

## 2 Solos residuais

### 2.1. Introdução

As rochas expostas na superfície são naturalmente submetidas a condicionantes ambientais diferentes daqueles que predominavam durante a sua formação. O intemperismo consiste em reajustes termodinâmicos das rochas às condições ambientais de superfície, conduzindo à formação de novos minerais que procuram equilíbrio com as novas condições ambientais (Polivanov, 1998), formando solos com características herdadas das mesmas, quando não transportados, sendo denominados de solos residuais ou solos saprolíticos. Influenciam nas características destes solos a rocha de origem, clima, topografia, condições de drenagem e grau de alteração (Townsend, 1985). Eles são normalmente considerados não uniformes e apresentam espessura variável.

Os solos residuais são compostos por grãos, agregados e cristais de minerais alterados, pontes estabelecidas por cimentos depositados, grumos de argilominerais e partículas de resistência variada, com uma tendência à quebra e/ou desarranjo quando submetidos a carregamentos, dando uma característica estruturada a estes solos. Esta “estrutura” aliada à heterogeneidade, a anisotropia e outras peculiaridades de ordem geológica dos solos residuais dificultam a elaboração de um modelo conceitual que generalize o seu comportamento.

Nas últimas décadas, a Mecânica dos Solos Moderna tem sido empregada para o estudo do comportamento de solos “estruturados” em detrimento da Mecânica dos Solos Clássica. A mesma surgiu em meados de 1960 em particular com Roscoe, Schofield, Wroth e co-autores que integraram resistência ao cisalhamento, tensões efetivas principais, índice de vazios e deformação cisalhante no mesmo modelo, criando a Teoria do Estado Crítico (TEC) (Leroueil e Hight, 2003). Mesmo assim, esta teoria, no seu estado original, negligencia efeitos relativos à microestrutura do solo e anisotropia.

A mecânica dos solos dos estados críticos utiliza um espaço de tensões que representa a tensão desviadora ( $q$ ) e a tensão efetiva média ( $p'$ )

associada às deformações que ocorrem no solo, representada pelo volume específico,  $v = 1+e$ . O fundamento da TEC pode ser encontrado de forma detalhada em diversos livros, artigos e teses, ex. Atkinson & Brabsby (1978), Atkinson (1993), Wood (1990), Leroueil (1997), Martins (2001) e Leroueil e Hight, (2003).

A seguir é apresentada uma breve revisão sobre comportamento dos solos residuais, sendo enfatizada a influência da estrutura no comportamento mecânico, necessária para a interpretação dos resultados dos ensaios. Revisões bibliográficas extensas com características geomorfológicas e propriedades físicas de solos residuais provenientes de rochas de mesma origem dos solos estudados no presente trabalho (migmatito e rocha alcalina) já foram executadas por alguns autores (e.g. Polivanov, 1998; Oliveira, 2006; Carvalho, 2006; Buback, 2008).

## **2.2. Estrutura**

No solo residual, a estrutura é resultado da ação de mecanismos intempéricos que atuam sobre a rocha. Estes mecanismos podem ser classificados como físicos (desintegração), químicos (decomposição) ou biológicos (Mitchell, 1976). Estes processos podem ocorrer simultaneamente. De forma geral, no início do processo de intemperização de uma rocha, a mesma apresenta uma estrutura compacta, com baixo índice de vazios, podendo haver microfaturas e outros planos de fraqueza distribuídos de forma aleatória ou não no maciço. O intemperismo atua basicamente na ampliação e abertura destas macro e micro-descontinuidades (intemperismo físico), causando a desagregação da rocha e promovendo novos caminhos para o fluxo de soluções aquosas que desencadeia o intemperismo químico. Este, por sua vez, afeta a integridade mineralógica da rocha por meio de reações químicas, especialmente a hidrólise, avançando de maneira diferencial desde as superfícies expostas até partes mais profundas do maciço (Mitchell, 1976). Desta forma, os minerais primários podem ser degradados, sendo o material resultante dissolvido ou concentrado para formação, principalmente, de minerais secundários (Ibañez, 2008). As partículas sólidas presentes devido ao processo de intemperismo serão grãos minerais individuais ou aglomerados provenientes da rocha matriz, com vários graus de alteração e enfraquecimento, como também grãos ou aglomerados formados pelo intemperismo (Maciel, 1991). Estes processos

induzem ainda a uma perda de massa, resistência e rigidez e um possível surgimento de neo-cimentação por precipitação de óxidos, silicatados, amorfos etc (Vaughan e Kawn, 1984).

