

## 4 Formulações Micro-Mecânicas Discretas

As implementações que possibilitarão a simulação discreta de solos residuais são detalhadas nesta seção. Para cada caso partiu-se do entendimento do problema físico em questão, e mediante a adoção de hipóteses comportamentais e o uso das equações básicas que descrevem o problema, derivaram-se as formulações matemáticas correspondentes. Estas foram logo implementadas na biblioteca *DEMLib* para a obtenção de soluções numéricas que foram validadas com as respectivas soluções teóricas através de exemplos simples de aplicação.

Em primeiro lugar é apresentada a implementação do elemento discreto tipo *grumo*, cuja formulação baseia-se na teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi. Trata-se de um elemento elástico com capacidade de adensamento e expansão, e portanto com capacidade de trocar água com o meio.

A seguir detalha-se a implementação da *cimentação* de grãos. A mesma é incorporada no contato entre elementos como uma capacidade para suportar tração e cisalhamento até o limite de ruptura do cimento.

A implementação da *ligação rochosa* se detalha depois, a qual está baseada no mecanismo de viga de conexão para a restrição dos movimentos relativos entre elementos. O critério de ruptura para rochas tipo Coulomb efetua o controle de ruptura das ligações.

A implementação da *quebra de grãos* é feita em elementos discretos que são susceptíveis de quebra. O critério de ruptura está baseado no ensaio brasileiro de tração por compressão diametral. Quando o elemento quebra parte-se em outros dois elementos de dimensão tal que há preservação da massa.

Seguidamente é apresentada a implementação do *fluxo não saturado*. A formulação teórica é aplicada a uma rede de meniscos interconectados que modela os macro-vazios entre os elementos discretos, combinada com os grumos que modelam o fluxo na micro-estrutura. As forças calculadas nos meniscos formados nos contatos são transferidas para os elementos vizinhos, formalizando o acoplamento fluxo-mecânico do modelo.

Finalmente apresenta-se a implementação do fenômeno de *expansão de argilominerais*, cuja formulação é uma adaptação do elemento tipo grumo para o caso de minerais ativos.

## 4.1. Modelagem de grumos argilosos

Neste apartado define-se o elemento discreto compressível, o *grumo*, que tem a faculdade de adensar ou expandir sob ação das forças de contato e da sucção, intercambiando água com o meio.

### 4.1.1. Formulação do problema de adensamento radial

#### *Hipóteses do problema*

O adensamento unidimensional de uma camada de solo compressível constitui um dos problemas fundamentais da mecânica de solos, cuja resolução clássica deve-se a Terzaghi (1936). A teoria de Terzagui para adensamento unidimensional envolve uma serie de hipóteses que viabilizam a solução teórica (Jimenez Salas & Alpañes, 1975), as quais são detalhadas a seguir:

1. O solo é inicialmente homogêneo.
2. Saturação completa do solo.
3. Despreza-se a compressibilidade dos grãos de solo e da água.
4. Assume-se que o cálculo diferencial é aplicável a meios constituídos por partículas de tamanho finito.
5. Compressão unidimensional.
6. Fluxo unidimensional.
7. A lei de Darcy é válida.
8. O índice de vazios depende apenas da tensão efetiva.
9. A permeabilidade e o módulo oedométrico permanecem constantes durante todo o processo de adensamento.

O problema que nos ocupa trata do adensamento de um cilindro de seção circular e comprimento infinito (problema plano). Havendo simetria radial, o problema torna-se unidimensional, sendo função apenas do raio. Assim sendo, a teoria de Terzagui é aplicável, pois as hipóteses antes citadas continuam sendo válidas, sendo apenas necessário reformulá-la para o domínio circular.

Sabe-se que o fenômeno do adensamento é o processo de dissipação de uma configuração de excesso de poro-pressão gerada no solo por algum motivo. A teoria de Terzaghi foi formulada para resolver o caso unidimensional, quando o

motivo é um carregamento externo constante  $p$ , e para a condição saturada do solo (o que permite a aplicação do princípio das tensões efetivas (PTE) para a obtenção da equação do adensamento unidimensional). No caso do grumo, no entanto, estamos interessados numa formulação que resolva também o caso do adensamento por variação na sucção do solo  $s$ , isto é, por uma diferença de poro-pressão entre o interior do grumo e sua vizinhança.

Khogo *et al* (1993) analisaram a extensão do PTE para o domínio não saturado, chegando à conclusão de que o mesmo é válido também para baixas sucções, isto é, menores do que o valor de entrada de ar, para as quais a fase água é contínua no solo. Adotando esta extensão do PTE, pois, pode-se obter uma formulação que atenda ambos tipos de adensamento.

Um outro aspecto a ser considerado refere-se à relação tensão-deformação a utilizar na formulação do adensamento. No modelo de dupla estrutura proposto por Alonso *et al* (1994) define-se a tensão volumétrica efetiva  $p_v^e = (p + s)$ , onde  $p = p_{tot} - p_{ar}$  é a tensão isotrópica líquida. Neste modelo acontecem deformações volumétricas elásticas quando há variação de  $p_v^e$  segundo uma relação linear  $\Delta \varepsilon_v^e = \Delta p_v^e / K$ . Com a utilização da tensão volumétrica efetiva assume-se que tanto  $p$  quanto  $s$  exercem o mesmo efeito deformacional sobre o grumo, expresso através do módulo volumétrico  $K$ .

Assim, assumindo para o comportamento do grumo os critérios descritos por Khogo *et al* (1993) e Alonso *et al* (1994), pode-se desenvolver uma formulação unificada de adensamento radial a partir da teoria de Terzaghi de adensamento unidimensional.

No que segue desenvolve-se a formulação para a obtenção da equação diferencial que governa o adensamento de um grumo elástico submetido a uma pressão externa  $p_0$  definida como uma tensão volumétrica efetiva.

### ***Equação do adensamento radial***

A figura 4.1a apresenta uma porção unitária do cilindro compressível submetido a uma pressão uniformemente distribuída genérica  $p_0$ . Um anel diferencial deste disco unitário é mostrado na figura 4.1b, sobre o qual há de se desenvolver a análise que se segue.

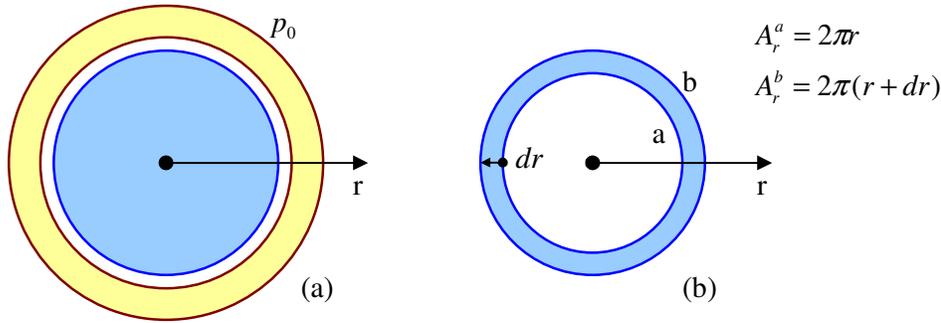


Figura 4.1: Elemento grumo representado por um disco 2D: a) Grumo sob a ação de uma carga uniformemente distribuída; b) Elemento diferencial de grumo.

O fluxo dentro do disco define-se, conforme a hipótese 7, pela lei de Darcy, sendo que este ocorre apenas na direção radial (hipótese 6). Esta lei na direção radial é dada por

$$v_r = -k_r \frac{\partial h}{\partial r} \quad (4.1)$$

No anel diferencial de solo, a velocidade nas suas faces  $a$  e  $b$  são respectivamente

$$v_r^a = -k_r \frac{\partial h}{\partial r} \quad (4.2a)$$

$$v_r^b = v_r^a + dv_r = -k_r \frac{\partial h}{\partial r} - \frac{\partial}{\partial r} \left[ k_r \frac{\partial h}{\partial r} \right] dr \quad (4.2b)$$

O volume de água que atravessa qualquer seção circular do disco vem dado por  $V_r^w = Q_r t$  onde  $Q$  é a vazão calculada  $Q_r = v_r \cdot A_r$ . Para as faces  $a$  e  $b$  tem-se

$$Q_r^a = v_r^a \cdot A_r^a = -k_r \frac{\partial h}{\partial r} r \cdot (2\pi r) \quad (4.3a)$$

$$Q_r^b = v_r^b \cdot A_r^b = -2\pi k_r \left[ \frac{\partial h}{\partial r} + \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} dr \right] \cdot (r + dr) \quad (4.3b)$$

A variação do volume de água no anel diferencial, para uma variação unitária do tempo, expressa-se como a diferença entre as vazões  $\Delta V_r^w = (Q_r^b - Q_r^a)$ , segundo

$$\Delta V_r^w = (Q_r^b - Q_r^a) \cdot \Delta t = 2\pi k_r \left[ -\frac{\partial h}{\partial r} dr - r \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} dr - \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} dr^2 \right] \cdot \Delta t \quad (4.4)$$

onde o último termo diferencial do lado direito é de uma ordem superior, podendo ser cortado da equação sem maior incidência no resultado final. Este volume de água que entra ou sai em unidade de tempo é, por hipótese, igual à variação de volume no solo no mesmo período de tempo. Partindo da definição da deformação

volumétrica  $\varepsilon_v = \Delta V / V_0$ , sendo  $V_0$  o volume de referência, igualam-se ambas as expressões para  $\Delta V$  como segue

$$2\pi k_r \left[ -\frac{\partial h}{\partial r} dr - r \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} dr \right] \cdot \Delta t = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} V_0 \cdot \Delta t \quad (4.5)$$

Assumindo a expressão aproximada  $V_0 = 2\pi r dr$  e sabendo que  $\Delta t = 1$ , tem-se

$$2\pi k_r \left[ -\frac{\partial h}{\partial r} - r \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} \right] \cdot dr = 2\pi r \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} dr \quad (4.6)$$

o que, cortando os termos iguais a ambos os lados da equação, resulta em

$$k_r \left[ -\frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} - \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} \right] = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \quad (4.7)$$

A *carga hidráulica*, por sua vez, define-se  $h = z + u / \gamma_w$ . Assumindo o referencial coincidindo com o eixo do disco, a carga de elevação  $z$  é nula e então  $h = u / \gamma_w$ , sendo  $u$  a poro-pressão e  $\gamma_w$  o peso específico da água. Desta forma reescreve-se a equação anterior em função de  $u$

$$-\frac{k_r}{\gamma_w} \left[ \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right] = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \quad (4.8)$$

Por outro lado, assumindo como linear o comportamento mecânico do solo, a relação constitutiva que vincula tensões esféricas efetivas e deformações volumétricas fica definida pelo módulo volumétrico  $K$ , segundo  $p' = K \varepsilon_v$ . Derivando no tempo esta expressão, tem-se

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = \frac{1}{K} \frac{\partial p'}{\partial t} \quad (4.9)$$

Pela aplicação do *princípio das tensões efetivas*, onde  $p' = p - u$ , a equação (4.9) pode ser expressada em função da poro-pressão como

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = -\frac{1}{K} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (4.10)$$

Substituindo esta no termo da direita da equação (4.8), obtém-se a *equação geral* que governa do adensamento de um disco com simetria radial

$$C_r \left[ \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right] = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (4.11)$$

onde  $C_r = \frac{k_r K}{\gamma_w}$  é o coeficiente de adensamento radial.

#### 4.1.2.

#### Solução da equação de adensamento radial

A solução da equação de difusão para coordenadas cilíndricas e simetria radial (equação 4.11) já foi estudada para casos de difusão de calor (Carslaw & Jaeger, 1959), sendo aplicável também para o caso do adensamento. A partir da obtenção de uma função solução para a distribuição da poro-pressão no domínio do disco e no tempo, podem ser calculadas a variação do raio do disco e o volume de água expelido durante todo o processo de adensamento.

A condição inicial do problema vem dada por:

$$u(r, t = 0^+) = p_0 \quad (4.12)$$

isto é, a poro-pressão no disco é igual à carga externa aplicada  $p_0$  no início do processo, dadas as hipóteses de saturação (2) e incompressibilidade (3). Já as condições de contorno são dadas por:

$$u(r = a, t) = 0 \quad (13a)$$

$$u'(r = 0, t) = 0 \quad (13b)$$

ou seja, a poro-pressão é nula na circunferência externa do disco durante o adensamento dado que o grumo pode intercambiar água com o exterior, e no centro do disco a função solução para a poro-pressão é contínua.

A solução da equação (4.11) obtém-se por separação de variáveis segundo  $U(r, t) = R(r) \cdot T(t)$ , com o qual esta desdobra-se em duas equações, a saber

$$T' - \beta T = 0 \quad (4.14)$$

$$(rR')' + \lambda^2 rR = 0 \quad (4.15)$$

sendo esta última equação conhecida como *equação de Bessel*. A solução da equação (4.14) é da forma exponencial,

$$T(t) = e^{\beta t} \quad (4.16)$$

enquanto que a equação de Bessel encontra solução pela aplicação do *método de Frobenius* (Powers, 1972), pelo desenvolvimento de  $R(r)$  em séries de potências para finalmente obter a família de funções solução  $J_\mu(\lambda r)$ , chamadas de *funções de Bessel* de primeira classe de ordem  $\mu$ :

$$J_\mu(\lambda r) = \left[ \frac{\lambda r}{2} \right]^\mu \sum_{m=0}^{\infty} \frac{(-1)^m}{m!(\mu + m)!} \left[ \frac{\lambda r}{2} \right]^{2m} \quad (4.17)$$

Estas funções têm infinito número de raízes e tendem a zero para  $r$  tendendo a infinito. A figura 4.2 mostra as funções  $J_0(\alpha_i r)$  para as seis primeiras raízes, sendo  $\alpha_i$  raízes tal que  $J_0(\alpha_i a) = 0$ , onde  $a$  o raio do disco em nosso problema. Já a figura 4.3 apresenta as funções  $J_1(\beta_i r)$ , também para as seis primeiras raízes  $\beta_i$ .

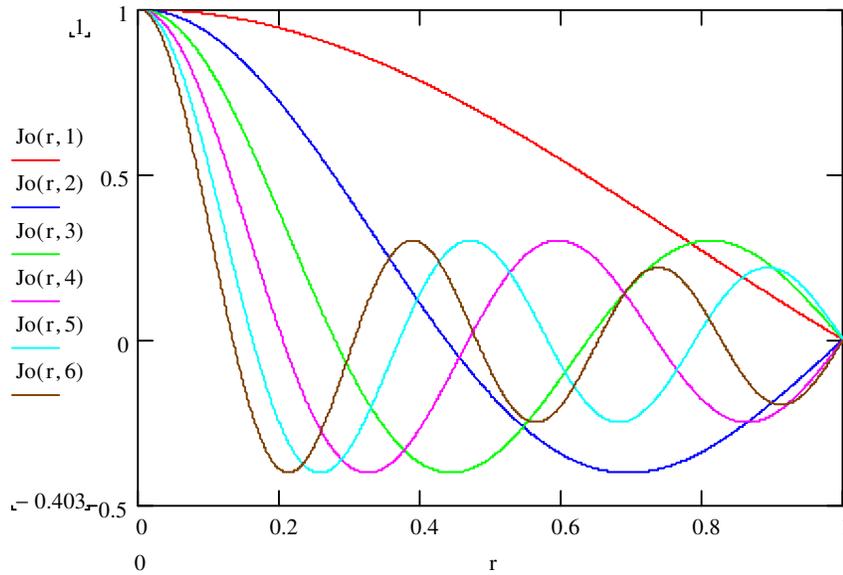


Figura 4.2: Funções de Bessel de primeira classe de ordem zero  $J_0(\alpha_i r)$ , para as seis primeiras raízes.

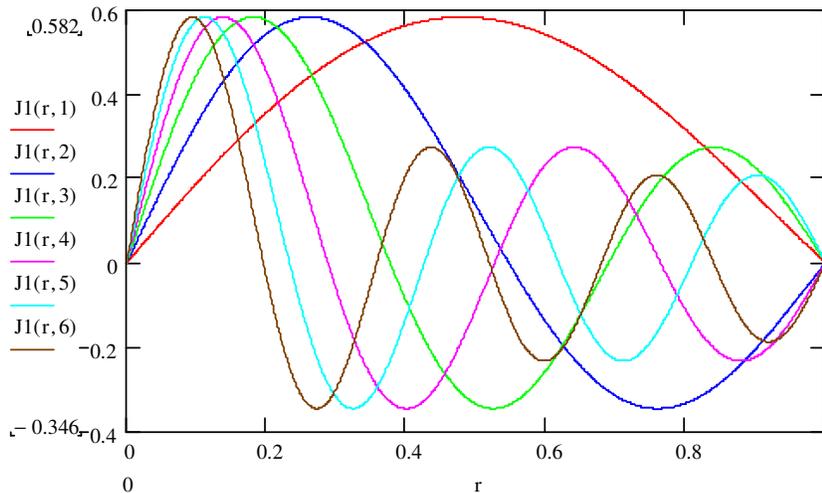


Figura 4.3: Funções de Bessel de primeira classe de ordem um  $J_1(\beta_i r)$ , para as seis primeiras raízes.

Assim, a condição inicial do problema descrita na equação (9) aproxima-se por uma combinação linear de funções de Bessel de grau zero

$$p_0 = A_1 J_0(\alpha_1 r) + A_2 J_0(\alpha_2 r) + \dots \quad (4.18)$$

onde os parâmetros  $A_n$ , por sua vez, são dados pela equação integral

$$A_n = \frac{2p_0}{a^2 J_1^2(\alpha_n a)} \int_0^a r J_0(\alpha_n r) dr \quad (4.19)$$

Finalmente, a expressão para a poro-pressão fica

$$u(r,t) = \frac{2p_0}{a} \sum_{n=1}^{\infty} e^{-c_n \alpha_n^2 t} \frac{J_0(\alpha_n r)}{\alpha_n J_1(\alpha_n a)} \quad (4.20)$$

Uma vez obtida uma expressão para a distribuição espaço-temporal da pressão de poros, podem ser calculados o deslocamento radial e o volume de água expulso ao exterior ao longo do processo de adensamento.

A partir da equação (4.10) é possível obter a deformação volumétrica no grumo pela integração no tempo das poro-pressões, segundo

$$\varepsilon_v = -\frac{1}{K} \int_0^t \frac{\partial u}{\partial t} dt = \frac{1}{K} [u(t) - u(0)] \quad (4.21)$$

Sabe-se que pela condição de simetria radial o único deslocamento não nulo é o radial  $\delta_r$ , do qual são derivadas as deformações radial e angular segundo

$$\varepsilon_{rr} = \frac{\partial \delta_r}{\partial r} \quad (4.22a)$$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{\delta_r}{r} \quad (4.22b)$$

enquanto que as deformações cisalhantes  $\varepsilon_{r\theta}$  são nulas. Assim sendo, a deformação volumétrica pode ser calculada como

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{rr} + \varepsilon_{\theta\theta} = \frac{\partial \delta_r}{\partial r} + \frac{\delta_r}{r} \quad (4.23)$$

ou, escrito de outra forma

$$\frac{\partial \delta_r}{\partial r} = -\left( \frac{\delta_r}{r} + \varepsilon_v \right) \quad (4.24)$$

cujas soluções vem dada por

$$\delta_r(t) = -Ar - \int_0^r \varepsilon_v \cdot dr \quad (4.25)$$

onde  $A$  é uma constante a ser determinada. Considerando a condição inicial, deve-se cumprir que o deslocamento radial é nulo para deformação volumétrica nula, pelo que  $A = 0$ . Os deslocamentos radiais ficam definidos então como

$$\delta_r(t) = -\int_0^r \epsilon_v \cdot dr \quad (4.26)$$

Por outro lado, a partir do deslocamento radial pode-se calcular o volume de água cedido pelo grumo como a variação de área do disco,

$$V_w = 2\pi \int_{a-\delta_r}^a r dr \cong 2\pi a \delta_r \quad (4.27)$$

### 4.1.3. Solução com variáveis adimensionais

Aos fins da implementação da solução no programa de elementos discretos se faz necessária uma sistematização da mesma mediante variáveis adimensionais que forneça uma solução padrão aplicável aos diferentes elementos tipo grumo pelo simples ajuste dos parâmetros que o definem: raio, módulo volumétrico, e permeabilidade ou coeficiente de adensamento.

Para este fim, são definidas como variáveis adimensionais o fator de tempo  $Tr$ , o raio normalizado  $\bar{r}$  e o grau de adensamento  $Ur$ , segundo

$$Tr = \frac{Cr \cdot t}{a^2} \quad \frac{(L^2/T)(T)}{(L)^2} = adim \quad (4.28a)$$

$$\bar{r} = \frac{r}{a} \quad \frac{(L)}{(L)} = adim \quad (4.28b)$$

$$Ur = \frac{\epsilon_v^t}{\epsilon_v^{final}} = 1 - \frac{u^t}{u^{inicial}} \quad (4.28c)$$

$$\bar{u} = u / p_0 \quad (4.28d)$$

A variável  $Tr$  é uma medida normalizada do tempo de adensamento, variando de 0 a infinito, enquanto que  $\bar{r}$  varia de 0 (centro do disco, onde  $r = 0$ ) até 1 (borda do disco, onde  $r = a$ ). Já  $Ur$  representa a parcela do adensamento total que já aconteceu ao instante  $t$  para cada ponto do disco, variando de 0 a 1 (podendo ser expressa também em porcentagem), enquanto que  $\bar{u}$  é a poro-pressão normalizada pelo seu valor inicial  $p_0$ , e varia de 0 a 1.

Pela equação (4.28c) e (4.12) obtém-se que  $u = p_0(1-Ur)$ , sendo as suas derivadas respeito de  $r$  e  $t$   $\partial u / \partial r = -p_0 \cdot \partial Ur / \partial r$ ,  $\partial^2 u / \partial r^2 = -p_0 \cdot \partial^2 Ur / \partial r^2$  e  $\partial u / \partial t = p_0 \cdot \partial Ur / \partial t$  respectivamente. Incluindo as equações (4.28a) e (4.28c) na equação governante (4.11), esta fica

$$C_r p_0 \left[ \frac{1}{r} \frac{\partial U_r}{\partial r} + \frac{\partial^2 U_r}{\partial r^2} \right] = \frac{\partial U_r}{\partial Tr} \frac{C_r p_0}{a^2} \quad (4.29)$$

Cortando os termos  $C_r$  e  $p_0$ , e incluindo a equação (4.28b) temos finalmente

$$-\left[ \frac{1}{\bar{r}} \frac{\partial U_r}{\partial \bar{r}} + \frac{\partial^2 U_r}{\partial \bar{r}^2} \right] = \frac{\partial U_r}{\partial Tr} \quad (4.30)$$

que descreve a equação governante em variáveis adimensionais. Em termos da poro-pressão normalizada, a expressão (4.30) fica

$$\left[ \frac{1}{\bar{r}} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \bar{r}} + \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial \bar{r}^2} \right] = \frac{\partial \bar{u}}{\partial Tr} \quad (4.31)$$

A solução da equação (4.31) é similar à obtida para a equação (4.11),

$$\bar{u}(\bar{r}, Tr) = 2 \sum_{n=1}^{\infty} e^{-\alpha_n^2 Tr} \frac{J_0(\alpha_n \bar{r})}{\alpha_n J_1(\alpha_n)} \quad (4.32)$$

A mesma é mostrada na figura 4.4, onde a série foi truncada em  $n = 10$ .

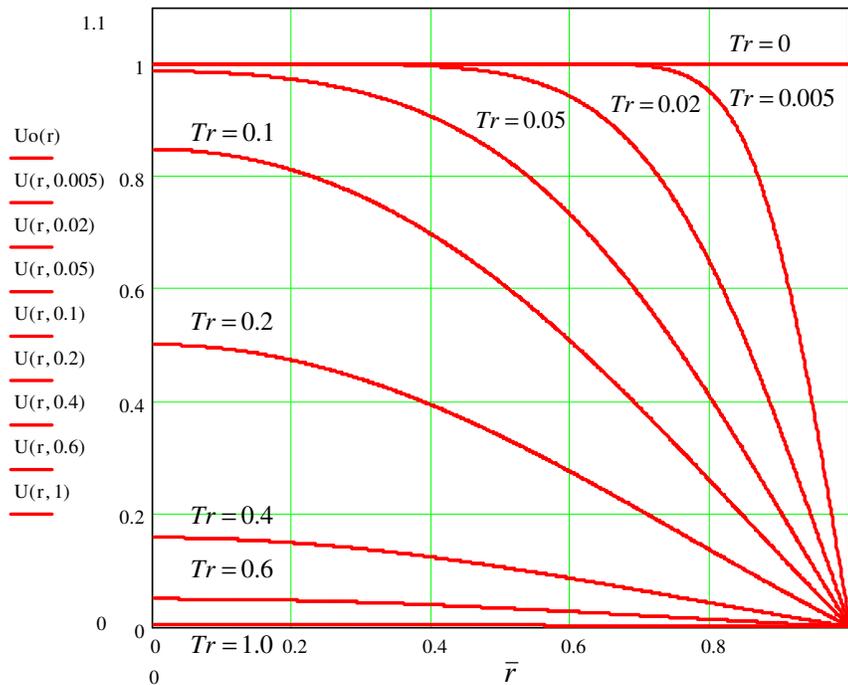


Figura 4.4: Distribuição das poro-pressões normalizadas  $\bar{u}$  no disco.

Enquanto à solução da equação (4.30), uma expressão do grau de adensamento é obtida a partir da equação (4.32) como

$$U_r(\bar{r}, Tr) = 1 - \frac{u(\bar{r}, Tr)}{p_0} \quad (4.33)$$

A evolução do grau de adensamento no domínio do problema e no tempo normalizado  $Tr$  é mostrada na figura 4.5.

O grau de adensamento médio  $U_{r_m}$  é obtido por integração do grau de adensamento  $Ur$  ao longo do raio normalizado  $\bar{r}$ ,

$$U_{r_m}(Tr) = \int_0^1 Ur(\bar{r}, Tr) d\bar{r} \tag{4.34}$$

e sua evolução no tempo normalizado  $Tr$  mostra-se na figura 4.6.

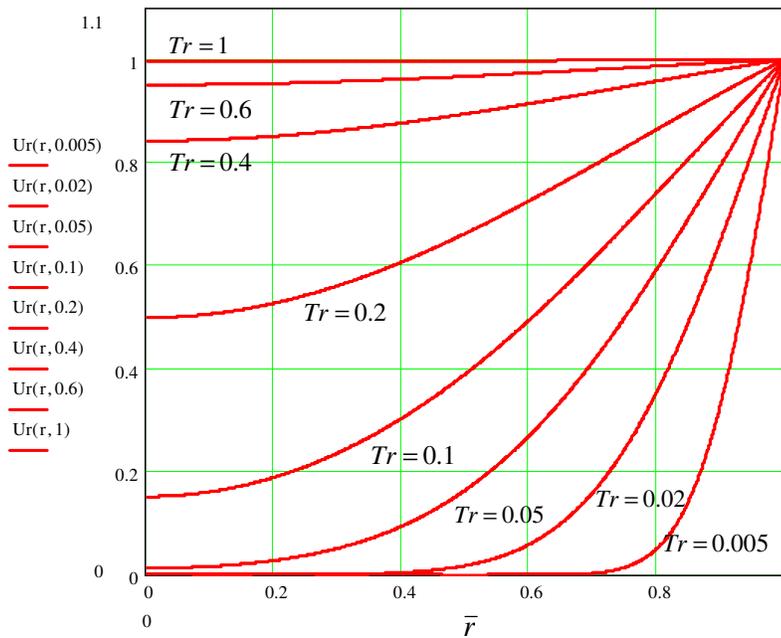


Figura 4.5: Distribuição do grau de adensamento  $Ur$  no disco.

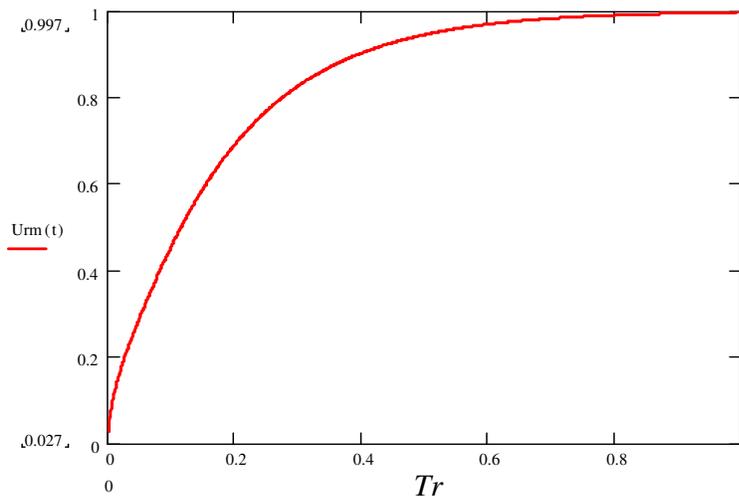


Figura 4.6: Evolução do grau de adensamento médio  $U_{r_m}$ .

O deslocamento radial normalizado dos pontos da circunferência exterior (a variação de raio do grumo) é obtido da equação (4.26) por integração em  $\bar{r}$  para todo o domínio, utilizando um módulo  $K$  unitário, segundo

$$\delta_r^n(Tr) = -\int_0^1 [\bar{u}(\bar{r}, Tr) - 1] \cdot d\bar{r} \quad (4.35)$$

A evolução de  $\delta_r^n$  no tempo normalizado se mostra na figura 4.7.

Os deslocamentos reais  $\delta_r$  são obtidos pela expressão

$$\delta_r(Tr) = \frac{P_0 a}{K} \delta_r^n(Tr) \quad (4.36)$$

sendo  $K$  o módulo volumétrico do grumo.

Finalmente, o volume de água cedido pelo grumo, na forma normalizada, é obtido a partir da equação (4.27) e (4.35) segundo a expressão

$$V_w^n = 2\pi \int_{1-\delta_r^n}^1 \bar{r} d\bar{r} \cong 2\pi \delta_r^n \quad (4.37)$$

A evolução do volume de água cedido durante o processo de adensamento é apresentada na figura 4.8. Para obter o volume real cedido pelo grumo, a partir das equações (4.27), (4.36) e (4.37) deriva-se a expressão

$$V_w = 2\pi a \delta_r = \frac{P_0 a^2}{K} V_w^n \quad (4.38)$$

Cabe destacar que para um fator de tempo igual à unidade o processo de adensamento está praticamente concluído ( $U_{rm} = 0.998$ ), pelo qual considera-se  $Tr = 1$  como o limite para o processo de adensamento.

