

## 5 Modelos Constitutivos para Solos Não Saturados e Estruturados

Até este ponto, os modelos constitutivos apresentados foram àqueles desenvolvidos para representar o comportamento mecânico dos solos saturados ou secos, não contemplando a condição de não saturação em que se encontra grande parte dos solos na natureza, notadamente os de origem residual. Neste capítulo são descritos alguns modelos propostos para descrição do comportamento de solos não saturados e solos estruturados, onde aspectos como influência da sucção e características da estrutura do solo devem ser contemplados para conferir aos modelos uma capacidade adequada de previsão de respostas sob carregamento.

### 5.1 Características básicas dos solos não saturados e residuais

#### 5.1.1 Solos Não Saturados

**Comportamento mecânico.** Os principais aspectos relativos ao comportamento mecânico de solos não saturados têm sido experimentalmente estudados em laboratório pela execução de ensaios oedométricos (com ou sem controle de sucção), ensaios triaxiais e de cisalhamento direto. Os valores de sucção geralmente empregados variam entre zero (saturação) até 1500 kPa em alguns casos. De acordo com (Alonso *et al*, 1987) as seguintes características de comportamento foram observadas:

- a sucção contribui para aumentar a rigidez do solo;
- se o processo natural de deposição ou de compactação mecânica produzir uma estrutura porosa do solo, então uma redução na sucção (umedecimento) para uma dada tensão de confinamento poderá induzir uma compressão volumétrica irreversível (colapso);
- solos como areias, siltes, areias argilosas, argilas arenosas ou argilas de baixa plasticidade, quando submetidos a processos de umedecimento, tendem a se expandir se a tensão de confinamento for baixa, ou a colapsar, se esta for suficientemente alta;

- a resposta volumétrica de solos parcialmente saturados depende não somente dos valores de tensão e de sucção inicial e final, como também da trajetória de tensão seguida entre os estados inicial e final;
- variações nos valores de sucção induzem deformações volumétricas irreversíveis, devendo tal comportamento ser investigado submetendo-se as amostras de solo a ciclos de umedecimento e de secagem;
- um incremento na sucção resulta em incremento na coesão efetiva mas não afeta o ângulo de atrito efetivo  $f'$ . Este incremento na resistência do solo é não linear, com tendência a alcançar um máximo estável para valores elevados de sucção.

### 5.1.2 Solos Residuais

Os solos residuais, além de se apresentarem geralmente na condição de não saturação, possuem certas peculiaridades devido ao seu processo de formação, brevemente revisto a seguir.

**Intemperismo.** Por definição, solo residual é aquele que resulta da decomposição da rocha-mãe no próprio local, ou com pequeno transporte, pela ação do intemperismo.

As rochas da superfície terrestre estão submetidas a condições ambientais e a fatores físicos e químicos bem diferentes daqueles onde foram formadas. Em consequência desta mudança de ambiente, sobre ela atuam os agentes de intemperismo:

- Intemperismo físico:* responsável pela desintegração mecânica das rochas, sem mudança da estrutura cristalina, aumentando a superfície de exposição aos agentes físicos (ação térmica, congelamento, raízes), criando fissuras e fraturas que facilitam a penetração de soluções aquosas e organismos vivos.
- Intemperismo químico:* atua nas superfícies expostas do maciço rochoso situadas na zona de areação (de não saturação). A presença de água e de temperaturas elevadas favorece reações químicas (hidrólise, hidratação, carbonatação, dissolução, oxidação e redução) que produzem diversas transformações nos minerais da rocha, alterando-os e decompondo gradualmente a rocha, formando detritos (ou resíduos) de diferentes tamanhos

e composição química, que ficam depositados no local ou migram de acordo com as condições do relevo topográfico ou processos de erosão. O intemperismo químico é de grande importância na formação de solos em regiões de clima tropical.

**Perfil de intemperismo.** Seção vertical de um maciço, constituída por uma seqüência de camadas resultantes da decomposição da rocha, diferenciadas entre si por suas características morfológicas, físicas, químicas, mineralógicas e biológicas (Oliveira & Brito, 1998). Estas camadas são:

- a) *Solo maduro* - constituído por minerais secundários (transformados) de granulação variável, dependendo do tipo da rocha-mãe. Em geral contém quartzo, argilas caulínicas e óxidos de ferro e de alumínio hidratados, formando uma estrutura porosa. Trata-se de um solo homogêneo, com estrutura metaestável e geralmente apresentando-se parcialmente saturado, sendo suscetível ao colapso por saturação.
- b) *Solo residual jovem (saprolito)* - camada de solo que ainda guarda características herdadas da rocha original. Possui uma estrutura reliquiar, podendo conter a presença de blocos rochosos. Assim, um solo residual jovem que provém da alteração de rochas metamórficas apresentará uma estrutura com xistosidades, sendo marcadamente anisotrópico. Já no caso de rochas ígneas, deverá apresentar uma estrutura mais isotrópica, com blocos arredondados de rocha distribuídos numa matriz arenosa, de forma regular devido à disposição mais homogênea das fraturas no maciço rochoso original (Oliveira & Brito, 1998).
- c) *Rocha alterada* - camada onde os minerais rochosos exibem sinais evidentes de alteração, como a perda de brilho e cor, especialmente ao longo das juntas e fraturas. Mostra uma transição entre a rocha muito alterada e a que esta pouco descomposta, de maior resistência.
- d) *Rocha sã* - o maciço rochoso ainda não atingido pelo intemperismo. Os minerais apresentam-se com brilho e sem sinais evidentes de alteração.

A figura 5.1 mostra esquematicamente o perfil de intemperismo para os casos de rocha metamórfica e rocha ígnea intrusiva.

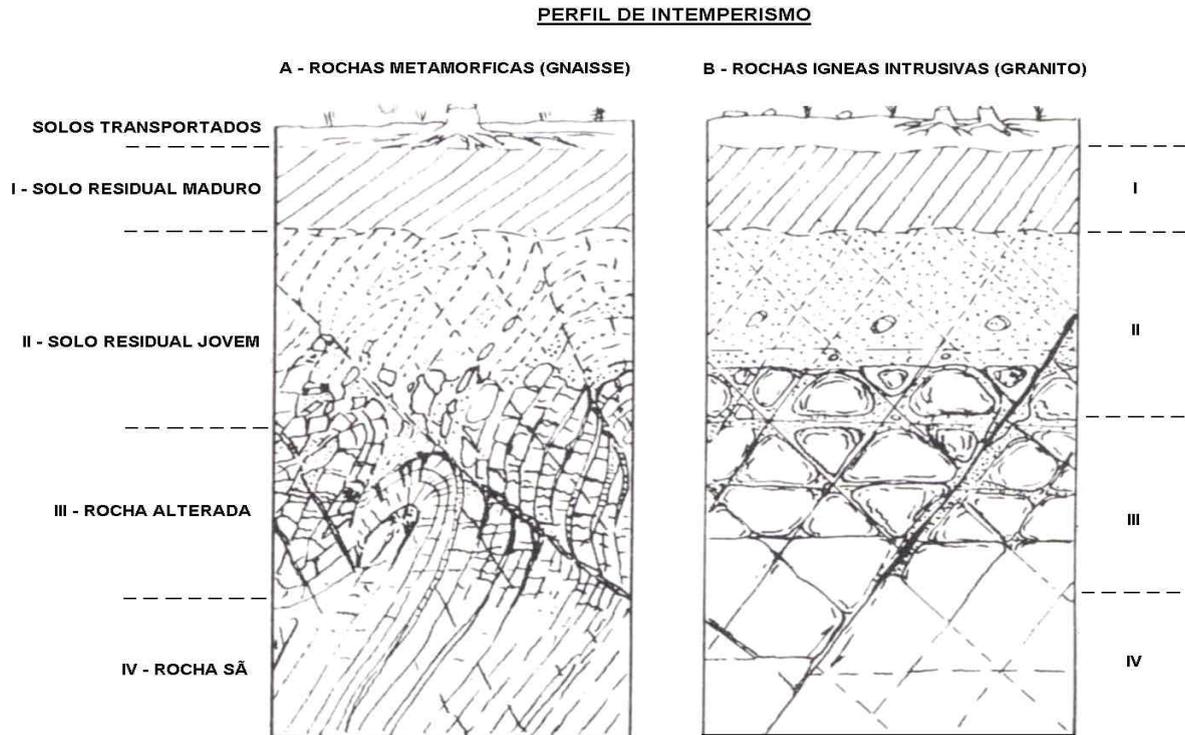


Figura 5.1: Perfil de intemperismo: a) rocha metamórfica; b) rocha ígnea intrusiva. (adaptado de Deere & Patton, 1971).

