

## 6

# Exemplos de modelagem em solos saturados e não saturados

Neste capítulo procura-se avaliar a habilidade de alguns modelos constitutivos na representação do comportamento de solos, principalmente no caso de solos não saturados. Resultados de ensaios de laboratório para três diferentes solos residuais, publicados na literatura, foram interpretados para determinação dos parâmetros dos materiais, fazendo-se em seguida previsões de comportamento para diferentes trajetórias de tensão.

### 6.1 Resultados experimentais

#### 6.1.1

##### Solo 1 – solo residual de biotita gnaisse saturado

Trata-se de um solo residual jovem de biotita gnaisse em condição saturada, proveniente do município do Rio de Janeiro – RJ. Este solo faz parte do sistema chamado de Serras da Carioca, as quais, por sua vez, compõem o maciço da Tijuca (Oliveira, 2000).

A investigação de laboratório compreendeu a execução dos seguintes ensaios:

- a) Ensaios triaxiais de compressão axial (CTC) considerando tensões de confinamento de 25, 40, 70 e 150 kPa - figura 6.1.
- b) Ensaios triaxiais de extensão axial (RTE) considerando tensões de confinamento de 25, 40, 70 e 150 kPa - figura 6.2.
- c) Ensaios triaxiais de compressão lateral (CTE) para tensões de confinamento de 20 e 70 kPa - figura 6.2.
- d) Ensaios de compressão isotrópica (HC) - figura 6.3.
- e) Ensaio oedométrico (EDO) - figura 6.3.

#### 6.1.2

##### Solo 2 - solo residual de arenito não saturado

Solo residual de arenito, do grupo Bauru, não saturado, proveniente do município de São Carlos – SP. Da campanha de ensaios realizada por Machado (1998) são apresentados os seguintes resultados:

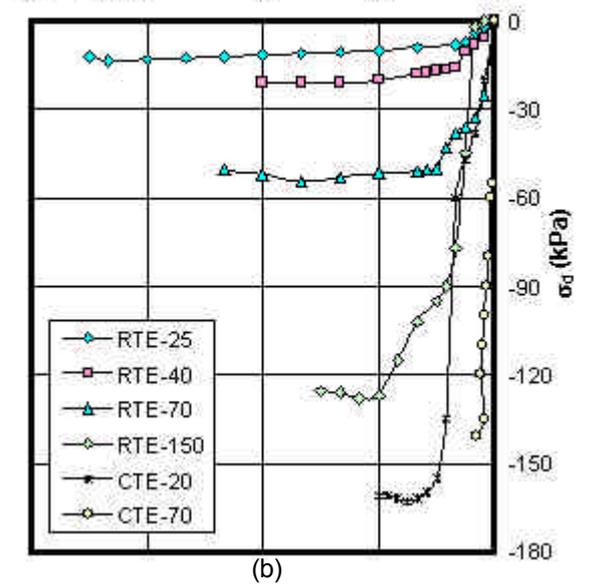
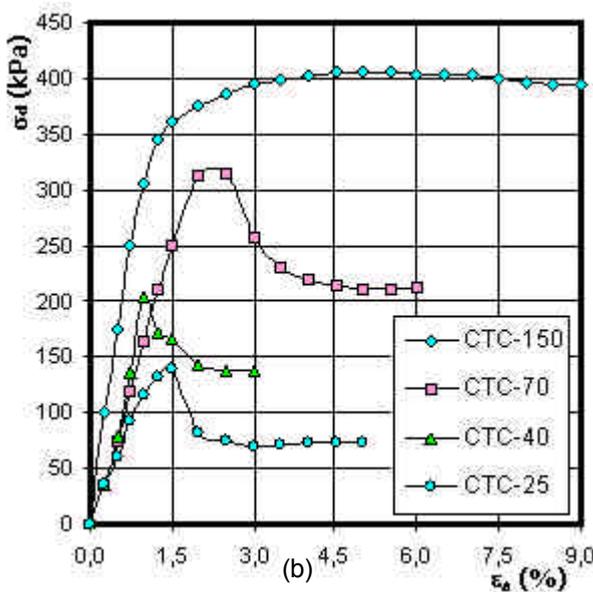
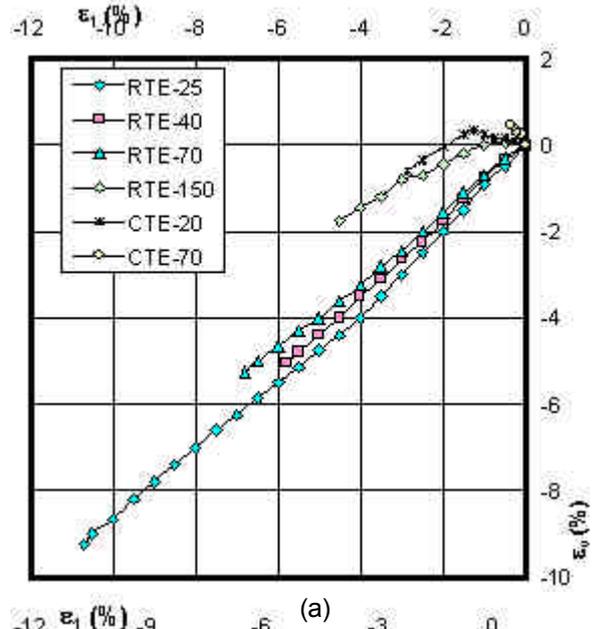
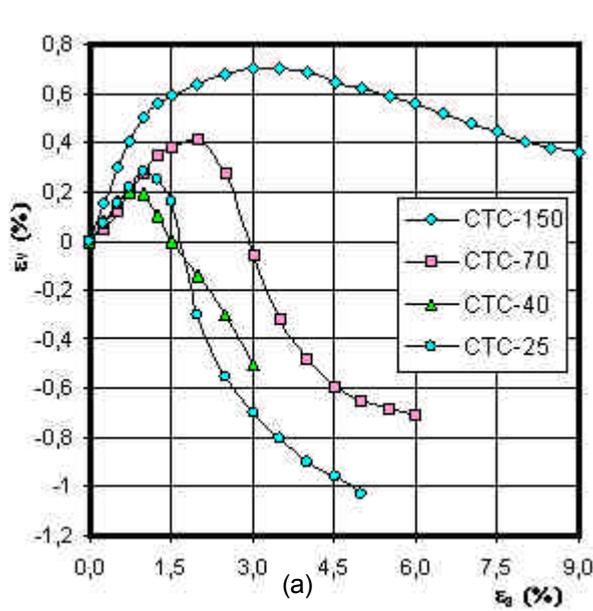


Figura 6.1: Ensaios CTC para tensões de confinamento de 25, 40, 70 e 150 kPa:

a) Curvas  $\sigma_d - \epsilon_a$ ; b) Curvas  $\epsilon_v - \epsilon_1$ .  
(Oliveira, 2000)

Figura 6.2: Ensaios CTE para tensões de confinamento de 20 e 70 kPa e RTE para confinamento de 25, 40, 70 e 150 kPa:

a) Curvas  $\sigma_d - \epsilon_1$ ; b) Curvas  $\epsilon_v - \epsilon_1$ .  
(Oliveira, 2000).

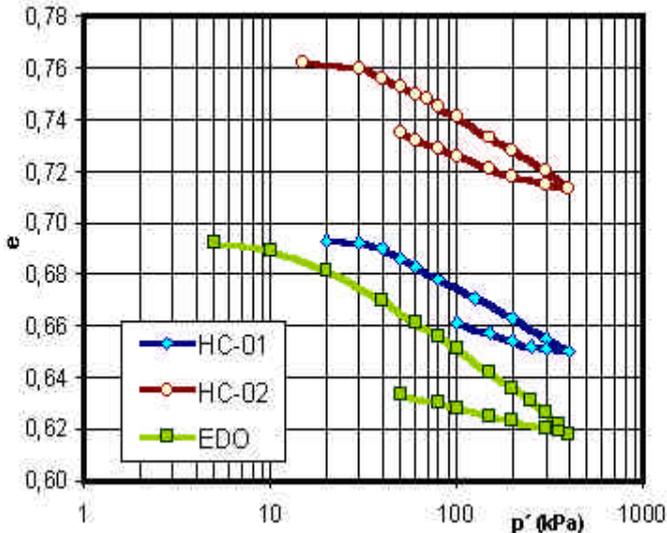


Figura 6.3:  
Curvas  $e - \log(p')$  em ensaios HC e EDO.  
(Oliveira, 2000)

- a) Ensaios de compressão isotrópica (HC), na condição saturada, considerando valores da sucção de 100 e 200 kPa - figura 6.4.
- b) Ensaios triaxiais de compressão axial (CTC), na condição saturada, sob tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa – figura 6.5.
- c) Ensaios triaxiais de compressão axial de estágios múltiplos com controle de sucção (EMS), considerando estágios de tensão de confinamento de 50, 100 e 200 kPa e valores de sucção de 40, 80, 120 e 160 kPa – figuras 6.6 a 6.9.

Figura 6.4:  
Curvas  $V/V_0 - \log(p')$   
de ensaios HC, para as  
condições de saturação  
e não saturação.  
( $V$  = volume específico).  
(Machado, 1998)

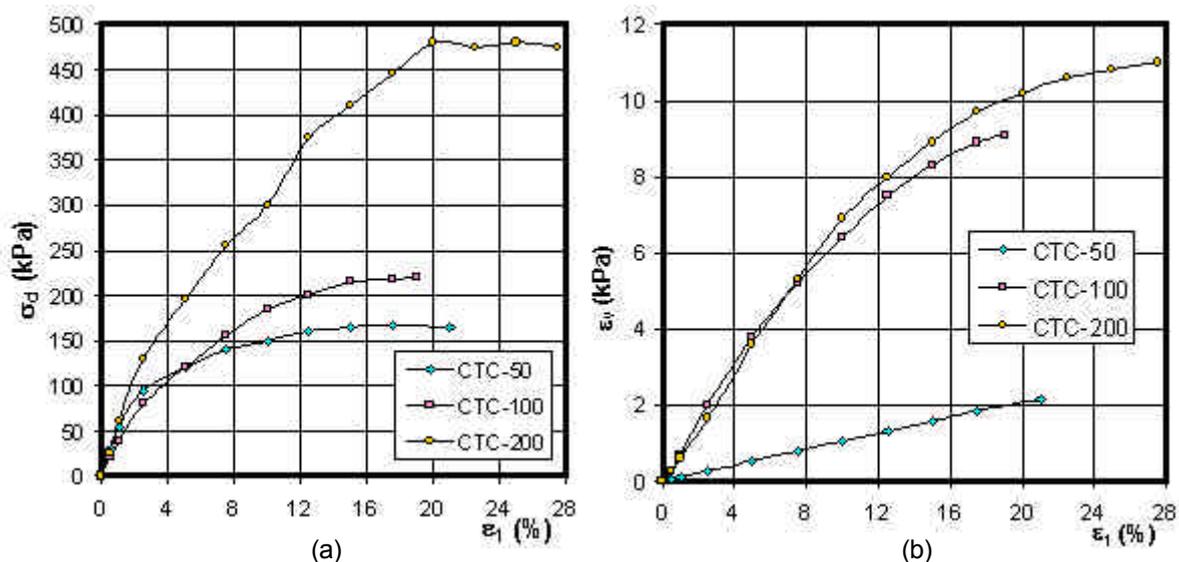
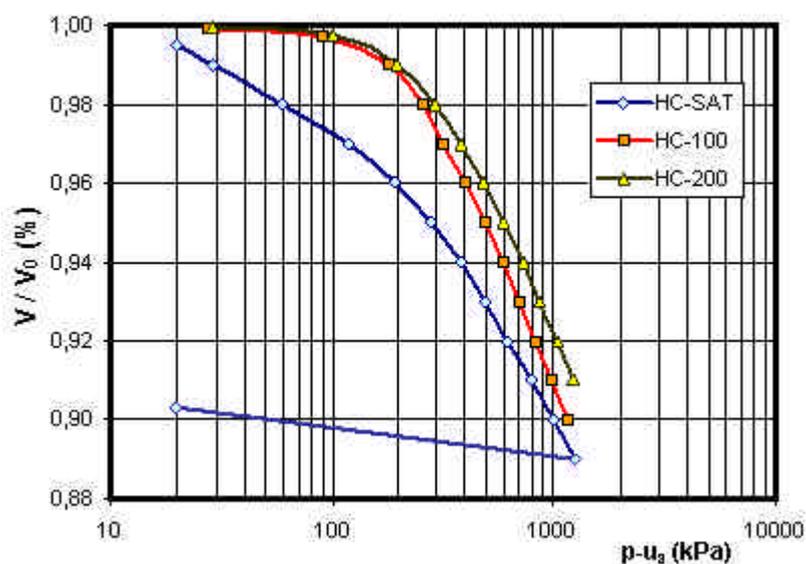
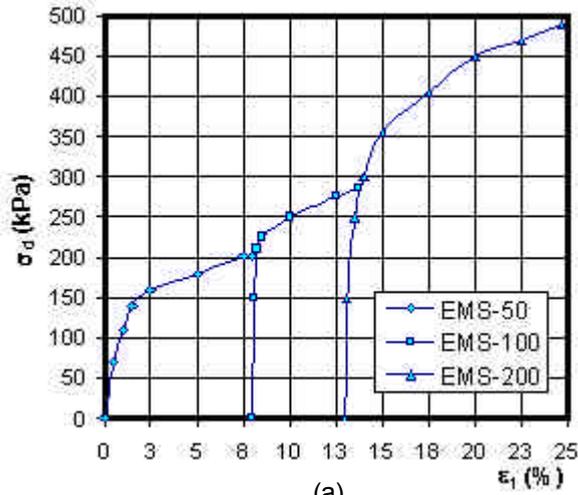
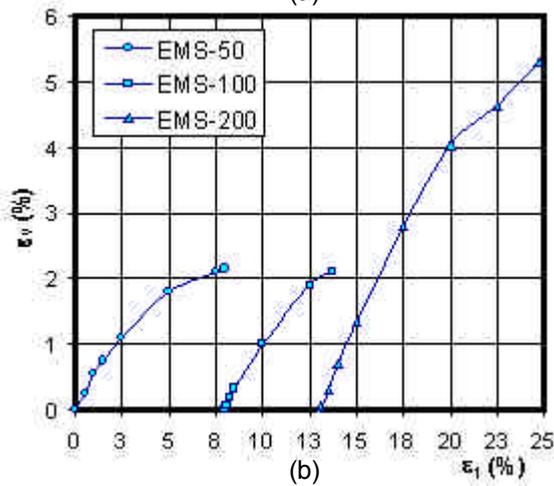


Figura 6.5: Ensaio CTC na condição saturada para tensões de confinamento de 50, 100 e 200 kPa:  
a) Curvas  $\sigma_d - \epsilon_1$ ; b) Curvas  $\epsilon_v - \epsilon_1$ . (Machado, 1998).

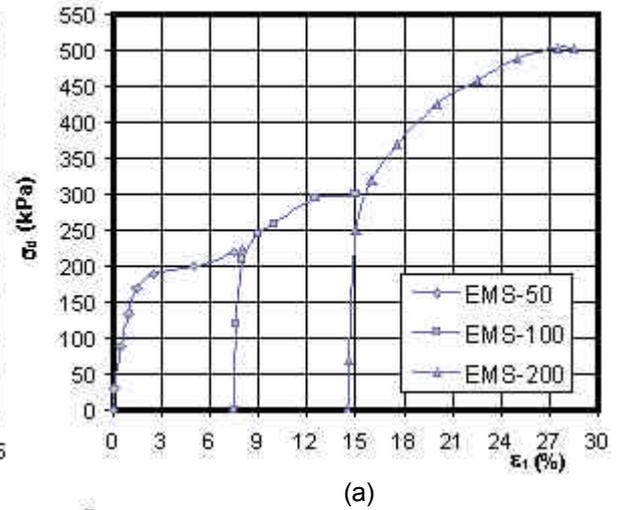


(a)

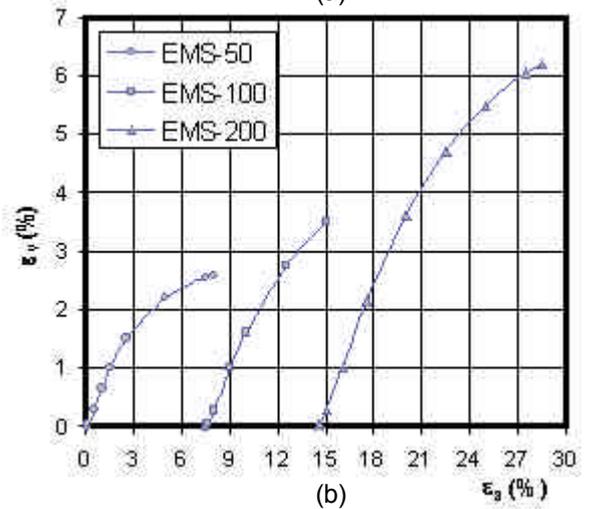


(b)

Figura 6.6: Ensaio CTC-EMS para  $s = 40$  kPa e tensões de confinamento de 50, 100 e 200 kPa: a) Curvas  $\sigma_d - \epsilon_1$ ; b) Curvas  $\epsilon_v - \epsilon_1$  (Machado, 1998).

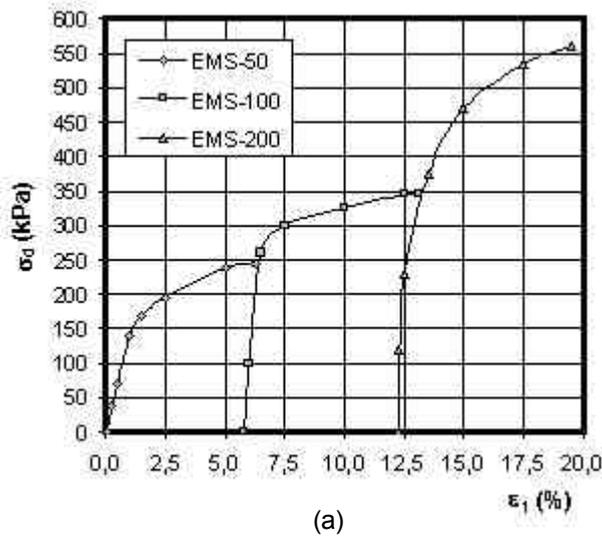


(a)

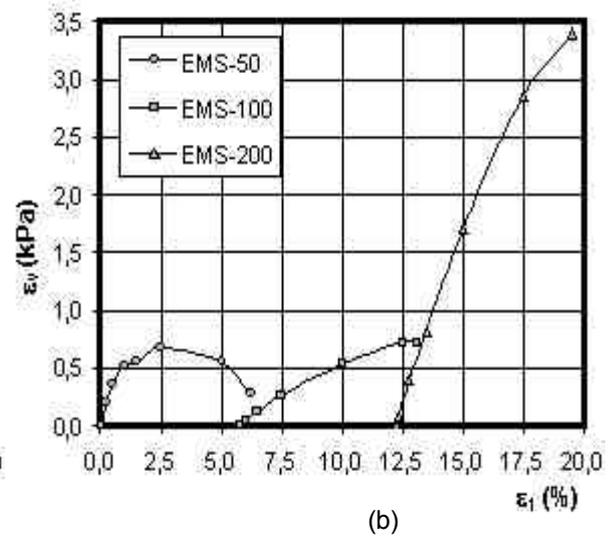


(b)

Figura 6.7: Ensaio CTC-EMS para  $s = 80$  kPa e tensões de confinamento de 50, 100 e 200 kPa: a) Curvas  $\sigma_d - \epsilon_1$ ; b) Curvas  $\epsilon_v - \epsilon_1$  (Machado, 1998).



(a)



(b)

Figura 6.8: Ensaio CTC-EMS para  $s = 120$  kPa e tensões de confinamento de 50, 100 e 200 kPa: a) Curvas  $\sigma_d - \epsilon_1$ ; b) Curvas  $\epsilon_v - \epsilon_1$  (Machado, 1998).

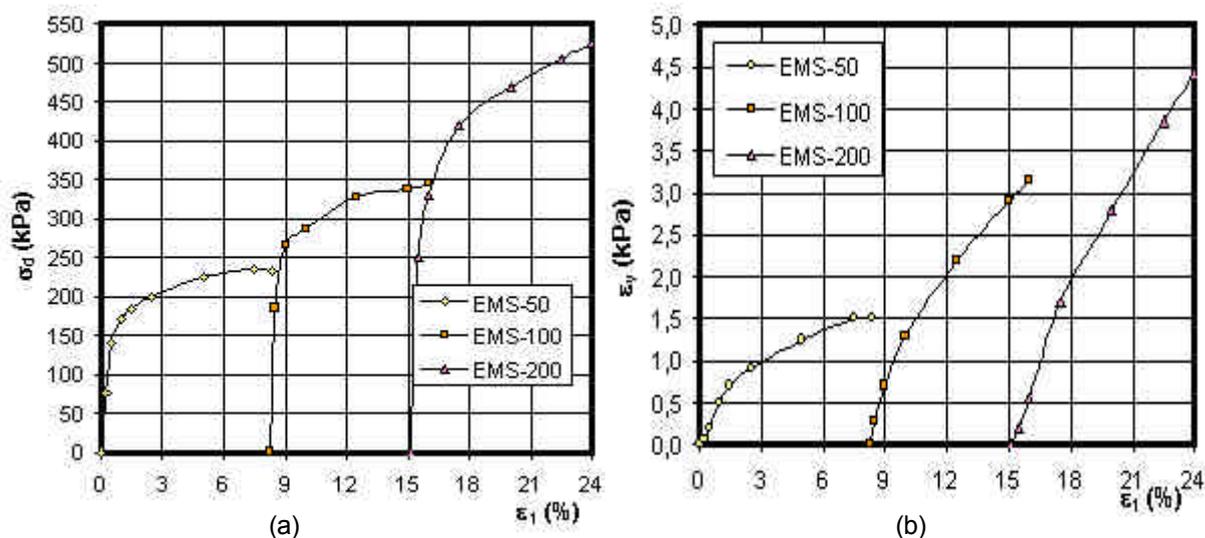


Figura 6.9: Ensaio CTC-EMS para  $s = 160$  kPa e tensões de confinamento de 50, 100 e 200 kPa: a) Curvas  $\sigma_d - \varepsilon_1$ ; b) Curvas  $\varepsilon_v - \varepsilon_1$  (Machado, 1998).

### 6.1.3 Solo 3 - silte eólico não saturado compactado

Silte de origem eólica, não saturado, compactado em laboratório (Cui e Delage, 1996). O solo provém da região leste de Paris (França) e, embora se trate de um solo artificial, foi escolhido neste trabalho por apresentar-se comportamento anisotrópico, próprio de vários solos residuais do Brasil.

Da campanha de ensaios realizada por Cui e Delage (op.cit.) são apresentados os seguintes resultados:

- a) Ensaio de compressão isotrópica (HC) para valores de sucção de 200, 400, 800 e 1500 kPa – figura 6.10.

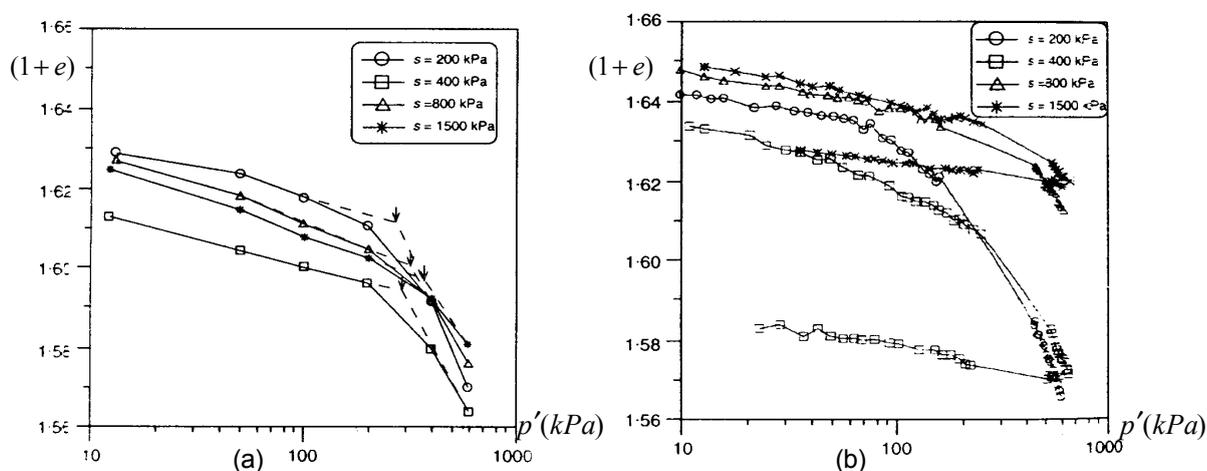


Figura 6.10: Ensaio de compressão isotrópica (HC) para sucções de 200, 400, 800 e 1500 kPa: a) carregamento incremental; b) carregamento contínuo (Cui & Delage, 1996).

- b) Ensaios triaxiais de compressão axial (CTC) para valores de sucção de 200, 400, 800 e 1500 kPa, sob tensões de confinamento de 50, 100, 200 e 400 kPa - figuras 6.11 a 6.14.
- c) Ensaios triaxiais de carregamento proporcional (PL) para a condição  $q/p = 0,5$  e valores de sucção de 200 e 1500 kPa – figura 6.15.