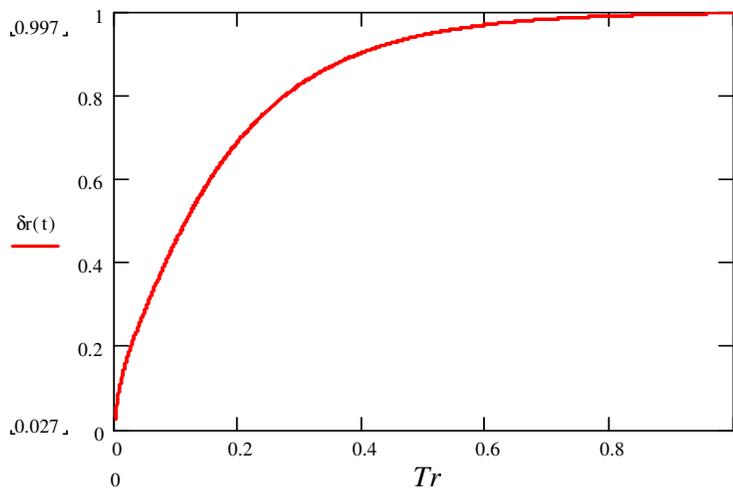


Figura 4.7: Evolução do deslocamento radial normalizado  $\delta_r^n$ .

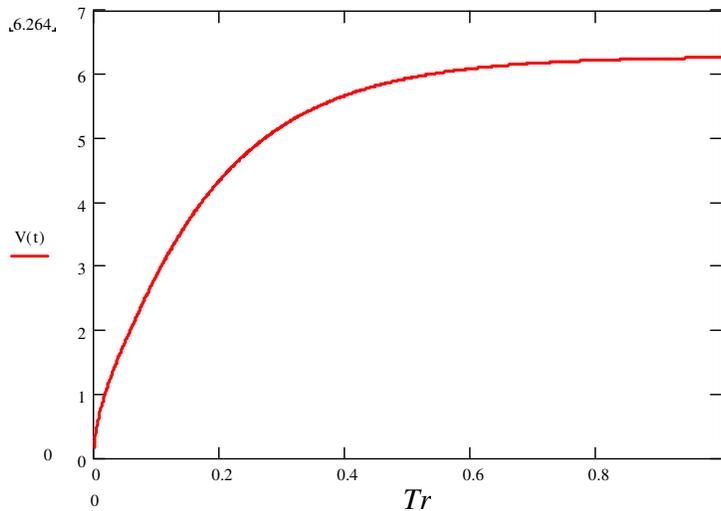


Figura 4.8: Volume de água normalizado  $V_w^n$  cedido em função do fator de tempo  $Tr$ .

#### 4.1.4. Implementação numérica do elemento grumo

A implementação da solução do adensamento do elemento grumo na biblioteca *DEMLib* requer de algumas considerações prévias com respeito às funções solução, a identificação da condição de contorno e o controle da suas variações ao longo do processo de cálculo, assim como a estrutura de dados adotada no código. Estes aspectos são detalhados a seguir.

##### *Ajuste das funções solução*

A formulação requerida para definir o adensamento do grumo como elemento discreto é a relativa à variação do raio do grumo e ao volume de água que intercambia com o exterior. A equação (4.35) que define os deslocamentos radiais no grumo foi ajustada, para simplicidade na implementação, por uma função exponencial negativa da forma

$$f_{AJUSTE} = A(1 - e^{-\alpha Tr}) \quad (4.39)$$

O parâmetro  $A$  nesta função é o valor assintótico da função, e se define a partir do valor do deslocamento para  $Tr=1$ . O parâmetro  $\alpha$  por sua vez controla a velocidade de queda da exponencial negativa, e portanto a curvatura da função, sendo ajustado pela minimização dos erros. O ajuste, neste caso, forneceu os parâmetros  $A=1.0$  e  $\alpha=6.20$ , com o qual o ajuste do deslocamento radial ficou

$$\delta_{RN}^{AJUSTE} = 1 - e^{-6.20Tr} \quad (4.40)$$

A figura 4.9 mostra o ajuste conseguido. A fim de obter os deslocamentos reais deve-se aplicar o fator de conversão conforme a equação (4.36), segundo

$$\delta_R = \frac{p_0 a}{K} \delta_{RN}^{AJUSTE} \tag{4.41}$$

De igual forma, a solução adimensional para o volume de água cedido pelo grumo dada pela equação (4.37) ajustou-se por uma função exponencial negativa, onde os parâmetros obtidos foram  $A = 6.28$ , e  $\alpha = 6.2$  (ver figura 4.10).

$$V_{WN}^{AJUSTE} = 6.28(1 - e^{-6.2Tr}) \tag{4.42}$$

De acordo com a equação (4.38), o volume de água real calcula-se

$$V_w = \frac{p_0 a^2}{K} V_{WN}^{AJUSTE} \tag{4.43}$$

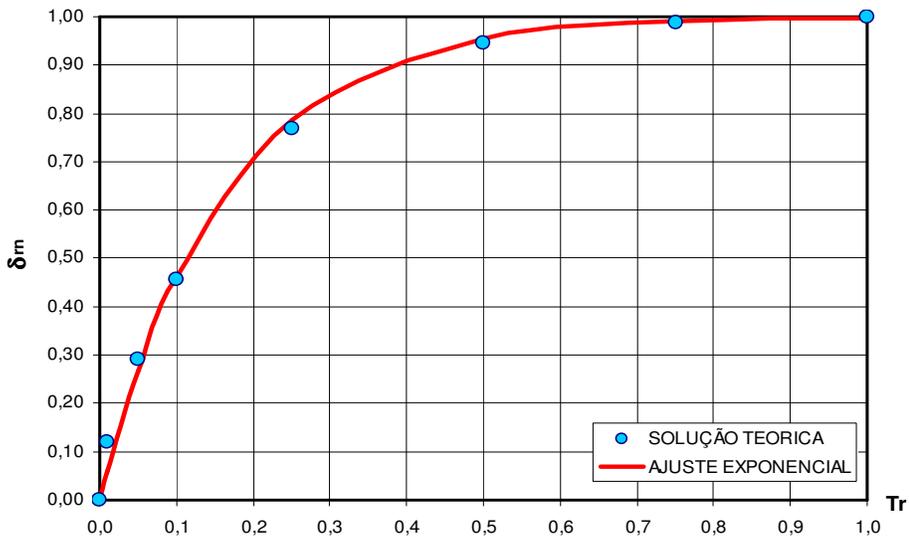


Figura 4.9: Ajuste exponencial dos deslocamentos radiais normalizados no grumo.

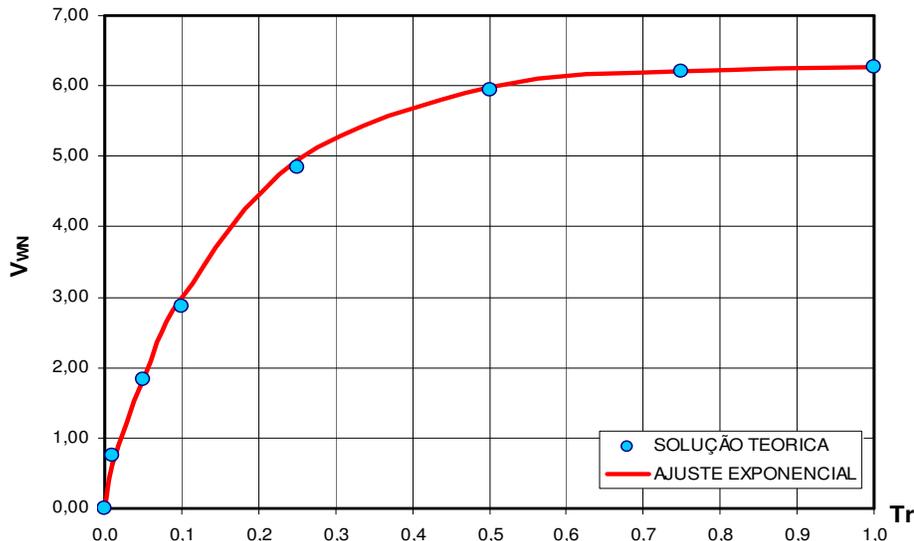


Figura 4.10: Ajuste exponencial do volume de água normalizado cedido ao meio.

Em virtude do comportamento elástico assumido para o grumo, o problema de expansão sob descarga é modelado pela mesma solução com de  $p_0$  negativos, desde que o módulo  $K$  é o mesmo para adensamento e expansão.

### ***Adensamento sob estágios sucessivos de carga e descarga***

A condição de contorno do elemento grumo, isto é, a pressão uniformemente distribuída ao longo da circunferência externa do disco, deve ser obtida a cada instante  $n$  como uma somatória de:

- carregamento  $p^n$  equivalente às forças  $fc_i^n$  de contato desse elemento com os elementos vizinhos, segundo

$$p^n = \frac{1}{2\pi a} \sum_{i=1}^m fc_i^n \quad (4.44a)$$

- valor médio da sucção  $s^n$  atuante no grumo, obtido a partir dos valores das forças de sucção  $fs_i^n$  nos meniscos dos contatos desse elemento, segundo

$$s^n = \frac{1}{2\pi a} \sum_{i=1}^m fs_i^n \quad (4.44b)$$

A tensão volumétrica efetiva define-se  $p_0^n = p^n + s^n$  (ver figura 4.11).

A hipótese de elemento elástico permite a aplicação do *princípio de superposição* de efeitos para resolver o problema do adensamento com estágios de carga mediante uma somatória de adensamentos e expansões parciais.

Inicialmente, pois, ter-se-á uma configuração tal dos elementos discretos que produzirá  $m$  contatos com as respectivas forças  $fc_i^1$ , e por aplicação da equação (4.44) poderá calcular-se a condição de contorno como

$$p_0^1 = \frac{1}{2\pi a} \sum_{i=1}^m fc_i^1 \quad (4.45)$$

que dará início ao processo de adensamento do grumo. Ao próximo intervalo de tempo, os contatos são atualizados podendo acontecer variação no número de contatos (variação de  $m$ ) assim como na intensidade das forças neles, dando lugar a uma nova condição de contorno

$$p_0^2 = \frac{1}{2\pi a} \sum_{i=1}^m fc_i^2 \quad (4.46)$$

Pode acontecer do novo valor de  $p_0$  ser igual, maior ou menor que o anterior, apresentando assim três cenários diferentes:

- $p_0^2 = p_0^1$ : o adensamento continua a acontecer sob as condições iniciais.
- $p_0^2 > p_0^1$ : além do adensamento sob as condições iniciais, um novo processo de adensamento se inicia de forma superposta para a carga diferencial  $\Delta p_0^2 = p_0^2 - p_0^1$ .
- $p_0^2 < p_0^1$ : além do adensamento sob as condições iniciais, se inicia de forma superposta uma expansão (processo inverso) para a carga diferencial  $\Delta p_0^2 = p_0^2 - p_0^1$ .

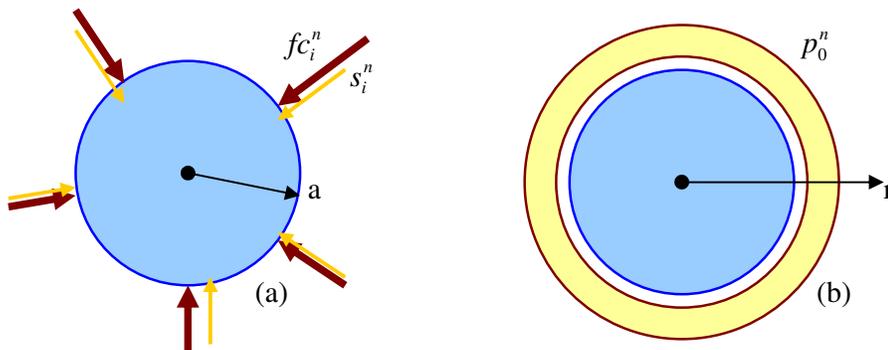


Figura 4.11: a) Forças de contato  $fc_i^n$  e de sucção  $fs_i^n$  no elemento gramo num instante  $n$ ; b) Carregamento equivalente  $p_0^n$  como condição de contorno do elemento.

Assim, para  $n$  intervalos de tempo, a solução geral obtém-se pela superposição de no máximo  $n$  processos de adensamento ou expansão, segundo

$$\delta_r^n(t) = \sum_{k=1}^n \delta_r^k(\Delta p_0^k, t - t^k) \quad (4.47)$$

*Exemplo.* A superposição dos estágios de adensamento e expansão é mostrada no exemplo que se segue, num solo com as seguintes características:  $a = 0.30\text{cm}$ ;  $kr = 10^{-7}\text{cm/s}$ ;  $K = 30000\text{g/cm}^2$ . A história de cargas imposta foi uma sucessão de incrementos de carga acumulativos e diferidos no tempo segundo a seguinte ordem:

$$\begin{aligned} \Delta p_0^1(t = 0\text{s}) &= +50\text{g/cm}^2; & \Delta p_0^2(t = 8\text{s}) &= +25\text{g/cm}^2 \\ \Delta p_0^3(t = 15\text{s}) &= -40\text{g/cm}^2; & \Delta p_0^4(t = 25\text{s}) &= +20\text{g/cm}^2 \end{aligned}$$

Os processos de adensamento para cada estágio de carga foram calculados separadamente a partir da solução adimensional, e são mostrados na figura 4.12. No caso do terceiro estágio de carga acontece expansão. A solução geral é obtida pela superposição dos 4 processos de adensamento gerados pelos sucessivos acréscimos de carregamento periférico  $\Delta p_0^i$  que atualizam a condição de contorno. A mesma é mostrada a figura 4.13.

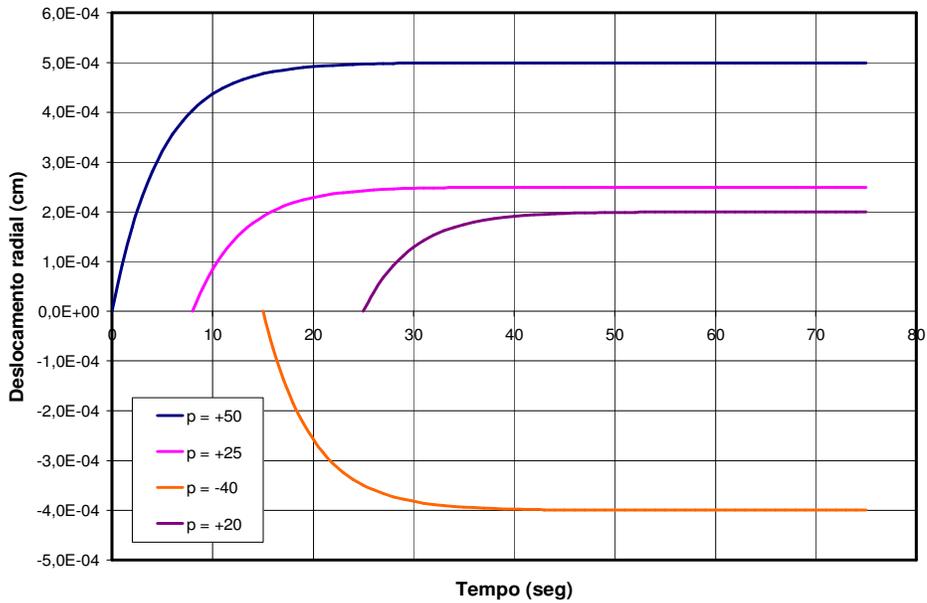


Figura 4.12: Adensamentos no grumo para carregamentos diferidos no tempo.

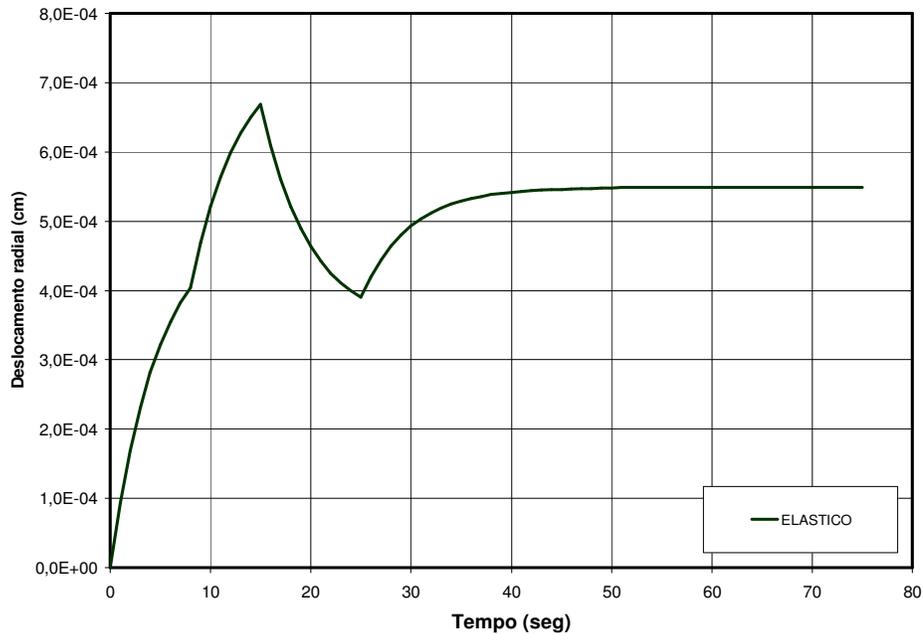


Figura 4.13: Adensamento sob carregamento variável. Deslocamento radial.

### *Estrutura de dados da implementação*

O elemento grumo foi implementado como uma ampliação dos atributos do elemento disco 2D, que foi reformulado passando a ter duas utilidades: a) Como elemento rígido, e b) Como elemento compressível.

Os *parâmetros* do elemento grumo introduzidos no código são

- A permeabilidade radial  $Kr$ ;
- O módulo de deformação volumétrico  $Kv$ ;

que possibilitam a obtenção do coeficiente de adensamento radial  $Cr$ .

A *configuração* dos grumos, isto é, a sua distribuição no domínio do modelo, é controlada pelo parâmetro *Cluster* passado no arquivo de entrada, o qual define quais discos são rígidos e quais são grumos. Os tipos de configuração que podem ser adotados são do tipo:

NENHUM disco é grumo;

TODOS os discos são grumos;

Uma PORCENTAGEM determinada de discos tipo grumo aleatoriamente distribuídos no domínio;

Uma BANDA do domínio de determinada espessura e inclinação é composta por grumos;

A *estrutura de dados* utilizada para os estágios de adensamento consta de uma lista simplesmente encadeada, onde cada nó da mesma representa um estágio, guardando a informação necessária para o cálculo do adensamento (ver figura 4.14). A cada novo passo de cálculo, um novo nó é encadeado no final da lista para o novo acréscimo de carga, e o cálculo do adensamento para o novo passo de tempo é feito para todos os nós da lista. Na medida que os estágios completam o 100% do adensamento, os nós correspondentes são retirados do início da lista, guardando o valor do adensamento. O adensamento total do grumo é dado pela somatória dos adensamentos parciais dos estágios em andamento (nós da lista), mais o adensamento final armazenado correspondente aos nós já removidos.

O *passo de cálculo* do adensamento foi definido como sendo o acumulado de  $m$  passos de cálculo da relaxação dinâmica. Assim, o passo de tempo de adensamento é a somatória dos  $m$  passos de tempo da relaxação dinâmica, e o acréscimo genérico de carga de adensamento é igual à somatória dos  $m$  acréscimos de carga da relaxação dinâmica.

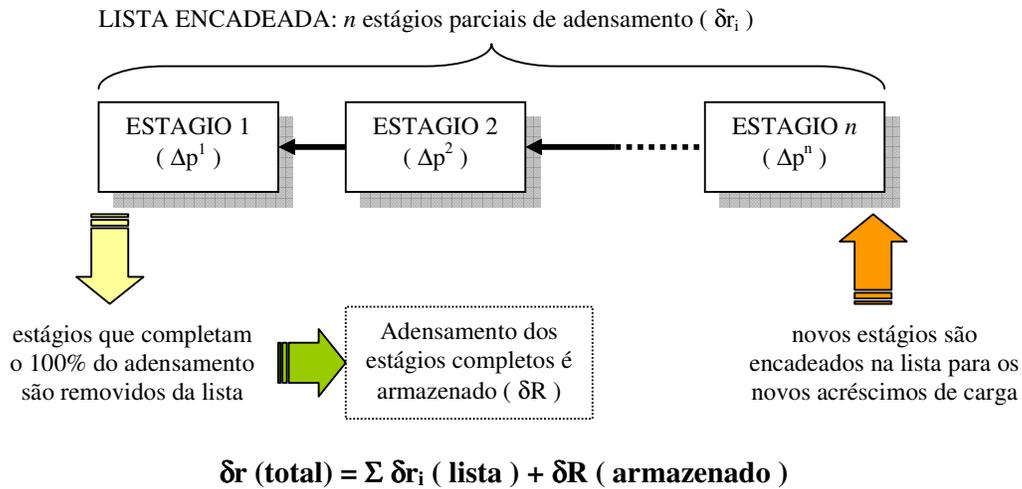


Figura 4.14: Estrutura de dados para o cálculo dos estágios de adensamento do grumo.

#### 4.1.5. Validação da formulação implementada

A formulação implementada na biblioteca *DEMLib* foi validada rodando exemplos simples, pela comparação da solução numérica com a correspondente solução teórica. A figura 4.15 apresenta um desses problemas, consistente em três discos apoiados numa base fixa e carregados por uma parede móbil com carregamento uniformemente distribuído. O exemplo foi resolvido para os seguintes valores dos parâmetros:

- raio dos discos  $r = 4,0$
- comprimento da parede móbil  $L = 30$
- carga aplicada  $q = 100$  e  $300$
- Coef. Permeabilidade  $Kr = 10^{-4}$
- Módulo Compress. Vol.  $Kv = 10^4$

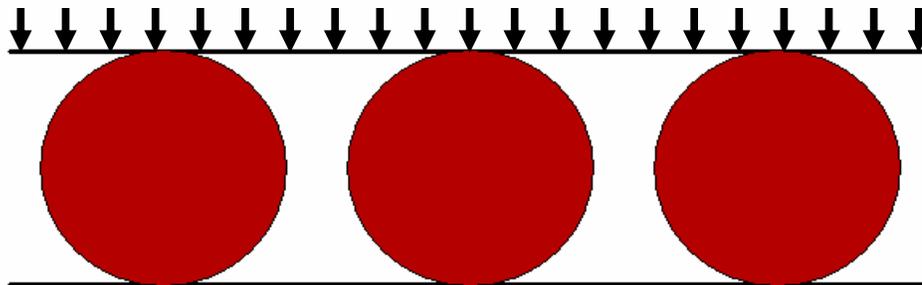


Figura 4.15: Geometria do exemplo de validação.

Os resultados obtidos para cada disco do exemplo mostraram ajuste satisfatório com a solução teórica para um disco submetido à mesma carga de adensamento, isto é  $p = (1/3)(2.q.L)/(2.\pi.r)$ . No caso da solução teórica esta carga

é aplicada de forma constante no tempo, mas na solução numérica a carga é transmitida iterativamente, oscilando com amortecimento em torno do valor da carga estática  $p$ , como mostrado na figura 4.16. Esta discrepância, no entanto, não afeta o ajuste entre a solução numérica e teórica dado o elevado número de passos de cálculo utilizados.

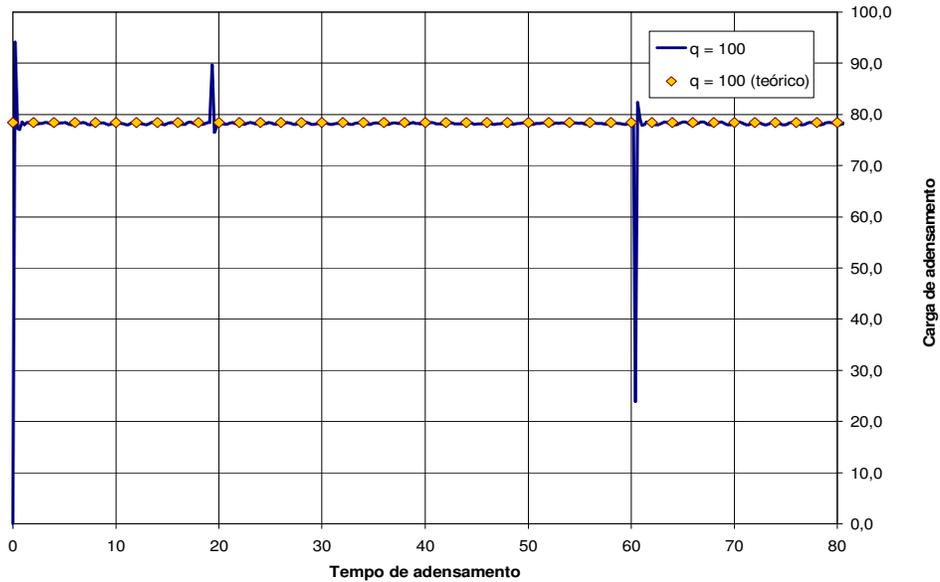


Figura 4.16: Carga de adensamento teórica e iterativa.

A figura 4.17 mostra a variação do raio do disco para o estágio de adensamento sob carga  $q = 100$ , entanto que a figura 4.18 mostra a mesma curva em gráfico semi-logaritmico.

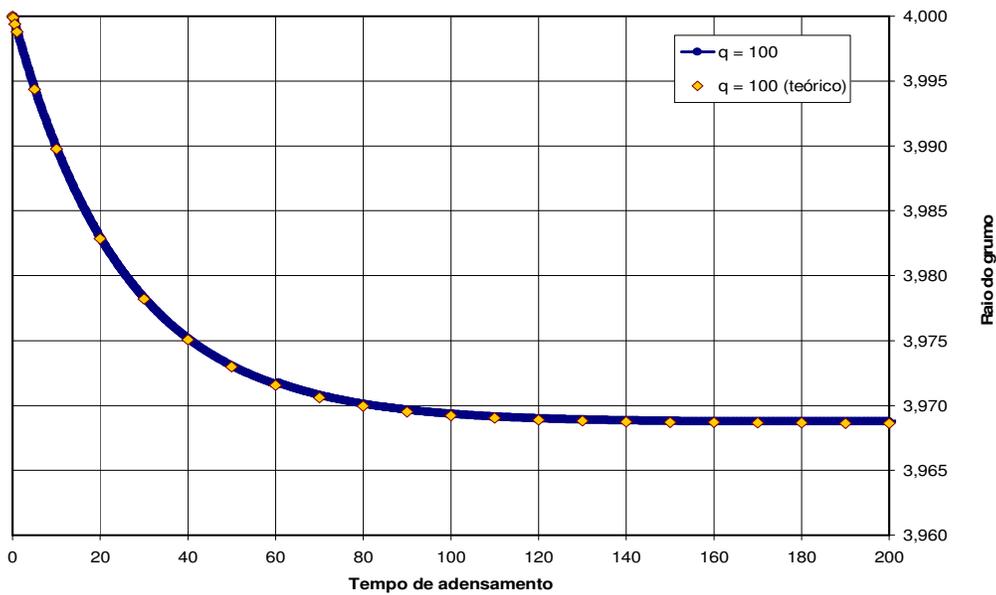


Figura 4.17: Curva de adensamento para  $q = 100$ .

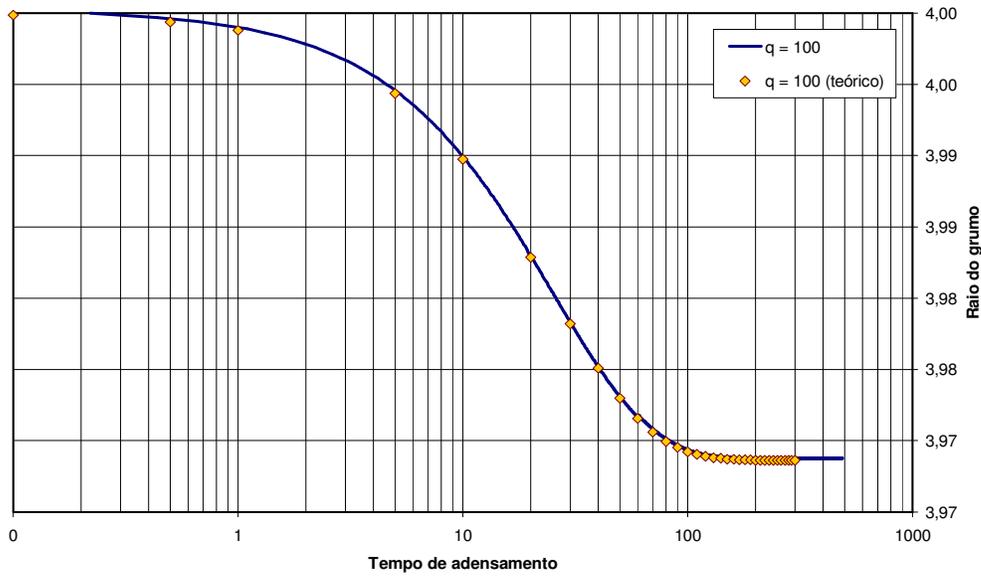
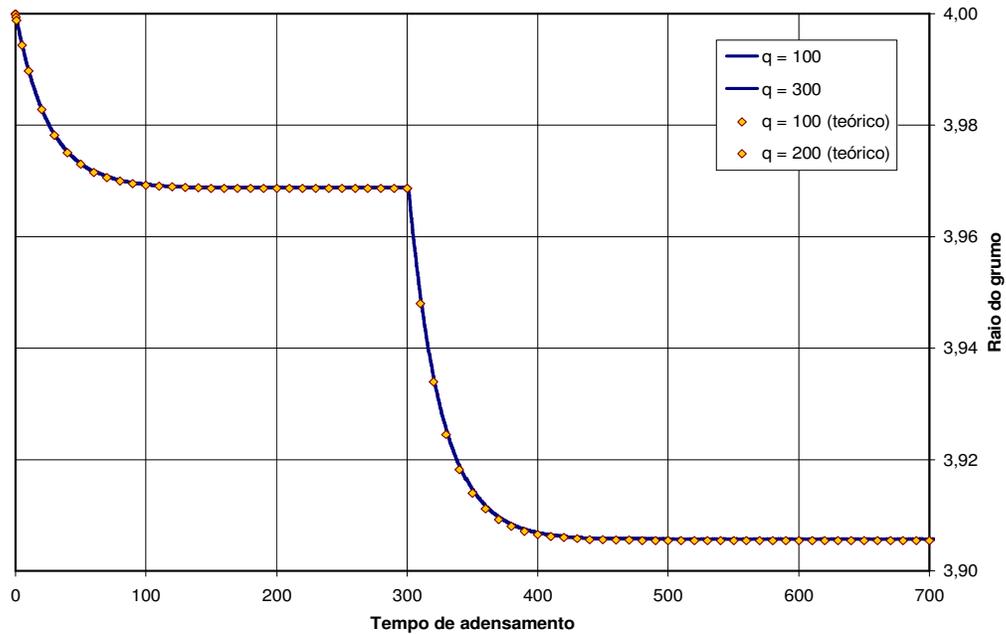


Figura 4.18: Curva de adensamento semi-logaritmica para  $q = 100$ .

