é igual a 1,5m adotou-se as dimensões do problema como 20m de comprimento e 30m de profundidade. Pelas condições iniciais da distribuição de $p_o(\theta)$ no perfil de solo, a carga deve solicitá-lo apenas elasticamente.

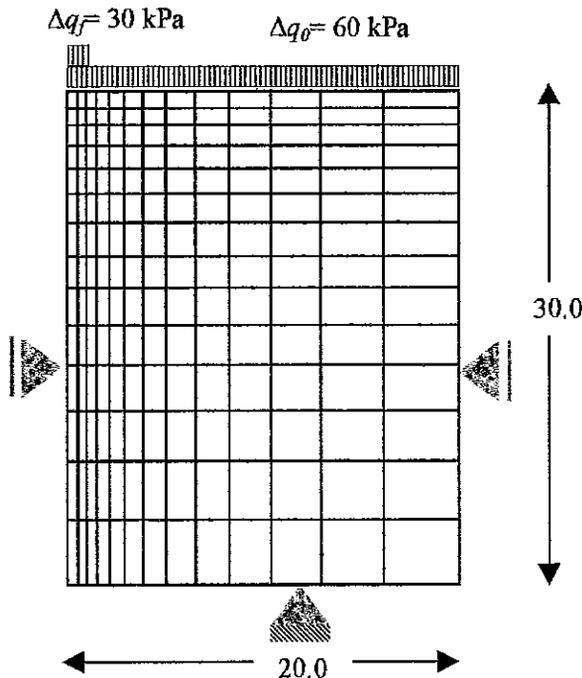


Figura 6.14–Malha de elementos finitos para carregamento da sapata em regime elástico

Foram realizadas quatro análises com valores diferentes de distribuição de sucção, admitindo-a constante em todo o domínio: 0, 100kPa, 200kPa, 300kPa. Como o solo permaneceu em regime elástico, o acréscimo de tensões foi o mesmo, independente do valor da sucção.

O elemento utilizado na análise foi um LSQ (“linear strain quadrilateral”). O peso específico do solo foi admitido igual a zero, utilizando-se uma sobrecarga de 60kPa (admitida isotrópica) aplicada na superfície do terreno. Desta forma, obteve-se uma distribuição constante das tensões iniciais em todo o perfil de solo, que está pré-adensado com uma tensão $p_0(0)$ igual a 100kPa.

Como pode ser visto na Figura 6.15, o acréscimo de tensões promovido pelo carregamento da sapata de 30 kPa, apresentou o recalque maior para a análise que apresentava a maior sucção. Este fato pode ser explicado pela definição do módulo volumétrico K , que é usado pelo CRISPUNSAT no cálculo das deformações volumétricas elásticas:

$$K = \frac{\nu p}{\kappa} \quad (6.11)$$

Pela equação 6.11, observa-se que o valor de K varia com o volume específico ν inicial. E no cálculo de ν considera-se o valor de sucção aplicado no solo, conforme a expressão abaixo:

$$\delta \nu^e = \frac{-\kappa_s \delta s}{s + p_{at}} \quad (6.12)$$

Observando a equação 6.12, verifica-se que o volume específico inicial diminui ligeiramente com a sucção e por esta razão o valor de K também diminui, explicando o fato de que o solo se deforma mais para sucções maiores, como se vê na Figura 6.15. Nesta figura, D_y corresponde ao recalque sob a sapata, B a metade da base da mesma; s corresponde à sucção aplicada e p_{atm} , a pressão atmosférica.

A diminuição de K com a sucção não retrata a realidade, na verdade a sucção deve aumentar a rigidez elástica do solo, mas isto foi desprezado, para simplificação, por Alonso et al (1990) e por Wheeler e Sivakumar (1995).

Utilizando-se o modelo Futai (1997), pode-se simular o aumento da rigidez elástica com o aumento da sucção. Por exemplo, adotando os parâmetros que definem rigidez elástica como mostrados a seguir, determinou-se menores recalques para maiores

valores de sucção, conforme se vê na aplicação do CRISPUNSAT na Figura 6.16, correspondendo a resultados mais coerentes com a situação real.

$$\kappa(0) = 0.015$$

$$\kappa(\infty) = 0.01$$

$$\chi = 0.02$$

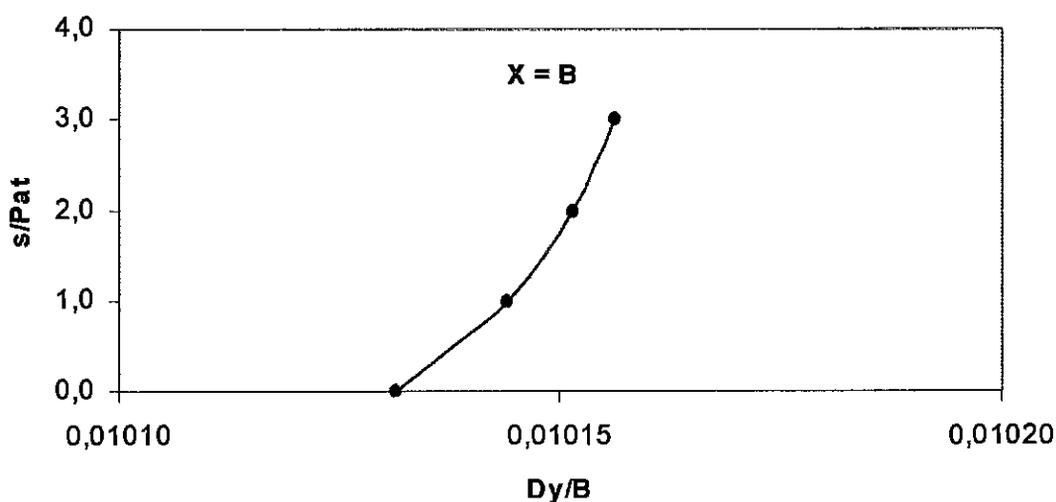


Figura 6.15– Recalque calculado pelo CRISPUNSAT com o modelo WS Modificado, no eixo da sapata

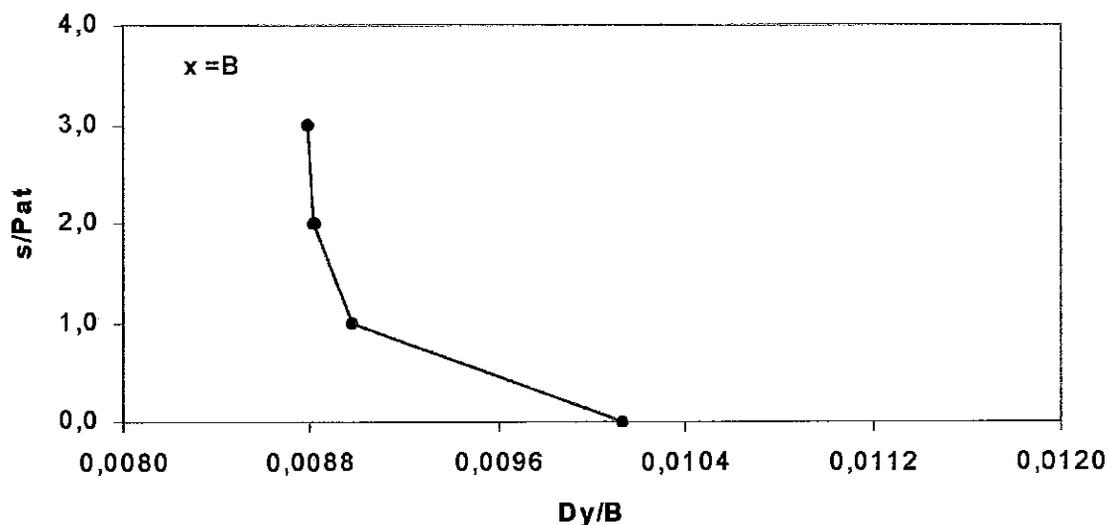


Figura 6.16– Recalque calculado pelo CRISPUNSAT com o modelo de Futai (1997), no eixo da sapata

6.3.2 Colapso e expansão do solo de fundação de uma sapata

Os modelos elasto-plásticos implementados no programa CRISPUNSAT possibilitaram realizar análises com ocorrência de colapso e expansão em uma massa de solo submetida a variação de sucção.

Nernas (1995) apresentou uma situação hipotética onde havia uma sapata corrida assente sobre uma camada de solo não saturado. Este solo pode apresentar aumento de volume ou diminuição, quando submetido à variação de sucção, devido à sua história de tensões e condições de carregamento.

Nesta situação hipotética, o peso específico do solo foi admitido igual a 20 kN/m^3 , independente da umidade em que o mesmo se encontra. É um material de origem sedimentar e apresentou na sua formação inicial, uma espessura total de 12m. Após esta formação, o nível da água foi posicionado a 3m de profundidade do nível do terreno.

Devido à um processo erosivo, 1m deste solo foi removido, ficando a camada total igual a 11m. Motivado por flutuações sazonais, o nível da água passou para 3m abaixo da posição inicial, conforme se observa na Figura 6.17, a qual demonstra também a situação da sapata nas condições descritas a seguir.

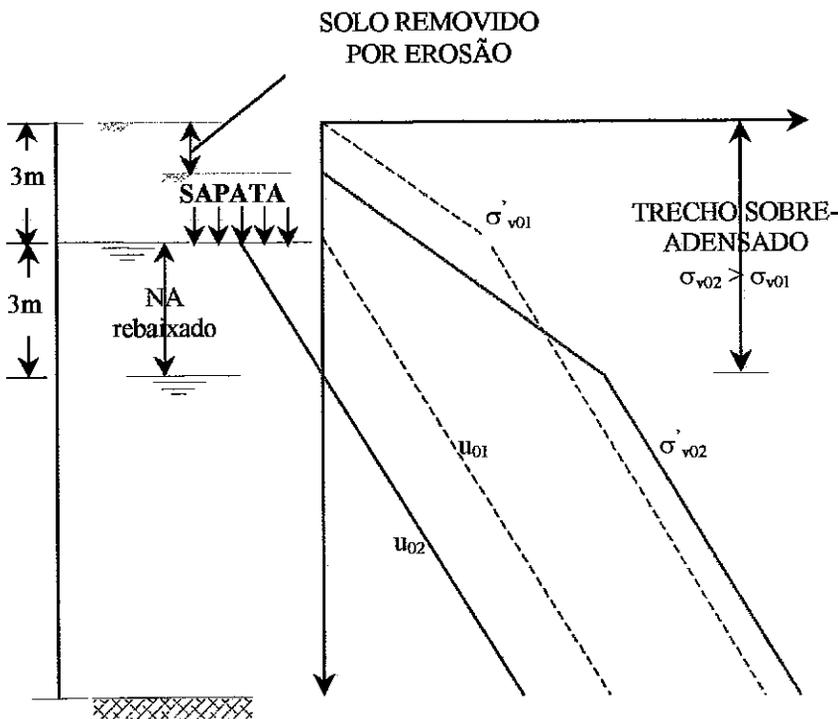


Figura 6.17– Distribuição de tensões verticais e poro pressões

Uma sapata corrida foi construída a 2m de profundidade do nível do terreno, e desta forma os 2m de camada deste solo, acima do nível da sapata, pode ser idealizado como uma sobrecarga distribuída de 40kPa.

A 3m de profundidade, nesta configuração final, o solo está saturado. A remoção de 1m de sobrecarga reduziu as tensões efetivas verticais, trazendo o solo, nesta zona, para a condição temporariamente sobre-adensada. O subsequente rebaixamento do nível da água em 3m, aumentou as tensões verticais efetivas em 30kPa, trazendo o solo de volta para o estado normalmente adensado.

Para profundidades menores do que 3m, abaixo do nível da fundação, o solo estava saturado ao tempo de remoção da camada de 1m de sobrecarga, entretanto durante o rebaixamento d'água tornou-se não saturada. A remoção da sobrecarga resultou em redução de 20kPa de tensões efetivas verticais, levando o solo nesta zona à condição sobre-adensada.

Para a camada de solo entre 2 e 3m abaixo do nível de assentamento da fundação, o rebaixamento do lençol d'água resultou em um aumento de 20 a 30kPa na tensão efetiva vertical. Esta zona estava na condição normalmente adensada no instante anterior a dessaturação, voltando a condição sobre-adensada, pois o aumento na sucção aumenta a tensão de escoamento, para o valor de sucção final.

Na situação descrita acima, Nesnas (1995) simulou a colocação do carregamento da fundação equivalente a 30kPa e o levantamento do lençol d'água com a utilização do modelo Alonso et al (1990), implementado no programa CRISP84.

Dando prosseguimento às análises realizadas por Nesnas (1995) com relação à variação de sucção, considerou-se neste trabalho, a hipótese da influência da variação da umidade no estado de tensões do solo. A previsão deste comportamento só foi possível com a utilização do modelo WS Modificado, pois é necessário o conhecimento da curva característica do solo, que relaciona a umidade volumétrica com a sucção.

Durante o levantamento do lençol d'água ocorre aumento da umidade e por conseguinte aumento do peso específico efetivo do solo (γ'), até o instante anterior à saturação. Com a consideração do aumento de umidade volumétrica, o solo da fundação apresenta diminuição de volume promovida pelo aumento de γ' . Após a saturação e o aumento da poro pressão ocorre o inverso, isto é, o alívio de tensões efetivas promovem um aumento de volume do maciço.

Neste trabalho, o programa CRISPUNSAT foi também utilizado na simulação de diminuição de sucção através de uma precipitação pluviométrica. A Figura 6.18 mostra a

distribuição das tensões efetivas iniciais, adotada para todos os casos que serão analisados a seguir. Os parâmetros do modelo WS Modificado, utilizados nestas análises e obtidos dos ensaios de Josa (1988), foram adaptados para a faixa de variação da sucção destes exemplos, conforme Tabela 6.5. A última coluna corresponde a valores de umidade volumétrica hipotéticos, estimados em função da sucção do solo. A Figura 6.19 apresenta a malha de elementos finitos utilizadas nestas análises, com a indicação da sobrecarga de 2,0m de solo e da carga da sapata.

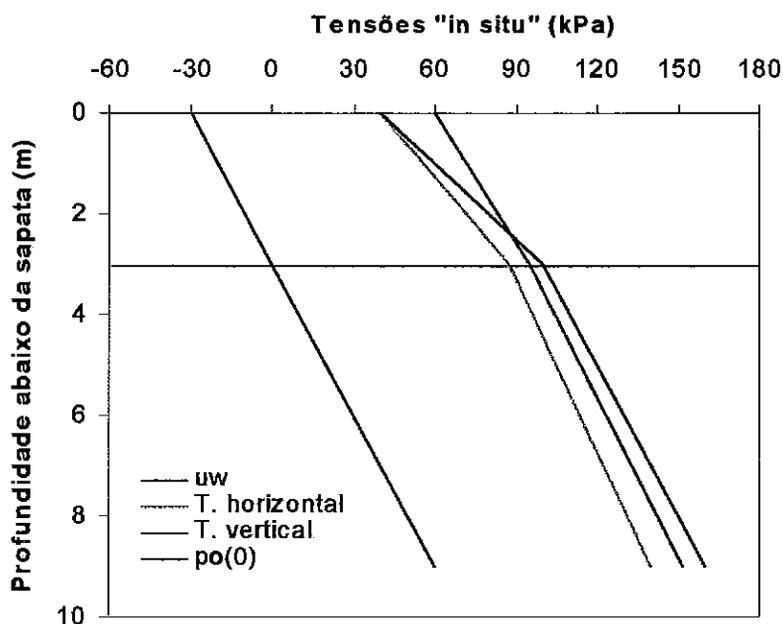


Figura 6.18– Distribuição de tensões “in situ”

Tabela 6.5 Parâmetros variáveis com a sucção
(Modelo WS Modificado)

Sucção	$\lambda(s)$	$N(s)$	$\mu(s)$	$M(s)$	$\theta(s)$
0.	0.14	2.125	0	0.82	0.45
15.	0.126	2.137	22.7	0.82	0.15
30.	0.113	2.145	45.3	0.82	0.08
45	0.103	2.154	68.1	0.82	0.05

Como o solo abaixo do lençol freático encontra-se normalmente adensado, a aplicação da carga da sapata provocou a plastificação com a compressão de toda a massa de solo, mostrando os deslocamentos verticais com o sentido para baixo, conforme se vê na Figura 6.20. Em seguida são apresentadas as demais análises realizadas pelo CRISPUNSAT.

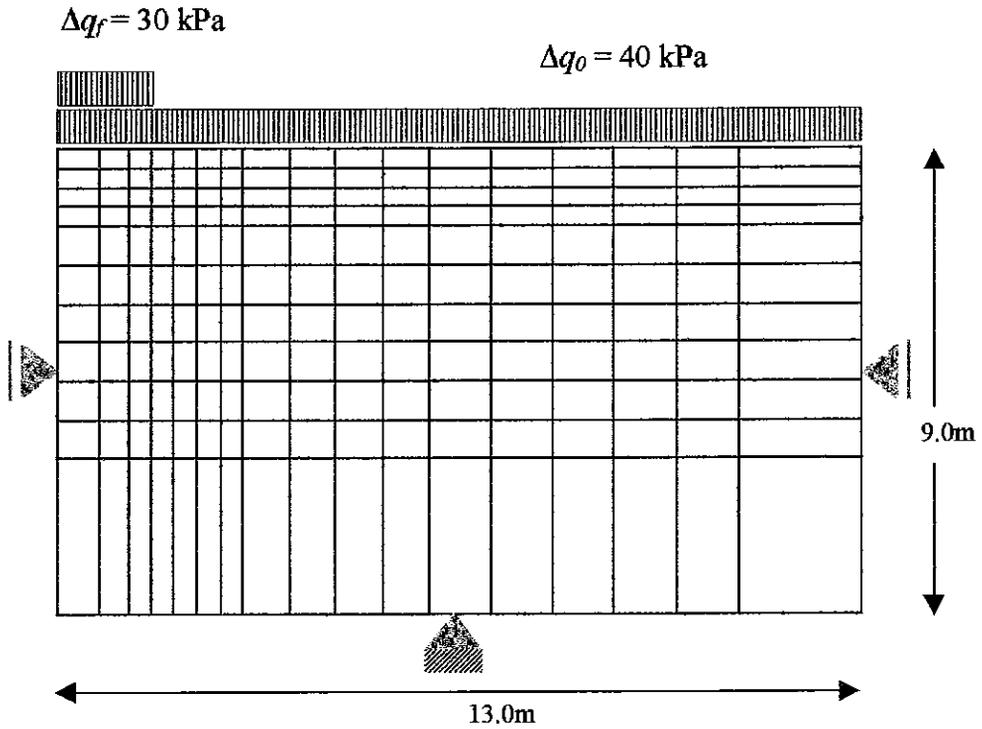


Figura 6.19– Malha de elementos finitos utilizada nos exemplos com variação de sucção

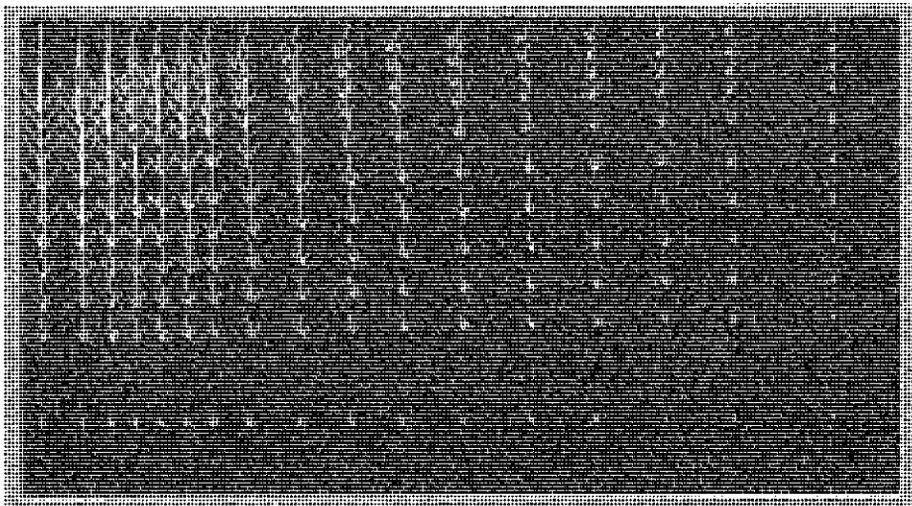


Figura 6.20– Deslocamentos verticais após a aplicação da carga da sapata (vetores aumentados em 200 vezes)

Levantamento de 1,5m do nível da água, sem a consideração da variação da umidade

A posição final do lençol freático e a nova distribuição de poro pressões pode ser vista na Figura 6.21. Durante o levantamento do lençol d’água até 1,5m abaixo no nível de assentamento da fundação, ocorreu colapso no trecho próximo da fundação, pois as

tensões aplicadas acionaram à tensão de escoamento para condições saturadas $p_o(0)$ em vários pontos. Na zona mais afastada do carregamento a diminuição da sucção ocorreu dentro da região elástica com pequena expansão. A Figura 6.22 mostra os deslocamentos verticais na cota de assentamento da sapata.

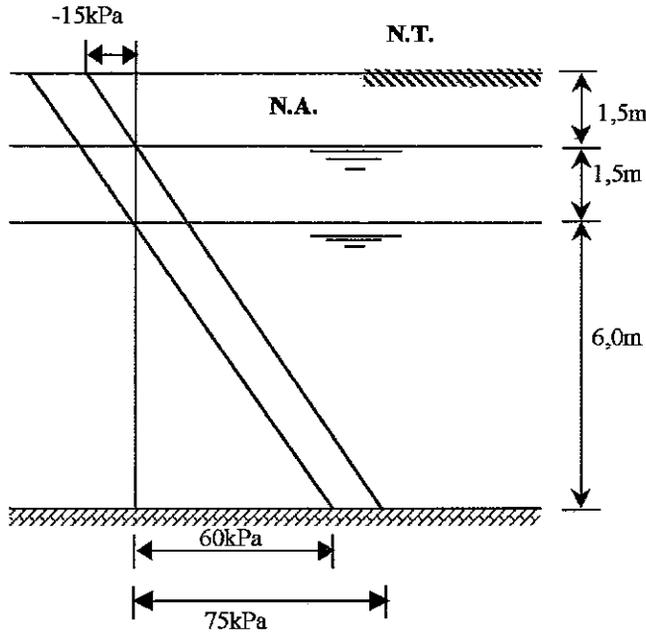


Figura 6.21 – Distribuição das poro pressões com a indicação do levantamento do nível d’água de 1,50m

Esta pequena expansão correspondeu ao alívio de tensões efetivas, promovido pela saturação da região entre 3,0m abaixo da sapata e a 1.5m. Somada à diminuição de tensões efetivas, a redução da sucção expandiu o solo acima do nível d’água inicial, que estava ligeiramente pré-adensado.

Levantamento de 1,5m do nível da água, considerando o aumento do peso específico do solo com a umidade

Este segundo caso também abordou a variação da sucção, acima do nível inicial da água, através de levantamento do lençol freático. Difere do caso anterior pela consideração do aumento da umidade e a conseqüente variação do peso específico do solo γ . Desta forma, durante um incremento de variação do nível d’água, o vetor de cargas, na solução de elementos finitos, deverá contemplar a variação de sucção, com a possibilidade de uma variação também da poro pressão, a nível de cada ponto de integração, bem como aumento aparente do peso específico com o aumento de umidade.

O vetor de forças nodais aplicado ao elemento, nesta situação, poderá ter até três parcelas e o resultado final poderá ser uma compressão ou expansão. Em um mesmo

elemento é possível haver pontos de integração que sofrem apenas variação de sucção e de umidade e outros em que a variação do nível d'água sature e assim, o ponto de integração terá também a consideração da variação positiva da poro pressão da água u_w .

Se a variação da sucção for em regime elástico, seu descarregamento e o aumento da poro pressão, com diminuição de tensões efetivas, tendem a expandir o solo, enquanto que o aumento aparente do seu peso específico tende a comprimi-lo. Se a variação da sucção tiver comportamento elasto-plástico, seu descarregamento levará ao colapso do solo, com a conseqüente redução de seu volume. As duas outras parcelas terão o mesmo comportamento.

Wheeler (1996) ressalta o comportamento diferenciado da variação da umidade durante uma redução de sucção elástica ou elasto-plástica. Wheeler (1996) critica as formulações que não consideram este fato, preocupando-se principalmente com carregamentos à umidade gravimétrica constante, que geram variação da sucção.

A situação apresentada nesta tese diz respeito apenas ao aumento de peso específico com a umidade volumétrica, que mesmo sendo uma simplificação, não incorre em erros conceituais equivalentes aos questionados por Wheeler (1996). A Figura 6.22 mostra os deslocamentos verticais, calculados pelo CRISPUNSAT, no nível de assentamento da sapata, após o levantamento do lençol d'água com a consideração do aumento de umidade. Verifica-se para esta situação, que os deslocamentos finais no trecho da malha que apresentou expansão são, neste caso, inferiores ao anterior, quando não se considerava a variação de γ . Também quando se considerou o aumento da umidade, o colapso apresentou-se em maior escala, como se pode ver na Figura 6.22.

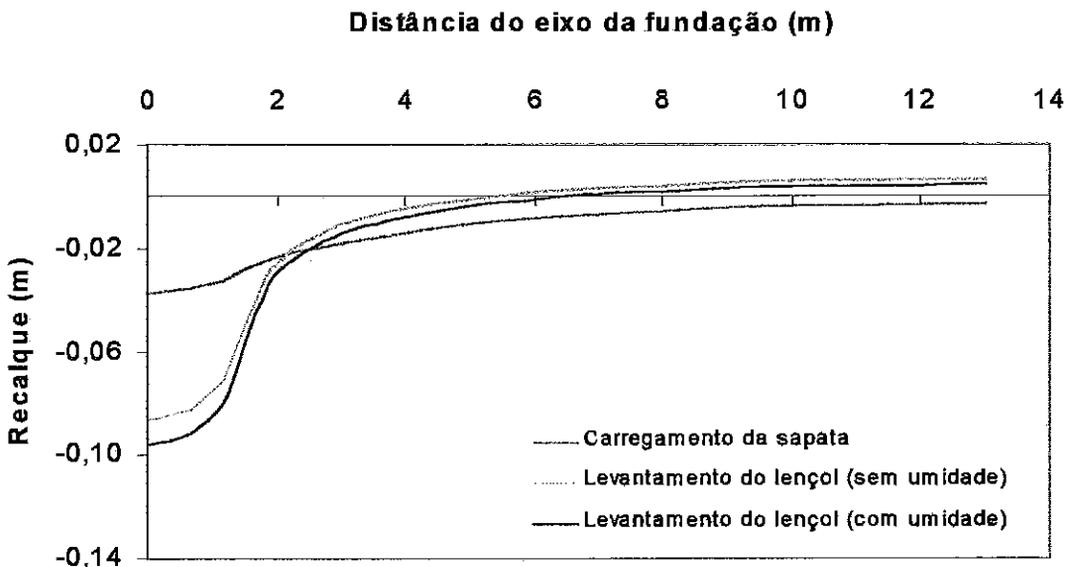


Figura 6.22 – Deslocamentos verticais calculados no nível de assentamento da sapata

Diminuição da sucção a partir da superfície do terreno sem a consideração da variação da umidade

Uma situação que pode ocorrer na prática é a redução da sucção começar a partir do nível do terreno. Isto é possível através de infiltrações superficiais ocorridas por vazamentos em tubulações existentes, próximas ao local da obra, ou mesmo de precipitação pluvial, podendo ter um comportamento tensão-deformação final diferente dos casos anteriores. Nesta situação, é necessário definir como será a variação da sucção, que em muitos casos não será reduzida a zero. Isto dependerá da intensidade da vazão de infiltração e do tipo de solo. A Figura 6.23 mostra a distribuição de poro pressões adotada neste exemplo.

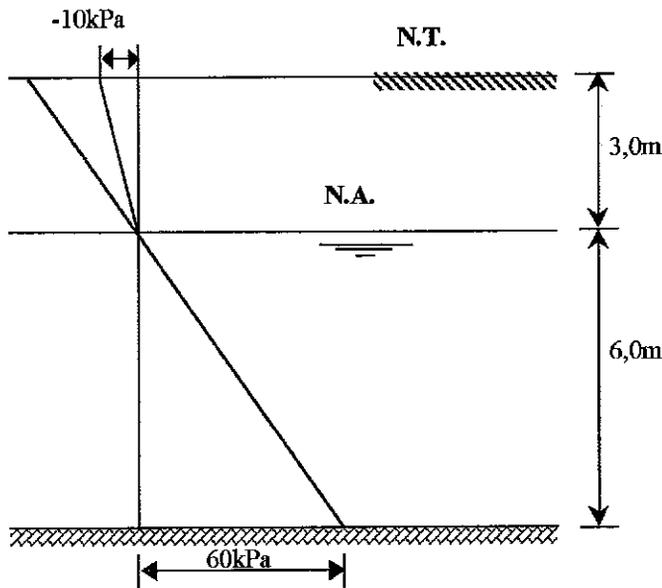


Figura 6.23 – Distribuição das poro pressões com a adoção da diminuição da sucção a partir da superfície do terreno

Ainda com relação a distribuição de tensões é preciso definir se existirá trechos localizados onde deverá ocorrer uma maior drenagem da água, ocorrendo também a distribuição das sucções variando também na horizontal. Como neste caso não foi levado em consideração o aumento do peso específico do solo, este foi definido como igual ao peso específico saturado ($\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$) e constante em todo o perfil da fundação. Na Figura 6.24, verifica-se que os deslocamentos correspondentes a esta variação de sucção apresentaram-se muito diferenciados da situação analisada anteriormente, pois como não ocorreu saturação dos elementos afastados da fundação e acima do nível d'água, não houve diminuição de tensões efetivas nesta região. Entretanto, o colapso nos trechos próximos da sapata corrida se apresentaram da mesma forma.

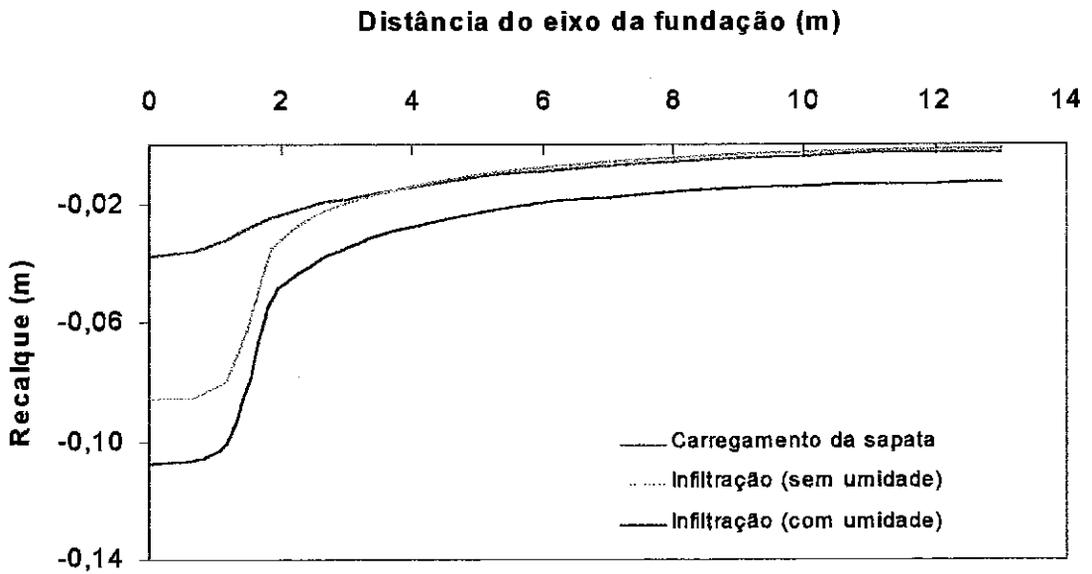


Figura 6.24– Deslocamentos verticais calculados no nível de assentamento da sapata

Diminuição da sucção a partir da superfície do terreno considerando o aumento do peso específico do solo com a variação da umidade

Esta situação apresentou um comportamento final ainda mais diferente, pois o aumento do peso específico sem a saturação causou deformações apenas de compressão, sendo que somente no trecho próximo da sapata ocorreu o colapso por diminuição de sucção, conforme se vê na Figura 6.24. A compressão na região afastada da sapata foi conseqüente da consideração do aumento de γ com aumento da umidade.