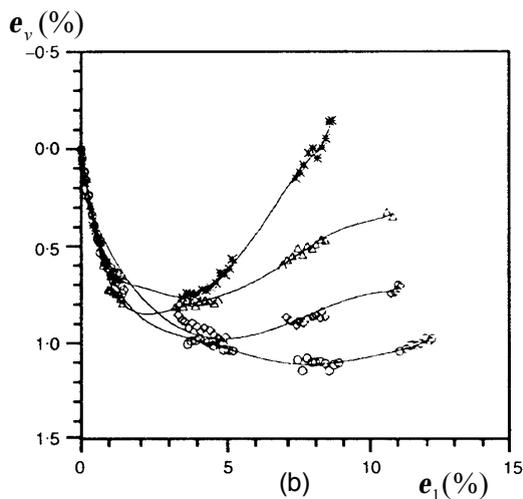
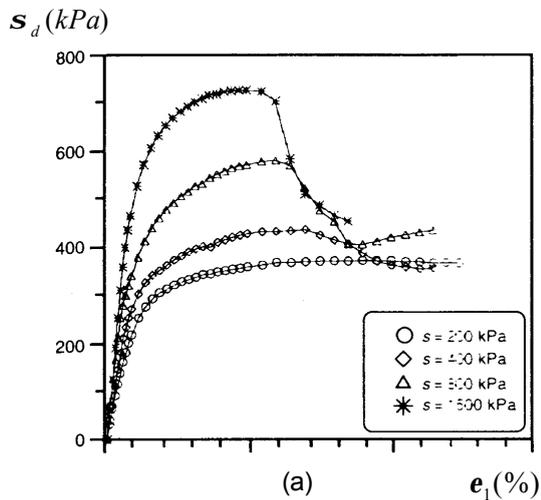


Figura 6.11: Ensaios CTC para  $\sigma_3 = 50$  kPa e sucções de 200, 400, 800 e 1500 kPa:

a) Curvas  $\sigma_d - \varepsilon_1$ ; b) Curvas  $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ .

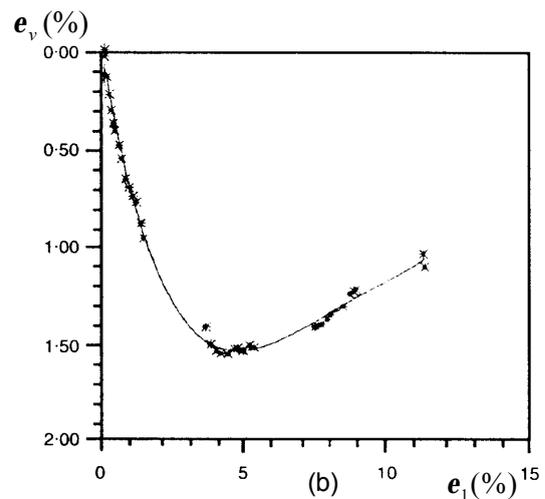
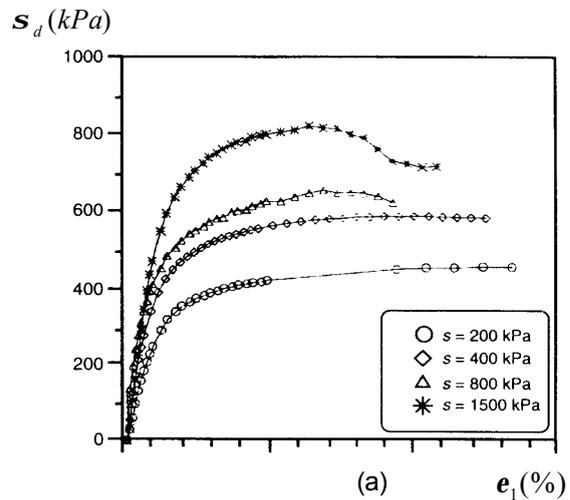


Figura 6.12: Ensaios CTC para  $\sigma_3 = 100$  kPa e sucções de 200, 400, 800 e 1500 kPa:

a) Curvas  $\sigma_d - \varepsilon_1$ ; b) Curvas  $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ .

Estes três solos, pois, serão utilizados nos capítulos 6 e 7 para avaliação de dos modelos constitutivos implementados. Outros trabalhos já foram desenvolvidos neste sentido na PUC-Rio, entre os que cabe citar Barroso de Melo (1995) e Nogueira (2001).

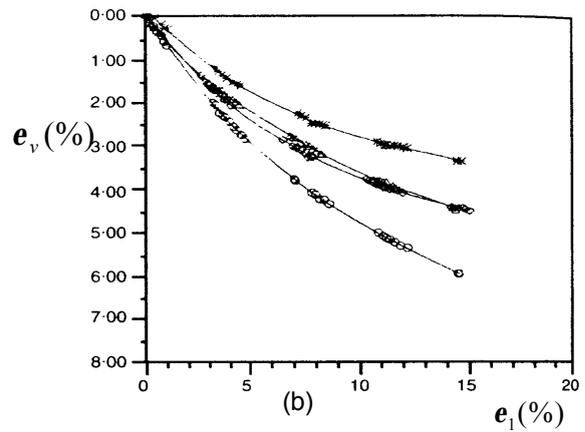
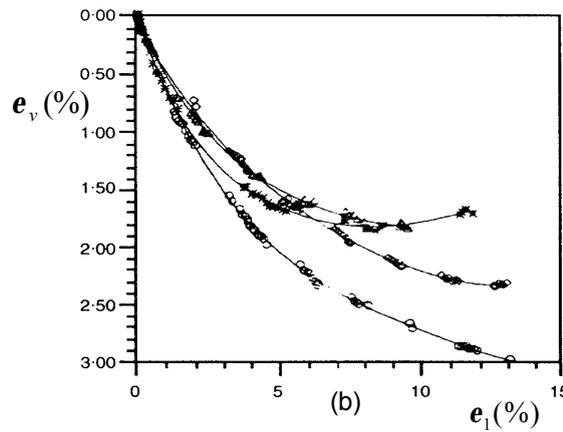
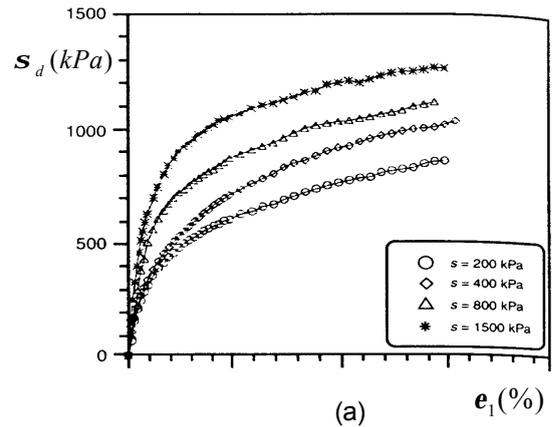
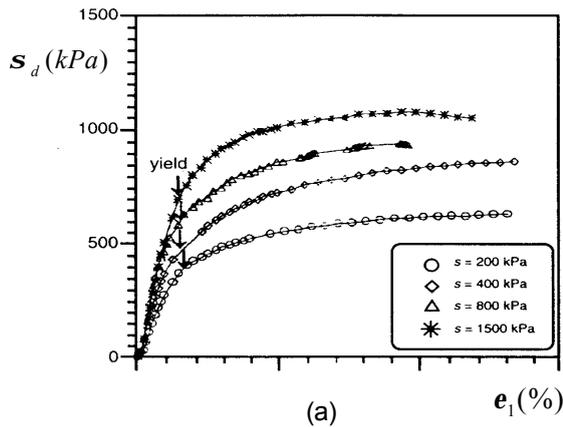


Figura 6.13: Ensaio CTC para  $\sigma_3 = 200$  kPa e sucções de 200, 400, 800 e 1500 kPa: a) Curvas  $\sigma_d - \varepsilon_1$ ; b) Curvas  $\varepsilon_v - \varepsilon_1$  (Cui & Delage, 1996).

Figura 6.14: Ensaio CTC para  $\sigma_3 = 400$  kPa e sucções de 200, 400, 800 e 1500 kPa: a) Curvas  $\sigma_d - \varepsilon_1$ ; b) Curvas  $\varepsilon_v - \varepsilon_1$  (Cui & Delage, 1996).

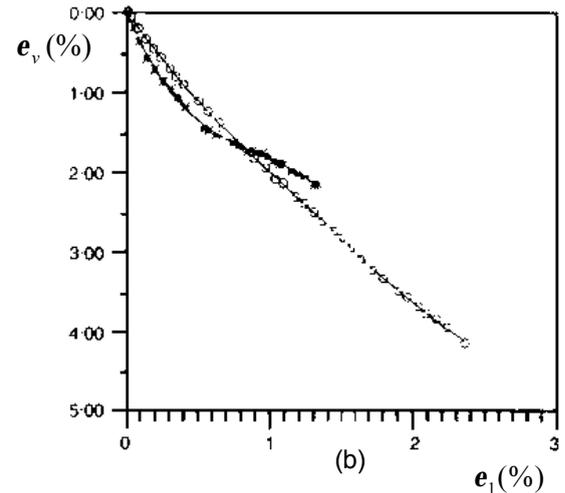
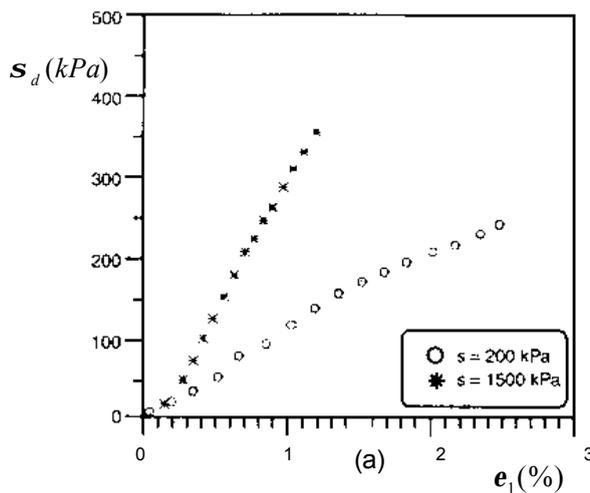


Figura 6.15: Ensaio triaxiais de carregamento proporcional (PL), considerando  $q / p = 0,5$  e sucções de 200 e 1500 kPa: a) Curvas  $\sigma_d - \varepsilon_1$ ; b) Curvas  $\varepsilon_v - \varepsilon_1$  (Cui & Delage, 1996).

## 6.2 Matrizes constitutivas

A matriz constitutiva relaciona incrementos de tensão com incrementos de deformação no material, de acordo com as hipóteses do modelo constitutivo selecionado. No caso geral tridimensional, os vetores de incrementos de tensão e de deformação têm seis componentes e, portanto, a matriz constitutiva é da ordem 6 x 6, enquanto que no estado plano de deformação a matriz reduz-se para ordem 3 x 3. Na notação matricial,

$$\{d\mathbf{s}\} = [C]\{d\mathbf{e}\} \quad (6.1)$$

A matriz constitutiva mais conhecida, sem dúvida, deriva da lei de Hooke generalizada  $[C_e]$  para comportamento elástico linear e isotrópico,

$$\{d\mathbf{s}\} = [C_e]\{d\mathbf{e}\} \quad (6.2)$$

enquanto que os modelos elasto-plásticos necessitam, além da matriz de elasticidade  $[C_e]$ , da definição da parcela que controla o fluxo plástico, a saber:

$$\{d\mathbf{s}\} = [[C_e] - [C_p]]\{d\mathbf{e}\} \quad \text{ou} \quad (6.3a)$$

$$\{d\mathbf{s}\} = [C_{ep}]\{d\mathbf{e}\} \quad (6.3b)$$

onde  $[C_{ep}]$  representa a matriz constitutiva elasto-plástica.

A matriz  $[C_p]$  é obtida da aplicação da lei geral de fluxo generalizada (capítulo 3),

$$[C_p] = \left[ \frac{[C_e]\{\partial Q / \partial \mathbf{s}\}\{\partial F / \partial \mathbf{s}\}^T [C_e]}{\{\partial F / \partial \mathbf{s}\}[C_e]\{\partial Q / \partial \mathbf{s}\} - A} \right] \quad (6.4)$$

sendo  $\{\partial F / \partial \mathbf{s}\}$  o gradiente da função de escoamento  $F$ ,  $\{\partial Q / \partial \mathbf{s}\}$  o gradiente da função potencial plástico  $Q$  e  $A$  o módulo plástico.

A relação constitutiva elasto-plástica, considerando as equações (6.3a) e (6.4), pode então ser expressa de maneira geral por

$$\{d\mathbf{s}\} = \left[ (C_e) - \left( \frac{(C_e)\{\partial Q / \partial \mathbf{s}\}\{\partial F / \partial \mathbf{s}\}^T (C_e)}{\{\partial F / \partial \mathbf{s}\}^T (C_e)\{\partial Q / \partial \mathbf{s}\} - A} \right) \right] \{d\mathbf{e}\} \quad (6.5)$$

**Observações sobre a matriz constitutiva.** Com relação à matriz constitutiva elasto-plástica da equação (6.5) algumas observações podem ser feitas:

- a matriz  $[C_e]$  para o caso de material elástico linear e isotrópico é definida por apenas dois parâmetros do material. Conforme capítulo 2, estes podem ser assumidos constantes ou dependentes da tensão confinante, atualizando-se neste último caso a matriz elástica à medida que o valor da tensão de confinamento for modificado;
- no caso de modelos elasto-plásticos com lei de fluxo associada a função  $Q$  coincide com  $F$ , resultando numa simplificação do processo de obtenção da matriz constitutiva pois  $\{\partial F / \partial \mathbf{s}\} = \{\partial Q / \partial \mathbf{s}\}$ . O cálculo dos gradientes é realizado com auxílio da regra da cadeia do cálculo diferencial, ou seja,

$$\{\partial F / \partial \mathbf{s}\} = \sum_i \frac{\partial F}{\partial J_i} \left\{ \frac{\partial J_i}{\partial \mathbf{s}_{kl}} \right\} \quad (6.6a)$$

$$\{\partial Q / \partial \mathbf{s}\} = \sum_i \frac{\partial Q}{\partial J_i} \left\{ \frac{\partial J_i}{\partial \mathbf{s}_{kl}} \right\} \quad (6.6b)$$

- o módulo plástico  $A$  é um escalar que inclui na matriz elasto-plástica os efeitos de endurecimento ou amolecimento plásticos. No caso de material perfeitamente plástico  $A = 0$ . Os processos de endurecimento e amolecimento podem ser definidos em relação às deformações plásticas (*strain hardening/softening*) ou ao trabalho plástico (*work hardening/softening*). No primeiro caso,  $A$  pode ser calculado pela equação (6.7a), enquanto que no segundo pela equação (6.7b) abaixo.

$$A = \frac{\partial F}{\partial k} \left( \frac{\partial k}{\partial \mathbf{e}_p} \right)^T \left( \frac{\partial Q}{\partial \mathbf{s}} \right) \quad \text{Strain hardening/softening} \quad (6.7a)$$

$$A = \frac{\partial F}{\partial W_p} (\mathbf{s})^T \left( \frac{\partial Q}{\partial \mathbf{s}} \right) \quad \text{Work hardening/softening} \quad (6.7b)$$

**Análise não-linear.** O comportamento tensão x deformação não-linear dos solos está contemplado nas formulações incrementais dos vários modelos. Sob ponto de vista numérico, o problema não linear foi resolvido através de uma técnica incremento-iterativa, atualizando-se a matriz constitutiva, sempre que necessário, como uma função do estado de tensão, da trajetória de deformação plástica ou do trabalho plástico e da sucção no material, de acordo com as características, hipóteses e limitações do modelo constitutivo da tabela 6.1 empregado na análise numérica.

**Matrizes implementadas neste trabalho.** Para analisar o comportamento mecânico dos três solos descritos na seção anterior, foram implementadas as matrizes constitutivas correspondentes aos modelos listados na tabela 6.1.

Tabela 6.1: Matrizes constitutivas implementadas neste trabalho.

MODELO	SOLO	PROGRAMA	FORMULAÇÃO	CARACTERÍSTICAS	OBS
Hiperbólico	1	Excel	solos saturados ou secos	matriz elástica incremental	
Mohr-Coulomb	1	Excel	solos saturados ou secos	elasto-plástico com <i>strain softening</i>	
Lade-Kim	1	Excel	solos saturados ou secos	elasto-plástico com <i>work hardening / softening</i>	
Barcelona	2	Excel	solos não saturados	elasto-plástico com <i>strain hardening</i> , incorporando a sucção como variável de estado	formulação específica para colapso e inchamento moderados.
Teoria DSC	2 - 3	Excel	solos saturados ou secos	modelo HiSS- $\delta 1$ para estados de referência	efeito da sucção incorporado na função de perturbação
Hierárquico $\delta 1$ modificado	2	Excel	solos saturados ou secos	elasto-plástico com <i>strain hardening</i>	efeito da sucção incorporado nos parâmetros do modelo
HSM modificado	2	Plaxis v7	solos saturados ou secos	elasto-plástico com <i>strain hardening</i>	efeito da sucção incorporado nos parâmetros do modelo

## 6.3

### Modelagem constitutiva para o solo 1

#### 6.3.1

##### Modelo hiperbólico

Este modelo, descrito na seção 2.3.3, necessita dos seguintes parâmetros do material para modelagem constitutiva do solo: módulo tangente  $E_t$  ( $K_h$ ,  $n$ ,  $R_f$ ), módulo de variação volumétrica  $K$  e parâmetros de resistência baseados no critério de ruptura de Mohr-Coulomb ( $c$ ,  $f$ ).

**Módulo tangente  $E_t$**  - Para determinação das constantes do material  $K_h$ ,  $n$ ,  $R_f$  foram utilizadas as curvas dos ensaios CTC executados sob tensão confinante de 40, 70 e 150 kPa (figura 6.1). Valores dos módulos iniciais e das tensões de desvio últimas puderam ser obtidos plotando-se os resultados dos ensaios no plano  $e_1/(s_1 - s_3)$  versus  $e_1$ , onde a equação da hipérbole se reduz a de uma linha reta (equação 6.8). Pela aplicação do método dos mínimos quadrados, para cada ensaio os valores de  $a = 1/E_i$  e  $b = 1/(s_1 - s_3)_u$  foram determinados sem dificuldades (figura 6.16).

$$e_1/(s_1 - s_3) = a + be_1 \quad (6.8)$$

A estimativa de  $R_f$  foi feita com base na média dos resultados experimentais disponíveis para as diversas tensões de confinamento  $s_3$  e os valores de  $n$  e  $K_h$  correspondem, respectivamente, ao coeficiente angular e ao valor de  $E_i/p_a$  para  $s_3/p_a = 1$  na regressão linear definida pela expressão (ver figura 6.17):

$$\log(E_i/p_a) = \log K_h + n \log(s_3/p_a) \quad (6.9)$$

Os parâmetros determinados para o modelo hiperbólico com base nos resultados dos ensaios CTC do solo 1 foram  $K_h = 740$ ,  $n = 0,70$  e  $R_f = 0,95$ . Seguindo-se procedimento similar, os resultados dos ensaios triaxiais RTE, executados sob tensão confinante de 40, 70 e 150 kPa (figura 6.2), permitiram definir a expressão do módulo tangente  $E_t$  através dos parâmetros hiperbólicos  $K_h = 219$  e  $n = 1,87$  e  $R_f = 0,90$ .

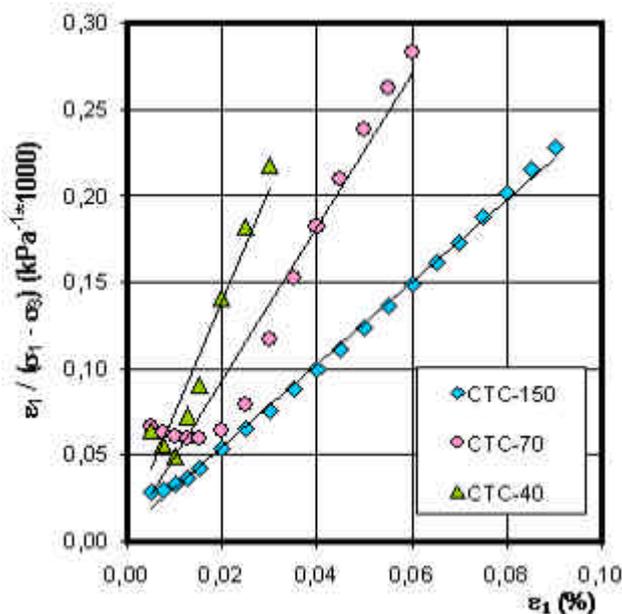


Figura 6.16: Modelo hiperbólico. Ajuste linear das curvas tensão-deformação dos ensaios CTC.

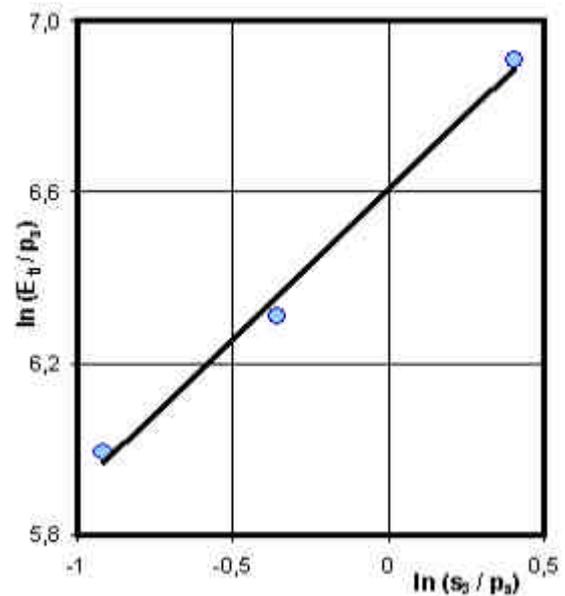


Figura 6.17: Modelo hiperbólico. Ajuste do módulo inicial  $E_i$  em função de  $\sigma_3$ .

**Módulo de variação volumétrica** – neste caso seguiu-se a proposta alternativa à apresentada no capítulo 2 para estimativa do módulo de deformação volumétrica. A mesma foi sugerida por Duncan (1980) e fornece o valor de  $K$  a partir dos valores de deformação correspondentes a 70% da resistência mobilizada do solo  $(s_1 - s_3)_f$ , segundo a relação  $K_{70} = (s_1 - s_3)_{70} / (3e_{v70})$ .

Caso a curva de deformação volumétrica tenha atingido o ponto de tangente horizontal antes do 70%, utiliza-se o valor da deformação volumétrica para tangente horizontal na equação acima apresentada.

Assim, para as curvas dos ensaios foram determinados os valores de  $K_{70}$ , os quais ficaram muito próximos entre si, em torno da média  $K = 20.900$  kPa.

**Parâmetros de resistência** - Da análise da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb, construída com base nos resultados dos ensaios CTC, foram determinados os parâmetros de resistência  $c = 40$  kPa e  $f = 29^\circ$ .

**Resultados** - Utilizando-se dos parâmetros do modelo hiperbólico assim determinados, foram retroanalizadas as curvas dos ensaios CTC e RTE, correspondentes a valores de  $\sigma_3$  iguais a 25, 40, 70 e 150 kPa, apresentando-se a comparação entre os valores reais e previstos nas figuras 6.18 e 6.19.

**Conclusões** - podem ser destacadas as seguintes observações em relação à modelagem do solo 1 pela formulação hiperbólica:

- para os ensaios CTC o modelo hiperbólico não conseguiu representar o fenômeno de perda de resistência pós-pico (amolecimento plástico), comportamento, aliás, antecipadamente esperado pois hipérbolas são funções matemáticas crescentes;
- pela mesma razão, o modelo não consegue representar o comportamento dilatante de solos, sendo somente utilizado para previsão de deformações volumétricas contrativas;
- nos ensaios RTE o solo se encontra em condição de descarregamento, de acordo com os critérios estabelecidos pelas equações 2.38 a 2.42. Portanto, o modelo assume comportamento elástico linear, fazendo com que as simulações nestes ensaios não possam ser consideradas satisfatórias.

- comprovam-se assim nestes resultados algumas das limitações do modelo, já apontadas na seção 2.3.3, devido à formulação ter sido baseada nos resultados de ensaios CTC para areias fofas e argilas moles, sem a preocupação de representar fenômenos como a dilatância e amolecimento plástico, típicos de areias densas ou argilas rijas.