Já a figura 4.19 apresenta a variação de raio para dois estágios consecutivos, para  $q = 100$  e  $300$  respectivamente.



acontece o adensamento global do modelo (b, c, d). Assim que os grumos completam seus respectivos adensamentos, o modelo tende rapidamente para a sua configuração final (e). A influência dos grumos se aprecia comparando com a solução obtida no caso de todas as partículas serem rígidas (f).

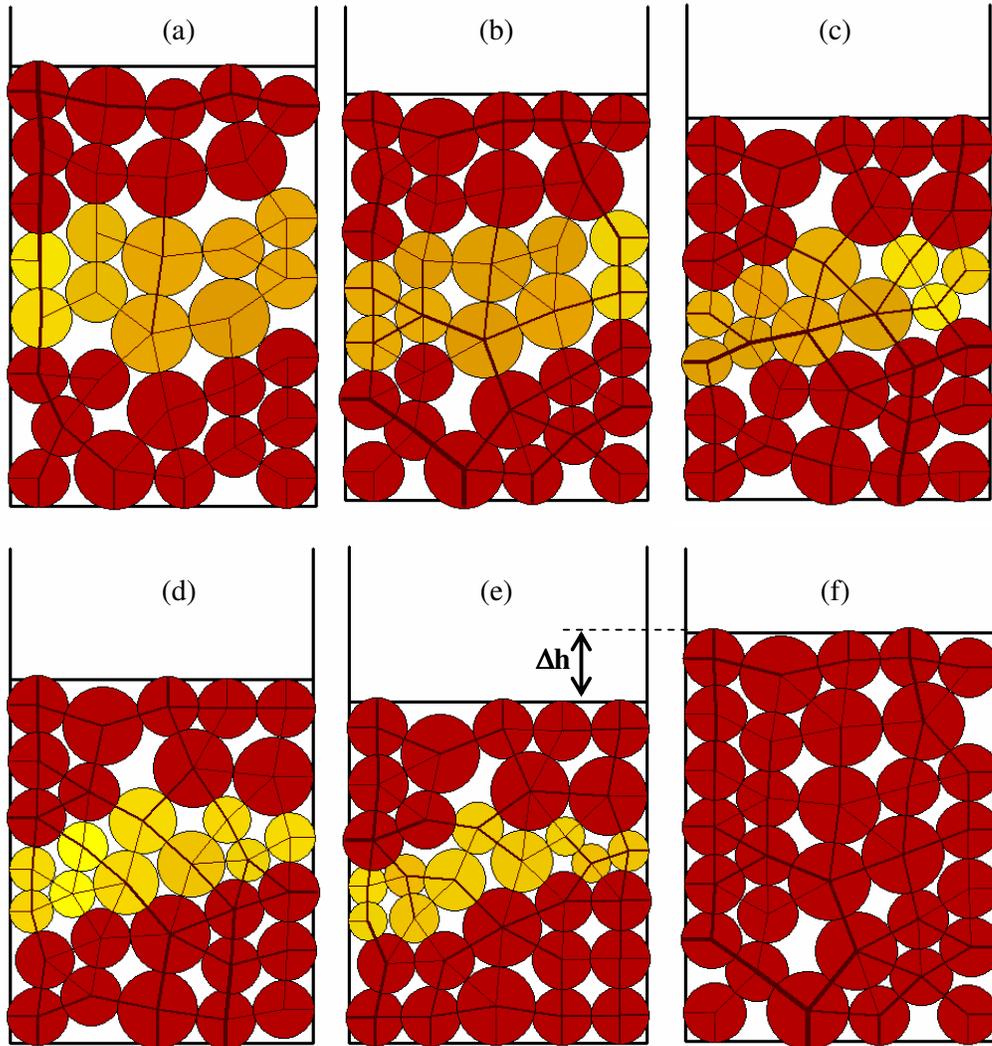


Figura 4.20: Compressão confinada de solo com grumos. a) Configuração inicial; b, c, d) Configurações durante o adensamento; e) Configuração final; f) Configuração final para o mesmo solo sem grumos.

### **Conclusões**

Uma formulação adimensional de um elemento discreto circular elástico e compressível foi derivada a partir da teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi, a qual atende o caso de carregamento variável no tempo. Esta formulação tem sido implementada na biblioteca *DEMLib* e validada mediante a comparação da solução numérica e teórica para vários exemplos.

## 4.2. Modelagem da cimentação de grãos

### 4.2.1. Formulação da cimentação de contato

Um outro fenômeno presente nas massas de solo residual é a existência de diversas formas de cimentação nos espaços intergranulares, o que confere certa resistência aos contatos entre partículas e redundando numa maior rigidez e nível de estruturação do solo. Como já foi explicado, a origem da cimentação em solos residuais responde a processos variados, mas podem ser analisados em conjunto no que se refere ao seu comportamento mecânico.

*Cimentação pontual.* A primeira hipótese assumida tem a ver com o caráter pontual da cimentação, isto é, que ela se concentra geometricamente apenas em um ponto. Como se pode apreciar na microscopia da figura 4.21, a cimentação aloja-se nos espaços entre partículas ocupando áreas pequenas, desprezíveis se comparadas com a área de contorno livre dos grãos. Isto se deve basicamente à forma irregular dos grãos, o que favorece o contato pontual entre eles, e é nesses pontos de contato precisamente que acontece a deposição dos agentes cimentantes que percolam em solução, ou a soldagem por causa das elevadas pressões intergranulares atuantes.

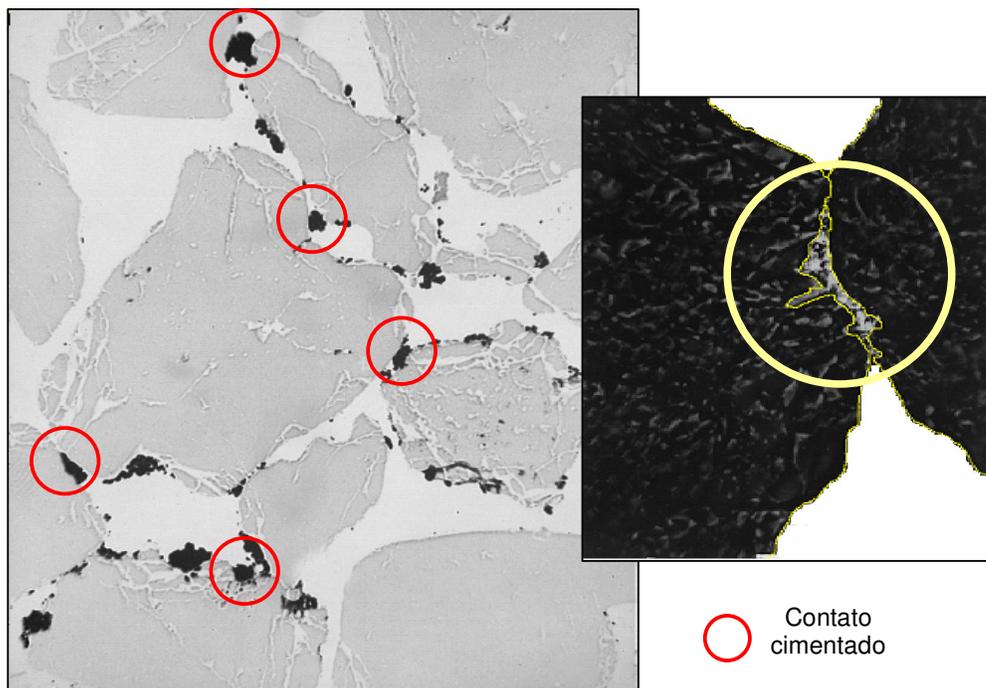


Figura 4.21: Caráter pontual da cimentação entre grãos de solo.

*Cimentação fraca.* Derivada da característica de cimentação pontual, e no referente à capacidade de resistência mecânica, surge a segunda hipótese a considerar, a de cimentação fraca. A figura 4.22 mostra o modelo mecânico adotado para o contato cimentado pontual entre dois grãos de solo, onde forças pontuais de tração  $N_c$  e cisalhamento  $S_c$  geram-se em oposição à tendência de movimento relativo segundo os dois graus de liberdade. Por outro lado o terceiro grau de liberdade, correspondente à rotação, não é impedido pela existência do cimento, com o que o grão pode girar livremente em torno do ponto de contato. O fato do contato cimentado não conseguir impedir a rotação relativa dos grãos, mas apenas a sua translação, dá a cimentação o nome de *fraca*.

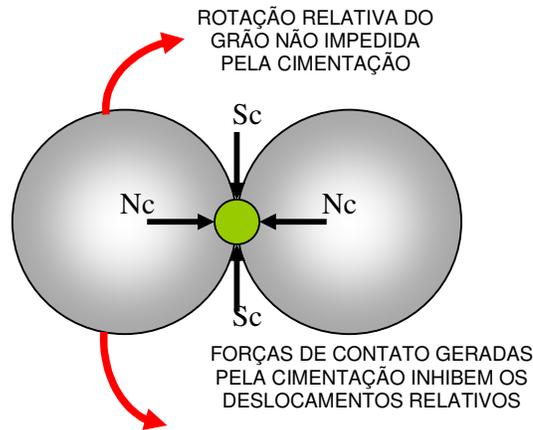


Figura 4.22: Comportamento mecânico de contato cimentado.

*Cimentação Solúvel.* Um terceiro aspecto da cimentação em solos residuais se relaciona à sua susceptibilidade ou não à presença de água na massa de solo. Sabe-se que certos cimentos como os carbonáticos são solúveis em contato com água dando lugar a uma perda da cimentação por saturação, fenômeno que pode ocasionar colapso da estrutura de solo. Outros tipos de cimentação, no entanto, não se alteram em contato com água. Assim, para incluir os efeitos de colapso por perda da cimentação, se faz necessário contemplar a solubilidade ou não do cimento.

A partir das hipóteses de cimentação *pontual* e *fraca*, e da condição de *solubilidade*, é possível desenvolver a formulação matemática que descreva o comportamento do contato cimentado. Potyondy & Cundall (2004) propuseram um modelo de ligação simples que combina as hipóteses de contato pontual e fraco, com resultados satisfatórios. Este tipo de ligação é de fácil implementação

na biblioteca *DEMlib*, já que o contato entre elementos discreto é definido pontual. A cimentação é incorporada, pois, como um atributo especial para o contato entre elementos.

A partir da figura 4.22, pode-se entender o efeito do cimento como uma resistência à tração e ao cisalhamento definidas pelas forças  $N_c$  e  $Sc$  respectivamente. Quando forças de tração e cisalhamento solicitam o contato, a cimentação gera forças opostas (de igual módulo e sentido contrário) até o limite de resistência dado por  $N_c$  e  $Sc$ . Superado qualquer um destes limites a cimentação quebra e o contato passa a se comportar normalmente, isto é, sem resistência à tração e com resistência de atrito para cisalhamento. Ou seja,

$$\begin{array}{ll} \text{Se: } F_{\text{TRAÇÃO}} \leq N_c & N_{\text{CIMENTO}} = - F_{\text{TRAÇÃO}} \\ \text{Se: } F_{\text{CISALHAMENTO}} \leq Sc & S_{\text{CIMENTO}} = - F_{\text{CISALHAMENTO}} \\ \text{Se: } F_{\text{TRAÇÃO}} > N_c \text{ ou } F_{\text{CISALHAMENTO}} > Sc & N_c = S_c = 0 \end{array}$$

#### 4.2.2. Implementação da cimentação de contato

A formulação da cimentação foi implementada na biblioteca *DEMlib*, incorporando-a como atributo dos contatos (*links*) entre elementos discretos, não assim nos contatos entre elementos discretos e paredes. Desta forma os *links* entre elementos podem se comportar de duas formas: a) como contato não cimentado, desenvolvendo apenas resistência à compressão e ao cisalhamento pelo mecanismo de atrito; b) como contato cimentado, desenvolvendo, além de resistência à compressão, resistência à tração e ao cisalhamento por causa do agente cimentante. Assim que a resistência pelo cimento é vencida, a ligação cimentícia é quebrada e qualquer novo contato que vier acontecer será do tipo não cimentado.

O *parâmetro* de entrada que define a cimentação dos contatos é a resistência do cimento  $F_c$ , entendida como uma força pontual de ruptura, cisalhante ou de tração, que produz a quebra da ligação.

A *configuração* da cimentação, isto é, a distribuição dos *links* cimentados no domínio do modelo, é controlada pelo parâmetro *Cement* passado no arquivo de entrada, o qual define quais *links* são cimentados e quais não. Os tipos de configuração que podem ser adotados são do tipo:

NENHUM *link* está cimentado;

TODOS os *links* estão cimentados;

Uma PORCENTAGEM determinada de *links* cimentados aleatoriamente distribuídos no domínio;

Uma BANDA do domínio de determinada espessura e inclinação é composta por *links* cimentados.

Estes *links*, por sua vez, podem ser definidos como solúveis ou não, onde nos primeiros a ligação do cimento é removida assim que é atingida a condição saturada nessa parte do domínio.

Enquanto à *estrutura de dados* da cimentação, cada objeto *link* armazena inicialmente um valor de estado:

- ( 0 ) *link não cimentado*
- ( 1 ) *link cimentado não solúvel*
- ( -1 ) *link cimentado solúvel*

Quando as forças nos contatos são recalculadas, é feita a consulta sobre o estado de saturação a fim de desativar (valor de estado = 0) ou não os *links* susceptíveis. Em seguida é feito o controle de forças para o caso de *links* cimentados, e caso haja ruptura do cimento o *link* é desativado. Finalmente é feito o controle dos *links* não cimentados, onde as forças cisalhantes estão limitadas pelo valor máximo da força de atrito, e os *links* são destruídos caso haja separação dos elementos.

#### 4.2.3.

#### **Validação da formulação implementada**

A validação da implementação da cimentação no código *DEMlib* foi realizada rodando alguns exemplos de geometria simples e com poucos elementos, onde forças de tração ou cisalhamento eram induzidas de forma controlada nos contatos cimentados até atingir a ruptura dos mesmos. Após a quebra da cimentação por tração ou cisalhamento, o comportamento dos contatos passava a ser o normal, sem qualquer resistência por agentes cimentantes.

A modo ilustrativo a figura 4.23 mostra um solo cimentado submetido a compressão confinada para duas configurações: a) todos os contatos estão cimentados; b) os contatos não estão cimentados. Na análise comparativa do resultado obtido, observa-se a influência da cimentação na estruturação do solo e na limitação das deformações volumétricas.

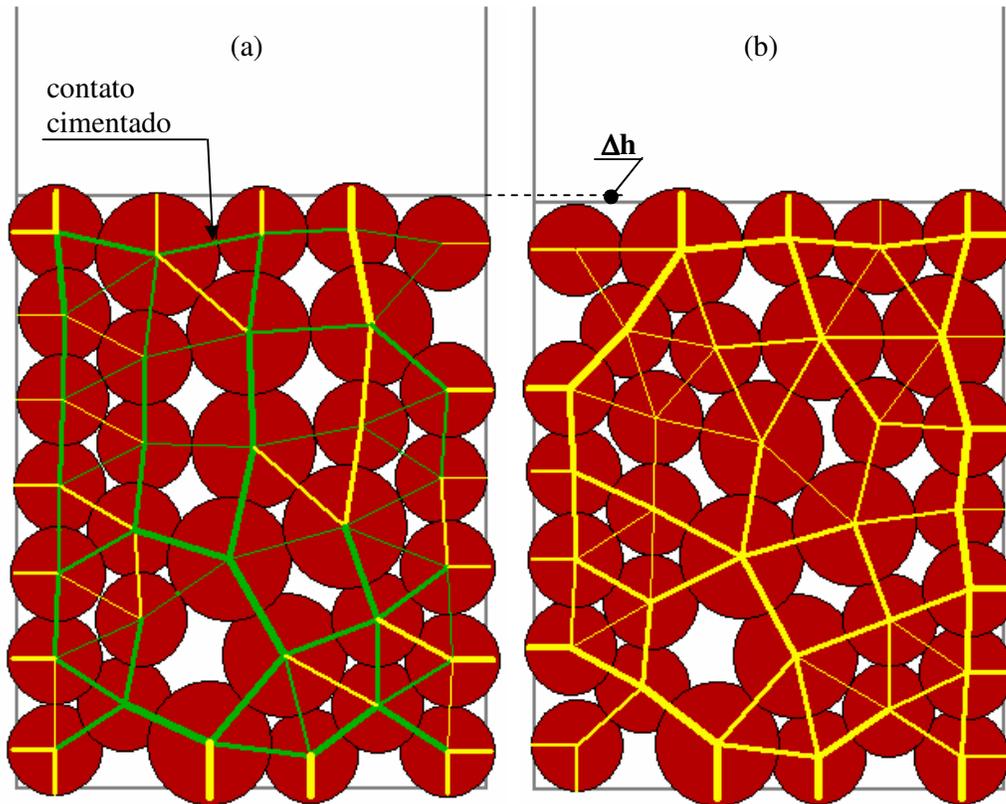


Figura 4.23: Exemplo de validação: a) Solo cimentado; b) Solo não cimentado.

### **Conclusões**

Uma formulação para a simulação de contatos cimentados entre elementos discretos foi desenvolvida a partir das hipóteses de contato pontual e fraco, e da condição de solubilidade, baseadas em observações sobre o comportamento micro-estrutural de grãos cimentados. A formulação foi implementada na biblioteca *DEMlib* e validada com sucesso, precisando de apenas dois parâmetros de entrada, o valor da resistência do cimento e o tipo de configuração para a geração automática dos contatos cimentados no domínio de modelagem.

Os exemplos de validação mostraram que a presença de contatos cimentados tende a manter as posições relativas entre as partículas e a limitar as deformações no modelo, materializando assim o efeito de estruturação.

### 4.3. Modelagem da ligação rochosa

Os solos residuais jovens caracterizam-se por conter na sua massa blocos da rocha mãe ainda não alterados. Trata-se de blocos arredondados correspondentes aos núcleos dos módulos rochosos que compõem os maciços fraturados, como mostra o perfil de alteração esquematizado na figura 4.24. O intemperismo diferencial, atuando a partir das fraturas e descontinuidades, vai alterando estes módulos superficialmente, num processo que continua até a total desintegração dos blocos ao se atingir a maturidade do solo.

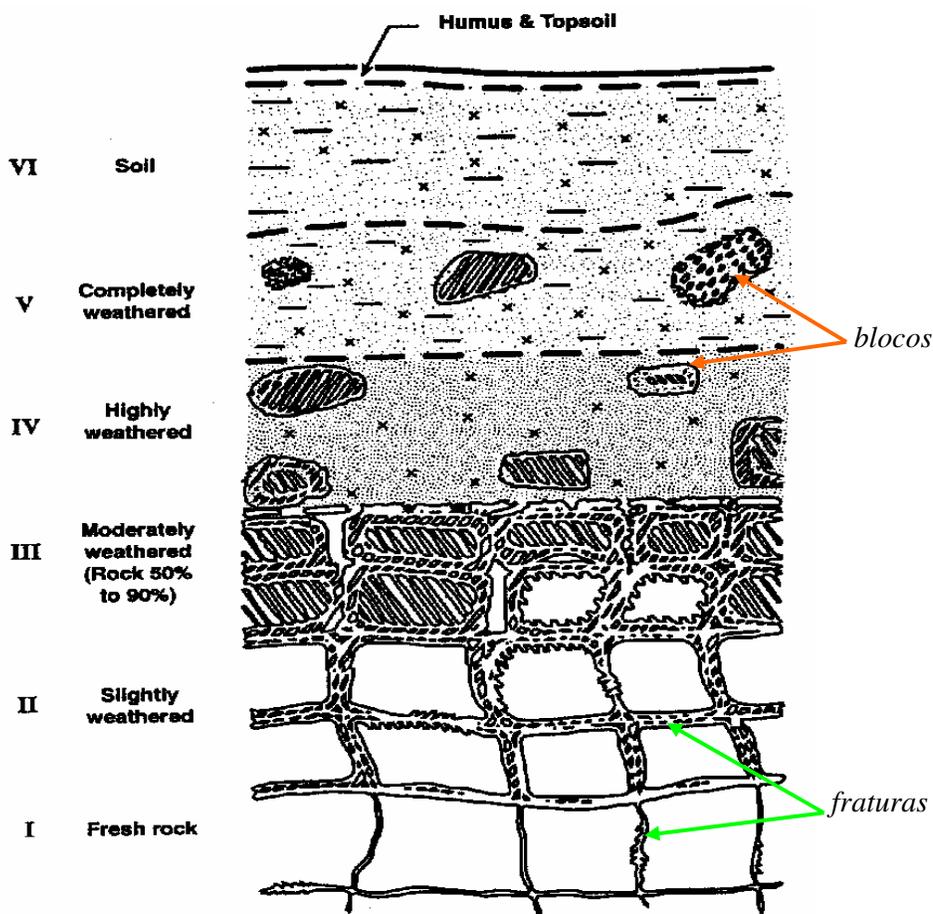


Figura 4.24: Perfil de alteração. Blocos de rocha presentes na massa residual.

Em se tratando de macro-elementos rígidos dentro de uma massa mais deformável e desagregada, estes blocos rochosos influem na deformabilidade das massas residuais jovens, pelo que se torna importante modelar discretamente esta característica.

### 4.3.1. Formulação da ligação rochosa

A modelagem discreta de blocos rochosos a partir de elementos discretos tipo disco é abordada por Potyondy & Cundall (2004), onde o objetivo é a modelagem de rochas visando à abertura e propagação de fraturas. A formulação detalhada a seguir segue os lineamentos traçados pelos autores.

A idéia básica para representar corpos rígidos e indeformáveis é a de aglutinar diversos elementos discretos mediante contatos especiais que impeçam o deslocamento e rotação relativos entre eles. Estes contatos, pois, devem ser capazes de transmitir os esforços de compressão, tração, cisalhamento e momento, o que pode ser materializado por uma viga de conexão que vincule cada par de elementos discretos. Este conceito é ilustrado na figura 4.25.

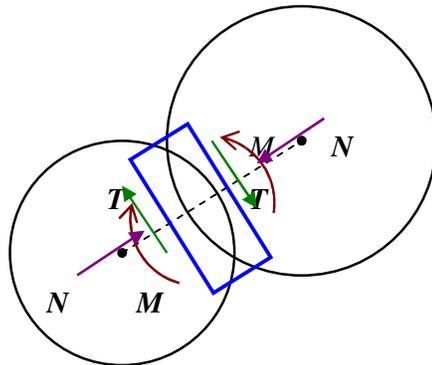


Figura 4.25: Modelo de viga de conexão. Esforços normal, cisalhante e momento.

Este contato tipo viga atua *paralelamente* ao contato básico por superposição, e seus efeitos são somados a fim de obterem-se as forças totais incidentes nos elementos. A geometria desta viga é mostrada na figura 4.26, junto com os esforços transmitidos por ela. São assumidas as seguintes características:

- O comprimento  $L$  da viga se aproxima de zero, a fim de reproduzir o comportamento tipo junta.
- A altura  $H$  da viga é assumida como sendo igual ao menor dos diâmetros das partículas que vincula.
- A espessura da viga é unitária, com o qual a área  $A$  da viga é igual a  $H$ .
- O momento de inércia da seção transversal da viga é  $I = (2/3)(H/2)^3$ .
- O comportamento da viga é elástico, definido pelas rigidezes normal ( $k_N$ ) e tangencial ( $k_T$ ) que são assumidas constantes.

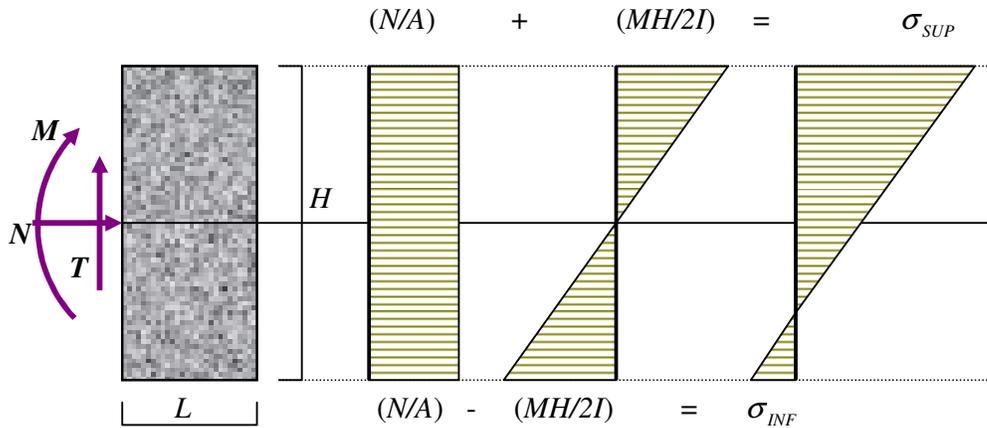


Figura 4.26: Viga de conexão. Geometria, esforços atuantes e campo de tensões.

Os esforços na viga são gerados a partir dos deslocamentos normal ( $\Delta U_N$ ) e tangencial ( $\Delta U_T$ ), assim como da rotação ( $\Delta \theta$ ) relativas entre os elementos discretos vinculados, segundo:

$$\Delta N = k_N \Delta U_N \quad (4.48)$$

$$\Delta T = k_T \Delta U_T \quad (4.49)$$

$$\Delta M = k_N I \Delta \theta \quad (4.50)$$

A partir destes esforços podem ser calculadas as máximas tensões atuantes na viga, segundo

$$\sigma_{\max}^c = \frac{N}{A} + \frac{MH}{2I} \quad \text{máxima compressão} \quad (4.51)$$

$$\sigma_{\max}^t = \frac{N}{A} - \frac{MH}{2I} \quad \text{máxima tração} \quad (4.52)$$

$$\tau_{\max} = \frac{T}{A} \quad \text{máxima tensão cisalhante} \quad (4.53)$$

No tocante a um critério de ruptura que defina os máximos esforços admissíveis, este deve ser entendido como um critério de ruptura para rocha, onde a seção da viga de contato constitui o plano de falha pré-estabelecido. Entre tais critérios destacam-se o de *Coulomb*, *Griffith* e *Hoek & Brown* (Serrano, 2000).

Adotou-se, neste caso, o critério de *Coulomb*, pela sua simplicidade conceitual, de formulação e de implementação. O critério, proposto inicialmente para solos em 1773, estabelece uma relação linear entre tensões normal ( $\sigma$ ) e cisalhante ( $\tau$ ) no plano de ruptura ( $R$ ), dada por:

$$\tau_R = c + \sigma_R \tan \phi \quad (4.54)$$

onde  $c$  (coesão) e  $\phi$  (ângulo de atrito) são os parâmetros de resistência do critério, como mostra a figura 4.27. Adicionalmente, adota-se uma tensão limite de tração  $T_0$  que define um cut-off para o critério. Desta forma, quando alguma das tensões atuantes na viga ultrapassa os valores limites de tração ou cisalhamento, acontece ruptura da viga de conexão e a desagregação dos dois elementos.

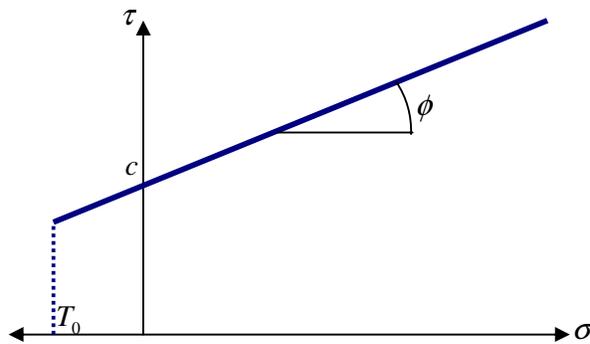


Figura 4.27: Critério de ruptura de Coulomb. Parâmetros do critério.

#### 4.3.2. Implementação da ligação rochosa

A implementação do contato tipo viga de conexão para a simulação da ligação rochosa foi realizada na classe *Link*, e na sua classe derivada *DiscLink*, incorporando-a na formulação dos contatos entre elementos discretos, não assim nos contatos entre elementos discretos e paredes. Desta forma os *links* entre elementos podem se comportar, além de como contatos cimentados ou não cimentados, como contatos rochosos. A resistência devido à ligação rochosa atua paralelamente à resistência desenvolvida pelo contato básico.

O parâmetro de material *RockMaterial* permite escolher o tipo de rocha a ser usado na modelagem, entre as opções de rochas disponíveis no código:

- 0 - GRANITO
- 1 - GNAISSE
- 2 - ARENITO

Estas rochas têm os seus módulos de rigidez e parâmetros de ruptura de Coulomb definidos no código, assumidos como valores médios obtidos experimentalmente e disponíveis na literatura (Goodman, 1980; Serrano, 2000).

A *configuração* da ligação rochosa no domínio do modelo é controlada pelo parâmetro *Rock* passado no arquivo de entrada, o qual define quais *links* são contatos rochosos e quais não. Os tipos de configuração que podem ser adotados são do tipo:

NENHUM *link* é contato rochoso;

TODOS os *links* são contatos rochosos;

Uma PORCENTAGEM determinada de *links* rochosos aleatoriamente distribuídos no domínio;

Uma BANDA do domínio de determinada espessura e inclinação é composta por *links* rochosos.

Enquanto à *estrutura de dados*, cada objeto *link* armazena inicialmente um valor de estado:

- ( 0 ) *link não rochoso*
- ( 1 ) *link rochoso*

Quando as forças nos contatos são recalculadas, é feito o controle de forças para o caso de *link* rochoso, e caso os critérios de ruptura por tração ou cisalhamento sejam ultrapassados, acontece ruptura e o *link* rochoso é desativado.