6.4 RESUMO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram apresentados exemplos de validação dos modelos implementados no programa CRISPUNSAT com a utilização de situações idealizadas de ensaios de laboratório e casos hipotéticos de fundações superficiais. A idealização dos ensaios obedeceu às condições de carregamento axissimétrico, enquanto que no caso das fundações foi utilizado o estado plano de deformações, que com freqüência é encontrado em obras geotécnicas.

Os modelos validados para estas condições foram:

a) Carregamento axissimétrico

- WS Modificado
- Futai (1997)

b) Fundações superficiais

- WS Modificado

As validações axissimétricas indicaram que o programa CRISPUNSAT é capaz de fazer boas previsões para os dois modelos adotados no carregamento axissimétrico. Para a análise das fundações superficiais, inicialmente estudou-se uma situação onde o solo de fundação da sapata era homogêneo, com nível da água localizado na base da malha de elementos finitos. Toda a massa de solo estava pré-adensada, sendo utilizado desta forma, para a verificação do comportamento elástico do solo com diferentes valores de sucção.

Em outra análise envolvendo distribuição de tensões linear ou não com a profundidade, variação da sucção através de levantamento do lençol d'água, ou diminuição da sucção iniciando pelo nível do terreno, foram estudadas quatro situações diferentes com o objetivo de avaliar o modelo WS Modificado.

Em todos os casos, os resultados obtidos mostraram que as formulações dos modelos, implementados no CRISPUNSAT, apresentaram bons resultados, dentro das limitações impostas a cada um deles.

CAPÍTULO 7

APLICAÇÃO DO PROGRAMA CRISPUNSAT A ENSAIOS DE LABORATÓRIO

7.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, o programa CRISPUNSAT é utilizado na previsão de ensaios de laboratório edométricos e triaxiais, em amostras de solos não saturados. A Tabela 7.1 mostra os ensaios e modelos utilizados nas previsões realizadas neste capítulo.

Tabela 7.1 – Ensaio e modelos utilizados nas previsões

Ensaio realizado	Modelo aplicado		
	WS Modificado	Futai (1997)	Balmaceda (1991)
Futai (1997)			
Machado e Vilar (1997)			
Balmaceda (1991)			
Maswoswe (1985)			
Lawton et al (1989 e 1991)			

O modelo Alonso et al (1990) foi utilizado apenas nas previsões dos ensaios de Futai (1997), pois verificou-se uma expressiva discordância com os valores experimentais.

7.2. PREVISÃO DOS ENSAIOS DE FUTAI (1997)

7.2.1. Descrição do solo e ensaios realizados

O solo ensaiado por Futai (1997) pertence a uma área experimental de Campo Novo dos Parecis, no estado do Mato Grosso. É um Latossolo com 56% a 74% de argila de coloração vermelha com 16% a 26% de areia e 9 a 17% de silte. O solo apresenta um índice de plasticidade médio de 24%.

Segundo aquele autor, o índice de vazios varia de 1,56 a 1,9; crescendo com a profundidade, e a estrutura mais aberta foi determinada pelos resultados dos pesos específicos que caracterizaram o solo como mais compacto na camada superficial e

decrecendo com a profundidade, sendo que o valor médio do peso específico do solo nas condições de umidade natural de campo, foi de $9,20 \text{ KN/m}^3$.

Na região em que se localiza este solo, foram construídos silos para armazenamento de soja e devido à diminuição da sucção, causada por precipitações pluviais, foram registradas ocorrências de colapsos (Conciani, 1997).

Futai (1997) realizou ensaios edométricos de dois tipos: convencionais e com sucção controlada. Os ensaios convencionais foram realizados a umidade constante e serviram para avaliar o potencial de colapso do solo utilizado. Neste trabalho foram utilizados os ensaios de carregamento e descarregamento a sucção constante e ensaios com inundação à sucção controlada, conforme se vê nas trajetórias indicadas nas Figuras 7.1 e 7.2.

Os ensaios com controle de sucção permitiram identificar a superfície de escoamento no plano formado pela tensão vertical e pela sucção (σ_v, s), a superfície SI e a existência do acoplamento entre elas. Já nos ensaios com carregamento seguidos de inundação, verificou-se que a saturação gerava colapsos crescentes com as tensões aplicadas, quando a fase de carregamento era realizada apenas em regime elástico. Entretanto, quando o acionamento da superfície LC era feito pelo carregamento, as deformações de colapso diminuía com o estado de tensões aplicado.

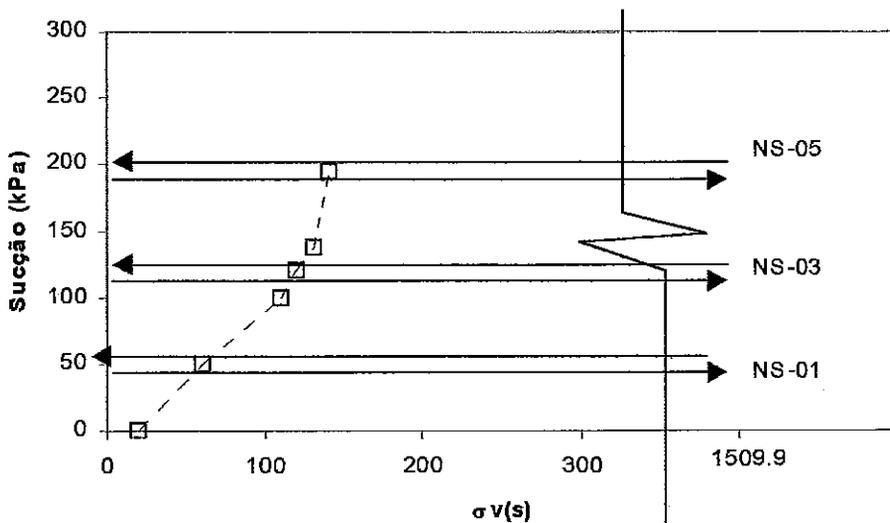


Figura 7.1 - Ensaios com carregamento e descarregamento à sucção constante realizados por Futai (1997)

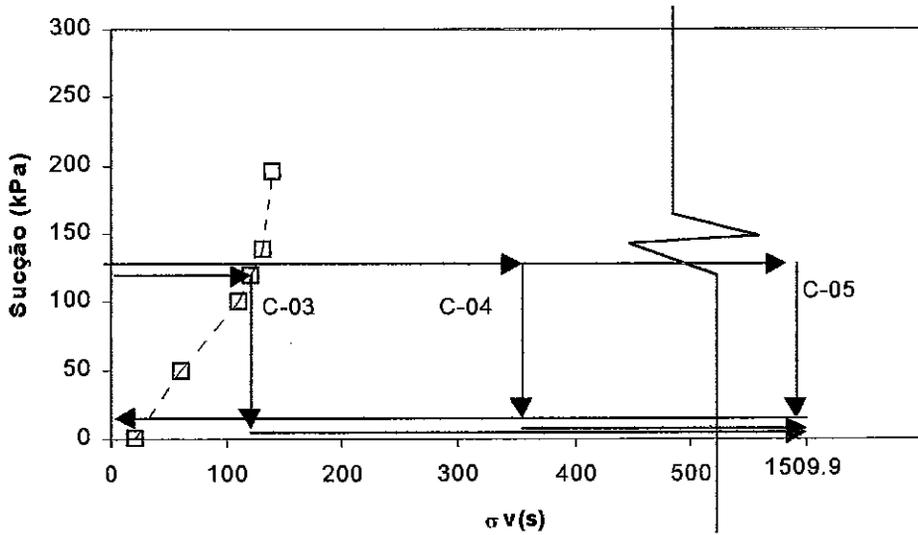


Figura 7.2 - Ensaios com inundação à sucção controlada realizados por Futai (1997)

Superfície de escoamento LC experimental inicial

A superfície de escoamento inicial no plano $(\sigma_v(s), s)$ é apresentada na Tabela 7.2 e na Figura 7.1. Para a realização das previsões foi necessário adaptar os dados da LC para a condição isotrópica. Com a consideração da deformação lateral nula e o ângulo de atrito $\phi = 30^\circ$ (Futai, 1998) determinou-se a tensão horizontal (Jaky, 1948) e em consequência os parâmetros de tensões p e q correspondentes ao estado de tensões em que se encontra o solo na condição de confinamento lateral. O ponto (p, q) está situado sobre a superfície de escoamento, já que $\sigma_v(s)$ corresponde a uma tensão de pré-adensamento ou de escoamento, isto é, condição normalmente adensada.

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi \tag{7.1}$$

$$p = \frac{\sigma_v(s)(1 + 2K_0)}{3} \tag{7.2}$$

$$q = (1 - K_0)\sigma_v(s) \tag{7.3}$$

Para o cálculo de $p_0(s)$ foi necessário o conhecimento da superfície de escoamento no plano (p, q) , encontrando-se então, resultados diferentes para cada modelo adotado. Futai

(1997) não realizou ensaios triaxiais, não obtendo as variações dos parâmetros $M(s)$ e $\mu(s)$ com a sucção. Assim sendo, utilizou-se da equação do modelo Alonso et al (1990) para o cálculo dos valores de $p_0(s)$, conforme os resultados apresentados na Tabela 7.2.

Tabela 7.2 LC inicial para os ensaios de Futai (1997)

Sucção (kPa)	$\sigma_v(s)$ (kPa)	$p_0(s)$
0	20	18,5
50	60	48,9
100	110	89,1
120	120	96,4
138	130	104,0
195	140	109,5

A curva de escoamento LC experimental foi utilizada para a determinação das funções dos parâmetros $\lambda(s)$ e $N(s)$, conforme a proposição de cada um dos modelos.

7.2.2. Previsões com o modelo Alonso et al (1990)

Como o modelo Alonso et al (1990) considera a rigidez sempre crescente com a sucção, sua utilização nas previsões não apresentou bons resultados, pois para o solo ensaiado por Futai (1997), $\lambda(s)$ era crescente com a sucção. As Figuras 7.3 a 7.5 mostram as previsões de carregamento e descarregamento à sucção constante, onde se verifica uma diferença expressiva entre os resultados experimentais e os calculados pelo CRISPUNSAT com a opção de utilização do modelo Alonso et al (1990). Os parâmetros do modelo, determinados por Futai (1997), são apresentados na Tabela 7.3.

Tabela 7.3 Parâmetros do modelo Alonso et al (1990)

κ	$\lambda(0)$	κ_s	G (kPa)	p^c (kPa)	M	β (kPa ⁻¹)	r
0,0065	0,2322	0,0037	4400	2,1	1,2	0,0343	0,2847

7.2.3. Previsões com o modelo WS Modificado

A curva de escoamento LC, conforme mostrada na Figura 7.6, pode ser ajustada com a utilização do modelo WS Modificado para dois ou mais valores de sucção, admitindo-se uma função linear entre eles. A opção de três valores de sucção para o ajuste de $\lambda(s)$ foi mais apropriado, conforme mostra a Figura 7.7.

A Tabela 7.4 mostra os parâmetros de compressibilidade e resistência adotados para os três valores de sucção ($s_0 = 0$ kPa; $s_1 = 120$ kPa e $s_2 = 195$ kPa). As previsões dos ensaios com ciclos de carregamento e descarregamento apresentaram bons resultados, para os três valores de sucção, como pode ser visto nas Figuras 7.3 a 7.5. Os ensaios com inundação apresentaram a tendência de colapso decrescente com o aumento das tensões de compressão e as previsões mostraram esta tendência com bons resultados, como se pode ver nas Figuras 7.8 e 7.9.

Tabela 7.4 Parâmetros variáveis com a sucção
(Modelo WS Modificado)

Sucção (kPa)	$\lambda(s)$	$N(s)-N(\theta)$	$\mu(s)$ (kPa)	$M(s)$
0	0,2322	0,0	0	1,2
120	0,3639	0,391	72,0	1,2
195	0,4782	0,395	117,0	1,2

Parâmetros constantes: $\kappa(s) = 0,0072$; $\kappa_s = 0,0037$ e $G = 4400$ kPa

7.2.4. Previsões com o modelo Balmaceda (1991)

Com relação à aplicação do modelo de Balmaceda (1991), apresenta-se na Tabela 7.5 os parâmetros para previsão dos ensaios de Futai (1997).

Tabela 7.5 Parâmetros do modelo Balmaceda (1991)

κ	λ	κ_s	G (kPa)	P_c (kPa)	M	α (kPa ⁻¹)	$p_{\theta}(\infty)_{max}$ (kPa)	ε^p_{vmax}
0,0036	0,11	0,00125	4400	2,1	1,2	0,015	140,0	0,20

Antes da adoção dos demais parâmetros p_c , α , ζ_x , ζ_y , que estão relacionados com o colapso máximo, deve ser feita uma verificação prévia para assegurar que as curvas $p_{\theta}(s)$, para valores $p_{\theta}(0)$ e $p_{\theta}(0)+dp_{\theta}(0)$ não se interceptem e invalidem o modelo. Isto é feito através da verificação da seguinte desigualdade:

$$\frac{dm}{dp_{\theta}(0)} > -\frac{1}{p_c} \tag{7.4} \text{ e } (2.96\text{bis})$$

Adotando-se o valor de $p_c = 2,1$ kPa, sugerido por Futai (1997), tem-se que:

$$-\frac{1}{P_c} = -0,476$$

A Figura 7.10 mostra a variação $\frac{dm}{dp_0(0)}$ com $p_0(0)$ e com λ . Com isto pode-se ajustar o valor de λ para assegurar a validade do modelo.

Adotou-se a tensão de escoamento máxima para a qual não ocorre mais variação com a sucção $p_0(\infty)_{max} = 140 \text{ kPa}$ e a deformação máxima volumétrica de colapso $\varepsilon_v^p_{max} = 0,20$. Estes valores foram considerados a partir do fato de que, a superfície LC inicial representa a localização do potencial de colapso máximo, não correspondendo, contudo, à superfície de maior inclinação. A partir da equação 7.4 e de $p_0(\infty)_{max}$ e $\varepsilon_v^p_{max}$, adotados com base nos ensaios de Futai (1997), o valor de λ ajustado corresponde a 0,11. Os demais parâmetros são determinados a seguir:

$$p_0(0)_{max} = \frac{P_0^{00}_{max}}{e^{\frac{\Delta \varepsilon_v^p_{max}}{\lambda - \kappa}}} = 21,37 \text{ kPa}$$

$$\zeta_x = \frac{3}{4} p^c + \frac{1}{p^c} \left[P_0^{00}_{max} e^{-\frac{\Delta \varepsilon_v^p_{max}}{\lambda - \kappa}} - \frac{p^c}{2} \right]^2 = 198,18 \text{ kPa}$$

$$m(p_0(0)_{max}) = \frac{P_0^{00}_{max} - p_0(0)_{max} + p^c}{p^c} = 57,49$$

$$\zeta_y = 1 + \frac{(m-1)(\zeta_x - p^c)}{p_0(0)_{max} - p^c} e^{-\frac{(\zeta_x - p_0(0)_{max})}{\zeta_x - p^c}} = 234,31$$

$$\alpha = 0,015 \text{ kPa}$$

A Figura 7.11 mostra três posições diferentes da superfície de escoamento LC obtidas a partir do modelo de Balmaceda (1991). A primeira corresponde a superfície inicial onde está localizado o colapso máximo para este solo; a segunda LC é a de maior inclinação, onde as deformações de colapso já estão sendo reduzidas e finalmente a terceira tende a tornar-se vertical com as deformações de colapso desprezíveis. As previsões dos ensaios de carregamento e descarregamento a sucção constante apresentaram bons resultados,

conforme Figuras 7.3 a 7.5. Da mesma forma, os ensaios com inundação mostraram uma boa concordância com os dados experimentais, já indicados nas Figuras 7.8 e 7.9.

7.2.5. Previsões com o modelo Futai (1997)

As previsões com a utilização do modelo Futai (1997) também apresentaram excelentes resultados nos ensaios de carregamento e descarregamento, como se vê nas Figuras 7.3 a 7.5. A compressibilidade virgem, crescente com a sucção, é um dos aspectos importantes também neste modelo. A Tabela 7.6 mostra os parâmetros deste modelo, determinados por Futai (1997). Os valores experimentais de $\kappa(s)$ indicam comportamento decrescente com a sucção, pois como se vê na Tabela 7.6 o valor de $\kappa(\infty)$ é inferior a $\kappa(0)$, isto é, $\kappa(0)$ é igual a 0,0072, enquanto que o aumento da sucção tende para um valor assintótico e igual a 0,0056 ($\kappa(\infty)$). Vale ressaltar que esta variação foi muito pequena e por isso não se obteve melhores resultados quando comparados aos demais modelos.

Tabela 7.6 Parâmetros do modelo Futai (1997)

Parâmetros	Futai (1997)
$\kappa(0)$	0,0072
$\lambda(0)$	0,2322
M	1,2
e_{cs}	2,8
G	4400 kPa
β	0,0068 kPa ⁻¹
χ	0,02029 kPa ⁻¹
p_f	800 kPa
$\kappa(\infty)$	0,0056
$\lambda(\infty)$	0,54
κ_s	0,0037
k	0,6

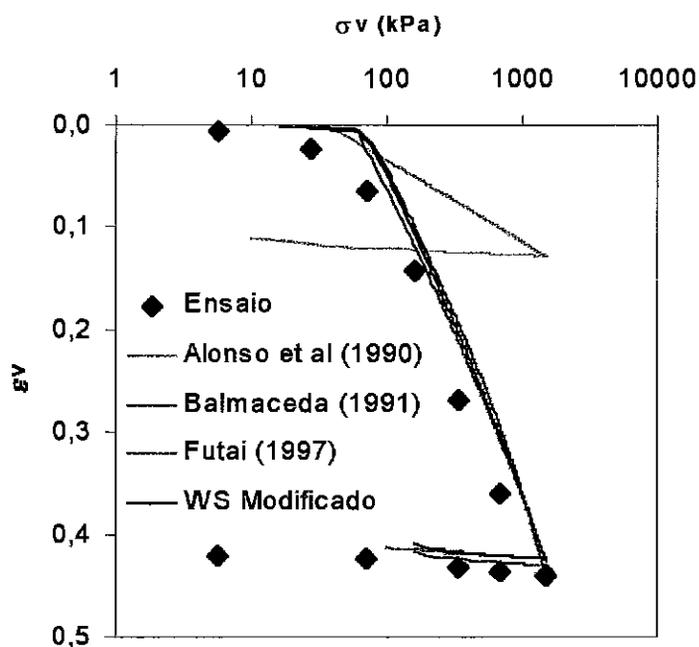


Figura 7.3 - Previsões do ensaio de carregamento e descarregamento a sucção constante e igual a 50 kPa (Futai, 1997)

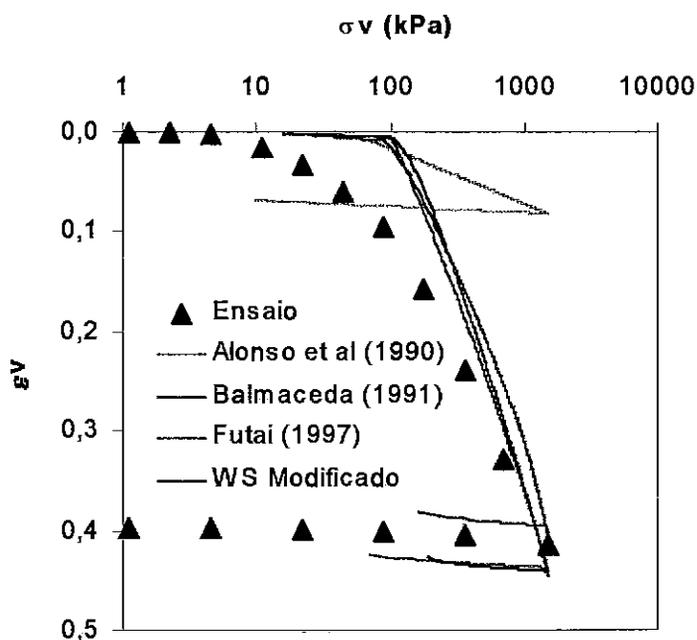


Figura 7.4 Previsões do ensaio de carregamento e descarregamento a sucção constante e igual a 120 kPa (Futai, 1997)

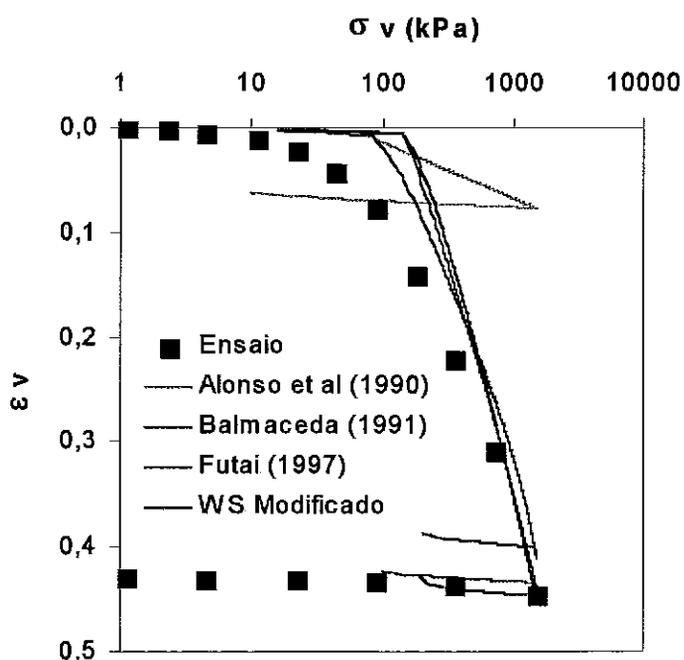


Figura 7.5 Previsões do ensaio de carregamento e descarregamento a sucção constante e igual a 120 kPa (Futai, 1997)

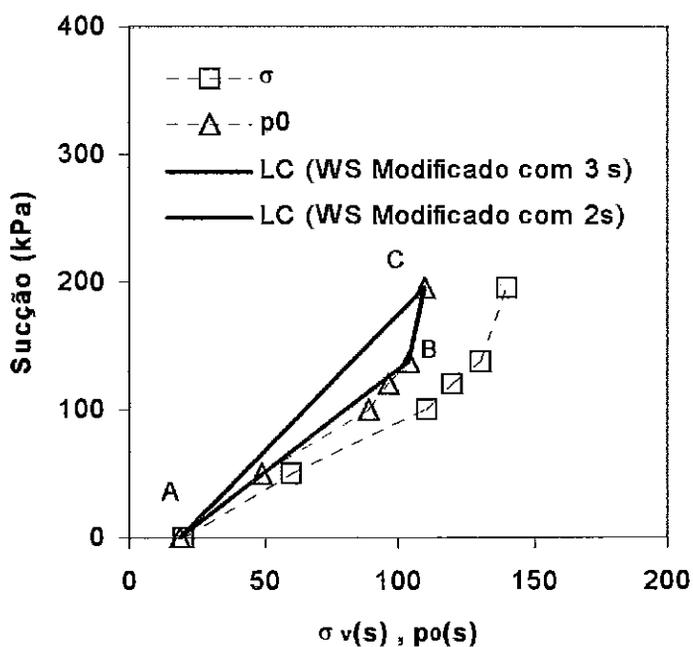


Figura 7.6 Ajuste da LC para dois e três valores de sucção (WS Modificado)

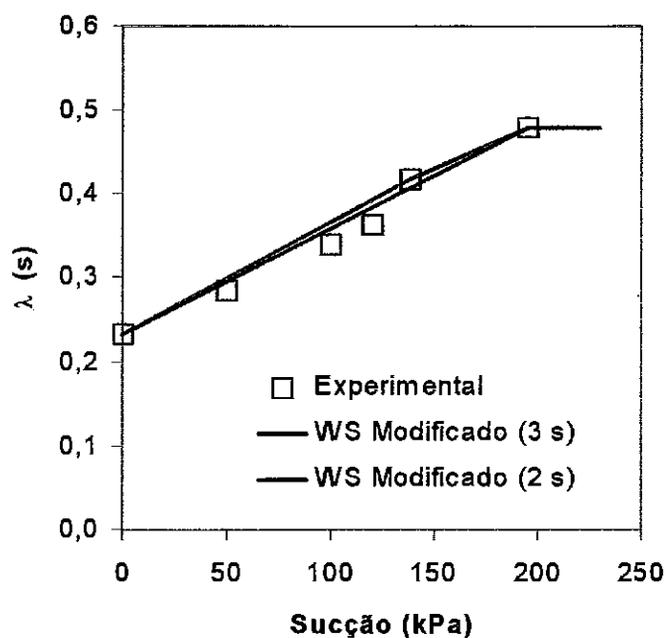


Figura 7.7 Ajuste de $\lambda(s)$ para dois e três valores de sucção

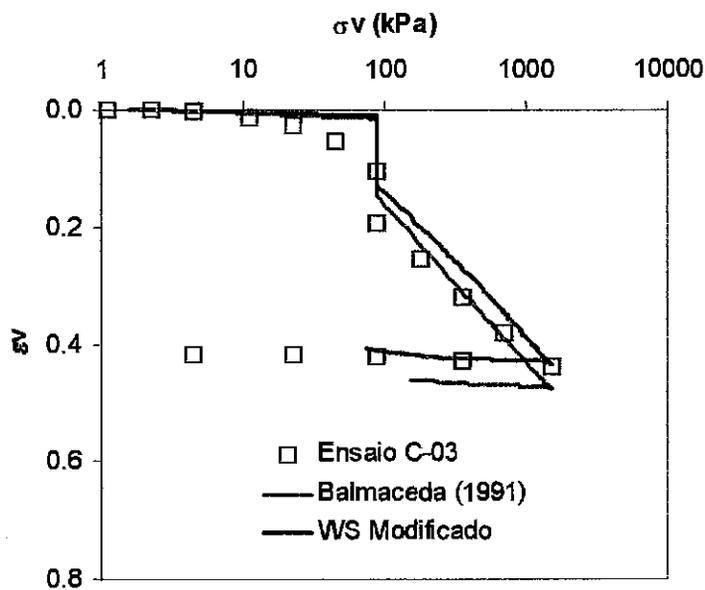


Figura 7.8 Previsões do ensaio de inundação com controle de sucção – C-03, realizado por Futai (1997)

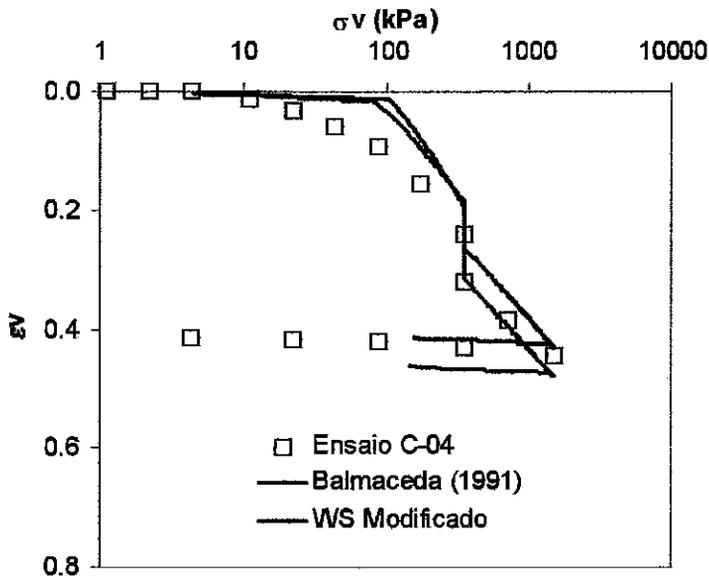


Figura 7.9 Previsões do ensaio de inundação com controle de sucção – C-04, realizado por Futai (1997)

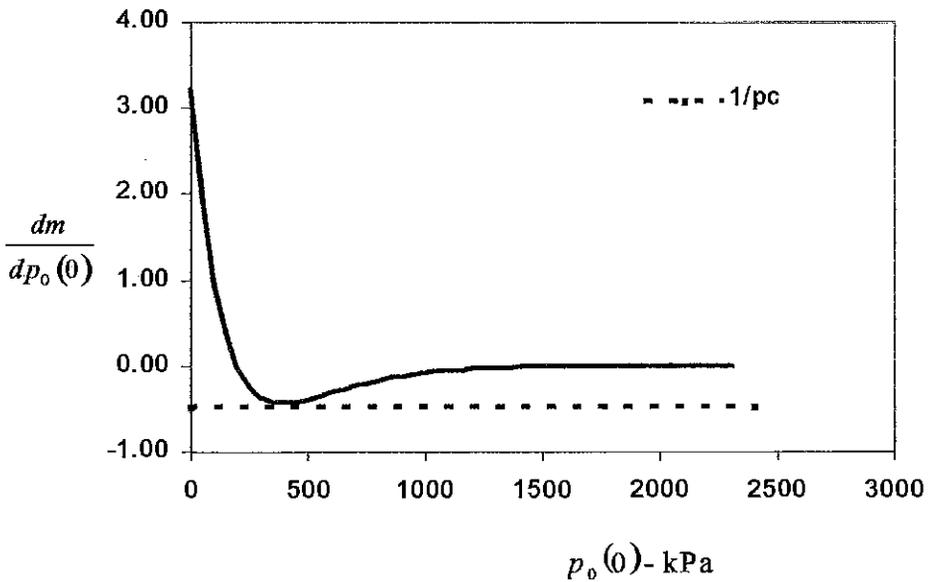


Figura 7.10 Verificação da condição de validade do modelo de Balmaceda (1991) para o solo ensaiado por Futai (1991)

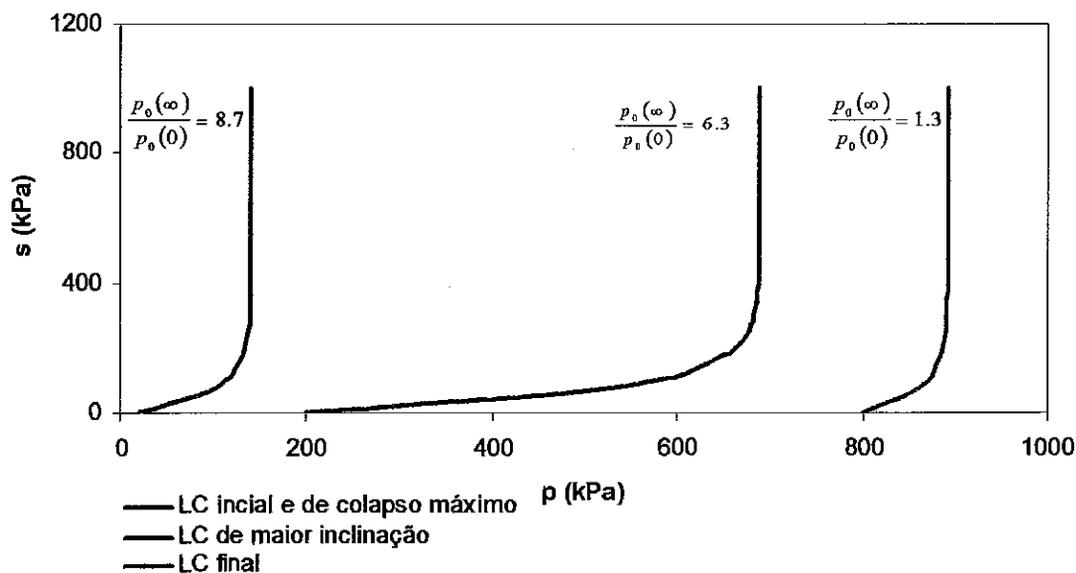


Figura 7.11 Deslocamento da curva LC de acordo com o modelo de Balmaceda (1991)

7.3. PREVISÃO DOS ENSAIOS DE MACHADO E VILAR (1997)

7.3.1. Descrição do solo e ensaios realizados

O solo ensaiado por Machado (1995) constitui-se de um colúvio, encontrado no campus da USP. Os ensaios foram realizados com amostras compactadas nas condições seguintes: $\gamma_d = 14,2 \text{ KN/m}^3$ e umidade $w = 12\%$, correspondente a um grau de compactação de 80%.