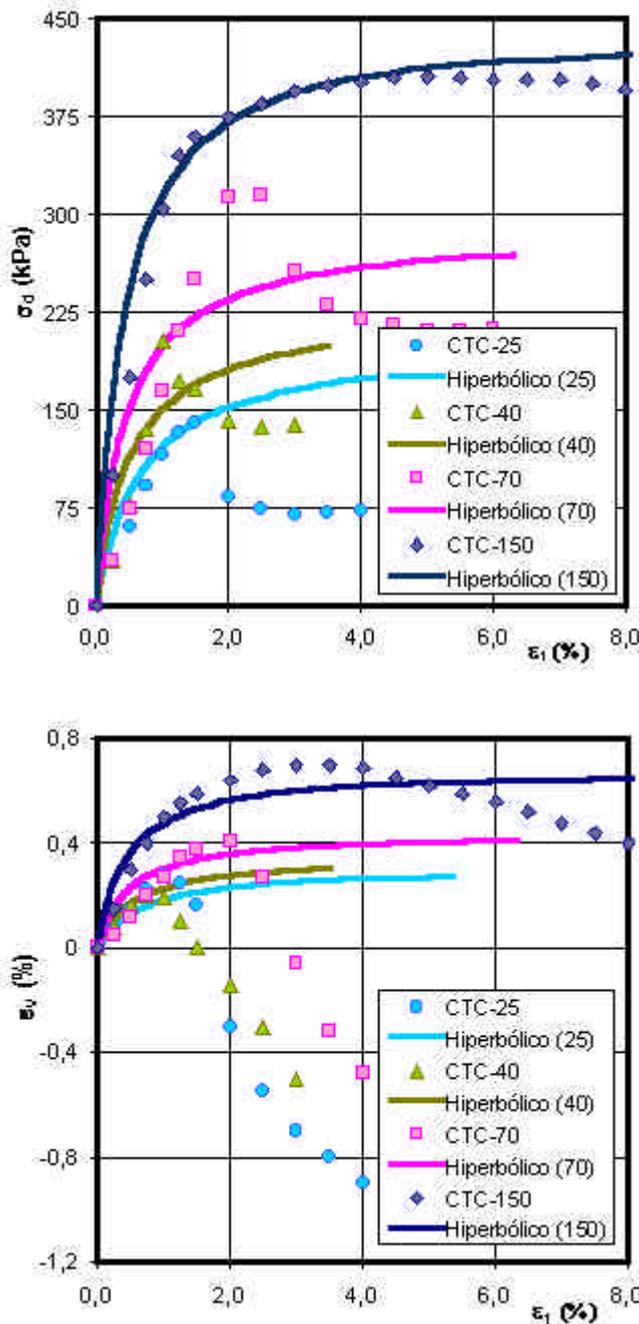


Figura 6.18: Modelo Hiperbólico. Retroanálise dos ensaios CTC para  $\sigma_3 = 25, 40, 70$  e  $150$  kPa:  
a) Curvas  $\sigma_d - \varepsilon_1$ ; b) Curvas  $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ .

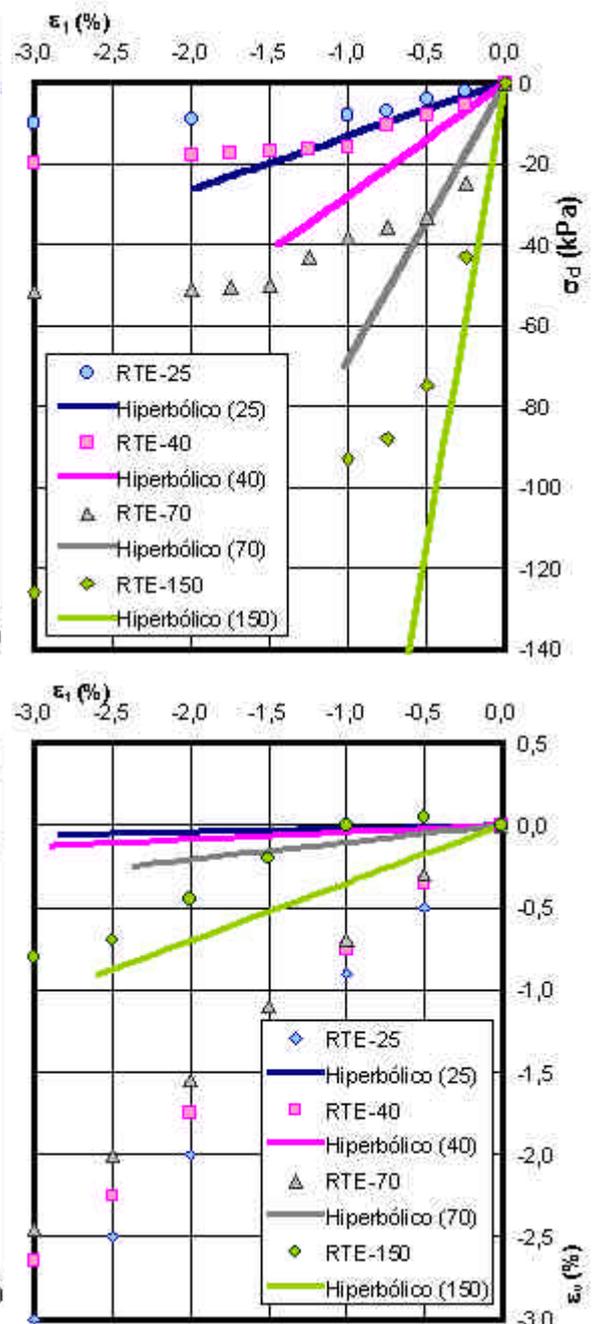


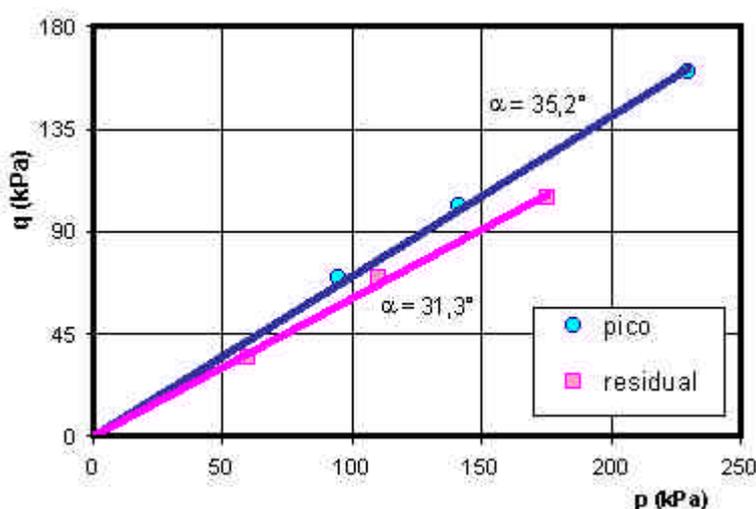
Figura 6.19: Modelo Hiperbólico. Retroanálise de ensaios RTE para  $\sigma_3 = 25, 40, 70$  e  $150$  kPa:  
a) Curvas  $\sigma_d - \varepsilon_1$ ; b) Curvas  $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ .

### 6.3.2 Modelo de Mohr-Coulomb com amolecimento

Este modelo, descrito na seção 3.2.1, é definido pelos seguintes parâmetros: constantes elásticas ( $E$ ,  $n$ ), parâmetros do critério de ruptura ( $c_{\text{pico}}$ ,  $f_{\text{pico}}$ ,  $c_{\text{residual}}$ ,  $f_{\text{residual}}$ ) e ângulo de dilatação  $m$

**Parâmetros elásticos** - módulo de elasticidade  $E$  definido das curvas tensão de desvio  $\sigma_d$  versus deformação axial  $\epsilon_1$  dos ensaios CTC, para valores de  $\sigma_3$  de 25, 40, 70 e 150 kPa. Como os ensaios não exibem trechos de descarregamento, resolveu-se determinar em cada curva o valor do módulo secante  $E_{50}$  (correspondente a 50% da tensão de desvio  $\sigma_d$ ) e adotar-se como módulo de elasticidade do solo o valor médio  $E = 19.800$  kPa. Adicionalmente, determinou-se para este nível de tensões os valores do coeficiente de Poisson  $n_{50}$  para cada curva, escolhendo-se afinal a média  $n = 0,32$ .

**Parâmetros de resistência** - em diagrama  $p$ - $q$  (variáveis de Lambe) foram construídas as envoltórias da resistência de pico e da resistência residual com base nos resultados dos ensaios CTC para  $\sigma_3 = 25, 40$  e  $70$  kPa. Como os valores dos interceptos coesivos para ambas as envoltórias foram constatados muito baixos, decidiu-se pela modelagem ajustando-se o valor da inclinação da envoltória mas fixando-se  $c = 0$ . Determinada a inclinação  $\alpha$  (figura 6.20) o ângulo de atrito  $\phi$  pôde ser calculado facilmente pela relação  $\tan \alpha = \text{sen } f$ .



Variáveis de Lambe:

$$p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$$

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$$

Valores do ângulo de atrito interno  $f$ :

$$\phi_{\text{pico}} = 45^\circ$$

$$\phi_{\text{residual}} = 37^\circ$$

Figura 6.20: Modelo de Mohr-Coulomb. Envoltórias de resistência no plano  $p$ - $q$ .

A lei de amolecimento plástico que representa a variação do ângulo de atrito  $f$  com a deformação plástica de desvio acumulada  $E^p$  é expressa como:

$$f = f_{pico} - (f_{pico} - f_{residual})[1 - \exp(-a_f E^p)] \quad \text{onde} \quad (6.10)$$

$$E^p = \sqrt{\frac{2}{3}[(e_1^p - e_2^p)^2 + (e_2^p - e_3^p)^2 + (e_3^p - e_1^p)^2]} \quad (6.11)$$

As quantidades da equação (6.10) foram ajustadas com base nos valores de  $f$  na condições de pico e residual e das deformações plásticas de desvio acumuladas  $E^p$  correspondentes (figura 6.21).

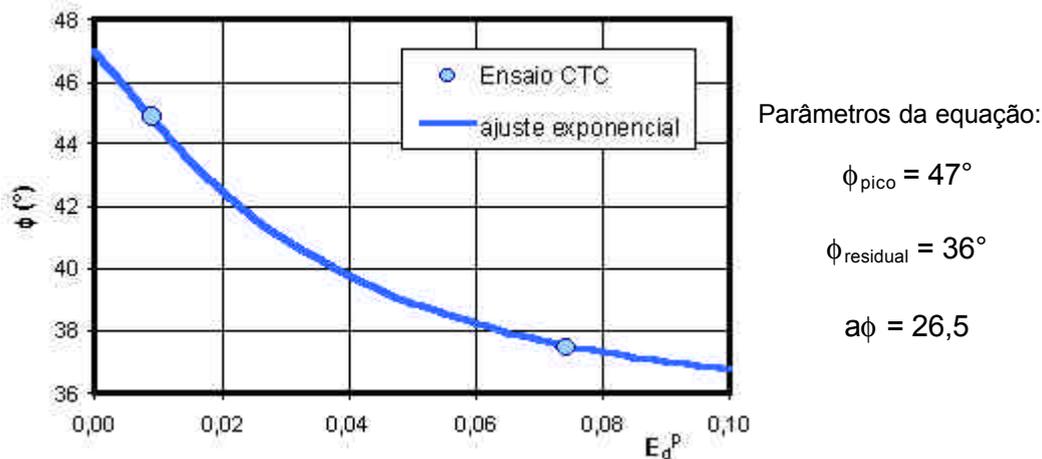


Figura 6.21: Modelo de Mohr-Coulomb. Variação de  $f$  com a deformação plástica de desvio acumulada.

**Ângulo de dilatância** - o valor do ângulo de dilatância  $m$  foi avaliado na condição imediatamente após o pico, conforme equação (6.12a), considerando as curvas tensão x deformação dos ensaios CTC para valores de  $\sigma_3 = 25, 40, 70$  e  $150$  kPa. O valor médio encontrado foi  $m = 14^\circ$ .

$$m = \text{sen}^{-1} \left( \frac{\Delta e_1^p + \Delta e_3^p}{\Delta e_1^p - \Delta e_3^p} \right) \quad (6.12a)$$

Assumindo o valor de  $m = 0^\circ$  na condição residual (estado crítico), a evolução do ângulo de dilatância com a deformação plástica de desvio é expressa por:

$$m = m_{pico} \exp(-a_m E^p) \quad (6.12b)$$

onde o parâmetro  $a_m$  foi considerado igual ao parâmetro  $a_\phi = 26,5$  (figura 6.21).

**Resultados.** A formulação explícita da matriz constitutiva foi obtida considerando-se as equações da superfície de escoamento (6.13), potencial plástico (6.14) e da lei de amolecimento (6.10).

$$f = \sqrt{J_{2D}} - \left( \frac{c}{\tan f} + p \right) g(\mathbf{q}) = 0 \quad (6.13a)$$

$$g(\mathbf{q}) = \frac{\text{sen } f}{\cos \mathbf{q} + (\text{sen } \mathbf{q} \text{ sen } f) / \sqrt{3}} \quad (6.13b)$$

$$Q = \sqrt{J_{2D}} - \left( a_{pp} + \frac{J_1}{3} \right) g_{pp}(\mathbf{q}) = 0 \quad (6.14a)$$

$$g_{pp}(\mathbf{q}) = \frac{\text{sen } m}{\cos \mathbf{m} + (\text{sen } \mathbf{q} \text{ sen } m) / \sqrt{3}} \quad (6.14b)$$

Como o comportamento do solo apresenta amolecimento plástico, as retroanálises devem ser feitas a partir de trajetórias de deformação, de modo a preservar a existência de uma relação biunívoca entre as quantidades de tensão e de deformação. Foram escolhidas as duas seguintes trajetórias de deformação:

- trajetória nº1 - a partir do estado hidrostático (considerando os ensaios CTC com  $\sigma_3 = 25, 40$  e  $70$  kPa) o solo é deformado de acordo com a relação  $\mathbf{e}_y = \mathbf{e}_z = -\mathbf{n}\mathbf{e}_x$  (figura 6.22);
- trajetória nº2 - a partir do estado hidrostático (considerando os ensaios CTC com  $\sigma_3 = 25, 40$  e  $70$  kPa) o solo é deformado segundo a relação  $\mathbf{e}_y = \mathbf{e}_z = -\mathbf{n}\mathbf{e}_x$  no trecho elástico e segundo  $\mathbf{e}_y = \mathbf{e}_z = -0,6\mathbf{e}_x$  no trecho plástico (figura 6.23).

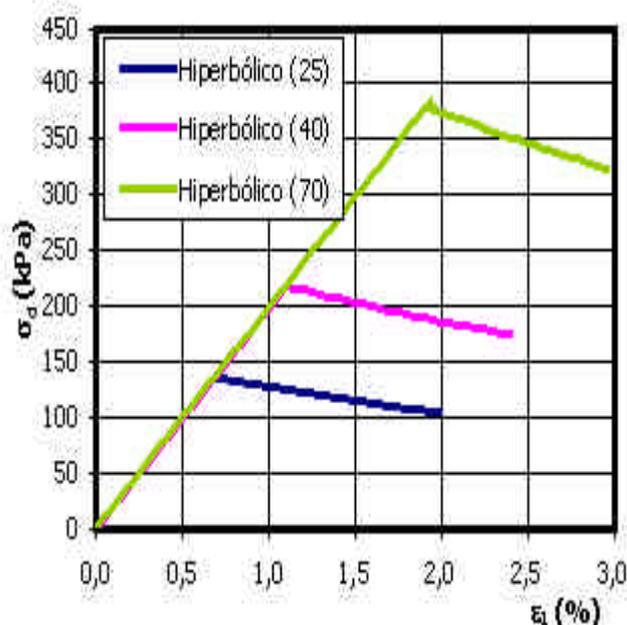


Figura 6.22: Modelo Mohr-Coulomb. Trajetórias de deformação nº1 para  $\sigma_3 = 25, 40$  e  $70$  kPa.

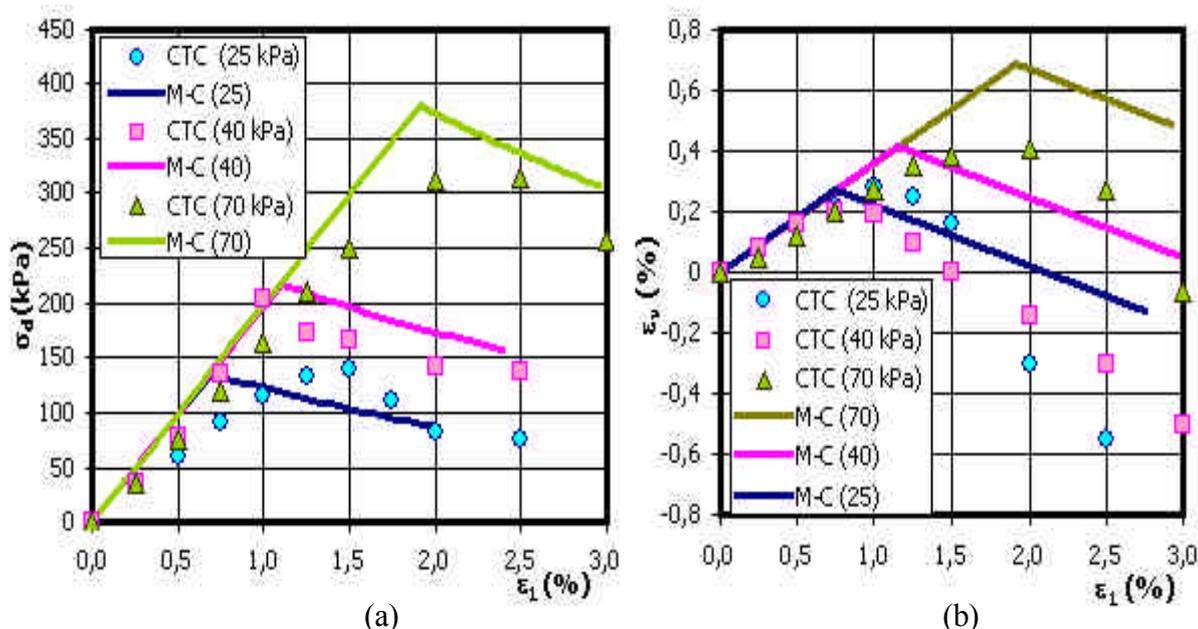


Figura 6.23: Modelo Mohr-Coulomb. Trajetórias de deformação n°2 para  $\sigma_3 = 25, 40$  e  $70$  kPa e comparação com ensaios CTC: a) Curvas  $\sigma_d - \epsilon_1$ ; b) Curvas  $\epsilon_v - \epsilon_1$ .

**Conclusões.** Da modelagem do solo 1 com o critério de Mohr-Coulomb cabem as seguintes conclusões:

- a vantagem com respeito ao modelo hiperbólico é sua capacidade de representar o amolecimento plástico do solo à medida que aumentam as deformações plásticas de desvio acumuladas. A adoção de uma lei de fluxo não associada, por sua vez, permite antecipar uma melhora nas previsões das deformações volumétricas;
- o comportamento elástico foi definido linear por simplicidade, podendo-se obter resultados mais precisos considerando-se a hipótese de dependência do módulo de deformabilidade em relação à tensão de confinamento;
- a introdução da hipótese de amolecimento no critério de ruptura de Mohr-Coulomb é um avanço significativo na modelagem de solos, pois na maioria das aplicações geotécnicas o critério considera o solo como material de comportamento elasto-perfeitamente plástico.

### 6.3.3

#### Modelo de Lade – Kim

O modelo de Lade-Kim, apresentado na seção 4.1.1, necessita da determinação dos seguintes parâmetros para caracterização do comportamento mecânico do material:  $K_{ur}$ ,  $n$ ,  $\nu$  (componente elástica),  $\eta_1$ ,  $m$  (critério de ruptura),

$C$ ,  $p$  (lei de endurecimento),  $h$ ,  $\alpha$  (superfície de escoamento),  $\psi_1$ ,  $\psi_2$ ,  $\mu$  (potencial plástico),  $A$ ,  $B$  (lei de amolecimento)?

**Parâmetros elásticos** - determinados por regressão linear pelo método dos mínimos quadrados com base nos resultados dos ensaios CTC. Como as curvas experimentais disponíveis não incluem etapa de descarregamento, os módulos de elasticidade  $E_{ur}$  para os vários ensaios foram aproximados pelos módulos tangentes iniciais obtidos das curvas de carregamento. Os valores de  $n = 0,55$  e  $K_{ur} = 750$  kPa correspondem, respectivamente, ao coeficiente angular e ao valor de  $E_{ur} / p_a$  para  $s_3 / p_a = 1$  na equação (6.15), relativa à reta mostrada na figura 6.24. O coeficiente de Poisson do solo foi assumido  $\nu = 0,2$

$$\log(E_{ur} / p_a) = \log(K_{ur}) + n \log(s_3 / p_a) \quad (6.15)$$

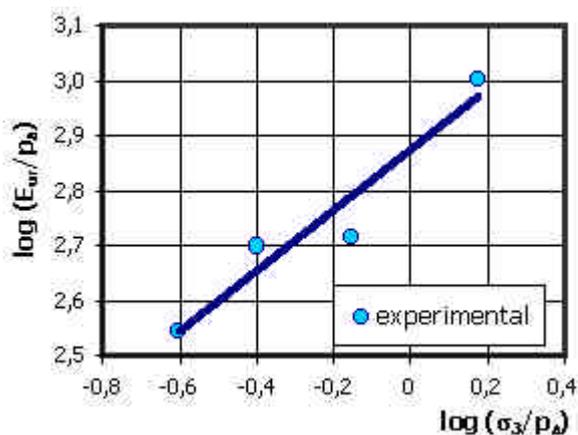


Figura 6.24: Modelo Lade-Kim. Obtenção dos parâmetros elásticos  $K_{ur}$  e  $n$ .

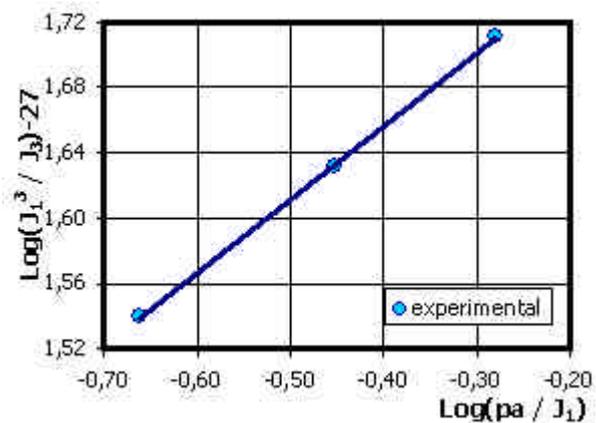


Figura 6.25: Modelo Lade-Kim. Obtenção dos parâmetros do critério de ruptura  $h_1$  e  $m$ .

**Parâmetros de ruptura** – dos ensaios CTC são determinadas as tensões correspondentes à ruptura e calculados os invariantes de tensão  $J_1$  e  $J_3$ . O critério de ruptura do modelo Lade-Kim (equação 4.2) pode ser também escrito como,

$$\log h_1 + m \log(p_a / J_1) = \log(J_1^3 / J_3 - 27) \quad (6.16)$$

correspondente à equação de uma reta no plano  $\log(p_a/J_1) - \log[(J_1^3/J_3)-27]$ , conforme mostra a figura 6.25. Os valores dos parâmetros  $\eta_1 = 75$  e  $m = 0,45$  podem ser obtidos sem dificuldades, com base na equação (6.16), por mínimos quadrados.

**Parâmetros de endurecimento** - a lei de endurecimento está baseada no trabalho plástico definido por  $W_p = Cp_a(J_1/p_a)^p$ . Os parâmetros  $C$  e  $p$  são obtidos dos resultados de ensaios de compressão isotrópica, estimando-se para diferentes pontos da curva tensão x deformação o trabalho plástico realizado. No plano  $(J_1/p_a) - (W_p/p_a)$  a equação do trabalho plástico apresenta-se como uma reta,

$$\log(W_p/p_a) = \log C + p \log(J_1/p_a) \quad (6.17)$$

que tem como coeficiente angular  $p = 0,80$  e intercepto linear  $C = 0,006$  (figura 6.26).

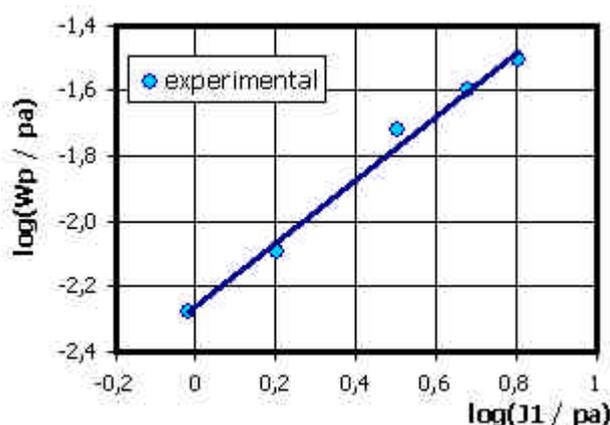


Figura 6.26: Modelo Lade-Kim. Obtenção dos parâmetros  $C$  e  $p$  da lei de endurecimento.

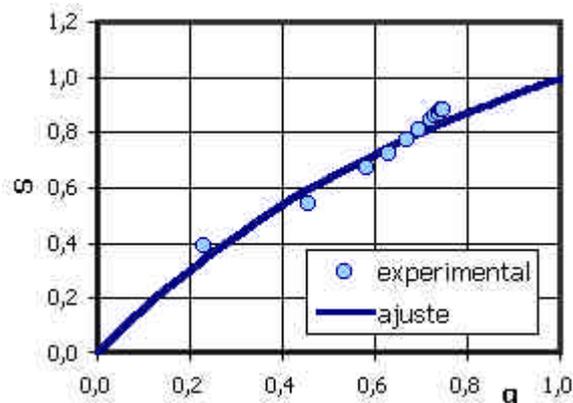


Figura 6.27: Modelo Lade-Kim. Obtenção do parâmetro  $a$  da superfície de plastificação.

**Parâmetros da superfície de escoamento** - a superfície de escoamento é definida pela equação

$$f'_p = \left( \mathbf{y}_1 \frac{J_1^3}{J_3} - \frac{J_1^2}{J_2} \right) \left( \frac{J_1}{p_a} \right)^h e^q \quad (6.18)$$

onde a constante  $\mathbf{y}_1$ , que controla a influência relativa dos termos no primeiro parênteses da equação (6.18) e define a forma da seção transversal da superfície, está relacionada com o parâmetro  $m$  do critério de ruptura pela relação  $\mathbf{y}_1 = 0,00155.m^{-1,27} = 0,0043$ . Quanto ao parâmetro  $h$ , este é obtido pela consideração de dois diferentes pontos A e B situados na mesma superfície de escoamento, admitindo-se o primeiro ponto (A) situado no eixo hidrostático ( $q = 0$ ) e o segundo (B) na superfície de ruptura ( $q = 1$ ). Aplicando-se a  $f'_{pA} = f'_{pB}$  resulta na seguinte equação para determinação de  $h$ :

$$h = \left\{ \left( \mathbf{y}_1 \frac{I_{1B}^3}{I_{3B}} - \frac{I_{1B}^2}{I_{2B}} \right) \left( \frac{e}{27\mathbf{y}_1 + 3} \right) \right\} / \log \left( \frac{I_{1A}}{I_{1B}} \right) \quad (6.19)$$

Tomando-se vários pares de pontos na superfície de ruptura (B), dos ensaios CTC, e no eixo hidrostático (A), dos ensaios de compressão isotrópica, ambos com igual valor do trabalho plástico, foram calculados valores de  $h$ , selecionando-se finalmente a média  $h = 0,91$ .