### 4.3.3. Validação da formulação implementada

A validação da implementação da ligação rochosa no código *DEMLib* foi realizada rodando alguns exemplos de geometria simples e com poucos elementos, onde forças de tração, cisalhamento e momento eram induzidas de forma controlada nos contatos até atingir a ruptura dos mesmos. Após a quebra da viga de conexão, o comportamento dos contatos passa a ser o normal, sem qualquer resistência rochosa.

A modo ilustrativo a figura 4.28 mostra resultados de um ensaio de compressão confinada (a), para os casos de um modelo onde alguns elementos discretos formam um bloco rochoso (b), e o mesmo modelo sem blocos rochosos (c). A comparação dos resultados mostra o efeito da presença de ligações rochosas, as quais induzem um comportamento de corpo rígido no conjunto, o que limita as deformações dentro do bloco rochoso, além de influir no rearranjo do restante das partículas sob carregamentos.

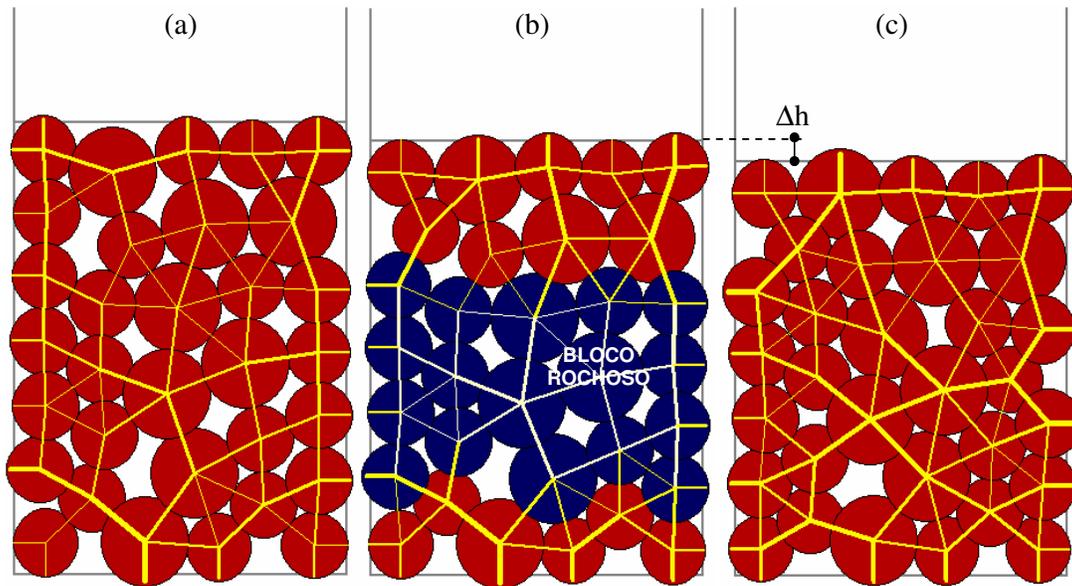


Figura 4.28: Ensaio de compressão confinada: a) Geometria inicial; b) Solo com bloco rochoso; c) Solo sem bloco rochoso.

### **Conclusões**

Uma formulação para a simulação de contatos rochosos entre elementos discretos foi desenvolvida por meio do modelo de viga de conexão, incorporando o critério de ruptura de Coulomb para definir a condição limite de colapso da conexão.

A formulação foi implementada na biblioteca *DEMlib* e validada com sucesso, precisando de apenas dois parâmetros de entrada, a classe de rocha assumida e o tipo de configuração para a geração automática dos contatos rochosos no domínio de modelagem.

#### **4.4. Modelagem da quebra de grãos**

Em solos residuais destaca-se a presença de amalgamas de partículas e grãos micro-fissurados de baixa resistência, produto dos diversos processos de alteração. Quando submetidos a carregamentos, acontece a desagregação das amalgamas e o rompimento dos grãos fracos, provocando contração volumétrica plástica e uma mudança para os finos na curva de distribuição granulométrica. Este fenômeno é governado pelas forças atuantes nos contatos entre partículas, com o qual a sua ocorrência cresce com a tensão de confinamento. De igual forma, arranjos fechados e fábrica intrincada o favorecem.

##### **4.4.1. Formulação do mecanismo de quebra**

Diversos autores têm abordado o fenômeno de quebra de grãos em análise micro-estrutural de areias, onde para pressões suficientemente elevadas a massa de solo experimenta uma compactação produzida pela fratura frágil dos grãos, e o conseqüente rearranjo intergranular. O problema da ruptura de um grão isolado, geralmente de quartzo, tem sido abordado tanto teórico quanto experimentalmente. A análise Hertziana oferece uma solução analítica para a distribuição de tensões no interior de um sólido elástico, isotrópico e homogêneo. Uma descrição e discussão aprofundada desta formulação é apresentada em Brzesowsky (1995).

Na pesquisa experimental, por outro lado, foram levados a cabo ensaios de compressão de esferas e grãos de diversos materiais, incluindo monocristais de quartzo. Estes foram carregados diametralmente entre duas placas rígidas até ruptura (Gallagher, 1976). Quatro configurações de ruptura foram distinguidas nestes ensaios, conforme mostrado na figura 4.29.

O fenômeno que nos ocupa, porém, se refere a grãos micro-fissurados, amalgamas de partículas e minerais alterados, onde a superfície de ruptura está pré-definida pelos planos de fraqueza e fissuração. Nesta condição, quando o campo de trações normal a dito plano de fraqueza vence sua baixa resistência, acontece a quebra. Este mecanismo assemelha-se ao modo (d) da análise experimental da figura 4.29, e coincide com a ruptura experimentada no ensaio brasileiro de tração por compressão diametral, mostrado na figura 4.30.

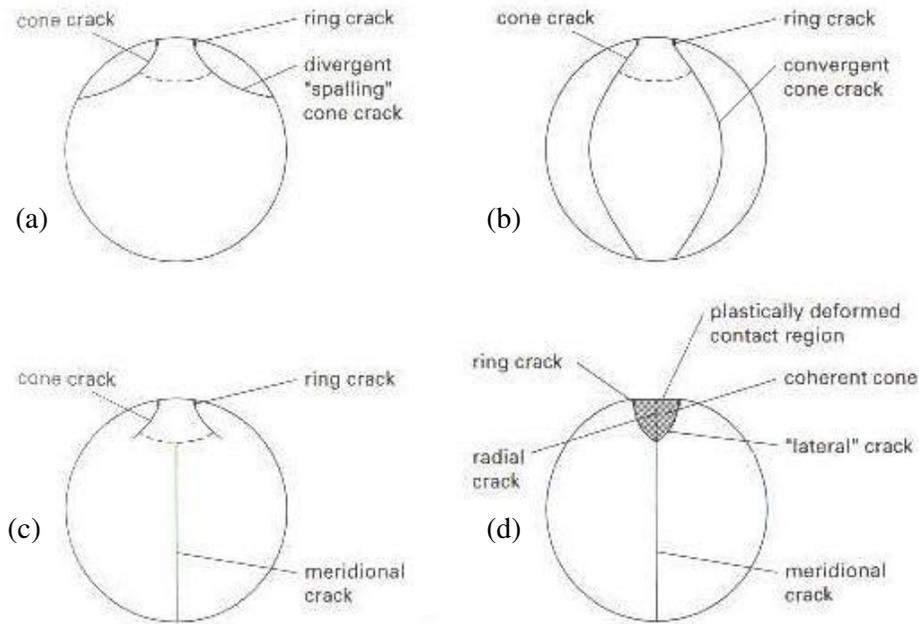


Figura 4.29: Modos de ruptura de um grão de quartzo comprimido diametralmente.

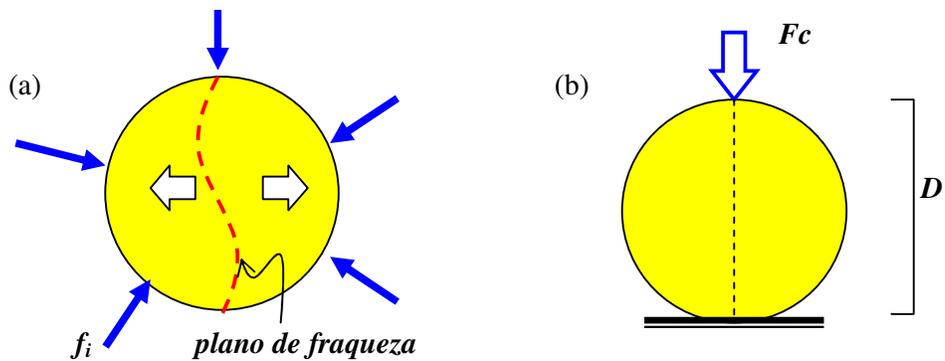


Figura 4.30: Mecanismo de quebra de grãos: a) Grão fissurado sob carregamento; b) Ensaio de tração por compressão diametral.

A ruptura neste ensaio acontece por tração, a partir do campo de trações gerado pelo carregamento diametral, que atua na direção normal ao plano de carga. O valor desta tração em ruptura é dado pela expressão:

$$\sigma_t = \frac{2f_c}{\pi Dt} \quad (4.55)$$

onde  $f_c$  é a força compressiva aplicada, enquanto que  $D$  e  $t$  são respectivamente o diâmetro e comprimento do corpo de prova.

Adicionalmente, deve-se salientar o caráter aleatório destas micro-fissuras e planos de fraquezas dentro do grão, o que pode ser apreciado na microscopia da figura 4.31. Assim sendo, estas micro-fissuras poderão se propagar em qualquer direção dentro do grão, dependendo da configuração de forças solicitantes.

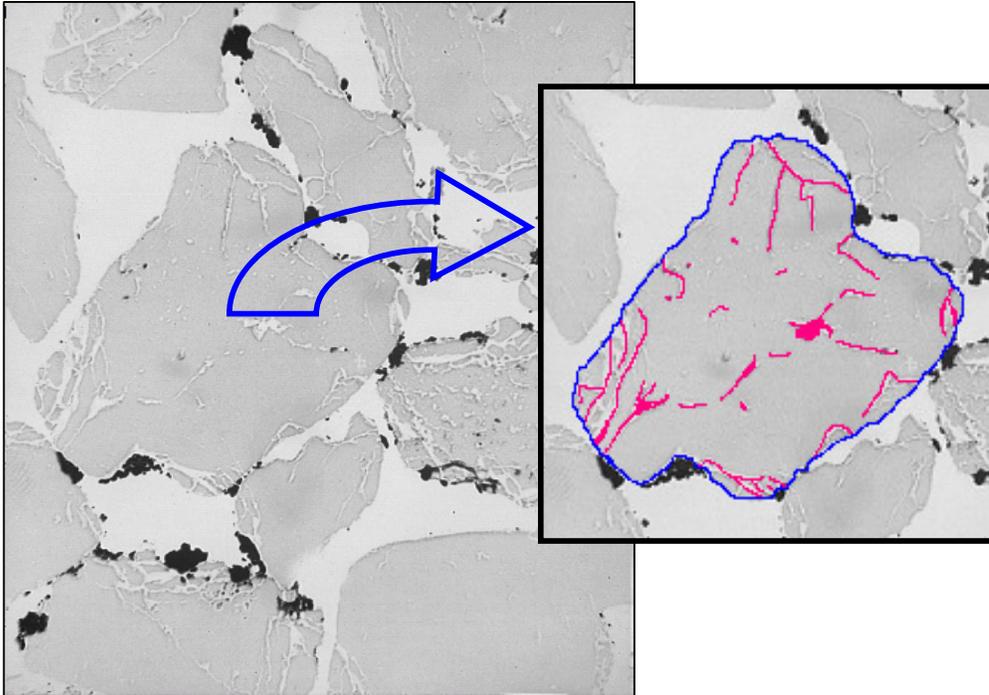


Figura 4.31: Microscopia de grãos de solo residual. Detalhe de micro-fissuras aleatórias.

A partir deste comportamento observado, e na procura de uma descrição simples do problema, foram assumidas as seguintes hipóteses:

- O comportamento do grão é rígido até a ruptura, sem qualquer deformação durante o carregamento.
- O grão se encontra debilitado pela presença de micro-fissuras de orientação aleatória conformando planos de fraqueza que controlam a ruptura.
- A ruptura acontece quando, devido à compressão diametral numa dada direção, é gerado um campo de trações cujo valor ultrapassa o limite de resistência nos planos de fraqueza, segundo o critério do ensaio brasileiro.

#### 4.4.2. Implementação da quebra de grãos.

A formulação da quebra de grãos foi implementada na classe *Disc*, como um atributo adicional dos elementos. O processamento das forças de contato para efetuar o controle de quebra foi incluído na classe *DiscLink*. Caso haja quebra o elemento é quitado, dando lugar a dois novos elementos tipo disco no seu lugar.

A *resistência* à tração  $S_{crush}$  nos planos de fraqueza dos grãos é passada como parâmetro no arquivo de entrada.

O parâmetro de configuração *Crushing* define quais elementos do modelo são susceptíveis de quebra. Os tipos de configuração que podem ser adotados são:

NENHUM *elemento* pode quebrar;

TODOS os *elementos* podem quebrar;

Uma PORCENTAGEM determinada de *elementos* do domínio podem quebrar;

Uma BANDA do domínio de determinada espessura e inclinação é composta por *elementos* que podem quebrar.

### **Controle de quebra**

Especial atenção merece o algoritmo para o cálculo das forças internas atuantes no elemento e o controle de quebra. O objetivo básico é montar um ensaio de compressão diametral no elemento discreto, para o qual é preciso definir a direção e magnitude do carregamento. A figura 4.32 mostra o processo.

Em primeiro lugar são coletadas numa lista as forças normais geradas nos contatos do elemento para um dado passo de cálculo, junto com o seu ângulo de incidência. Seguidamente encontra-se a máxima força da lista, cuja direção será a direção de compressão diametral a que será submetido o elemento.

Uma vez definida a direção de carregamento, todas as forças são decompostas em quatro forças resultantes, duas na direção do carregamento ( $f_0$  e  $f_2$ ), e duas normais ( $f_1$  e  $f_3$ ). Dado que em geral teremos  $f_0 \neq f_2$  e  $f_1 \neq f_3$ , a força compressiva do ensaio será a mínima das forças atuantes na direção do carregamento, isto é,

$$f_c = \text{MIN}(f_0, f_2) \quad (4.56)$$

sendo que a força desequilibrada  $\Delta f_c = f_0 - f_2$  será a responsável pelo movimento do elemento. De igual maneira a força normal que atuará como um confinamento adicional no ensaio será dada por

$$f_n = \text{MIN}(f_1, f_3) \quad (4.57)$$

e a força desequilibrada  $\Delta f_n = f_1 - f_3$  contribuirá para o movimento do elemento.

A tensão de tração que se deriva do carregamento diametral é calculada pela expressão (4.55) para espessura  $t$  igual a 1,

$$\sigma_t = \frac{2f_c}{\pi D} \quad (4.58)$$

a qual poderá ser atenuada pela tensão confinante dada por

$$\sigma_n = f_n / D \quad (4.59)$$

O critério de quebra vem dado pela resistência à tração do elemento, ou seja

$$\text{Se } (\sigma_t - \sigma_n) < S_{crush} \text{ não há quebra}$$

$$\text{Se } (\sigma_t - \sigma_n) \geq S_{crush} \text{ acontece a quebra}$$

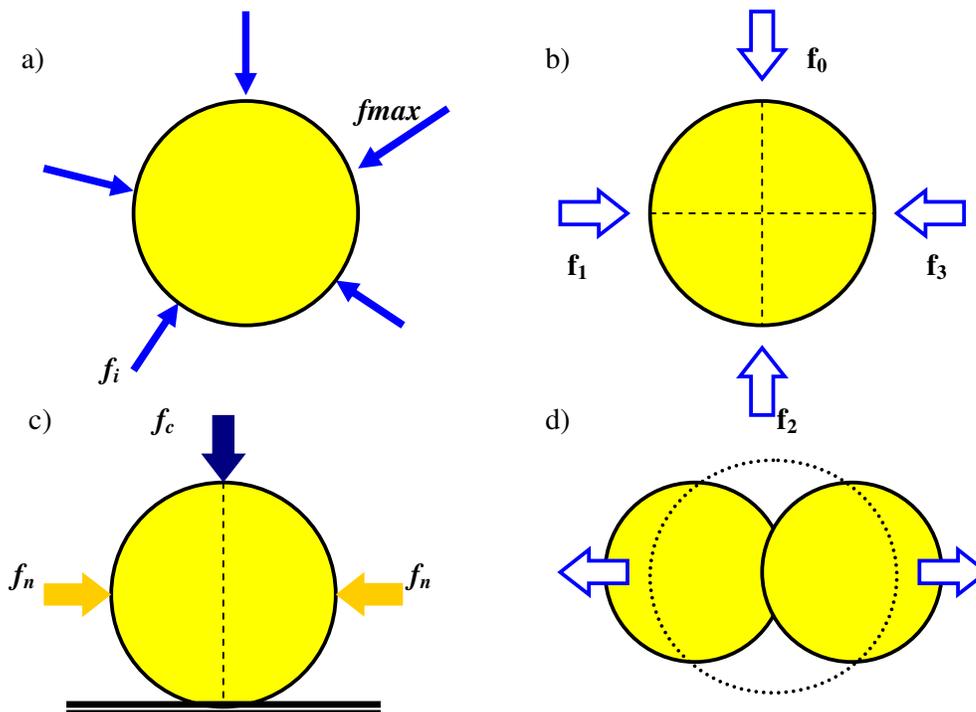


Figura 4.32: Montagem do ensaio de compressão diametral no elemento: a) Coleta das forças nos contatos; b) Forças resultantes segundo a direção da máxima força, e normal a esta; c) Forças do ensaio; d) Novos elementos gerados.

Caso o limite de resistência seja ultrapassado, o elemento é eliminado da lista de elementos discretos e dois novos elementos são criados no seu lugar, havendo conservação de massa do elemento que quebrou. Esta condição fixa o tamanho dos novos elementos tipo disco segundo:

$$A_{novo} = 1/2 A_{inicial} \quad (4.60a)$$

$$r_{novo} = r_{inicial} / \sqrt{2} \quad (4.60b)$$

Os novos elementos são criados superpostos de modo a ficar circunscritos no elemento eliminado. Esta superposição produz uma força de repulsão entre os

dois novos elementos, o que simula a expansão ou dilatação ocorrida no momento da quebra. Em seguida estes elementos fazem contato com os elementos vizinhos e assim se incorporam naturalmente ao processo de cálculo.

#### **4.4.3. Validação da formulação implementada**

A implementação do fenômeno de quebra foi validada por meio de exemplos simples onde elementos discretos foram submetidos a esforços compressivos diretos, seja de paredes carregadas ou de outros elementos. Especial cuidado foi tomado com a validação do algoritmo de coleta de forças de contato, o processamento destas para a montagem do ensaio de compressão diametral, assim como nas características e comportamento dos novos elementos introduzidos no modelo após a quebra.

A figura 4.33 apresenta um exemplo onde se pode apreciar o comportamento de alguns grãos fracos misturados com grãos não susceptíveis de quebra, num ensaio de compressão confinada. Para uma melhor visualização os grãos fracos são destacados em outra cor, mas os novos grãos produto da quebra não são diferenciados, porquanto não podem eles mesmos quebrar.

A fins comparativos, rodou-se também o mesmo exemplo sem grãos susceptíveis de quebra. O exemplo mostra uma pequena variação relativa na deformação volumétrica, 11,03% na amostra com quebra de grãos e 10,38% na amostra sem quebra, confirmando o comportamento esperado.

#### ***Conclusões***

Uma formulação para a descrição do fenômeno de quebra de grãos foi obtida a partir do conhecimento experimental no tocante à microscopia de grãos fracos e aos mecanismos de ruptura de grãos. A similitude no aspecto mecânico do fenômeno com o ensaio de tração por compressão diametral possibilitou uma descrição simples assim como uma formulação robusta do critério de quebra.

A formulação foi implementada na biblioteca *DEMlib* e validada com sucesso, precisando de dois parâmetros de entrada, o valor da resistência a tração dos grãos e o tipo de configuração para a geração automática do domínio de modelagem. A implementação consegue reproduzir satisfatoriamente o fenômeno de quebra, e o posterior rearranjo das partículas com contração volumétrica.

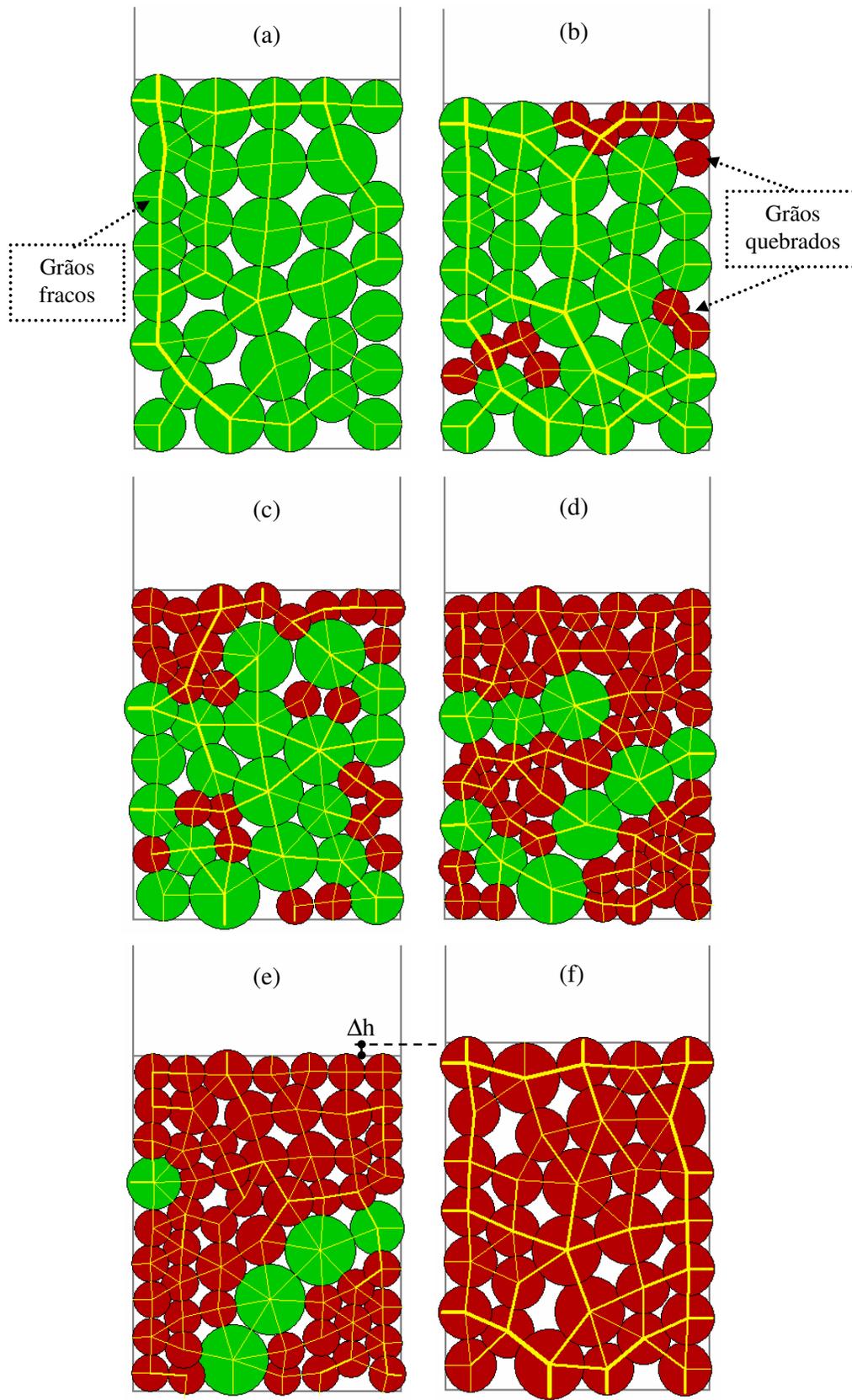


Figura 4.33: Adensamento de solo com grãos fracos: a) Configuração inicial; b,c,d) Estágios do ensaio; e) Configuração final; f) Configuração final no caso sem grãos fracos.

#### 4.5. Modelagem do fluxo não saturado

A modelagem discreta da condição não saturada assim como dos fenômenos relacionados com o fluxo bifásico água-ar introduz no modelo conceitual novas entidades que vêm a interagir com a já definida entidade *partícula*. Estas entidades são os *meniscos* de água gerados nos contatos entre as partículas, e os *poros* de ar formados nos espaços geométricos criados pela configuração do conjunto das partículas. A interação entre estas três entidades é complexa, e se dá a partir da concatenação de diversos processos de transferência de massa e de forças que descrevem no conjunto o problema do *acoplamento* fluxo-mecânico na busca do equilíbrio pela minimização da energia interna.

A presença de água no solo sob condição não saturada se dá na forma de meniscos formados nos contatos entre partículas, em resposta aos campos de forças de adsorção e capilaridade presentes, e equilibrados por sua vez com a pressão nos respectivos poros. Como consequência, novas forças são introduzidas nos contatos entre partículas. A forma dos meniscos fica definida a partir da geometria das partículas e da massa de água contida neles, a qual pode variar a partir de três processos de transferência de massa: a) na fase líquida, entre meniscos, b) na fase vapor, em troca com os poros, e c) com as partículas, caso estas sejam *grumos* com capacidade de troca de água.

O estado de equilíbrio entre as fases é alterado toda vez que acontecem mudanças nas condições de fronteira, seja no *carregamento* mecânico ou na *sucção* (diferença de pressão entre as fases ar e água). Assim, no caso de fluxo teremos variações na sucção que ativarão os mecanismos de transferência de massa modificando a geometria dos meniscos em busca do novo equilíbrio. Isto por sua vez levará a variações nas forças de contato e eventualmente a uma nova configuração geométrica das partículas.

A discretização das três fases - sólido, água e ar - como entidades separadas constitui um grande avanço de modelagem, já que permite a explicitação de todos os processos físicos e de transferência de massa atuantes. Isto possibilita uma melhor compreensão dos mecanismos micro-estruturais que levam a alguns comportamentos de interesse especial, como ser o colapso, a influência da sucção na resistência e o efeito da variação da sucção nas deformações volumétricas.

A seguir é apresentada a formulação que descreve os processos antes mencionados, a qual segue de uma forma geral os lineamentos do trabalho deste gênero desenvolvido por Gili (1988) (também Gili & Alonso, 2002), além de outros trabalhos mais recentes (Jiang *et al*, 2004).

#### 4.5.1. Formulação do fenômeno de fluxo não saturado

Para a derivação da formulação discreta, definem-se primeiramente as características geométricas e mecânicas da entidade *menisco*. As diferentes transferências de massa que acontecem entre as entidades são destacadas seguidamente, apontando-se quais delas são relevantes para a presente pesquisa. O modelo de fluxo é formulado a partir das hipóteses e assunções adotadas, incluindo os casos de criação, ruptura e fusão de meniscos, estabelecendo as condições iniciais e de contorno, e definindo o acoplamento fluxo-mecânico. Uma vez em posse da formulação, detalham-se a sua implementação e validação na biblioteca *DEMlib*, ilustrando com exemplos de aplicação. Finalmente, são esboçadas idéias conclusivas sobre a formulação implementada.

##### *Geometria do menisco*

Um primeiro passo necessário para desenvolver a formulação consiste na idealização geométrica das três entidades: partícula, poro e menisco. As partículas, como já foi indicado, são idealizadas como sendo discos de raio variável, e os poros ocupam os espaços geométricos resultantes da configuração de partículas em cada caso e da presença de meniscos nos seus contatos. Resta, pois, idealizar a geometria dos meniscos.

Para isto, precisamos entender o *contato* num sentido ampliado, como a disposição geométrica de duas partículas tal que possibilita a formação de um menisco entre elas, sem necessariamente existir contato real nem superposição entre elas. Com esta definição se apresentam os cenários de quase-contato, contato estrito e super-contato, segundo seja o valor do parâmetro de distancia  $D$ , definido como a separação efetiva entre as partículas (ver figura 4.34):

$$D = d_{1-2} - (R_1 + R_2) \quad (4.61)$$

onde  $d_{1-2}$  é a distância entre os centróides das partículas.

A superfície livre do menisco é modelada por um arco de circunferência tangente às superfícies das partículas, ficando definida pelo parâmetro  $D$  e pelos ângulos de molhamento  $\theta_1$  e  $\theta_2$ . Assim como as partículas são definidas como discos de espessura unitária, o menisco tem espessura unitária com área constante.

A sucção mátrica  $s$  pode ser calculada pela equação de Laplace

$$s = p_a - p_w = \sigma \left( \frac{1}{r_a} + \frac{1}{r_b} \right) \quad (4.62)$$

onde  $p_a$  e  $p_w$  são a pressão no ar (poro) e na água (menisco) respectivamente,  $\sigma$  é a tensão superficial da água, e  $(r_a, r_b)$  são os raios de curvatura do menisco segundo dois eixos perpendiculares. No nosso caso, temos  $r_a = r$  no plano de análise e  $r_b \rightarrow \infty$  no plano perpendicular, pelo que a equação de Laplace fica

$$s = p_a - p_w = \frac{\sigma}{r} \quad (4.63)$$

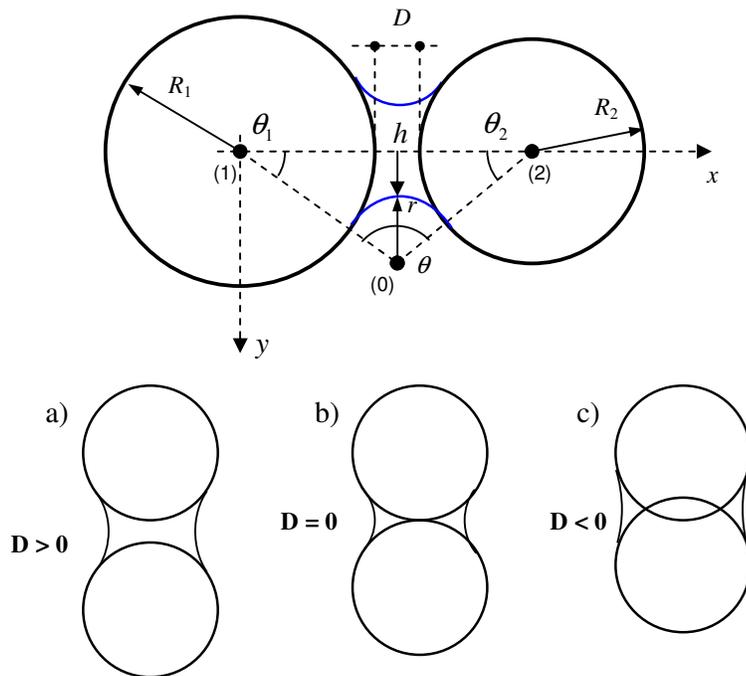


Figura 4.34: Geometria idealizada do menisco: a) Quase-contato; b) Contato estrito; c) Super-contato.