Utilizou-se a energia de compactação abaixo do Proctor normal, buscando-se obter uma estrutura meta-estável com pontos situados abaixo da curva de compactação. Machado (1995) realizou ensaios edométricos com sucção controlada seguindo três tipos de trajetórias:

- Trajetória 1 – Carregamento, inundação e novamente carregamento
- Trajetória 2 – Aumento de sucção a tensão vertical constante
- Trajetória 3 – Carregamento a sucção constante

As previsões serão realizadas apenas com a trajetória tipo 1, conforme se apresenta a seguir.

7.3.2. Previsões com o modelo WS Modificado

A superfície de escoamento inicial no plano ($\sigma_v(s), s$) é apresentada na Figura 7.12, tendo sido adaptada para os dados da LC, na condição isotrópica, com a utilização do mesmo procedimento do item 7.2.1, sendo que, nestes ensaios Machado (1995) realizou medidas da tensão horizontal no ensaio edométrico e determinou K_0 igual a 0,26 para sucção igual a 500 kPa. A Tabela 7.7 apresenta os demais parâmetros utilizados nas previsões como este modelo para três valores de sucção. As Figuras 7.12 e 7.13 mostram os ajustes feitos para a LC, para dois valores de sucção, e o parâmetro de compressibilidade $\lambda(s)$ para dois e três valores de sucção.

Tabela 7.7 Parâmetros variáveis com a sucção
(Modelo WS Modificado)

Sucção (kPa)	$\lambda(s)$	$N(s)-N(0)$	$\mu(s)$ (kPa)	$M(s)$	$\kappa(s)$	$\kappa_s^{(*)}$	$G^{(*)}$ (kPa)
0	0,1607	2,0	0	1,2	0,013	0,0248	750
120	0,275	2,276	72,0	1,2	0,013		
350	0,310	2,498	210,0	1,2	0,013		

Parâmetros constantes: $\kappa(s) = 0,013$; $\kappa_s = 0,0248$ e $G = 750$ kPa

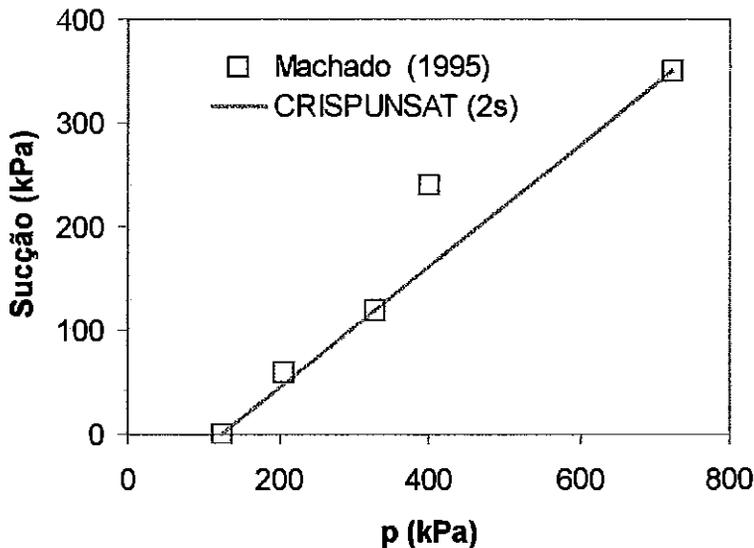


Figura 7.12 Curva de escoamento inicial LC ajustada para dois valores de sucção ($s = 0$ kPa e $s = 350$ kPa)

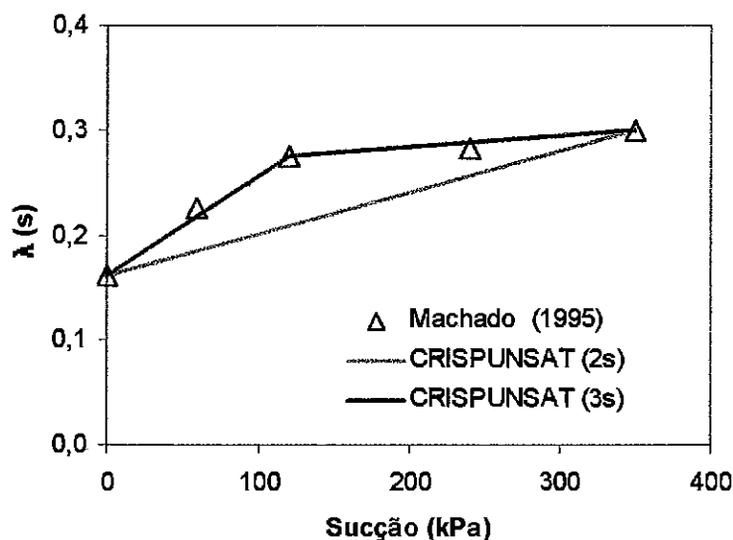


Figura 7.13 Ajuste de $\lambda(s)$ com os valores de Machado (1995) para dois e três valores de sucção

Os ensaios de carregamento seguidos de inundação mostravam, claramente, deformações de colapso decrescentes com as tensões aplicadas e a utilização do modelo WS Modificado representou, de forma satisfatória, o comportamento deste solo compactado, conforme pode-se ver na Figura 7.14.

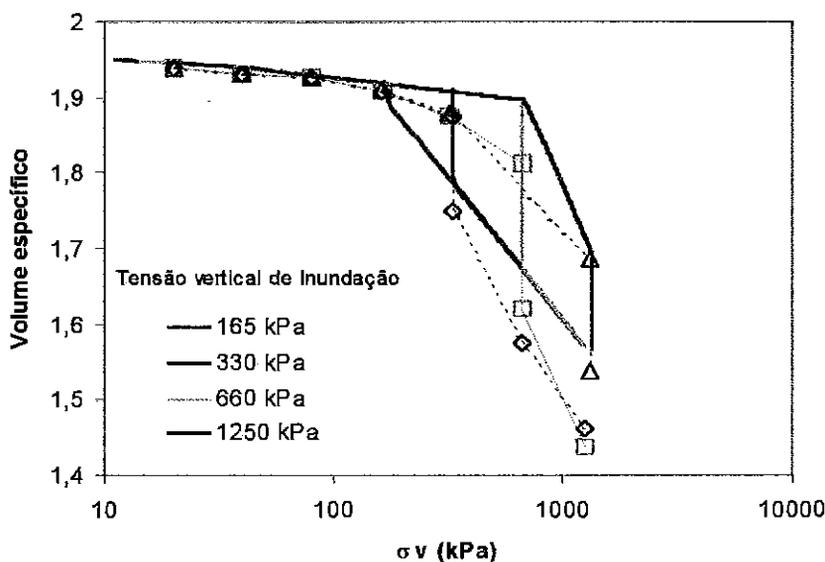


Figura 7.14 Previsões dos ensaios com de carregamento e inundação realizados por Machado (1995)

7.4. PREVISÃO DOS ENSAIOS DE BALMACEDA (1991)

7.4.1. Descrição do solo utilizado e ensaios realizados

O solo empregado por Balmaceda (1991) foi obtido do núcleo da barragem Vallfornes, durante a sua construção. O peso específico seco do solo, obtido na barragem, foi de $\gamma_d = 17,8 \text{ KN/m}^3$ e a umidade correspondente a 13,75%. Segundo o sistema unificado de Casagrande, este solo classifica-se como SM.

As amostras compactadas em laboratório foram obtidas com diferentes energias de compactação (7, 10 e 25 golpes por camada). Para cada uma, foram determinados o peso específico, grau de saturação (S) e umidade (w). Com o grau de saturação, Balmaceda (1991) ajustou a equação que o correlaciona com a sucção, determinada através do método de papel filtro.

Os ensaios de Balmaceda (1991), utilizados nestas previsões, foram convencionais em amostras compactadas com 7 golpes. Foram utilizadas três trajetórias com carregamento seguida de inundação e, novamente carregamento e descarregamento. Como não houve controle de sucção, o carregamento diminui o grau de saturação e em consequência a sucção. A superfície de estado de grau de saturação, sugerida por Balmaceda (1991), não foi considerada nestas previsões.

7.4.2. Previsões com o modelo Balmaceda (1991)

Na Tabela 7.8 são apresentados os parâmetros do modelo Balmaceda (1991):

Tabela 7.8 Parâmetros do modelo Balmaceda (1991)

κ	λ	κ_s	G (kPa)	pc (kPa)	M	α (kPa ⁻¹)	$p_0(\infty)_{max}$ (kPa)	ϵ_{vmax}^p
0,009	0,049	0,001	7000	0,10	1,2	0,004	800,0	0,084

$$p_0(0)_{max} = \frac{P_0^{00}{}_{max}}{e^{\frac{\Delta \epsilon_{vmax}^p}{\lambda - \kappa}}} = 97,97 \text{ kPa}$$

$$\zeta_x = \frac{3}{4} p^c + \frac{1}{p^c} \left[P_0^{00}{}_{max} e^{\frac{\Delta \epsilon_{vmax}^p}{\lambda - \kappa}} - \frac{P^c}{2} \right]^2 = 95 \ 873,83$$

$$m = \frac{p_{0max}^{00} - p_0(0)_{max} + p^c}{p^c} = 7\,021,35$$

$$\zeta_y = 1 + \frac{(m-1)(\zeta_x - p^c)}{p_0(0)_{max} - p^c} e^{-\frac{(\zeta_x - p_0(0)_{max})}{\zeta_x - p^c}} = 2\,532\,673,80$$

A Figura 7.15 mostra a variação $\frac{dm}{dp_0(0)}$ com $p_0(0)$, na qual pode ser garantida a validade do modelo. Na Figura 7.16 estão indicadas as curvas LC inicial e de colapso máximo, diferenciando-se dos ensaios de Futai (1997) que apresentavam estas duas curvas coincidentes. Nos ensaios de Balmaceda (1991) as deformações de colapso não tiveram uma grande redução com o carregamento, indicando que o colapso máximo deve se dá a elevadas tensões de compressão.

A Figura 7.17 mostra a previsão do ensaio 2.1 da série 1 em que ocorre um carregamento até 50 kPa. Com esta tensão vertical, o solo é inundado e novamente carregado até 800 kPa. Ao final, com o solo saturado descarrega-se até o valor inicial. Observa-se uma boa concordância entre as previsões com a utilização do modelo Balmaceda (1991), tanto na fase de carregamento quanto no colapso, que apresentou a deformação com um valor muito próximo do ocorrido no ensaio.

No ensaio 2.2 da série 1, Balmaceda (1991) aplicou uma tensão vertical de 200 kPa e saturou novamente a amostra. O ensaio tinha por objetivo avaliar o desenvolvimento do colapso com o aumento das tensões. A previsão deste ensaio evidencia um comportamento ainda de aumento de colapso, o que na realidade foi verificado no ensaio, embora a previsão tenha apresentado as deformações originadas pelo colapso menor do que ocorreu no ensaio, conforme se vê na Figura 7.18.

Finalmente no ensaio 2.3 da série 1, mostrado na Figura 7.19, a tensão vertical é aplicada até 800 kPa e só então é inundado. A previsão acompanha, neste ponto, a tendência de diminuição das deformações de colapso com excelentes resultados.

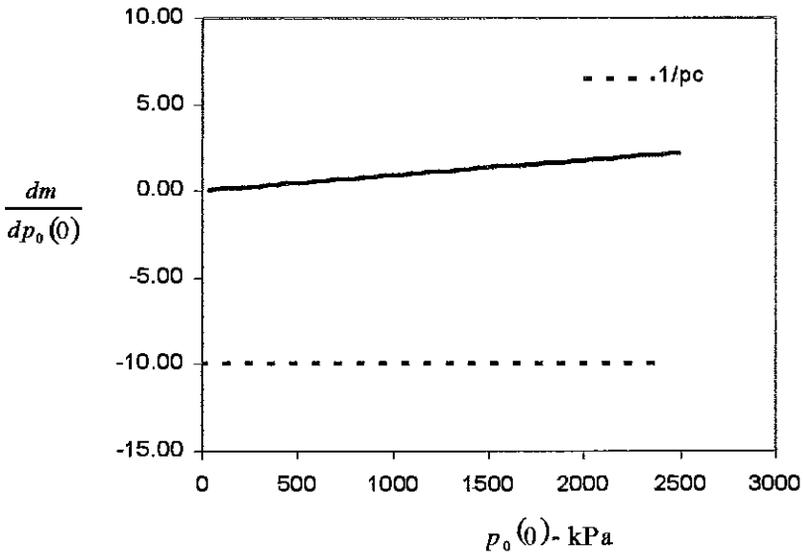


Figura 7.15 Verificação da condição de validade do modelo de Balmaceda (1991)

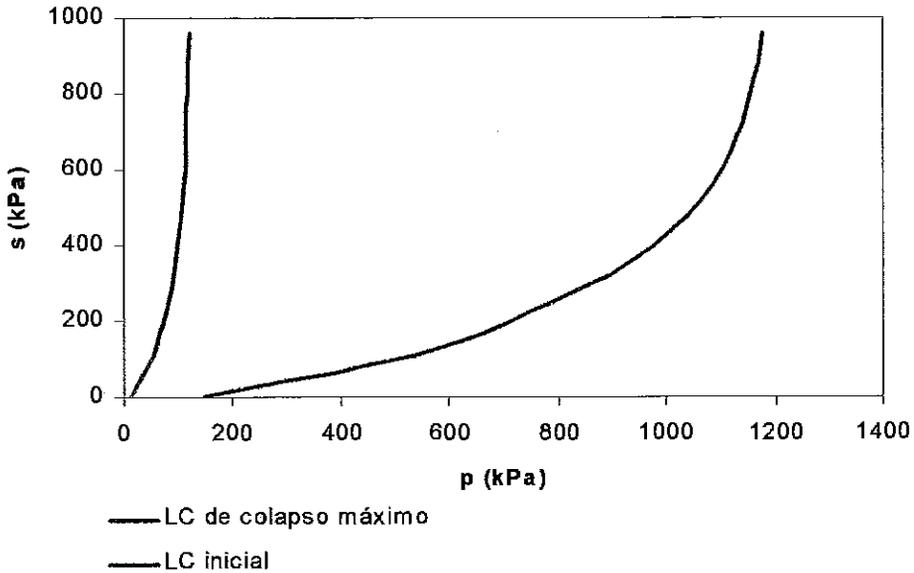


Figura 7.16 Deslocamento da curva LC de acordo com o modelo de Balmaceda (1991)

7.4.3. Previsões com o modelo WS Modificado

Para as previsões com este modelo, os parâmetros foram obtidos das curvas não saturada e saturada dos três ensaios comentados acima. A sucção das amostras saturadas

foram obtidas por Balmaceda (1991) com a utilização da técnica do papel filtro e está indicada na Tabela 7.9.

Tabela 7.9 Parâmetros do modelo Wheeler e Sivakumar modificado

Sucção (kPa)	$\lambda(s)$	$N(s)-N(0)$	$\mu(s)$ (kPa)	$M(s)$
0,0	0,079	0,0	0	1,2
150,0	0,115	0,1556	90,0	1,2

Parâmetros constantes: $\kappa(s) = 0,019$; $\kappa_s = 0,001$ e $G = 7000$ kPa

As previsões apresentaram excelentes resultados, como se vê também nas Figuras 7.17 a 7.19. Comparando com o modelo Balmaceda (1991), pode-se concluir que a reprodução dos ensaios foi realizada de forma mais satisfatória e com procedimento muito mais simples na obtenção dos parâmetros do modelo. Na Tabela 7.9 verifica-se uma pequena diferença entre os valores de $\lambda(s)$ saturado e não saturado, indicando que a convergência das curvas de compressão deve se dar a altas tensões. A previsão é muito boa neste aspecto, mesmo considerando-se que a variação das deformações de colapso não foram significativas.

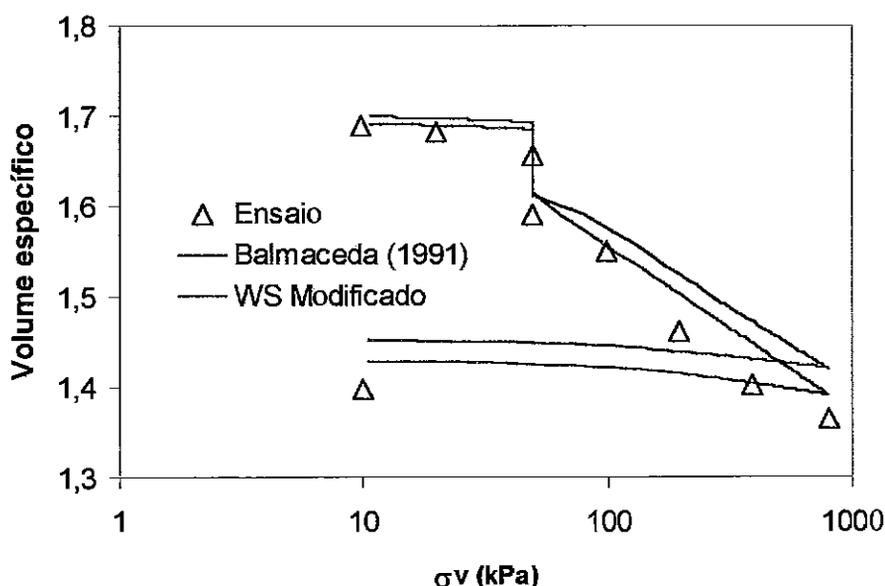


Figura 7.17 Previsões de ensaio edométrico com inundação a tensão vertical de 50kPa

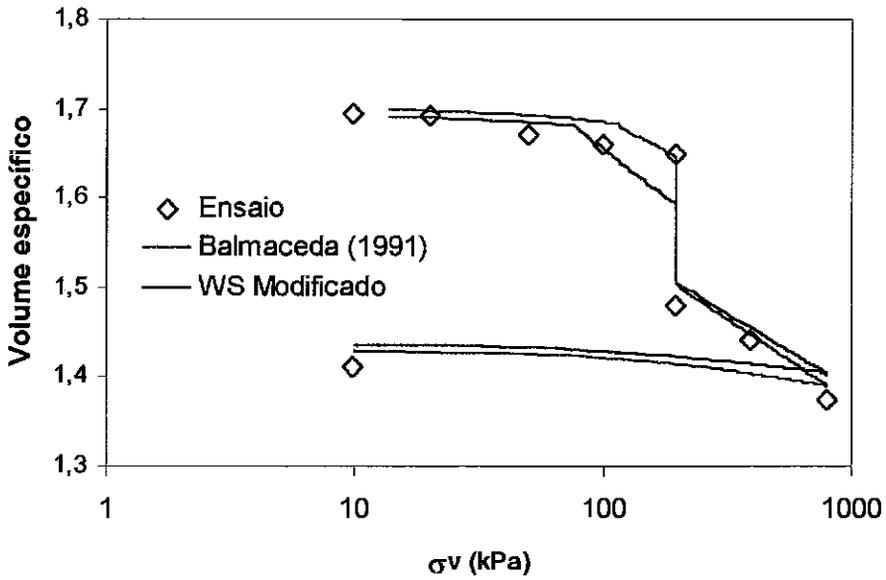


Figura 7.18 Previsões de ensaio edométrico com inundação a tensão vertical de 200kPa

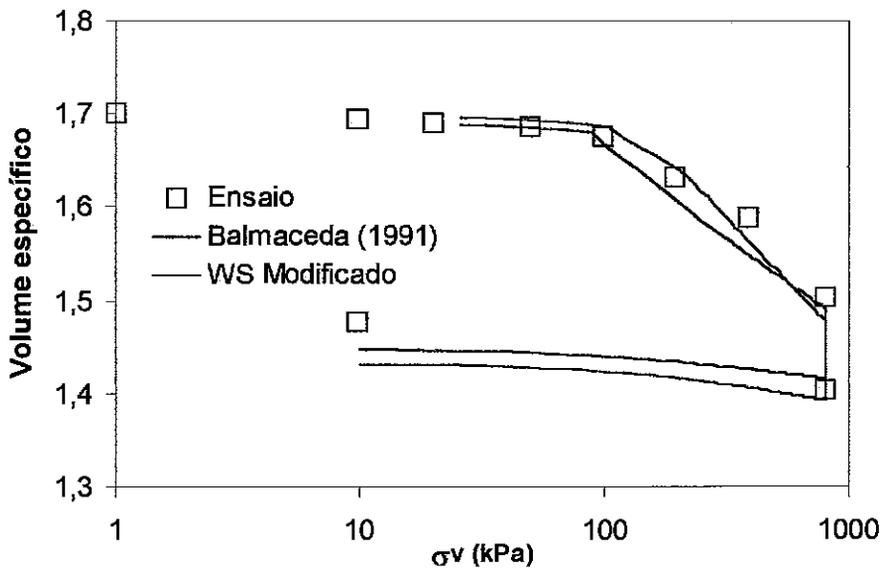


Figura 7.19 Previsões de ensaio edométrico com inundação a tensão vertical de 800kPa

7.5. PREVISÃO DOS ENSAIOS DE MASWOSWE (1985)

7.5.1. Descrição do solo utilizado e ensaios realizados

Maswoswe (1985) realizou ensaios triaxiais tipo K_0 (deformação lateral nula) em uma argila arenosa, objetivando esclarecer, se no fenômeno do colapso, sob condições edométricas, a trajetória de tensões atingia a envoltória de Mohr-Coulomb, ou se era devido apenas à rupturas localizadas nos contatos entre os grãos de solo. Considerando que o impedimento de deslocamento lateral direcionava a trajetória de tensões em sentido contrário à envoltória de ruptura do solo, Maswoswe (1985) concluiu que, durante o colapso, a segunda hipótese se confirmava, pois nestas condições, a tensão horizontal crescia com a diminuição da sucção enquanto que a tensão vertical permanecia constante.

Os ensaios reproduzidos pelo programa foram realizados com o carregamento do solo a sucção constante, seguido de saturação (SK1, SK2, SK3 e SK7) com a tensão vertical mantida constante. As condições iniciais dos corpos de prova, as tensões de inundação e os percentuais de colapso de cada ensaio são apresentados na Tabela 7.10.

Tabela 7.10 Condições iniciais dos ensaios de Maswoswe (1985)

Ensaio	e_0	w (%)	S (%)	γ_d (KN/m ³)	$\sigma_{vi}^{(*)}$ (kPa)	Colapso
						calculado (%)
SK1	0,661	11,03	44,88	15,88	567	6,6
SK2	0,6615	11,00	44,73	15,87	194	11,7
SK3	0,6611	11,05	44,96	15,88	390	11,39

(*) Tensão vertical de inundação

7.5.2. Previsões com o modelo Balmaceda (1991)

Os parâmetros adotados para a previsão dos ensaios de Maswoswe (1985), para o modelo Balmaceda (1991), foram sugeridos por este autor e estão apresentados Tabela 7.11.

Tabela 7.11 Parâmetros do modelo Balmaceda (1991)

κ	λ	κ_s	G (kPa)	pc (kPa)	M	α (kPa ⁻¹)	$p_0(\infty)_{max}$ (kPa)	ε_{vmax}^p
0,0007	0,066	0,01	9000	43	1,2	0,01	900	0,095

Os demais parâmetros são calculados a seguir. A tensão de escoamento para a condição saturada, na qual define a superfície LC que apresenta o maior colapso será dada por:

$$p_0(0)_{\max} = 176,42 \text{ kPa}$$

$$\zeta_x = 590,43$$

$$m = 17,83$$

$$\zeta_y = 33,41$$

Na Figura 7.20 tem-se a validação do modelo através da variação $\frac{dm}{dp_0(0)}$ com $p_0(0)$. A

Figura 7.21 mostra quatro posições diferentes da curva LC: a superfície inicial apresenta um comportamento inerte, pois tem a posição quase vertical, indicando que para uma trajetória de variação de sucção, as deformações plásticas de colapso são bastante reduzidas. A segunda corresponde à superfície LC de colapso máximo; a terceira de maior inclinação e no final a figura indica a LC com diminuição da inclinação com relação à anterior.

As Figuras 7.36 a 7.40 apresentam os resultados das previsões dos ensaios de Maswoswe (1985), descritos no item 7.5.1.

7.5.3. Previsões com o modelo WS Modificado

Para o modelo WS Modificado os parâmetros foram calculados a partir do resultado de ensaios edométricos com amostras saturada e não saturada com sucção igual a 250 kPa. A Tabela 7.12 apresenta os parâmetros do modelo, utilizados nestas previsões.

Tabela 7.12 Parâmetros do modelo Wheeler e Sivakumar modificado

Sucção (kPa)	$\lambda(s)$	$N(s)-N(0)$	$\mu(s)$ (kPa)	$M(s)$	$\kappa(s)$
0,0	0,0912	0,0	0	1,2	0,01
250,0	0,162	0,281	150,0	1,2	0,01

Parâmetros constantes, independentemente da sucção: $\kappa_s = 0,0005$ e $G = 9000 \text{ kPa}$

As previsões dos ensaios de Maswoswe (1985), com o modelo WS Modificado, apresentaram bons resultados tanto para o colapso, vistos nas Figuras 7.22 a 7.24, como para carregamento a sucção constante e tensões verticais finais mais elevadas.

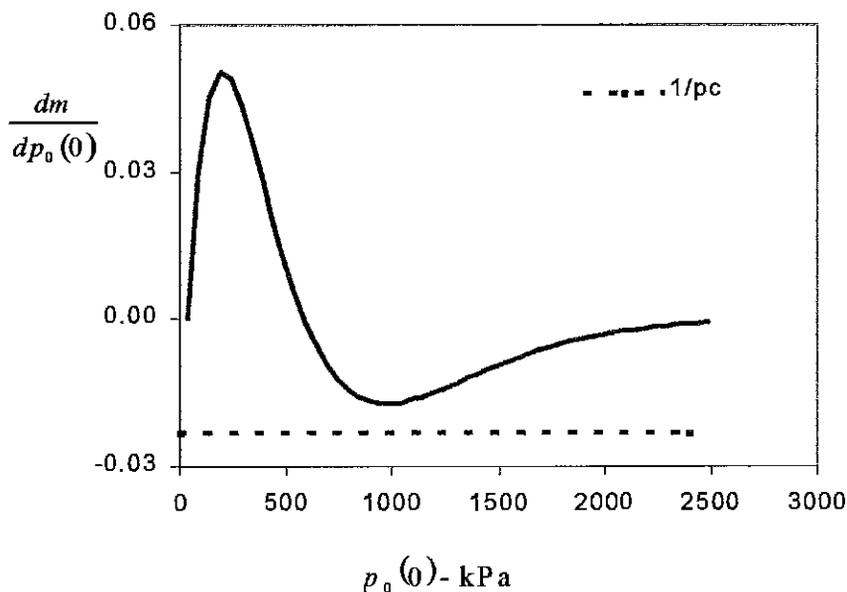


Figura 7.20 Verificação da condição de validade do modelo de Balmaceda (1991)

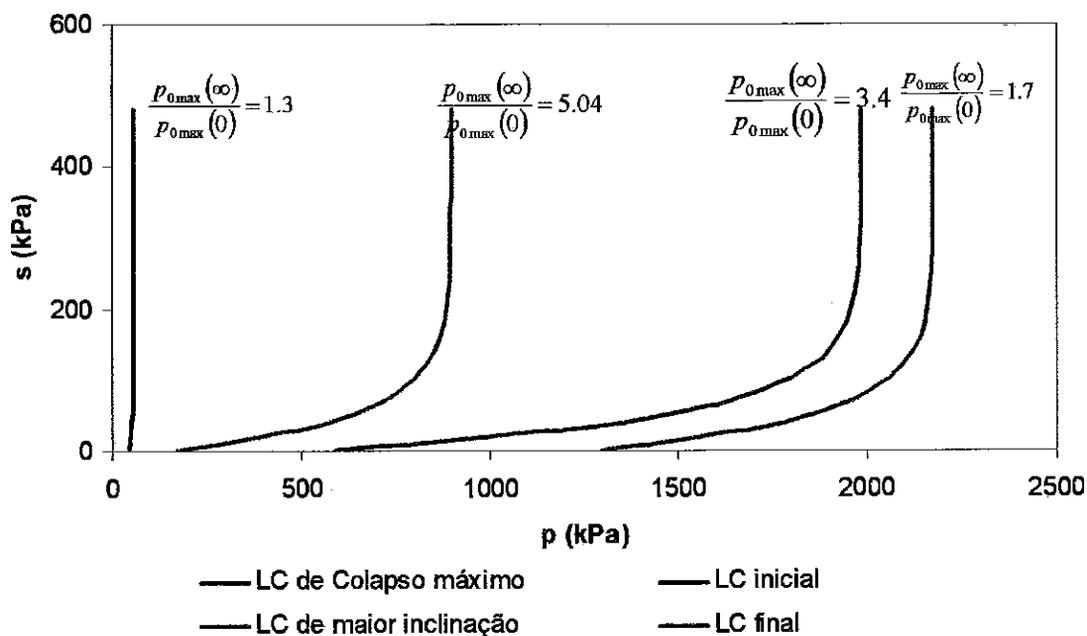


Figura 7.21 Deslocamento da curva LC de acordo com o modelo de Balmaceda (1991)

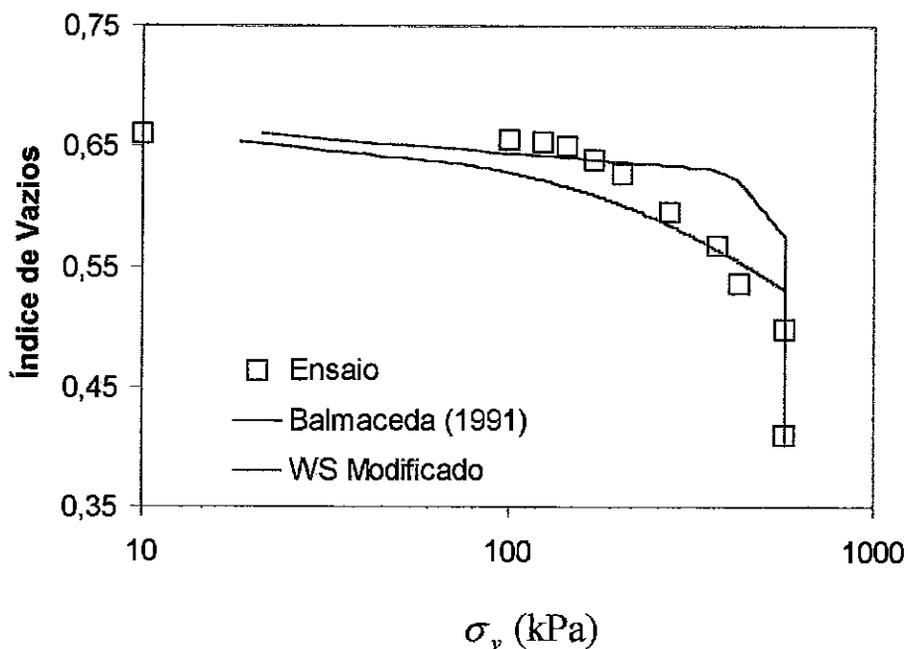


Figura 7.22 Previsões do ensaio SK1 segundo os modelo de Balmaceda e WS Modificado

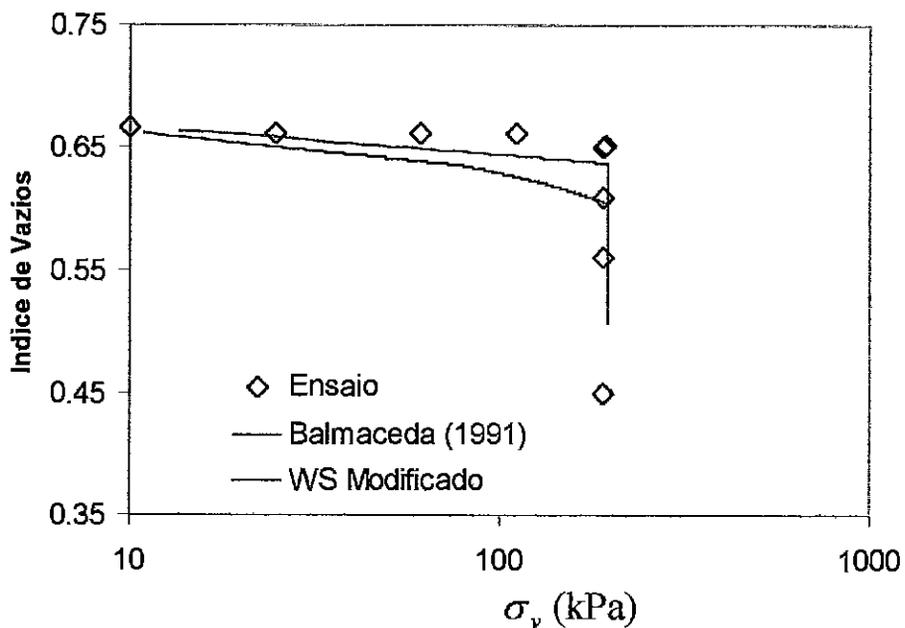


Figura 7.23 Previsões do ensaio SK2 segundo os modelo de Balmaceda e WS Modificado

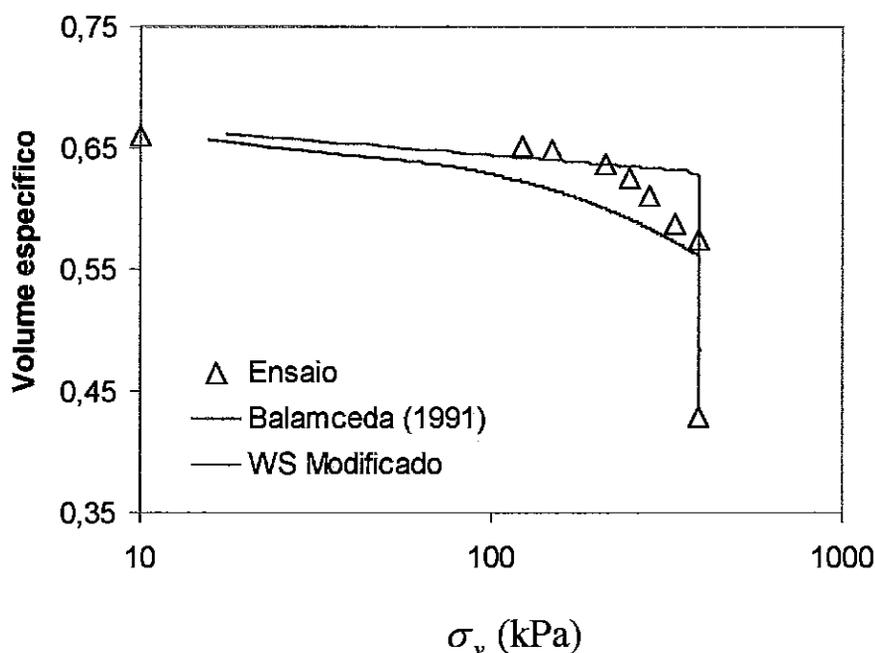


Figura 7.24 Previsões do ensaio SK3 segundo os modelo de Balmaceda e WS Modificado

7.6. PREVISÃO DOS ENSAIOS DE LAWTON ET AL (1989) e (1991)

7.6.1. Descrição do solo utilizado e ensaios realizados

Lawton et al (1989) realizaram ensaios duplos edométricos com umidade constante em amostras obtidas a partir de diferentes energias de compactação e umidades. O objetivo era determinar a influência do método de compactação e da seqüência do carregamento-diminuição de sucção sobre o potencial de colapso. O solo utilizado era moderadamente expansivo, classificado como SC, tipicamente utilizado em aterros e barragens.