Segundo Wallace (1973), em solos com moderado grau de alteração, alguma cimentação pode ser herdada da rocha mãe, mas, em solos residuais completamente intemperizados, ela é devido, possivelmente, a efeitos de cristalização, alteração mineral e precipitação de material cimentante durante o intemperismo. Em estágios extremamente avançados, devido ao processo de laterização intenso, características como rigidez e resistência podem voltar a aumentar, assim como o índice de vazios pode diminuir.

Collins (1985) define a estrutura dos solos residuais, de forma genérica para caracterizar seus componentes, como um esqueleto poroso de minerais parentais e agregados de partículas com cimentação variável (macroestrutura), herdada da rocha mãe ou neoformada, preenchido parcialmente por um plasma poroso formado pelos minerais secundários com estrutura própria (microestrutura).

Esta dupla estrutura está relacionada diretamente com a porosidade do solo. Em perfis de intemperismo clássicos onde a alteração se dá na vertical, espera-se encontrar uma variação da distribuição de poros semelhante à observada por Moncada (2008) ao estudar um perfil de alteração de um gnaiss facoidal. Os resultados dos ensaios de porosimetria por injeção de mercúrio ao longo do perfil e da rocha são evidenciaram não só a dupla porosidade dos solos, mas também o aumento claro da microporosidade com o grau de alteração devido à formação e deposição de minerais secundários (Figura 1). O mesmo foi observado por Futai *et al.* (2007). Uma distribuição mono-modal ocorre em solos residuais pouco intemperizados (Camapum de Carvalho, 2004).

Collins (1985) identifica para cada tipo de estrutura diferentes tipos de arranjo que podem estar presentes de forma combinada nos solos residuais. No âmbito microestrutural, os minerais de argila podem aparecer de *forma dispersa* com orientação aleatória, de *forma paralela* com orientação preferencial e constituindo *grumos* em forma de anéis vazados. Alguns autores, ao estudarem solos compactados não saturados (e. g. Saiyouri *et al.*, 2000; Monroy *et al.*, 2010), detectaram a saturação dos microporos formadores dos grumos. No entanto, isto não pode ser estendido de forma simplificada para solos residuais ou com baixo grau de saturação, principalmente os encontrados em zonas áridas.

Na esfera macroestrutural, o autor identifica três formas de organização: *arranjo tipo matriz* que engloba toda massa de solo, formando uma matriz homogênea no macro-nível; *agregações*, caracterizadas pelo arranjo dos elementos (grãos e grumos) que se agrupam em pacotes formando um esqueleto aberto; e por fim o *arranjo tipo conexão*, onde os argilominerais e óxidos atuam como pontes, fazendo a ligação entre os grãos maiores.

Não necessariamente um solo residual apresentará todos os aspectos relacionados à macro e microestrutura listados anteriormente, isto dependerá da rocha de origem, do grau de alteração e do ambiente de formação do mesmo. Na Figura 2a o arranjo tipo grumo é evidente na microscopia eletrônica de varredura de um solo residual de gnaiss executada por Futai *et al.* (2007). Martins *et al.* (2005) detectou a presença da estrutura tipo conexão (estrutura cimentada) em um solo residual do arenito Botucatu, com a ligação entre grãos sendo feita por óxido de ferro e caulinita (Figura 2b). Este mesmo tipo de ligação foi constatado por Oliveira *et al.* (2011) em um solo residual de gnaiss rico em mica oriundo do município do Rio de Janeiro (Figura 2c). Nestes último caso nota-se a presença de cimentação por material neo-formado.