A partir do conhecimento da disposição geométrica das partículas (parâmetro  $D$ ) e do valor da sucção, pode-se calcular o volume de água no menisco em cada caso, o que permite determinar o grau de saturação do solo.

Sabe-se pela eq. 4.63 que  $r = \sigma/s$ , com o qual ficam definidos os três lados do triângulo 0-1-2 da figura 4.34:

$$d_{0-1} = r + R_1 \quad (4.64a)$$

$$d_{0-2} = r + R_2 \quad (4.64b)$$

$$d_{1-2} = R_1 + R_2 + D \quad (4.64c)$$

Conhecendo os lados do triângulo, os ângulos  $\theta_1$  e  $\theta_2$  são obtidos resolvendo iterativamente o sistema de equações

$$d_{0-1} \cos \theta_1 + d_{0-2} \cos \theta_2 = d_{1-2} \quad (4.65a)$$

$$d_{0-1} \sin \theta_1 = d_{0-2} \sin \theta_2 \quad (4.65b)$$

e, uma vez em posse destes valores, calcula-se  $\theta$  pela relação  $\theta + \theta_1 + \theta_2 = \pi$ . A área do menisco é obtida pela expressão

$$A_{menisco} = 2(A_{0-1-2} - A_0 - A_1 - A_2) \quad (4.66)$$

onde:

$$A_{0-1-2} = 1/2(d_{1-2}d_{0-1} \sin \theta_1) \quad (\text{área do triângulo 0-1-2})$$

$$A_0 = 1/2(\theta r^2) \quad (\text{área da porção de círculo no vértice 0})$$

$$A_1 = 1/2(\theta_1 r_1^2) \quad (\text{área da porção de círculo no vértice 1})$$

$$A_2 = 1/2(\theta_2 r_2^2) \quad (\text{área da porção de círculo no vértice 2})$$

### **Forças capilares**

A força capilar resultante  $F_w$  atuando no contato é composta de duas parcelas: a devida à tensão superficial  $F_{w\sigma}$  e a devida à pressão da água dentro do menisco  $F_{ws}$ , como mostra a figura 4.35a. Num plano perpendicular à direção do contato e à superfície do menisco, temos

$$F_w = F_{w\sigma} + F_{ws} \quad (4.67a)$$

$$F_w = 2\sigma + 2hs = 2\sigma(1 + h/r) \quad (4.67b)$$

No caso de partículas com igual raio  $R$  e ângulo de molhado  $\theta$  com contato estrito, tem-se  $h = R \tan \theta_1 - r$  e  $r = ((1/\cos \theta) - 1)R$ , com o qual a força capilar em função de  $\theta$  fica

$$F_w = 2\sigma \frac{\tan \theta}{((1/\cos \theta) - 1)} \quad (4.68)$$

A figura 4.35b mostra a variação da força capilar com o ângulo de molhado, onde a força tende a infinito para  $\theta$  tendendo a zero, caindo rapidamente na medida que  $\theta$  cresce.

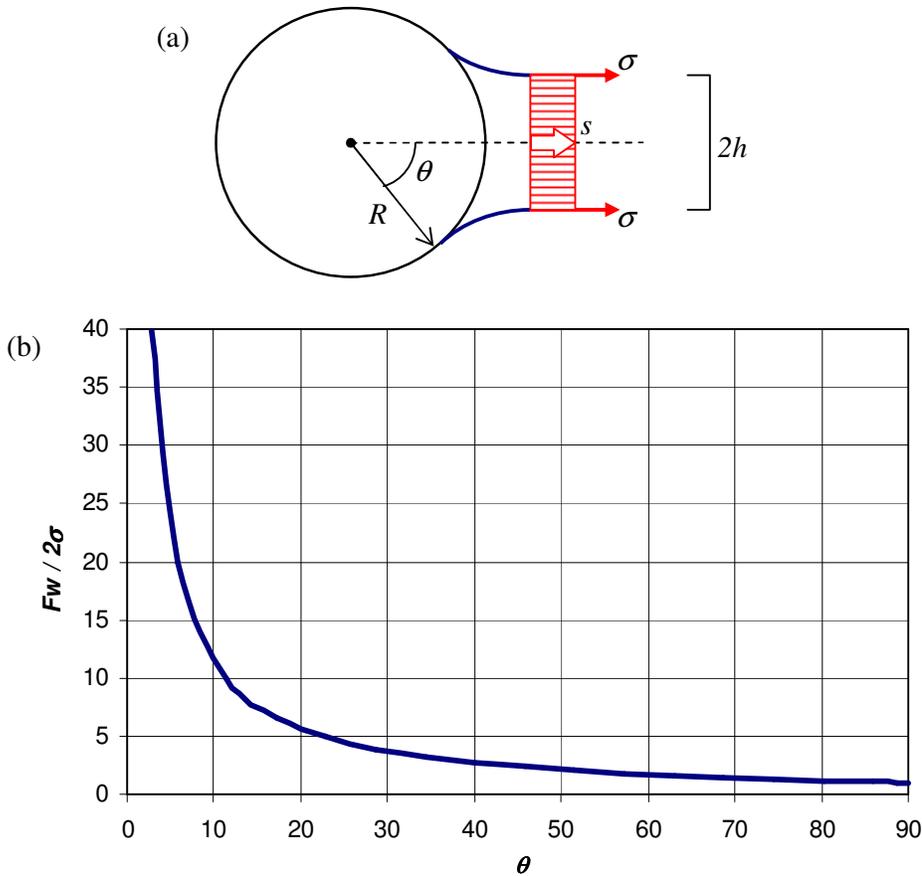


Figura 4.35: a) Força capilar no menisco; b) Força capilar em função do ângulo de molhado.

### ***Transferências de massa***

Todos os processos de transferência considerados são descritos por uma lei de fluxo de massa linear, com a seguinte forma geral:

$$\frac{\Delta M_{ij}}{\Delta t} = K_{ij}(p_j - p_i) \quad (4.69)$$

onde  $\Delta M_{ij}$  é a massa da espécie transferida no acréscimo de tempo  $\Delta t$  entre as entidades  $i$  e  $j$ , sendo  $p_i$  e  $p_j$  a pressão ou concentração dessa espécie nas respectivas entidades (não se inclui o gradiente gravitacional). A lei de proporcionalidade vem dada pelo coeficiente de transferência  $K_{ij}$ , que inclui as características geométricas das entidades assim como os parâmetros de fluxo.

São quatro os *processos de transferência* possíveis neste modelo, a saber:

1. Poro - poro (fluxo)
2. Poro - menisco (mudança de fase)
3. Menisco - menisco (fluxo)
4. Partícula - menisco (adensamento)

Os mesmos são mostrados na figura 4.36 e detalhados a seguir.

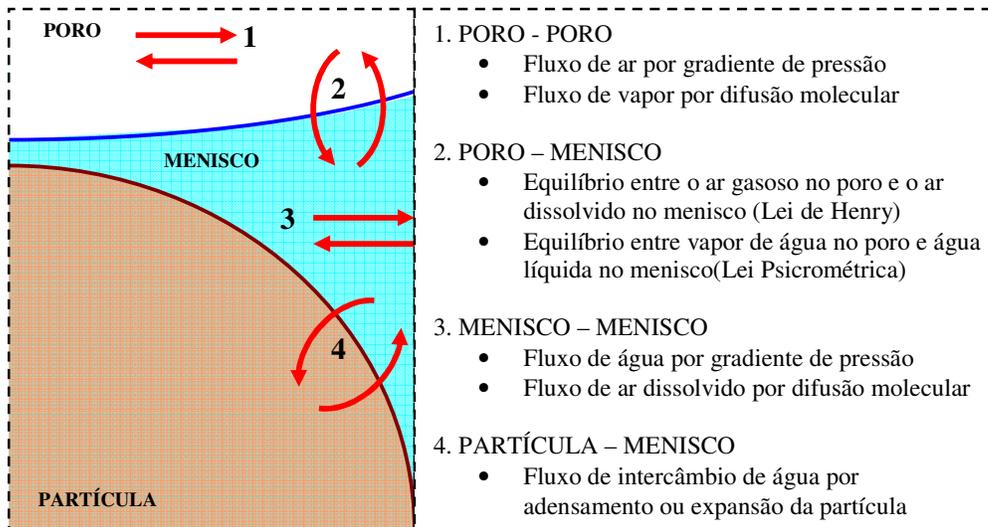


Figura 4.36: Processos de transferência de massa partícula-menisco-poro.

### 1. Fluxo poro-poro

Na fase ar acontece fluxo de dois tipos: a) *convecção* do ar, proporcional ao gradiente de pressão; b) *difusão* do vapor, proporcional ao gradiente de concentração. O fluxo convectivo pode ser descrito por meio de uma equação do tipo *Poiseuille*, onde a vazão é proporcional à diferença de pressão entre dois poros, e a constante de proporcionalidade é estabelecida pela geometria equivalente do conduto que vincula ambos os poros, e pela viscosidade do ar. Similarmente, a difusão do vapor de água é descrita pela *lei de Fick*, onde a proporcionalidade entre massa transferida e diferença de concentração é dada pela geometria do conduto equivalente e o coeficiente de difusão.

No presente trabalho interessa a resposta do solo sob carregamentos e variações na sucção, partindo de configurações onde há equilíbrio energético entre as fases. As sucções impostas são aplicadas variando a pressão na fase água e mantendo a fase ar com pressão constante (atmosférica) durante o carregamento, para o qual não acontecerá fluxo convectivo de ar.

Similarmente, pela assunção de que se parte de condições de equilíbrio energético, a concentração de vapor de água na fase ar será constante no início, não acontecendo difusão. Durante o processo de carga, assume-se que os gradientes de concentração de vapor que possam vir a acontecer são desprezíveis e não produzem nenhuma influência no fluxo.

## 2. Equilíbrio poro-menisco

O equilíbrio entre menisco e poro se dá para ambas fases: ar e água. O equilíbrio entre o ar gasoso no poro e o ar dissolvido no menisco é descrito pela *lei de Henry*, enquanto que o equilíbrio entre o vapor de água no poro e a água líquida no menisco obedece à *lei Psicrométrica*. Dado que para as análises assume-se a condição de equilíbrio inicial e que não acontece fluxo nos poros, o intercâmbio poro-menisco torna-se desprezível no tempo de análise, pelo qual é ignorado no presente trabalho.

## 3. Fluxo menisco-menisco

O fluxo de água entre meniscos acontece em virtude dos gradientes de pressão existentes e da conectividade entre eles, materializada pelas películas de água aderidas na superfície das partículas. Este fluxo, junto com o fluxo partícula-menisco, constituem o foco da pesquisa da condição não saturada, e serão analisados e implementados neste trabalho. Adicionalmente acontece entre meniscos o fluxo de ar dissolvido por difusão molecular, mas esta transferência tem um rol secundário pelo que é desprezada neste estudo.

## 4. Fluxo partícula-menisco

No caso de partículas tipo grumo, acontece fluxo de intercâmbio com os meniscos pela expulsão ou absorção de água quando estas adensam ou expandem. O volume de água a ganhar ou ceder fica determinado pela variação positiva ou negativa no grau de adensamento alcançado, dada a condição elástica do grumo. O grau de adensamento, por sua vez, é determinado pelas condições de carga e sucção a cada instante. A formulação do adensamento dos elementos tipo grumo é descrita no apartado 4.1.

### Modelo de fluxo

O modelo de fluxo se baseia, pois, nas transferências de água entre meniscos causada por gradientes de sucção existentes, assim como no intercâmbio de água entre os meniscos e as partículas compressíveis, como resultado do adensamento ou expansão destas. Estas transferências acontecem em uma *rede de fluxo* de caráter misto, incluindo partículas e meniscos formados nos contatos entre elas, conectados por relações de vizinhança. As condições de contorno são estabelecidas nos limites do modelo materializados pelos elementos tipo parede (ver figura 4.37).

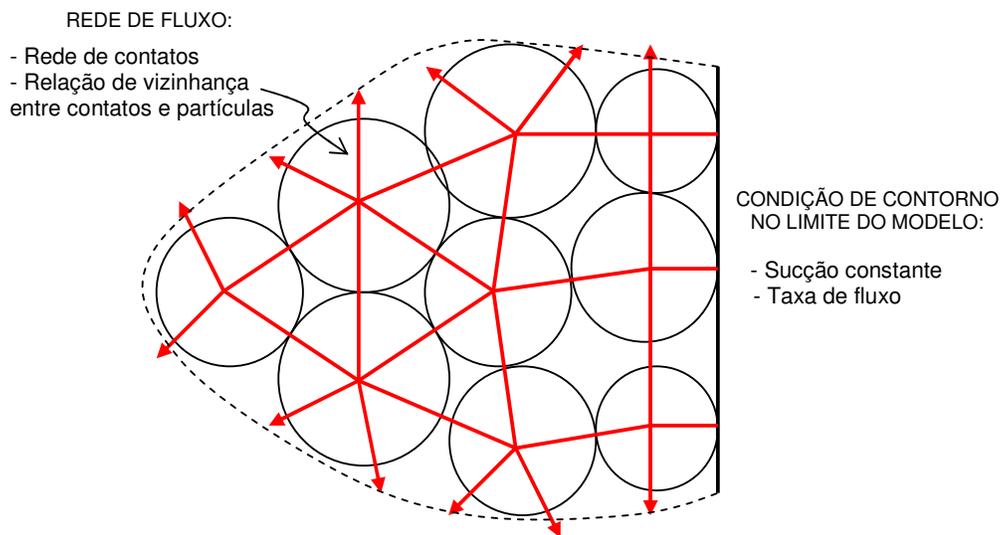


Figura 4.37: Rede de fluxo baseada nos contatos entre elementos.

O elemento básico desta rede o constitui o menisco, que atua como *conduto* ligando duas partículas próximas nas que estabeleceu-se um *contato hidráulico*. Estes condutos armazenam uma certa quantidade de água em equilíbrio com a fase ar, o que é refletido na geometria do conduto e na sua deficiência de pressão (sucção). Em ambos extremos, o conduto liga-se a partículas, que em caso de serem grumos poderão intercambiar água.

No caso geral mostrado na figura 4.38 as partículas têm vários condutos associados, mas podem chegar a ter apenas um, ou então nenhum e não participar da rede de fluxo. A condição de fluxo, no entanto, varia na medida que o modelo é submetido a carregamentos e fluxo, já que as partículas se movimentam podendo dar lugar a novos contatos, que gerarão novos meniscos. Da mesma forma, contatos podem deixar de existir, e com eles os respectivos meniscos.

Assume-se que as partículas estão recobertas por uma película fina de água aderida, a qual vincula todos os condutos associados à partícula, de modo que haverá fluxo entre eles em função das diferenças de sucção. Assim, cada conduto terá em cada extremo uma conexão com uma partícula, e especificamente zero, um ou dois condutos vizinhos.

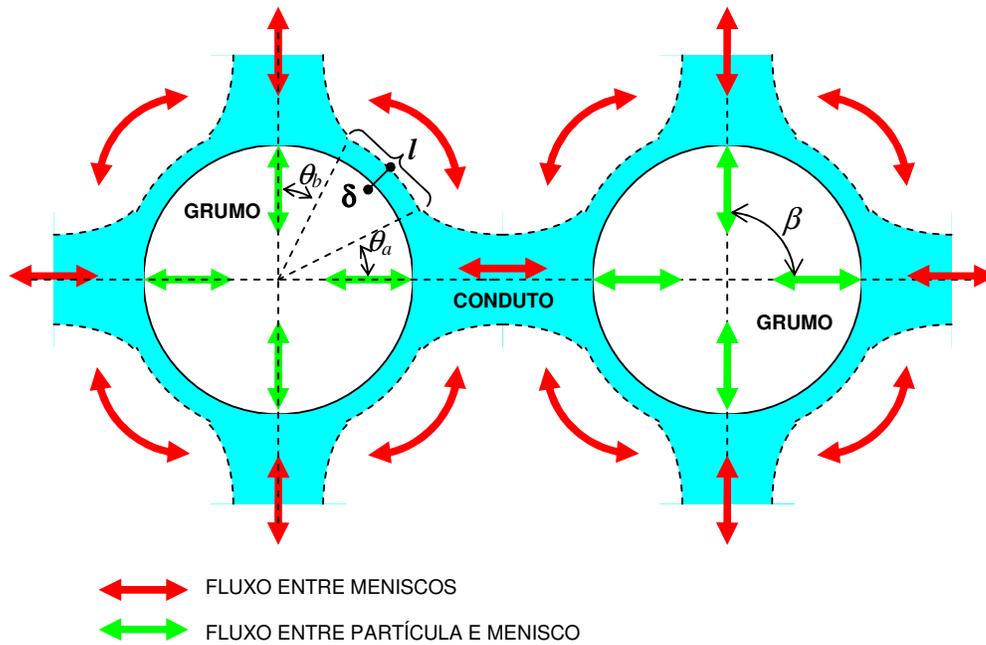


Figura 4.38: Conectividade de fluxo entre meniscos e partículas.

*Fluxo menisco-menisco.* Kovacs (1981) estudou a propriedade de retenção de água de solos para elevados valores de sucção, e propôs a seguinte expressão para a espessura  $\delta$  da delgada capa de água retida na superfície das partículas:

$$\delta[cm] = C_K \frac{(R/3)^{1/3}}{s^{1/6}} \quad (4.70)$$

onde  $R$  ( $cm$ ) é o raio da partícula,  $s$  a sucção (em  $cm$  de coluna de água) e  $C_K = 2.5 \times 10^{-3}$  uma constante de ajuste. A evolução de  $\delta$  com a sucção mostra-se na figura 4.39, para o caso de uma partícula de raio  $R = 0,50mm$ . Como a profundidade dos elementos é unitária, a área transversal da película fina resulta

$$A_{película} = \delta \quad (4.71)$$

O comprimento  $l$  da película que liga os meniscos vizinhos fica definida pela orientação e ângulo de molhado destes, segundo

$$l = (\beta - \theta_a - \theta_b)R \quad (4.72)$$

O fluxo entre meniscos através da película aderida pode ser descrito pela expressão do tipo Poiseuille

$$\frac{\Delta v_w}{\Delta t} = \frac{\gamma_w}{3\eta_w} \delta^3 \frac{\Delta s}{l} \quad (4.73)$$

onde  $\gamma_w$  e  $\eta_w$  são o peso unitário e a viscosidade da água respectivamente.

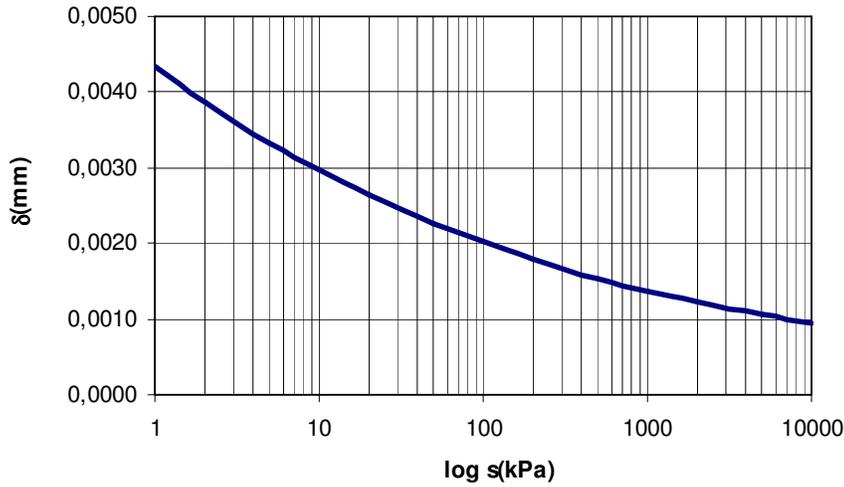


Figura 4.39: Evolução da espessura da película de água aderida numa partícula de raio  $R = 0,50\text{mm}$  em função da sucção, segundo o modelo de Kovacs (1981).

*Fluxo partícula-menisco.* O fluxo entre partículas tipo grumo e meniscos é controlado pelas condições de contorno definidas pelas cargas e sucções no perímetro dos grumos, em função das quais estes adensarão ou expandirão, e nesses processos cederão ou tomarão água dos meniscos vizinhos. As parcelas de água de intercâmbio com cada menisco são assumidas iguais, dado o caráter radial-simétrico do fluxo no grumo. Assume-se também a condição de equilíbrio local no grumo, com o qual a transferência de massa acontece de forma instantânea. Assim, o volume de água de intercâmbio com cada menisco  $i$ , para um dado  $\Delta t$ , será

$$\Delta v_w^i = \frac{1}{n} \Delta V_w \quad (4.74)$$

onde  $\Delta V_w$  é o volume total cedido ou ganho pelo grumo e  $n$  o número de meniscos associados ao grumo.

*Fluxo em agregados de grumos.* Há um caso especial onde o comportamento rede de fluxo é diferenciado. Trata-se das regiões do modelo compostas por grumos reunidos em bolsões onde, pela sua própria definição, deve

prevalecer a condição saturada. Assim sendo, não acontece formação de meniscos entre os grumos que formam os bolsões, mas há um estado de poro-pressão negativa nos poros em volta dos grumos que os liga com forças atrativas. Assume-se que a pressão de entrada de ar nos bolsões é suficientemente elevada para garantir a condição saturada neles para qualquer valor da poro-pressão.

A rede de fluxo dentro dos bolsões é formada, já não por meniscos, mas por grumos saturados e poros também saturados e com poro-pressão negativa. As transferências de massa no bolsão acontece entre grumos e poros, mais o fluxo de fronteira se dá entre os grumos da periferia e os meniscos circundantes. A fim compatibilizar o fluxo interno com o resto da rede de fluxo, os poros são mapeados como áreas de influencia em torno dos contatos entre elementos, mantendo assim as relações de vizinhança tal como definidas para os meniscos. Desta forma, o fluxo acontece primeiramente dos grumos para os poros, e depois entre os poros interconectados por relação de vizinhança até alcançar perímetro externo do bolsão e passar à rede de meniscos (figura 4.40).

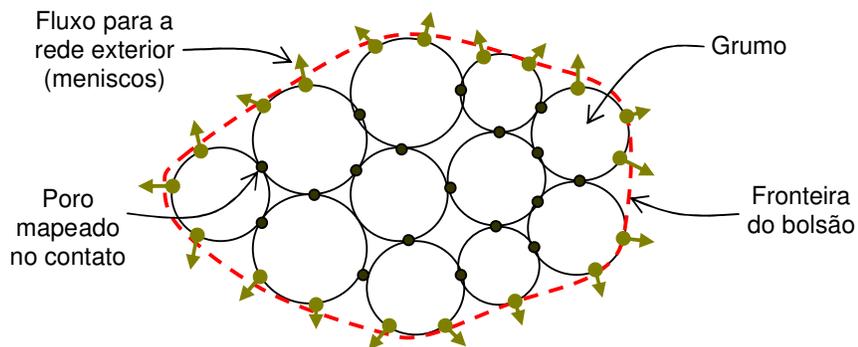


Figura 4.40: Rede de fluxo em bolsões de grumos argilosos.

O fluxo entre os grumos e os poros circunvizinhos é semelhante ao fluxo entre grumos e meniscos. Assim os poros podem receber ou ceder água aos grumos, o que induz uma variação na poro-pressão que pode ser calculada a partir da condição de saturação e a compressibilidade da água. A compressibilidade da água define-se

$$\beta = \frac{d\varepsilon_v}{dp} = \frac{dv/Vo}{dp} \quad (4.75)$$

e assumindo que o volume do poro ( $V_o$ ) não varia, temos uma relação entre a variação de água no poro ( $dv$ ) e a variação da poro-pressão no mesmo ( $dp$ ).

O fluxo entre poros, por sua vez, se dá a partir dos gradientes de poropressão entre poros vizinhos, levando em conta as características geométricas dos mesmos, segundo uma relação do tipo Poiseuille

$$\frac{\Delta v_w}{\Delta t} = \frac{k}{\eta_w} \Delta p \quad (4.76)$$

onde  $\eta_w$  é a viscosidade da água e  $k$  um fator de forma que fica definido ao assemelhar a geometria do poro a um conduto cilíndrico equivalente.

### ***Criação, ruptura e fusão de meniscos.***

A rede de fluxo baseada na rede de contatos é susceptível de modificações na medida que a disposição geométrica das partículas varia durante o processo de cálculo. A *criação* de um novo menisco acontecerá cada vez que duas partículas entrem em contato estrito ou sobrecontato, em virtude da película fina que as recobre e que passará a formar o menisco e definirá o valor da sucção nele. No passo de cálculo seguinte, os novos meniscos são incorporados à rede de fluxo.

A *ruptura* de um menisco acontecerá quando as partículas que este liga se separarem vencendo a resistência a tração do menisco. Após a ruptura, a água que pertencia ao menisco é redistribuída nos meniscos vizinhos em cada partícula. O critério para a ruptura dos meniscos fica estabelecido naturalmente pela viabilidade geométrica para a existência do mesmo.

Haverá *fusão* de meniscos quando o ângulo de molhado  $\theta_i$  de dois meniscos vizinhos atinjam o valor crítico  $\theta_{cr}$ , tal que haja conexão direta entre eles (figura 4.41), tornando nulo o comprimento da película de conexão (eq. 4.72). Isto é,

$$l = (\beta - \theta_a - \theta_b)R = 0 \quad (4.77a)$$

$$\theta_{cr}^a + \theta_{cr}^b = \beta \quad (4.77b)$$

Os meniscos fusionados podem continuar a crescer em caso de umedecimento, e os novos acréscimos de água farão com que estes passem a ocupar gradativamente o espaço dos poros vizinhos, saturando-os. Nesta condição as forças capilares caem rapidamente para zero, já que os grãos agora ficam *submersos*, dado o estado de quase-saturação. Contrariamente, sob secagem os meniscos irão perder água até se separarem, passando a ter um comportamento independente e gerando novamente forças capilares sobre os grãos.

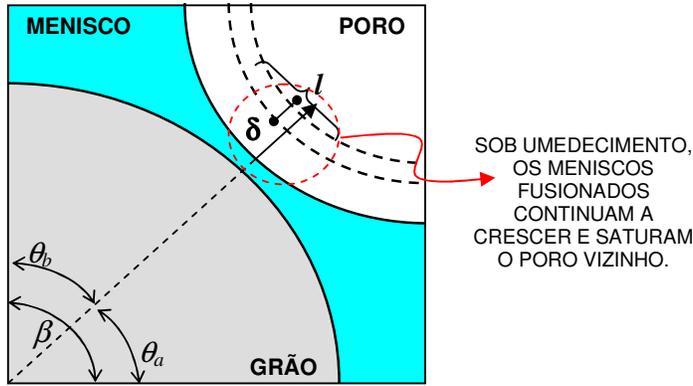


Figura 4.41: Fusão de meniscos.

**Condições iniciais e de contorno.**

A *condição inicial* para o modelo de fluxo é estabelecida em termos da sucção para todos os  $n$  contatos hidráulicos, segundo uma das seguintes opções:

a) um valor de sucção constante em todo o domínio:

$$s_i = s_0 \quad (i = 1..n) \tag{4.78a}$$

b) um valor de sucção em função da profundidade  $h$ :

$$s_i = f_s(h_i) \quad (i = 1..n) \tag{4.78b}$$

A partir desta condição inicial, a geometria dos meniscos é calculada e se obtém o volume de água em cada um deles, o que possibilita a determinação do *grau de saturação* inicial segundo a expressão

$$Sr(\%) = \frac{\sum_{i=1}^n V_w^i}{\left( V_0 - \sum_{j=1}^m V_s^j \right)} \cdot 100 \tag{4.79}$$

onde  $V_0$  é o volume do domínio de modelagem,  $V_s^i$  o volume das partículas e  $V_w^i$  o volume de água dos meniscos.

As *condições de contorno* durante o processo de cálculo são estabelecidas nos limites restritos do domínio, definidos por elementos parede, para os quais podem assumir-se:

a) um valor de sucção constante (nulo em caso de saturação):

$$s = s_c \tag{4.80a}$$

b) uma taxa de fluxo no contorno, nula no caso de contorno impermeável:

$$\frac{\Delta V_w}{\Delta t} = c \tag{4.80b}$$

### *Acoplamento fluxo-mecânico*

A interação fluxo-mecânica se dá em dois caminhos, conforme ilustrado na figura 4.42. Quando acontece o passo de cálculo mecânico, a geometria do modelo é atualizada pelos deslocamentos das partículas, o que também modifica a geometria dos meniscos. Sob a nova posição relativa das partículas, e mantendo constante o volume de água em cada menisco, atualiza-se a geometria e a sucção nos meniscos existentes. Adicionalmente, pode acontecer a ruptura ou criação de meniscos. A seguir, quando acontece o passo de cálculo de fluxo, as forças capilares são atualizadas e incorporadas às forças de contato das respectivas partículas no modelo mecânico.

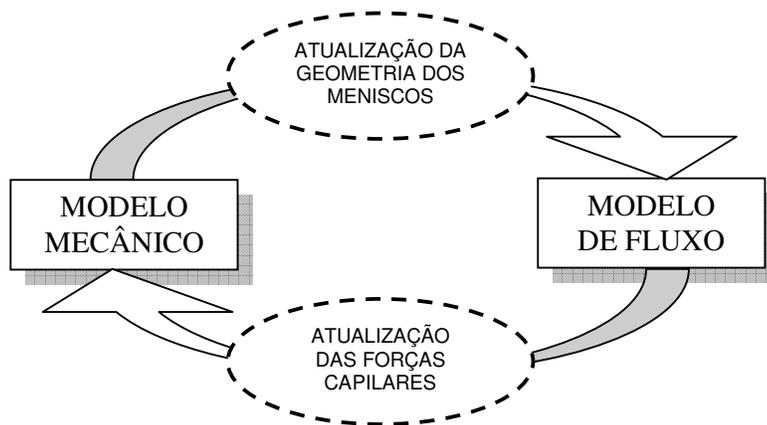


Figura 4.42: Esquema do acoplamento fluxo-mecânico.