O mesmo solo foi utilizado por Lawton et al (1991) em ensaios duplos triaxiais, que visavam determinar a influência do colapso nas direções vertical e horizontal com relação à razão entre estas tensões aplicadas nestas direções (σ_v/σ_h).

Os ensaios utilizados nas previsões foram realizados com amostras moldadas a 80% de compactação relativa e umidade de 13%. As amostras foram saturadas a diferentes valores de tensões verticais. A expansão ou colapso não corresponderam exatamente a diferença entre as curvas saturada e não saturada do ensaio duplo.

Lawton et al (1989) concluíram que os ensaios duplos de adensamento apresentaram bons resultados na avaliação do potencial de colapso para o solo que estes autores estudaram, o mesmo não aconteceu com a estimativa do potencial de expansão.

Os ensaios duplos triaxiais permitiram a Lawton et al (1991) concluírem que a deformação volumétrica de colapso é dependente da tensão média p e é independente da razão entre as tensões principais (σ_v/σ_h). Verificaram também, que as componentes de deformação vertical e horizontal são fortemente dependentes de (σ_v/σ_h).

Alonso, Josa e Gens (1993 e 1995) apresentaram previsões dos ensaios de Lawton et al (1989 e 1991) com a utilização do modelo Alonso et al (1990). A redução das deformações de colapso com as tensões de compressão foram calculadas considerando uma superfície de estado para o grau de saturação e a sucção. As previsões que serão apresentadas a seguir não utilizaram esta superfície de estado e a diminuição do colapso foi obtida pelo modelo WS modificado, com bons resultados.

7.6.2. Previsões com o modelo WS Modificado

Com relação às previsões, verifica-se pelas Figuras 7.25 e 7.26 bons resultados em comparação ao ensaio duplo, que corresponde a diferença entre as curvas saturada e não saturada. No entanto, quando se utiliza o resultado das deformações devido à inundação das amostras, os melhores resultados das previsões são obtidos para as deformações de colapso, não ocorrendo o mesmo para expansão. A Tabela 7.13 mostra os parâmetros obtidos do ensaio duplo de adensamento.

Tabela 7.13 Parâmetros do modelo WS Modificado

Sucção (kPa)	$\lambda(s)$	$N(s)-N(0)$	$\mu(s)$ (kPa)	$M(s)$	$\kappa(s)$
Sat.	0,0912	0,0	0	1,2	0,01
Nsat	0,162	0,281	150,0	1,2	0,01

Parâmetros constantes: $\kappa(s) = 0,01$; $\kappa_s = 0,005$ e $G = 9000$ kPa

As previsões dos ensaios duplos triaxiais com inundações foram realizadas utilizando-se diferentes valores da tensão média (σ_m) e $\sigma_v/\sigma_h = 1,0; 1,5; 2,0$ e $3,0$. Os resultados das previsões são apresentadas na Figura 7.27 e mostraram resultados bastante satisfatórios. Nesta figura, as curvas com linhas contínuas correspondem aos resultados das previsões e os dados dos ensaios são indicados pelas linhas tracejadas.

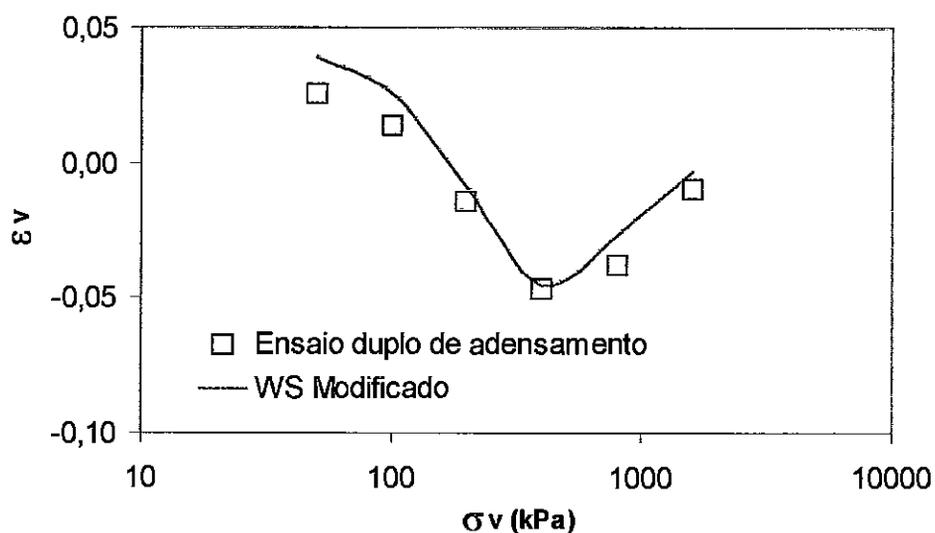


Figura 7.25 Previsão dos ensaios duplos de adensamento de Lawton et al (1989) com o modelo WS Modificado

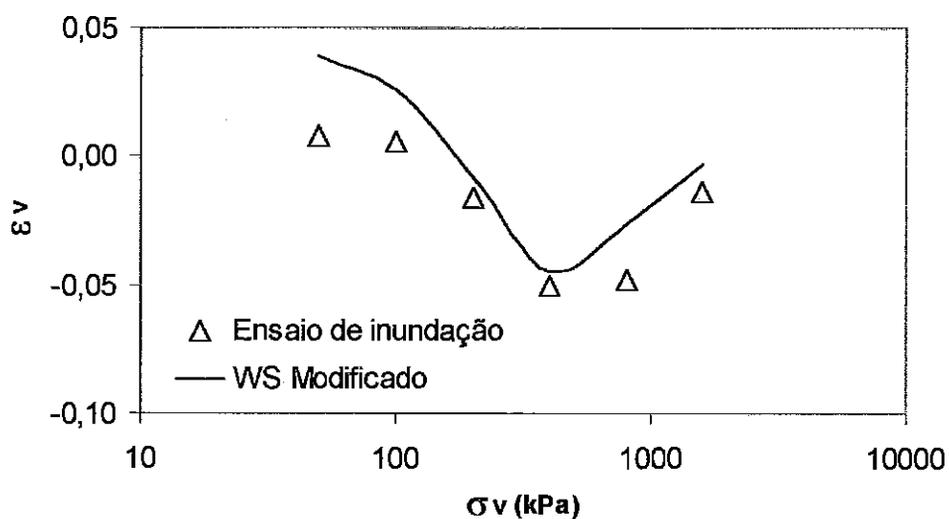


Figura 7.26 Previsão dos ensaios de inundação de Lawton et al (1989) com o modelo WS Modificado

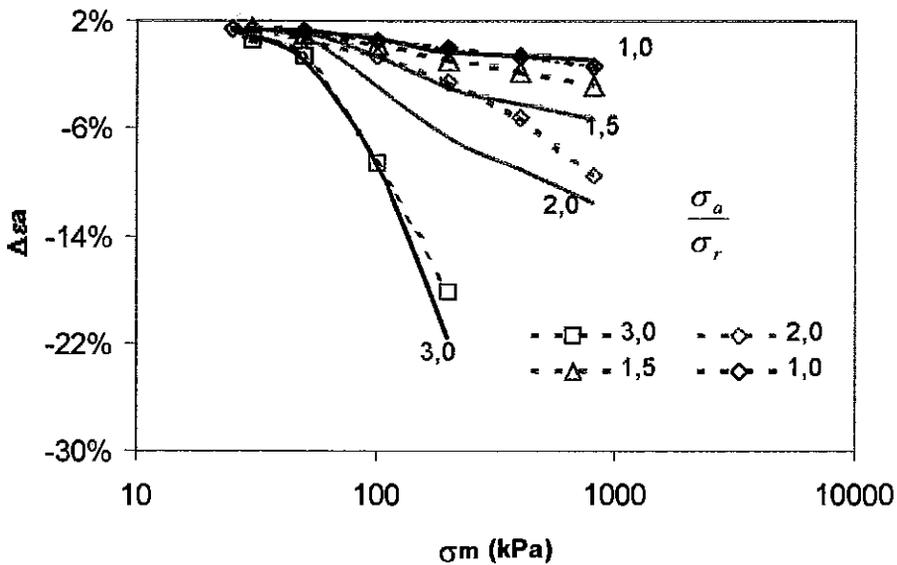


Figura 7.27 Previsão dos ensaios duplos triaxiais de Lawton et al (1991)

7.7. COMENTÁRIOS FINAIS

Neste Capítulo foram apresentadas previsões de ensaios edométricos e triaxiais em amostras de solos não saturados. Nas previsões foi utilizado o programa CRSPUNSAT com os modelos elasto-plásticos implementados no programa. Dos resultados apresentados o que mostrou maior discordância foi o de Alonso et al (1990).

A obtenção do colapso máximo poderá ser realizada com a utilização dos modelos Balmaceda (1991), Futai (1997) e WS Modificado. O primeiro modelo considera que o aumento das deformações de colapso pode ocorrer após o acionamento da superfície de escoamento LC. Já com relação aos modelos WS Modificado e Futai (1997), a superfície de escoamento LC inicial corresponde aos resultados de colapso máximo para qualquer valor de sucção.

Considerando que o ajuste dos parâmetros do modelo Balmaceda (1991) é muito complexo e de difícil obtenção, a utilização do modelo WS Modificado demonstrou ser mais adequado na avaliação do colapso de solos não saturados submetidos à diminuição de sucção.

Os ensaios duplos de adensamento foram utilizados para a obtenção dos parâmetros do modelo WS Modificado, sem a consideração da variação da sucção durante o carregamento. As previsões destes ensaios também serviram para validar a superfície de escoamento elíptica no plano (p, q) .

CAPÍTULO 8

APLICAÇÃO DO PROGRAMA CRISPUNSAT A ENSAIOS DE PLACA EM SOLO COLAPSÍVEL

8.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentadas as previsões de ensaios de placa com inundação em solos colapsíveis realizados por Conciani (1997). Nestas previsões será utilizado o modelo de Futai (1997), implementado no programa CRISPUNSAT.

8.2. PROVAS DE CARGA

Conciani (1997) utilizou o campo experimental de Campo Novo do Parecis, no estado de Mato Grosso. Neste local o solo constituinte é composto de um material predominantemente argiloso e de cor avermelhada. O perfil de solo caracteriza-se por um pequeno aumento de índice de vazios com a profundidade. A fração sólida do solo tem massa específica aproximadamente igual a $2,72 \text{ g/cm}^3$. O grau de saturação varia no decorrer do ano, apresentando valores da ordem de 45% na estação seca, aumentando até 55% na época de chuvas. Ensaios de SPT, realizados em Campo Novo do Parecis indica um perfil bastante uniforme.

A Figura 8.1 mostra a variação do SPT com a profundidade e vê-se claramente que até 5m os valores, praticamente, são constantes e muito baixos, a partir de então o SPT cresce até um valor maior do que 10 a uma profundidade de 15m. O peso específico natural médio do solo é igual a 10 kN/m^3 e será usado para definir o perfil de tensões iniciais nas análises realizadas neste capítulo. Para tal, foram utilizados os ensaios edométricos com controle de sucção realizados por Futai (1997).

8.2.1. Descrição dos ensaios de Conciani (1997)

Conciani (1997) apresentou resultados de quatro ensaios de placa em Campo Novo do Parecis que foram realizados como mostra a Tabela 8.1. Durante os ensaios, Conciani (1997) efetuou medidas de sucção com tensiômetros instalados em cinco profundidades distintas, que serão descritas ao longo do capítulo.

Tabela 8.1 – Valores de carregamento em que se inundou o solo do ensaio de placa (Conciani, 1997)

Ensaio	Carga
1 (carga de ruptura)	Umidade natural – 72 kPa
2 (50% da c. de ruptura)	Inundação com 36 kPa
3 (75% da c. de ruptura)	Inundação com 54 kPa
4 (25% da c. ruptura)	Inundação com 18 kPa

Na Tabela 8.1 observa-se que o ensaio 1 foi realizado sem inundação da cava e a carga de 72 kPa, correspondente ruptura do solo abaixo da placa. Os outros ensaios foram realizados em duas ou três fases com a inundação da cava a valores equivalentes de 25%, 50% e 75% da carga de ruptura. Os ensaios 2 e 4 tiveram três fases:

- Carregamento indicado na Tabela 8.1
- inundação
- carregamento final até 54 kPa

O ensaio 3 não tem a última fase de carregamento após a inundação.

Nos ensaios citados acima, Conciani (1997) utilizou uma placa de 0,80m, colocada a uma profundidade de 1,0m abaixo do nível do terreno, necessária devido à presença de camada endurecida na superfície do solo, que poderia prejudicar o ensaio. Abaixo da placa foi colocado um colchão de areia lavada com uma espessura de 1cm para homogeneizar a infiltração de água durante o ensaio. Para a medida da sucção e umidade antes e durante o ensaio foram utilizados tensiômetros e uma sonda TDR (reflectometria do domínio do tempo).

Para a medida da carga Conciani (1997) utilizou uma célula com capacidade de 200kN e resolução de 0,1kN. O recalque foi medido através da instalação de quatro deflectômetros diametralmente opostos sobre a placa. A inundação da cava conservou uma lâmina de espessura igual a 5cm acima da placa e a medida da sucção foi realizada com os tensiômetros instalados a cada 25cm de profundidade até 1,0m.

O procedimento de instalação e medição pode ser visto em Conciani et al (1996) e Conciani (1997). A medição foi feita antes do ensaio e apresentou valores mais elevados próximos da superfície do terreno. A Figura 8.2 mostra a distribuição da poro pressão com a profundidade antes e após a inundação da cava.

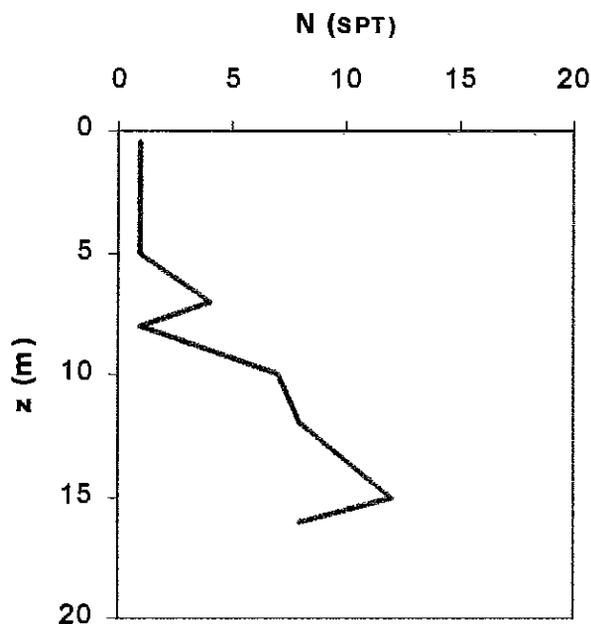


Figura 8.1 - Perfil de SPT do campo experimental de Campo Novo dos Parecis (Conciani, 1997)

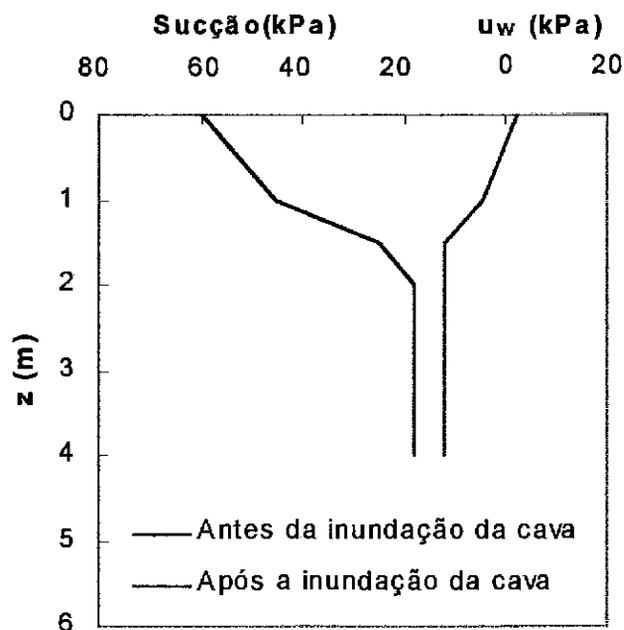


Figura 8.2 - Perfil médio de poro pressões antes e após a inundação da cava (Conciani, 1997)

8.3. PREVISÃO DOS RECALQUES

Serão apresentadas a seguir, as previsões dos ensaios 2, 3 e 4 indicados na Tabela 8.1. Nestas previsões, o programa CRISPUNSAT utilizará o modelo Futai (1997) com os parâmetros definidos a seguir.

8.3.1. Parâmetros do modelo adotados para o solo (modelo Futai, 1997)

Os ensaios edométricos realizados por Futai (1997) foram desenvolvidos até tensões verticais elevadas (1500 kPa). Como os ensaios de placa executados por Conciani (1997) limitaram-se a tensões baixas, inferiores a 100 kPa ajustou-se os parâmetros do solo para tensões até 150 kPa. Os parâmetros para o modelo proposto por Futai (1997) segundo esta nova análise são apresentados na Tabela 8.2.

Com estes parâmetros obtém-se as funções de $\kappa(s)$, $\lambda(s)$ e $N(s) - N(0)$ com a sucção, apresentadas nas equações 8.1, 8.2 e 8.3.

$$\lambda(s) = 0,11 + 0,06(1 - e^{-0,005s}) \tag{8.1}$$

$$\kappa(s) = 0,0428 - 0,0248(1 - e^{-0,009s}) \tag{8.2}$$

$$N(s) - N(0) = 0,162(1 - e^{-0,005s}) \tag{8.3}$$

Tabela 8.2 – Parâmetros do modelo Futai (1997)

Parâmetros do modelo	Valor
$\kappa(0)$	0,0428
$\lambda(0)$	0,11
M	1,2
e_{cs}	2,5
G	4400 kPa
β	0,005 kPa ⁻¹
χ	0,009 kPa ⁻¹
P_f	1500 kPa
$\kappa(\infty)$	0,018
$\lambda(\infty)$	0,17
κ_s	0,0037
k	0,6

Os valores experimentais e as curvas geradas pelas funções do modelo estão apresentados nas Figuras 8.3 a 8.5. Como pode-se ver o ajuste é bom podendo ser esperado boas previsões dos ensaios de placa

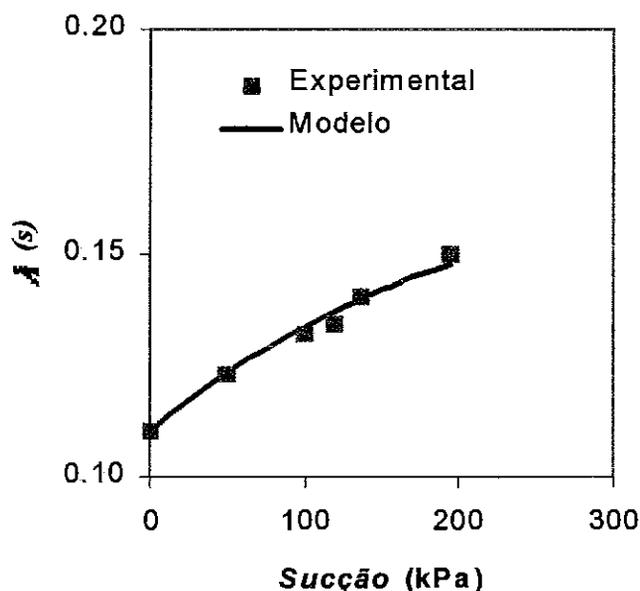


Figura 8.3 - Ajuste da função de $\lambda(s)$ do modelo Futai (1997) para o solo de Campo Novo

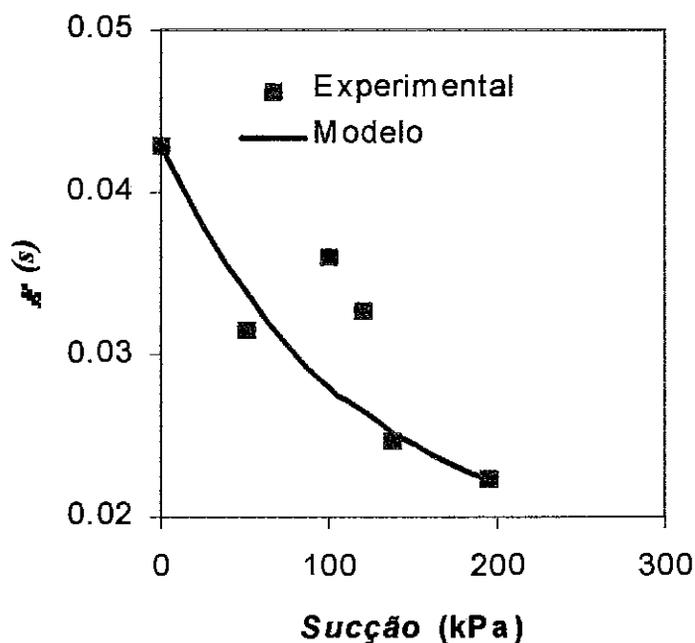


Figura 8.4 - Ajuste da função de $\kappa(s)$ do modelo Futai (1997) para o solo de Campo Novo

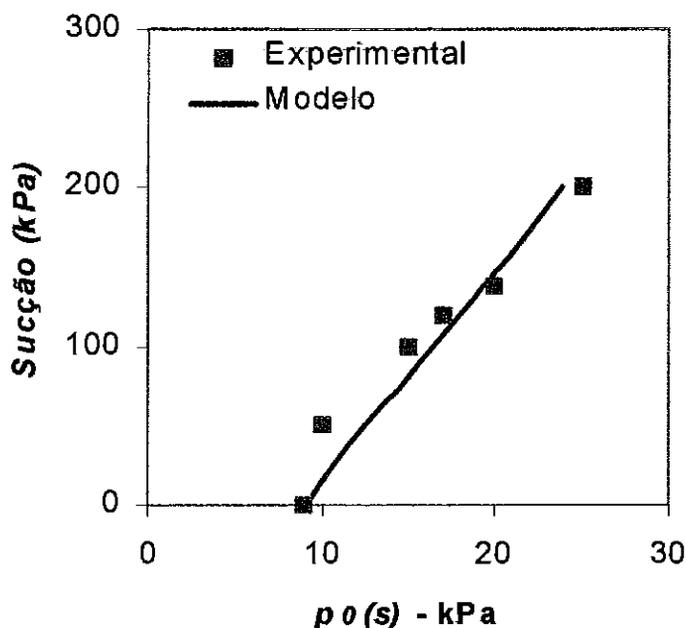


Figura 8.5 - Curva de escoamento LC obtida com o limite de tensões da ordem de 150 kPa

8.3.2. Malha de elementos finitos

Foi utilizado o elemento retangular de oito nós (LSQ) para a realização das análises por Elementos Finitos com o CRISPUNSAT. A geometria da malha foi obtida de acordo com os seguintes critérios:

- a superfície potencial de ruptura não deverá ser interferida pela fronteira lateral da malha;
- a base da malha deverá ser localizada de tal forma a não interferir no bulbo de tensões, originado pelo carregamento da placa.

Atendendo a estes critérios adotou-se uma malha de 4,0m de comprimento por 6,0m de largura, com restrição de deslocamento horizontal nas laterais da malha e impedimento de deslocamentos em ambas direções na sua base, como pode ser visto na Figura 8.6.

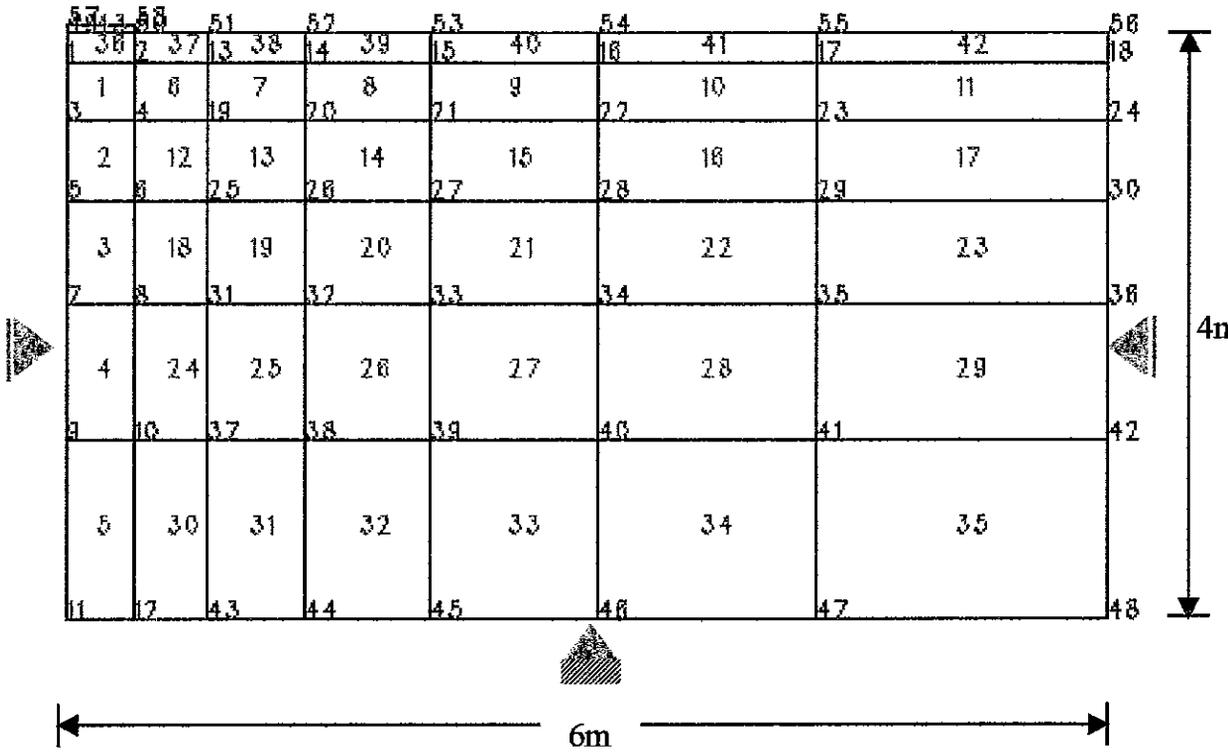


Figura 8.6 - Malha de elementos finitos com a indicação da numeração dos elementos, dos nós e das restrições de deslocamentos

8.3.3. Distribuição de tensões iniciais

Como o peso específico natural do solo do campo experimental de Campo Novo dos Parecis é de 10 kN/m^3 , o topo da malha de elementos corresponde a profundidade de 1,0m, onde se tem a aplicação de um carregamento distribuído de 10 kPa, equivalente à camada de 1,0m de solo. Na Figura 8.7 estão indicados a sobrecarga de $\Delta q_0 = 10 \text{ kPa}$ e o carregamento da placa Δq_f que varia de acordo com o ensaio.

A Tabela 8.3 apresenta a distribuição de tensões iniciais adotadas até a profundidade de 4,0m abaixo no nível da placa correspondente à base da malha de elementos finitos. As tensões verticais foram definidas pelo peso próprio do material. As tensões horizontais foram obtidas a partir de $K_0 = 0,74$ (sugerido por Futai, 1997), sendo que no topo da malha foram consideradas as tensões vertical e horizontal iguais. A distribuição de tensões de escoamento para as condições saturadas $p_0(\theta)$ foram consideradas iguais a $p_0(\theta) = 9 \text{ kPa}$ no topo da malha, crescendo na mesma razão das tensões verticais.

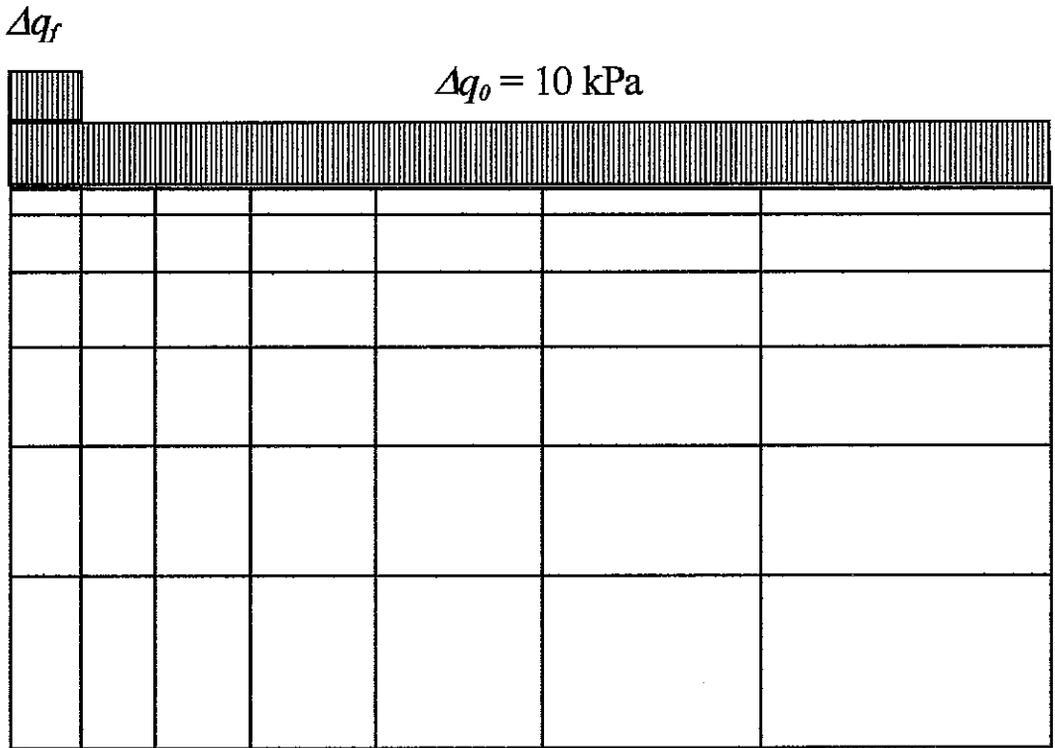


Figura 8.7 - Indicação da localização da sobrecarga e do carregamento da placa

Tabela 8.3 – Perfil de tensões iniciais adotado nas análises

$z \text{ (m)}$	$\sigma_h \text{ (kPa)}$	$\sigma_v \text{ (kPa)}$	$p_0(\theta)$
0,0	10,0	10,0	9,0
1,0	15,0	20,0	18,0
1,5	19,0	25,0	22,0
2,0	22,0	30,0	27,0
4,0	37,0	50,0	45,0

8.4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

As previsões dos ensaios são apresentadas nas Figuras 8.8 a 8.12. A Figura 8.8 mostra a comparação das previsões com os resultados do ensaio de placa. As previsões do carregamento e do colapso apresentaram excelentes resultados. O recarregamento após o colapso não apresentou resultados tão bons quanto as fases anteriores, provavelmente explicado pela ocorrência de ruptura no solo abaixo da placa.