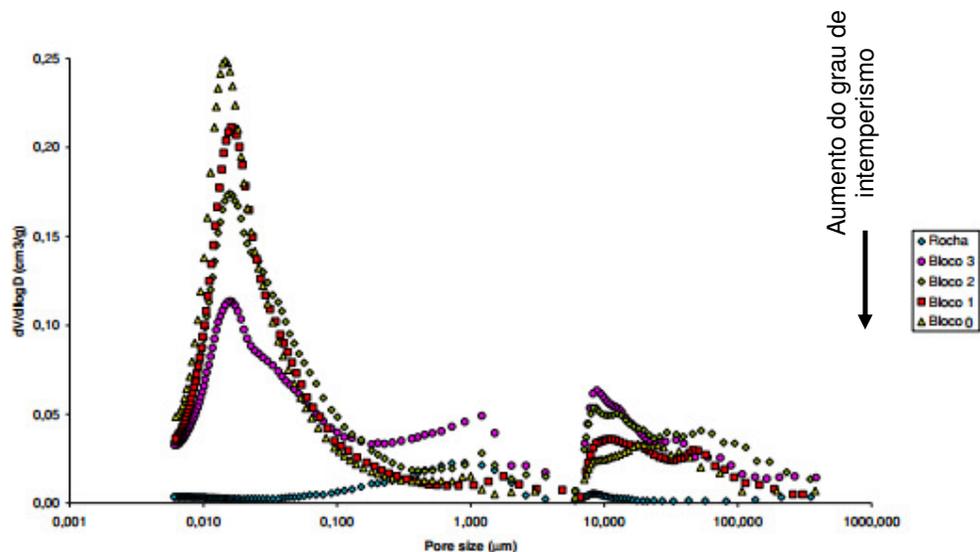


Figura 1 – Ensaio de porosimetria em amostras ao longo de um perfil de alteração de um gnaiss facoidal (Moncada, 2008).