Com relação ao parâmetro  $q$ , o mesmo está relacionado com o nível de tensão  $S$  (definido pela equação 6.20) através da função hiperbólica  $S = q/(a + bq)$ . Da mesma forma que no caso do parâmetro  $q$ , o valor de  $S$  varia entre  $S = 0$ , no eixo hidrostático, e  $S = 1$ , na superfície de ruptura. Logo, considerando que  $q = 1$  para  $S = 1$ , conclui-se facilmente que  $b = 1 - a$ .

$$S = \frac{f_n}{h_1} = \frac{1}{h_1} \left( \frac{I_1^3}{I_3} - 27 \right) \left( \frac{I_1}{p_a} \right)^m \quad (6.20)$$

Finalmente, utilizando-se das equações que definem a superfície de escoamento em termos de tensões e do trabalho plástico, o parâmetro  $q$  pode ser expresso como:

$$q = \ln \left\{ \left( \frac{W_p}{Dp_a} \right)^{1/r} / \left( \mathbf{y}_1 \frac{I_1^3}{I_3} - \frac{I_1^2}{I_2} \right) \left( \frac{I_1}{p_a} \right)^h \right\} \quad (6.21)$$

Assim, considerando vários pares de pontos  $S - q$  das curvas dos ensaios de compressão triaxial convencional CTC, o valor  $a = 0,57$  pôde ser obtido ajustando-se uma função hiperbólica em relação aos dados experimentais pelo método dos mínimos quadrados (figura 6.27).

**Parâmetros do potencial plástico** – a equação que define o potencial plástico é expressa como

$$g_p = \left( \mathbf{y}_1 \frac{J_1^3}{J_3} - \frac{J_1^2}{J_2} + \mathbf{y}_2 \right) \left( \frac{J_1}{p_a} \right)^m \quad (6.22)$$

onde os parâmetros do material  $\mathbf{y}_2$  e  $m$  são constantes adimensionais que devem ser determinadas mediante interpretação dos resultados de ensaios CTC.

Para a obtenção de  $\mathbf{y}_2$  e  $m$  define-se a relação entre deformações plásticas incrementais como  $\mathbf{n}_p = -d\mathbf{e}_3^p / d\mathbf{e}_1^p$ . Considerando-se, em seguida, o estado de tensão do ensaio CTC e as equações de fluxo plástico do modelo Lade-Kim (ver equação 4.6), obtém-se a seguinte relação entre os parâmetros  $\mathbf{y}_2$  e  $m$ :

$$\mathbf{x}_y = (1/m)\mathbf{x}_x - \mathbf{y}_2 \quad (6.23a)$$

onde

$$\mathbf{x}_x = \frac{1}{1+n_p} \left\{ \frac{I_1^3}{I_2^2} (\mathbf{s}_1 + \mathbf{s}_3 + 2n_p \mathbf{s}_3) + y_1 \frac{I_1^4}{I_3^2} (\mathbf{s}_1 \mathbf{s}_3 + n_p \mathbf{s}_3^2) \right\} - 3y_1 \frac{I_1^3}{I_3} + 2 \frac{I_1^2}{I_2} \quad (6.23b)$$

$$\mathbf{x}_y = y_1 \frac{I_1^3}{I_3} - \frac{I_1^2}{I_2} \quad (6.23c)$$

Utilizando os parâmetros elásticos e os parâmetros da superfície de ruptura anteriormente obtidos, para cada nível de tensão nos ensaios CTC são determinados os valores de  $n_p$ ,  $\mathbf{x}_x$  e  $\mathbf{x}_y$ . Em seguida, plotando-se estes pontos no gráfico  $\mathbf{x}_x$  e  $\mathbf{x}_y$  e através de ajuste linear justificado pela equação (6.23a), foram obtidos  $y_2 = -3,0$  e  $m = 2,50$ . Ambos os valores satisfazem a *condição de irreversibilidade* que requer  $m > 0$  e  $y_2 > -(27y_1 + 3)$ .

**Parâmetros de amolecimento plástico** - o fenômeno de amolecimento plástico é representado no modelo de Lade-Kim pela função exponencial negativa:

$$f_p''(W_p) = A \exp(-BW_p / p_a) \quad (6.24)$$

onde os parâmetros  $A$  e  $B$  são determinados em função das características observadas no ponto de pico da resistência, conforme equações abaixo:

$$A = f_p'(pico) \exp(BW_p / p_a)_{pico} \quad (6.25a)$$

$$B = \left[ \frac{df_p''}{d(W_p / p_a)} \right]_{end.pico} \cdot \frac{1}{f_p'(pico)} \quad (6.25b)$$

Para obtenção dos parâmetros  $A$  e  $B$  não há, portanto, necessidade de ajustes pelo método dos mínimos quadrados, fazendo-se uso diretamente dos resultados fornecidos pela função de escoamento, e de sua derivada, no ponto de pico.

**Resultados** - a matriz constitutiva do modelo de Lade-Kim foi implementada, incluindo a formulação correspondente ao amolecimento plástico, para proceder-se aos estudos de retroanálise das curvas dos ensaios disponíveis.

A figura 6.28 apresenta a retroanálise de ensaios CTC para tensões de confinamento de 25 e 70 kPa, onde é possível perceber-se a mudança abrupta de comportamento do modelo tão logo o pico de resistência é atingido. A figura 6.29, por sua vez, mostra os resultados da simulação de ensaios CTE (carregamento lateral) para tensões de confinamento  $\mathbf{s}_3 = 20$  e 70 kPa.

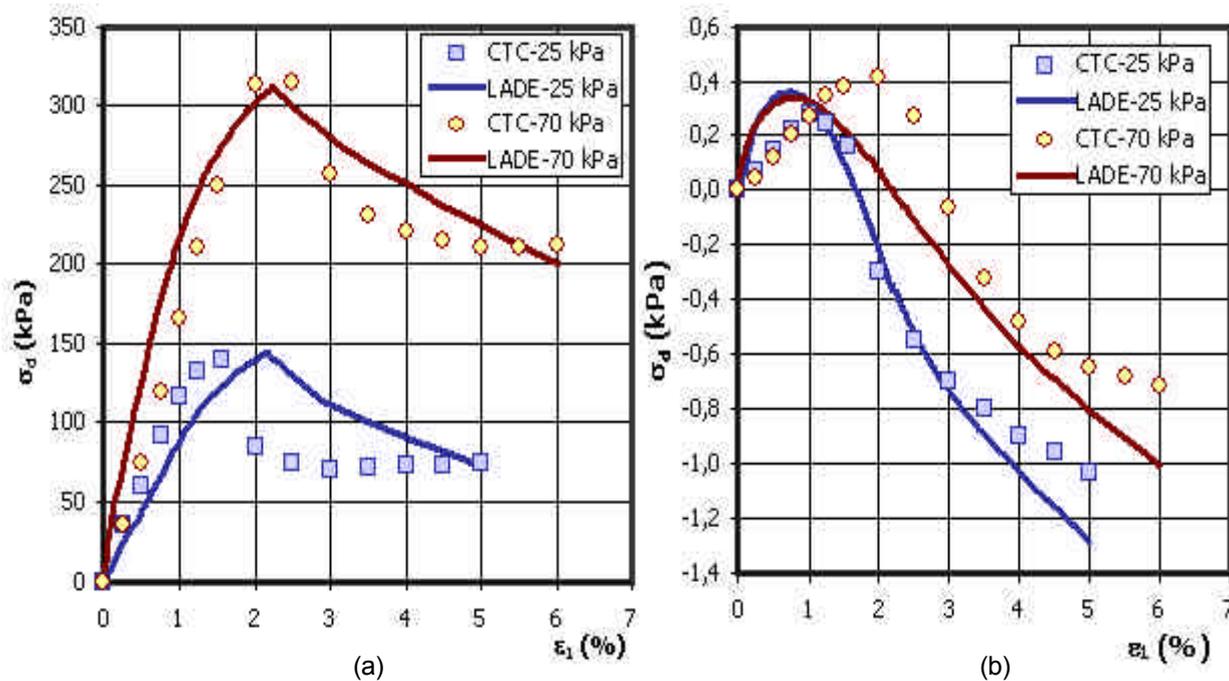


Figura 6.28: Modelo de Lade-Kim. Simulação de ensaios CTC para  $\sigma_3 = 25$  e 70 kPa. a) Curvas  $\sigma_d - \epsilon_1$ ; b) Curvas  $\sigma_d - \epsilon_1$ .

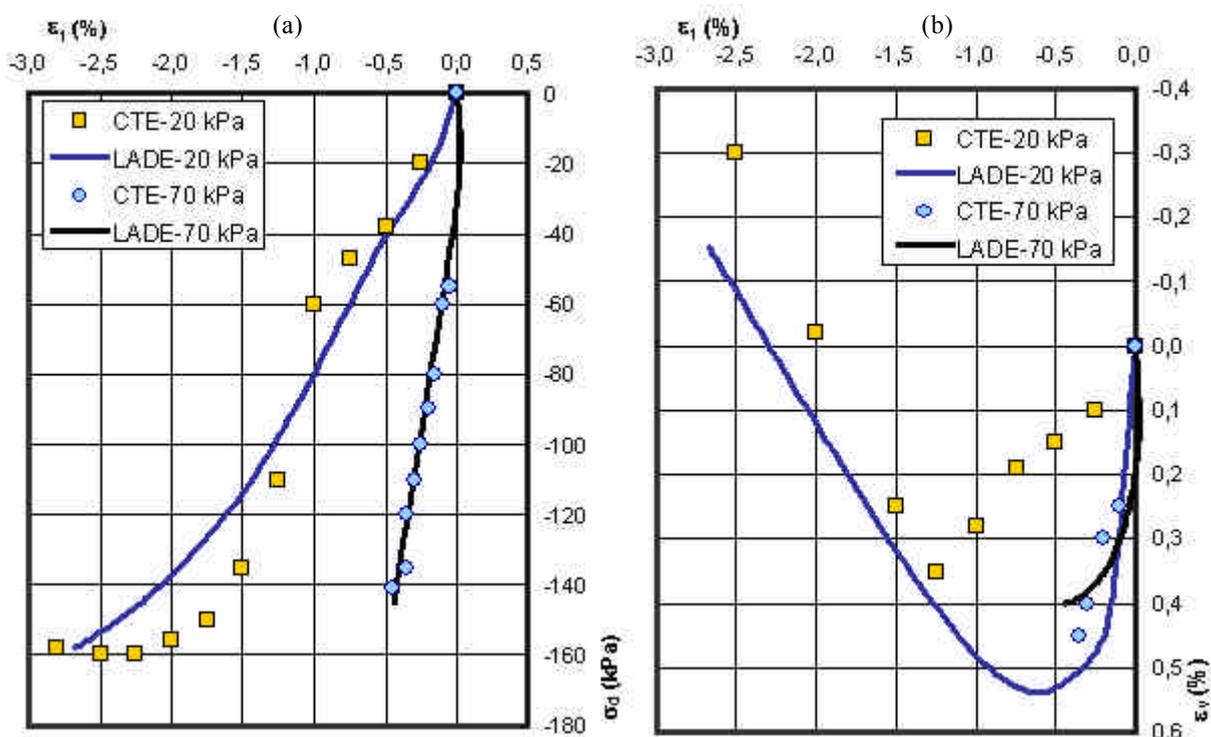


Figura 6.29: Modelo de Lade-Kim. Simulação de ensaios CTE para  $\sigma_3$  (inicial) = 20 e 70 kPa: a) Curvas  $\sigma_d - \epsilon_1$ ; b) Curvas  $\sigma_d - \epsilon_1$ .

**Conclusões** - Cabem destacar as seguintes conclusões com respeito ao desempenho do modelo de Lade-Kim:

- O modelo se mostrou poderoso e versátil na representação do comportamento do solo estudado, conseguindo-se resultados bastante superiores aos obtidos com os modelos anteriormente empregados para este solo.
- Por tratar-se de um modelo avançado para materiais com atrito interno, incorpora os conceitos de endurecimento contínuo (possibilidade de escoamento plástico desde o início da aplicação do carregamento), amolecimento pós-pico e comportamento volumétrico dilatante, permitindo assim uma simulação adequada do comportamento de solos residuais saturados.
- Quanto ao comportamento volumétrico do material, o modelo previu dilatância decrescente com a tensão de confinamento, fato experimentalmente observado.
- O fenômeno de amolecimento plástico é introduzido de uma maneira simples, sem necessidade de ajustes adicionais dos resultados de ensaios de laboratório, oferecendo uma descrição aproximada, mas aceitável, do comportamento pós-pico de solos granulares densos e argilas pré-adensadas.
- O modelo de Lade-Kim constitui-se na atualidade no mais indicado para análise do comportamento de materiais com atrito interno (solos, rochas, concreto,...) nas condições seca ou saturada.

#### **6.4**

##### **Modelagem constitutiva para o solo 2**

O modelo Barcelona (BBM) e a teoria do estado perturbado (Desai, 2000) são utilizados para previsão do comportamento de um solo residual de arenito não saturado, cujos resultados de ensaios de laboratório estão descritos no item 6.1.2. Machado (1998) empregou estes resultados para o estudo do solo considerando a formulação de Balmaceda et al. (1992), baseada no modelo constitutivo Barcelona (Alonso et al. 1990).

O *Hardening Soil Model* (HSM) e o modelo hierárquico HiSS  $\delta 1$ -Modificado são também utilizados para modelagem do comportamento tensão x deformação do solo residual de arenito não saturado.

### 6.4.1 Modelo Barcelona

Este modelo, descrito na seção 5.2.3, necessita dos seguintes parâmetros do material para modelagem constitutiva do solo:  $p^c$ ,  $I(0)$ ,  $k$ ,  $r$ ,  $b$  (da superfície de carregamento – colapso LC),  $I_s$ ,  $k_s$  (da superfície de escoamento SI) e  $G$ ,  $M$ ,  $k$  (da envoltória de cisalhamento).

A figura 6.30 mostra a variação com a sucção dos parâmetros de resistência  $c$  e  $f$  do critério de Mohr-Coulomb obtidos com base nos resultados dos ensaios CTC e CTC-EMS apresentados em 6.1.2. Pode-se dela observar que com o crescimento da sucção a coesão aparente  $c$  aumenta enquanto que o valor do ângulo de atrito  $f$  permanece praticamente constante.

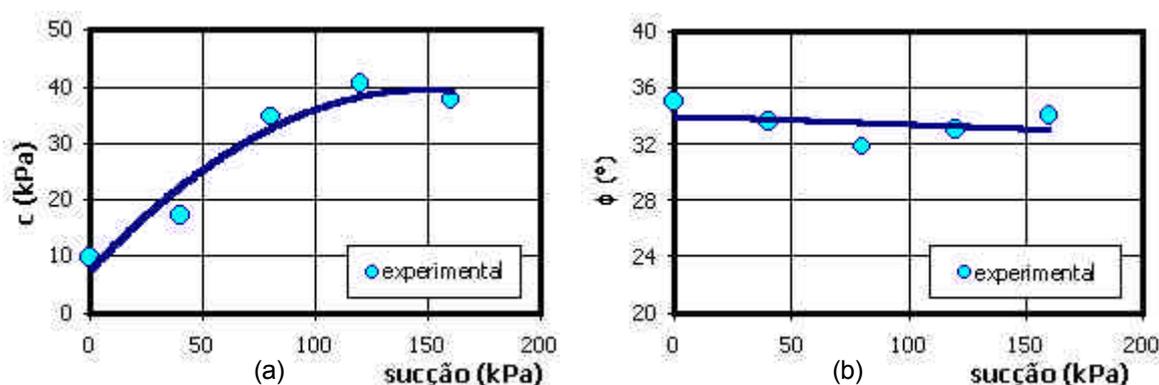


Figura 6.30: Modelo Barcelona: a) variação de  $c$  com a sucção; b) variação de  $f$  com a sucção.

A evolução da tensão de desvio  $s_d = s_1 - s_3$  com a sucção é também mostrada na figura 6.31:

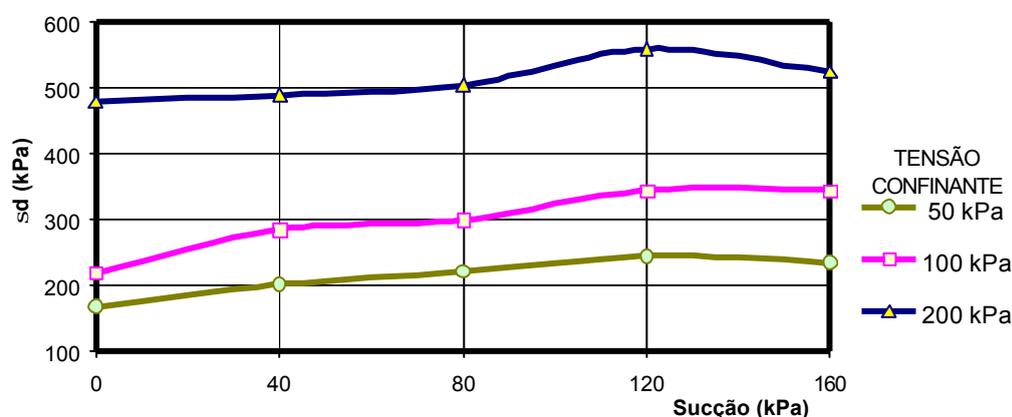
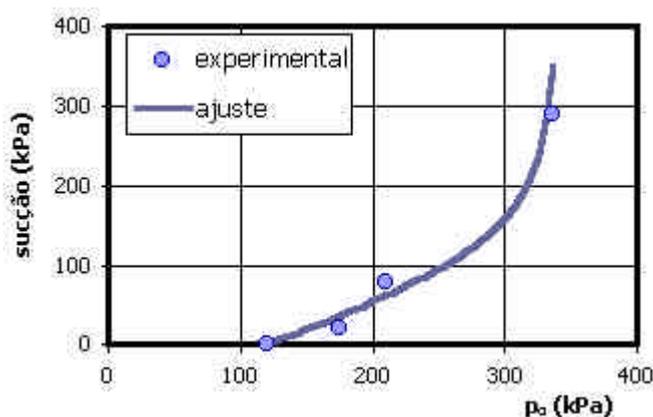


Figura 6.31: Modelo Barcelona - variação da tensão de desvio com a sucção.

**Superfície LC** - A variação do coeficiente de compressibilidade  $I$  com o incremento de sucção  $s$  foi analisada por Machado (1998) com base em resultados

de ensaios de compressão confinada e na relação  $C_c = \ln(10)\lambda$ . A equação 5.10 da superfície de escoamento LC, em conjunto com a equação 5.13 da variação da rigidez do solo com a sucção, permitiu a obtenção da superfície LC, conforme ilustra a figura 6.32, para o caso particular do solo não saturado analisado, utilizando um processo de ajuste pelo método dos mínimos quadrados e os resultados experimentais observados em laboratório.



equação da regressão

$$I(s) = I(0)[(1-r)\exp(-bs) + r]$$

valor dos parâmetros:

$$I(0) = 0,139$$

$$r = 0,73$$

$$b = 0,015 \text{ kPa}^{-1}$$

Figura 6.32: Modelo BBM – obtenção da superfície LC dos resultados experimentais.

Como estimativa do coeficiente de compressibilidade  $k$  para as trajetórias elásticas foi adotado o valor médio das inclinações observadas nas curvas de descarregamento, correspondente ao valor  $k = 0,0031$ . A relação entre a tensão isotrópica de referência  $p^c$  e o parâmetro  $N(s)$ , estabelecida pela equação 5.9, foi utilizada para determinação dos resultados dos ensaios de compressão confinada os valores  $p^c = 5 \text{ kPa}$  e  $N = 1,35$  considerando-se que  $k_s = 0$  e, em consequência,  $N(0) = N(s)$ .

**Superfície SI** - as deformações volumétricas obtidas durante os ciclos de variação da sucção após umedecimento parcial das amostras foram desprezados e não interferiram na tendência geral de comportamento do solo, justificando portanto a adoção dos valores  $I_s = k_s = 0$  (Machado, 1998).

**Resistência ao cisalhamento** - Considerando os valores dos parâmetros de resistência do critério de Mohr-Coulomb ( $c$ ,  $f$ ) foi determinado o parâmetro  $M$  correspondente à inclinação da linha do estado crítico ( $q = c' + Mp$ ), conforme

$$M = (6 \text{ sen } f) / (3 - \text{sen } f) \quad (6.26a)$$

$$c' = Mc / \tan f \quad (6.26b)$$

Assim, para  $c = 10$  kPa (condição saturada) e  $f = 33,5^\circ$  (valor médio), os valores calculados foram  $M = 1,35$  e  $c' = 20$  kPa.

O aumento na coesão aparente  $c$  com a sucção  $s$  foi mostrado na figura 6.30a. Utilizando-se a equação (6.26b) e a relação  $p_s = c' / \tan f$ , foram então estimados os valores experimentais de  $p_s$  e, em seguida, com base em regressão linear pelo método dos mínimos quadrados, foi obtido o parâmetro  $k = 0,36$ .

Quanto ao módulo de cisalhamento  $G$ , foi considerado o valor obtido considerando-se o estado de tensão correspondente a 50% da tensão de ruptura, visto que os ensaios não apresentavam o comportamento do solo em descarregamento, o que permitiria uma estimativa mais precisa do valor deste parâmetro elástico.

O valor médio para a condição saturada foi estimado em  $G_{\text{sat}} = 1410$  kPa e a variação de  $G$  com os níveis de sucção (figura 6.33) foi estabelecida a partir dos resultados experimentais para  $s = 40, 80, 120$  e  $160$  kPa como sendo

$$G = G_{\text{sat}} + a(s)^b \quad (6.27)$$

onde as constantes  $a$  e  $b$  foram determinadas pelo método dos mínimos quadrados como  $a = 8.000$  e  $b = 0,15$ .

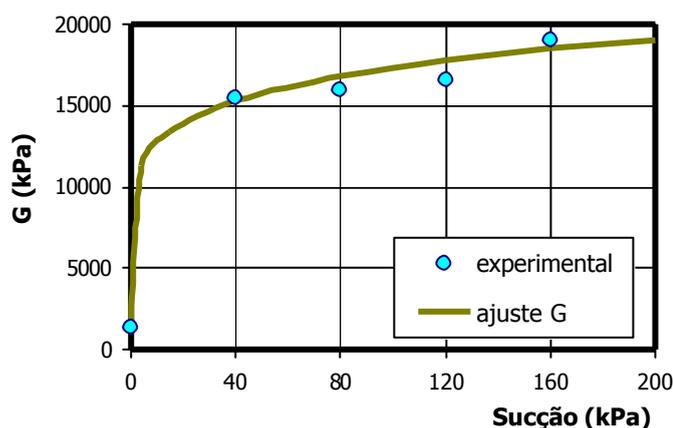


Figura 6.33: Variação do módulo de cisalhamento  $G$  com a sucção  $s$ .

**Resultados.** A matriz constitutiva do modelo Barcelona foi implementada para simular o comportamento do solo nas trajetórias dos ensaios, utilizando os parâmetros do material assim calculados.

A figura 6.34 apresenta as previsões para o ensaio CTC na condição saturada com  $\sigma_3 = 50, 100$  e  $200$  kPa enquanto que a figura 6.35 se refere às condições do ensaio triaxial convencional (CTC) sob tensão de confinamento constante de  $100$  kPa e valores de sucção crescentes.