**Compressibilidade e resistência.** Ensaio de compressão isotrópica e ensaios oedométricos em solos residuais destacaram a existência de uma pressão virtual de pré-adensamento, decorrente do processo de intemperismo, além da qual o solo apresenta características de maior deformabilidade (Vargas, 1977). Com relação à resistência, Sandroni e Maccarini (1981) distinguiram dois tipos de comportamento para um solo residual de gnaiss: a) o solo residual jovem apresentou resistência de pico para deformação axial de 5% com tendência de dilatância; b) o solo residual maduro mostrou ruptura sem pico para deformação axial de 10%, com tendência de contração de volume (figura 5.2).

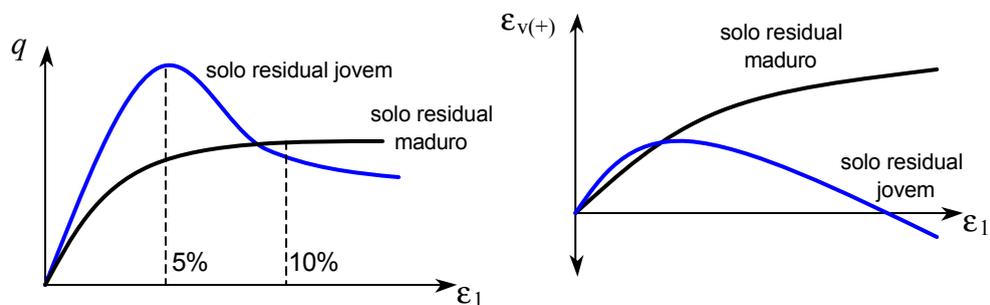


Figura 5.2: Comportamento de solo residual gnáissico jovem e maduro: a) curvas  $\sigma_d - \epsilon_1$ ; b) curvas  $\epsilon_v - \epsilon_1$  (modificado de Sandroni e Maccarini, 1981).

Para destacar as diferenças e peculiaridades de comportamento dos solos residuais, a tabela 5.1 apresenta uma análise comparativa dos fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento de solos residuais e transportados.

Tabela 5.1: Análise comparativa entre solos residuais e transportados (Brenner *et al*, 1997).

Fatores que influenciam a resistência	Solos residuais	Solos transportados
<i>História de tensões</i>	Em geral não é importante	Muito importante, pois modifica o arranjo inicial dos grãos de solo e causa pré-adensamento
<i>Granulometria e resistência das partículas</i>	Muito variável, com mineralogia também variável. Possibilidade de grãos pouco resistentes.	Geralmente muito uniforme. Pequena quantidade de grãos pouco resistentes pois estes foram em sua maioria eliminados durante o transporte.
<i>Cimentação</i>	Geralmente presente no solo, conseqüente do processo de intemperismo. Confere uma resistência coesiva à massa de solo, podendo ser destruída com pouco esforço.	Ocorre em depósitos geologicamente antigos, produzindo coesão que varia desde fraca até relativamente importante, dependendo dos minerais presentes.
<i>Estrutura reliquiar e descontinuidades</i>	Estrutura e características herdadas da rocha mãe, incluindo camadas diferenciadas, juntas e planos de fraqueza.	Estrutura derivada dos ciclos de deposição e história de carregamentos.
<i>Anisotropia</i>	Geralmente devido à estrutura reliquiar do solo.	Derivada dos ciclos de deposição e história de carregamentos.
<i>Índice de vazios e densidade</i>	Depende do grau de alteração alcançado pelo intemperismo, sendo independente da história de carregamentos.	Depende diretamente da história de carregamentos.

## 5.2

### Modelos constitutivos para Solos Não Saturados

Uma descrição adequada do comportamento de solos não saturados depende do sucesso em objetivamente identificar as variáveis internas que controlam as relações tensão-deformação-resistência. Dois campos de tensão são necessários para descrever corretamente a resposta destes solos sob trajetórias de tensão envolvendo variações de tensão total e deficiências de poropressão (chamadas de sucção).

Fredlund e Morgenstern (1977) expressaram o estado de tensão em solos não saturados mediante duas das seguintes medidas de tensão

$$(\mathbf{s}_{ij} - u_a \mathbf{d}_{ij}) \quad (5.1)$$

$$(\mathbf{s}_{ij} - u_w \mathbf{d}_{ij}) \quad (5.2)$$

$$(u_a - u_w) \mathbf{d}_{ij} = s \quad (5.3)$$

onde  $\mathbf{s}_{ij}$  é a tensão total,  $u_a$  a pressão do ar,  $u_w$  a pressão da água e  $\mathbf{d}_{ij}$  o delta de Kronecker. Em condições de não saturação a equação (5.3) é um valor positivo denotado pelo termo de sucção  $s$ .

Adotando as equações (5.1) e (5.3) como medidas de tensão, vários autores apresentaram propostas na literatura para descrição de alguns aspectos do comportamento mecânico de solos não saturados, dentre os quais:

- Coleman (1962) apresentando uma relação tensão-deformação incremental onde combina a variação da sucção  $s$  e de  $(\mathbf{s}_{ij} - u_a \mathbf{d}_{ij})$  na resposta do solo.
- Matyas e Radhakrishna (1968) descrevendo o comportamento volumétrico do solo não saturado por meio de uma superfície de estado no espaço  $[e, (\mathbf{s} - u_a), s]$ .
- Fredlund *et al* (1978) propondo uma extensão do critério de ruptura Mohr-Coulomb para incluir os efeitos da não saturação no parâmetro de coesão e assim incorporar a influência da sucção na resistência ao cisalhamento do solo.

Com base nos esforços de pesquisa destes e outros trabalhos preliminares, foram propostos mais recentemente alguns modelos, discutidos a seguir, para representação do comportamento de solos não saturados.

### 5.2.1 Modelo Quase-Saturado

Como já apontado anteriormente, uma das tentativas de incluir os efeitos da sucção na resistência de solos não saturados foi através da redefinição do parâmetro  $c$  no critério de ruptura Mohr-Coulomb (Fredlund *et al*, 1978).

$$\mathbf{t} = c' + (\mathbf{s} - p_a) \tan \mathbf{f} + (p_a - p_w) \tan \mathbf{f}_b \quad (5.4a)$$

onde  $p_a$  representa a pressão do ar,  $p_w$  a pressão da água nos poros do solo e  $\mathbf{f}_b$  um parâmetro adicional que serve como constante de proporcionalidade entre o valor da sucção  $(p_a - p_w)$  e o incremento na resistência do solo (figura 5.3).