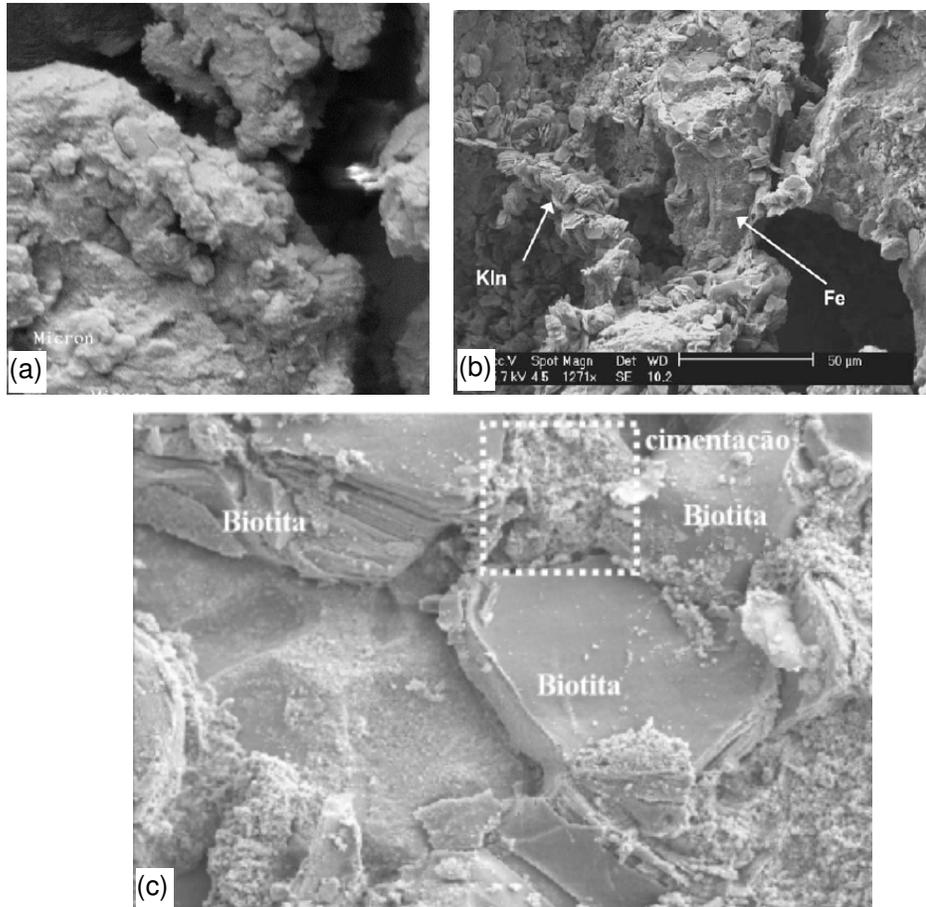


Figura 2 – (a) Solo residual com arranjo tipo grumo (Futai, 2007); (b) e (c) mostram o arranjo tipo conexão, onde o agente cimentante atua ligando pacotes de biotita e grãos de quartzo, respectivamente (Martins *et al.*, 2005 e Oliveira *et al.*, 2011).

Na Mecânica dos Solos o termo “estrutura” tem sido amplamente empregado para designar a maneira que as partículas são dispostas para formar o esqueleto do solo. Leroueil e Vaughan (1990), assim como outros autores (e.g. Burland, 1990; Malandraki e Toll, 2001; Cuccovillo e Coop, 1997), se referem ao arranjo macroestrutural tipo conexão, tanto em solos residuais como em solos sedimentares, como estrutura cimentada (*bonded structure*), microestrutura ou simplesmente estrutura. Solos artificialmente cimentados têm sido criados em laboratório para estudar o comportamento de solos residuais com tais características, principalmente os provenientes de arenitos (Maccarini, 1987, Matins, 2001; Castellanza e Nova, 2004; Consoli *et al.*, 2006; Toll *et al.*, 2006; Cruz *et al.*, 2011). Estes estudos são de grande valia, mas suas limitações devem ser notadas, especialmente em alguns solos residuais. O processo de intemperismo, ao menos em rochas ígneas, e em outras rochas “duras”, é normalmente responsável por enfraquecer estas através da quebra e conversão

de minerais primários em secundários, sem formar necessariamente partículas fortemente cimentadas.

A presença de ligações entre partículas que interferem no comportamento dos solos também tem sido identificada em outros materiais geotécnicos como argilas (Mitchell, 1981; Burland, 1990; Gaspare *et al.*, 2007), areias (Sitar, 1982) e rochas brandas (Cuccovillo e Coop, 1997).

Alguns depósitos de argila “normalmente adensada” possuem o comportamento levemente semelhante a uma argila pré-adensada devido ao aumento constante de sua resistência com o tempo após sua deposição. Os termos envelhecimento (*aging*) ou endurecimento (*hardening*) são empregados para descrever este efeito (Wesley, 2010). Schmentmann (1991) ao estudar o processo de envelhecimento em argilas, siltes, areias e pedregulhos notou o aumento da tensão de sobreadensamento, da rigidez e da resistência ao cisalhamento com o tempo de carregamento decorrentes das mudanças no arranjo dos grãos e de alterações nas partículas devido a processos químicos atuantes durante o envelhecimento.

### 2.2.1.

#### **Comportamento mecânico de solos estruturados (cimentados)**

Um conceito introduzido por Leroueil e Vaughan (1990) para identificar se um solo apresenta estrutura cimentada (ligação entre partículas) é o de plastificação. Este conceito envolve basicamente o comportamento de solos onde a cimentação entre partículas (ligação) e arranjo entre os grãos dominam o seu comportamento. Wesley (1990) relaciona o comportamento do solo, além da estrutura cimentada, à composição e características das partículas tais como forma, tamanho e mineralogia.

Neste item, o termo estrutura cimentada será empregado de acordo com a definição de Leroueil e Vaughan (1990), onde a ligação entre partículas (cimentação), independente de sua origem, domina o comportamento dos materiais.