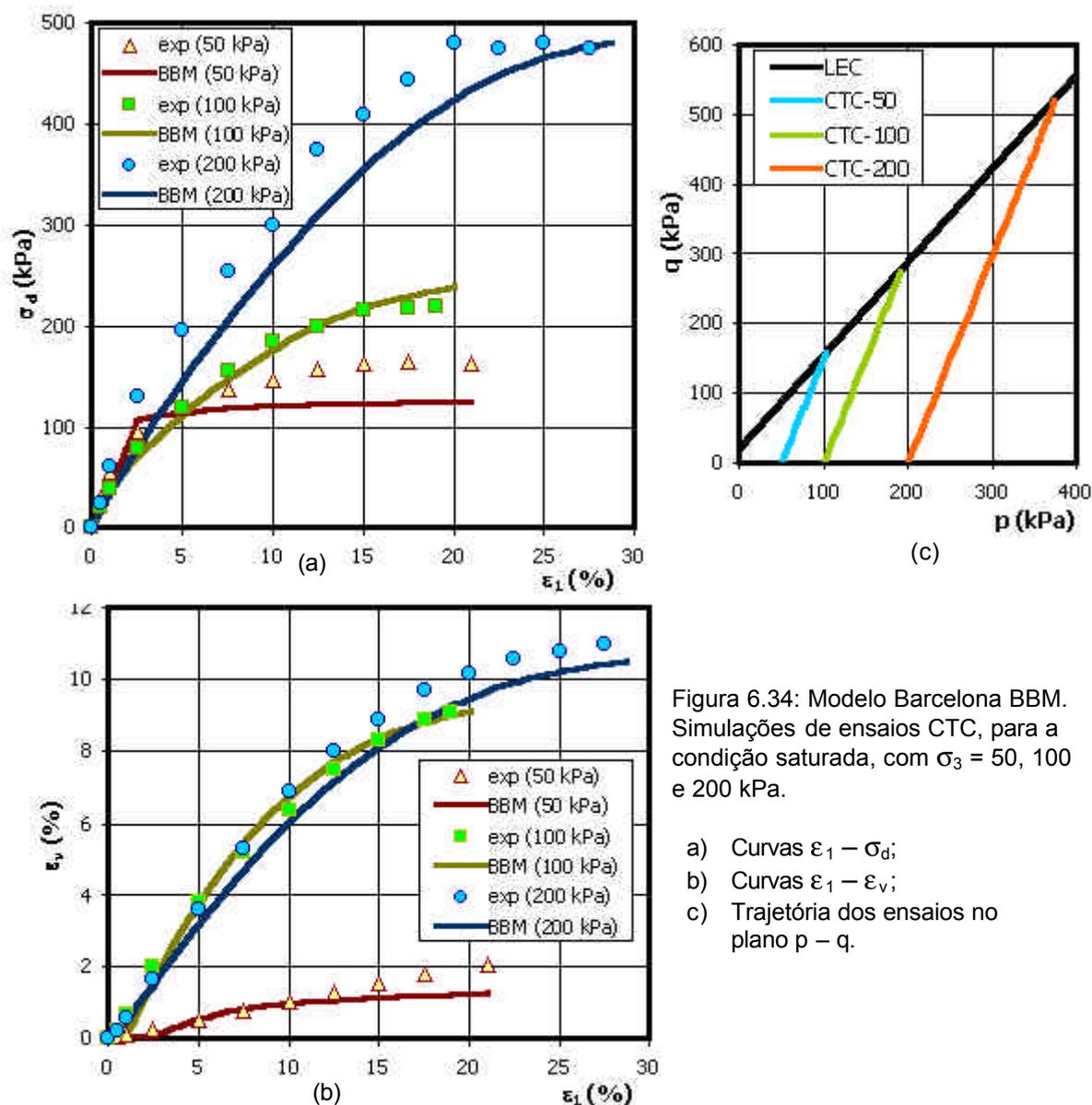


Figura 6.34: Modelo Barcelona BBM. Simulações de ensaios CTC, para a condição saturada, com  $\sigma_3 = 50, 100$  e  $200$  kPa.

- a) Curvas  $\epsilon_1 - \sigma_d$ ;
- b) Curvas  $\epsilon_1 - \epsilon_v$ ;
- c) Trajetória dos ensaios no plano  $p - q$ .

A figura 6.36 apresenta simulações do comportamento do solo não saturado em trajetórias de tensão CTC considerando sucção constante de  $80$  kPa mas valores de tensão de confinamento variáveis. Finalmente, na figura 6.37 são apresentadas previsões para a trajetória de tensão  $q/p = -30^\circ$ , a partir do estado de tensões hidrostático ( $p = 80$  kPa).

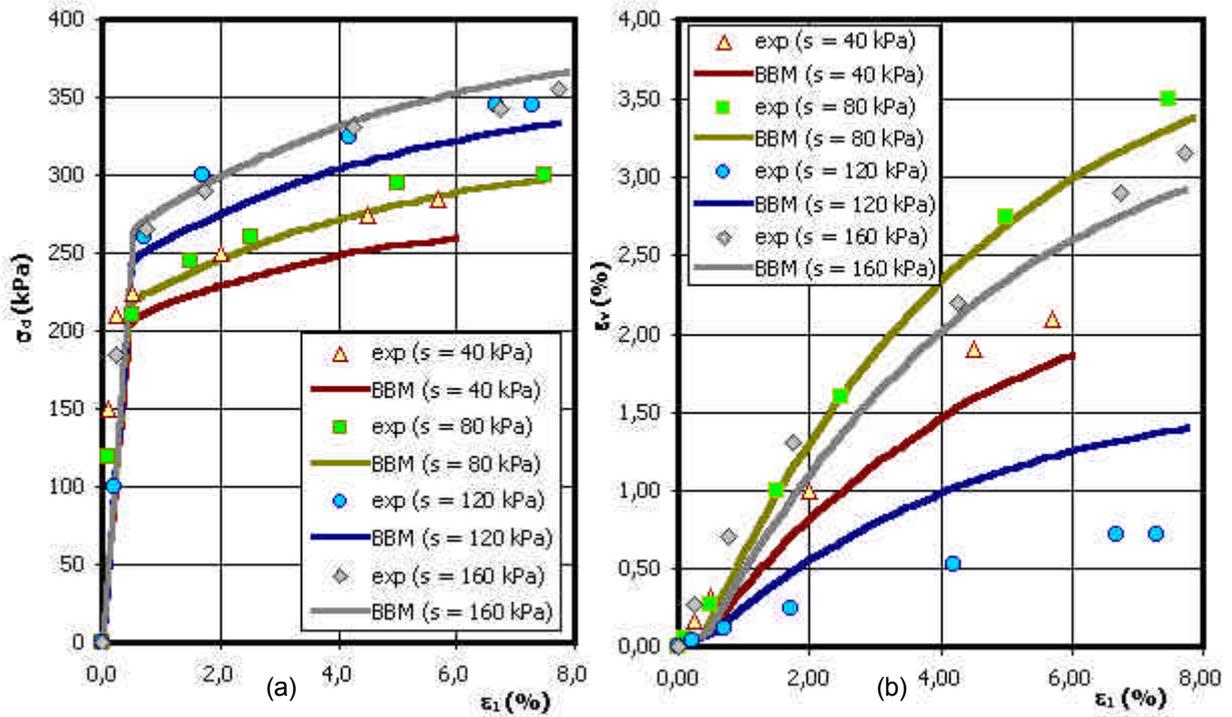


Figura 6.35: Modelo de Barcelona. Simulação do ensaio CTC para  $\sigma_3 = 100$  kPa e succões de 40, 80, 120 e 160 kPa: a) Curvas  $\epsilon_1 - \sigma_d$ ; b) Curvas  $\epsilon_1 - \epsilon_v$ .

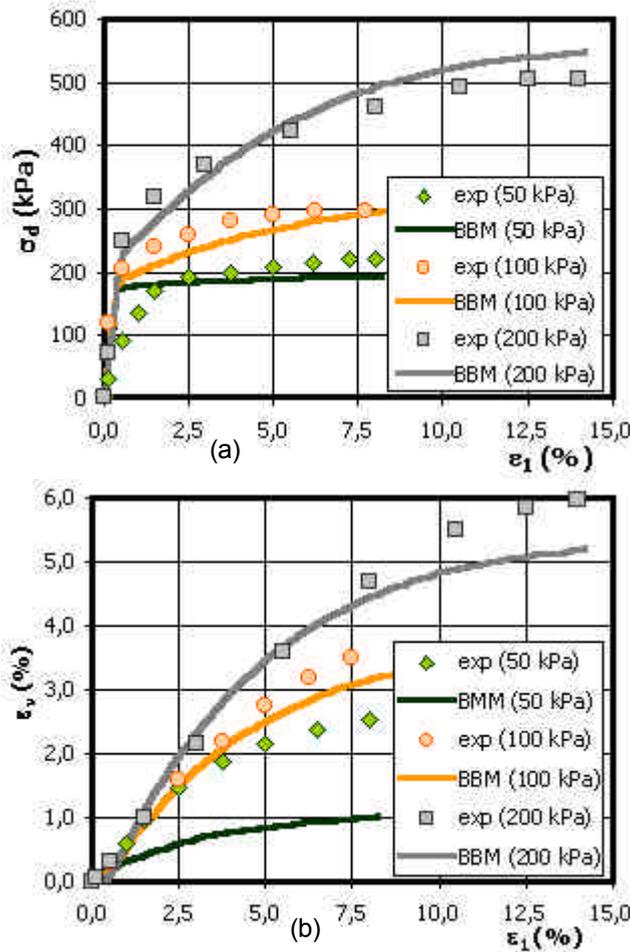


Figura 6.36: Modelo Barcelona. Simulação do ensaio CTC para  $s = 80$  kPa e  $\sigma_3 = 50, 100$  e  $200$  kPa: a) Curvas  $\epsilon_1 - \sigma_d$ ; b) Curvas  $\epsilon_1 - \epsilon_v$ .

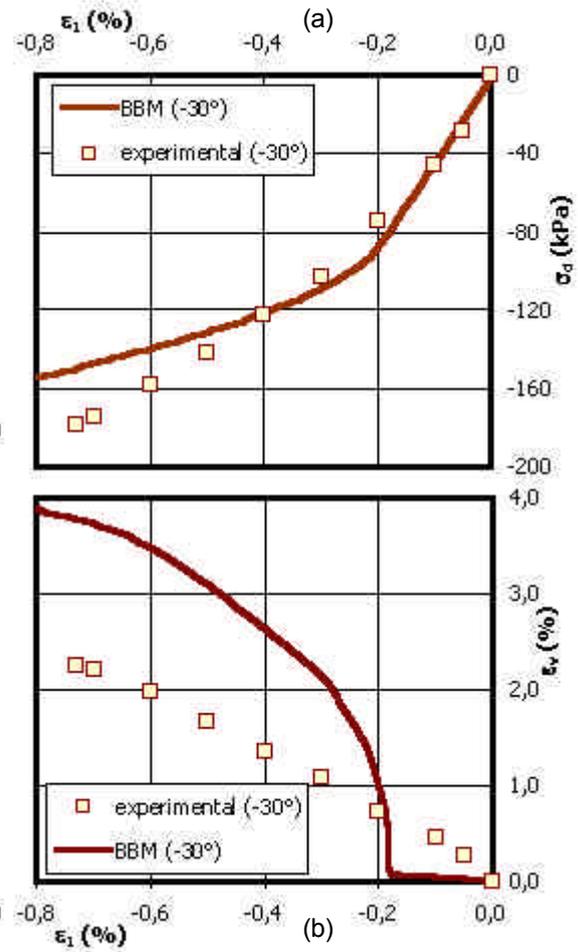


Figura 6.37: Modelo Barcelona. Ensaio segundo trajetória  $-30^\circ$  para  $\sigma_3 = 80$  kPa: a) Curva  $\epsilon_1 - \sigma_d$ ; b) Curva  $\epsilon_1 - \epsilon_v$ .

**Conclusões.** O modelo Barcelona foi implementado e utilizado com sucesso na representação do comportamento do solo residual não saturado, cabendo citar as seguintes conclusões sobre o desempenho observado do modelo:

- O estado saturado, como caso extremo do modelo, foi corretamente simulado tanto no aspecto da evolução da resistência do solo (endurecimento plástico) quanto no comportamento das deformações de contração.
- O crescimento da resistência mecânica devido ao aumento na sucção do solo foi representado sem dificuldades. Da mesma maneira, a tendência à expansão do solo (diminuição no valor das deformações volumétricas, tendendo a valores negativos) para baixas tensões de confinamento foi bem captada pelo modelo.
- A dependência da tensão confinante por parte do módulo cisalhante elástico do solo não foi contemplada no modelo, o qual foi assumido como dependente apenas da sucção. Isto resultou em pequenos desajustes de inclinação inicial na curva de resistência do solo e na curva de comportamento volumétrico.
- Também o parâmetro de não associatividade  $a$  foi assumido constante, mas a falta de precisão observada em algumas simulações no aspecto do comportamento volumétrico recomenda a redefinição do valor do parâmetro levando em conta a influência dos níveis de tensão e de sucção.
- Os parâmetros do modelo foram determinados sem dificuldades a partir dos resultados disponíveis dos ensaios triaxiais com controle da sucção.
- Cabe enfim salientar que o modelo Barcelona contempla na sua formulação o comportamento hidráulico do solo, i.e, modela a resposta tensão x deformação do solo para variações de sucção (parâmetros  $I_s$  e  $k_s$ ).

#### 6.4.2 Teoria do Estado Perturbado (HiSS-DSC)

A Teoria do Estado Perturbado (DSC) é empregada em associação com o Modelo Hierárquico HiSS- $\delta_1$ , este último utilizado para modelar os estados RI e FA. Os parâmetros necessários para a modelagem são os seguintes:  $g$ ,  $b$ ,  $3R$  (da superfície de escoamento),  $n$  (comportamento volumétrico),  $a$  (endurecimento plástico),  $k$  (fluxo não associado),  $E$ ,  $n$  ou  $K$ ,  $G$  (parâmetros elásticos) e  $D = D(s)$ , função de perturbação entre os estados RI e FA.

Para descrever o comportamento do solo residual de arenito não saturado pela teoria DSC foi assumido que o estado *FA* (*Fully Adjusted*) corresponde à condição saturada. Como as informações disponíveis se referem a um intervalo relativamente pequeno de valores de sucção (0 – 160 kPa), o modelo foi em princípio considerado válido no intervalo  $0 \leq s \leq 200$  kPa, definindo-se o estado *RI* (*Relatively Intact*) na condição não saturada para  $s = 200$  kPa, estimada por meio de extrapolações dos resultados experimentais.

A função de perturbação  $D = D(s)$  foi assumida como função escalar da sucção, com o propósito de verificar a influência dos valores de sucção no comportamento do solo residual.

#### 6.4.2.1 Estado FA

O estado referencial FA foi simulado com o modelo HiSS- $\delta_1$  na condição saturada.

**Superfície de escoamento** - na condição última, a função **a** de endurecimento se torna nula e a superfície de escoamento última é expressa pela equação

$$F = \bar{J}_{2D} - \mathbf{g}\bar{J}_1^2(1 - \mathbf{b}S_r)^m = 0 \quad (6.28)$$

onde **g** é um parâmetro relacionado com a envoltória de resistência (i.e. da posição última da superfície de escoamento) e **b** o parâmetro que controla a forma desta superfície no plano de desvio. Ambos os parâmetros, juntamente com o valor da resistência à tração  $3R$ , puderam ser obtidos dos resultados de ensaios CTC e de ensaios de descarregamento lateral RTC ( $S_r = 1$ ), conforme figura 6.38a, ajustando-se a inclinação  $\sqrt{\mathbf{g}(1 - \mathbf{b}S_r)^{-0,5}}$  para cada um dos casos. Também foi utilizada a relação entre a inclinação da envoltória **q** ( $\mathbf{q} = (\mathbf{g}F_s)^{1/2}$ ) nos ensaios CTC com o parâmetro **f** expressa por:

$$\tan \mathbf{q} = \frac{2}{\sqrt{3}} \frac{\text{sen } \mathbf{f}}{(3 - \text{sen } \mathbf{f})} \quad (6.29)$$

Para  $\mathbf{f} = 33,5^\circ$  (valor médio), os valores determinados foram  $\mathbf{g} = 0,044$ ,  $\mathbf{b} = 0,55$  e  $3R = 40$  kPa (figura 6.38b).

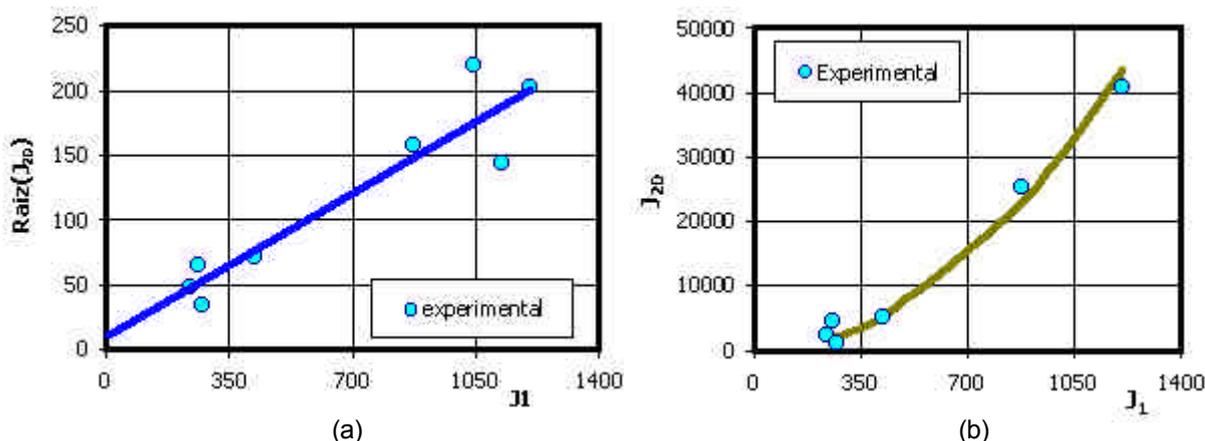


Figura 6.38: Teoria HiSS-DSC: a) regressão linear dos pontos últimos nos ensaios CTC e RTC no plano  $J_1 - \sqrt{J_{2D}}$ ; b) ajuste dos resultados experimentais pela equação (6.28).

**Comportamento volumétrico** - o parâmetro  $n$  foi determinado com base na condição de variação de deformação volumétrica plástica nula. Portanto, a condição  $\partial F / \partial J_1 = 0$  conduz à seguinte expressão para determinação de  $n$ :

$$n = \frac{2}{1 - \left( \frac{J_{2D}}{J_1^2} \right) \frac{1}{F_s \mathbf{g}}} \quad (6.30)$$

Aplicando-se a equação 6.30 aos resultados dos ensaios CTC na condição saturada, com tensão de confinamento iguais a 50, 100 e 200 kPa, estimou-se o valor  $n = 4,0$  que satisfaz o requisito de convexidade ( $n \geq 2$ ).

**Função de endurecimento** – a função  $\mathbf{a}$  de endurecimento foi assumida como sendo  $\mathbf{a} = a / \mathbf{x}^h$ , que pode ser alternativamente expressa como  $\ln \mathbf{a} = \ln a - h \ln \mathbf{x}$ . Baseados nos resultados dos ensaios CTC, foram calculados para diversos pontos das curvas tensão x deformação: a) a trajetória de deformação plástica  $\mathbf{x}$  conforme equação (6.31); b) por intermédio da equação (6.32), o valor de  $\mathbf{a}$  correspondente à superfície de escoamento.

$$\mathbf{x} = \int (de_1^p de_1^p + de_2^p de_2^p + de_3^p de_3^p)^{1/2} \quad (6.31)$$

$$F = \bar{J}_{2D} - (-\mathbf{a} \bar{J}_1^n + \mathbf{g} \bar{J}_1^2)(1 - \mathbf{b} S_r)^m = 0 \quad (6.32)$$

Estes resultados estão representados no gráfico da figura 6.39, bem como a regressão linear obtida pelo método dos mínimos quadrados, cujos coeficientes são  $a = 8,5E-5$  e  $h = 0,76$ .

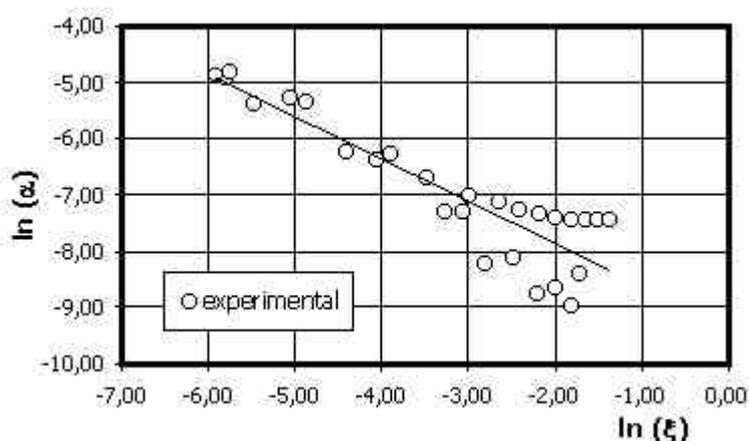


Figura 6.39: Modelo HiSS-DSC: regressão linear pelos pontos  $(x, a)$  obtidos em ensaios CTC.

**Fluxo não associado** – o modelo hierárquico HiSS- $\delta_1$  assume fluxo plástico não associado ( $\delta_1$ ), o que permite corrigir os valores excessivos de dilatação previstos pelo modelo de fluxo associado ( $\delta_0$ ). O parâmetro de não associatividade  $k=0,15$  foi obtido da resposta volumétrica observada em ensaios CTC, na condição saturada, através da equação

$$a_0 = a + k(a_0 - a)(1 - r_v) \quad (6.33)$$

onde  $a_0$  representa o valor inicial da função de endurecimento (obtido com o estado de tensões iniciais) e  $r_v = \mathbf{x}_v / \mathbf{x}$  a relação entre as trajetórias de deformação plástica volumétrica e deformação plástica total.

**Parâmetros elásticos** – de ensaios CTC na condição saturada foram determinados os valores do módulo de elasticidade  $E = 20$  MPa e do coeficiente de Poisson  $\nu = 0,25$ .

#### 6.4.2.2 Estado RI

O estado referencial RI foi simulado com o modelo HiSS- $\delta_1$  na condição de ‘alta sucção’ ( $s=200$  kPa).

**Superfície de escoamento** - como mostrado na figura 6.30, um incremento da sucção produz um incremento na coesão do material enquanto que pouco afeta o valor do ângulo de atrito. Portanto, os parâmetros  $g$  e  $b$  determinados na condição saturada foram no estado RI novamente assumidos iguais a  $g=0,040$  e  $b=0,55$ .

Em relação ao parâmetro  $3R$ , que representa a resistência coesiva do solo, foi determinado pela relação  $3R = \bar{c} / \sqrt{g} = 200$  kPa. O valor  $\bar{c} = 40$  kPa foi obtido através de um ajuste não linear (parabólico) da variação da coesão com a sucção, conforme figura 6.40, sendo correspondente ao valor estacionário de coesão observado a partir da sucção  $s = 160$  kPa.

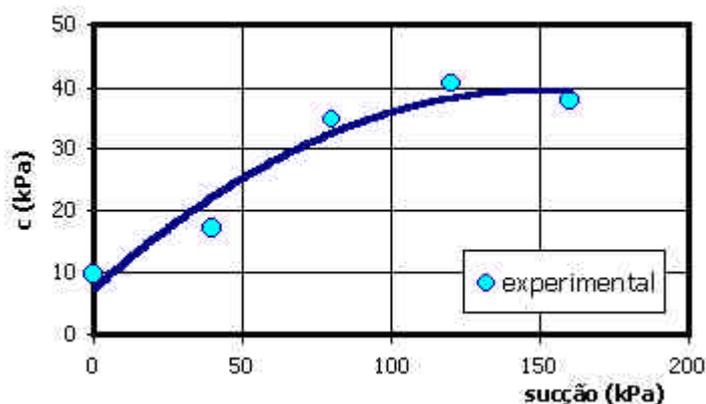


Figura 6.40: ajuste não linear da coesão aparente em função da sucção;

**Comportamento volumétrico** – dos resultados dos ensaios CTC com sucção controlada para valores de  $\sigma_3 = 50, 100$  e  $200$  kPa e de sucção  $s = 40, 80, 120$  e  $160$  kPa analisou-se a variação do parâmetro de comportamento volumétrico  $n$ . Verificou-se que o mesmo pouco varia com as condições dos ensaios acima, adotando-se portanto um valor constante, o que também contribuiu para simplificar a implementação do modelo, de  $n = 4,0$  para a sucção de  $200$  kPa.

**Função de endurecimento** - para as sucções  $s = 40, 80, 120$  e  $160$  kPa foram obtidas as correspondentes funções de endurecimento  $a$  descritas, para cada caso, pela dupla de parâmetros  $a$  e  $h$ . Os resultados obtidos apresentaram uma transição suave, quase linear e com pouca variação, permitindo ajustar para o estado RI os valores  $a = 1,0E-5$  e  $h = 0,7$ .

**Fluxo não associado** - com o mesmo procedimento descrito para o estado FA, o parâmetro de não associatividade  $k$  do modelo HiSS -  $\delta_1$  foi estimado igual a  $k = 0,3$ .

**Parâmetros elásticos** - os parâmetros elásticos  $E$  e  $n$  para diferentes valores de sucção foram obtidos com base nos resultados dos ensaios de laboratório CTC

disponíveis. Em seguida, por regressão linear determinou-se para o estado RI (sucção  $s = 200$  kPa) os valores do módulo de elasticidade  $E = 80$  MPa e coeficiente de Poisson  $\nu = 0,25$ .

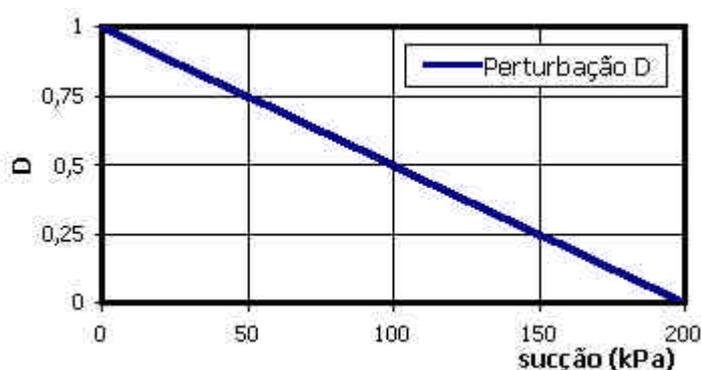
### 6.4.2.3 Função de perturbação D

A função de perturbação  $D = D(s)$  foi assumida como dependente apenas da sucção. Dos resultados experimentais observou-se que a evolução dos parâmetros de resistência e de deformação do solo com a sucção no domínio de estudo ( $0 \leq s \leq 200$  kPa) pode, na maioria dos casos, ser representada por uma função linear ou, nos demais, por uma curva parabólica suave. Por simplicidade e pela preponderância das observações experimentais, optou-se por definir a função de perturbação  $D$  como linearmente dependente da sucção  $s$  (expressa em kPa) de acordo com,

$$D = 1 - \frac{s}{200} \quad (6.34)$$

resultando nos valores  $D = 0$  para a sucção de 200 kPa, correspondente ao estado RI, e  $D = 1$  para sucção nula (condição saturada), correspondente ao estado FA, conforme ilustra a figura 6.41.