Os efeitos da sucção se contabilizam no aumento da coesão, agora chamada de coesão aparente, composta pela parcela efetiva  $c'$  e o acréscimo devido à sucção:

$$t = [c' + (p_a - p_w) \tan f_b] + (s - p_a) \tan f \quad (5.4b)$$

$$t = c_{ap} + (s - p_a) \tan f \quad (5.4c)$$

Escario e Sáez (1987) mostraram que a linearidade entre os valores de sucção e resistência, admitida nas relações de (Frenlund *et al*, 1978), não é verificada em alguns solos, perto da saturação. De qualquer forma, pode ser uma aproximação satisfatória para ajustar linearmente a envoltória de resistência em intervalos de valores de sucção.

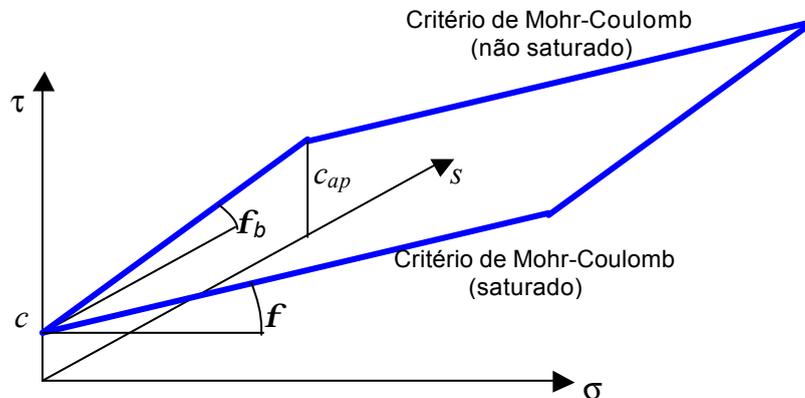


Figura 5.3: Critério de ruptura de Mohr-Coulomb no espaço  $(\tau, \sigma, s)$  modificado por Frenlund *et al* (1978).

Seguindo a mesma linha de raciocínio, a influência da sucção no comportamento de solos não saturados poderia ser incluída, ainda que de forma aproximada mas possivelmente como alternativa válida para estimativas preliminares, não somente nos parâmetros de resistência mas também naqueles que governam o fluxo elasto-plástico. A “generalização” de um modelo desenvolvido para solos saturados considerando aplicações envolvendo não saturação, numa sistemática semelhante aos modelos quase-lineares de módulos variáveis do capítulo 2, naturalmente deixa de contemplar alguns aspectos importantes do problema como, por exemplo, a variação da sucção durante o carregamento e seus efeitos nas deformações. Ainda assim, esta opção pode ser útil para o engenheiro que dispõe de ferramentas de análise (leia-se programas de computador) específicas para solos saturados e gostaria de aplicá-las, via adaptação dos parâmetros do material, em situações envolvendo não saturação.

Neste trabalho, conforme será apresentado no capítulo 6, esta alternativa foi usada em conjunto com o modelo HSM (*Hardening Soil Model*) disponível no pacote comercial de elementos finitos Plaxis.

Na literatura, este procedimento também foi utilizado por Geiser *et al.* (1997) com uma versão modificada do modelo hierárquico HiSS- $\delta_1$ , onde a influência da sucção foi incorporada diretamente no modelo através da definição de parâmetros do material dependentes dos valores de sucção.

### **5.2.2 Teoria do Estado Perturbado (DSC)**

A teoria do estado perturbado (DSC), já apresentada no capítulo 4, é de concepção bastante versátil e oferece também uma opção para modelagem de solos não saturados a partir dos estados de referência *RI* e *FA* e da função de perturbação *D*. Uma possibilidade seria considerar o estado RI correspondente à condição de alta sucção e o estado FA representando a condição saturada, com a utilização de uma função de perturbação definida em termos da sucção *s*, a partir de um ajuste dos resultados experimentais obtidos para o tipo de solo para vários valores de sucção, com o propósito de controlar a mudança do comportamento do material entre os estados inicial e final.

### **5.2.3 Modelo Barcelona (BBM)**

O modelo Barcelona para solos não saturados foi desenvolvido por Alonso *et al.* (1990) com base teórica fundamentada nos conceitos da teoria da plasticidade e do estado crítico, e com base experimental nos resultados de ensaios triaxiais com sucção controlada realizados em caolinita e argila arenosa. A utilização do modelo mostra que ele representa de maneira adequada o comportamento de areias, siltes, areias argilosas, argilas arenosas e argilas de baixa plasticidade, com pequena ou moderada expansão, sendo hoje praticamente o único modelo para solos não saturados com bom reconhecimento pela comunidade geotécnica, em parte porque necessita de poucos parâmetros para descrição do comportamento do material, em parte porque pode ser entendido como uma generalização, no espaço  $(p, q, s)$ , do conhecido modelo Cam Clay Modificado para solos saturados.

**Formulação para o estado isotrópico de tensão.** O estado de tensão isotrópico em solo não saturado é representado no plano  $(p, s)$ , onde  $s$  é a sucção e  $p = s_m - u_a$  é a tensão normal média (ou normal octaédrica ou hidrostática ou esférica)  $s_m$  descontada a pressão do ar  $u_a$ .

Seja um ensaio de compressão isotrópica em uma amostra de solo, sob valor constante de sucção. A relação entre a variação do volume específico  $n$  ( $n = 1 + e$ ) e da tensão isotrópica  $p$  foi experimentalmente verificada logarítmica, semelhante àquela conhecida para o solo na condição saturada. Ou seja,

$$n = N(s) - I(s) \ln \frac{p}{p^c} \quad (5.5)$$

onde  $I$  e  $N$  são parâmetros do material dependentes da sucção e  $p^c$  representa a tensão média de referência quando  $n = N(s)$ . Para as condições de descarregamento e recarregamento, sob sucção constante, é também admitido que o solo se comporta elasticamente, o que permite escrever

$$dn = -k \frac{dp}{p} \quad (5.6)$$

onde o valor do parâmetro  $k$  é assumido constante, de modo que as componentes elásticas de deformação no ciclo descarregamento – recarregamento sejam conservativas.

Seja agora considerado um carregamento isotrópico em duas amostras de solo, a primeira na condição saturada ( $s = 0$ ) e a segunda não saturada sob sucção  $s$  (figura 5.4a). A pressão de pré-adensamento para o solo saturado é denominada  $p_0^*$  (ponto 3), enquanto que no solo não saturado é designada por  $p_0$  ( $p_0 > p_0^*$ ), correspondente ao ponto 1.

Se ambos os pontos (1) e (3) pertencem ao traço da superfície de escoamento no plano  $(p, s)$ , conforme figura 5.4b, é então possível obter-se uma relação entre a tensão de escoamento  $p_0$  e o seu valor na condição saturada  $p_0^*$  a partir da análise do comportamento da variação do volume específico do solo entre os pontos (1) e (3). Para isso, considere a trajetória 1-2 de descarregamento (de  $p_0$  para  $p_0^*$ ) sob sucção constante, seguida da trajetória 2-3 de umedecimento, com  $p_0^*$  constante e sucção  $s$  decrescendo para zero. O umedecimento ocorre no

domínio elástico, i.e. a expansão é reversível e calculada por uma equação similar à equação (5.6):

$$dn = -k_s \frac{ds}{(s + p_{at})} \quad (5.7)$$

onde a pressão atmosférica  $p_{at}$  é adicionada para evitar valores infinitos à medida que a sucção  $s$  se aproxima de zero.