Um material com estrutura cimentada quando submetido a um carregamento de compressão ou desviatório, apresenta uma elevada rigidez inicial até que o carregamento gere um dano irreversível à estrutura (quebra de ligações entre partículas, rearranjo dos grãos, variação da distribuição e tamanho de poros). Segundo Vaughan *et al.* (1988), a plastificação de solos cimentados é acompanhada de rupturas locais das ligações. A plastificação pode

ocorrer com quaisquer caminhos de tensões que atravesse a região de comportamento elástico. O início da plastificação não destrói totalmente a cimentação, necessitando de um nível de deformação maior sendo, portanto, um processo de dano contínuo (Macarini, 1987; Clayton e Serratrice, 1993).

Muitas vezes, a influência de tal estrutura no comportamento do solo pode ser avaliada através da diferença de comportamento entre o material indeformado e reconstituído na mesma porosidade, condição de saturação e submetido ao mesmo carregamento (Martins, 2001).

### **2.2.1.1. Compressibilidade de solos com estrutura cimentada**

Um dos métodos mais comuns para avaliação do caráter cimentado de um solo é pela comparação de ensaios de compressão unidimensional e isotrópica nas condições indeformada e reconstituída. De acordo com Leroueil e Vaughan (1990), solos com estrutura cimentada se apresentam à direita da curva de compressão definida pelo solo reconstituído em tais ensaios. Grandes deformações plásticas não são possíveis enquanto um solo cimentado encontra-se no espaço permitido para o mesmo no estado desestruturado, como mostrado na Figura 3. O comportamento rígido persiste até a tensão de plastificação (cedência ou escoamento) da estrutura ( $p'_{y,i}$ ) ser atingida. Uma vez ultrapassada esta tensão, observa-se a diminuição acentuada da rigidez com as ligações entre partículas do solo sendo destruída progressivamente, levando-o a convergir para a curva do material reconstituído (Vaughan, 1988).

Este comportamento foi detectado por diversos autores em solos sedimentares (Mesri *et al.*, 1975; Liu e Carter, 1999; Cotecchia, 2002; Gasparre *et al.*, 2007).

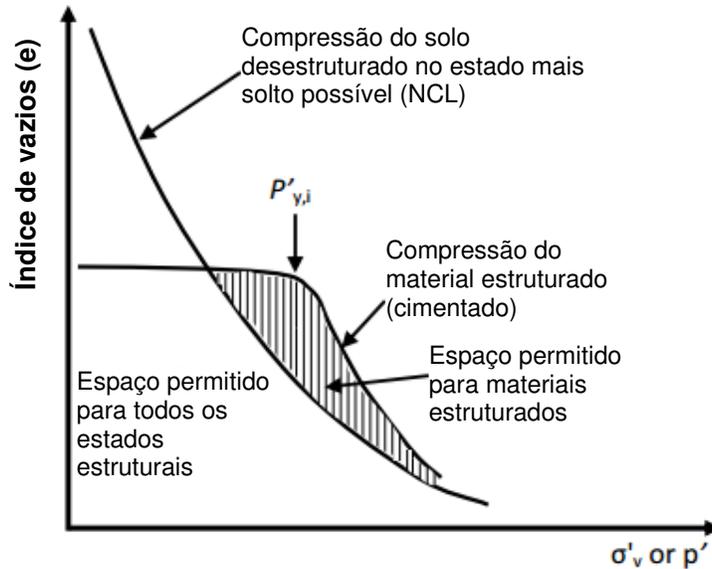


Figura 3 – Comparação entre o comportamento do solo estruturado (cimentado) e desestruturado em ensaio edométrico (Leroueil e Vaughan, 1990).

Vargas (1953) já havia notado a plastificação de solos residuais brasileiros sob compressão confinada ao executar ensaios em amostras indeformadas e amolgadas próximas ao limite de liquidez, assim como Wallace (1973) e Wesley (1974, 1990) ao estudarem a compressibilidade de um solo residual de Papua Nova Guiné (Figura 4) e um solo residual de Java (Figura 5), respectivamente. Ambos os solos são resultado do intemperismo de rochas formadas por derrames vulcânicos. Comportamento similar também foi observado por Viana da Fonseca (1998, 2003) no solo residual do granito do Porto. Assim como Vargas (1953), o comportamento de solo estruturado (cimentado) preconizado por Leroueil e Vaughan (1990) foi observado por estes autores.