Segundo Khogo *et al* (1993), as forças capilares resultantes da presença de meniscos são perpendiculares aos contatos entre as partículas, e tem efeito duplo:

- Incrementa as tensões efetivas no solo;
- Gera uma rigidez adicional contra as forças cisalhantes, o que dificulta os deslocamentos relativos entre partículas.

Este efeito duplo é atendido pelo modelo de fluxo proposto. A partir dos valores de sucção nos meniscos, forças capilares de atração são aplicadas nos contatos entre elementos, que incrementam a tensão efetiva nos contatos. Estas forças por sua vez geram uma resistência de atrito adicional contra os esforços cisalhantes, o que confere maior rigidez ao esqueleto sólido.

### *Ciclo de cálculo*

O ciclo para o cálculo do fluxo não saturado é representado na figura 4.43. Dada uma certa configuração para um tempo  $t$  dado, existirá um desequilíbrio de sucções nos distintos meniscos do modelo, e as partículas tipo grumo estarão em processos de adensamento ou expansão. Num novo acréscimo de tempo  $\Delta t$ , acontecerá fluxo na procura de uma configuração de equilíbrio. Primeiramente, atualiza-se o volume cedido ou ganho por cada grumo, o que alterará o conteúdo de água dos meniscos associados. Seguidamente atualiza-se para cada elemento o fluxo entre os meniscos vizinhos associados, e calculam-se as novas forças capilares que são incorporadas ao cálculo mecânico, que é em seguida atualizado. Após o cálculo mecânico a geometria do modelo é atualizada, incluindo a geometria dos meniscos, para os quais recalcula-se o valor da sucção desde que a massa de água neles não variou. Tem-se neste ponto uma nova configuração de fluxo desequilibrada a ser equalizada pelo próximo ciclo.

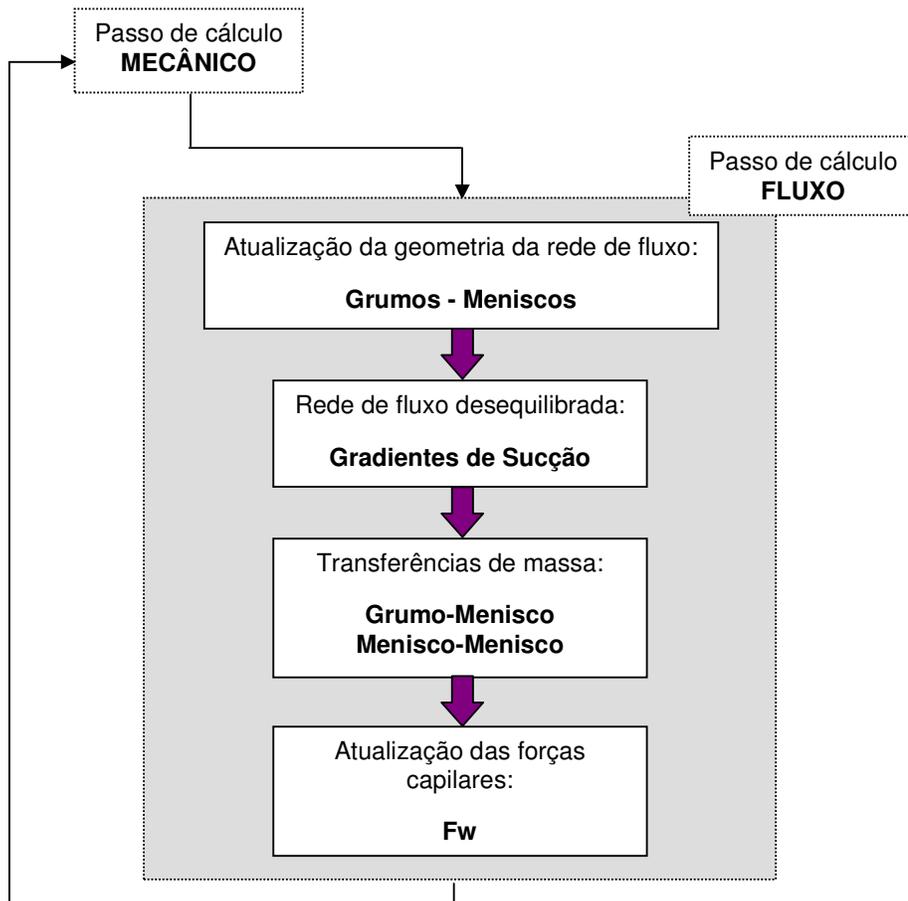


Figura 4.43: Ciclo de cálculo no modelo de fluxo.

#### 4.5.2. Implementação do fluxo não saturado

A implementação na biblioteca *DEMLib* abrangeu as classes *Block*, *Link* e *Wall*, assim como modificações no ciclo de cálculo por relaxação dinâmica de modo a incluir o ciclo de fluxo. Os dados e operações relacionadas com os meniscos – sua geometria, volume de água e sucção – são armazenados e manipulados dentro da classe *Link*, como atributos e métodos dos objetos tipo link. A rede de conectividade entre partículas e meniscos é implementada na classe *Block*, utilizando uma lista que proporciona, para cada elemento tipo block, os seus links com outros elementos block. Sobre esta rede são feitas todas as transferências de massa de água entre meniscos e partículas. Finalmente, os elementos da classe *Wall* são utilizados para a definição das condições de contorno no modelo.

Os *parâmetros de entrada* adotados são:

- O valor inicial da sucção  $s_0$ , que estabelece a condição inicial de todos os meniscos da rede de fluxo.
- O parâmetro de configuração *Flow* que determina as condições de contorno do problema, segundo as seguintes opções:
  - (0) NO\_FLOW, sem fluxo.
  - (1) SUCTION\_CTE, todos os contornos permanecem com sucção igual a  $s_0$  durante a análise.
  - (2) SAT\_DOWN, o contorno superior permanece saturado (sucção nula) e os restantes permanecem impermeáveis durante a análise.
  - (3) SAT\_UP, o contorno inferior permanece saturado (sucção nula) e os restantes permanecem impermeáveis durante a análise.
  - (4) SAT\_ALL, todos os contornos permanecem saturados (sucção nula) durante a análise.
  - (5) GRADUALLY, para sucção inicial igual a  $s_0$  na base e nula no topo, variando linearmente com a profundidade do modelo. Pensado para perfis de alteração.

Os três parâmetros de entrada definidos possibilitam a simulação de vários cenários de fluxo não saturado, entre os quais interessam os de sucção constante, umedecimento, secagem e saturação completa.

## Rede de fluxo

A figura 4.44 mostra a estrutura de dados da rede de fluxo, que consiste em listas dinâmicas associadas às *partículas* do modelo, onde são encaixados os *links* que lhe pertencem. No caso de partículas tipo grumo, acontece fluxo entre ela e os diferentes *links* da lista. O fluxo entre meniscos se dá entre os vizinhos da lista. Cada menisco pertence a duas listas correspondentes às duas partículas que liga.

A atualização do fluxo é feita assumindo o *princípio de superposição*, desde que as transferências acontecem em intervalos de tempo suficientemente pequenos tal que envolvem massas de água ínfimas. As transferências são feitas separadamente a partir do valor da sucção dos meniscos ao início do ciclo. Após o ciclo, as massas transferidas são aplicadas aos respectivos meniscos e grumos, e se recalculam os valores de sucção em todos os meniscos.

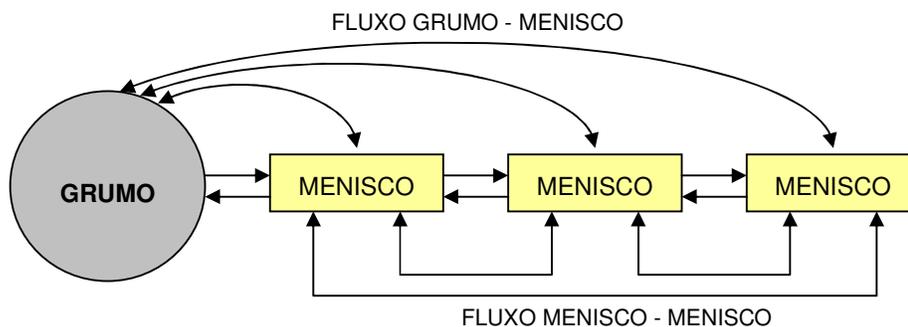


Figura 4.44: Estrutura de dados da rede de fluxo.

*Geometria dos meniscos.* A geometria inicial dos meniscos fica definida pelo tamanho e disposição das partículas e o valor da sucção inicial. No passo de fluxo as transferências de massa atualizam os volumes de água e sucções, sem ocorrer mudança na disposição geométrica. Para o passo mecânico, as forças capilares são re-calculadas e aplicadas às partículas, após o qual mudará a disposição geométrica do modelo e com isso os valores da sucção nos meniscos.

Desta forma, temos três instâncias de cálculo:

- No início do processo, calcula-se o volume de água a partir da disposição geométrica e o valor inicial da sucção;
- No passo de fluxo, se re-calcula o valor da sucção a partir dos novos volumes de água e a disposição geométrica.
- Após o passo mecânico, atualiza-se novamente o valor da sucção pela mudança na disposição geométrica, sem variação do volume de água.

*Meniscos no contorno.* Os meniscos formados em contatos entre partículas e paredes apresentaram uma geometria e comportamento diferenciados. No caso de contorno de sucção constante, estes cederão ou tomarão água dos meniscos vizinhos indefinidamente, mantendo sempre sua geometria e valor de sucção, em virtude de um suprimento ilimitado de água que assegura a constância do valor da sucção. Já no caso de contorno impermeável o menisco poderá variar seu conteúdo de água e sucção, mas sem capacidade de troca com o contorno.

### **4.5.3. Validação da formulação implementada**

A validação do modelo de fluxo foi feita através de modelos simples que permitiram a avaliação dos algoritmos de geração e atualização da rede de fluxo e os cálculos de fluxo e forças capilares. O modelo comportou-se conforme esperado, mas em se tratando de um problema altamente não linear, o cálculo resultou sensível à variação dos parâmetros. Pelo mesmo motivo, a atualização da geometria da rede deve ser feita a cada passo de cálculo de relaxação dinâmica, o que acarreta um custo computacional maior.

Na figura 4.45 é apresentada a seqüência de um ensaio edométrico com umedecimento, onde além de carregamento vertical, o solo, com um valor de sucção inicial  $s_0$ , é submetido à condição de saturação dos quatro contornos. A visualização do fluxo não saturado é feita através dos *links*, cuja espessura e intensidade de cor (azul) aumenta em função do valor da sucção nos meniscos.

### **Conclusões**

Uma formulação para a modelagem discreta do fluxo não saturado foi desenvolvida e implementada satisfatoriamente na biblioteca *DEMLib*. A mesma estabelece uma rede de fluxo a partir dos meniscos formados nos contatos e dos elementos tipo grumo. O fluxo se dá pelas relações de vizinhanças, e envolve o fluxo entre meniscos, fluxo entre grumo e menisco e fluxo entre menisco e contorno. A geometria da rede deve ser atualizada a cada passo de cálculo em função das transferências de massa e da movimentação dos elementos discretos. O modelo foi formulado para representar a condição não saturada, mas também representa de forma aproximada à saturação parcial e total.

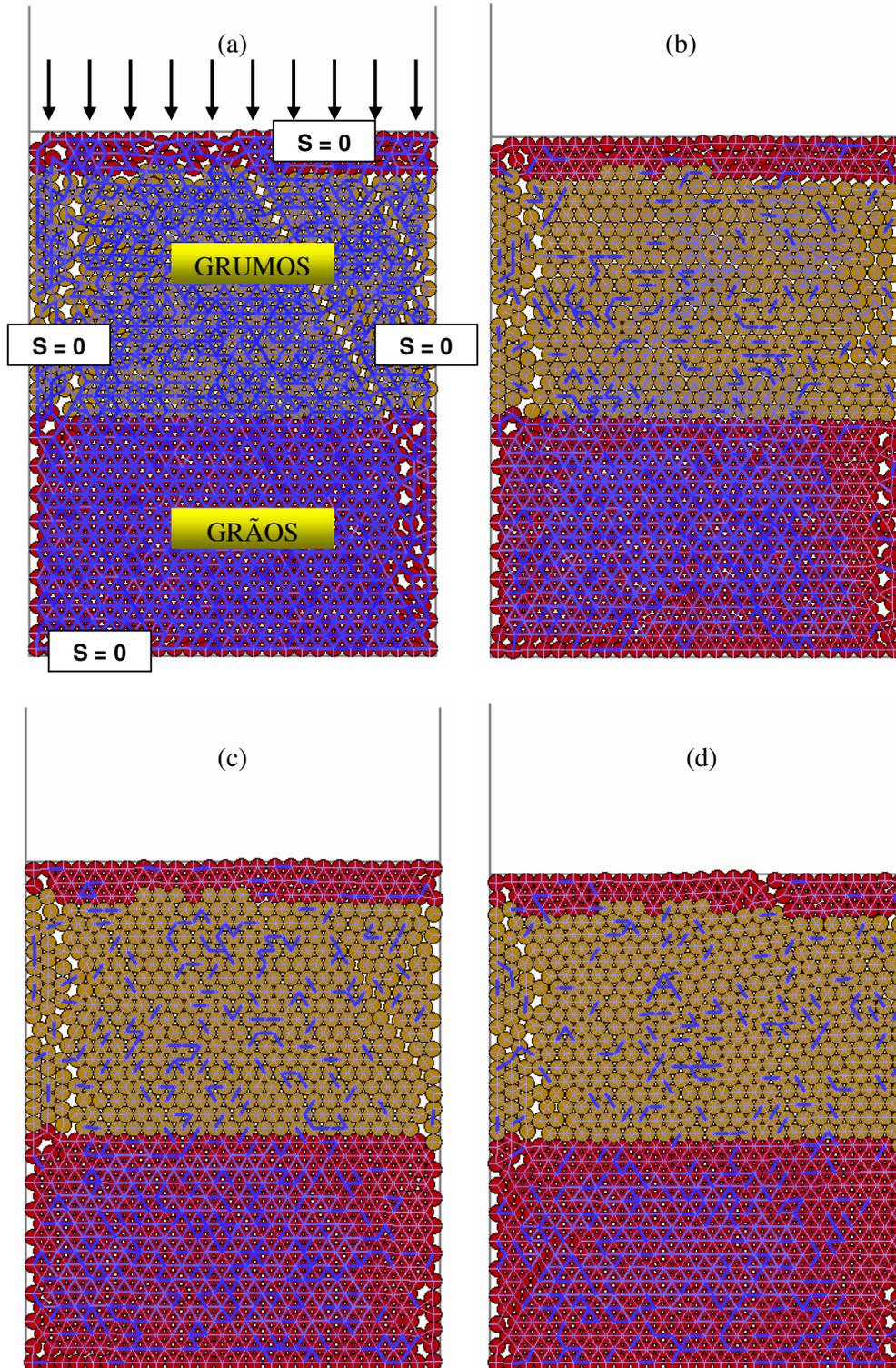


Figura 4.45: Ensaio edométrico com umedecimento: a) Condição inicial; b,c,d) Seqüência do ensaio.

## 4.6. Modelagem do fenômeno expansivo

### 4.6.1. Expansão em solos

Um outro aspecto que afeta sensivelmente o comportamento hidro-mecânico dos solos vem dado pela expansividade que podem apresentar os argilominerais que compõem sua massa, isto é, a capacidade de expandir sob umedecimento e contrair sob secagem, em magnitudes tais que alteram completamente as propriedades geotécnicas iniciais. Neste tipo de solos, a presença de água provoca alterações volumétricas significativas, e no caso de haver restrição as deformações, importantes campos de tensão (Skempton, 1953).

O fenômeno expansivo, pois, reflete-se pela variação volumétrica ou pela pressão de expansão. Ao mesmo tempo em que os solos expandem por umedecimento, eles também contraem quando ressecados. Jucá e Pontes Filho (1997) apontam que sob ciclagem da umidade, estes processos conferem uma certa fadiga ao solo tornando-o erodível.

#### *Conceito de Atividade*

A expansividade de solos está associada principalmente às interações físico-químicas ocorridas ao nível das partículas, como consequência direta da presença de minerais de argila do tipo ativo. Skempton (1953) combinou o índice plástico (IP) e o conteúdo de argila em peso (WC) num único parâmetro denominado *atividade*, definido como:

$$A_c = \frac{IP}{\%WC} \quad (4.81)$$

e sugeriu os seguintes limites para o mesmo:

|                |                           |
|----------------|---------------------------|
| <i>inativo</i> | $A_c \leq 0.75$           |
| <i>normal</i>  | $0.75 \leq A_c \leq 1.25$ |
| <i>ativo</i>   | $A_c \geq 1.25$           |

Argilas ativas são aquelas que apresentam o maior potencial de expansão e contração volumétrica, e se caracterizam pela sua elevada plasticidade e baixa resistência mecânica. Valores típicos de atividade são dados na tabela 4.1, onde se destacam as montmorilonitas pela sua elevada atividade.

Tabela 4.1: Valores típicos de Atividade (Nelson & Miller, 1992).

| <u>Mineral</u>      | <u>Atividade</u> |
|---------------------|------------------|
| Caulinita           | 0.33 a 0.46      |
| Ilita               | 0.90             |
| Montmorilonita (Ca) | 1.50             |
| Montmorilonita (Na) | 7.20             |

### ***Expansividade em solos residuais***

Como já foi apontado, a gênese dos solos residuais é fortemente influenciada pelas características de clima e relevo, as quais são especialmente importantes na formação dos argilominerais, afetando suas propriedades geotécnicas e potencial de expansão.

*Clima.* Perto do equador, altas temperaturas e precipitações ao longo do ano favorecem a formação de caulinita e óxidos de baixa atividade. Nas regiões que se aproximam dos trópicos as precipitações diminuem e predominam as argilas ativas da classe das esmectitas. As zonas temperadas e frias, finalmente, favorecem a formação de outras classes, como vermiculitas, ilitas e cloritas.

*Relevo.* Em zonas com elevado run-off e boa drenagem interna desenvolvem-se argilominerais do tipo caulinita e vermiculita. Locais planos com boa drenagem mostram uma seqüência de alteração de argilominerais formada por clorita, vermiculita, montmorilonita e caulinita. Já em locais planos com drenagem ruim a seqüência não se completa predominando os argilominerais do tipo montmorilonítico.

Os solos residuais expansivos são os chamados *vertisolos* na pedologia, argilas cinzentas ou negras com forte influência de minerais montmoriloníticos, presentes em áreas tropicais com condições de drenagem ruim. De baixa resistência mecânica e elevado potencial de expansão – contração, estes solos constituem um difícil problema para as obras geotécnicas (Blight, 1997).

### ***Fatores envolvidos na expansividade***

Este fenômeno pertence à microestrutura dos solos, pois acontece ao nível da estrutura interna dos minerais argilosos, onde os campos elétricos são preponderantes. A tabela 4.2 resume os principais fatores envolvidos na dinâmica expansiva de solos, a saber: mineralogia da argila, química da água do solo, sucção, plasticidade, textura e estrutura do solo, e densidade seca.

Tabela 4.2: Propriedades do solo que influenciam o potencial de expansão - contração (Nelson & Miller, 1992).

| Fator                       | Descrição   | Referência:  |
|-----------------------------|---|--|
| Mineralogia da argila       | Os minerais argílicos que normalmente causam mudanças de volume nos solos são as montmorilonitas e vermiculitas, e alguns minerais mistos. Ilitas e caulinitas não são frequentemente expansivas, mas podem causar mudanças de volume quando possuem partículas extremamente finas (menores $0,1\mu$ )  | Grim (1968); Mitchell (1973, 1976); Snethen et al.(1977)   |
| Química da água do solo     | A expansão é reprimida pelo aumento da concentração de cálcio e pelo aumento da valência catiônica. Por exemplo, cátions de $Mg^{2+}$ na água do solo resultariam em menores expansões que cátions de $Ca^{+}$ .  | Mitchell (1976)  |
| Sucção do solo              | A sucção do solo é uma variável independente da tensão efetiva, representada pela poro-pressão negativa dos solos não saturados. A sucção do solo está relacionada com a saturação, gravidade, tamanho e forma dos poros, tensão superficial e características elétricas e químicas das partículas do solo e água.  | Snethen (1980); Fredlund and Morgenstern (1977); Johnson (1973); Olsen and Langfelder (1965); Aitchinson et al. (1965) |
| Plasticidade                | Em geral, solos que exibem comportamento plástico sob larga variação de umidade e que têm altos limites de liquidez possuem maiores potenciais de expansão e contração. A plasticidade é um indicador de potencial de expansão.   | Nelson, J.D. et al. (1992)   |
| Textura e estrutura do solo | Argilas floculadas tendem a ser mais expansivas que argilas dispersas. Partículas cimentadas reduzem a expansão. A textura e estrutura são alteradas pela compactação a um maior teor de umidade ou remoldagem. A compactação estática tem mostrado produzir estruturas dispersas com baixo potencial de expansão que solos compactados estaticamente a baixos teores de umidade. | Johnson e Snethen (1978); Seed et al. (1962 a)   |
| Densidade seca              | Altas densidades normalmente indicam espaçamentos menores entre as partículas, que podem traduzir-se em maiores forças repulsivas entre as partículas e maiores potenciais de expansão.   | Chen (1973); Komomik e David (1969); Uppal (1965)  |

#### 4.6.2. O fenômeno da expansão

O termo argila designa-se às partículas com diâmetro menor que 2 microns, o que inclui a maioria dos argilo-minerais, constituídos de alumino-silicatos microcristalinos formados através de processos hidrotermais, ígneos e metamórficos. A formação dos argilominerais decorre basicamente da decomposição do feldspato, olivina, piroxênio e anfibólios, minerais presentes em certas rochas. Eles apresentam uma estrutura tetraédrica ou de um octaedro, disposto em camadas alternadas sob diferentes arranjos. Esse arranjo estrutural é geralmente formado a partir de íons  $O^{2-}$  e  $OH$ , juntamente com cátions de alumínio (estrutura octaédrica) ou sílica (estrutura tetraédrica). Dependendo da proporção entre sílica e alumina, podem receber diferentes classificações, como mostra a tabela 4.3.

As argilas com propriedades expansivas pertencem ao grupo das *esmeclitas*. Elas são as principais componentes das bentonitas que são argilas industrializadas fortemente hidratáveis utilizadas na indústria do petróleo (adicionadas nos fluidos de perfuração). Estas argilas possuem propriedades viscosificantes, formadora de gel e de controle de filtrações.

Tabela 4.3: Argilas mais comuns encontradas.

| Grupo       | Estrutura Sílica:<br>Alumina | Troca<br>Catiônica  | Distância<br>Interatômica (Å) | Hidratação /<br>Inchamento |
|-------------|------------------------------|---|-------------------------------|----------------------------|
| Caolinita   | 1 : 1                        | Nenhuma   | 7,2                           | Nenhum                     |
| Talco       | 2 : 1                        | Nenhuma   | 9,3                           | Nenhum                     |
| Esmectita   | 2 : 1                        | Na <sup>+</sup> , Ca <sup>+2</sup> ,<br>K <sup>+</sup> , Mg <sup>+2</sup> | 11 – 15                       | Variável                   |
| Vermiculita | 2 : 1                        | K <sup>+</sup> , Mg <sup>+2</sup>   | 14 – 15                       | Variável                   |
| Ilita       | 2 : 1                        | K <sup>+</sup>  | 10                            | Nenhum                     |
| Mica        | 2 : 1                        | K <sup>+</sup>  | 10                            | Nenhum                     |
| Clorita     | 2 : 2                        | Mg(OH) <sub>2</sub>   | 14                            | Nenhum                     |
| Atapulgita  | 2 : 1                        | Nenhuma   | 12                            | Nenhum                     |

As argilas agregam-se em pacotes laminares como um baralho de cartas. Cada lâmina mede 10Å, ou seja, cada milímetro comporta um milhão de lâminas. Ao entrarem em contato com água, os pacotes de argila vão se separando na medida que a água penetra entre as camadas. Este efeito de separação das lâminas aumenta a superfície exposta com cargas elétricas desequilibradas que atraem as moléculas de água.

A capacidade da argila em trocar cátions, a área de superfície das placas e a quantidade de água adsorvida refletem sua atividade. Os dois últimos são dados físicos. O primeiro é o fenômeno da substituição isomórfica, que pode ser medido e indica com precisão a presença das esmeclitas. A capacidade de substituição da esmeclita é 10 vezes maior que das outras, em média. Nas montmorilonitas acontece a substituição de Mg<sup>+2</sup> por Al<sup>+3</sup> (fig. 4.46). A substituição deixa elétrons excedentes, ou seja, cargas negativas das superfícies das lâminas. Estas são compensadas por cátions adsorvidos que se unem às placas em grandes pilhas.

Os cátions podem ser monovalentes como o Na<sup>+</sup> ou bivalentes como o Ca<sup>+2</sup> e o Mg<sup>+2</sup>. Desta forma, a montmorilonita pode ser cálcica ou sódica (fig. 4.47). Muitas outras substituições são possíveis denotando estruturas minerais específicas que ao lado das montmorilonitas constituirão o grupo das esmeclitas. Este grupo inclui também saponita, nontronita, hectorita e outras.

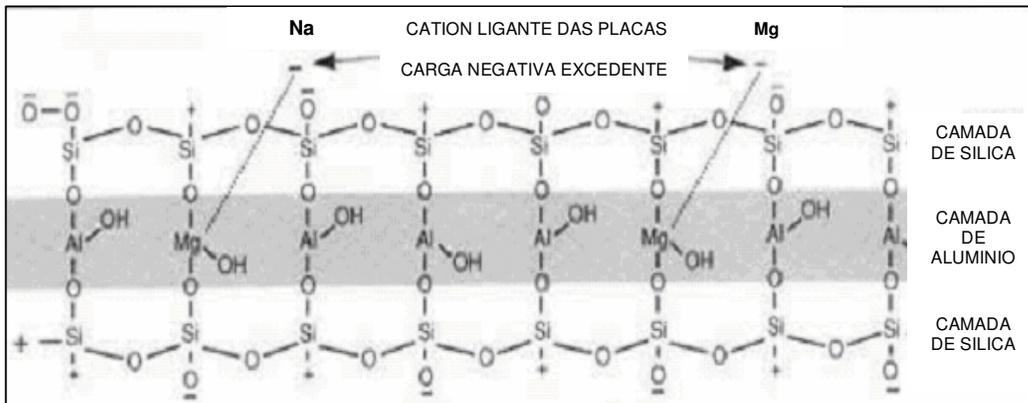


Figura 4.46: Substituição do  $Mg^{2+}$  por  $Al^{3+}$  causando a carga negativa da partícula.

O cristal de montmorilonita consiste de três camadas: alumina sobreposta e sotoposta por sílica como se fosse um sanduíche. Se a superfície negativa da placa está associada a uma nuvem de cátions, a extremidade ou aresta possui cargas positivas expostas, resultantes de rupturas da estrutura cristalina do mineral (tendência de ir se quebrando em plaquetas menores).

O espaço intercamadas, dependendo do cátion presente, será de  $9,8 \text{ \AA}$  ( $Na^{+}$ ) ou  $12,1 \text{ \AA}$  ( $Ca^{+2}$ ), preenchido com moléculas de água firmemente aderidas. Em contato com a água doce, esta por sua natureza bipolar invade o espaço intercamadas que expande adsorvendo grandes porções de água. A expansão nas montmorilonitas de cálcio chega a  $17 \text{ \AA}$  e nas sódicas a  $40 \text{ \AA}$ , isto é, 4 vezes mais (fig. 4.47). A força de atração intercamadas exercida pelo  $Ca^{+2}$  é 4 vezes maior que o  $Na^{+}$  e impede a penetração de maior quantidade de água.

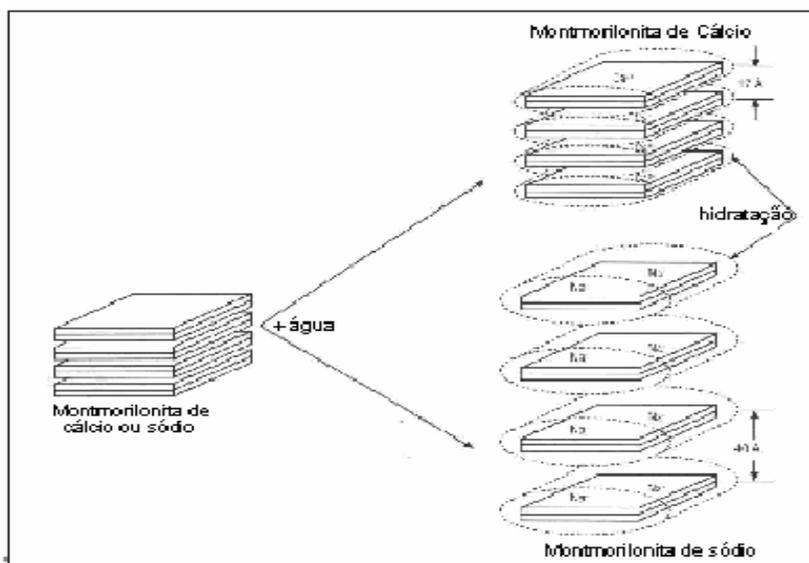


Figura 4.47: Expansão de montmorilonita de cálcio e sódio.

### ***Teoria da dupla camada***

O mecanismo expansivo consiste basicamente na absorção de água pela superfície exterior dos minerais de argila. A teoria da dupla camada aponta três mecanismos principais de absorção: a hidratação das partículas, a hidratação de cátions e a repulsão osmótica (Grim, 1968; Delgado, 1986; Laespiga, 2001). Os mesmos são resumidos a seguir.

#### ***a) Hidratação das partículas.***

A hidratação acontece quando os extremos positivos das moléculas de água são atraídos à superfície negativa dos minerais argilosos, anulando assim a carga negativa destas partículas. No entanto, os extremos negativos das moléculas de água, não neutralizados, atraem por sua vez outras moléculas de água, formando por este processo varias camadas sucessivas. O equilíbrio elétrico pode ser finalmente alcançado pela atração de um cátion para fechar o sistema *partícula-água-cátion-partícula*. Esta acumulação de camadas moleculares de água provoca o inchamento no solo.

#### ***b) Hidratação de cátions.***

Acontece hidratação de cátions quando a superfície negativa dos minerais argilosos atrai cátions de forte carga positiva para a equilibrarem eletricamente. Estes cátions atraídos, no entanto, ficam ainda desequilibrados, pelo que atraem moléculas de água livres. Estas moléculas de água se acumulam em camadas sucessivas e provocam o inchamento do solo.