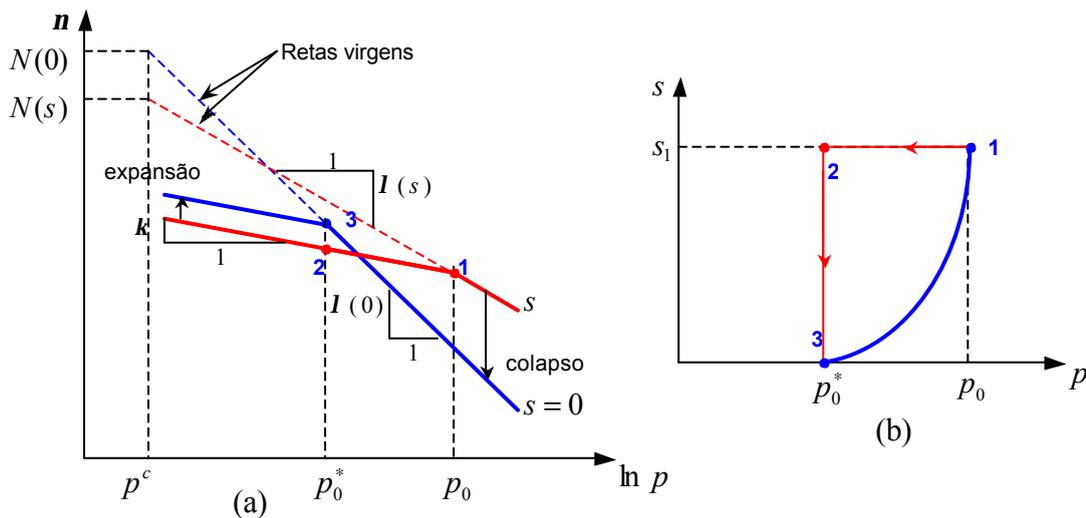


Figura 5.4: Ensaio de compressão isotrópica para solo saturado e não saturado: a) curvas de compressão isotrópica no plano  $v - \ln p$ ; b) curva de escoamento no plano  $(p, s)$  (modificado de Alonso *et al*, 1990).

Pode-se comprovar que  $n_1 + \Delta n_p + \Delta n_s = n_3$  ou, considerando-se as equações anteriores, que

$$N(s) - I(s) \ln \frac{p_0}{p^c} + k \ln \frac{p_0}{p_0^*} + k_s \ln \frac{s + p_{at}}{p_{at}} = N(0) - I(0) \ln \frac{p_0}{p^c} \quad (5.8)$$

e assim obter-se uma relação entre  $p_0$  e  $s$  como função de duas tensões de referência ( $p_0^*, p^c$ ) e quatro parâmetros do material ( $N(s), I(s), k, k_s$ ).

A equação (5.8) pode ser simplificada assumindo-se válida a seguinte relação entre  $p^c$  e  $N(s)$ :

$$\Delta n(p^c) \Big|_s^0 = N(0) - N(s) = k_s \ln[(s + p_{at}) / p_{at}] \quad (5.9)$$

que estabelece  $p^c$  como a tensão isotrópica onde a reta virgem de saturação é atingida, seguindo-se uma trajetória de umedecimento ao longo da qual apenas expansões elásticas do material acontecem.

*Superfícies LC* – a equação de uma família de superfícies de escoamento no plano  $(p, s)$  pode ser obtida considerando-se a equação (5.9),

$$\left(\frac{p_0}{p^c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c}\right)^{[I(0)-k]/[I(s)-k]} \quad (5.10)$$

com a qual se determinam para diferentes valores os correspondentes valores de  $p_0$ . Para se construir uma superfície de escoamento em particular, é necessário especificar a tensão isotrópica de pré-adensamento na saturação  $(p_0^*)$ , interpretada na equação (5.10) como um parâmetro de endurecimento plástico. As superfícies assim definidas são denominadas superfícies *LC* (carregamento e colapso), fundamentais para compreensão do modelo Barcelona. Quando  $p_0^* = p^c$  resulta  $p_0 = p^c$  e a superfície *LC* se transforma numa reta, indicando que variações de sucção não produzem deformações plásticas, mas apenas elásticas, e de acordo com a equação (5.8).

A técnica mais utilizada para obtenção das superfícies *LC* em ensaios de compressão isotrópica consiste na redução dos valores de sucção  $s$  seguida de incrementos da tensão isotrópica  $p$ . Ao longo desta trajetória, o volume específico final pode ser escrito como:

$$\mathbf{n}(p, s) = \mathbf{n}(p^c, s_i) + \Delta \mathbf{n}(p^c) \Big|_{s_i}^s + \mathbf{I}(s) \ln(p/p^c) \quad (5.11)$$

Lloret e Alonso (1985) também sugeriram a seguinte relação

$$\mathbf{n}(p^c, s_i) + \Delta \mathbf{n}(p^c) \Big|_{s_i}^s = a + c \ln s \quad (5.12)$$

baseada na hipótese da variação logarítmica de  $\mathbf{n}$  com o valor de sucção, à semelhança da equação (5.7).

O modelo Barcelona também fornece uma expressão para determinação da variação da rigidez do solo com a sucção, expressa por

$$\mathbf{I}(s) = \mathbf{I}(0)[(1-r) \exp(-\mathbf{b}s) + r] \quad (5.13)$$

onde  $r$  é um valor assintótico relacionado com a rigidez do solo para uma sucção tendendo a infinito [ $r = \mathbf{I}(s \rightarrow \infty) / \mathbf{I}(0)$ ] e  $\mathbf{b}$  um parâmetro positivo que controla a taxa de variação da rigidez com a sucção.

A figura 5.5 mostra qualitativamente a geometria das superfícies  $LC$  no plano  $(p, s)$  e a sua variação para diferentes valores dos parâmetros  $p_0^*$ ,  $r$  e  $\mathbf{b}$ , assumindo valores fixos para  $p^c$ ,  $\mathbf{l}(0)$  e  $\mathbf{k}$ .

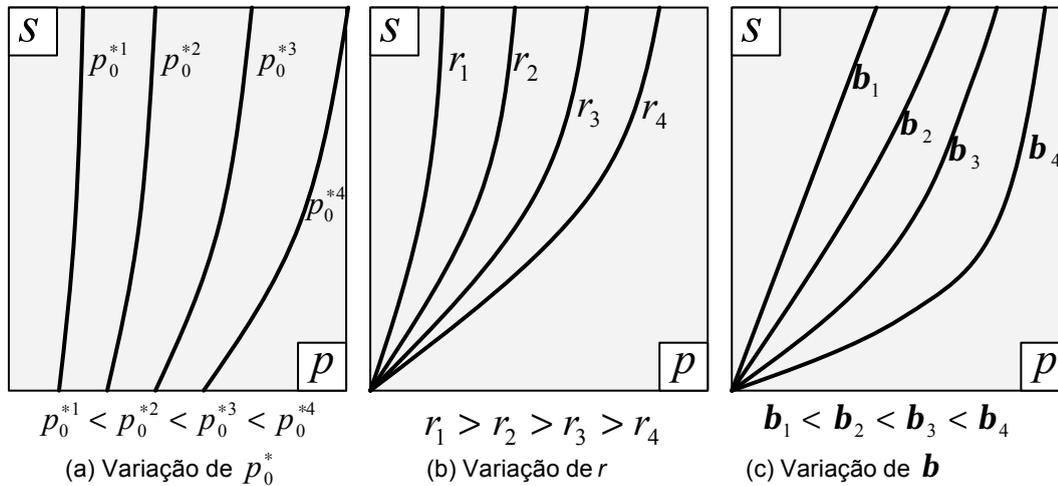


Figura 5.5: Superfícies  $LC$  no plano  $(p, s)$  (modificado de Alonso *et al*, 1990).

*Superfícies SI* – o modelo propõe o seguinte critério para escoamento plástico em função da sucção no solo,

$$s = s_0 \quad (5.14)$$

i.e., o fluxo plástico inicia se o valor atual de sucção atingir a máxima sucção  $s_0$  já experimentada pelo solo, definindo assim as superfícies  $SI$  (incremento de sucção) – figura 5.6. As superfícies  $LC$  e  $SI$  demarcam uma separação entre as regiões de comportamento elástico e elasto-plástico (figura 5.7).