Figura 6.41: função de perturbação linearmente dependente de  $s$ .



### 6.4.2.4 Resultados

A matriz constitutiva explicitada por Desai (2000) foi programada para a retroanálise das curvas tensão x deformação do solo residual de arenito obtidas sob diversas condições de ensaio.

A figura 6.42 mostra para o estado FA (condição saturada) a comparação entre os resultados experimentais dos ensaios CTC com tensão de confinamento  $\sigma_3 = 50$  e 100 kPa e as simulações obtidas utilizando o modelo HiSS-  $\delta_1$ , enquanto

que a figura 6.43 compara os resultados experimentais disponíveis com as previsões também fornecidas pelo modelo HiSS-  $\delta_1$  para o estado RI ( $s = 200$  kPa). Como pode ser notado, para ambos os estados, os resultados da modelagem são bastante satisfatórios em relação ao comportamento real observado durante os ensaios.

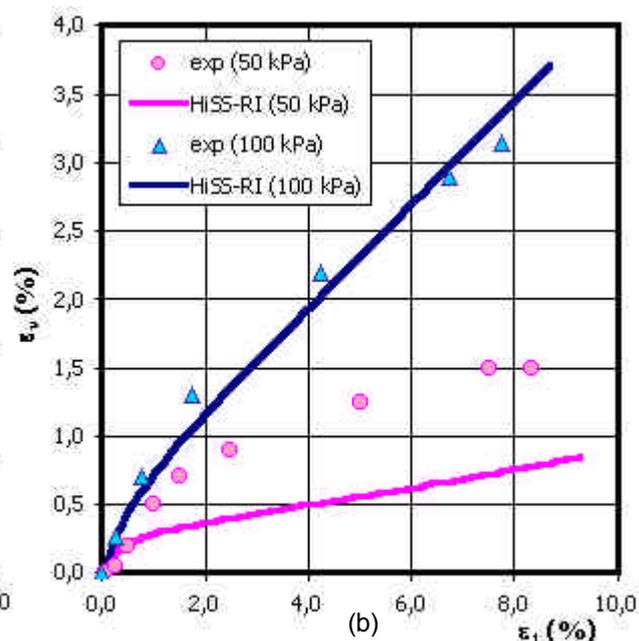
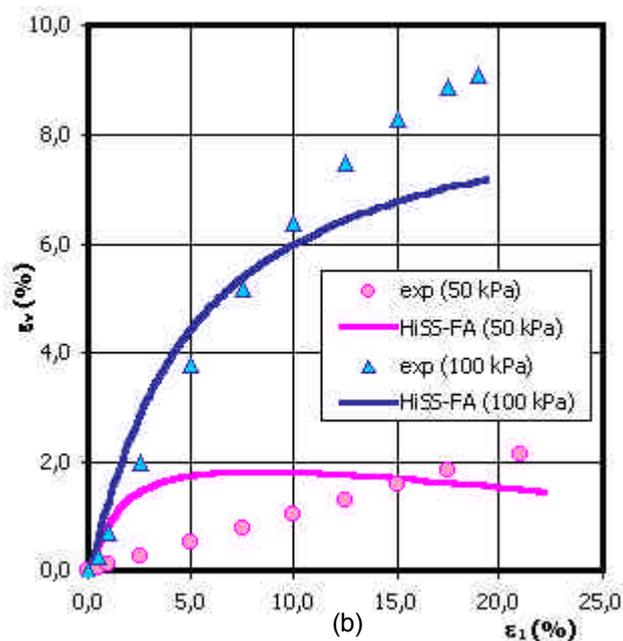
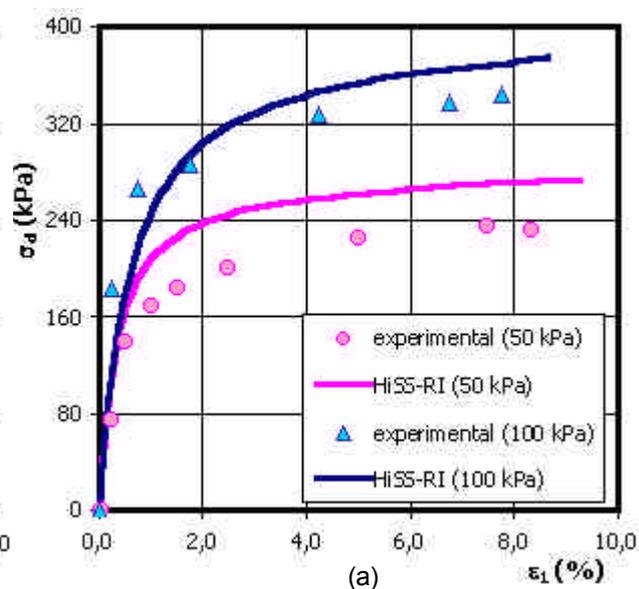
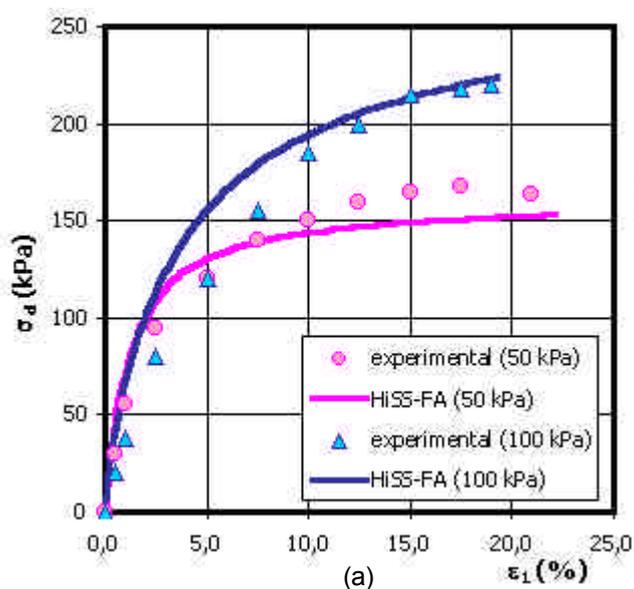


Figura 6.42: Simulação de ensaio CTC pelo modelo HiSS-  $\delta_1$  no estado FA (saturado):  
a) Curvas  $\sigma_d - \varepsilon_1$ ; b) Curvas  $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ .

Figura 6.43: Simulação de ensaio CTC pelo modelo HiSS-  $\delta_1$  no estado RI ( $s = 200$  kPa):  
a) Curvas  $\sigma_d - \varepsilon_1$ ; b) Curvas  $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ .

Utilizando o conceito DSC, pela introdução da função de perturbação  $D(s)$  que vincula os estados RI e FA, foram em seguida feitas simulações de ensaios convencionais para diferentes valores de sucção.

A figura 6.44 mostra as previsões obtidas para os ensaios CTC considerando  $\sigma_3 = 100$  e 200 kPa com sucção de 80 kPa e a figura 6.45 para os ensaios CTC com  $\sigma_3 = 100$  e 200 kPa e sucção  $s = 120$  kPa.

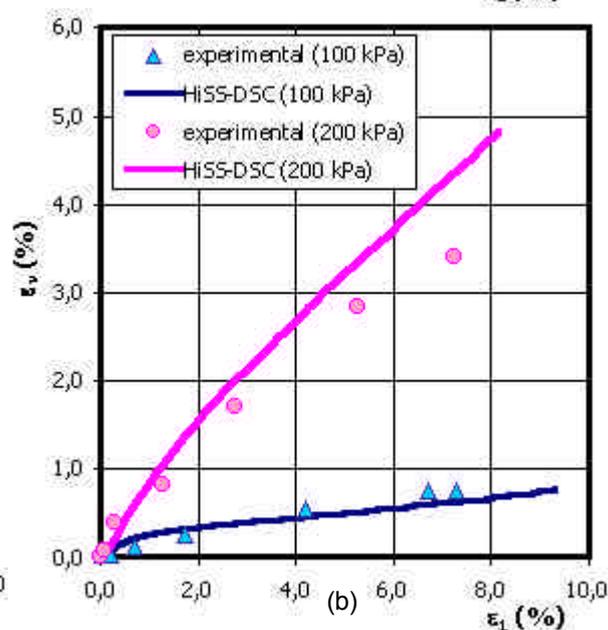
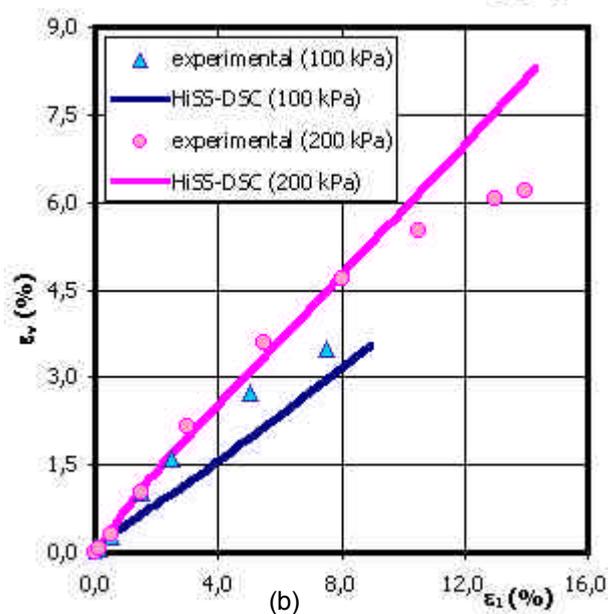
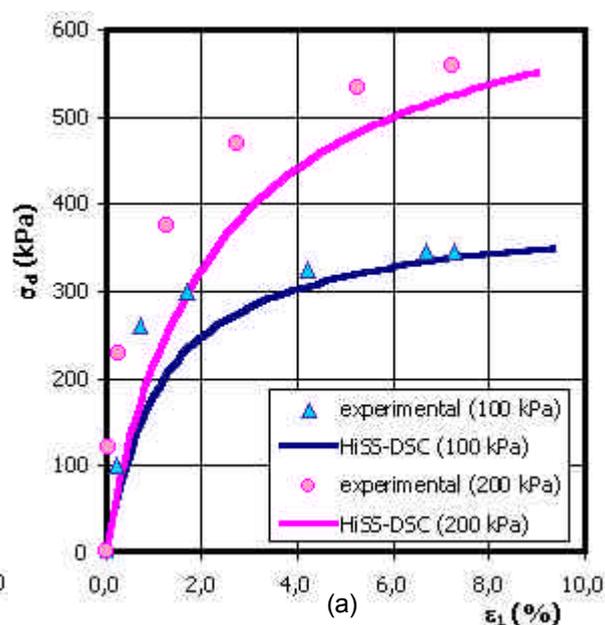
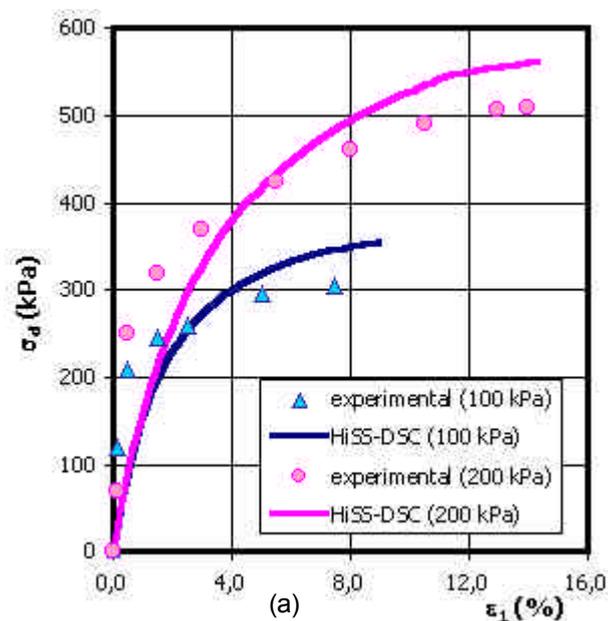


Figura 6.44: Simulação de ensaio CTC no modelo HiSS-DSC para  $s = 80$  kPa:  
a) Curvas  $\sigma_d - \varepsilon_1$ ; b) Curvas  $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ .

Figura 6.45: Simulação de ensaio CTC no modelo HiSS-DSC para  $s = 120$  kPa:  
a) Curvas  $\sigma_d - \varepsilon_1$ ; b) Curvas  $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ .

Finalmente, foram feitas simulações para ensaios de tensão controlada sob trajetórias múltiplas de tensão na condição saturada, seguindo-se uma trajetória  $q/p$  constante a partir do estado hidrostático de tensão  $p = 80$  kPa .

A figura 6.46 ilustra os resultados para uma trajetória de tensão com inclinação de  $-30^\circ$ , correspondente a uma condição de carregamento lateral,

enquanto que a figura 6.47 apresenta resultados similares para as trajetórias de tensão com inclinação de 30° e 50°.

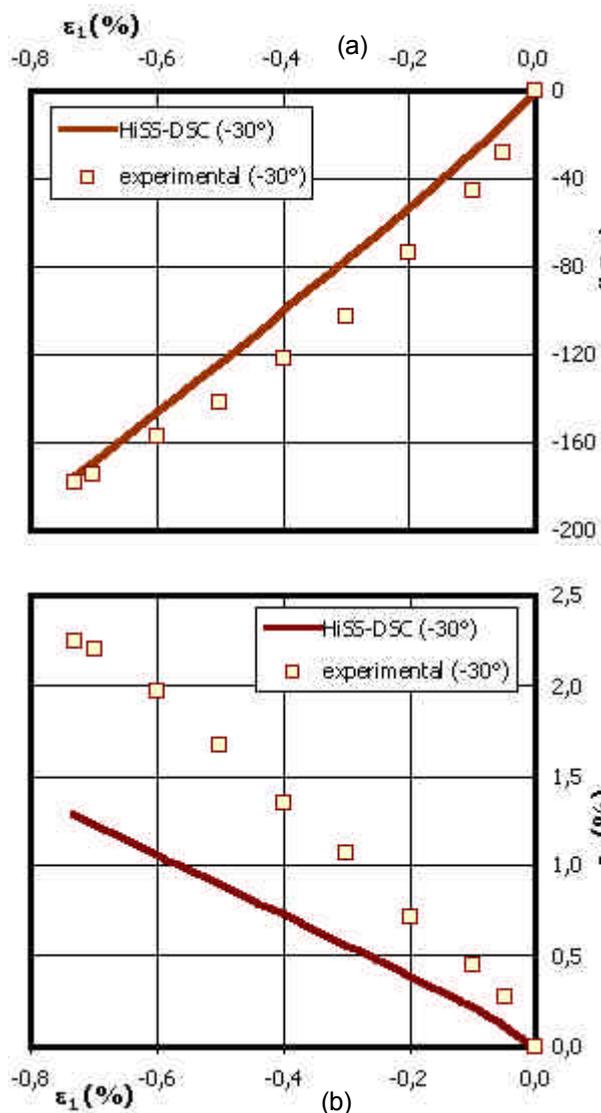


Figura 6.46: Simulação de ensaio ao longo da trajetória -30° na condição saturada.

a) Curvas  $\sigma_d - \epsilon_1$ ; b) Curvas  $\epsilon_v - \epsilon_1$ .

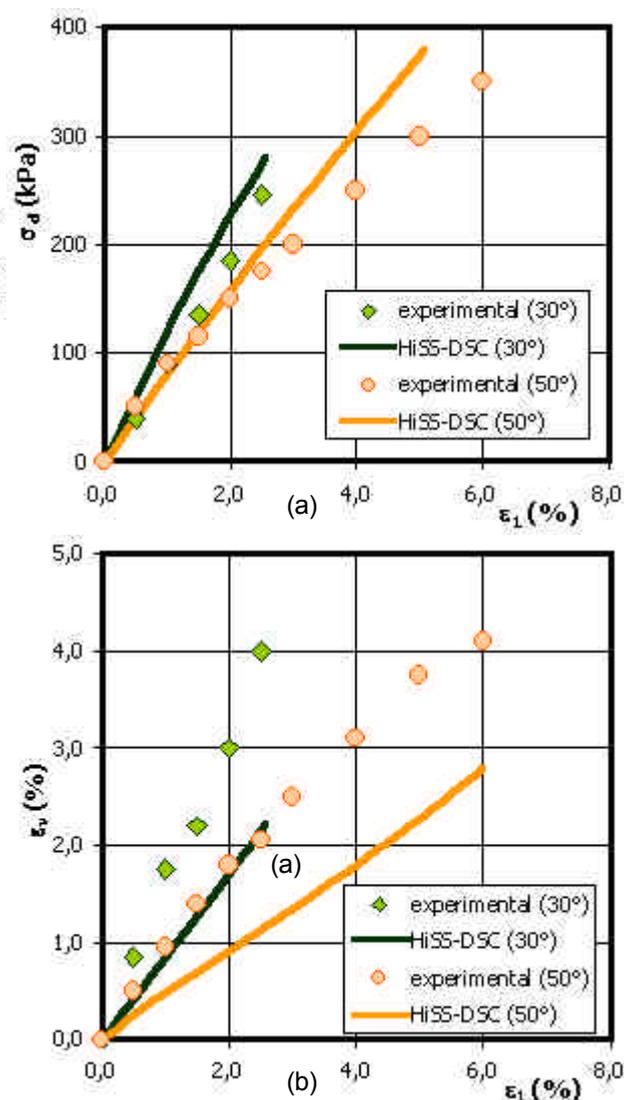


Figura 6.47: Simulação de ensaio ao longo das trajetórias 30° e 50° na condição saturada.

a) Curvas  $\sigma_d - \epsilon_1$ ; b) Curvas  $\epsilon_v - \epsilon_1$ .

A figura 6.48, finalmente, compara as previsões para o comportamento do solo residual de arenito através dos modelos Barcelona e HiSS-DSC para os casos de ensaios CTC com  $\sigma_3 = 100$  kPa e  $s = 80, 120$  kPa.

**Conclusões** – com respeito à implementação do modelo HiSS-DSC e os resultados obtidos na previsão do comportamento de solo residual, podem ser extraídas as seguintes conclusões:

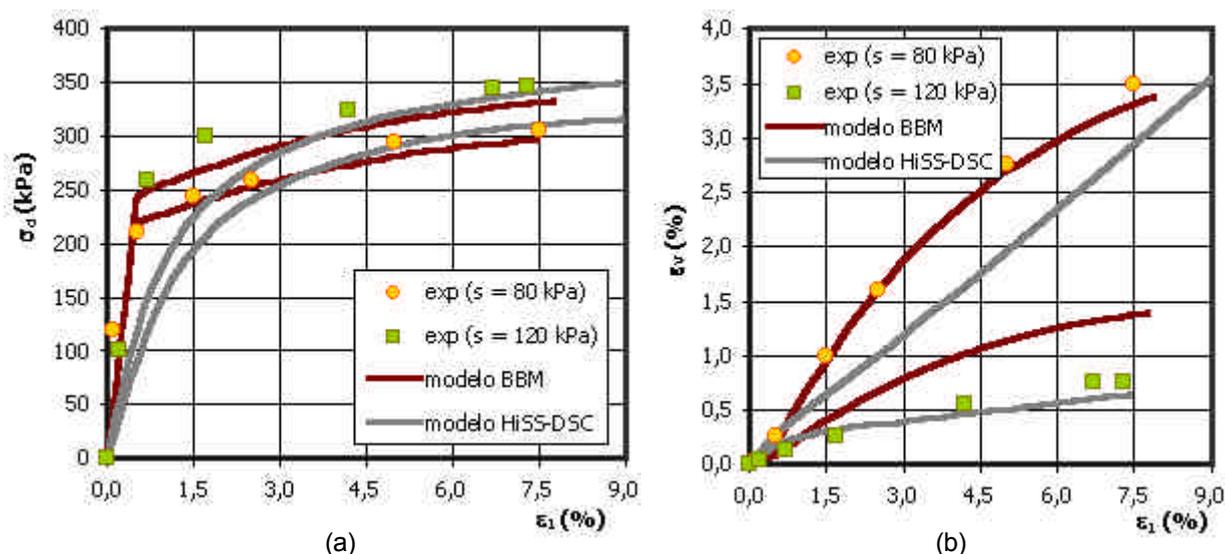


Figura 6.48: Modelos BBM e HiSS-DSC – previsões para ensaios CTC com  $\sigma_3 = 100$  kPa e  $s = 80, 120$  kPa: a) Curvas  $\sigma_d - \epsilon_1$ ; b) Curvas  $\epsilon_v - \epsilon_1$ .

- O modelo HiSS- $\delta_1$ , aqui utilizado no âmbito da teoria DSC, conseguiu representar satisfatoriamente o comportamento do solo estudado. A função de perturbação  $D$  também permitiu modelar a contento as variações da resposta à medida em variava a sucção  $s$  nas amostras ensaiadas.
- Uma correspondência aceitável com as evidências experimentais pôde ser observada na representação das curvas tensão x deformação e do comportamento volumétrico do solo.
- A adoção de uma lei de fluxo não associada (modelo  $\delta_1$ ) corrigiu a tendência dilatante da formulação associada, permitindo, como esperado, uma previsão mais próxima da variação volumétrica real do solo durante cisalhamento.
- Percebeu-se uma discrepância na modelagem da rigidez inicial do solo nos casos de ensaios com valores de sucção situados no meio (entre 80 a 120 kPa) do intervalo considerado no presente estudo. Esse fato deve-se provavelmente à hipótese adotada de um módulo de elasticidade constante, independente do estado de tensão mas, e principalmente, à consideração de uma função de perturbação linear, definida com base na análise da variação da resistência do solo mas não no crescimento de sua rigidez, bastante significativo sob pequenos incrementos de sucção. Nesta pesquisa, reconhece-se, portanto, que o comportamento da rigidez do solo não foi adequadamente reproduzido pela função de perturbação selecionada.

- Uma outra alternativa para modelar a influência da sucção sem uma introdução explícita da função de perturbação D seria a utilização do modelo HiSS –  $\delta_{1m}$  (versão  $\delta_1$  modificada), onde os efeitos da sucção são incorporados diretamente nos valores dos parâmetros do modelo hierárquico (Geiser *et al*, 1997).

Da análise comparativa entre os modelos HiSS-DSC e Barcelona cabem ser destacadas as seguintes observações:

- Ambos os modelos conseguem reproduzir de maneira satisfatória o comportamento real do solo nos aspectos tensão x deformação x resistência.
- O modelo BBM simulou melhor o comportamento do solo residual para baixas deformações, enquanto que o modelo HiSS-DSC, pelas razões apontadas acima, apresentou tendência de subestimar os valores de rigidez inicial do solo.
- O modelo HiSS-DSC tem a vantagem de representar o comportamento do solo através de funções contínuas, sem a transição brusca do modelo BBM na passagem entre os domínios elástico e elastoplástico.

### 6.4.3

#### Modelo Hierárquico HiSS- $d_{1modif}$

Como mencionado no final da seção anterior, outra alternativa de modelagem consiste na utilização direta do modelo hierárquico não associado modificado (HiSS- $\delta_{1m}$ ), onde a influência da sucção é incorporada diretamente nos parâmetros do modelo sem a necessidade de se estabelecer previa e explicitamente uma função de perturbação. A possibilidade de calibrar um modelo constitutivo analisando-se separadamente os efeitos da sucção em cada um dos seus coeficientes, pode conduzir a resultados mais satisfatórios, ainda que de obtenção mais trabalhosa, do que a formulação baseada na definição de uma função de perturbação de caráter geral.

No presente estudo o modelo HiSS- $\delta_{1m}$  é empregado com o objetivo de tentar melhorar a representação do comportamento do solo conseguida anteriormente com o modelo HiSS-DSC.

Com base nos resultados experimentais do solo residual de arenito foram obtidas as seguintes correlações em função dos valores de sucção:

**Superfície de escoamento** - os parâmetros  $g$  e  $b$  foram assumidos constantes e iguais a  $g = 0,04$  e  $b = 0,55$ . A variação do coeficiente  $3R$ , que reflete o aumento da resistência com a sucção (em kPa), foi ajustada de acordo com a equação (figura 6.49a):

$$3R = 40 + 165.[1 - \exp(-0,016.s)] \quad (6.35)$$

**Comportamento volumétrico** - o parâmetro de mudança de fase  $n$  foi determinado constante ( $n = 0,4$ ).

**Função de endurecimento** - os parâmetros  $a$  e  $h$  da função de endurecimento  $a$  também foram também determinados constantes ( $a = 5,0 \text{ E-}06$ ,  $h = 0,78$ ).