Entretanto, Aversa *et al.* (1993) não identificaram a região permitida para solos com estrutura cimentada ao executarem ensaios de compressão unidimensional em uma rocha branda. Os autores atribuíram tal comportamento ao baixo índice de vazios inicial do material e a fraca cimentação entre partículas. Desta forma, a plastificação da estrutura ocorreu para níveis de tensão efetiva inferiores aos correspondentes a linha de compressão normal (NCL). Charlez e Shao (1993) chegaram à mesma conclusão ao avaliarem o comportamento de um solo com estrutura cimentada, mas com baixo índice de vazios.

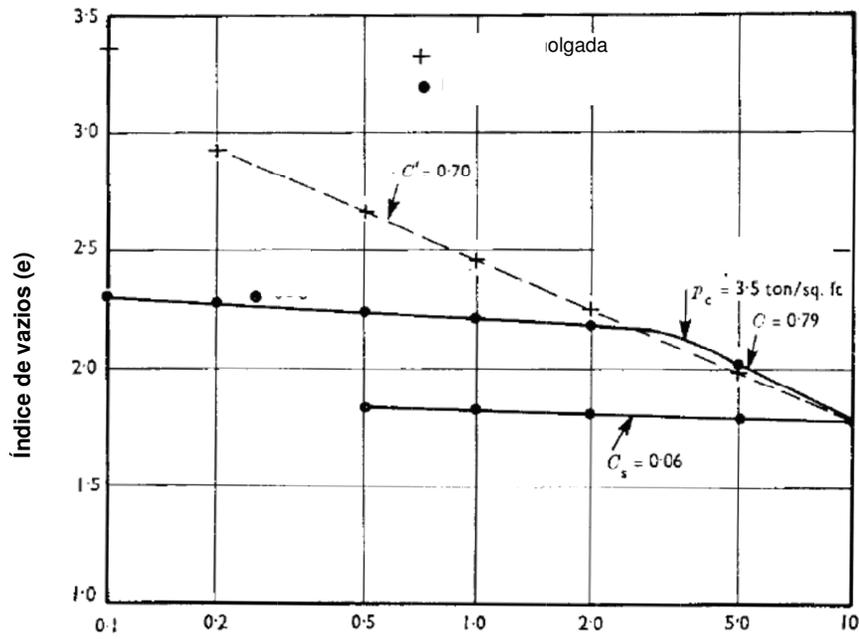


Figura 4 – Curvas de adensamento edométrico com amostra indeformada e amolgada de um solo residual de Papua Nova Guiné (Wallace, 1973)

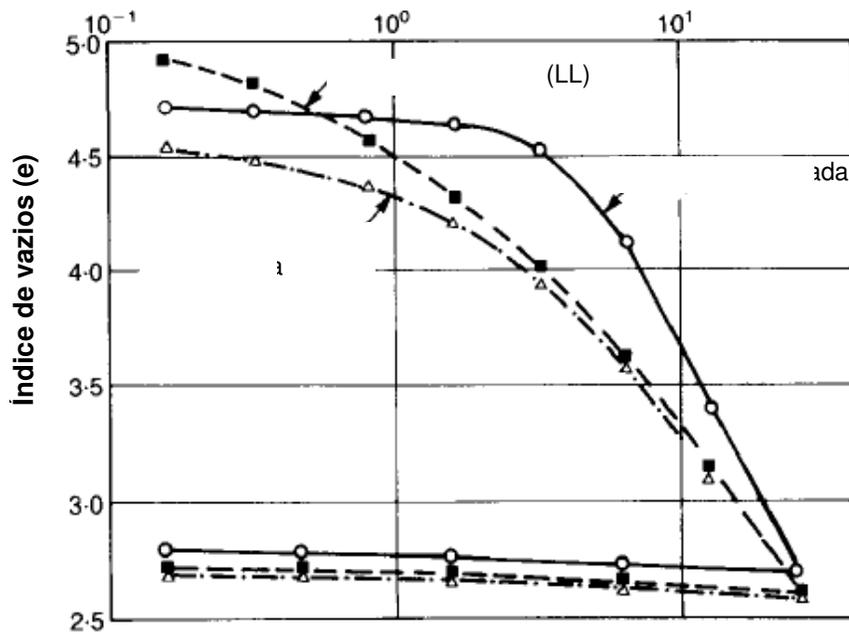


Figura 5 - Curvas de adensamento edométrico com amostra indeformada, amolgada (limite de liquidez) e reconstituída de um solo residual de Java argilo siltoso (Wesley, 1974; 1990).