Adotando-se uma dependência linear entre  $\mathbf{n}$  e  $\ln(s + p_{at})$ , tanto no domínio elástico quanto elasto-plástico, pode-se escrever para os estados virgens,

$$d\mathbf{n} = -\mathbf{l}_s \frac{ds}{(s + p_{at})} \quad (5.15a)$$

e para as trajetórias reversíveis de secagem e umedecimento,

$$d\mathbf{n} = -\mathbf{k}_s \frac{ds}{(s + p_{at})} \quad (5.15b)$$

onde os parâmetros do material  $\mathbf{l}_s$  e  $\mathbf{k}_s$  são considerados constantes, por simplicidade, embora possa ser esperada certa dependência de seus valores em relação à tensão isotrópica  $p$ .

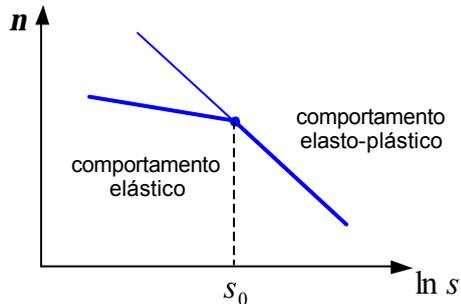


Figura 5.6: Modelo BBM. Comportamento do solo em função de  $s_0$ .

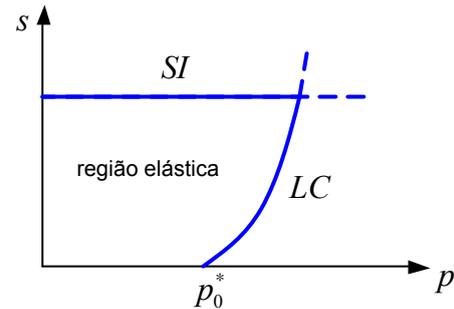


Figura 5.7: Superfícies LC e SI.

*Leis de endurecimento* - de acordo com a equação (5.6), válida no domínio elástico, um incremento de tensão isotrópica  $dp$  produz um incremento de deformação volumétrica compressiva dada por

$$d\mathbf{e}_{vp}^e = -\frac{d\mathbf{n}}{\mathbf{n}} = \frac{\mathbf{k}}{\mathbf{n}} \frac{dp}{p} \quad (5.16)$$

Quando o valor da tensão atinge o correspondente ao início do escoamento  $p_0$ , tem-se

$$d\mathbf{e}_{vp} = \frac{\mathbf{l}(s)}{\mathbf{n}} \frac{dp_0}{p_0} \quad (5.17)$$

e o incremento de deformação plástica volumétrica pode ser calculado como

$$d\mathbf{e}_{vp}^p = \frac{\mathbf{l}(s) - \mathbf{k}}{\mathbf{n}} \frac{dp_0}{p_0} \quad (5.18a)$$

Com auxílio da equação (5.10), que define as curvas  $LC$ , os incrementos de deformação plástica volumétrica podem também ser expressos por:

$$d\mathbf{e}_{vp}^p = \frac{\mathbf{l}(0) - \mathbf{k}}{\mathbf{n}} \frac{dp_0^*}{p_0^*} \quad (5.18b)$$

Similarmente, um incremento da sucção na região elástica resultará em incrementos de deformação volumétrica escritos como

$$d\mathbf{e}_{vs}^e = \frac{\mathbf{k}_s}{\mathbf{n}} \frac{ds}{(s + p_{at})} \quad (5.19)$$

Similarmente, quando a sucção alcança o valor de escoamento  $s_0$  os seguintes incrementos de deformação volumétrica total e plástica podem ser definidos:

$$d\mathbf{e}_{vs} = \frac{\mathbf{l}_s}{\mathbf{n}} \frac{ds_0}{(s_0 + p_{at})} \quad (5.20a)$$

$$d\mathbf{e}_{vs}^p = \frac{\mathbf{I}_s - \mathbf{k}_s}{\mathbf{n}} \frac{ds_0}{(s_0 + p_{at})} \quad (5.20b)$$

As deformações plásticas controlam a posição das curvas  $LC$  e  $SI$  no plano  $(p, s)$  por meio das equações (5.18) e (5.20). Esta formulação implica que os movimentos das curvas são independentes entre si, embora existam evidências experimentais sugerindo certo grau de interdependência. Como primeira aproximação deste comportamento acoplado, admite-se que ambas os incrementos de deformação plástica volumétrica  $d\mathbf{e}_{vp}^p$  e  $d\mathbf{e}_{vs}^p$  têm efeitos similares no comportamento do solo, podendo ser considerado que o endurecimento plástico, para ambas as curvas, é controlado pelo incremento de deformação plástica volumétrica total ( $d\mathbf{e}_v^p = d\mathbf{e}_{vp}^p + d\mathbf{e}_{vs}^p$ ). Das equações (5.18) e (5.20) obtêm-se as seguintes leis de endurecimento:

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{\mathbf{n}}{\mathbf{I}(0) - \mathbf{k}} d\mathbf{e}_v^p \quad (5.21)$$

$$\frac{ds_0}{s_0 + p_{at}} = \frac{\mathbf{n}}{\mathbf{I}_s - \mathbf{k}_s} d\mathbf{e}_v^p \quad (5.22)$$

**Formulação para o estado de tensão triaxial.** Para representação do estado de tensão triaxial é necessário incorporar a terceira medida de tensão  $q = (\mathbf{s}_1 - \mathbf{s}_3)$ , para incluir os efeitos das tensões cisalhantes. O estado de deformação, por sua vez, é definido pelas deformações volumétrica  $\mathbf{e}_v$  ( $\mathbf{e}_v = \mathbf{e}_1 + 2\mathbf{e}_3$ ) e de desvio  $\mathbf{e}_s$  ( $\mathbf{e}_s = \frac{2}{3}(\mathbf{e}_1 - \mathbf{e}_3)$ ). Como condição de consistência, o modelo deve ser também capaz de prever o comportamento de solos saturados ( $s = 0$ ) e, dentre os modelos elasto-plásticos desenvolvidos para solos saturados, foi selecionado o modelo Cam Clay Modificado.

Como se conhece do capítulo 4, as superfícies de escoamento do modelo Cam Clay Modificado são elípticas no plano  $(p, q)$  e no modelo Barcelona esta mesma geometria foi mantida para valores constantes de  $s > 0$ , sendo de mesmo modo identificadas pela pressão de pré-adensamento isotrópica  $p_0$ . A linha de estado crítico (LEC) nos solos não saturados está associada com o aumento da resistência induzida pela sucção, considerando-se que a mesma produz um aumento na coesão mas mantém constante a inclinação  $M$  da LEC determinada

para o solo na condição saturada. Esta hipótese, no entanto, é apropriada para uma faixa limitada de valores de sucção (figura 5.8a).