O ensaio com inundação a 36 kPa também apresentou bons resultados nas duas primeiras fases: carregamento e inundação, conforme se vê na Figura 8.9. As deformações de colapso aumentaram com relação ao ensaio anterior e novamente no recarregamento após o colapso os resultados das previsões não apresentaram resultados satisfatórios.

Finalmente o ensaio com inundação a 54 kPa apresentou as maiores deformações de colapso, como indicam as Figuras 8.10, 8.11 e 8.12. O resultado das previsões do carregamento e do colapso também mostraram uma boa concordância com o resultado do ensaio.

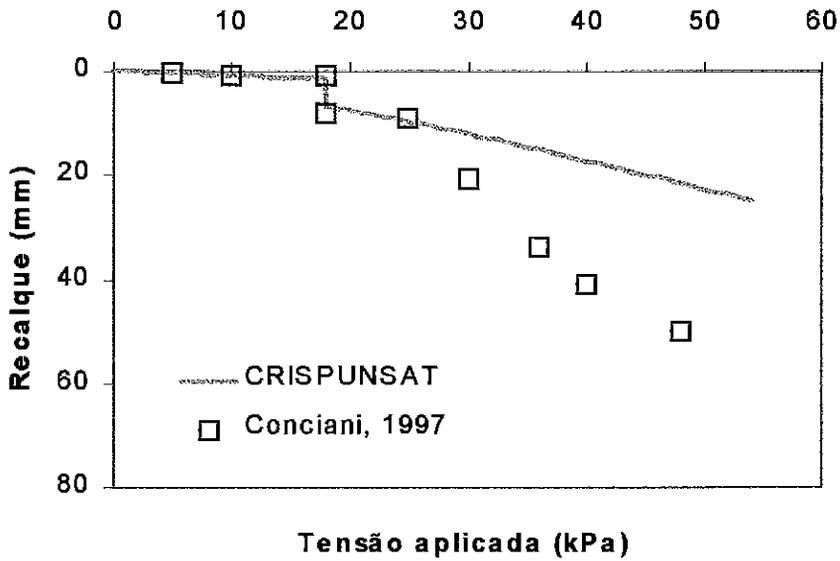


Figura 8.8 - Curva carga x recalque para a inundação com a placa submetida a 18 kPa

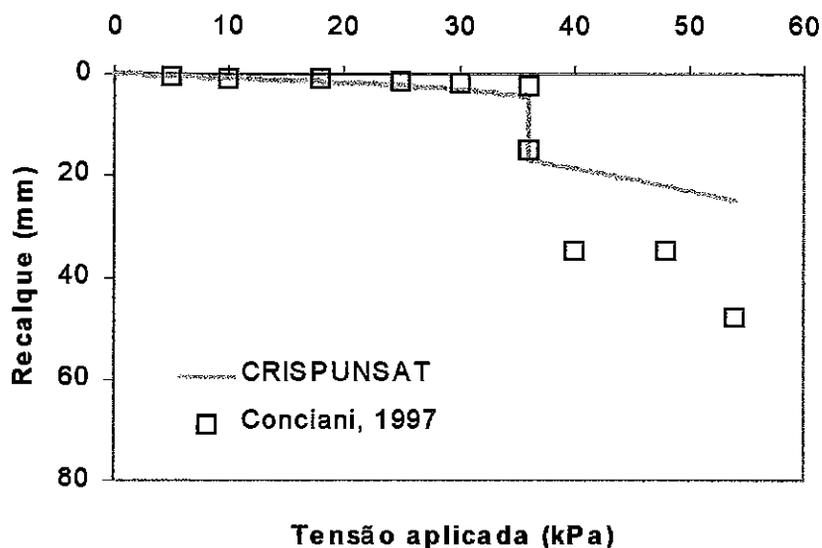


Figura 8.9 - Curva carga x recalque para a inundação com a placa submetida a 36 kPa

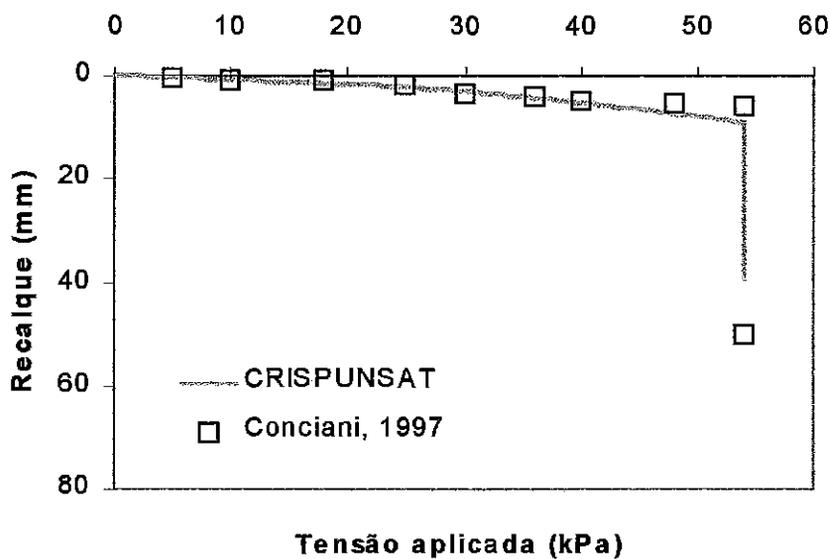


Figura 8.10- Curva carga x recalque para a inundação com a placa submetida a 54 kPa

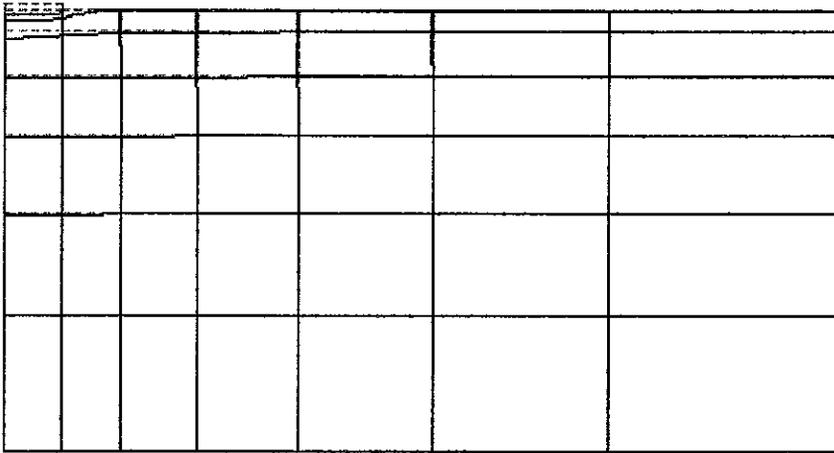


Figura 8.11 - Malha de elementos finitos deformada com o carregamento da placa no Ensaios 3 (deslocamentos aumentados em 10 vezes)

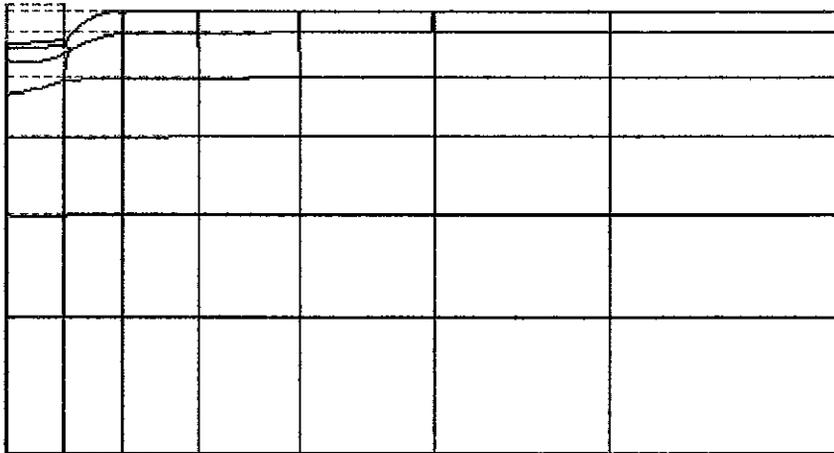


Figura 8.12- Malha de elementos finitos deformada com a inundação no Ensaios 3 (deslocamentos aumentados em 10 vezes)

8.5. COMENTÁRIOS FINAIS

Neste capítulo foram apresentadas as previsões de provas de carga com placa em solos não saturados, realizadas por Conciani (1997) em Campo Novo dos Parecis em Mato Grosso. O autor adotou diferentes valores de carga de inundação e mediu valores crescentes de recalques com o aumento da carga.

As previsões dos ensaios de placa mostraram que o programa CRISPUNSAT com a utilização do modelo Futai (1997) pode ser utilizado em análises de comportamento de solos não saturados submetidos a variação de sucção com a obtenção de bons resultados.

CAPÍTULO 9

ESTUDO NUMÉRICO DO COLAPSO DO CANAL DE IRRIGAÇÃO DE BOM JESUS DA LAPA

9.1. INTRODUÇÃO

Localizado próximo à cidade de Bom Jesus da Lapa, a oeste do estado da Bahia, encontra-se o perímetro de irrigação Formoso “A”. Neste perímetro foram construídos canais de irrigação de seção trapezoidal revestidos com concreto simples, moldados “in situ” sobre o solo, com o objetivo de evitar grandes perdas de água por infiltração e não possibilitar a diminuição das características hidráulicas do canal.

Através de um programa de ensaios de laboratório e de campo realizados pela consultora da obra CEPED e por Mendonça (1990), foi detectado que o solo onde seria assentado o canal era potencialmente colapsível. A partir de então, foram realizadas análises com alguns programas de elementos finitos que deram subsídios para a obtenção de uma solução viável em termos técnicos e econômicos. Estes programas foram desenvolvidos e utilizados por Mahler (1974), Mahler e Pereira (1988), Pereira (1986) e Iturri (1991).

Nesta pesquisa realizaram-se novas análises feitas com a aplicação de um modelo de estados críticos com o objetivo de verificar as condições de colapso do solo de fundação do canal, antes e após o enchimento. Como não foram feitas medidas de campo e a obra já foi realizada, estas análises serviram para avaliar o desempenho do programa CRISPUNSAT com a utilização do modelo WS Modificado.

9.2. IMPORTÂNCIA DA OBRA

O perímetro de irrigação Formoso “A” é destinado a suprir a demanda de água para cultura de hortifrutigranjeiros em uma área de 10 000 hectares. É localizado em uma área onde a precipitação pluviométrica anual apresenta-se de forma bastante irregular. Esta irregularidade caracteriza-se pela ocorrência de períodos de estiagem intercalados com períodos de precipitação normal e satisfatório.

Durante a implantação do projeto e identificação das ocorrências de solos colapsíveis, observou-se que a possibilidade de saturação destes solos cresce com a existência da perímetro irrigado, pois a precipitação de água na região aumenta em uma

proporção de duas a três vezes a precipitação média anual (Mendonça, 1990). Foram necessários ainda, estudos e investigações geológicas e geotécnicas para identificar uma possível solução de engenharia que atendesse, tecnicamente, ao porte deste empreendimento (Aflitos et al, 1990).

Baseado nos estudos de Mendonça (1990), Aflitos et al (1990), e Pereira et al (1990) adotou-se como solução para o problema a construção do canal sobre fundação mista, constituída de aterro compactado sobrejacente ao solo natural colapsível, e colocação de juntas elásticas para proporcionar maior flexibilidade do revestimento de concreto.

9.3. ESTUDOS NUMÉRICOS ANTERIORES

Iturri (1991), Pereira et al (1990) e Mahler (1994) apresentaram análises numéricas que avaliavam o comportamento estrutural do conjunto solo de fundação e revestimento de concreto simples. Nestas análises foram feitas as simulações da construção do canal, enchimento e colapso de sua fundação.

Iturri (1991) realizou as análises com as formulações elástica não linear de Duncan e Chang (1970); elasto-plástica de Drucker e Prager (1952) e Prager (1953) e a formulação de Kim e Lade (1988). Por sua vez, Pereira et al (1990) utilizaram em suas análises, programas de elementos finitos desenvolvidos por Mahler (1974) e Pereira (1986) e inicialmente aplicados à análise bidimensional da construção e enchimento de barragens zonadas de terra e enrocamento. Os programas permitiu também a simulação de cargas d'água em superfícies impermeáveis, empuxo hidrostático, elasticidade não linear, considerando o colapso por redução das características mecânicas de materiais constituintes.

Mahler (1994) analisou o canal de Bom Jesus da Lapa com a utilização do Método dos Elementos Finitos com a formulação não linear de Duncan e Chang (1970), modificado com a formulação de Lade para o coeficiente de Poisson. Utilizou ainda, a modelagem elasto-plástica de Drucker e Prager (1953) e de Kim e Lade (1988). Para a etapa de colapso, Mahler (1994) fez uso de dois procedimentos: uma formulação simplificada, sugerida por ele, e a proposta por Nobari e Duncan (1972).

Na proposta simplificada, Mahler (1994) utiliza o mesmo procedimento usado em um ensaio duplo de adensamento. No caso de uma fundação de solo colapsível, são feitas duas análises: uma com o solo no estado natural, com os parâmetros obtidos para esta condição e outra com o solo saturado. Mahler (1994) sugere que a diferença de deslocamentos entre as duas análises corresponde, aproximadamente, ao colapso do aterro e da fundação.

Para a simulação da expansão Mahler (1994) considera o mesmo procedimento utilizado para o colapso. Em uma escavação para a execução de uma obra em solo expansivo por exemplo, calcula-se os deslocamentos com os parâmetros do solo no estado natural e saturado, conforme os trechos em que ocorre variação de umidade. A diferença corresponde, aproximadamente, à expansão do solo.

9.4. ESTUDOS DO COLAPSO DO CANAL COM A UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA CRISPUNSAT E COM O MODELO WS MODIFICADO

Neste trabalho são apresentadas novas análises da construção, enchimento e colapso da camada de solo natural colapsível. Para o estudo do colapso nestas análises, foi utilizado o modelo elasto-plástico WS Modificado, proposto neste trabalho e implementado no programa CRISPUNSAT.

9.4.1. Condicionantes e Hipóteses adotadas

As análises foram realizadas no estado plano de deformações, utilizando a região entre o eixo do aterro, na margem direita do canal e a metade da base menor da seção trapezoidal, conforme indicado na Figura 9.1.

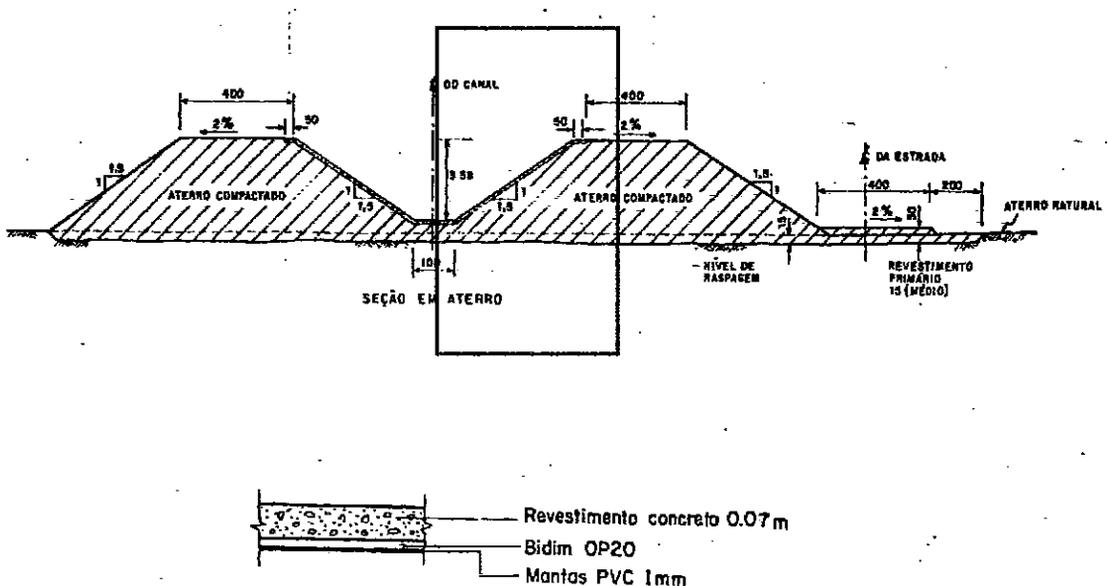
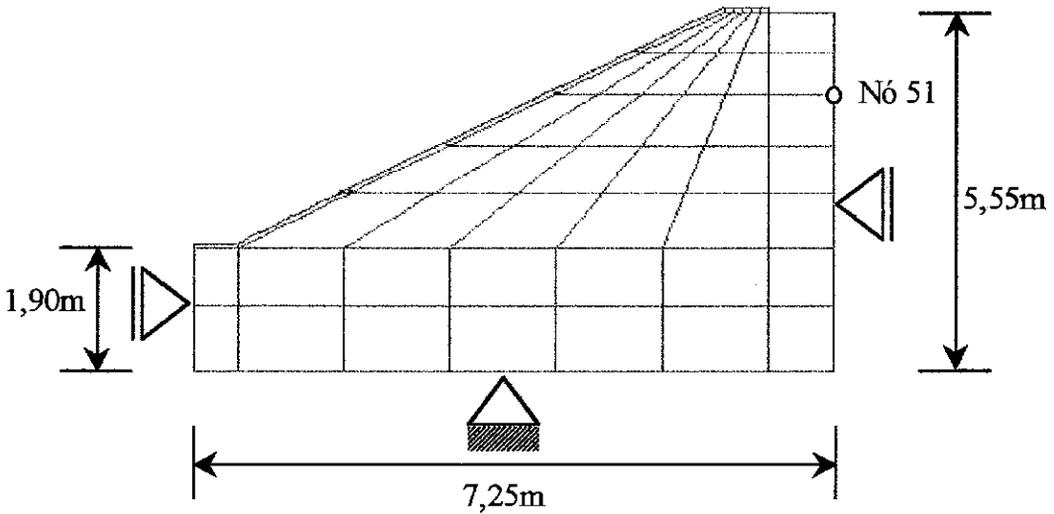


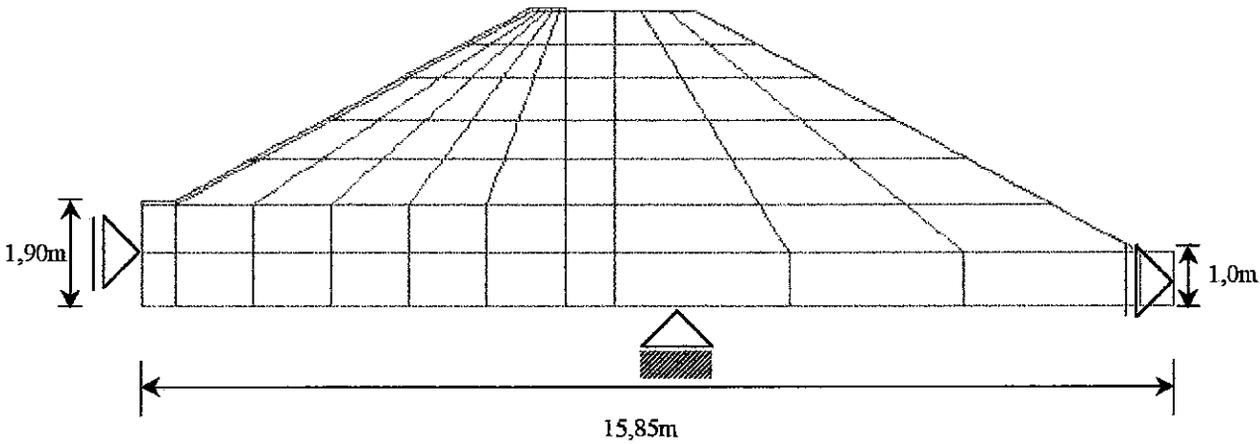
Figura 9.1 - Seção transversal típica do canal de Bom Jesus da Lapa (CEPED, 1988)

A seção descrita acima corresponde a mesma utilizada por Pereira et al (1990), Iturri (1991) e Mahler (1994). Para a discretização da malha de elementos finitos do canal, considerou-se a existência de seis camadas de solo compactado, com altura total de

4,55m, utilizando o elemento retangular de oito nós (LSQ). O solo compactado foi assentado em uma camada de solo colapsível de 1,0m de espessura. Os elementos de concreto e junta elástica também são retangulares e ficaram acima do talude formado pelo solo compactado. A junta elástica fica localizada no topo da segunda camada de solo compactado e está inserida no revestimento de concreto. A Figura 9.2 apresenta as malhas de elementos finitos utilizadas nas análises.



(a) Construção enchimento e colapso



(b) Enchimento

Figura 9.2 - Malhas de elementos finitos utilizadas

O programa CRISPUNSAT permite a utilização de modelos diferentes para materiais distintos e utilizados em uma mesma análise. Para o solo compactado, o

revestimento de concreto e a junta elástica foi adotado o modelo elasto-plástico perfeito de Drucker e Prager (1953), cujos parâmetros sugeridos por Iturri (1991) e também utilizados por Mahler (1994), estão apresentados na Tabela 9.2.

Para a camada de solo colapsível, adotou-se o modelo WS Modificado, cujos parâmetros foram obtidos a partir de ensaio duplo edométrico realizado em amostras coletadas pelo CEPED a uma profundidade de 5,0m na estaca 210. Com base no resultado deste ensaio, indicado na Figura 9.3, foram determinados os parâmetros $\lambda(s)$, $\kappa(s)$, $N(s)$, apresentados na Tabela 9.3. Já com relação aos parâmetros de resistência $\mu(s)$ e $M(s)$, foram adotados valores em conformidade com os ensaios de Mendonça (1990). O parâmetro elástico κ_s foi ajustado pelas curvas do ensaio duplo.

Tabela 9.2 Parâmetros do modelo Drucker e Prager (Mahler, 1994)

Material	E (kPa)	ν	γ (KN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
Solo compactado	5400	0,45	15,46	125	26,6
Concreto	2×10^7	0,15	22,0	5000	10
Junta elástica	2000	0,49	11,0	1000	10

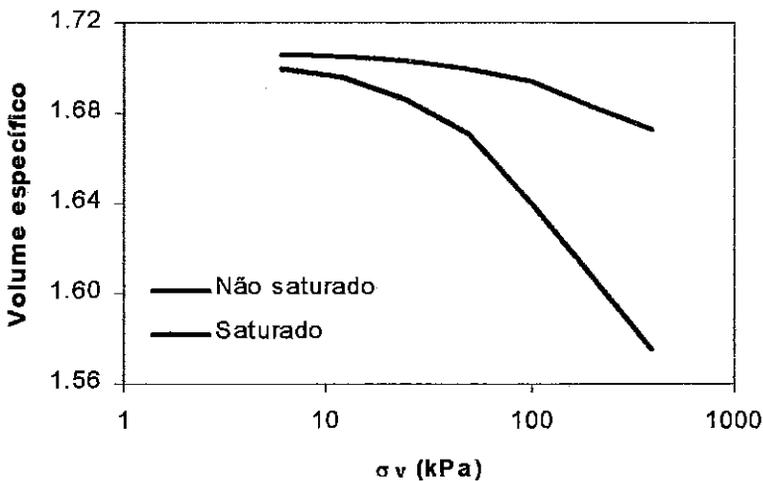


Figura 9.3 - Curvas de compressão saturada e não saturada, obtidas a partir de ensaios duplos edométricos (CEPED)

O peso específico $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ da camada de solo colapsível de espessura de 1,0m foi utilizado para a determinação das tensões iniciais verticais. Já as tensões horizontais, foram obtidas com a consideração de $K_0 = 0,5$. Devido a pequena espessura da camada de solo colapsível, a tensão de escoamento para a condição saturada, obtida no ensaio duplo foi considerada constante e igual a $p_0(0) = 32,4 \text{ kPa}$.

Tabela 9.3 – Parâmetros do modelo WS Modificado

Sucção (kPa)	$\lambda(s)$	$N(s)-N(0)$	$\mu(s)$ (kPa)	$M(s)$	$\kappa(s)$
Sat.	0,043	0,0	0,0	1,2	0,002
Nsat	0,014	0,031	60,0	1,2	0,002

Parâmetros constantes independentes da sucção: $\kappa_s = 0,005$ e $G = 3300$ kPa

9.4.2. Análises realizadas com a utilização do CRISPUNSAT

Para a realização de toda a análise do funcionamento do canal de irrigação de Bom Jesus da Lapa foram consideradas três etapas: a construção do canal em camadas com a colocação do revestimento de concreto; o enchimento do canal quando de sua entrada em operação e o colapso da camada de solo natural por aumento de umidade.

Análise da construção

Para simular a construção do aterro com o CRISPUNSAT, dividiu-se a análise em grupos de incrementos, sendo utilizados seis para a construção do aterro e um último para a colocação do revestimento e da junta elástica. A construção do aterro é simulada com a adição de elementos à malha de elementos finitos inicial, que por sua vez é constituída apenas da camada de solo natural. A Figura 9.4 mostra a seqüência da adição de elementos para a simulação da construção do canal.

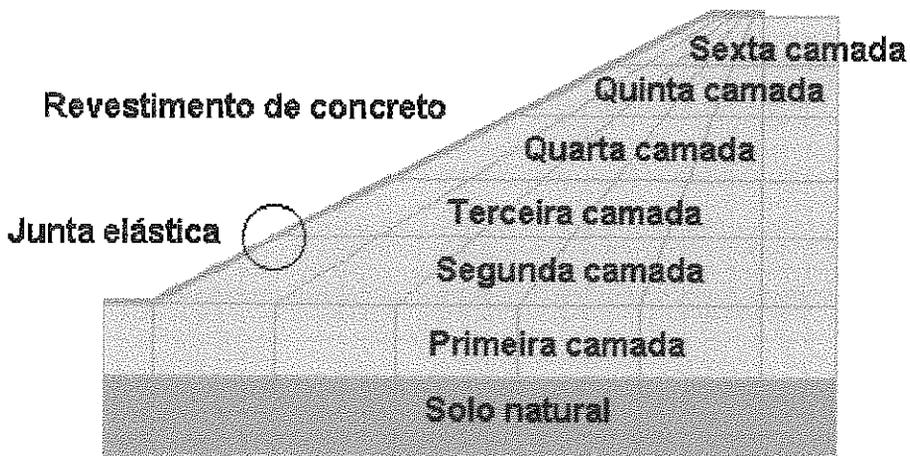


Figura 9.4 - Simulação da construção do canal com a adição de elementos à malha de elementos finitos inicial

A Figura 9.5 apresenta os vetores de deslocamentos, no centro de cada elemento, após o final da construção do canal. Conforme se vê nesta figura, durante a construção ocorre uma tendência dos deslocamentos verticais mais acentuados na região onde se apresenta o maior número de camadas. Devido à inclinação imposta pela seção transversal do canal, as componentes horizontais dos deslocamentos são orientadas para a parte interna da obra.

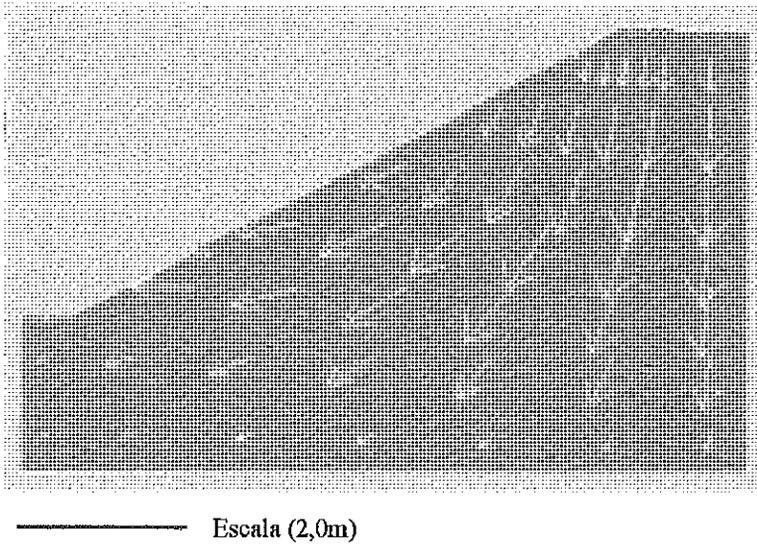


Figura 9.5 - Vetores de deslocamentos de toda a etapa de construção (vetores aumentados em 100 vezes)

Ainda nesta fase, pode-se notar a função exercida pela junta elástica, permitindo a concentração dos deslocamentos horizontais na região onde está localizada, conforme indicado na Figura 9.6.

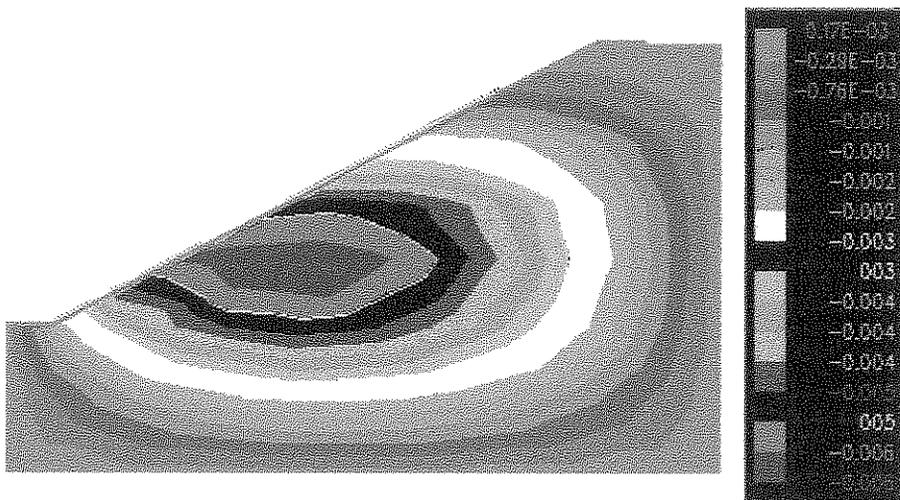


Figura 9.6 - Concentração dos desloc. horizontais em torno da junta elástica

Enchimento do canal

Para a previsão do enchimento do canal, também foi utilizada a malha de elementos finitos da Figura 9.2-b, pois para esta situação não se pode admitir a simetria do aterro. O enchimento foi simulado em quatro etapas, e a Figura 9.7 mostra os vetores de deslocamentos gerados pela fase completa do enchimento do canal. Também pode-se observar nesta figura que a carga de água no interior do canal promove uma inversão nos deslocamentos horizontais, principalmente na parte inferior da obra hidráulica. No topo do aterro, os deslocamentos verticais têm sentido quase ascendente e desta forma diminuem as tensões aplicadas na camada de solo colapsível, tendo um efeito minimizador do colapso desta camada, como se verá adiante.