#### ***c) Repulsão osmótica.***

O excesso de pressão osmótica na camada absorvida de íons resulta da diferença entre as concentrações de cátions na superfície das camadas dos minerais de argila e nas águas que ocupam os poros. Este gradiente de concentrações gera uma repulsão elétrica que provoca o inchamento de argilas com elevada concentração de íons.

### Comportamento estudado

O estudo experimental dos solos expansivos visa à determinação do grau de expansividade do material, especificamente a relação entre expansão (pressão de expansão ou deformação volumétrica) e o nível de sucção.

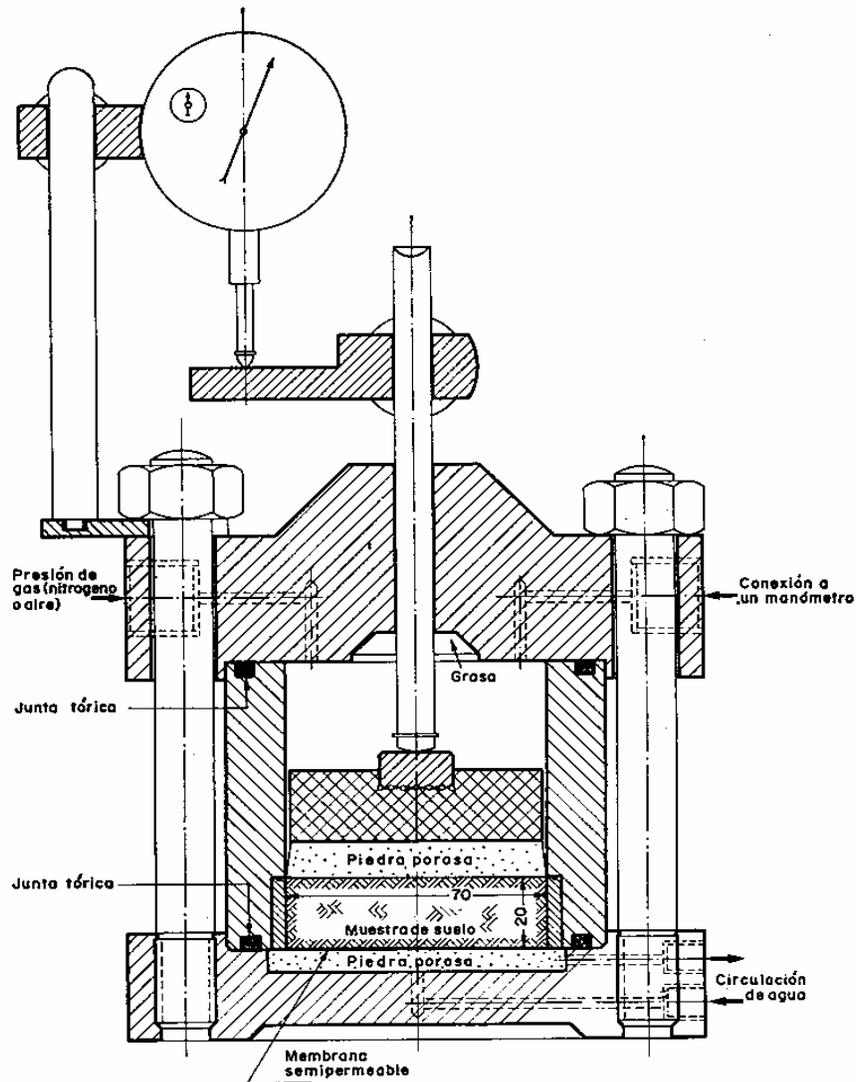


Figura 4.48. Aparelho de pressão de ar para realização do ensaio de inchamento com controle da sucção (Jimenez Salas & Alpañes, 1975).

O aparelho de Lambe permite a realização de um ensaio rápido para determinar um índice de expansividade que quantifica o grau de expansão do solo. Neste ensaio a amostra de solo com uma dada umidade é compactada numa célula semelhante à edométrica, impedida de qualquer expansão vertical por um sistema de medição de cargas, e logo inundada. A pressão medida na tampa da célula às

duas horas da inundação constitui o índice de expansividade. Com este índice pode-se classificar a peligrosidade do solo, mais o ensaio carece de qualquer controle de sucção que permita obter uma relação sucção-expansão.

O aparelho de pressão de ar (figura 4.48) permite realizar o ensaio de inchamento com controle de sucção. Neste ensaio parte-se de uma sucção inicial na amostra, a qual é diminuída por estágios controlados até a saturação. No ensaio de pressão de expansão a amostra é impedida de deformar verticalmente e mede-se a pressão exercida pelo solo, obtendo-se a curva de pressão de inchamento (figura 4.49). Já no ensaio de inchamento livre, a amostra é livre para expandir verticalmente e mede-se a deformação vertical, obtendo-se a curva de inchamento livre (figura 4.50).

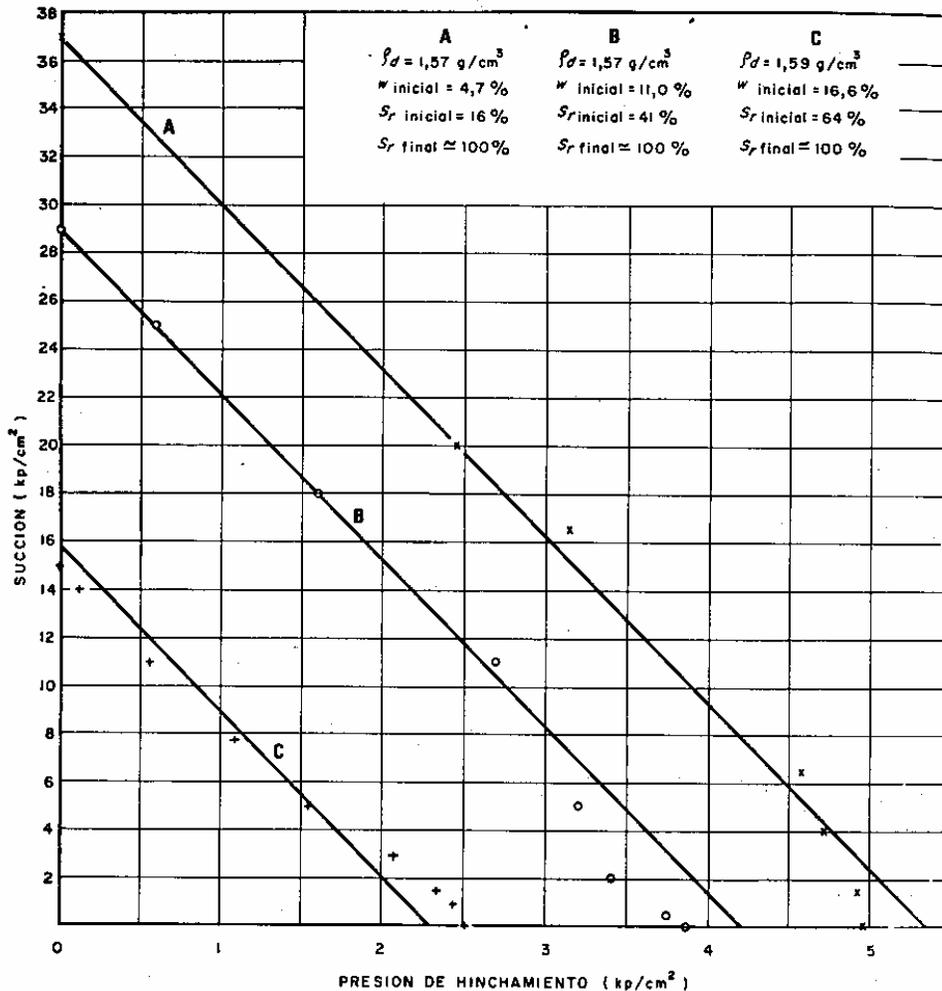


Figura 4.49: Pressão de inchamento de uma amostra de solo em função da sucção para três valores de umidade inicial diferentes (Jimenez Salas & Alpañes, 1975).

*Pressão de inchamento.* No ensaio de pressão de inchamento (figura 4.49) observa-se uma relação que pode ser aproximada como inversamente proporcional entre sucção e pressão, onde a pressão máxima atinge-se na condição saturada. Esta relação mostra que o fenômeno depende em sua intensidade da disponibilidade de água no solo.

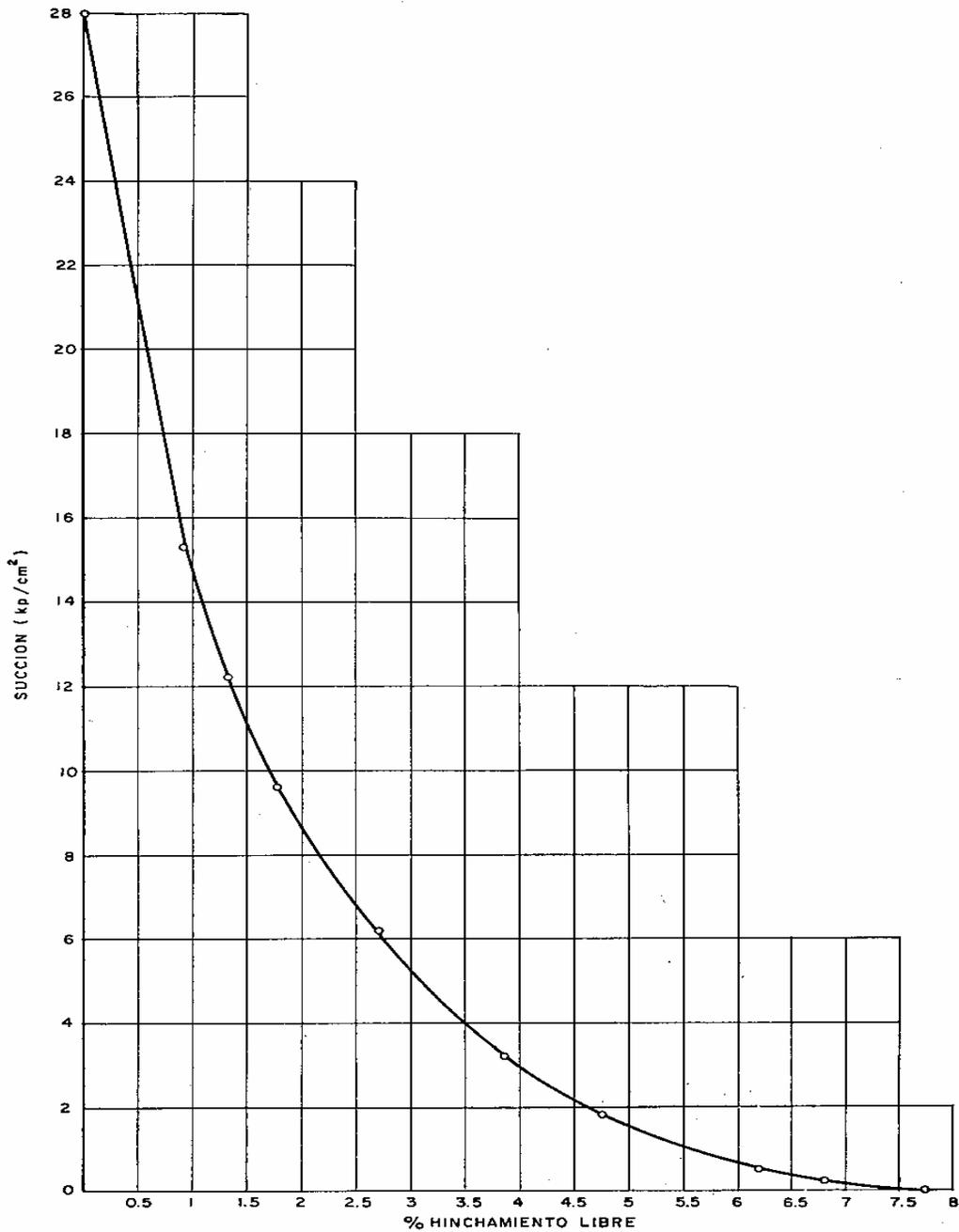


Figura 4.50: Inchamento livre de uma amostra de solo em função da sucção (Jimenez Salas & Alpañes, 1975).

*Inchamento livre.* O ensaio de inchamento livre da figura 4.50 mostra uma relação não linear entre a sucção imposta e a expansão experimentada pelo solo. Pode-se observar um aumento do gradiente de inchamento na medida que o nível de sucção cai, o que reflete a maior facilidade para captar eletricamente moléculas de água por parte dos argilominerais. O gradiente de inchamento atinge seu máximo para a condição saturada do solo.

Entre estas duas condições de contorno em deformação extremas, temos uma variedade de casos onde o solo estará submetido a diferentes pressões confinantes que inibirão parcialmente o fenômeno expansivo de maneira proporcional à sua intensidade (ver figura 4.51).

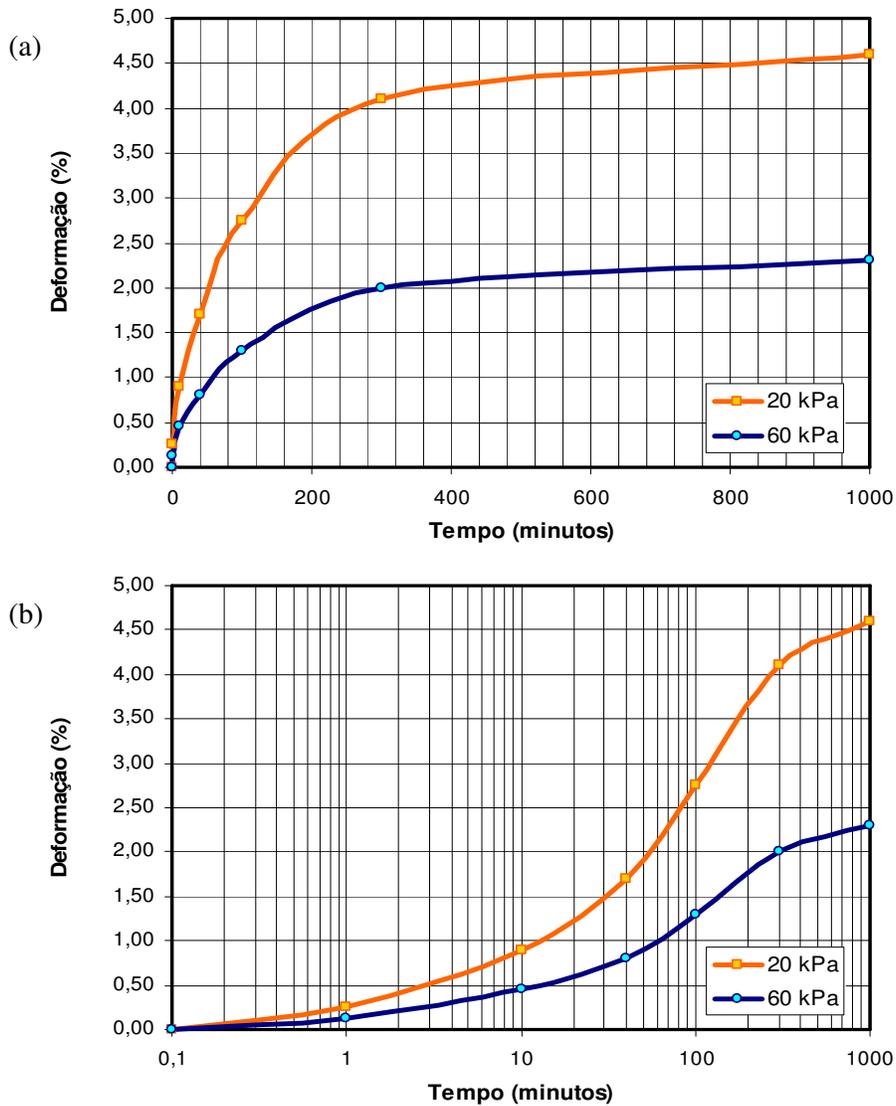


Figura 4.51: Ensaio de expansão confinada para 20 e 60 kPa: a) Escala normal; b) Escala logarítmica (adaptado de Jucá e Pontes Filho, 1997).

*Fator tempo.* Deve destacar-se também que este processo não se dá de forma instantânea, mas acontece no tempo segundo uma lei não linear (figura 4.51), podendo-se distinguir duas fases:

- a) a fase inicial, onde o processo tem uma elevada taxa de expansão em resposta ao acréscimo na disponibilidade de moléculas de água na microestrutura.
- c) a fase de saturação onde o processo continua com taxas cada vez menores na medida que as forças elétricas vão sendo parcialmente equilibradas pelas moléculas de água já atraídas, tendendo lentamente para o equilíbrio.

**4.6.3. Modelagem do mecanismo de expansão**

*Modelo constitutivo macro-mecânico*

A figura 4.52 apresenta uma superfície de estado que idealiza o comportamento volumétrico de um solo não saturado em função das variáveis de estado de tensão efetiva saturada e sucção. A lei constitutiva logarítmica que a define expressa-se

$$\Delta e = C_t \Delta \log(\sigma - u_a) + C_m \Delta \log(u_a - u_w) \tag{4.82}$$

onde  $C_t$  e  $C_m$  são os índices de compressibilidade para ambas as variáveis de tensão e sucção.

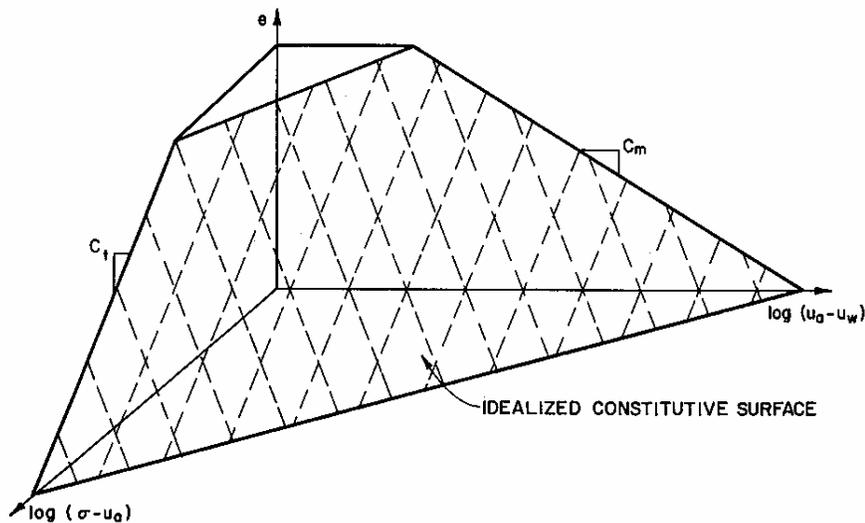


Figura 4.52: Superfície de estado idealizada para solos não saturados.

Esta superfície de estado representa de forma simples o comportamento global na escala da macroestrutura do solo. No entanto, os fenômenos expansivos têm lugar na microestrutura, sendo nessa escala que se pretende modelar o problema. Duas abordagens microestruturais ao problema da expansão em solos têm sido apresentadas: uma mecânica, formulada no marco da teoria da dupla estrutura; e outra energética, baseada em princípios termodinâmicos. Ambas teorias são revisadas sucintamente a seguir, pois servirão como referencial para a obtenção de uma formulação micromecânica discreta.

### **Modelo expansivo da Dupla Estrutura**

Alonso & Gens (1992) propuseram um marco teórico para o estudo de solos expansivos não saturados, conhecido como teoria da dupla estrutura. Observações da estrutura de solos com microscópio de varredura eletrônica destacam a existência de dois níveis estruturais. Na microestrutura, correspondente ao arranjo dos minerais argílicos, acontecem os fenômenos expansivos, que se refletem na macroestrutura, correspondente ao arranjo global dos grãos e agregados.

A formulação constitutiva proposta consiste na inclusão no modelo BBM (Alonso *et al*, 1990) de uma representação específica do comportamento microestrutural, cujos efeitos influenciam o comportamento macroestrutural. A mesma foi utilizada com sucesso na simulação do comportamento de solos argilosos ativos (Alonso *et al* (1994); Lloret *et al* (2003)).

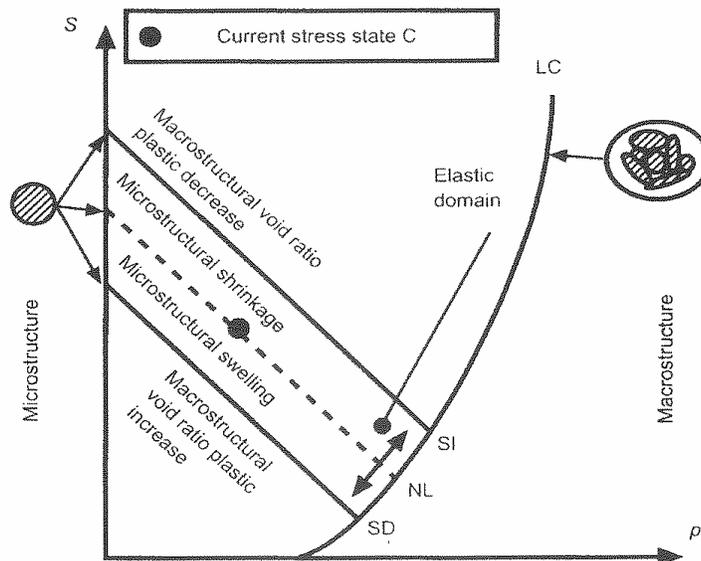


Figura 4.53: Modelo comportamental de solos com dupla estrutura.

A figura 4.53 esquematiza a modelagem do comportamento microestrutural, assumido elasto-plástico volumétrico no espaço de tensões  $p$ - $s$ , onde  $p$  é a tensão volumétrica e  $s$  a sucção mátrica. São propostas duas superfícies de escoamento paralelas  $SI$  e  $SD$  no plano  $p$ - $s$  que definem uma região interior elástica, além de controlar o escoamento plástico do tipo cinemático para trajetórias de tensão que atingem estes limites.

*Deformações na microestrutura.* As deformações volumétricas elásticas na microestrutura são mensuradas pela expressão (4.83), relação exponencial que é consistente com o comportamento experimental observado (ver figura 4.54). As deformações plásticas, por sua vez, são assumidas como proporcionais das deformações elásticas.

$$d\varepsilon_{vm}^e = \beta_m e^{-\alpha_m(p+s)} d(p+s) \tag{4.83}$$

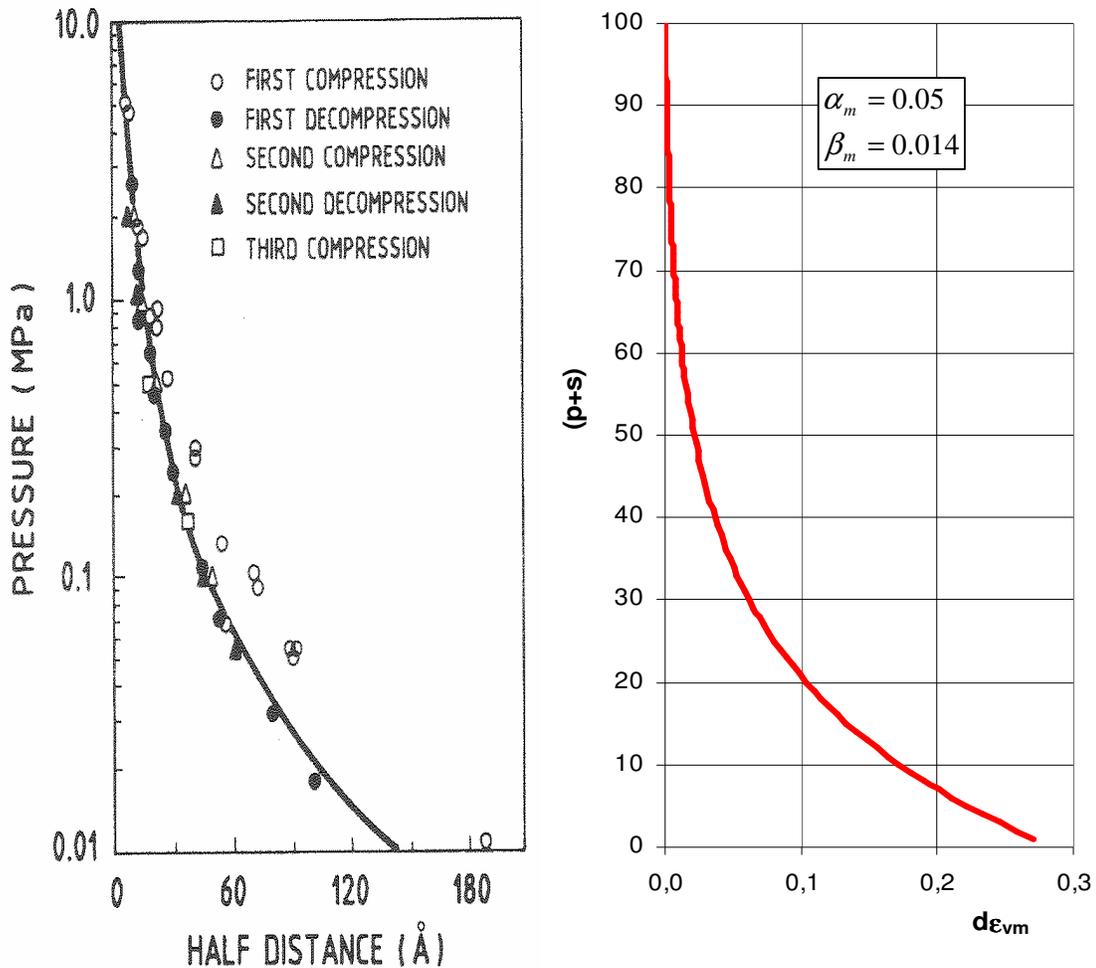


Figura 4.54: a) Relação entre o espaçamento interpartículas e a pressão de inchamento para uma montmorilonita (Warkentin *et al*, 1957); b) Deformações volumétricas elásticas na microestrutura segundo o modelo de dupla estrutura.

### **Modelo termodinâmico**

Uma abordagem alternativa para incluir o fenômeno expansivo na formulação do comportamento mecânico de solos baseia-se na teoria das três escalas para solos argilosos, e é apresentada por Murad & Cushman (1996, 1997). Na microestrutura, onde as forças de origem físico-químico são predominantes, o uso dos princípios da termodinâmica para descrever o equilíbrio energético fornece naturalmente uma expressão para a pressão de inchamento assim como reescreve o princípio das tensões efetivas de Terzaghi para o caso dos solos ativos. Da mesma forma, obtém-se uma expressão para a lei de Darcy que inclui o efeito do potencial de adsorção dos argilominerais ativos.

No caso do princípio das tensões efetivas, a expressão obtida é

$$p_T + u = p' + p^* \quad (4.84)$$

onde  $p^*$  representa a parcela das tensões de origem físico-químico nos minerais ativos, sendo quem governa a deformação dos solos expansivos.

A lei de Darcy modificada, por sua vez, expressa-se

$$v = k(i + p^* \nabla \phi_L) \quad (4.85)$$

onde além do gradiente hidráulico macroestrutural  $i$  (carga hidráulica) inclui-se o gradiente de adsorção microestrutural que controla a velocidade com que evolui o processo de inchamento no tempo.

#### **4.6.4. Implementação do mecanismo de expansão**

A descrição do fenômeno expansivo, o comportamento observado em forma experimental e os modelos teóricos antes apresentados fornecem o marco de referência para a formulação de uma solução micromecânica discreta do problema expansivo. Tal solução deve ser adicionada ao elemento discreto compressível – *grumo* – encarregado de representar a microestrutura no sistema, como capacidade complementar à de adensamento já tratada.

Basicamente precisa-se incluir na lei comportamental:

- Uma expressão que relacione a variação de carga e sucção no entorno do grumo com a deformação de inchamento livre associada, em função do nível de atividade do argilomineral simulado. Conforme as características do grumo, as deformações são assumidas elásticas.

- Uma expressão que controle, para um dado estágio de expansão, o crescimento das deformações de inchamento no tempo até atingir o inchamento máximo calculado.

Note-se que a lei proposta é baseada na hipótese de inchamento livre, o qual pode não ser a condição real do grumo no modelo, que pode estar confinado dando lugar ao desenvolvimento de uma pressão de inchamento com deformação restrita. Neste caso, não entanto, a lei continua válida já que a tendência ao inchamento provocará pressões adicionais no grumo que o adensarão, compensando assim as deformações.

A lei proposta para o cálculo das deformações de inchamento é similar à lei proposta no modelo de dupla estrutura, ou seja

$$d\varepsilon_{vm}^e = \beta_m e^{-\alpha_m(p+s)} d(p+s) \quad (4.86)$$

onde reduções na pressão confinante ou sucção produzirão deformações de inchamento, cuja magnitude dependerá do nível de tensão e sucção atual.

Enquanto à evolução do processo no tempo, o modelo termodinâmico mostra que está ligada ao gradiente de adsorção que é incluído na lei de Darcy modificada. O parâmetro, pois, que controla o fluxo de inchamento na microestrutura é o mesmo que controla o adensamento, a saber, a permeabilidade do grumo  $k_r$ . Adicionalmente, pode-se verificar a semelhança de evolução dos processos de adensamento e inchamento (fig. 4.51) no tempo. Parece apropriado então adotar uma expressão  $f_t$  semelhante à do adensamento radial para calcular a magnitude do inchamento no tempo, em função do fator tempo

$$Tr = \frac{Cr \cdot t}{a^2} \quad \text{onde } C_r = \frac{k_r K}{\gamma_w} \quad (4.87)$$

Destes parâmetros o único que precisa ser analisado é o módulo volumétrico  $K$  cujo valor sob inchamento deve ser ajustado. A partir da relação 4.86, que pode reescrever-se

$$d\varepsilon_{vm}^e = \frac{d(p+s)}{K} \quad (4.88)$$

o módulo volumétrico fica definido pela expressão

$$K = \frac{e^{\alpha_m(p+s)}}{\beta_m} \quad (4.89)$$

A expressão  $f_t$  buscada, assume-se semelhante à derivada para o grumo,

$$f_t = (1 - e^{-\alpha t r}) \quad \text{com } \alpha = 6,20 \quad (4.90)$$

Finalmente, a lei de inchamento para o elemento grumo fica definida

$$d\varepsilon_{vm}^e = \frac{f_t}{K} d(p + s) \quad (4.91)$$

*Parâmetros da lei.* Os parâmetros  $\alpha_m$  e  $\beta_m$  foram ajustados a partir dos dados disponíveis nos trabalhos desenvolvidos utilizando o modelo de dupla estrutura. Os valores encontrados mostraram a seguinte dispersão:

$\alpha_m$  : de 0,02 a 0,05

$\beta_m$  : de 0,002 a 0,015

adotando-se os valores médios  $\alpha_m = 0,035$  e  $\beta_m = 0,01$ .