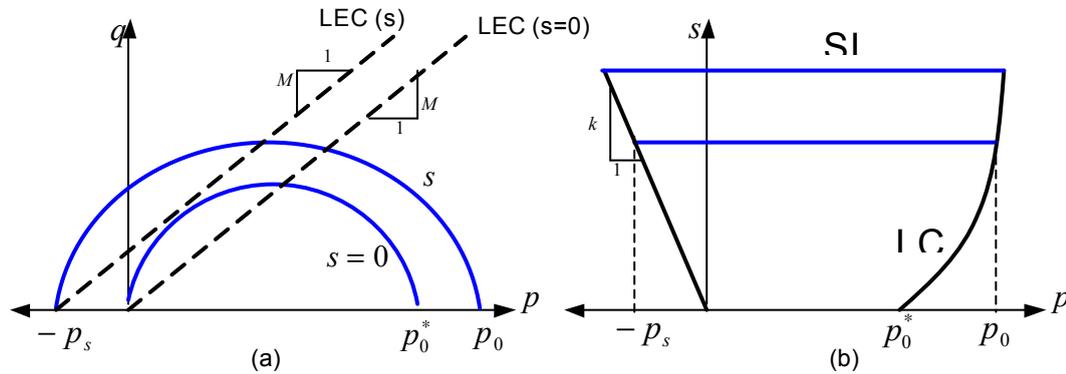


Figura 5.8: Superfícies de escoamento: a) plano  $(p, q)$ ; b) plano  $(p, s)$  (modificado de Alonso *et al*, 1990).

Se os incrementos de coesão variarem linearmente com a sucção, então as elipses interceptarão o eixo  $p$  no seguinte ponto.

$$p = -p_s = -ks \quad (5.23)$$

onde  $k$  é uma constante do modelo (figura 5.8b).

Assim, as superfícies elípticas de escoamento no plano  $(p, q)$  são definidas pela equação:

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_0 - p) = 0 \quad (5.24)$$

Também foi considerada a extensão da superfície de escoamento SI na região  $q > 0$ , conforme ilustra a figura 5.9, mantendo-se a validade do critério expresso pela equação (5.15) no espaço de tensões  $(p, q, s)$ .

Com relação à direção dos vetores de incremento de deformação plástica, o modelo Barcelona adota uma lei de fluxo não associada. De acordo com Gens e Potts (1982), os modelos do estado crítico, incluindo o Cam Clay Modificado, geralmente superestimam os valores de  $K_0$ , sugerindo-se, para contornar esta dificuldade, a introdução na lei de fluxo de um parâmetro de correção  $\mathbf{a}$  (Ohmaki, 1982), resultando na seguinte equação

$$\frac{d\mathbf{e}_s^p}{d\mathbf{e}_{vp}^p} = \frac{2q\mathbf{a}}{M^2(2p + p_s - p_0)} \quad (5.25)$$

onde  $\mathbf{a}$  é escolhido de modo que a lei de fluxo produza um valor de deformação lateral nula na condição  $K_0$  [ $K_0 = 1 - \text{sen } \mathbf{f}' = (6 - 2M)/(6 + M)$ ]. O vetor

incremento de deformação plástica  $d\mathbf{e}_{vs}^p$ , associado à superfície de escoamento  $SI$ , é calculado pela equação (5.20b).

Com respeito às deformações elásticas cisalhantes, causadas por incrementos da tensão  $dq$ , são calculadas mediante o módulo de cisalhamento  $G$  por

$$d\mathbf{e}_s^e = \frac{2}{3}(d\mathbf{e}_1^e - d\mathbf{e}_3^e) = (\frac{1}{3}G)dq \quad (5.26)$$

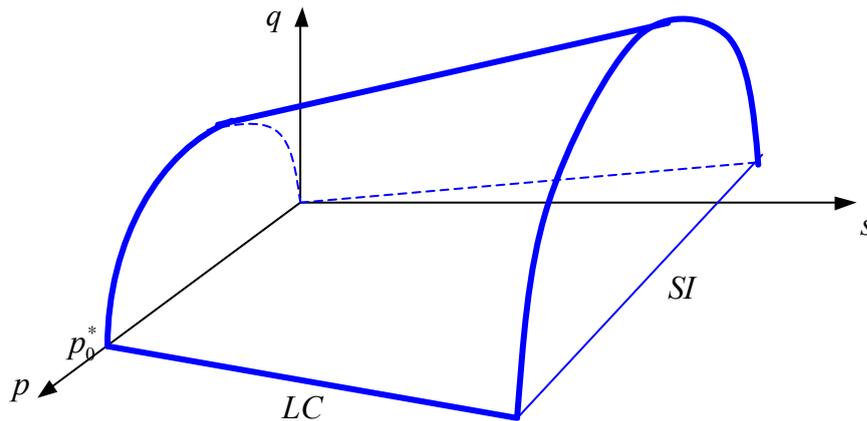


Figura 5.9: Superfície de escoamento do modelo Barcelona no espaço  $(p, q, s)$  (modificado de Alonso *et al*, 1990).

**Parâmetros do modelo.** A aplicação do modelo requer a determinação das seguintes informações sobre o solo não saturado:

- *Estado inicial:* tensões iniciais  $(p_i, q_i, s_i)$ , volume específico inicial  $n_0$  e o valores iniciais dos parâmetros de endurecimento  $p_{0i}^*$  e  $s_{0i}$ .
- *Curva LC:* tensão isotrópica de referência  $p^c$ , coeficiente de compressibilidade na condição saturada  $I(0)$ , coeficiente de compressibilidade  $k$  para as trajetórias elásticas e os parâmetros  $r$  e  $\mathbf{b}$  que definem o coeficiente de compressibilidade  $I(s)$ .
- *Curva SI:* coeficiente de compressibilidade para estados virgens  $I_s$ , coeficiente de compressibilidade na região elástica  $k_s$ .
- *Resistência ao cisalhamento:* módulo de cisalhamento  $G$ , inclinação  $M$  da LEC, parâmetro  $k$  para definição da resistência coesiva.

O modelo, pois, requer seis valores iniciais e dez parâmetros do material para a sua formulação completa, os últimos determinados pela interpretação dos

resultados de ensaios com sucção controlada. As trajetórias de tensão destes ensaios são as seguintes:

- Ensaio de compressão isotrópica drenada, com carregamento e descarregamento, sob diferentes valores constantes de sucção (figura 5.10a), para a determinação de  $p^c, p_0^*, I(0), k, r, b$ .
- Ensaio com ciclo de secagem e umedecimento sob tensão isotrópica  $p$  (figura 5.10b), para determinação de  $s_0, I_s, k_s$ .
- Ensaio de resistência ao cisalhamento na condição drenada, sob diferentes valores de sucção (figura 5.10c), para determinação de  $G, M, k$ .

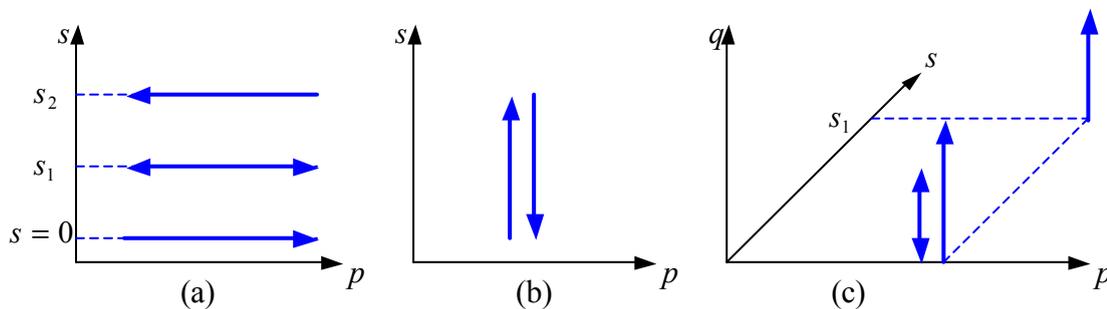


Figura 5.10: Trajetórias dos ensaios de laboratório com controle da sucção para obtenção dos parâmetros do modelo Barcelona (modificado de Alonso *et al*, 1990).

**Conclusões.** O modelo Barcelona é bastante geral e versátil para representação das principais características de comportamento de solos não saturados. Dos dez parâmetros do material, quatro correspondem ao modelo Cam Clay Modificado (solo saturado) e os seis parâmetros adicionais são necessários para descrever aspectos próprios do comportamento de solos não saturados, como a perda da rigidez e da resistência com a diminuição do valor da sucção  $s$  e o fenômeno do colapso e moderada expansão do solo com o umedecimento.