Cuccovillo e Coop (1997), ao compararem o comportamento de dois arenitos, um silicoso e um calcáreo, submetidos à compressão isotrópica, estabeleceram o conceito de relatividade entre estrutura e o índice de vazios. Enquanto o calcarenito possui estrutura aberta (elevado índice de vazios), partículas frágeis e cimentação por carbonato de cálcio relativamente forte, o arenito silicoso possui baixo índice de vazios, grãos intertravados e cimentação por óxido de ferro ainda em formação. Como pode ser visto na Figura 6 (b), o calcarenito ultrapassa a NCL definida para a condição reconstituída, indicando um grau de cimentação forte. Os autores definem este material como fortemente estruturado. No entanto, a plastificação do arenito silicoso foi identificada antes de atingir a NCL (Figura 6a). A mineralogia, distribuição granulométrica e as ligações “fracas” entre partículas são as principais responsáveis pelo comportamento deste último, sendo considerado pelos autores como um material fracamente estruturado.

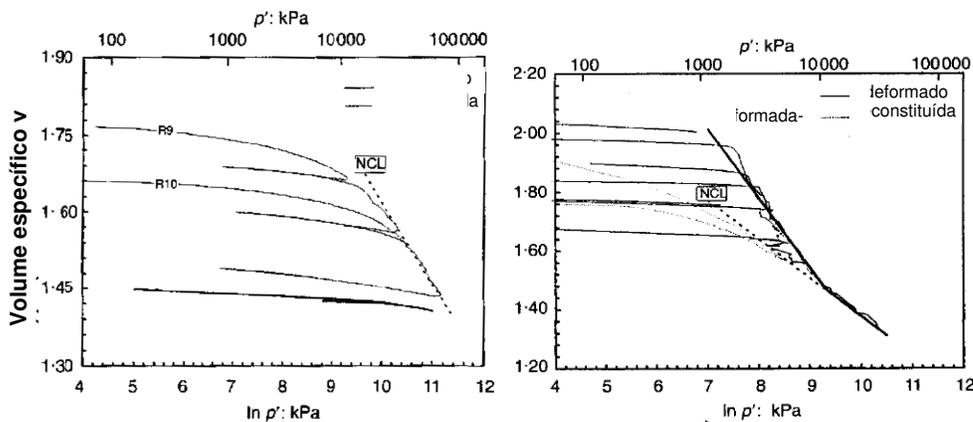


Figura 6 – Resultados de ensaios de compressão isotrópica (a) arenito silicoso e (b) calcarenito (Cuccovillo e Coop, 1997). IB = limite de compressão isotrópica para ambas condições, indeformado e reconstituído do calcarenito.

Martins (2001) não obteve uma única NCL para o solo residual do arenito Botucatu. Este solo é formado essencialmente por grãos de quartzo de granulometria média e, em menor quantidade, por feldspato extremamente intemperizado, responsável pela presença da caulinita, constituinte principal da matriz argilosa. Resultados de microscopia eletrônica de varredura e análise micromorfológica evidenciaram a presença de cimentação dos grãos por óxido de ferro e uma matriz argilosa organizada. Uma série de ensaios edométricos com amostras reconstituídas variando o índice de vazios inicial e os métodos de moldagem foi executada. As curvas de compressão do solo reconstituído obtidas a partir de diferentes  $e_0$  eram paralelas e não apresentaram convergência para

uma mesma NCL como definido pela Teoria do Estado Crítico para o intervalo de tensões investigado (tensão vertical até 3,2 MPa). Ferreira e Bica (2006) ampliaram os ensaios de compressão neste solo atingindo tensões superiores a 20 MPa e, mesmo assim, não houve convergência para uma única curva. Os autores sugerem que tal comportamento pode estar associado à granulometria mista do solo e à plasticidade dos finos presentes. Além disso, o solo não se enquadra no critério de Leroueil e Vaughan (1990) para materiais com estrutura cimentada, pois a plastificação ocorreu à esquerda das linhas de compressão definidas pelo solo reconstituído em índice de vazios elevados. A autora sugere que o solo, caso a NCL fosse definida de forma precisa, se encaixaria melhor no critério de solo fracamente estruturado proposto por Cuccovillo e Coop (1997).