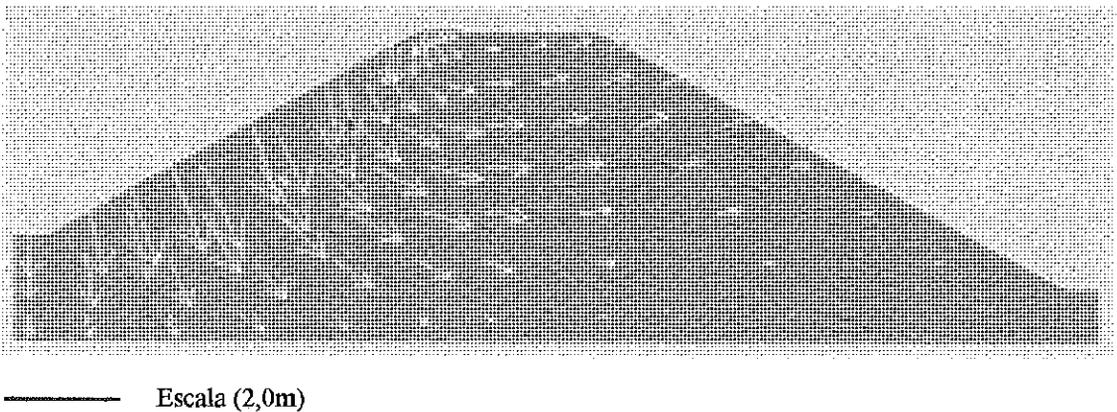


Figura 9.7 - Vetores de deslocamentos da etapa de enchimento (vetores aumentados em 200 vezes)

Análise do colapso

A fase de colapso foi simulada em dois momentos distintos e possíveis de ocorrer durante a operação do canal. Um primeiro caso seria a saturação da camada de solo natural no instante posterior a construção do canal e antes de seu enchimento. E uma segunda situação seria a saturação do solo colapsível após o enchimento do canal. Vale ressaltar, que a diminuição da sucção neste solo, foi considerada de origem externa ao canal, pois o revestimento de concreto é admitido impermeável, impossibilitando assim, a ocorrência de qualquer espécie de infiltração.

O recalque de toda a massa de solo do canal foi mais significativo no primeiro caso, conforme visto nas Figuras 9.8 e 9.9, pois o canal vazio permite maiores deslocamentos no sentido de seu interior. Já no colapso com o canal cheio, as tensões desviadoras desenvolvidas são menores do que a situação do canal vazio, visto que com a existência do empuxo, os deslocamentos neste sentido são minimizados. Entretanto, permanece a mesma tendência, pois o peso específico da água é bem inferior ao solo compactado.

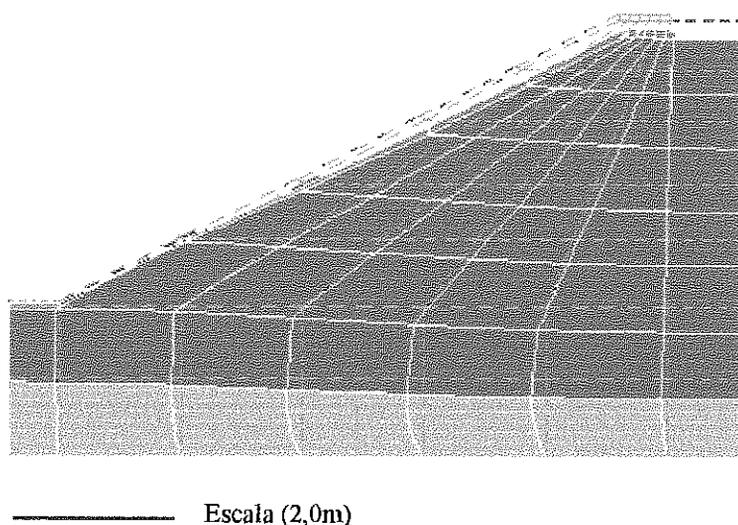


Figura 9.8 - Malha deformada pelo colapso da camada de solo natural antes do enchimento do canal (deslocamentos aumentados em 10 vezes)

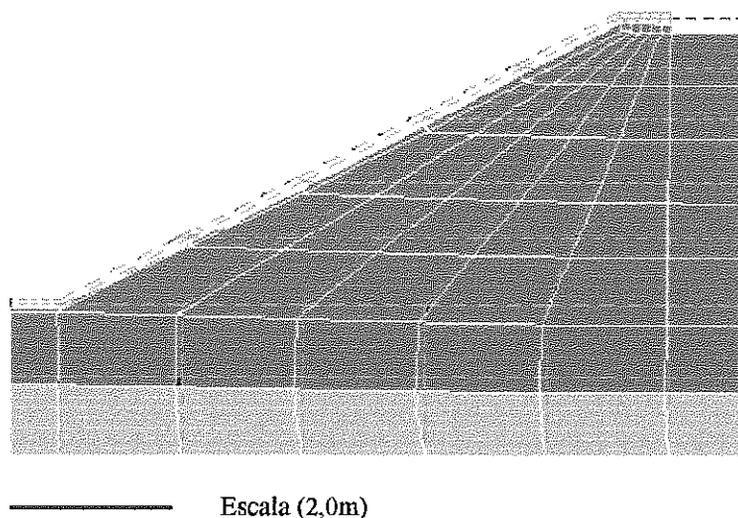


Figura 9.9 - Malha deformada pelo colapso da camada de solo natural após o enchimento do canal (deslocamentos aumentados em 10 vezes)

9.5. COMPARAÇÃO COM A SOLUÇÃO PROPOSTA POR MAHLER (1994)

Mahler (1994) simulou o colapso do solo de fundação do canal de Bom Jesus da Lapa com um procedimento proposto por ele e já comentado no item 9.3. Neste procedimento Mahler (1994) usou os modelos elástico não-linear hiperbólico e o modelo de Drucker e Prager (1953).

O ponto correspondente ao nó 51 da malha de elementos finitos, apresentada na Figura 9.2, foi utilizado por Mahler (1994) para apresentar o recalque durante as fases de construção, enchimento e colapso do solo de fundação. A Tabela 9.4 mostra os valores dos recalques neste ponto da malha para três casos estudados: construção, construção com colapso e colapso da fundação.

O programa CRISPUNSAT foi utilizado com o modelo WS Modificado nos três casos citados acima. A simulação do colapso foi realizada em duas situações: após o final de construção e após o enchimento do canal. O programa foi também utilizado com o procedimento sugerido por Mahler (1994) e com o modelo WS Modificado, conforme indicado na última coluna da Tabela 9.4.

Como pode-se ver na Tabela 9.4, o cálculo do colapso com os dois procedimentos apresentaram resultados diferentes. A proposta de Mahler (1994) apresentou valores de recalques menores. Os resultados são mais discordantes para a saturação do solo com o canal vazio. Estima-se que os resultados seriam iguais apenas para a condição hidrostática ou edométrica, conforme estudado no Capítulo 6 referente ao item que trata do colapso com as tensões p, q constantes.

Tabela 9.4 – Recalques calculados ao final de cada etapa no ponto nodal 51, indicado na Figura 9.2

Caso estudado	CRISPUNSAT		
	Saturação após a construção	Saturação após o enchimento	Procedimento sugerido por Mahler (1994)
Construção	11,55	9,83	11,55
Construção com colapso	36,23	27,84	20,17
Simulação do colapso	24,68	18,01	8,62

9.6. COMENTÁRIOS FINAIS

Neste capítulo foi apresentado um novo estudo do colapso do canal de irrigação de Bom Jesus da Lapa. Esta obra foi construída com aterro compactado assente em camada de solo colapsível. Acima do aterro foi colocado um revestimento de concreto com o objetivo de definir uma seção trapezoidal resistente ao fluxo e que evitasse a infiltração de água para o aterro.

Nos estudos realizados por Mahler (1994) e neste trabalho observou-se que o colapso do solo de fundação do canal provoca recalques no aterro sobrejacente. O revestimento de concreto deve portanto acompanhar estas deformações sem permitir a sua ruptura. A solução adotada com a colocação de juntas elásticas proporciona ao revestimento um comportamento mais elástico, suportando as deformações provocadas pelo colapso da fundação.

O estudo realizado neste trabalho compôs-se da simulação da construção do canal, enchimento e colapso do solo de fundação. O colapso do solo foi simulado pelo programa CRISPUNSAT com o modelo Wheeler e Sivakumar modificado. Os parâmetros do modelo foram obtidos de ensaio duplo edométrico. As simulações mostraram que a situação mais crítica seria o colapso da fundação antes do enchimento do canal.

A utilização da proposta de Mahler (1994) para o cálculo do colapso apresentou resultados de recalques bastante inferiores aos obtidos com o CRISPUNSAT no cálculo do colapso através da variação de sucção, usando o modelo WS Modificado. A utilização dos modelos elasto-plásticos mostraram que para condições triaxiais a proposta de Mahler (1994) não deve se apresentar muito bem, conforme já estudado no Capítulo 6.

CAPÍTULO 10

CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA PESQUISAS FUTURAS

10.1. INTRODUÇÃO

Esta pesquisa foi realizada com o objetivo de estudar os modelos aplicados a solos não saturados, desenvolvendo uma proposta prática; implementar estes modelos em programas de elementos finitos, avaliando as características de cada um, através de sua aplicação à situações práticas. Foram estudados modelos elásticos e elasto-plásticos.

A seguir, apresentam-se um resumo de todo o trabalho, as conclusões obtidas durante a realização da pesquisa e algumas sugestões que podem ser seguidas.

No Capítulo 2 fez-se uma revisão do desenvolvimento dos modelos aplicados a solos não saturados, verificando-se suas características, vantagens e limitações. Foi dado ênfase aos modelos implementados nos programas UNSTRUCT e CRISPUNSAT.

10.2. MODELAGEM ELÁSTICA NÃO-LINEAR

Em sua versão original, o programa UNSTRUCT calculava as deformações dos solos não saturados, quando submetidos a variação de sucção, através da técnica de deformação inicial (Zienkiewicz, 1977). No estudo realizado por Menescal (1992), foi identificado que a previsão de colapso de solos, durante a saturação em condições edométricas, calculava uma redução na tensão lateral. No capítulo 3 foi apresentada a nova versão do programa UNSTRUCT

Nesta nova versão do programa UNSTRUCT, o colapso passou a ser calculado por um procedimento denominado de variação da rigidez, semelhante a proposta de Nobari e Duncan (1972). Realizou-se ainda algumas modificações que possibilitaram representar a maioria dos comportamentos dos solos não saturados, de maneira simples e com bons resultados. A utilização de módulos de elasticidade variáveis, conforme o nível de tensões, ampliou a capacidade para analisar faixa de tensões onde o comportamento tensão-deformação do solo é não linear. Os solos expansivos que podem apresentar colapso quando submetidos a tensões mais elevadas, passaram a ser modelados a partir de dois procedimentos distintos: analogia térmica para a expansão e variação de rigidez no colapso. Por fim, foi introduzida

no programa UNSTRUCT a capacidade de trabalhar com incrementos para a aplicação de cargas ou até mesmo a variação de umidade. Os exemplos de aplicação da nova versão do programa foram apresentados no Capítulo 4, ressaltando as características descritas acima com bons resultados.

10.3. MODELAGEM ELASTO-PLÁSTICA

10.3.1. Modelos implementados no programa CRISPUNSAT

No Capítulo 5 foi apresentada uma modificação do modelo de Wheeler e Sivakumar (1995), simplificando a proposta original destes autores com relação ao número e o procedimento de obtenção dos parâmetros. Neste modelo modificado, foi também proposto utilizar os dados da curva característica do solo para considerar o efeito da variação da umidade sobre o seu peso específico. Os modelos WS Modificado; Alonso, Gens e Josa (1990); Balmaceda (1991); Wheeler e Sivakumar (1995) e Futai (1997) foram implementados no programa de elementos finitos CRISPUNSAT. Para esta implementação foi necessária a determinação dos termos da relação tensão-deformação cujo desenvolvimento está apresentado no Apêndice A.

10.3.2. Validação teórica dos modelos implementados

No Capítulo 6 foram apresentados exemplos de validação dos modelos implementados no programa de elementos finitos CRISPUNSAT. Para estes exemplos, foi utilizado um elemento quadrilateral com oito nós. A validação mostrou que o programa é capaz de fazer as previsões sobre as condições de carregamentos axissimétricos com resultados equivalentes às soluções dos modelos.

Neste capítulo, também foi utilizada a análise do carregamento de uma sapata assente sobre solo não saturado submetido a situações particulares, onde a sucção permanece constante ou quando ocorre a sua variação. No primeiro caso, verificou-se o comportamento elástico do solo para diferentes valores de sucção. Em uma análise mais complexa, estudou-se a variação da sucção através do levantamento de lençol d'água, ou a diminuição da sucção iniciando pelo nível do terreno através de infiltração superficial, tal como uma precipitação pluviométrica. A partir dessas análises pôde-se extrair as seguintes conclusões:

1. Utilizando o modelo Alonso et al (1990) nas análises elásticas, quanto maior o valor da sucção maior o recalque obtido com o carregamento da sapata. Esta incoerência

pode ser contornada com a utilização do parâmetro de compressibilidade elástica $\kappa(s)$, sugerido pelo modelo de Futai (1997).

2. Durante o levantamento do lençol freático, os trechos próximos da sapata apresentaram colapso, enquanto que os mais afastados mostraram aumento de volume do solo, por expansão elástica provocada pela diminuição da sucção ou por redução das tensões efetivas por aumento positivo das poro pressões.
3. A consideração do aumento do peso específico com o aumento da umidade reduziu os valores de aumentos de volume em alguns trechos da malha. Nas análises em que se considerou a variação da sucção por infiltração superficial, estes resultados foram mais evidentes.
4. Os resultados obtidos mostraram que as formulações dos modelos, implementados no CRISPUNSAT e utilizados nestas análises, apresentaram resultados mais coerentes, ampliando a possibilidade de obtenção de resultados mais próximos do comportamento real de campo.

10.3.3. Aplicação a ensaios de laboratório

No Capítulo 7 foram apresentadas previsões de ensaios edométricos e triaxiais em amostras de solos não saturados. Nas previsões foi utilizado o programa CRSPUNSAT com os modelos elasto-plásticos implementados no programa. Dos resultados obtidos, o que apresentou maior discordância foi o de Alonso et al (1990). Os modelos de Balmaceda (1991), de Futai (1997) e WS Modificado mostraram resultados mais concordantes com os ensaios, notadamente no que diz respeito à variação do colapso com o nível de tensões aplicado. O ajuste dos parâmetros do modelo de Balmaceda (1991) é muito complexo e de difícil obtenção, contrapondo-se à proposta WS Modificado que se mostrou mais simples de ser utilizada do que os demais modelos.

10.3.4. Aplicações práticas

O Capítulo 8 apresentou as previsões de provas de carga com placa em solos não saturados. Estes ensaios foram realizados por Conciani (1997) em Campo Novo dos Parecis no Mato Grosso, que adotou diferentes valores de carga de inundação e mediu valores crescentes de recalques com o aumento da carga. Futai (1997) realizou ensaios edométricos convencionais e com controle de sucção em amostras do solo de Campo Novo dos Parecis, propondo um modelo elasto-plástico com base nos resultados destes ensaios. Este modelo

foi implementado no programa CRISPUNSAT e utilizado neste capítulo para o estudo do colapso medido nos ensaios de placa de Conciani (1997).

As previsões dos ensaios de placa mostraram que o programa CRISPUNSAT com a utilização do modelo Futai (1997), pode ser utilizado em análises de comportamento de solos não saturados submetidos a variação de sucção com a possibilidade de obtenção de bons resultados.

No Capítulo 9 foi apresentado um novo estudo do colapso do canal de irrigação de Bom Jesus da Lapa. Esta obra foi construída com aterro compactado assente em camada de solo colapsível. Acima do aterro foi colocado um revestimento de concreto com o objetivo de definir uma seção trapezoidal resistente ao fluxo do canal e que evitasse a infiltração de água para o aterro.

Nos estudos realizados por Mahler (1994) e neste trabalho, observou-se que o colapso do solo de fundação do canal provoca recalques no aterro sobrejacente. O revestimento de concreto deve portanto acompanhar estas deformações sem permitir a sua ruptura. A solução adotada com a colocação de juntas elásticas proporcionou ao revestimento comportar-se mais elasticamente suportando as deformações advindas do colapso da fundação. A utilização da proposta de Mahler (1994) para o cálculo do colapso apresentou resultados de recalques bastante inferiores aos obtidos com o CRISPUNSAT, pois não considera a diminuição da sucção que ocorre a partir do final de construção do canal.

O estudo realizado neste trabalho compreendem: análise da construção do canal, enchimento e colapso do solo de fundação. O colapso do solo foi simulado pelo programa CRISPUNSAT com o modelo WS modificado, cujos parâmetros foram obtidos de um ensaio duplo de adensamento. Os resultados mostraram que a situação mais crítica seria o colapso da fundação antes do enchimento do canal..

10.4. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Diante das conclusões apresentadas, sugerem-se as seguintes pesquisas futuras:

1. Utilizar os programas UNSTRUCT e CRISPUNSAT a outros casos de campo em que se tem medição de recalques com ou sem medida de sucção;

2. Utilização de resultados de ensaios triaxiais com controle de sucção com diferentes caminhos de tensões para inferir a superfície de escoamento no plano p,q e uma possível adaptação do programa CRISPUNSAT face a estes resultados experimentais;
3. O programa CRISPUNSAT realiza a simulação de construção adicionando elementos, não sendo possível utilizar os modelos de estado crítico no solo do aterro. Sugere-se adaptar o programa para admitir estes modelos nestes casos;
4. Acoplar fluxo transiente nas análises realizadas pelo CRISPUNSAT;
5. Utilizar elementos tridimensionais para simular o comportamento de grupos de estacas em solo não saturados submetidos a variação de sucção;

BIBLIOGRAFIA

AFLITOS, A. O., PEREIRA, J. H.F., CAMAPUM DE CARVALHO, J. E MENDONÇA, M. B. (1990) *Projeto Formoso A – Implantação de Obras Localizadas com Fundações em Solos Colapsíveis*, Anais do IX Cong. Brasileiro de mec. dos Solos e Eng. De Fundações, vol 2, pp. 101 a 108

AITCHISON, G. D. (1965) *The Separate of Site Investigation of Soil Proprieties and Selection of Operational Environment in the Determination of Foundation Design on Expansive Soils*. Proceedings 3rd Asian Reg. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haifa, vol 2, 72-77

AKAI, T. J. (1994) *Applied Numerical Methods for Engineers*. John Wiley & Sons, Inc.

ALMEIDA, M. S. S. (1984) *Stage Constructed Embankments on Soft Clays*. PhD Thesis, Engineering Department, Cambridge University.

ALONSO, E. E., GENS, A. and HIGHT, D. W. (1987) *Special Problems Soils*. Proceedings 9th E.C.S.M.F.E. Dublin General Report, Section 5, 5.1-5.60

ALONSO, E. E., GENS, A. and JOSA, A. (1990) *A Constitutive Model for Partially Saturated Soils* - Géotechnique 40 N. 3, 405 – 430

ALONSO, E. E. (1993) *Constitutive Modelling of Unsaturated Soils*- Civil Engineering European Courses Programme of Continuing Education - Barcelona (Espanha)

ALONSO, E. E., JOSA, A., and GENS, A. (1993) *Modelling the Behaviour of Compacted Soils*. ASCE Geotechnical Special Publication. Edited by Sandra L. Houston and Warren K. Wray.

ALONSO, E. E., JOSA, A., and GENS, A. (1995) *Modelling the Behaviour of Compacted Soils upon Wetting*. Encontro sobre solos não saturados. Curso de pós-graduação em engenharia civil – UFRGS. Porto Alegre - RS

ANTUNES FILHO, V. (1996) *Análise Numérica do Aterro de Juturnaíba sobre Solo Mole Orgânico*. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

- ATKINSON, J. H. & BRANSBY, P. L. (1978) *The Mechanics of Soils: An Introduction to Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill
- BALMACEDA, A. (1991) *Suelos Compactados: Um estudo Teórico y Experimental*. Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona
- BARDEN, L., McGROWN, A. & COLLINS, K. (1973) *The Collapse Mechanism in Partly Saturated Soil*. *Engineering Geology*, vol. 7, 49-60, citado por Maswoswe (1985).
- BISHOP, A. W. and BLIGHT, G. E. (1963) *Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partially Saturated Soils*. *Géotechnique* 13, 177-198
- BOLZON, G., SHREFLER, B. A. & ZIENKIEWICZ, O. C. (1996) *Elastoplastic Soil Constitutive laws generalized to Partially Saturated States*. *Géotechnique*, vol 46, N.2, 279 – 289
- BRITO, A. M. & GUNN, M. J. (1987) *Critical State Soil Mechanics Via Finite Elements*. John Wiley & Sons
- BRITO, A. M. (1991) *CRISP 90 – User's and Programmer's Guide*. Cambridge University, Engineering Department.
- BRUGGER, P. J (1996) *Análise Numérica do Quebrta-mar do Terminal Portuário de Sergipe*". Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1994) *Considerações sobre o Estudo e Análise do Colapso dos Solos Porosos Naturais - 2. SIMPÓSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS - AMSF - UFPE - ABMS/NE (Recife - Pe)*
- CHANDLER, R. & ALMEIDA, M. S. S. (1996) *Análise Geotécnica Avançada: Curso prático sobre o Programa SAGE CRISP*. COPPE/UFRJ
- COLEMAN, J. D. (1962) *Stress-strain Relations for Partly Saturated Soils*. *Correspondence in Géotechnique*, vol 12 (4), 348-350

- CONCIANI, W. (1997) *Estudo do Colapso Através de Ensaios de Placa Monitorados com Tensiômetros e Tomografia Computadorizada*. Tese de Doutorado, USP, São Carlos
- CUI, Y. J. & DELAGE, P. (1993) *On The Elasto-plastic Behavior of an Unsaturated Silt* ASCE Geotechnical Special Publication (Edited by Sandra L. Houston and Warren K. Wray)
- CUI Y. J., DELAGE P. AND SULTAN N. (1995) *An Elasto-plastic Model for Compacted Soils*. Proceedings, 1st International Conference on Unsaturated Soils, Paris, Vol 2, pp 703 – 709.
- CUI, Y. J. & DELAGE, P. (1996) *Yielding and Plastic Behavior of an Unsaturated Compacted Silt*. Géotechnique 46, No. 2, 291-311
- DAVIS L. A. & NEUMAN S. P. (1983) *Documentation and User's Guide: UNSAT2-Variably Saturated Flow Model*. U. S. Nuclear Regulator Commission.
- DE CAMPOS, T. M. P. and VARGAS Jr., E. A (1991) *A Constitutive Model for Partially Saturated Soils*. Discussion. Géotechnique 40, No. 3, 405-430.
- DELAGE P. & GRAHAM J. (1996) *Mechanical Behaviour of Unsaturated Soils: Understanding the Behaviour of Unsaturated Soils Requires Reliable Conceptual Models*. Proceedings of first international conference on unsaturated soils” vol 3. Paris - França
- DESAI, C. S. (1971) *Non-linear Analyses Using Spline Functions*. Journal of Soil Mech. Fnds. Div. ASCE, vol 97, No. SM10, pp1461-1480, citado por Nesnas (1995).
- DUDLEY, J. H. (1970) *Review of Collapsing Soils*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE. May, 1970.
- EL SOHBY, A. & ELLEBOUDY, A. M. (1987) *Swelling and Collapsible Behaviour of Unsaturated Cemented Sand upon Wetting*. Proc. 9th E.C.S.M.F.E., Dublin, Vol 2, pp 553-556.

- ESCARIO, V & SAEZ, J. (1973) *Measurement of the Properties of Swelling and Collapsing Soils under Controlled Suctions*. 3rd Int. Conference Expansive Soils, Haifa, pp.195-200
- ESCARIO, V & SAEZ, J. (1986) *The Shear Strength of Partially Saturated Soils*. Géotechnique 36, No. 3, 453-456
- FARIAS, M. M. (1997) *Comunicação Pessoal*. Discussão realizada no 3^o Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados.
- FERREIRA, S. R. M. (1994) *Técnicas de Ensaio e Fatores Influentes nas Medidas de Deformações de Solos Colapsíveis e Expansivos*. 2. SIMPÓSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS - AMSF - UFPE - ABMS/NE (Recife - Pe)
- FERREIRA, S. R. M. (1995) *Colapso e Expansão de Solos Naturais Não Saturados Devidos à Inundação*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ
- FONTENELLE, A. S. (1987) *Análises Numérica de Aterro sobre Solo Compressível Utilizando as Teorias de Estados Críticos e de Adensamento de Biot*. Tese de Mestrado, 176p. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- FREDLUND, D. G., MORGENSTERN, N. R. and WIDGER, R. A. (1978) *The Shear Strength of Unsaturated Soils*. Canadian Geotechnical Journal Vol. 15, No. 313-321.
- FREDLUND, D. G. (1979) *Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate Concepts and Technology for Unsaturated Soils*. Canadian Geotechnical Journal, 16, 121-139
- FREDLUND, D. G., RAHARDJO, H. and GAN, J. K. M (1987) *Non-Linearity of Strength Envelope for Unsaturated Soils*. 6th International Conference on Expansive Soils. 1-4 December-1987 New-Delhi – India
- FREDLUND, D. G. & RAHARDJO, H. (1993) *Soil Mechanics for Unsaturated Soils* - John Wiley & Sons, Inc., 513p.
- FREDLUND M. D, FREDLUND D. G. AND WILSON G. W. (1997) *Prediction of Soil-water Characteristic Curve from Grain Size*. 3^o Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, PUC/RIO

- FUTAI, M., M. (1997) *Análise de Ensaios Edométricos com Sucção Controlada em Solos Colapsíveis*. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro – RJ
- FUTAI, M., M. (1998) *Comunicação Pessoal*
- GAN J. K. M., FREDLUND D. G. AND RAHARDJO H. (1988) *Determination of the Shear Strength Parameters Soil Using the Direct Shear Test*. Canadian Geotechnical Journal. Vol 25, pp 500 - 510
- GENS, A., ALONSO, E. E. and JOSA, A. (1989) *Elastoplastic Modelling of Partially Saturated Soils - Numerical Models in Geomechanics - NUMOG II - Niagara Falls, Canada*
- GENS, A. and ALONSO E. E. (1992) *A Framework for the Behaviour of Unsaturated Expansive Clays*. Canadian Geotechnical Journal, 29, 1013-1032
- GEHLING, W. Y. Y. (1994) *Suelos Expansivos: Estudio Experimental e Aplicación de un Modelo Teórico*. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona
- GEHLING, W. Y. Y., ALONSO, E. E. e GENS, A. (1995) *Aplicação de um Modelo Elastoplástico para Solos Não Expansivos Não Saturados*. Encontro sobre Solos Não Saturados. Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil-UFRGS. Porto Alegre – RS.
- GONÇALVES, A. J. M. (1996) *Análise Transiente de Escavações em Solos Saturados*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ
- HABIB, S. A. (1995) *Lateral Pressure of Unsaturated Expansive Clay in Looped Stress Path*. Proceedings of first international conference on unsaturated soils” vol 3. Paris - França
- HABIB S. A., KATO T. AND KARUBE D. (1995) *Suction Controlled Dimensional Swelling and Consolidation*. Proceedings of First International Conference on Unsaturated Soils” vol. 3. Paris - França
- ITURRI, E. A. Z. (1991) *Análise Elasto-plástica da Construção de Aterros*. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ

- ITURRI, E. A. Z. (1996) *Estudo Numérico da Influência da Compactação no Comportamento de Aterros*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ
- JENNINGS, J. E. & BURLAND, J. B. (1962) *Limitations to the Use of Effective Stresses in Partially Saturated Soils* - Géotechnique 12, n. 2, 125 - 144.
- JENNINGS, J. E. B. & KNIGHT, K (1957) *The Additional Settlement of Foundations Due to Collapse Structure of Sandy Subsoil on Wetting* - Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, 1: 316 – 319
- JOSA, A., BALMACEDA, A., GENS A. and ALONSO, E. E. (1992) *An Elastoplastic Model for Partially Saturated Soils Exhibiting a Maximum of Collapse*. Proceedings of Third International Conference held in Barcelona, Spain, 6th-10th April, 1992.
- JOSA, A. (1988) *Un Modelo Elastoplastico para Suelos No Saturados*. Tesis doctoral. Escuela Tecnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos. Barcelona.
- JUCÁ, J. F. T. (1993) *Comportamiento de los Suelos Parcialmente Saturados bajo Succión Controlada*. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas – CEDEX, Madri, Espanha.
- JUCÁ, J. F. T. (1994) *The Prediction of Total Heave Using Laboratory and Field Tests Data*. 2. SIMPÓSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS - AMSF - UFPE - ABMS/NE (Recife - Pe)
- JUCÁ, J. F. T., JUSTINO DA SILVA, J. M., GUSMÃO FILHO, J. A. and BASTOS, E. G. (1995) *Laboratory and Field Tests on an Unsaturated Expansive Clay*. First International Conference on Unsaturated Soils, Paris - France.
- KARUBE, D. and KATO, S. (1989) *Yield Functions of Unsaturated Soil*. Proceedings 12th I.C.S.M.F.E. Rio de Janeiro, Vol. 1 pp, 615-618
- LAWTON, E., FRAGASZY, J. R., HARDCASTLE and MEMBRERS (1989) *Collapse of Compacted Clayey Sand*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol 115, No. 9, September, 1989. ASCE

- LAWTON, E., FRAGASZY, J. R., HARDCASTLE and MEMBRERS (1991) *Stress Ratio Effects on Collapse of Compacted Clayey Sand*. Vol. 117, No. 5 714 – 730. ASCE
- LEROUEIL, S. (1997) *Critical State Soil Mechanics and the Behaviour of Real Soils*. Recent Developments in Soil and Pavements Mechanics. Edited by Marcio Almeida – A.A. BALKEMA.
- LIMA, A. M. L. (1996) *Efeito da Rigidez dos Grampos em Solos Grampeados*. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ
- LINS, A. H. P. (1991) *Resistência e Poro pressões Desenvolvidas em um Solo Compactado Não Saturado em Laboratório*”- Tese de D.Sc. COPPE/UFRJ
- LLORET A. and ALONSO, E. E. (1985) *State Surfaces for Partially Saturated Soils*. Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco- USA.
- LLORET, A. & LEDESMA, A. (1993) *Finite Element Analysis of Deformations of Unsaturated Soils*. Civil Engineering European Courses Programme of Continuing Education - Barcelona (Espanha)
- MACHADO, S. L. (1995) *Estudo do Comportamento Volumétrico e do Colapso de Um Colívio Arenoso Compactado Utilizando Uma Câmara Edométrica com Controle de Sucção*. Dissertação de Mestrado, EESC/USP, São Carlos
- MACHADO, S. L. & VILAR, O. M. (1997) *Modelagem das Deformações Induzidas por Variações de Sucção em Um Solo Compactado*. Anais do 3^o Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Rio de Janeiro – RJ, 301 - 310
- MAHLER, C. F. (1994) *Análise de Obras Assentes em Solos Colapsíveis e Expansivos* - Tese de D.Sc. COPPE/UFRJ
- MAHLER F. C. e LACERDA, W. A. (1995) *Simulação Numérica da Expansibilidade e da Colapsibilidade*. Encontro sobre Solos Não Saturados. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil-UFRGS. Porto Alegre – RS.