O modelo representa, de maneira simples, a expansão de solos de baixa a moderada plasticidade, mas ainda não é capaz de representar de maneira adequada à verificada em solos altamente expansíveis.

### 5.3

#### Modelos Constitutivos para Solos Estruturados

Além da condição não saturada, existem outros aspectos importantes que governam o comportamento de solos residuais, não contemplados nas formulações anteriores, principalmente aqueles relacionados com a estrutura do

material. Vários pesquisadores vêm investigando este assunto, dentre os quais podem ser citados: Gens & Nova (1993), Kavvadas & Amorosi (2000), Rouainia & Muir Wood (2000) e Liu & Carter (2002).

### 5.3.1 Modelo Cam Clay Estruturado

Esta formulação (Liu & Carter, 2002) incorpora no modelo Cam Clay Modificado algumas características relacionadas com a estrutura do solo e que influenciam sua resposta em termos da curva tensão x deformação x resistência. Desta forma, os conceitos do modelo Cam Clay Modificado são novamente generalizados, como já aconteceu no caso do modelo Barcelona na incorporação da não saturação, dando origem ao modelo Cam Clay Estruturado.

O comportamento dos solos estruturados pode ser compreendido como resultado da ação de dois fatores: cimentação, i.e. a ligação entre os grãos de solo por um agente cimentante, e a estruturação (*fabric*) que representa a distribuição e arranjo espacial das partículas na massa de solo. Enquanto a cimentação do solo significa um acréscimo da resistência coesiva, a estruturação influi na componente de atrito e na manifestação de fenômenos como a dilatância e amolecimento plásticos (Cuccovillo & Coop, 1999). A formulação de Liu & Carter (2002) faz uma modelagem unificada destes dois fatores para solos isotrópicos.

**Influência da estrutura no comportamento isotrópico.** A figura 5.11a compara o comportamento durante compressão isotrópica de um solo estruturado e do mesmo material na condição remoldada (desestruturada). O símbolo (\*) indica as variáveis relacionadas com o solo remoldado.

O solo estruturado sob compressão isotrópica experimentará inicialmente deformações elásticas, até atingir a tensão de início de escoamento plástico  $p'_{yi}$ , a partir da qual o índice de vazios ( $e = e^* + \Delta e$ ) diminuirá gradualmente, aproximando-se, para a tensão  $p'$ , do valor ( $e^*$ ) correspondente ao solo remoldado. Este comportamento volumétrico pode ser descrito por

$$e = e^* + \Delta e_i (p'_{yi} / p')^b \quad (5.27)$$

onde o índice  $i$  indica o começo do escoamento e  $b$  representa uma taxa de desestruturação, a ser quantificada para cada solo através da interpretação dos

resultados de laboratório por algoritmo de minimização, como o método dos mínimos quadrados (figura 5.11b). Dessa forma,  $e^*$  leva em conta as propriedades intrínsecas do solo e  $De$  as características da sua estrutura.

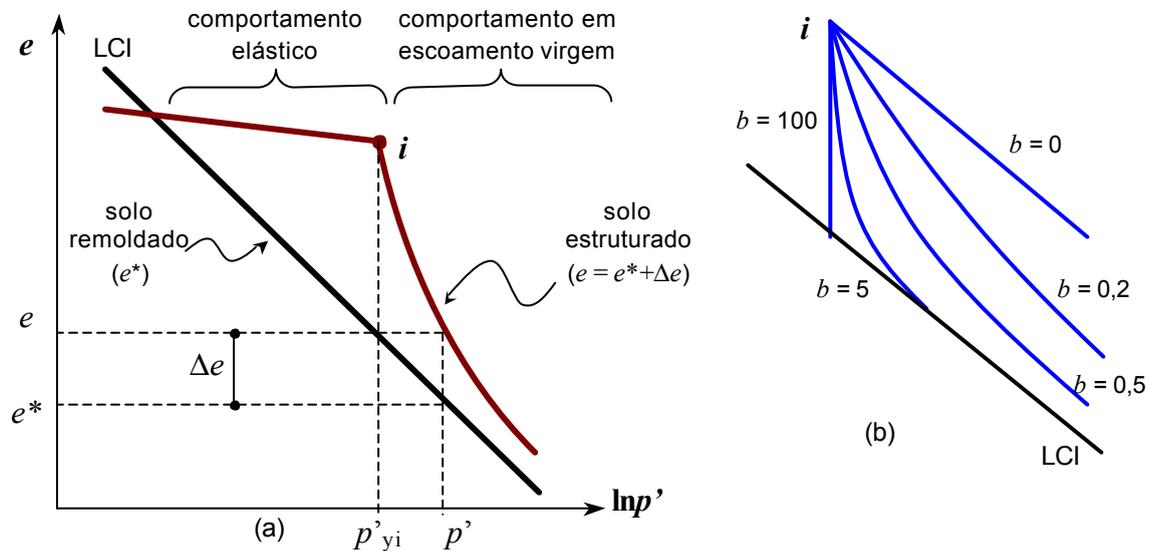


Figura 5.11: Modelo Cam Clay Estruturado: a) comportamento de um solo estruturado sob compressão isotrópica; b) influência do parâmetro  $b$  na evolução do índice de vazios  $e$  (adaptado de Liu e Carter, 2002).

**Superfície de escoamento.** De geometria elíptica, como no modelo Cam Clay Modificado, a superfície de escoamento  $f$  é expressa como

$$f = \left( \frac{q}{0,5M^* p'_s} \right)^2 + \left( \frac{p' - 0,5p'_s}{0,5p'_s} \right)^2 - 1 = 0 \quad (5.28)$$

onde  $p'_s$  indica a interseção da superfície  $f$  com o eixo das abscissas  $p'$ .

**Deformações volumétricas.** Para o estado remoldado durante compressão isotrópica, o índice de vazios é determinado pela expressão:

$$e^* = e_{IC}^* - I^* \ln p' \quad (5.29)$$

onde  $e_{IC}^*$  é o índice de vazios para  $p' = 1\text{kPa}$  no carregamento isotrópico virgem.

A generalização para o caso de solo estruturado é dada por

$$e = e_{IC}^* + \Delta e_i (p'_{yi} / p'_s)^b - I^* \ln p' \quad \text{para } p'_s > p'_{yi} \quad (5.30)$$

Diferenciando-se a equação (5.30) é possível obter-se as parcelas elástica (5.31) e plástica (5.32) das deformações volumétricas no ensaio de compressão isotrópico para o solo estruturado.

$$d\mathbf{e}_v^e = \mathbf{k}^* \frac{dp'}{(1+e)p'} \quad (5.31)$$

$$d\mathbf{e}_v^p = (\mathbf{I}^* - \mathbf{k}^*) \frac{dp'_s}{(1+e)p'_s} + b\Delta e \frac{dp'_s}{(1+e)p'_s} \quad (5.32)$$

Já para o caso geral tensões é assumido que as deformações plásticas devidas à desestruturação dependem do estado atual de tensões e do endurecimento das superfícies de escoamento, obtendo-se:

$$d\mathbf{e}_v^p = (\mathbf{I}^* - \mathbf{k}^*) \frac{dp'_s}{(1+e)p'_s} + b\Delta e \left( \frac{M^*}{M^* - \mathbf{h}} \right) \frac{dp'_s}{(1+e)p'_s} \quad (5.33)$$

**Lei de fluxo.** A lei de fluxo do modelo Cam Clay Modificado é corrigida para introduzir os efeitos da estrutura do solo através do parâmetro do material  $\mathbf{w}$ . A lei de fluxo torna-se não associada, sendo definida pela equação abaixo.