**Fluxo não associado** - o parâmetro de não associatividade  $k$ , que controla a tendência dilatante do solo sob cisalhamento, foi estabelecido decrescente com o aumento da sucção (em kPa), conforme equação 6.36, aproximando-se das condições de fluxo plástico associado para altos níveis de sucção.

$$k = 0,77.\exp(-0,011.s) \quad (6.36)$$

**Parâmetros elásticos** - a variação do módulo de elasticidade  $E_{ur}$  (em kPa) com a sucção foi representada pela equação (figura 6.49b), enquanto que o coeficiente de Poisson foi considerado constante e igual a  $n = 0,25$ .

$$E_{ur} = 20.000 + 60.000 [1 - \exp(-0,04 s)] \quad (6.37)$$

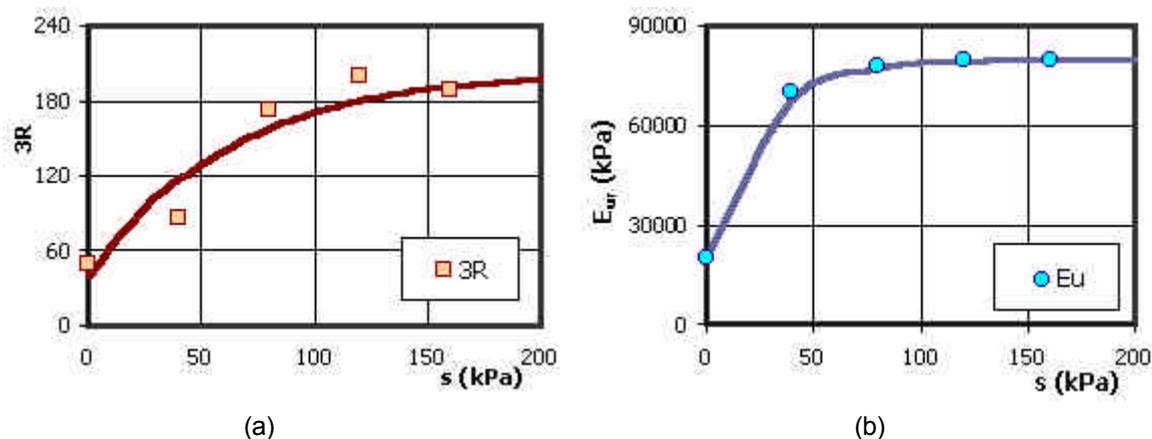


Figura 6.49: Modelo HiSS- $\delta_{1m}$ : a) ajuste do parâmetro  $3R$ ; b) ajuste do módulo elástico  $E_{ur}$ .

A figura 6.50 apresenta a comparação entre os resultados experimentais e as simulações de comportamento obtidas com os modelos HiSS- $\delta_{1m}$  e BBM, para as mesmas trajetórias de tensão utilizadas na seção anterior com o modelo HiSS-DSC.

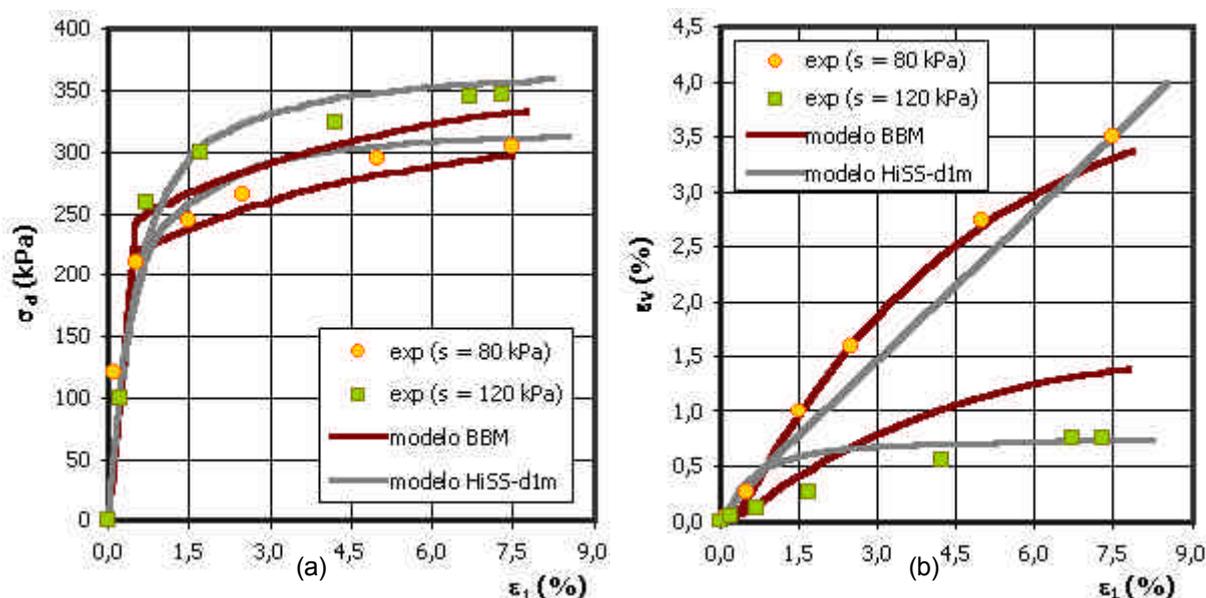


Figura 6.50: Modelos BBM e HiSS- $\delta_{1m}$ . Simulações de ensaios CTC para  $\sigma_3 = 100$  kPa com  $s = 80$  e  $120$  kPa: a) Curvas  $\sigma_d - \epsilon_1$ ; b) Curvas  $\epsilon_v - \epsilon_1$ .

**Conclusões** - O modelo HiSS- $\delta_{1m}$  permitiu previsões mais precisas do que as obtidas anteriormente com o modelo HiSS-DSC, sendo também comparáveis com aquelas determinadas com o modelo BBM. A consideração da influência da sucção na definição de cada parâmetro possibilita, em princípio, uma maior flexibilidade no ajuste dos efeitos da sucção no comportamento do solo do que através da função de perturbação  $D$ . O trabalho na execução de regressões para estabelece a variação de cada parâmetro com a sucção  $s$  é compensado pela maior dificuldade de se conseguir representar, em uma única formulação, as características que englobem genericamente os vários e desiguais efeitos da sucção nos diversos parâmetros do solo.

#### 6.4.4 Modelo HSM Modificado

Um fator a ser considerado pelo engenheiro na análise de problemas de geotecnia através de programas comerciais de cálculo baseados no método dos elementos finitos é que a grande maioria dos sistemas disponíveis atualmente

no mercado incorpora geralmente os modelos constitutivos clássicos (elasticidade linear, modelos elasto-plásticos de Mohr-Coulomb ou de Drucker-Prager) e algum outro modelo avançado aplicável às condições de solo seco ou totalmente saturado. Logo, a análise envolvendo solos residuais não saturados fica, em princípio, restrita porque estas ferramentas computacionais ainda são prioritariamente orientadas para as aplicações tradicionais da geotecnia.

Uma alternativa para um estudo aproximado de problemas envolvendo solos não saturados com a utilização destes programas computacionais consiste portanto em incorporar implicitamente os efeitos da sucção nos valores dos parâmetros para os modelos disponíveis para solos secos ou saturados.

Este procedimento certamente não é capaz de reproduzir as sutilezas da variação da sucção no comportamento do solo durante um carregamento, mas pode ser útil, na ausência de outra opção, esta geralmente apenas disponível nas aplicações acadêmicas, para auxiliar o engenheiro no entendimento qualitativo dos efeitos de valores constantes de sucção na resposta do problema geotécnico.

Para exemplificar este tipo de abordagem aproximada, foi escolhido o modelo HM disponível no programa de elementos finitos Plaxis v.7.2 na investigação do comportamento mecânico do solo residual não saturado.

**Ajuste dos parâmetros do modelo** - os parâmetros do modelo HSM – *Hardening Soil Model*, anteriormente descritos no item 3.4.2, são os seguintes:  $c$ ,  $\phi$  (critério de ruptura de Mohr-Coulomb),  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$ ,  $m$  (módulos referenciais de deformação e parâmetro para controle de sua variação com o estado de tensão),  $E_{oed}^{ref}$ ,  $K_0^{NC}$  (especificação das superfícies cap),  $\gamma$ ,  $e_0$ ,  $e_{min}$ ,  $e_{max}$  (controle da dilatância).

**Parâmetros de resistência**  $c$ ,  $f$  - como já discutido, a maior influência da sucção se concentra na variação da coesão aparente  $c$ , enquanto que o ângulo de atrito interno  $f$  não sofre mudanças significativas.

Assim, considerando os resultados dos ensaios CTC para a condição de saturação total e parcial ( $s = 40, 80, 120$  e  $160$  kPa) o parâmetro  $f$  foi assumido constante e igual ao valor médio dos resultados obtidos ( $f = 33,5^\circ$ ) enquanto que a coesão  $c$  foi ajustada pela função exponencial

$$c = 7,0 + 37[1 - \exp(-0,014s)] \quad (6.38)$$

que se aproxima de um valor assintótico para altas sucções (figura 6.51).

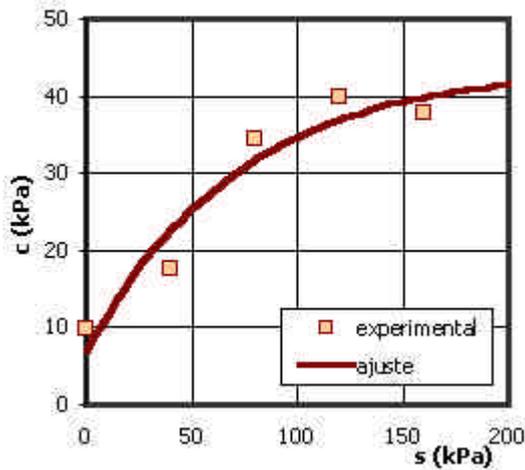


Figura 6.51: Modelo HSM modificado. Ajuste da coesão aparente em função da sucção.

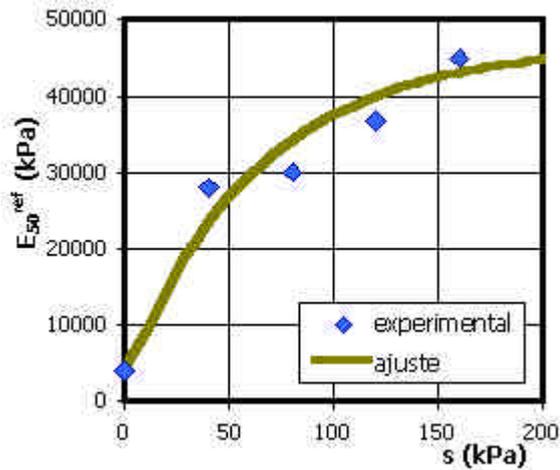


Figura 6.52: Modelo HSM modificado. Ajuste de  $E_{50}^{ref}$  em função da sucção.

**Módulo de deformação** – a variação do módulo de deformação  $E_{50}$  foi descrito pela expressão

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cos \mathbf{f} + \mathbf{s}'_3 \sin \mathbf{f}}{c \cos \mathbf{f} + p^{ref} \sin \mathbf{f}} \right)^m \quad (6.39)$$

onde, com base nos resultados experimentais de ensaios CTC, a pressão de referência  $p^{ref}$  foi estabelecida em 100 kPa, o valor do expoente  $m$  considerado igual a  $m = 0,50$  (caso saturado) e  $m = 0,90$  (caso parcialmente saturado) e o módulo  $E_{50}^{ref}$  definido como função da sucção  $s$  (em kPa) através da correlação (figura 6.52)

$$E_{50}^{ref} = 4000 + 43.000[1 - \exp(-0,015s)] \quad (6.40)$$

Quanto ao módulo elástico do ciclo descarregamento / recarregamento, este foi definido através da relação  $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$  já que não se dispunham de informações experimentais a respeito deste ciclo.

**Superfície cap** - o parâmetro  $E_{oed}^{ref}$  foi definido a partir da análise dos resultados de ensaios de compressão confinada na condição saturada, considerando valores de sucção iguais a 50, 100 e 300 kPa. A equação que melhor representa a variação com a sucção do módulo referencial de compressão confinada (em kPa) foi determinada como

$$E_{oed}^{ref} = 8000 + 8.000[1 - \exp(-0,018s)] \quad (6.41)$$

Quanto ao  $K_0^{NC}$ , este foi calculado pela relação empírica  $K_0^{NC} = 1 - \text{sen } f$ .

**Dilatância** - o ângulo de dilatância  $\psi$  é calculado pela expressão abaixo,

$$\text{sen } \psi_m = \frac{\text{sen } f_m - \text{sen } f_{cv}}{1 - \text{sen } f_m \text{sen } f_{cv}} \quad (6.42)$$

Como no presente solo não foi detectada tendência de comportamento dilatante, o valor  $\psi = 0^\circ$  foi adotado, implicando num ângulo de atrito interno na condição crítica  $f_{cv}$  igual a  $f_m = 33,5^\circ$ . O índice de vazios inicial do solo foi considerado  $e_0 = 0,88$ .

Os valores dos pesos específicos do solo residual foram: peso específico dos grãos  $g_s = 27 \text{ kN/m}^3$ , peso específico do solo seco  $g_d = 14,4 \text{ kN/m}^3$  e peso específico do solo saturado  $g_{\text{sat}} = 19 \text{ kN/m}^3$ .

**Resultados** - o programa Plaxis v.7.2 foi empregado para a obtenção da resposta tensão x deformação do solo com o modelo constitutivo HSM, já implementado no programa computacional, considerando parâmetros do material dependentes da sucção segundo a forma aproximada descrita acima. Construída uma malha de elementos finitos para representação do corpo de prova na condição de assimetria, foram obtidos os resultados da figura 6.53, para ensaios CTC na condição saturada sob tensão de confinamento  $\sigma_3 = 50, 100$  e  $200 \text{ kPa}$ , e os da figura 6.54, para ensaios CTC sob tensão de confinamento  $\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$  e sucções  $s = 40, 80, 120$  e  $160 \text{ kPa}$ .

**Conclusões** - o modelo HSM Modificado conseguiu representar de forma satisfatória o comportamento mecânico do solo residual não saturado, incluindo o aumento de sua resistência e rigidez com os níveis de sucção. As deformações volumétricas foram simuladas com menos precisão, prevendo porém a tendência de contração do material. O modelo HSM Modificado, adaptação simples do modelo HSM (solo seco ou saturado) para as condições de solo não saturado constitui-se numa ferramenta aproximada de análise, ainda que limitada para os casos em que o solo não apresenta pico de resistência e onde as variações de sucção produzem apenas deformações muito pequenas, sem colapso ou expansão.

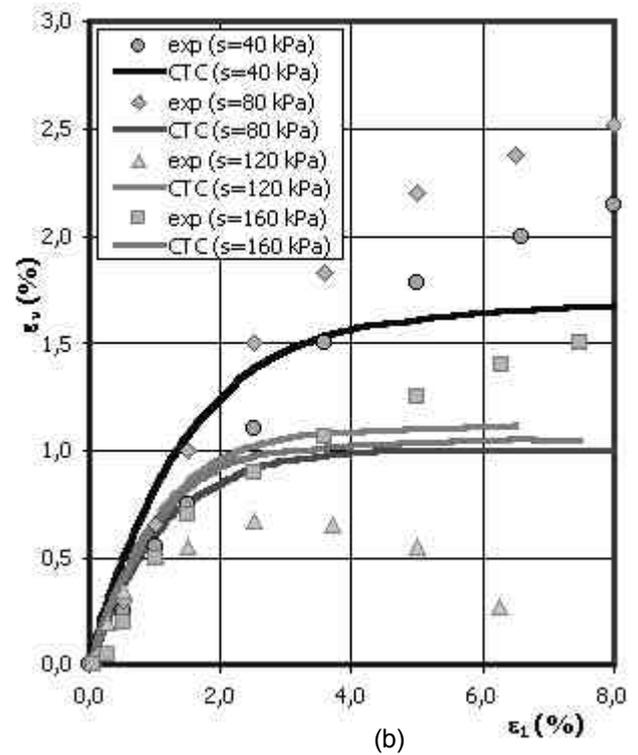
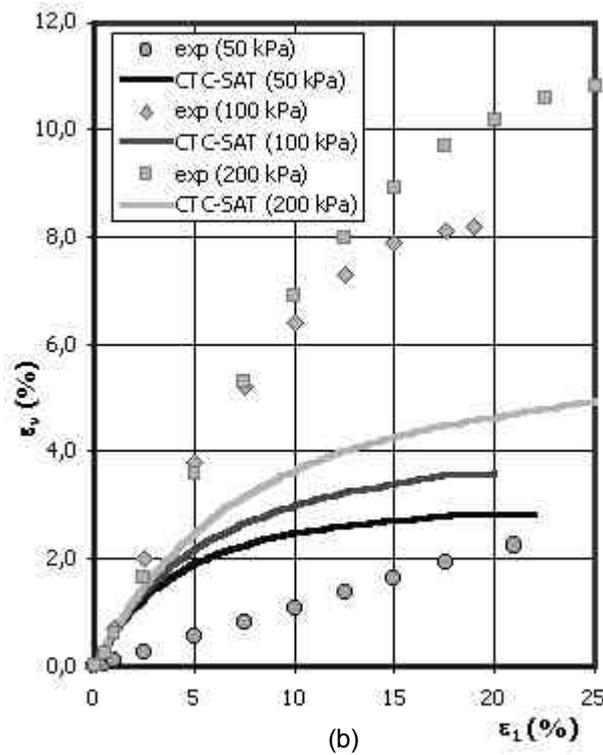
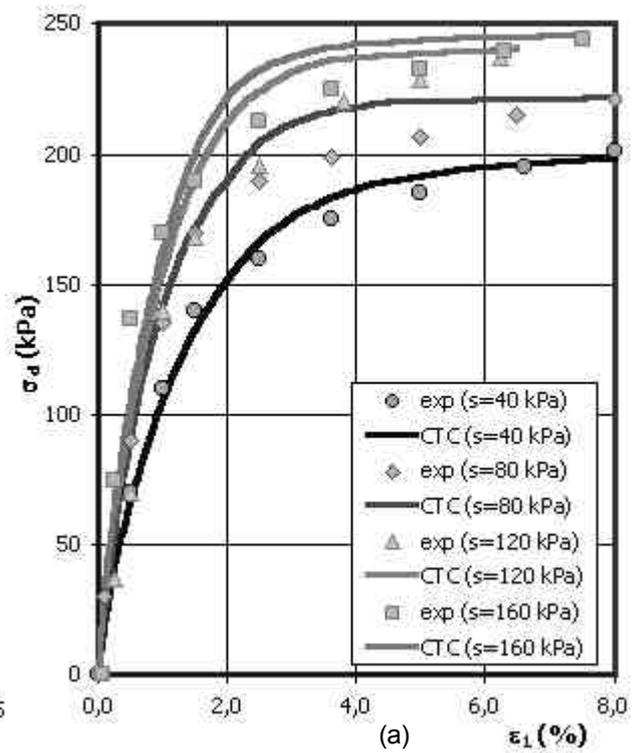
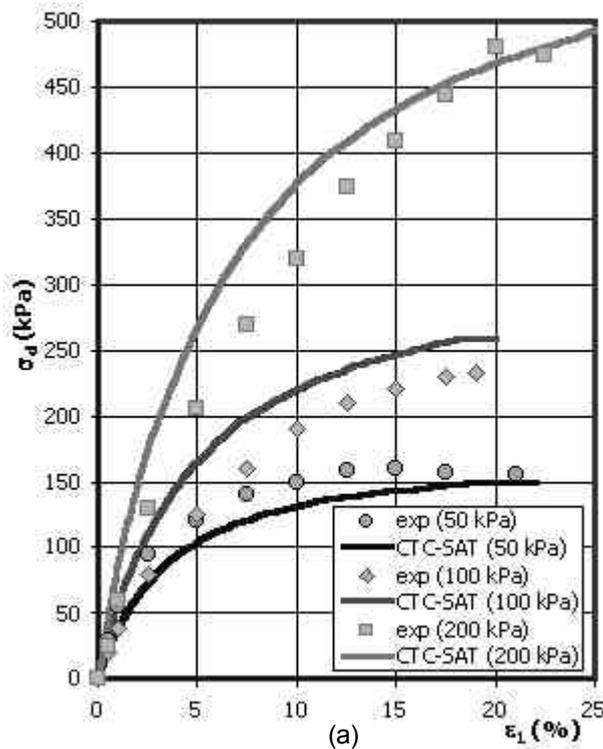


Figura 6.53: Modelo HSM Modificado. Ensaios CTC na condição saturada, para  $\sigma_3 = 50, 100$  e  $200$  kPa. a) Curvas  $\sigma_d - \epsilon_1$ ; b) Curvas  $\epsilon_v - \epsilon_1$ .

Figura 6.54: Modelo HSM Modificado. Ensaios CTC para  $\sigma_3 = 50$  kPa e  $s = 40, 80, 120$  e  $160$  kPa. a) Curvas  $\sigma_d - \epsilon_1$ ; b) Curvas  $\epsilon_v - \epsilon_1$ .

## 6.5 Modelagem constitutiva para o solo 3

Este solo, cujas principais características foram descritas no item 6.1.3, foi escolhido como tópico de estudo desta dissertação por apresentar duas características típicas dos solos residuais: anisotropia e não saturação.

Cui e Delage (1996) utilizaram o modelo Barcelona (BBM) para obter a resposta tensão x deformação deste solo eólico não saturado, partindo da condição  $K_0$  de consolidação, enquanto que nesta seção será empregado o modelo HiSS-DSC. A influência da sucção, da anisotropia e do amolecimento plástico será considerada na definição dos parâmetros do material bem como na formulação da função de perturbação  $D$ .

### 6.5.1 Teoria do Estado Perturbado (HiSS-DSC)

O modelo HiSS-DSC, anteriormente apresentado e aplicado na modelagem do solo 2, é definido pelos seguintes parâmetros nos estados RI e FA:  $\mathbf{g}$ ,  $\mathbf{b}$  (superfície de escoamento),  $\mathbf{a}$  (função de endurecimento),  $\mathbf{k}$  (parâmetro de não associatividade),  $E$ ,  $\mathbf{n}$  ou  $K$ ,  $G$  (parâmetros elásticos),  $D = D(s, \mathbf{s}_3, \mathbf{x})$  como a função de perturbação.

O solo 3 foi experimentalmente estudado com a execução de ensaios triaxiais sob tensão de confinamento entre 50 e 400 kPa e sucções no intervalo de 200 a 1500 kPa. O estado RI foi assumido para a sucção de 200 kPa e o estado FA para a sucção de 1500 kPa. A função de perturbação  $D$ , por sua vez, foi formulada como sendo a composição (multiplicação) de duas outras: a primeira  $D_s$  levando em conta a influência da sucção e a segunda  $D_\xi$  considerando os efeitos do nível de tensão e do amolecimento plástico.

A tendência de crescimento com a sucção dos parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito interno efetivos) está representada na figura 6.55 por uma regressão linear obtida com base nos resultados dos ensaios de laboratório.

Para os demais parâmetros do modelo HiSS nos estados RI e FA adotou-se o mesmo procedimento geral empregado no caso do solo 2 (item 6.4.2) com as seguintes modificações:

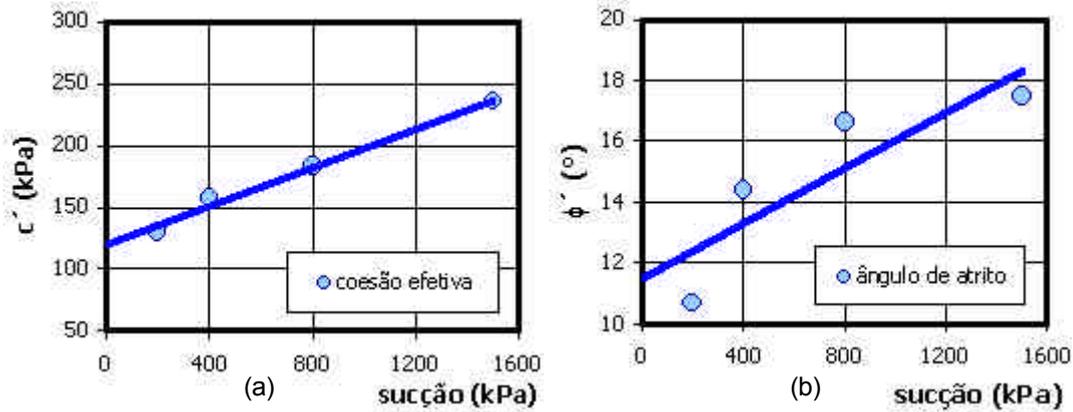


Figura 6.55 - evolução dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb com a sucção: a) coesão efetiva; b) ângulo de atrito efetivo.

**Módulo de elasticidade  $E$**  – constada dependência linear do módulo de elasticidade com a tensão confinante no estado RI, para  $50 \text{ kPa} \leq \sigma_3 \leq 400 \text{ kPa}$ , definida pela equação (6.43) onde  $E_0$  e  $k_E$  são constantes.

$$E = E_0 + k_E s_3 \quad (6.43)$$

**Função de endurecimento  $a$**  - variação dos parâmetros  $a$  e  $h$  da função de endurecimento com a tensão de confinamento  $\sigma_3$  de acordo com as expressões

$$a = a_0 \exp(a_1 s_3) \quad (6.44)$$

$$h = h_0 + h_1 s_3 \quad (6.45)$$

**Parâmetro de não associatividade  $k$**  - no estado RI observou-se uma variação do parâmetro com a tensão confinante, segundo a relação linear

$$k = k_0 + k_1 s_3 \quad (6.46)$$

Continuadamente são apresentados os parâmetros do modelo HiSS ajustados para os estados RI e FA. As figuras 6.56 e 6.57 apresentam as simulações de ensaios CTC obtidas com estes modelos, assim como a comparação com os respectivos resultados experimentais.