#### 4.6.5.

#### Validação da formulação implementada

Para a validação da formulação implementada empregou-se o caso de uma barreira de argila contra infiltração, a fim de testar a expansão das partículas associada ao umedecimento do meio circunvizinho. Neste problema, a característica expansiva das partículas atua como sumidouros espalhados na rede de fluxo entre meniscos, onde volumes de água são retirados da rede para serem incorporados às partículas, que conseqüentemente expandem.

O modelo do problema é mostrado na figura 4.55. Inicialmente, a barreira está equilibrada para uma sucção uniforme. Na parede lateral é introduzida uma taxa de infiltração constante durante um dado tempo. No caso de material não expansivo (figura 4.56), a frente de saturação avança até a saturação da barreira após um dado tempo. Já no material expansivo (figura 4.57) as partículas atuando como sumidouros retiram água da rede e controlam a frente de infiltração minimizando a passagem de água para o interior da barreira.

O grau de saturação inicial da barreira era de  $S_r = 4,92\%$ . Na análise para 15000 ciclos de cálculo, o grau de saturação cresceu no material não expansivo para  $S_r = 5,97\%$ , entanto que no material expansivo ficou em  $S_r = 4,91\%$  pelo que pode se comprovar que o volume de água injetado na rede foi totalmente capturado pelas partículas expansivas, cuja expansão atingiu o 4% do volume inicial.

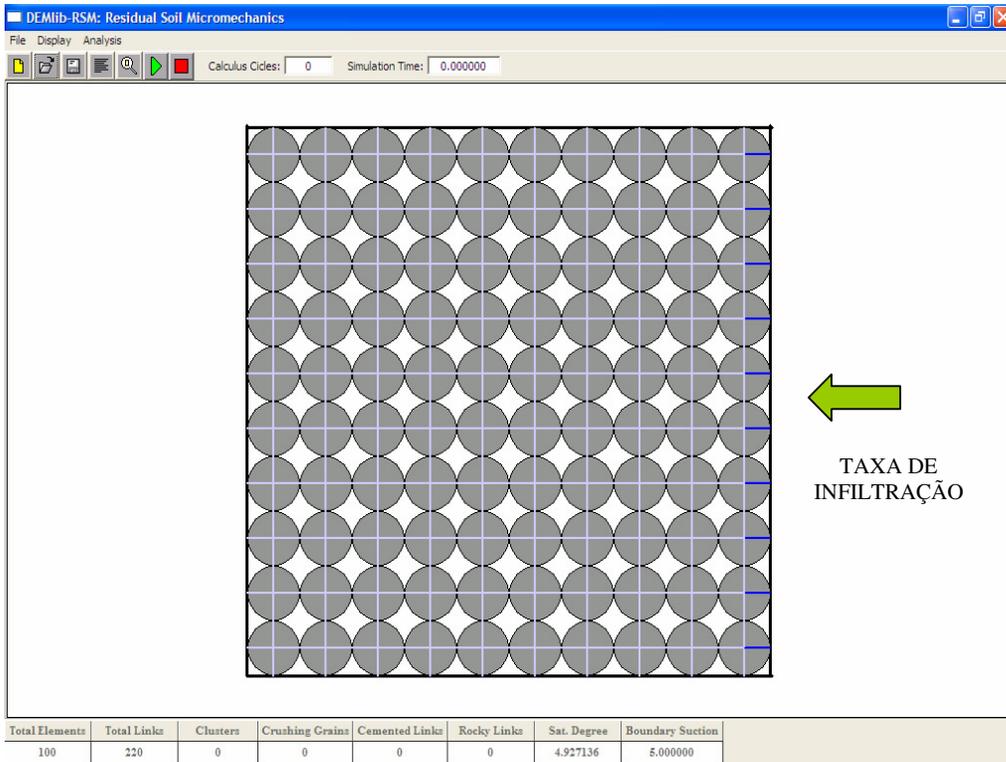


Figura 4.55: Barreira contra infiltração. Condição inicial ( $S_r = 4,92\%$ ).

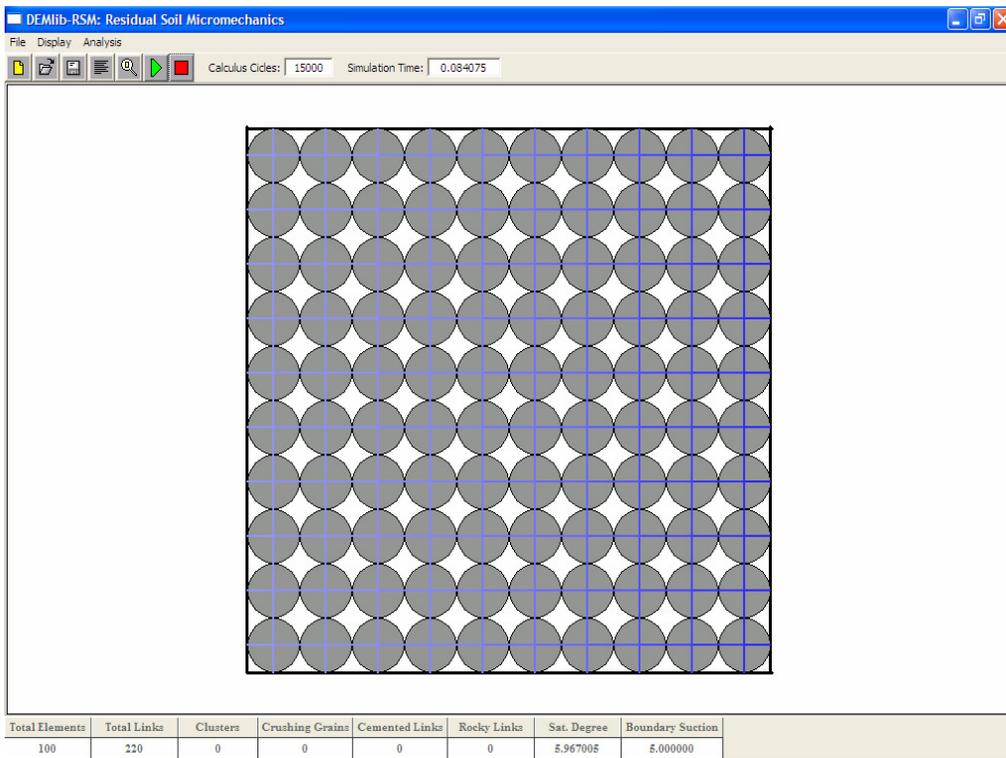


Figura 4.56: Barreira de material não expansivo ( $S_r = 5,96\%$ ).

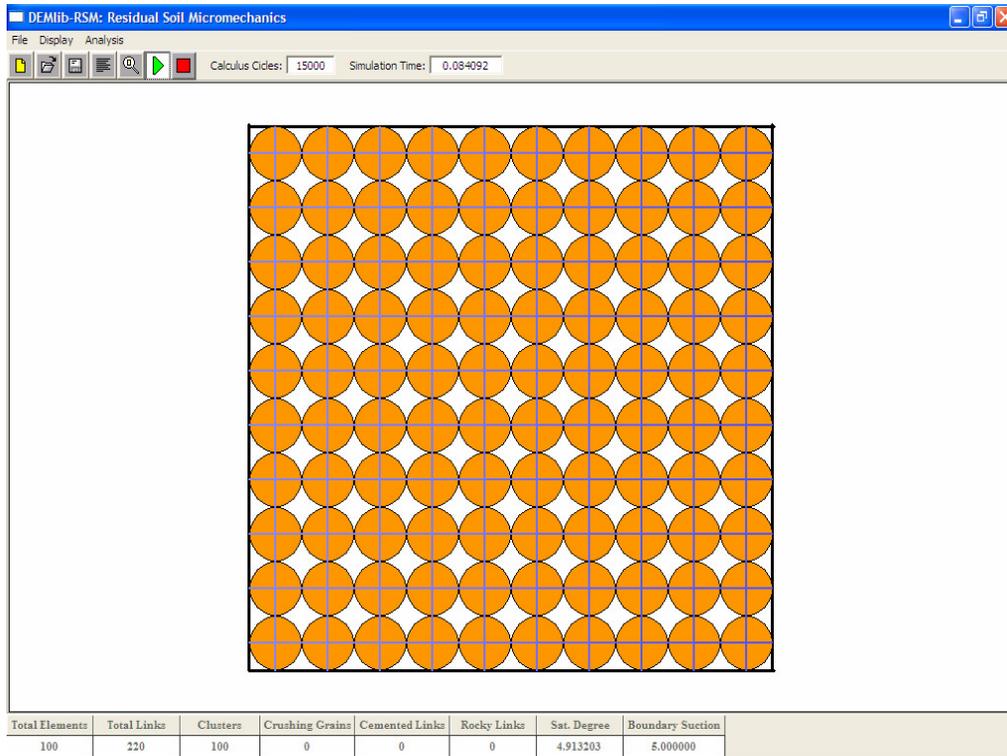


Figura 4.57: Barreira de material expansivo ( $S_r = 4,91\%$ ).

### **Conclusões**

Foi abordado o fenômeno da expansão em solos, identificando os mecanismos micro-mecânicos e características mineralógicas responsáveis pelo comportamento diferenciado dos solos ativos. A partir dos modelos de dupla estrutura e termodinâmicos disponíveis foi desenvolvida uma formulação micromecânica discreta consistente em uma lei de expansão para os elementos tipo grumo *ativos*.

A formulação proposta foi implementada no código de elementos discretos em forma acoplada ao modelo de fluxo, vindo a representar a presença de sumidouros pontuais na rede de fluxo. A mesma foi validada estudando o comportamento de uma barreira contra infiltração, mostrando um comportamento satisfatório.

#### 4.7.

### Melhorias na interface gráfica do programa de análise

A interface gráfica do programa aplicativo original que permite o uso da biblioteca de elementos discretos *DEMLib* foi melhorada, a fim de atender às necessidades específicas de manipulação, visualização e informação introduzidas pela orientação do programa à simulação de solos residuais. O aplicativo com as novas implementações e a nova interface foi denominado de *DEMLib-RSM* (Residual Soil Micro-mechanics). A figura 4.59 apresenta o aspecto da interface antiga do aplicativo *Sand* e o aspecto da interface nova do aplicativo *DEMLib-RSM*.

A figura 4.58 mostra o detalhe das utilidades incluídas na janela do programa. Na barra superior (figura 4.58a) foi adicionado um contador dos passos de cálculo e um indicador do tempo de análise. Também foram introduzidos os botões B, L e W para a identificação de elementos, contatos e paredes. O botão B (block) permite a visualização da numeração dos elementos discretos, mostrando acima de cada elemento discreto seu número de elemento correspondente (ver figura 4.60a). O botão L (link) mostra a rede de contatos explicitando a numeração deles (ver figura 4.60b), e o botão W (wall) mostra a numeração das paredes.

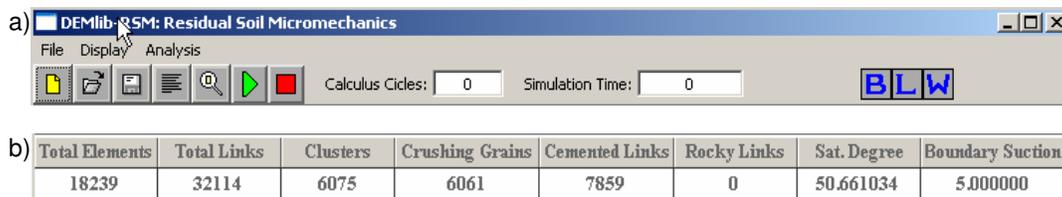


Figura 4.58: Utilidades incorporadas na interface gráfica: a) Indicador do número de ciclos e tempo de cálculo e botões para ativar a visualização da numeração de elementos, links e paredes; b) Matriz indicadora de quantidade e atributos de elementos e links.

Na barra inferior (figura 4.58b) foi incluída uma matriz de controle que informa sobre os atributos de solo residual do modelo que está sendo calculado. Além de informar o número total de elementos utilizados, informa o número de contatos a cada passo, o total de elementos tipo grumo, o total de elementos susceptíveis de quebra, o número de contatos cimentados, o número de contatos com ligação rochosa, o grau de saturação da amostra e o valor da sucção aplicada como condição de contorno.

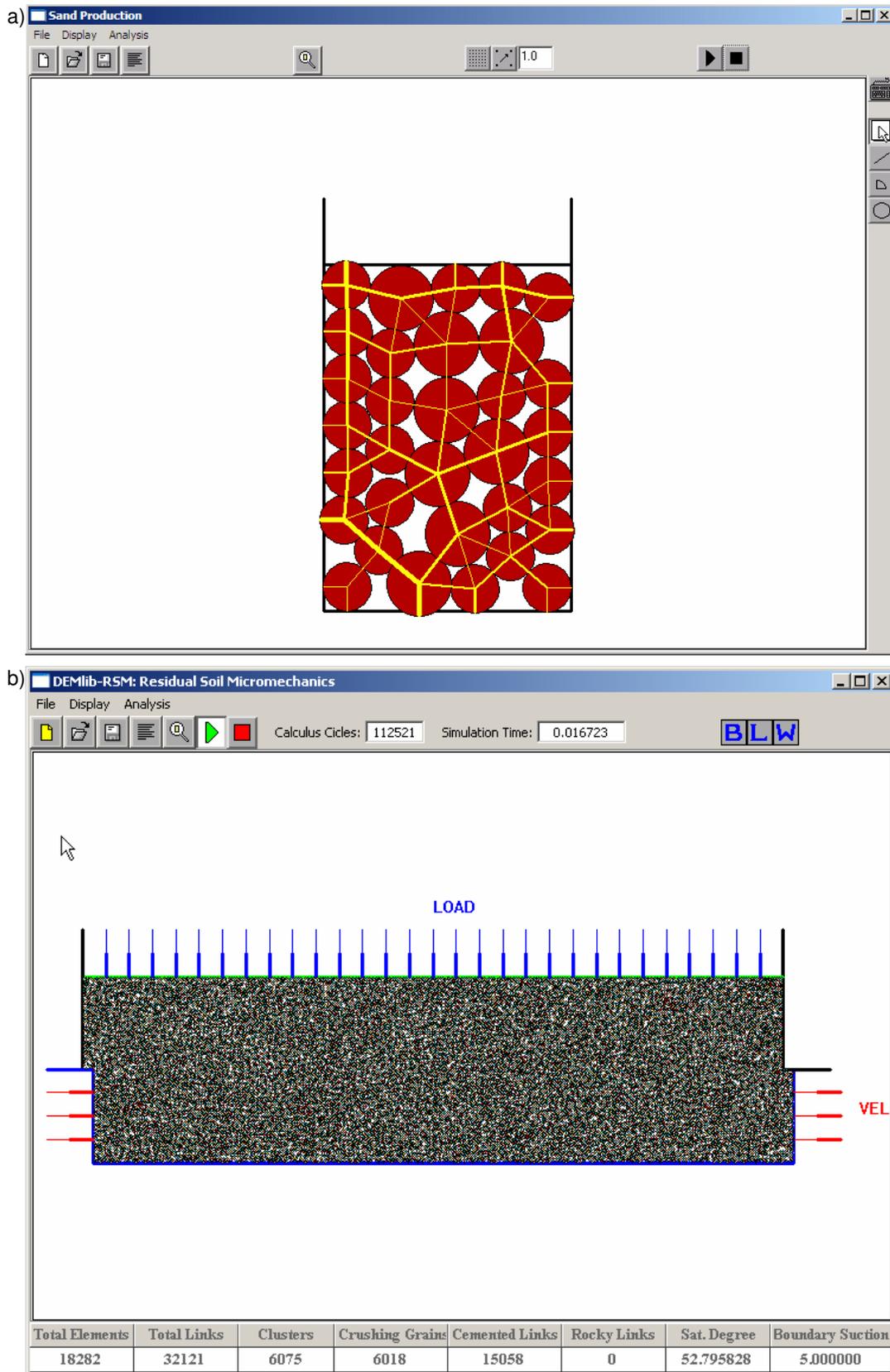


Figura 4.59: Mudanças na interface gráfica do programa de análise: a) Interface do programa Sand original; b) Interface do programa DEMLib-RSM.

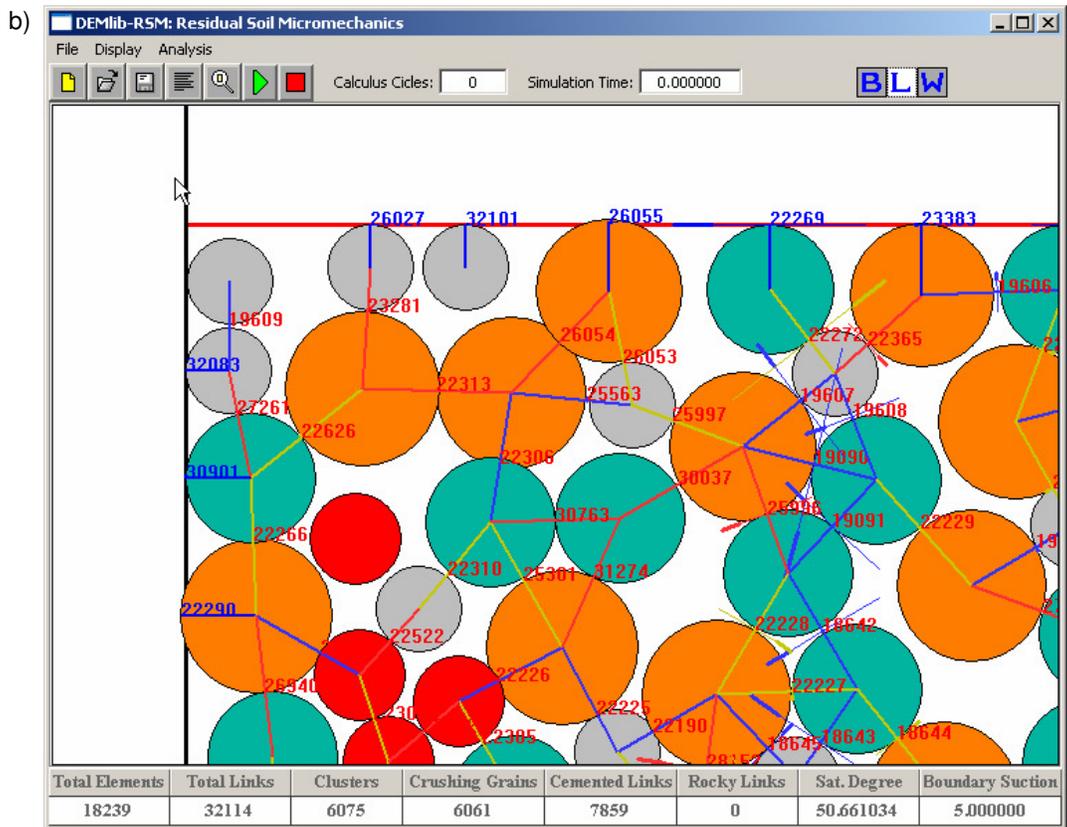
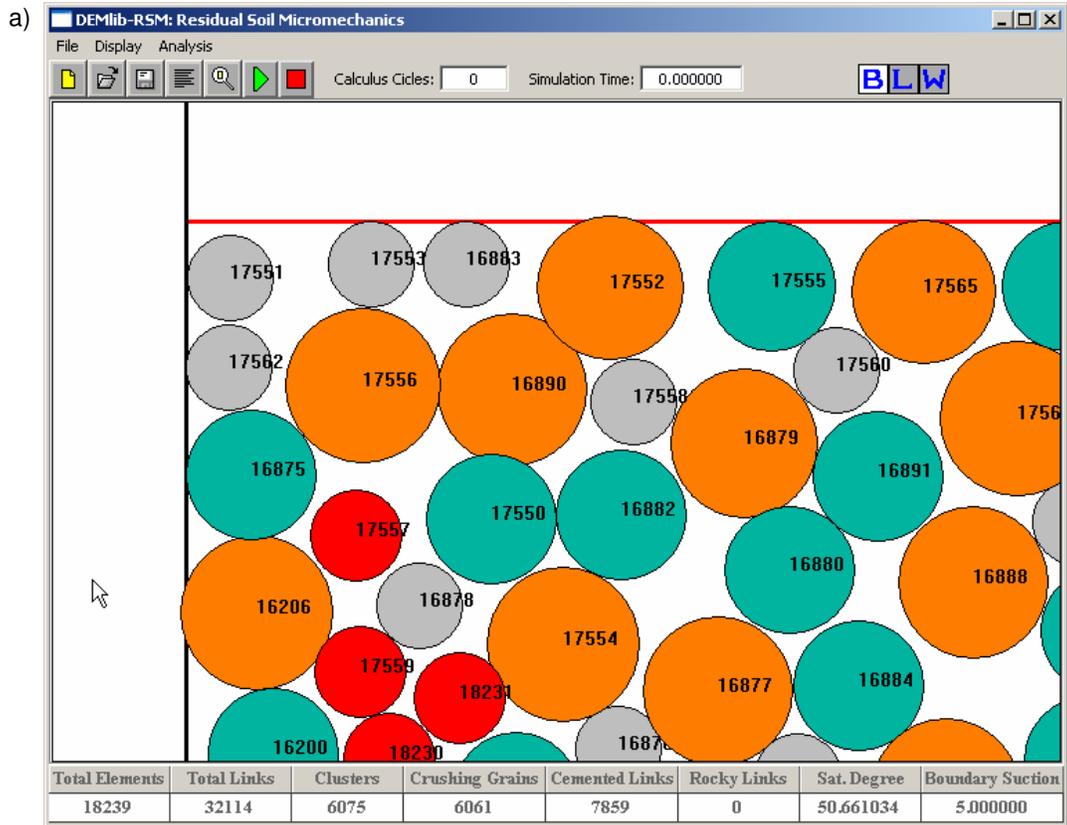


Figura 4.60: a) Visualização da numeração dos elementos discretos; b) Visualização da numeração dos contatos.

Adicionalmente, foi implementado um tratamento de cores nos elementos discretos, contatos e paredes, que permite visualizar o comportamento e os atributos dos mesmos.

O tratamento de cores aplicado aos elementos discretos está sumarizado na tabela 4.4. A diferenciação das cores é utilizada para visualizar o atributo do elemento: grumo, possibilidade de quebra e bloco rochoso. Também é utilizada para gerar o mapa de sucções derivado do fluxo não saturado.

Tabela 4.4: Tratamento de cores aplicado aos elementos discretos.

| <b>Atributos dos elementos</b>  |  |
|---|--|
|    | Cinza. Elemento discreto básico, sem qualquer atributo especial.   |
|    | Verde. Elemento susceptível de quebra.   |
|    | Vermelho. Elemento que já foi quebrado.  |
|    | Azul escuro. Elemento fixado a outro com ligação rochosa   |
|   | Alaranjado. Elemento grumo. Quando o grumo adensa, o elemento vai mudando sua cor passando gradativamente do alaranjado para o amarelo. Quando o grumo expande o elemento vai mudando sua cor passando gradativamente do alaranjado para o vermelho. |
| <b>Mapa de fluxo não saturado</b>   |  |
|  | Amarelo. Elemento cuja sucção média é igual ou próxima da sucção aplicada como condição inicial.   |
|  | Azul. Elemento cuja sucção média é menor do que a sucção aplicada como condição inicial.   |
|  | Marrom. Elemento cuja sucção média é maior do que sucção aplicada como condição inicial.   |

O tratamento de cores aplicado aos contatos (visualizados mediante uma linha que vincula os centros dos elementos em contato) está sumarizado na tabela 4.5. Neste caso as cores são utilizadas para diferenciar a presença de:

- Contato simples;
- Contato cimentado;
- Contato com ligação rochosa.

Adicionalmente, as cores empregam-se para gerar um mapa de sucções nos meniscos, onde os contatos são pintados segundo o nível de sucção, variando sua cor contínua ou discretamente.

Tabela 4.5: Tratamento de cores aplicado aos contatos.

| <b>Atributos dos contatos</b>   |  |
|---|--|
|  | Contato simple.  |
|  | Contato cimentado.   |
|  | Contato com ligação rochosa.   |
| <b>Mapa de fluxo não saturado</b>   |  |
|  | Menisco cuja sucção é igual ou próxima da sucção aplicada como condição inicial. |
|  | Menisco cuja sucção é menor do que a sucção aplicada como condição inicial.      |
|  | Menisco cuja sucção é maior do que a sucção aplicada como condição inicial.      |

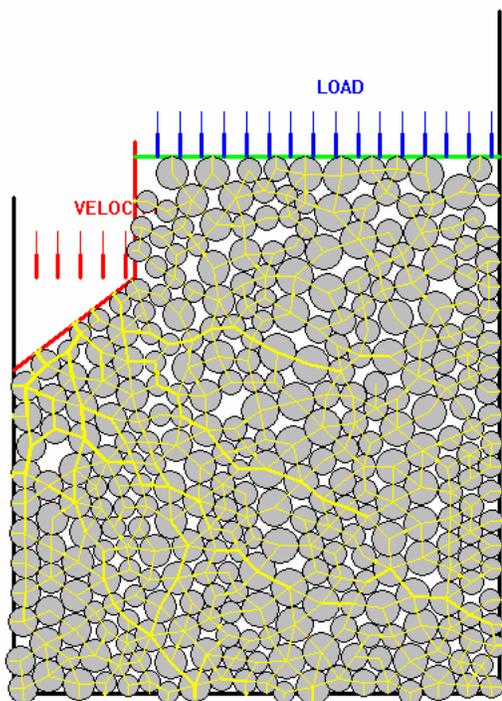
O tratamento de cores aplicado aos elementos parede está sumarizado na tabela 4.5. As diferentes cores são utilizadas para mostrar o sentido de movimento das paredes, e setas são incluídas para a visualização das condições de contorno de carga ou velocidade impostas.

Tabela 4.6: Tratamento de cores aplicado aos elementos parede.

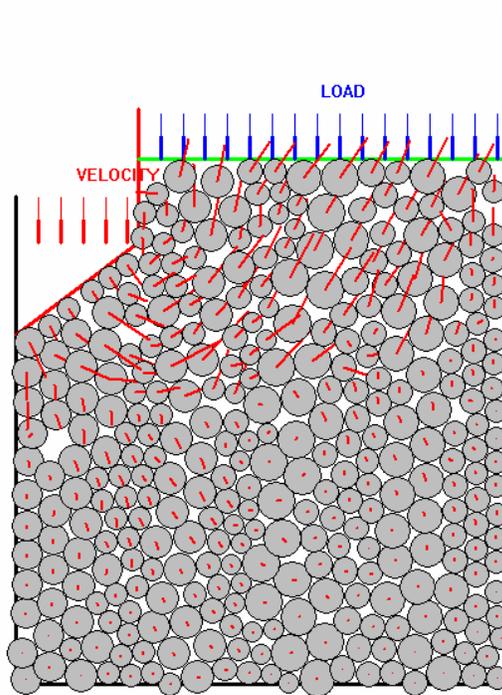
| <b>movimento dos elementos parede</b>   |   |
|---|---|
|  | Parede fixa.                            |
|  | Parede movendo para cima.               |
|  | Parede movendo para baixo.              |
|  | Parede movendo para a direita.          |
|  | Parede movendo para a esquerda.         |
| <b>Condição de contorno aplicada pelo elemento parede</b>                           |   |
|  | LOAD. Carregamento imposto na parede    |
|  | VELOCITY. Velocidade imposta na parede. |

O programa também permite uma visualização das velocidades (vermelho), forças (azul) e deslocamentos (verde) dos elementos discretos, desenhando setas que mostram suas magnitudes normalizadas pelo valor máximo das mesmas, com sua direção e sentido. Estes comandos são ativados via teclado pelas letras V (velocity), F (forces) e D (displacement). A figura 4.61 apresenta uma simulação da cravação de uma estaca onde estes recursos são mostrados.

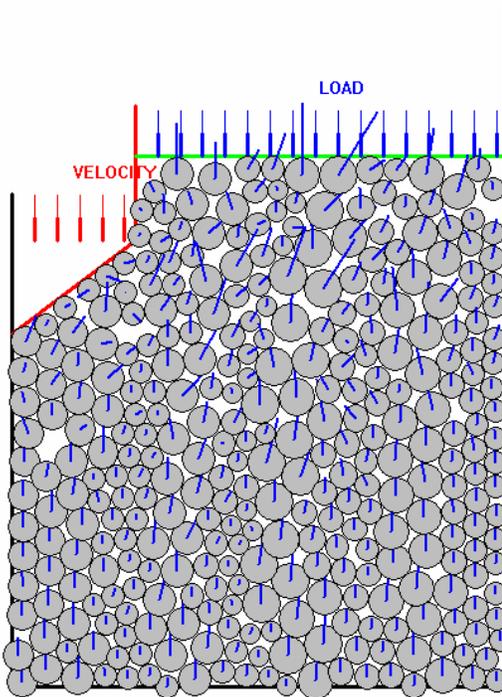
a) Contatos



b) Velocidades



c) Forças



d) Deslocamentos

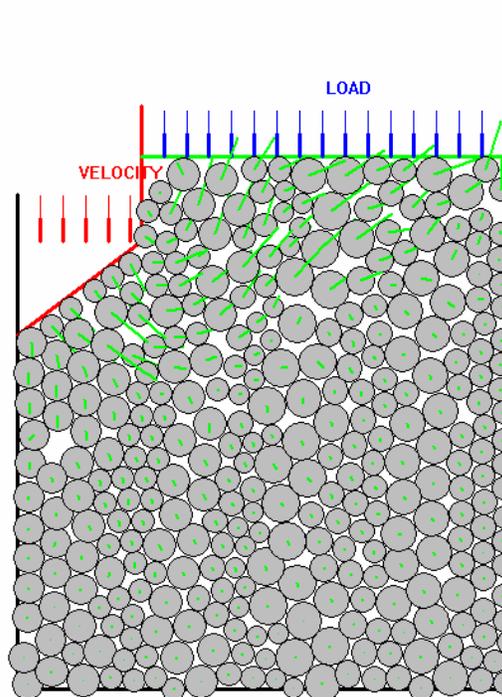


Figura 4.61: Visualização das magnitudes físicas nos elementos discretos: a) Contatos; b) Velocidades; c) Forças; d) Deslocamentos.