- MAHLER C. F. (1974) *Estudo e Aplicação do Método dos Elementos Finitos a Barragens de Terra*. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ – Rio de Janeiro - RJ
- MARIZ, D. F. & CASANOVA, F. J. (1994) *Alguns Aspectos Relevantes no Mecanismo de Colapso de Solos do Planalto Central- 2*. SIMPÓSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS - AMSF - UFPE - ABMS/NE (Recife - Pe)
- MATYAS, E. L. & RADHAKRISNA, H. S. (1968) *Volume Change Characteristic of Partially Saturated Soils*. Géotechnique 18, No. 4, 432-448
- MASWOSWE, J. (1985) *Stress Paths for Compacted Soil During Collapse Due to Wetting* - Ph.D. Thesis - Imperial College of Science and Technology, London, 485p.
- MENDONÇA, M. B. (1990) *Comportamento de Solos Colapsíveis da Região de Bom Jesus da Lapa – Bahia*. Dissertação de mestrado. COPPE/UFRJ – Rio de Janeiro -. RJ
- MENESCAL, R. A. (1992) *Modelagem Numérica do Comportamento Tensão-Deformação de Solos Não Saturados* - Tese de Mestrado - UnB.
- MIRANDA, A. N. (1988) *Behavior of Small Dams During initial Filling*. Dissertação de Ph.D, Colorado State University, Fort Collins - USA, 229p.
- MIRANDA, A. N. (1989) *O Estudo de Fundações em Solos Colapsíveis pelo Método dos Elementos Finitos* - Tese de Professor Titular - UFC, Fortaleza - Ce
- MIRANDA, A. N. (1991) *Programa UNSTRUCT 2.0* - Universidade Federal do Ceará
- MIRANDA, A. N., MENESCAL, R. A. & SILVA FILHO, F. C. (1995) *UNSTRUCT - Finite Element Program for Unsaturated Soils* - First International Conference on Unsaturated Soils, Paris - França.
- MIRANDA, A. N. & SILVA FILHO, F. C. (1994) *Programa UNSTRUCT 2.0A* - Universidade Federal do Ceará
- MIRANDA, A. N. & SILVA FILHO, F. C. (1995) *Programa UNSTRUCT 3.0* - Universidade Federal do Ceará

- MIRANDA, A. N. & SILVA FILHO, F. C. (1997) *Modelagem de Ensaio Triaxial K_0 em Amostra de Solo Não Saturado Colapsível*. 3^o Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, PUC/RIO
- MIRANDA, A. N. & SILVA, F. A. C. (1990) *O Método dos Elementos Finitos Aplicado a Solos Expansivos*- IX COBRAMSEF, Salvador, 2: 179 – 185
- NESNAS, K. (1995) *A Finite Element Implementation of a Critical State Model for Unsaturated Soils to Simulate Drained Conditions*. PhD Thesis. Sheffield University
- NOBARI, E. S. & DUNCAN, J. M. (1972) *Effect of Reservoir Filling on Stresses and Movements in Earth and Rockfill Dams*- University of California, Berkley - USA, 186p.
- PERAZZO G. M. & LINS A. H. P. (1997) *Aplicação de Um Modelo Elastoplástico na Análise do Comportamento Tensão-Deformação de Um Solo Não Saturado Compactado*. Anais do 3^o Simpósio Brasileiro de Solos Não saturados, Rio de Janeiro – RJ, 261 - 270
- PEREIRA, J. H. F. (1986) *Simulação da Construção e do Primeiro Enchimento do Reservatório de Barragens Zonadas de Terra e Enrocamento pelo Método dos Elementos Finitos*. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ
- PEREIRA J. H. F., MAHLER C. F. & ITURRI, E. A. Z. (1990) *Projeto Formoso A – Implantação de Canais de Irrigação em Solos Colapsíveis*. IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Salvador, Ba
- PEREIRA J. H. & FREDLUND D. W. (1997) *Constitutive Modelling of Metastable-Structured Compacted Soil*. Recent Developments in Soil and Pavements Mechanics. Edited by Marcio Almeida – A.A. BALKEMA.
- ROSCOE K. H., SCHIFFIELD A. N. & WHOTH C. P. (1958) *On Yielding of Soils*. Géotechnique, vol. 8, 22 – 52
- ROSCOE K. H. & BURLAND J. B. (1968) *On Generalised Stress-Strain Behaviour of Wet Clay*. Engineering Plasticity, Cambridge University Press, 535 - 609
- SABBAGH A. (1995) *Prediction of Volume Change in Unsaturated Clays*. Proceedings of first international conference on unsaturated soils²⁷ vol 3. Paris - França

SANTOS NETO, P. M. (1992) *Compressibilidade de Solos Não Saturados com Bolhas de Ar Oclusas*. Tese de D.Sc. - COPPE/UFRJ

SCHOFIELD, A. & WROTH, P (1968) *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill. London

SHERARD J. L., DECKER R. S. AND RYKER N. L. (1972) *Hydraulic Fracturing in Low Dams of Dispersive Clays*. Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, pp 653 - 689

SILVA FILHO, F. C. (1995) *Modelo Numérico Para Análise do Comportamento dos Solos Não Saturados*. Primeiro Seminário para exame de qualificação ao Doutorado. COPPE/UFRJ

SILVA FILHO, F. C. & ALMEIDA, M. S. S. (1997) *Análise Elasto-Plástica de Solos Não Saturados*. 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, PUC/RIO

SILVEIRA, L. G. (1992) *Estudo de um Modelo Constitutivo para Solos Não Saturados*. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, PUC/RIO.

SIVAKUMAR V. (1993) *A Critical State Framework for Unsaturated Soil*. PhD Thesis. University of Sheffield.

SIVAKUMAR V., WHEELER S. J. (1993) *Elasto-plastic Volume Change of Unsaturated Compacted Clay*. ASCE Geotechnical Special Publication (Edited by Sandra L. Houston and Warren K. Wray)

VALLIAPAN S. (1981) *Continuum Mechanics Fundamentals*. A Balkema, Rotterdam

VANAPPALI S. K., FREDLUND D. G., PUFABI D. E. AND CLIFTON A. W. (1996) *Model for The Prediction of Shear Strength With Respect to Soil Suction*. Canadian Geotechnical Journal, Vol 33, pp 379 - 392

WHEELER, S. J. (1991) *An Alternative Framework for Unsaturated Soils Behaviour*. Géotechnique (Discussion) 41, No. 2, 257-261

WHEELER, S. J. (1996) *Inclusion of Specific Water Volume Within an Elasto-plastic Model for Unsaturated Soil*. Canadian Geotechnical Journal 33, 42-57

- WHEELER, S. J. & SIVAKUMAR V. (1993) *Development and Application of a Critical State Model for Unsaturated Soil*. Predictive soil mechanics. Thomas Telford, London. 709 - 728
- WHEELER, S. J. & SIVAKUMAR (1995) *An Elasto-plastic Critical State Framework for Unsaturated Soil*. Géotechnique 45, No. 1, 35-53.
- WHEELER S. J. & KARUBE, D. (1996) *Constitutive Modelling*. Proc. of The First Int. Conference on Unsaturated Soils.
- WOOD, D. M. (1990) *Soil Behaviour and Critical State Soils Mechanics*. Cambridge University
- ZAKARIA I. (1994) *Yielding of Unsaturated Soil*. PhD Thesis, University of Sheffield
- ZACARIA I., WHEELER S. J. AND ANDERSON W. F. (1995) *Yielding of Unsaturated Compacted Kaolin*. First International Conference on Unsaturated Soils, Paris - França.
- ZIENKIEWICZ, O. C. (1985) *The Finite Element Method*. McGraw-Hill Book Company, USA.
- ZYTINSKI, M., RANDOLPH, M. K., NOVA, R. & WROTH C. P. (1978) *On Modelling the Behaviour of Soils*. IJNANG, vol 2, pp 87-93, citado por Nesnas (1995).

APÊNDICE A

FORMULAÇÃO PARA ELEMENTOS FINITOS

A.1. RELAÇÃO TENSÃO DEFORMAÇÃO

Os modelos de estados críticos não saturados Alonso, Gens e Josa (1990), Balmaceda (1991), Wheeler e Sivakumar (1995), WS Modificado e Futai (1997) diferem entre si pela formulação das superfícies de escoamento LC e da elipse de plastificação do plano (p, q) . A relação tensão deformação elasto-plástica para os solos não saturados, submetidos a variação de tensão e sucção, é dada pela seguinte relação:

$$d\sigma' = D_{ep} \left\{ d\varepsilon - \left(m \frac{\kappa_s}{3v(s + p_{at})} + \frac{\frac{\partial Q}{\partial \sigma'}}{\frac{\partial F}{\partial s}} \right) ds \right\} \quad (A.1)$$

e

$$m = \{1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0\}^T \quad (A.2)$$

onde:

D_{ep} - a matriz elastoplástica;

D_e - matriz elástica;

$d\varepsilon$ - incremento de deformação específica total,

κ_s - coef. de compressibilidade ao longo das trajetórias de variação de s (descarregamento e recarregamento).

v - volume específico;

s - sucção;

p_{at} - pressão atmosférica;

Q - potencial plástico;

F - função de escoamento;

σ' - tensão normal;

p' - tensão média;

ε_v^p - deformação específica volumétrica plástica.

$$D_{ep} = D_e - \frac{D_e \frac{\partial Q}{\partial \sigma'} \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma'} \right\}^T D_e}{-\frac{\partial F}{\partial \varepsilon_v^p} \frac{\partial Q}{\partial p'} + \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma'} \right\}^T D_e \frac{\partial Q}{\partial \sigma'}} \quad (A.3)$$

Pela relação tensão-deformação pode-se notar que o efeito da sucção é obtido através da técnica de deformação inicial (Zienkiewicz, 1985). Também pode-se conferir na equação A.1 que o efeito da variação da sucção tem um trecho elástico e outro plástico, que será calculado conforme haja redução de sucção além ou não da superfície de estados limites.

Para a implementação destes modelos foi necessário o desenvolvimento de várias subrotinas (Apêndice B), além de diversas modificações no programa original, para o cálculo da matriz elasto-plástica, que é utilizada na obtenção da matriz de rigidez e na determinação das variáveis secundárias de tensões, bem como dos novos tipos de carregamentos necessário a este tipo de análise, verificação de equilíbrio etc.

Para trajetórias que envolvem variação de sucção fez-se necessário a implementação de um vetor de carregamento de variação de sucção, que entrou na relação tensão deformação através da técnica de deformação inicial mencionada acima. Este vetor é da seguinte forma:

$$\int_{V^e} B^T D_{ep} \varepsilon_0 d(vol) \quad (A.4)$$

onde:

B - matriz deformação-deslocamento;

$$\varepsilon_0 = m \frac{\kappa_s}{3v(s + p_{at})} ds + \frac{\frac{\partial Q}{\partial \sigma'} \frac{\partial F}{\partial s}}{-\frac{\partial F}{\partial \varepsilon_v^p} \frac{\partial Q}{\partial p'}} ds \quad (A.5)$$

A.2. TERMOS DA RELAÇÃO TENSÃO DEFORMAÇÃO

Os termos da relação tensão-deformação para os modelos de solos não saturados, necessários para a determinação da matriz elasto-plástica, bem como da própria relação tensão-deformação são vistos logo a seguir:

$$1. \frac{\partial F}{\partial \sigma'} = \frac{\partial F}{\partial p'} \frac{\partial p'}{\partial \sigma'} \frac{\partial F}{\partial q} \frac{\partial q}{\partial \sigma'} \quad (\text{A.6})$$

$$\frac{\partial F}{\partial p'} (*) \quad (\text{A.7})$$

$$2. \frac{\partial F}{\partial s} (*) \quad (\text{A.8})$$

$$3. \frac{\partial F}{\partial \varepsilon_v^p} = \frac{\partial F}{\partial p_0'} \frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_v^p} \quad (\text{A.9})$$

$$\frac{\partial F}{\partial p_0'} (*) \quad (\text{A.10})$$

$$\frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_v^p} = \frac{\partial p_0'}{\partial p_0'(0)} \frac{\partial p_0'(0)}{\partial \varepsilon_v^p} \quad (\text{A.11})$$

$$\frac{\partial p_0'}{\partial p_0'(0)} (*) \quad (\text{A.12})$$

(*) Dependem do modelo.

Obs.: A lei de fluxo adotado nos modelos é associada, portanto a função potencial plástico é definida pela equação da superfície de escoamento, e portanto:

$$\frac{\partial Q}{\partial \sigma'} = \frac{\partial F}{\partial \sigma'} \quad (\text{A.13})$$

e

$$\frac{\partial Q}{\partial p'} = \frac{\partial F}{\partial p'} \quad (\text{A.14})$$

A seguir são apresentados os termos da relação tensão-deformação para os modelos implementados no CRISPUNSAT.

A.2.1. Alonso, Gens e Josa (1990)

$$\frac{\partial F}{\partial p'} = M^2(2p' + ks - p'_0(s)) \tag{A.15}$$

$$\frac{\partial p'}{\partial \sigma'} = \left[\frac{1}{3} \quad \frac{1}{3} \quad \frac{1}{3} \quad 0 \quad 0 \quad 0 \right] \tag{A.16}$$

$$\frac{\partial F}{\partial q} = 2q \tag{A.17}$$

$$\frac{\partial q}{\partial \sigma'} = \frac{3}{2q} \left\{ \sigma_x - p' \sigma_y - p' \sigma_z - p' 2\tau_{xy} \quad 2\tau_{yz} \quad 2\tau_{xz} \right\} \tag{A.18}$$

$$\frac{\partial F}{\partial s} = -M^2 \left(k(p'_0 - p') + (p' + ks) \frac{\beta(\lambda(s) - r\lambda(0))}{\lambda(s) - \kappa} p'_0 \ln \left(\frac{p'_0}{p^c} \right) \right) \tag{A.19}$$

$$\frac{\partial F}{\partial \varepsilon_v^p} = \frac{\partial F}{\partial p'_0} \frac{\partial p'_0}{\partial p'_0(0)} \frac{\partial p'_0(0)}{\partial \varepsilon_v^p} \tag{A.20}$$

$$\frac{\partial F}{\partial p'_0(0)} = -M^2(p' + ks) \frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa} \left(\frac{p'_0}{p'_0(0)} \right) \tag{A.21}$$

$$\frac{\partial p'_0(0)}{\partial \varepsilon_v^p} = \frac{vp'_0(0)}{\lambda(0) - \kappa} \tag{A.22}$$

Neste modelo a rigidez elastoplástica $\lambda(s)$, aumenta com a sucção de forma monotônica e as linhas de compressão isotrópica para os diversos valores de sucção divergem, sugerindo um aumento contínuo das deformações de colapso com o estado de tensões aplicado ao solo.

A.2.2. Balmaceda (1991)

$$\frac{\partial F}{\partial p'} = M^2(2p' + ks - p'_0) \tag{A.15bis}$$

$$\frac{\partial p'}{\partial \sigma'} = \left[\frac{1}{3} \quad \frac{1}{3} \quad \frac{1}{3} \quad 0 \quad 0 \quad 0 \right] \tag{A.16bis}$$

$$\frac{\partial F}{\partial q} = 2q \tag{A.17bis}$$

$$\frac{\partial q}{\partial \sigma'} = \frac{3}{2q} \left\{ \sigma_x - p' \sigma_y - p' \sigma_z - p' 2\tau_{xy} 2\tau_{yz} 2\tau_{xz} \right\} \tag{A.18bis}$$

$$\frac{\partial F}{\partial s} = \frac{\partial F}{\partial p'_0} \frac{\partial p'_0}{\partial s} + \frac{\partial F}{\partial p_s} \frac{\partial p_s}{\partial s} \tag{A.23}$$

$$\frac{\partial F}{\partial p'_0} = -M^2 (p' + ks) \tag{A.24}$$

$$\frac{\partial p'_0}{\partial s} = p^c \alpha \left\{ \frac{(\zeta_y - 1)}{(\zeta_x - p^c)} (p_0(0) - p^c) e^{\frac{(\zeta_x - p_0(0))}{(\zeta_x - p^c)} - \alpha} \right\} \tag{A.25}$$

$$\frac{\partial F}{\partial p_s} = -M^2 (p'_0 - p') \tag{A.26}$$

$$\frac{\partial p_s}{\partial s} = k \tag{A.27}$$

$$\frac{\partial F}{\partial \varepsilon_v^p} = \frac{\partial F}{\partial p'_0} \frac{\partial p'_0}{\partial p'_0(0)} \frac{\partial p'_0(0)}{\partial \varepsilon_v^p} \tag{A.20bis}$$

$$\frac{\partial p'_0}{\partial s} = 1 + p^c \left\{ \frac{(\zeta_x - p_0(0))}{(\zeta_x - p^c)^2} (1 - e^{-\alpha s}) (\zeta_y - 1) e^{\frac{(\zeta_x - p_0(0))}{(\zeta_x - p^c)}} \right\} \tag{A.28}$$

$$\frac{\partial p'_0(0)}{\partial \varepsilon_v^p} = \frac{p'_0(0)}{\lambda(0) - \kappa} \tag{A.29}$$

A.2.3. Wheeler e Sivakumar (1995)

Wheeler e Sivakumar (1995) apresentam os parâmetros do modelo proposto por eles, para quatro valores de sucção. Estes valores de sucção são utilizados para representar a variação dos parâmetros com relação a variação da sucção. Isto pode ser feito a partir de regressões polinomiais ou linear para cada dois valores consecutivos de sucção (Silva Filho e Almeida, 1997). Futai (1997) criticou este procedimento por tornar a função de escoamento totalmente dependente das regressões polinomiais, não existindo

parâmetros que ajustem os dados experimentais da tensão de pré adensamento. Entretanto, segundo Zakaria (1994), é mais conveniente e mais simples medir os valores de $N(s)$ e $\lambda(s)$ para alguns valores diferentes de sucção no laboratório do que tentar medir o valor da tensão de referência sugerida por Alonso et al (1990).

As condições necessárias para que a elipse de escoamento do modelo Wheeler e Sivakumar (1995) tenha a mesma forma da elipse do modelo Cam clay modificado, quando o solo estiver saturado, são obtidas a partir da equação (2.109) que fornece o valor de p_x (tensão que corresponde a interseção da elipse de escoamento com a linha de estados críticos) em função de $p_0(s)$. A primeira condição para que isto ocorra é:

$$\psi(0) = \lambda(0) \tag{A.29}$$

Considerando a equação (A.29) e a sucção igual a zero tem-se:

$$\ln\left(\frac{p_x}{p_0(s)}\right) = \frac{\Gamma(0) - N(0)}{\lambda(0) - \kappa} \tag{A.30}$$

Como a elipse deve ter a mesma forma da do modelo Cam clay Modificado tem-se que:

$$p_x = \frac{p_0(0)}{2} \tag{A.31}$$

E finalizando a segunda condição é então dada por:

$$\Gamma(0) = N(0) - (\lambda(0) - \kappa) \ln 2 \tag{A.32}$$

Wheeler e Sivakumar (1995) não mencionaram esta limitação e apresentaram valores de $\psi(0)$ e $\Gamma(0)$ que não obedecem às equações A.29 e A.32. Nesta pesquisa, recomenda-se utilizar para $\psi(0)$ e $\lambda(0)$ a média entre os dois valores e $\Gamma(0)$ será então função destes dois valores e de $N(0)$.

Neste modelo todos estes parâmetros variam com a sucção e foram implementados no programa CRISPUNSAT de acordo com polinômios de Lagrange (Akai, 1994) ou linear entre dois valores consecutivos de sucção (Silva Filho e Almeida, 1997), como já foi citado acima e pode ser visto logo abaixo:

$$y(x) = \sum_{j=1}^n (L_j y_j) \tag{A.33}$$

$$L_j = \prod_{\substack{i=1 \\ i \neq j}}^n \left[\frac{(x - x_i)}{(x_j - x_i)} \right] \tag{A.34}$$

onde:

D_{ep} - a matriz elastoplástica;

n - número de valores de sucção (n é igual a 4).

y - cada parâmetro;

x - valor de sucção;

O polinômio acima pode ser reduzido a trechos retos entre dois valores, pois os mesmos podem fugir bastante da tendência do comportamento dos parâmetros face à variação de sucção, principalmente quando não se tem trechos de sucções iguais.

Os termos da relação tensão-deformação para o modelo Wheeler e Sivakumar (1995) são vistos logo a seguir:

$$\frac{\partial F}{\partial p'} = 2M_*^2(p' - p_x) \quad (A.35)$$

$$\frac{\partial p'}{\partial \sigma'} = \begin{bmatrix} \frac{1}{3} & \frac{1}{3} & \frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (A.16bis)$$

$$\frac{\partial F}{\partial q} = 2q \quad (A.17bis)$$

$$\frac{\partial q}{\partial \sigma'} = \frac{3}{2q} \left\{ \sigma_x - p' \quad \sigma_y - p' \quad \sigma_z - p' \quad 2\tau_{xy} \quad 2\tau_{yz} \quad 2\tau_{xz} \right\} \quad (A.18bis)$$

$$\frac{\partial F}{\partial s} = \frac{\partial F}{\partial M_*} \frac{\partial M_*}{\partial s} + \frac{\partial F}{\partial p'_0} \frac{\partial p'_0}{\partial s} + \frac{\partial F}{\partial p'_x} \frac{\partial p'_x}{\partial s} \quad (A.36)$$

$$\frac{\partial F}{\partial M_*} = -2M_*(p'_0 - p') (p' + p'_0 - 2p_x) \quad (A.37)$$

$$\frac{\partial M_*}{\partial s} = \frac{\partial M_*}{\partial M(s)} \frac{\partial M(s)}{\partial s} + \frac{\partial M_*}{\partial p_x} \frac{\partial p_x}{\partial s} + \frac{\partial M_*}{\partial \mu(s)} \frac{\partial \mu(s)}{\partial s} + \frac{\partial M_*}{\partial p_0(s)} \frac{\partial p_0(s)}{\partial s} \quad (A.38)$$

$$\frac{\partial M_*}{\partial M(s)} \frac{\partial M(s)}{\partial s} = \frac{M(s)p_x}{p_0(s) - p_x} \quad (A.39)$$

$$\frac{\partial M_*}{\partial p_x} = \frac{M(s)'(p_0(s) - p_x) + M(s)p_x + \mu(s)}{(p_0(s) - p_x)^2} \quad (A.40)$$

$$\frac{\partial p'_x}{\partial s} = p'_x \left[\frac{\left(\psi(s) - \kappa \right) \left(\Gamma(s)' - \psi(s)' \ln \left(\frac{p'}{p_{at}} \right) \right) - \left(\Gamma(s) - \psi(s) \ln \left(\frac{p'}{p_{at}} \right) - v \right) \psi(s)'}{\left(\psi(s) - \kappa \right)^2} \right] \quad (\text{A.41})$$

$$\frac{\partial M_*}{\partial \mu(s)} \frac{\partial \mu(s)}{\partial s} = \frac{\mu(s)'}{p_0(s) - p_x} \quad (\text{A.42})$$

$$\frac{\partial M_*}{\partial p_0(s)} = \frac{-M(s)p_x + \mu(s)}{\left(p_0(s) - p_x \right)^2} \quad (\text{A.43})$$

$$\frac{\partial p'_0}{\partial s} = p'_0 \left[\frac{\left(\lambda(s) - \kappa \right) \left(N(s)' - \lambda(s)' \ln \left(\frac{p'}{p_{at}} \right) \right) - \left(N(s) - \lambda(s) \ln \left(\frac{p'}{p_{at}} \right) - v \right) \lambda(s)'}{\left(\lambda(s) - \kappa \right)^2} \right] \quad (\text{A.44})$$

$$\frac{\partial F}{\partial p'_0} = M_*^2 (p' - p'_0) - \left[M_*^2 + 2M_* \frac{-M(s)p_x + \mu(s)}{\left(p'_0 - p_x \right)^2} (p'_0 - p') \right] (p' + p'_0 - 2p_x) \quad (\text{A.45})$$

$$\frac{\partial F}{\partial p'_x} = 2M_*^2 (p'_0 - p') - \left\{ 2M_* (p'_0 - p') \left[\frac{M(s)(p'_0 - p'_x) + M(s)p'_x + \mu(s)}{\left(p'_0 - p'_x \right)^2} \right] \right\} (p' + p'_0 - 2p_x) \quad (\text{A.46})$$

$$\frac{\partial F}{\partial \varepsilon_v^p} = \left[\frac{4 M_*^4 (p'_0 - p'_x) (1 + e) p'_0 (p' - p_x)}{\lambda(s) - \kappa} \right] \quad (\text{A.47})$$

A.2.4. Futai (1997)

A introdução do modelo de Futai (1997) no CRISPUNSAT possibilitou ao programa fazer análises onde se tem a compressibilidade do solo, que depende da sucção ao qual está submetido, crescente ou decrescente. Os parâmetros de compressibilidade elástica, $\kappa(s)$ e do trecho virgem, $\lambda(s)$ conferem ao modelo a capacidade de prever valores de colapso crescente com o aumentos das tensões de compressão, atingindo um valor máximo e diminuindo a partir de então.

A seguir são apresentados os termos da relação tensão-deformação:

$$\frac{\partial F}{\partial p'} = M^2(2p' + ks - p'_0) \quad (\text{A.15bis})$$

$$\frac{\partial p'}{\partial \sigma'} = \begin{bmatrix} \frac{1}{3} & \frac{1}{3} & \frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{A.16bis})$$

$$\frac{\partial F}{\partial q} = 2q \quad (\text{A.17bis})$$

$$\frac{\partial q}{\partial \sigma'} = \frac{3}{2q} \{ \sigma_x - p' \sigma_y - p' \sigma_z - p' 2\tau_{xy} \ 2\tau_{yz} \ 2\tau_{xz} \} \quad (\text{A.18bis})$$

$$\frac{\partial F}{\partial s} = \frac{\partial F}{\partial p_0(s)} \frac{\partial p_0(s)}{\partial s} + \frac{\partial F}{\partial p_s} \frac{\partial p_s}{\partial s} \quad (\text{A.23bis})$$

$$\frac{\partial F}{\partial p_0(s)} = -M^2(p + ks) \quad (\text{A.24bis})$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial p_0(s)}{\partial s} = \frac{p_0(s)}{(\lambda(s) - \kappa(s))^2} \{ & (\lambda(\infty) - \lambda(0))\beta e^{-\beta s} \ln\left(\frac{p_f}{p_{atm}}\right) \left[(\kappa(0) - \kappa(\infty))\chi e^{-\kappa s} \ln\left(\frac{p_0(0)}{p_{atm}}\right) + \frac{\kappa_s}{s + p_{atm}} \right] (\lambda(s) - \kappa(s)) \\ & - \left[(\lambda(\infty) - \lambda(0))(1 - e^{-\beta s}) \ln\left(\frac{p_f}{p_{atm}}\right) + (\lambda(0) - \kappa(s)) \ln\left(\frac{p_0(0)}{p_{atm}}\right) + \kappa_s \ln\left(\frac{s + p_{atm}}{p_{atm}}\right) \right] \\ & \left. \left[(\lambda(\infty) - \lambda(0))\beta e^{-\beta s} - (\kappa(\infty) - \kappa(0))\chi e^{-\kappa s} \right] \right\} \end{aligned} \quad (\text{A.48})$$

$$\frac{\partial F}{\partial p_s} = -M^2(p_0(s) - p) \quad (\text{A.26bis})$$

$$\frac{\partial p_s}{\partial s} = k \quad (\text{A.27bis})$$

$$\frac{\partial F}{\partial \varepsilon_v^p} = \frac{\partial F}{\partial p'_0} \frac{\partial p'_0}{\partial p'_0(0)} \frac{\partial p'_0(0)}{\partial \varepsilon_v^p} \quad (\text{A.20bis})$$

$$\frac{\partial F}{\partial p'_0(0)} = -M^2(p' + ks) \frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa} \left(\frac{p'_0}{p'_0(0)} \right) \quad (\text{5.42bis})$$

$$\frac{\partial p'_0(0)}{\partial \varepsilon_v^p} = \frac{vp'_0(0)}{\lambda(0) - \kappa} \quad (\text{5.43bis})$$

A.2.5. WS Modificado

Os termos da relação tensão-deformação para este modelo são apresentados em seguida.

$$\frac{\partial F}{\partial p'} = M(s)(2p' + \mu(s) - p'_0) \quad (\text{A.49})$$

$$\frac{\partial p'}{\partial \sigma'} = \begin{bmatrix} \frac{1}{3} & \frac{1}{3} & \frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{A.16bis})$$

$$\frac{\partial F}{\partial q} = 2q \quad (\text{A.17bis})$$

$$\frac{\partial q}{\partial \sigma'} = \frac{3}{2q} \left\{ \sigma_x - p' \sigma_y - p' \sigma_z - p' 2\tau_{xy} \ 2\tau_{yz} \ 2\tau_{xz} \right\} \quad (\text{A.18bis})$$

$$\frac{\partial F}{\partial s} = \frac{\partial F}{\partial p'_0} \frac{\partial p'_0}{\partial s} + \frac{\partial F}{\partial M(s)} \frac{\partial M(s)}{\partial s} + \frac{\partial F}{\partial \mu(s)} \frac{\partial \mu(s)}{\partial s} \quad (\text{A.50})$$

$$\frac{\partial F}{\partial p'_0} = -M(s)(p' + \mu(s)) \quad (\text{A.51})$$

$$\frac{\partial p'_0}{\partial s} = \frac{1}{(\lambda(s) - \kappa)^2} \left[p_0(s) \left(N(s) + \frac{\kappa_s}{s + p_{atm}} \right) (\lambda(s) - \kappa) - \left[-p_0(s) \lambda(s) \left(N(s) - N(0) + (\lambda(0) - \kappa) \ln \left(\frac{p_0(0)}{p_{atm}} \right) + \kappa_s \ln \left(\frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} \right) \right) \right] \right] \quad (\text{A.52})$$

$$\frac{\partial F}{\partial \mu(s)} = -M(s)^2 (p'_0 - p) \quad (\text{A.53})$$

$$\frac{\partial F}{\partial \varepsilon_v^p} = \frac{M(s)^4 p'_0 (p' + \mu(s))(1 + e)(2p' - p'_0 + \mu(s))}{\lambda(s) - \kappa} \quad (\text{A.54})$$

A.3. EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO

É possível representar o equilíbrio de uma massa de solo, sob o ponto de vista tridimensional e considerado como um contínuo, através das seguintes equações, nas

quais se tem as componentes de tensão variando com as coordenadas (x,y,z) (Valliapan, 1981).

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + X &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + Y &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + Z &= 0 \end{aligned} \tag{A.55}$$

onde: X, Y e Z são as componentes de um vetor de forças internas b , por unidade de volume, que na ausência de acelerações representam uma força de gravidade (forças de massa).

Estas equações de equilíbrio de um contínuo podem ser reduzidas a uma equação de trabalho virtual (Zienkiewicz, 1985). As componentes do vetor de deslocamento, sob a forma de funções: $u(x,y,z), v(x,y,z), w(x,y,z)$ ($d = \{u \ v \ w\}$) multiplicadas pelas equações de equilíbrio, e após a integração do resultado sobre o volume V do contínuo tem-se:

$$\int \left[u \left(\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + X \right) + v \left(\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + Y \right) + w \left(\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + Z \right) \right] dV = 0 \tag{A.56}$$

Integrando cada termo por partes e re-arranjando a equação acima torna-se:

$$\begin{aligned} \int_V \left[\sigma_x \frac{\partial u}{\partial x} + \tau_{xy} \left(\frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial v}{\partial y} \right) + \dots - (uX + vY + wZ) \right] dV + \\ + \int_A \left[u(\sigma_x n_x + \tau_{xy} n_y + \tau_{xz} n_z) + v(\dots) + w(\dots) \right] dA \end{aligned} \tag{A.57}$$

onde A é a área da superfície do contínuo; $n_x, n_y,$ e n_z são as componentes do vetor normal à área da superfície dA .

O operador que age nas funções deslocamento do primeiro termo da equação (A.57) determina o vetor de deformações que será dado por:

$$\varepsilon = \left\{ \frac{\partial u}{\partial x} \quad \frac{\partial v}{\partial y} \quad \frac{\partial w}{\partial z} \quad \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \quad \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right\}^T \tag{A.58}$$

Da mesma forma, o segundo termo da equação define as forças τ que agem superfície A :

$$\tau = \{ \tau_x \quad \tau_y \quad \tau_z \}^T, \tag{A.59}$$

onde

$$\tau_x = \sigma_x n_x + \tau_{xy} n_y + \tau_{xz} n_z;$$

$$\tau_y = \sigma_y n_y + \tau_{yx} n_x + \tau_{yz} n_z;$$

$$\tau_z = \sigma_z n_z + \tau_{zx} n_x + \tau_{zy} n_y \tag{A.60}$$

Arranjando novamente as seis componentes de tensão e seis de deformação nos vetores σ e ε a equação (A.57) pode ser rescrita da seguinte forma:

$$\int_V \varepsilon^T \sigma dV - \int_V d^T b dV - \int_A d^T \tau dA = 0 \tag{A.61}$$

Esta equação de forma incremental será:

$$\int_V \delta \varepsilon^T \delta \sigma dV - \int_V \delta d^T \delta b dV - \int_A \delta d^T \delta \tau dA = 0 \tag{A.62}$$

No caso de solos não saturados a tensão σ é igual a tensão média líquida mais a pressão do ar: $\sigma = \sigma' + m u_a$. E inserindo-a na equação (A.62) tem-se:

$$\int_V \delta \varepsilon^T \delta \sigma' dV + \int_V \delta \varepsilon^T m \delta u_a dV - \int_V \delta d^T \delta b dV - \int_A \delta d^T \delta \tau dA = 0 \tag{A.63}$$

A.4. IMPLEMENTAÇÃO DOS VETORES DE FORÇAS

A.4.1. Equação de trabalho virtual

Para a utilização do Método dos Elementos Finitos os deslocamentos, que são as incógnitas do problema, dentro dos elementos são definidos em termos de deslocamentos nodais com a utilização das funções de forma (ou de interpolação) apropriadas.