- **Valores dos parâmetros do modelo para o solo no estado RI (200 kPa)**

$$\gamma = 0,010$$

$$b = 0,25$$

$$3R = 1530 \text{ kPa}$$

$$a_0 = 8,0 \text{ E-}05$$

$$a_1 = -0,03$$

$$h_0 = 0,041$$

$$\begin{array}{ll}
 n = 3,25 & \mathbf{h}_1 = 0,006 \\
 E_0 = 46.000 \text{ kPa} & \mathbf{k}_0 = 0,018 \\
 k_E = 60 & \mathbf{k}_1 = 0,003 \\
 \nu = 0,25 &
 \end{array}$$

• **Valores dos parâmetros do modelo para o solo no estado FA (1500 kPa)**

$$\begin{array}{ll}
 \gamma = 0,0143 & a_0 = 1,0 \text{ E-}04 \\
 \mathbf{b} = 0,25 & a_1 = -0,016 \\
 3R = 2430 \text{ kPa} & \mathbf{h}_0 = 0,61 \\
 n = 2,40 & \mathbf{h}_1 = 0,0026 \\
 E = 100.000 \text{ kPa} & \mathbf{k} = 0,90 \\
 \nu = 0,11 &
 \end{array}$$

Como pode ser observado nas figuras 6.56 e 6.57 o modelo HiSS- $\delta_1$  aplicado às condições extremas de sucção ( $s = 200 \text{ kPa}$ ,  $s = 1500 \text{ kPa}$ ) conseguiu reproduzir de forma satisfatória os resultados experimentais disponíveis em relação ao comportamento tensão x deformação x resistência do solo eólico não saturado. Cabe destacar que para a obtenção de uma modelagem satisfatória foi necessário levar em conta a influência da tensão de confinamento, conforme descrito anteriormente, nos valores dos parâmetros de endurecimento, de não associatividade e do módulo de elasticidade.

**Função de perturbação  $D$**  – Definida como

$$D = D(s, \mathbf{s}_3, \mathbf{x}) = D_s \cdot D_x \quad (6.47)$$

onde  $D_s$  representa a parcela de perturbação devido à variação da sucção e  $D_x$  a parcela dependente da trajetória de deformação plástica (amolecimento) e da tensão de confinamento.

Para determinação de  $D_s$  avaliou-se o incremento na resistência do solo com a sucção, computando-se para cada tensão de confinamento  $\sigma_3$  os valores da resistência de pico normalizada  $R_s$ :

$$R_s = (\mathbf{s}_{pico}^s - \mathbf{s}_{pico}^{200}) / (\mathbf{s}_{pico}^{1500} - \mathbf{s}_{pico}^{200}) \quad (6.48)$$

Uma vez obtidos os coeficientes  $R_s$  de cada ensaio CTC, calculou-se então a média aritmética para cada nível de sucção. Os valores finais indicaram como melhor opção de ajuste entre  $200 \text{ kPa} \leq s \leq 1500 \text{ kPa}$  a função logarítmica abaixo, também representada na figura 6.58.

$$D_s = -2,6 + 0,50 \ln(s) \quad (6.49)$$

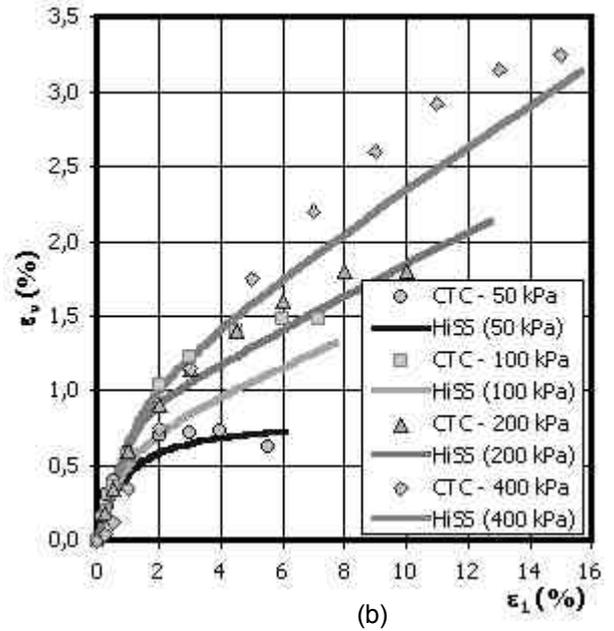
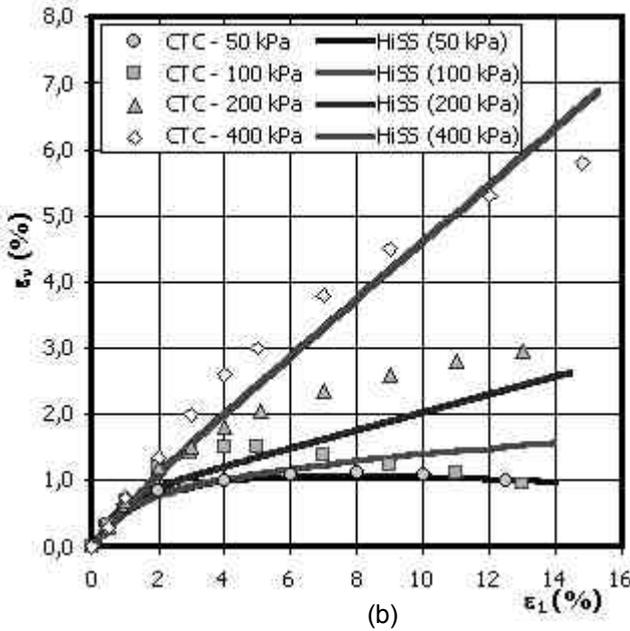
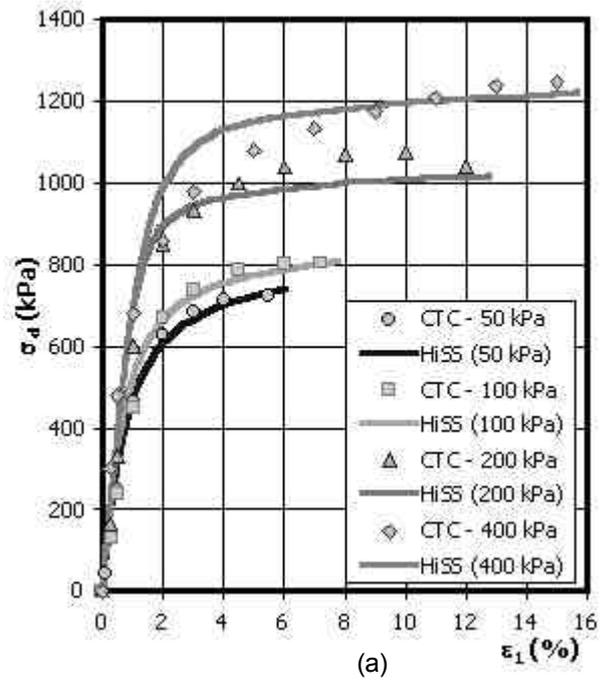
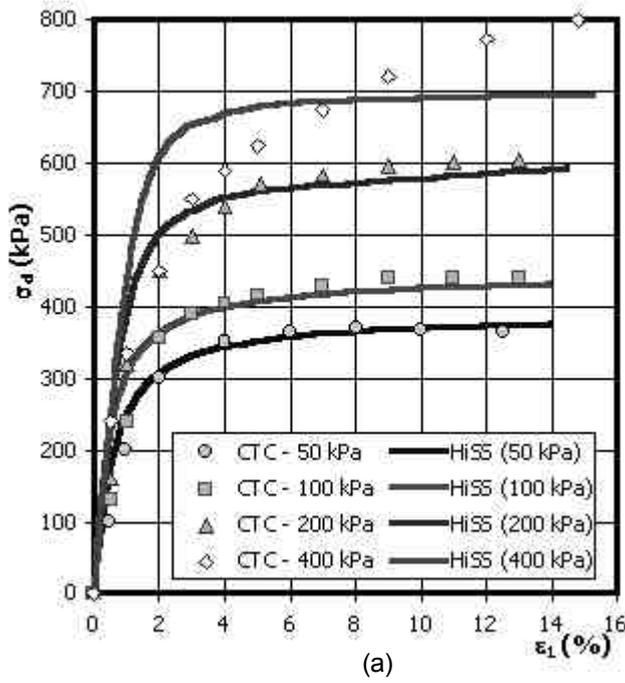


Figura 6.56: Simulações de ensaios CTC pelo modelo HiSS para o estado RI ( $s = 200$  kPa) e comparação com resultados experimentais: a) Curvas  $\sigma_d - \epsilon_1$ ; b) Curvas  $\epsilon_v - \epsilon_1$ .

Figura 6.57: Simulações de ensaios CTC pelo modelo HiSS para o estado FA ( $s = 1500$  kPa) e comparação com resultados experimentais: a) Curvas  $\sigma_d - \epsilon_1$ ; b) Curvas  $\epsilon_v - \epsilon_1$ .

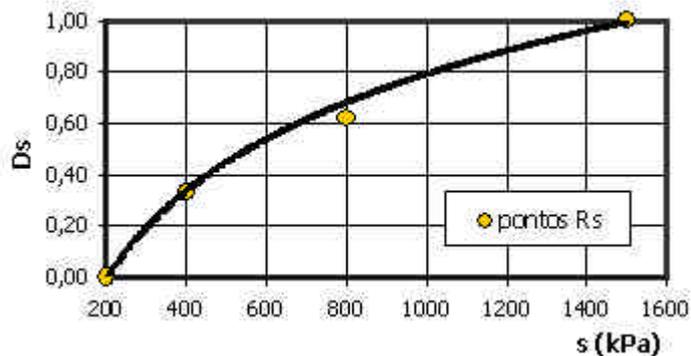


Figura 6.58: Função  $D_s$ . Regressão logarítmica dos valores  $R_s$  para a obtenção da parcela  $D_s$ .

Com respeito à parcela  $D_x$  foi analisado o comportamento plástico do solo com o intuito de se estabelecer uma relação entre a tensão de confinamento e o fenômeno de amolecimento plástico. A função  $D_x$ , definida pela equação (6.50) e baseada na função de Weibull utilizada por Desai (2000), foi ajustada para as condições particulares do solo 3, considerando-se as várias curvas de amolecimento registradas nas respostas dos ensaios CTC.

$$D_x = \left[ 1 + \left( \frac{x_D}{0,002s_3} \right)^6 \right]^{-1} \quad (6.50)$$

A presença de  $\sigma_3$  na equação 6.50 permite controlar a grandeza da perda de resistência durante o amolecimento plástico, a qual é geralmente significativa para baixos valores da tensão de confinamento  $\sigma_3$  (figura 6.59).

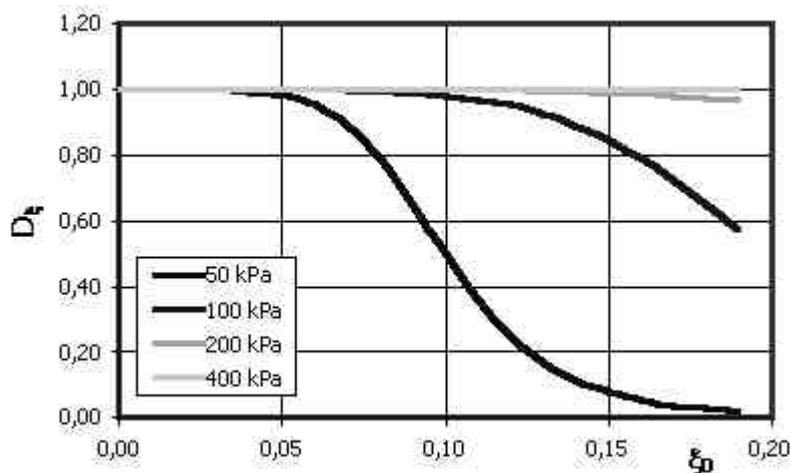


Figura 6.59: Parcela  $D_x$  da função de perturbação para distintos valores de  $\sigma_3$ .

À guisa de exemplo, é apresentada na figura 6.60 a aplicação da função de perturbação  $D$  na retroanálise dos ensaios CTC com  $\sigma_3 = 50$  kPa e valores de sucção de 800 e 1500 kPa, correspondentes aos estados RI e FA.

**Resultados** – a figura 6.61 apresenta os resultados da retroanálise dos ensaios CTC sob sucção de 400 kPa e tensões de confinamento de 50 e 200 kPa.

A figura 6.62, por sua vez, mostra a previsão de comportamento do solo para ensaios com  $h = q / p = 0,5$  considerando sucções de 200 e 1500 kPa.

A figura 6.63, finalmente, permite a comparação das respostas obtidas pelo modelo HiSS-DSC e pelo modelo Barcelona (BBM), este último por Cui &

Delage (1996), considerando-se os resultados de ensaios CTC com  $\sigma_3 = 200$  kPa e  $s = 400$  e  $800$  kPa.

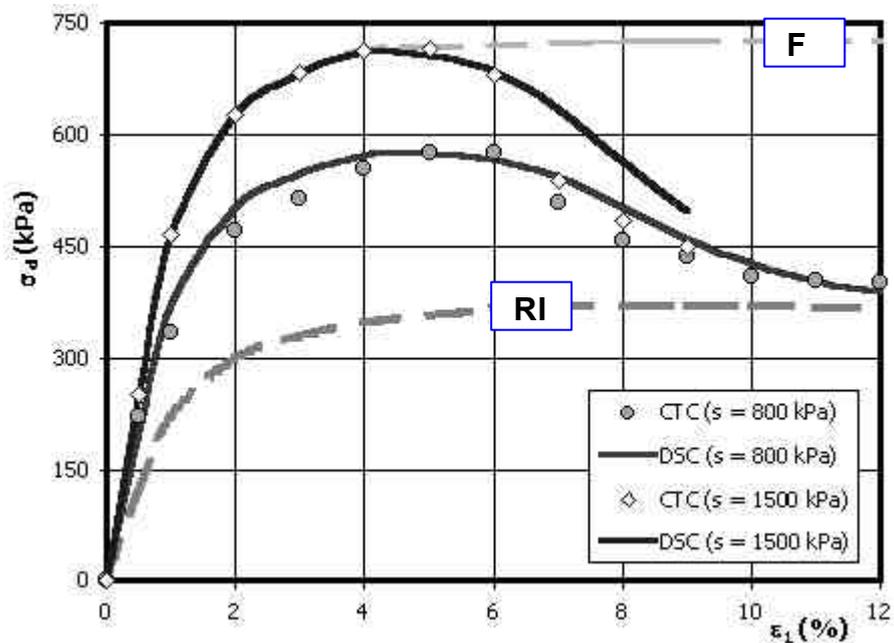


Figura 6.60: Aplicação da função  $D$  na previsão de ensaios CTC para  $\sigma_3 = 50$  kPa e sucções de  $800$  e  $1500$  kPa a partir dos estados RI e FA.

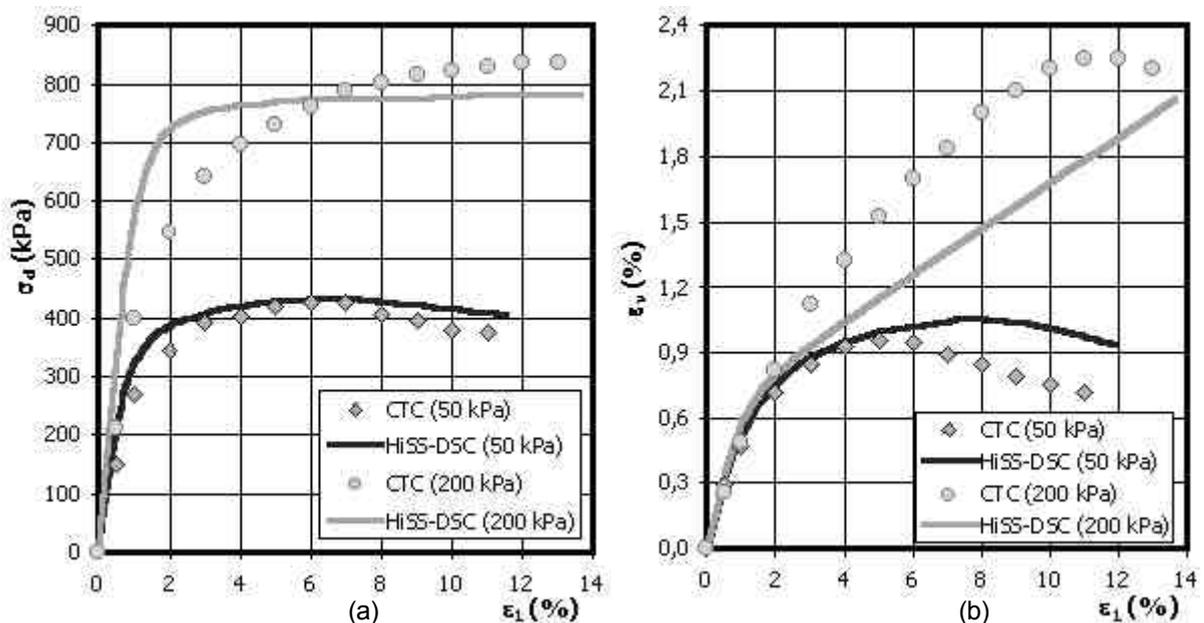


Figura 6.61: Retroanálise de ensaios CTC pelo modelo HiSS-DSC para sucção de  $400$  kPa e tensões de confinamento de  $50$  e  $200$  kPa: a) Curvas  $\sigma_d - \varepsilon_1$ ; b) Curvas  $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ .

**Conclusões.** Da aplicação do modelo HiSS- $\delta_1$  associado à teoria do estado perturbado (DSC) podem ser extraídas as seguintes conclusões relacionadas com a modelagem da resposta de solos não saturados:

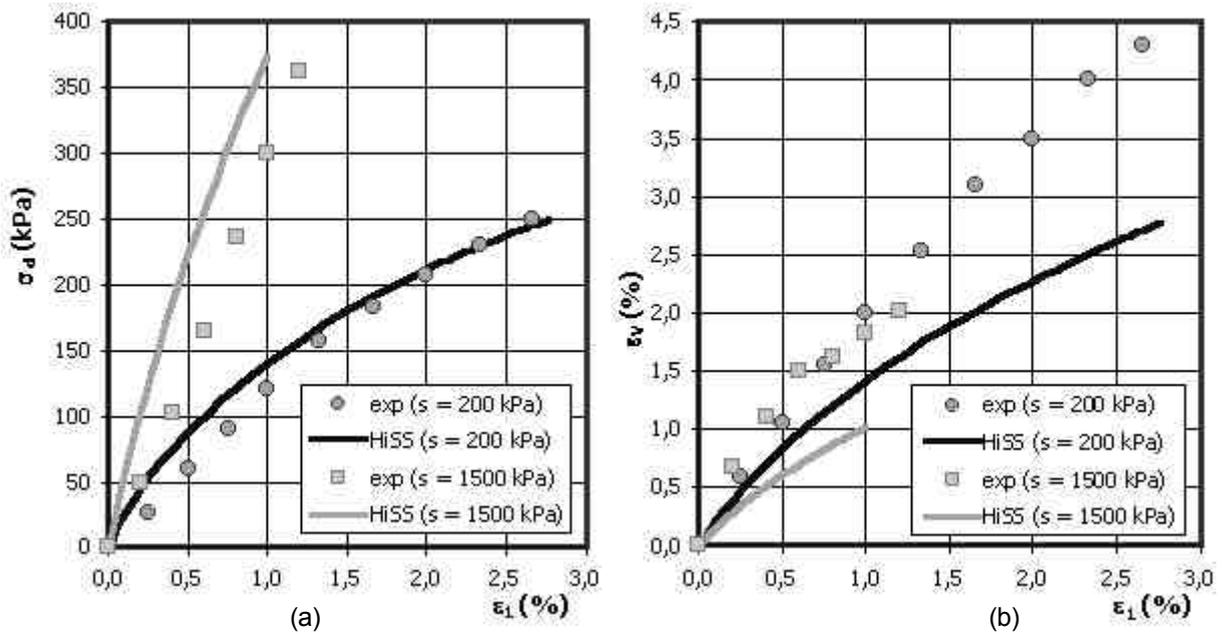


Figura 6.62: Simulações de trajetórias de tensão  $q/p = 0,5$  pelo modelo HiSS-DSC para sucções de 200 e 1500 kPa: a) Curvas  $\sigma_d - \epsilon_1$ ; b) Curvas  $\epsilon_v - \epsilon_1$ .

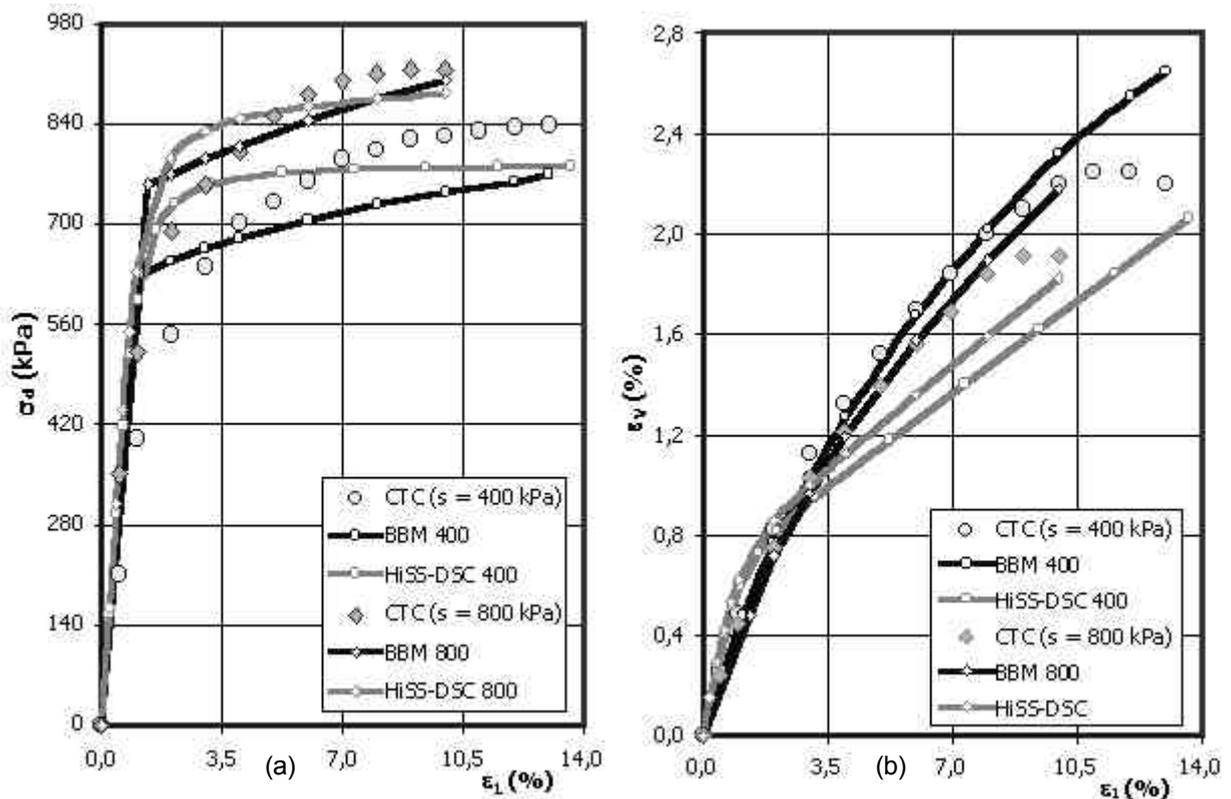


Figura 6.63: Simulação de ensaios CTC com  $\sigma_3 = 200$  kPa e  $s = 400$  e  $800$  kPa pelos modelos BBM (Cui & Delage, 1996) e HiSS-DSC: a) Curvas  $\sigma_d - \epsilon_1$ ; b) Curvas  $\epsilon_v - \epsilon_1$ .

- Em todos os casos examinados neste exemplo, as respostas previstas pelo modelo se aproximaram satisfatoriamente das curvas tensão x deformação obtidas experimentalmente para o solo 3.

- O modelo HiSS constitui-se em uma ferramenta versátil e completa para modelagem de solos, oferecendo alternativas para representação do endurecimento plástico assim como das superfícies última e de escoamento plástico.
- A obtenção dos parâmetros do material no modelo HiSS requerem apenas a execução de ensaios convencionais de laboratório. Geralmente, os valores destes parâmetros são dependentes do estado de tensão, o que torna necessária a aplicação de processos de minimização pelo método dos mínimos quadrados para definição de curvas que melhor representem a variação destes parâmetros com  $\sigma_3$ . Em especial, os parâmetros de endurecimento do solo estudado apresentaram grande variabilidade e alguma dificuldade na sua determinação, mostrando-se o modelo bastante sensível a pequenas variações da função de endurecimento  $a$ .
- A teoria DSC, através da introdução da função de perturbação  $D$ , conseguiu representar os fenômenos de aumento de resistência e do comportamento dilatante do solo com a sucção, bem como o comportamento do amolecimento plástico sob diferentes tensões de confinamento.
- Uma seleção apropriada da função de perturbação  $D$  oferece a possibilidade de modelar com mais exatidão o comportamento mecânico de solos não saturados mas, por outro lado, torna o processo de construção do modelo bastante trabalhoso.
- Na análise comparativa dos resultados dos modelos BBM e HiSS-DSC, estes últimos apresentaram uma significativa melhoria em relação às previsões obtidas para o solo 2.
- Para aplicações numéricas em problemas de engenharia, a aplicação da teoria do estado perturbado introduz a necessidade de resolução de duas matrizes de rigidez, correspondentes aos estados RI e FA, para cada incremento de carregamento, o que significa uma duplicação do esforço computacional normalmente requerido nas análises com modelos não lineares para solo secos ou saturados. A fim de reduzir a resolução do sistema a uma única matriz de rigidez, podem ser assumidas hipóteses de comportamento que vinculem ambos os estados, além de normalmente se adotar um modelo de estado crítico (cisalhamento sob volume constante) para representação do estado FA.