$$\frac{d\mathbf{e}_s^p}{d\mathbf{e}_v^p} = \frac{2(1 - \mathbf{w}\Delta e)\mathbf{h}}{(M^*)^2 - \mathbf{h}^2} \quad (5.34)$$

Para garantir que o vetor incremento de deformação plástica se direcione sempre para o exterior da superfície de escoamento, as seguintes condições devem ser satisfeitas

$$0 < 1 - \mathbf{w}\Delta e_i < 1 \quad \text{ou} \quad 0 \leq \mathbf{w} \leq 1/\Delta e_i \quad (5.35)$$

**Deformações elásticas.** Assumidas como independentes da estrutura do solo e, portanto, coincidem com aquelas definidas para o modelo Cam Clay Modificado,

$$d\mathbf{e}_v^e = \left( \frac{\mathbf{k}^*}{1+e} \right) \frac{dp'}{p'} \quad (5.36)$$

$$d\mathbf{e}_s^e = \frac{2(1 + \mathbf{n}^*)}{9(1 - 2\mathbf{n}^*)} \left( \frac{\mathbf{k}^*}{1+e} \right) \frac{dq}{p'} \quad (5.37)$$

**Amolecimento plástico.** Cada nível de estruturação do solo está relacionado com um valor da tensão de escoamento  $p'_s$  que define a posição inicial da superfície de escoamento  $f$ . No interior desta superfície o comportamento do solo é considerado elástico. Dependendo das condições de confinamento inicial, da trajetória de tensões e do valor inicial de  $p'_s$ , o ponto que representa o estado de

tensões no plano  $(p', q')$  pode atingir a superfície de escoamento antes ou depois de alcançar a linha de estado crítico, representando portanto as condições de endurecimento e de amolecimento plástico, respectivamente.

A figura 5.12 mostra esquematicamente um ensaio de CTC em solo cimentado para três tensões de confinamento (Cuccovillo & Coop, 1999).

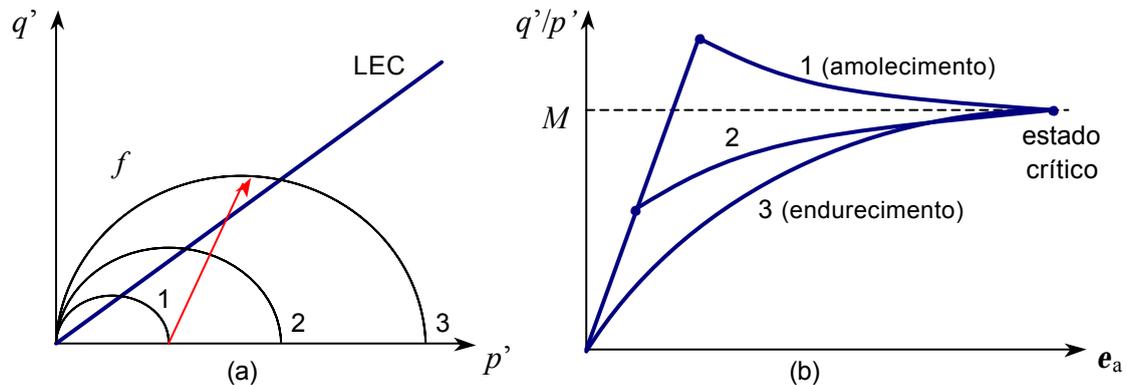


Figura 5.12: Ensaio CTC em solo estruturado: a) trajetórias de tensão; b) curva de resposta do solo, ilustrando amolecimento e endurecimento plásticos.

**Conclusões.** O modelo Cam Clay Modificado foi generalizado para descrever o comportamento mecânico de solos estruturados, na condição isotrópica. Do modelo Cam clay Estruturado pode ser observado que:

- além dos cinco parâmetros do material próprios do modelo Cam Clay Modificado, a presente formulação acrescenta ainda a taxa de desestruturação  $b$ , o parâmetro não associado  $w$  e o valor inicial da tensão de escoamento  $p'_{yi}$ . Todos estes oito parâmetros podem ser obtidos a partir de ensaios convencionais de compressão triaxial CTC.
- um aspecto a ser ressaltado é que o modelo consegue reproduzir o fenômeno de amolecimento plástico em conjunto com deformações plásticas de compressão, simulando assim o colapso de solos estruturados.
- o modelo não considera anisotropia do matéria, como muitas vezes observada em algumas classes de solos residuais.

### 5.3.2 Teoria do Estado Perturbado (DSC)

Os conceitos da teoria do estado perturbado (Desai, 2000), já apresentados, também podem ser aplicados na modelagem de solos estruturados, aqui

interpretados em termos do estado inicial (RI – relativamente intacto) e final (FA – completamente ajustado).

Neste modelo o solo remoldado é definido como o estado FA e o solo estruturado como o estado RI, enquanto que o processo de desestruturação do solo sob carregamento é representado pela função de perturbação  $D$ .

A figura 5.13a apresenta de forma esquemática o comportamento de um solo estruturado modelado pela teoria DSC. A desestruturação do solo deve ser expressa por uma função crescente com a trajetória de deformação plástica  $\xi$ . Desai (2000) propôs a seguinte equação,

$$D_{est} = f_{est}[1 - \exp(-Ax^B)] \quad (5.38)$$

onde  $f_{est}$  denota o acréscimo total da resistência do solo devido à sua estrutura,  $A$  controla o início do processo de desestruturação e  $B$  a velocidade do mesmo (figura 5.13b). É importante lembrar que a função de perturbação pode ser escrita em termos de outras variáveis, para incorporar simultaneamente a influência de outros fatores como, por exemplo, a sucção.

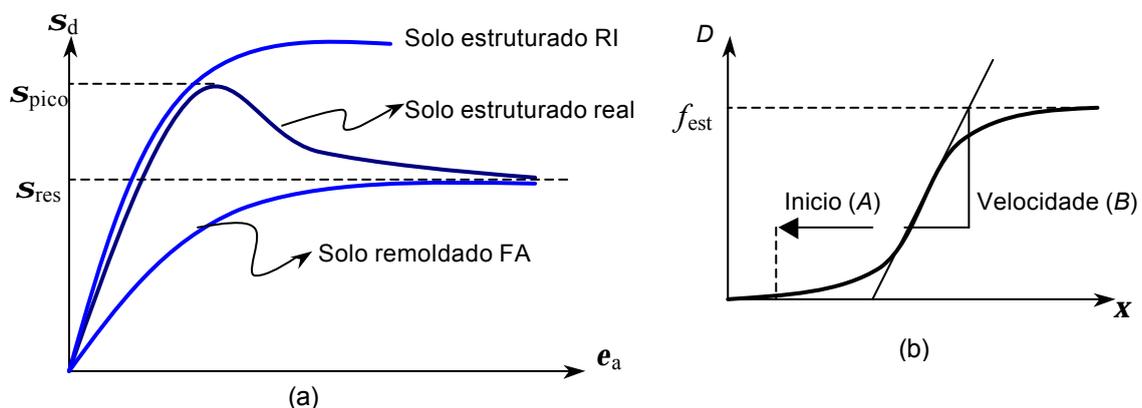


Figura 5.13: Aplicação da teoria DSC no caso de solos estruturados: a) modelagem da resposta do solo estruturado durante carregamento; b) função de perturbação  $D$ .

**Conclusões.** A generalidade da teoria DSC é mais uma vez verificada, podendo ser utilizada para simular efeitos da estrutura no comportamento mecânico dos solos. Neste sentido, Desai (2000) apresenta resultados alguns satisfatórios de modelagem de solos estruturados, referência que deve ser consultada pelo leitor interessado em mais detalhes.