No Método dos Elementos os deslocamentos podem ser as variáveis primárias e é a partir delas que se determinam as variáveis secundárias (deformações e tensões). O estado de tensões no elemento será compatível com as estas deformações juntas com as iniciais, e serão funções das propriedades constitutivas do material.

Assim sendo pode-se ter estas tensões em equilíbrio com as forças concentradas nos nós, ou seja:

$$K\alpha - F = 0 \quad (\text{A.64})$$

Onde:

K - matriz de rigidez

α - vetor de deslocamentos

F - vetor das forças

O procedimento para obter as forças nodais estaticamente equivalentes às tensões e cargas distribuídas, é impor um deslocamento arbitrário (virtual) e igualar o trabalho externo e interno feito pelas várias forças e tensões durante este deslocamento (Zienkiewicz, 1985).

O deslocamento de um ponto genérico do elemento (d) é determinado a partir das funções de interpolação e que são funções dos deslocamentos nodais do elemento:

$$\delta d = N\delta\alpha = \sum_{i=1}^n N_i \delta\alpha_i \quad (\text{A.65})$$

onde se tem para o nó i o vetor de deslocamento nodal α_i , N_i é a matriz de funções de forma (ou de interpolação) e n é o número total de nós da malha.

Em seguida tem-se o vetor de deformações, em termos de incremento, dado por:

$$\delta\varepsilon = B\delta\alpha = \sum_{i=1}^n B_i \delta\alpha_i \quad (\text{A.66})$$

onde B_i é a matriz deformação-deslocamento, que tem sua forma geral da seguinte forma:

$$B_i = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{N_i}{x} & 0 \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (\text{A.67})$$

O termo $\frac{N_i}{x}$ da equação (A.67) é utilizado apenas nas análises axissimétricas, onde x é a distância radial do ponto de integração. É usual em Elementos Finitos expressar as coordenadas globais em termos de outro sistema de coordenadas locais ζ e η . As coordenadas locais têm como origem o centro do elemento:

$$x(\zeta, \eta) = \sum_{i=1}^n N_i(\zeta, \eta) x_i(\zeta, \eta) \tag{A.68}$$

$$y(\zeta, \eta) = \sum_{i=1}^n N_i(\zeta, \eta) y_i(\zeta, \eta) \tag{A.69}$$

As derivadas das funções de forma N_i em relação a x e y vem em seguida:

$$\begin{aligned} \frac{\partial N_i}{\partial x} &= \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} &= \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial y} \end{aligned} \tag{A.70}$$

ou

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \zeta}{\partial x} & \frac{\partial \eta}{\partial x} \\ \frac{\partial \zeta}{\partial y} & \frac{\partial \eta}{\partial y} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{bmatrix} \tag{A.71}$$

A matriz jacobiana $J(\zeta, \eta)$ é dada por:

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \zeta} & \frac{\partial y}{\partial \zeta} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} = \sum_{i=1}^n \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} x_i & \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} y_i \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} x_i & \frac{\partial N_i}{\partial \eta} y_i \end{bmatrix} \tag{A.72}$$

A inversa da matriz de jacobianos é dada por:

$$J^{-1} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \zeta}{\partial x} & \frac{\partial \eta}{\partial x} \\ \frac{\partial \zeta}{\partial y} & \frac{\partial \eta}{\partial y} \end{bmatrix} = \frac{1}{\det J} \begin{bmatrix} \frac{\partial y}{\partial \eta} & -\frac{\partial y}{\partial \zeta} \\ -\frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial x}{\partial \zeta} \end{bmatrix} \tag{A.73}$$

Substituindo as equações (A.65) e (A.66) na equação (A.63):

$$\sum_{i=1}^n \delta \alpha_i^T \left[\int_V B_i^T \delta \sigma^i dV + \int_V B_i^T m \delta u_a dV - \int_V N_i^T \delta b dV - \int_A N_i^T \delta \tau dA \right] = 0 \quad (A.74)$$

Já que $\delta \alpha_i^T$ é um deslocamento virtual arbitrário para um nó i , portanto tomado igual a um, a equação torna-se:

$$\int_V B_i^T \delta \sigma^i dV + \int_V B_i^T m \delta u_a dV - \int_V N_i^T \delta b dV - \int_A N_i^T \delta \tau dA = 0 \quad (A.75)$$

O incremento de tensão média líquida p é dado pela relação tensão-deformação na qual o efeito da sucção é expresso como uma deformação inicial. A técnica de deformação inicial já era utilizada nos modelos elásticos. Loret et al (1986, 1987) usaram este procedimento para levar em consideração a variação de volume causada pela variação de sucção. Miranda (1988) compara a variação de sucção tal como variação de temperatura de metais, crescimento de cristais, entre outros fenômenos (Zienkiewicz, 1985). As tensões para estes casos serão causadas pela diferença entre as deformações reais e iniciais, ou seja:

$$\delta \sigma^i = D(\delta \varepsilon - \delta \varepsilon_0) \quad (A.76)$$

Vários autores propuseram expressões para $\delta \varepsilon_0$, tais como (Loret e Alonso, 1988):

$$\delta \varepsilon_0 = \frac{b + c \ln(p - u_a)}{3\nu(u_a - u_w)} m \delta s \quad (A.77)$$

onde:

$$m = [1 \quad 1 \quad 1 \quad 0 \quad 0 \quad 0]^T \quad (A.78)$$

A matriz D depende das tensões e sucção. Miranda (1988), Miranda e Silva Filho (1997) consideraram, nos modelos elásticos, que a variação da rigidez com a sucção atende a um comportamento linear, conforme apresentado no Capítulo 3

Para os modelos elasto-plásticos, a matriz D_{ep} (matriz tensão-deformação elasto-plástica) varia com o estado de tensão e sucção de forma não-linear. Desta forma a equação (A.75) pode ser finalmente apresentada, como contribuição do elemento (e), da seguinte forma:

$$\int_{V^e} B_i^{(e)T} D_{ep}^{(e)} \left(\sum_{j=1}^l B_j^{(e)} \delta \alpha_j^{(e)} \right) dV^{(e)} - \int_{V^{(e)}} B_i^{(e)T} D_{ep}^{(e)} \left(m \frac{\kappa_s}{3\nu(s + p_{at})} \delta s \right)^{(e)} dV^e + \quad (A.79)$$

$$+ \int_{V^{(e)}} B_i^{(e)T} m \delta u_a^{(e)} dV^{(e)} - \int_{V^{(e)}} N_i^{(e)T} \delta b^{(e)} dV^{(e)} - \int N_i^{(e)T} \delta \tau^{(e)} dA^{(e)} = 0$$

onde:

l - o número de nós do elemento que contribuem para o nó i .

Analisando a equação (A.79), verifica-se que é constituída dos seguintes termos:

A.4.2. Matriz de rigidez

No primeiro termo pode ser identificada a submatriz k_{ij} da matriz de rigidez do elemento $K^{(e)}$.

$$k_{ij}^{(e)} = \int B_i^{(e)T} D_{ep}^{(e)} B_j^{(e)} dV^{(e)} \quad (A.80)$$

A.4.3. Vetor devido a variação de sucção

A contribuição do elemento (e) pelo segundo termo é parte do vetor de força devido à sucção:

$$f_{s_i}^{(e)} = \int B_i^{(e)T} D_{ep}^{(e)} C^{(e)} dV^{(e)} \quad (A.81)$$

onde:

$$C = m \frac{\kappa_s}{3\nu(s + p_{at})} \delta s + \frac{D_e}{\frac{\partial \sigma'}{\partial F}} \frac{\partial F}{\partial s} \frac{\partial F}{\partial s} \delta s - \frac{\partial \varepsilon_v^p}{\partial p'} \quad (A.82)$$

A.4.4. Vetor devido à pressão do ar e poro pressão

O terceiro termo diz respeito à força devido à pressão do ar

$$f_{Ai}^{(e)} = \int N_i^{(e)T} m \delta u_a^{(e)} dV^{(e)} \quad (A.83)$$

obs.: Para o CRISPUNSAT δu_a será sempre igual a zero, pois a pressão do ar é considerada nula em qualquer análise, enquanto que para a variação positiva de poropressão da água este termo será determinado com a substituição de δu_a por δu_w .

A.4.5. Vetor devido ao peso próprio

O quarto termo é a contribuição das tensões devido o peso próprio do solo.

$$f_{Bi}^{(e)} = \int B_i^{(e)T} \delta b^{(e)} dV^{(e)} \quad (\text{A.84})$$

A.4.6. Vetor devido ao aumento de umidade do solo

Semelhante a esta força tem-se a parcela devido ao aumento do peso próprio do material com o aumento da umidade no elemento:

$$f_{Bgi}^{(e)} = \int B_i^{(e)T} \delta \theta \gamma_w^{(e)} dV^{(e)} \quad (\text{A.85})$$

A.4.7. Vetor devido a carregamentos distribuídos

E finalmente o quinto termo é a força devido às carregamentos distribuídos.

$$f_{axi}^{(e)} = \int N_i^{(e)T} \delta \tau^{(e)} dA^{(e)} \quad (\text{A.86})$$

APÊNDICE B

SUBROTINAS DO PROGRAMA CRISPUNSAT

Para a implementação dos modelos de solos não saturados no programa CRISPUNSAT foi necessária a criação de várias subrotinas bem como a modificação de outras já existentes. A seguir são apresentadas estas subrotinas com um comentário do procedimento utilizado.

B.1. SUBROTINAS CRIADAS

DALONSO - Calcula a matriz tensão-deformação elasto-plástica para os modelos Alonso, Gens e Josa (1990), Balmaceda (1991) e Futai(1997).

DWHEELER - Calcula a matriz tensão-deformação elasto-plástica para os modelos Wheeler & Sivakumar (1995) e W S Modificado

SUC1 - Calcula as cargas nodais para a variação de sucção

SUCTION - Calcula as cargas nodais, equivalente à variação de sucção, para cada elemento

SUCTION2 - É chamada pela subrotina SUCTION para calcular as parcelas elástica e plástica das cargas nodais de cada elemento, conforme a trajetória (modelos Alonso et al (1990) e Balmaceda (1991) e Futai(1997).

SUCTION3 - Idem à anterior para os modelos Wheeler & Sivakumar (1995) e WS Modificado

WATER - Calcula as cargas nodais equivalentes à variação positiva da poro pressão em cada elemento e é utilizada na verificação do equilíbrio (para todos os modelos ñsat)

WATER1 - Calcula as cargas nodais equivalentes ao aumento de peso específico do solo com a umidade, que é dependente da curva característica do solo (modelos Wheeler & Sivakumar (1995) e WS Modificado).

LAGRANG - Calcula os polinômios que correlacionam os parâmetros do solo para quatro valores de sucção (modelos Wheeler & Sivakumar (1995) e WS Modificado)

NRAPHSON - Cálculo da superfície LC para o modelo Balmaceda (1991) através do método de Newton-Raphson

B.2. SUBROTINAS MODIFICADAS

OPENF - Cria o arquivo *.SUC (onde * é o nome do arquivo de dados da análise)

EQLOD - Cálculo do equilíbrio levando em consideração o aumento positivo da poropressão e também o aumento do peso específico do solo com a umidade

EVCAM - Esta subrotina é utilizada nos modelos tipo Cam clay, que é semelhante aos modelos de solos não saturados implementados nesta pesquisa. Chama a subrotina VARCAM e leva a sucção como um dos argumentos.

INSIT - Calcula a sucção inicial para cada ponto de integração (p.i.) a partir de valores negativos da distribuição de poropressões. Os valores negativos iniciais da distribuição de poropressões nos p.i. são zerados.

LODINC - A partir desta subrotina é chamada a subrotina SUC!, que deverá calcular as cargas nodais devido à variação de sucção e aumento do peso específico do solo com a umidade. A chamada da subrotina SUC1 é feita a cada incremento, já que a variação de sucção é simulada através de deformação inicial, que também depende da matriz elasto-plástica *Dep*.

LSTIFF - O cálculo da matriz de rigidez requer a chamada, a partir desta subrotina, das subrotinas dos modelos não saturados para cálculo da matriz *Dep*.

MAST2 - Criação de novos vetores de trabalho: DSUCTION e DWATER. Foi aumentada em uma unidade a constante NVRS (número de parâmetros de tensões) para armazenar os dados de sucção.

MSG - Nesta subrotina o CRISP obtém dados do arquivo (*.SUC) para determinação do deslocamento total da distribuição de poropressões.

MSUB1 - A partir desta subrotina é feita a leitura das propriedades dos materiais dos modelos de solos não saturados. A leitura também é feita no arquivo (*.SUC).

UPOUT - Modificação nas chamadas das subrotinas que calculam a matriz *Dep* dos modelos de solos não saturados. Na determinação da tensão efetiva foi feita modificação para levar em consideração a deformação inicial ($\delta\sigma = Dep(\delta\varepsilon - \varepsilon_0)$).

VARCAM - Cálculo de p_y (tensão de escoamento para condições saturadas), índice de vazios inicial e durante a análise. Modificação no cálculo do código do estado de tensões, levando em consideração a sucção.

APÊNDICE C

PRÉ-PROCESSAMENTO DO PROGRAMA CRISPUNSAT

C.1. MODIFICAÇÕES NO PRÉ-PROCESSAMENTO DO CRISP93

Para a realização das análises com solos não saturados é necessário o fornecimento de dados relativos à malha de elementos finitos, tipos de materiais, de modelos, parâmetros destes modelos, prescrições de deslocamentos, carregamentos aplicados, perfis de tensões iniciais, poro pressões, sucções etc. O sistema CRISP93 possui um grupo de programas para o pré-processamento das análises e que foram utilizados, com algumas modificações, para o estudos dos solos não saturados realizados nesta pesquisa.

Todos os modelos de solos não saturados apresentam um comportamento comum quando ocorre a saturação do solo, ou seja, tornam-se semelhantes ao modelo Cam clay modificado, que já estava implementado no programa CRISPUNSAT. Para o fornecimento dos parâmetros do modelo Cam clay, o pré-processamento utiliza uma tela com vários campos para a entrada dos parâmetros do modelo. No caso dos modelos de solos não saturados são necessários outros parâmetros que serão utilizados no pré-processamento do modelo Cam clay com as modificações sugeridas a seguir e que são dependentes do tipo de modelo adotado.

C.1.1. Modelo Alonso, Gens e Josa (1990)

A Figura B.1 mostra a tela do pré-processamento do modelo Cam clay com a indicação das modificações utilizadas para o modelo de Alonso et al (1990). Do campo 1 até 8 são utilizados os mesmos dados das análises saturadas; e de 9 a 12 utilizou-se para fornecer os parâmetros adicionais, conforme indicado na figura.

C.1.2. Modelo Balmaceda (1991)

O mesmo procedimento deverá ser utilizado para o modelo de Balmaceda (1991), conforme também indicado na Figura B.1.

13 MATERIAL PROPERTIES SECTION - RECORD D

Material Zone Number (MAT) : 1
 Material Type Number (NTY) : 3 ~~Modified Clayey~~
 Enter Material Properties

Prop. No.	Property Description	Value	Notes
1.	K Slope of swelling line ($e - \ln p'$)	0.01	
2.	L Slope of consolidation line	0.14	
3.	eccs - voids ratio at $p' = 1$ on CSL	1.68	
4.	M - Slope of CSL in $q - p'$ space	0.82	Campo não utilizado
5.	G Shear modulus or Poissons ratio	3300.00	
6.	not used	0.00	
7.	0 for drained, Kw for undrained	0.00	
8.	Bulk unit weight of soil	20.00	
9.	not used	0.01	β
10.	not used	0.26	r
11.	not used	43.00	p'
12.	not used	0.01	κ_r

Press ENTER to continue F5 Quit

Figura C.1 - Modificações nos dados de entrada dos parâmetros do modelo Cam clay para os modelos de Alonso et al (1990) e Balmaceda (1991)

C.1.3. Modelo Futai (1997)

As modificações para o modelo de Futai (1997) consiste na utilização dos mesmos campos 9 a 12, com os parâmetros deste modelo, como pode ser visto na Figura B.2.

C.1.4. Modelos Wheeler e Sivakumar e WS Modificado

Os modelos Wheeler e Sivakumar (1995) e WS Modificado utilizam as modificações apenas dos campos 9 e 12, os demais devem ser considerados iguais a zero, como indicado na Figura B.3.

15 MATERIAL PROPERTIES SECTION - RECORD D

Material Zone Number (MAT) : 1
 Material Type Number (NTY) : 3 ~~Modified Cam-clay~~
 Enter Material Properties

Prop. No.	Property Description	Value	Label
1.	K Slope of swelling line (e - lnp')	0.72E-02	
2.	L Slope of consolidation line	0.23	
3.	ees - voids ratio at p' = 1 on CSL	2.80	
4.	M - Slope of CSL in q - p' space	0.82	
5.	G Shear modulus or Poissons ratio	4400.00	
6.	not used	0.00	Campo não utilizado
7.	0 for drained, Kw for undrained	0.00	
8.	Bulk unit weight of soil	20.00	
9.	not used	0.68E-02	β
10.	not used	0.02	χ
11.	not used	800.00	P_f
12.	not used	0.37E-02	κ_s

Press RETURN to continue PS - Quit

Figura C.2 - Modificações nos dados de entrada dos parâmetros do modelo Cam clay para o modelo de Futai (1997)

15 MATERIAL PROPERTIES SECTION - RECORD D

Material Zone Number (MAT) : 1
 Material Type Number (NTY) : 3 ~~Modified Cam-clay~~
 Enter Material Properties

Prop. No.	Property Description	Value	Label
1.	K Slope of swelling line (e - lnp')	0.01	
2.	L Slope of consolidation line	0.14	
3.	ees - voids ratio at p' = 1 on CSL	1.68	
4.	M - Slope of CSL in q - p' space	0.82	
5.	G Shear modulus or Poissons ratio	3300.00	
6.	not used	0.00	Campos não utilizados
7.	0 for drained, Kw for undrained	0.00	
8.	Bulk unit weight of soil	20.00	
9.	not used	2.12	$N(0)$
10.	not used	0.00	
11.	not used	0.00	
12.	not used	0.01	κ_s

Press RETURN to continue PS - Quit

Figura C.3 - Modificações nos dados de entrada dos parâmetros do modelo Cam clay para os modelos Wheeler e Sivakumar e WS Modificado

C.2. PRÉ-PROCESSAMENTO ADICIONAL PARA SOLOS NÃO SATURADOS

A seguir são apresentados as telas geradas no pré-processamento adicional do programa CRISPUNSAT. A primeira tela introduz o programa fornecendo os dados do grupo de solos da UFRJ, ao qual esta pesquisa está vinculada.

As demais telas seguintes são utilizadas para entrada dos dados adicionais para os modelos de solos não saturados. No caso dos modelos dos modelos Wheeler e Sivakumar (1995) e WS Modificado (1997), a diferença será a utilização dos parâmetros ψ e Γ . Se os valores do parâmetro ψ e Γ forem diferentes de zero o CRISPUNSAT seguirá o primeiro, e se estes parâmetros forem iguais a zero, seguirá o segundo modelo. Ainda com relação ao modelo WS Modificado, a última coluna dos parâmetros variáveis com a sucção refere-se aos dados da curva característica dos solos não saturados. Em todos os modelos utilizam-se outros campos para a introdução da variação da sucção, ressaltando-se que todos estes dados são gravados em um arquivo com extensão (.SUC).

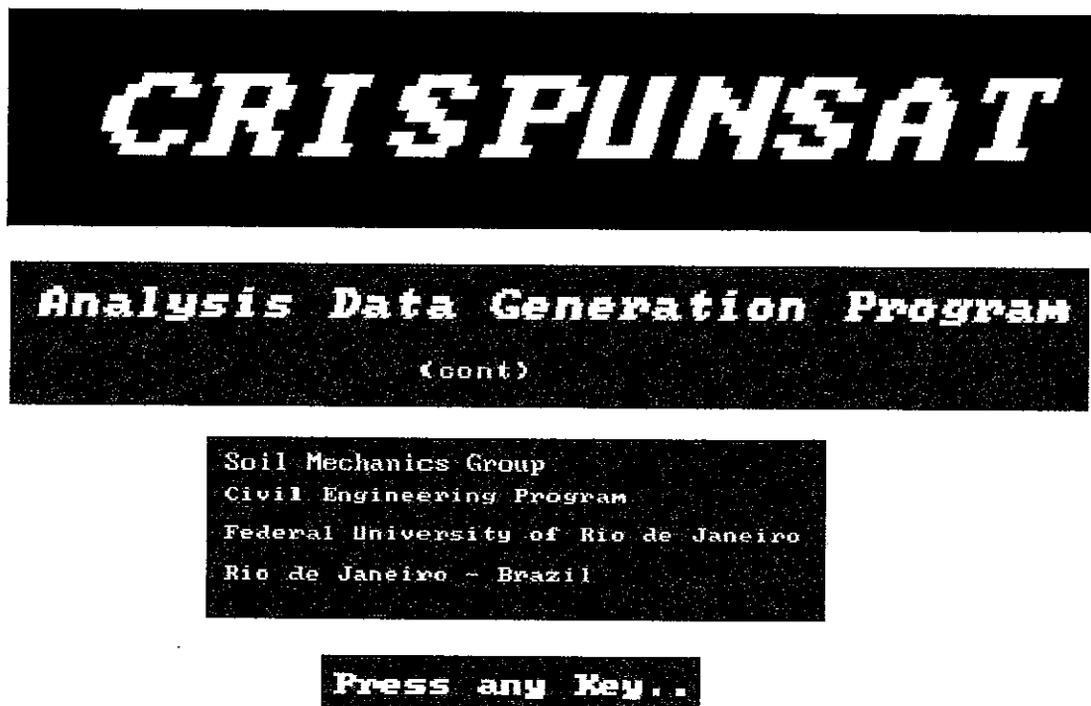


Figura C.4 - Tela inicial do pré-processamento criado para os dados de entrada dos solos não saturados

```
Enter File/Analysis Identifier (up to 8 characters):  
EXEMPLO1  
New file (Y/N) ? ALONSO,BALMAGEDA,FUTAI OR WHEELER (A/B/F/W) ?  
Y F  
Enter number of material types (Change in suction):  
1  
k       $\kappa(\infty)$        $\lambda(\infty)$   
0.60  0.0018  0.56  
Enter n. of Increm. Blocks:  
1  
Change in suction (w.pressure) 100
```

Figura C.5 - Entrada de dados adicionais do modelo Futai (1997) com relação ao pré-processamento original

```
Enter File/Analysis Identifier (up to 8 characters):  
EXEMPLO2  
New file (Y/N) ? ALONSO,BALMAGEDA,FUTAI OR WHEELER (A/B/F/W) ?  
Y A  
Enter number of material types (Change in suction):  
1  
k  
1.24  
Enter n. of Increm. Blocks:  
1  
Change in suction (w.pressure) 100
```

Figura C.6 - Entrada de dados adicionais do modelo Alonso et al (1990) com relação ao pré-processamento original

```

Enter File/Analysis Identifier (up to 8 characters):
EXEMPLOS
New file (Y/N) ?      ALONSO,BALMaceda,FUTAI OR WHEELER (A/B/F/W) ?
Y                      B
Enter number of material types (Change in suction):
1
  k      a      ζy      ζx
1.24  0.015  321.9  529.5
Enter n. of Inorem. Blocks:
1
Change in suction (w.pressure) 100
    
```

Figura C.7 - Entrada de dados adicionais do modelo Balmaceda (1991) com relação ao pré-processamento original

```

Enter File/Analysis Identifier (up to 8 characters):
EXEMPLO4
New file (Y/N) ?      ALONSO,BALMaceda,FUTAI OR WHEELER (A/F/W) ?
Y                      W
Enter number of material types (Change in suction):
1
  s      λ      N      M      μ      ψ      Γ      θ
0.0    0.14  2.12  0.82  0.0    0.0    0.0    0.45
15.    0.12  2.14  0.82  22.7   0.0    0.0    0.15
30.    0.11  2.15  0.82  45.3   0.0    0.0    0.08
45.    0.10  2.16  0.82  68.1   0.0    0.0    0.05
Enter n. of Inorem. Blocks:
1
Change in suction (w.pressure) -100
    
```

Figura C.8 - Entrada de dados adicionais dos modelos Wheeler e Sivakumar (1995) e WS Modificado com relação ao pré-processamento original

C.3. DISTRIBUIÇÃO DE PORO PRESSÕES NEGATIVAS (SUÇÃO)

Como pode ser visto na Figura abaixo a coluna indicada pela seta corresponde aos valores de poropressão da água negativa ou positiva. Os valores negativos serão transformados, internamente no programa para valores de sucção adotando a pressão do ar igual a zero e logo após os valores negativos de poropressão são igualados a zero, enquanto que a versão saturada do programa CRISP utiliza os valores negativos da poropressão com o aumento das tensões efetivas.

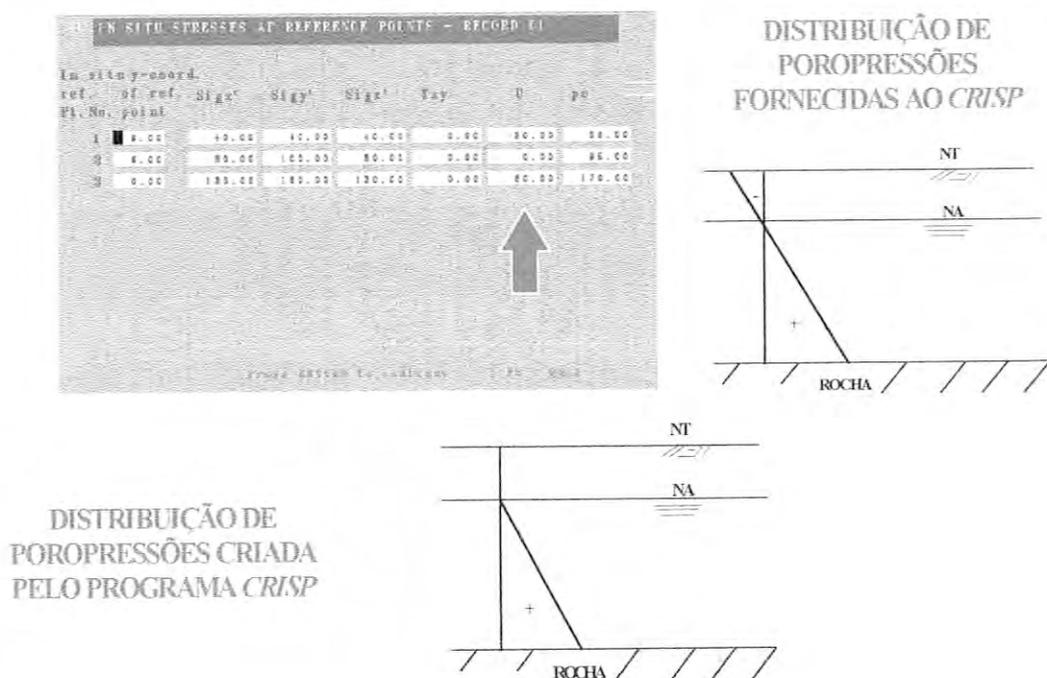


Figura C.9 - Fornecimento das tensões iniciais para o programa CRISPUNSAT

A partir desta distribuição de poro pressões a análise poderá ser feita com o seu deslocamento, caso haja um levantamento (deslocamento para a direita) ou rebaixamento (deslocamento para a esquerda) do nível da água. A Figura abaixo mostra como o CRISPUNSAT realiza esta análise.

Uma outra situação, mostrada na Figura B.10, seria a variação da sucção ocorrendo a partir da superfície do terreno. Este caso difere bastante do caso anterior, pois não deve ocorrer um deslocamento completo da distribuição de poro pressões, como no caso anterior. A Figura B.11 apresenta uma possibilidade de diminuição de sucção originada por infiltração superficial.

VARIAÇÃO DE SUCCÃO → DESLOCAMENTO DA DISTRIBUIÇÃO DE PORO PRESSÕES

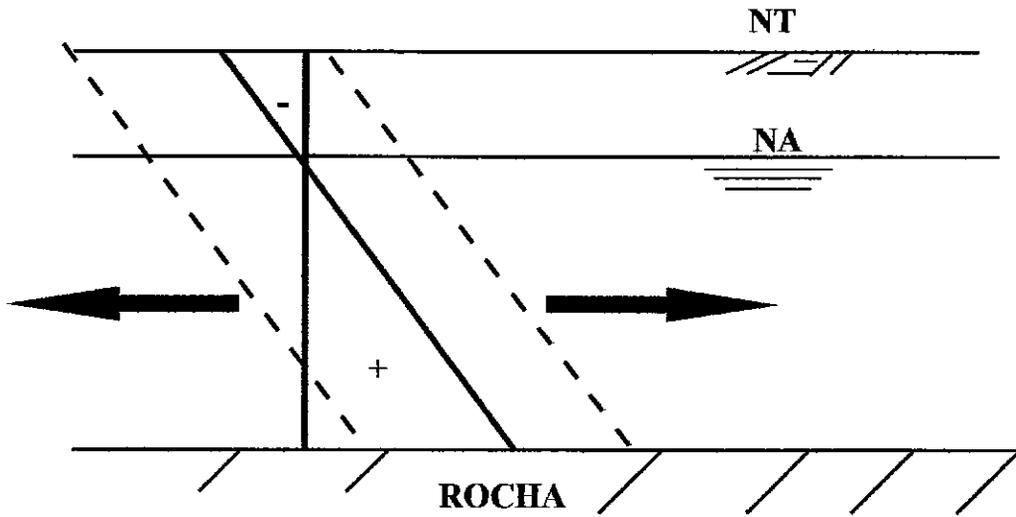


Figura C.10 - Deslocamento da distribuição de poro pressões, para simular a flutuação do nível d'água

VARIAÇÃO DE SUCCÃO → INFILTRAÇÃO SUPERFICIAL

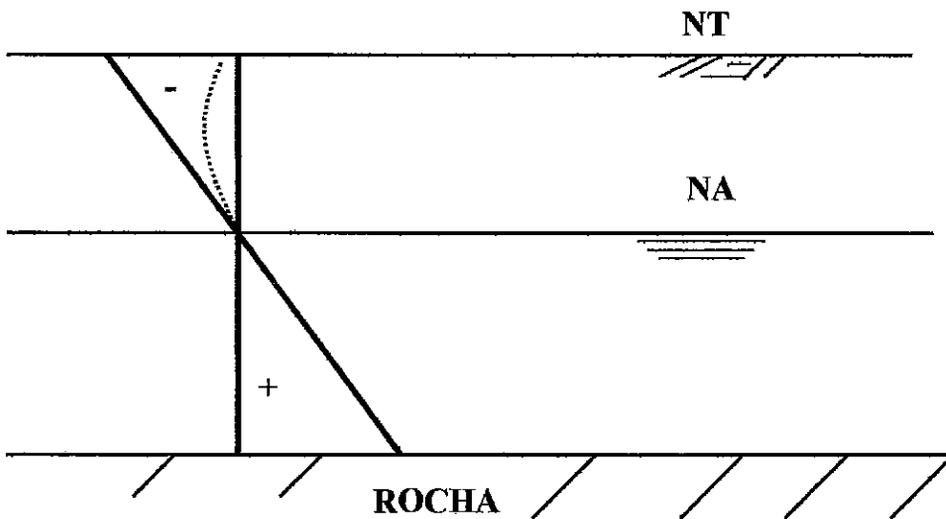


Figura C.11 - Variação da distribuição de poro pressões com origem na superfície do terreno