A não convergência para uma única NCL também foi detectada por Nocilla *et al.* (2006) em um silte bem graduado oriundo da Itália.

#### **2.2.1.2.**

#### **Comportamento de solo cimentado quando submetido a um estado de tensões triaxiais**

Além da análise do comportamento de solos com estrutura cimentada sob o aspecto compressivo através de resultados de ensaios de adensamento unidimensional e isotrópico, Leroueil e Vaughan (1990) identificaram três padrões possíveis de plastificação da estrutura de solos (ligações entre partículas) que podem ocorrer tanto durante a execução dos ensaios triaxiais (Figura 7), como durante o processo de amostragem e moldagem. Os referidos padrões de plastificação são: por compressão, por cisalhamento ou por expansão.

Em solos sedimentares, em especial em argilas, a superfície de plastificação da estrutura em ensaios triaxiais apresenta uma forma aproximadamente elíptica em torno do eixo  $K_0$ . De acordo com Leroueil e Vaughan (1990), solos residuais e algumas rochas brandas apresentam tal superfície centrada em torno do eixo isotrópico. Sandroni (1981) e Reis (2003) corroboram com esta afirmação ao constatarem o caráter isotrópico de solos residuais de gnaiss brasileiros através do traçado de curvas de plastificação da estrutura centradas no eixo isotrópico. Já Martins (2001) e Viana da Fonseca *et al.* (1997) apresentaram uma superfície de plastificação da estrutura centrada aproximadamente no eixo  $K_0$  para um solo residual do arenito Botucatu e residual do granito do Porto, respectivamente.

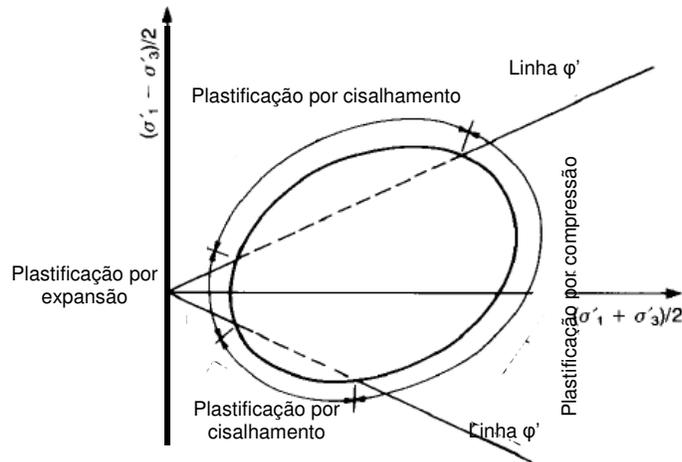


Figura 7 – Diferentes tipos de plastificação da estrutura (Leroueil e Vaughan, 1990).

A desestruturação por compressão ocorre distante da envoltória de resistência ao cisalhamento de pico devido ao aumento da tensão efetiva média (adensamento anisotrópico ou isotrópico) e/ou de cisalhamento.

Tavernas e Leroueil (1977) executaram ensaios triaxiais não-drenados em uma argila mole para avaliar a quebra de ligações entre partículas por compressão. As amostras foram adensadas e descarregadas e por fim cisalhadas. O comportamento foi então comparado com resultados obtidos em amostras com estrutura intacta após serem adensadas com uma tensão efetiva menor que a de plastificação (obtida através de adensamento isotrópico). Os resultados são apresentados na Figura 8. Os materiais desestruturados apresentam menor rigidez e menor resistência de pico, rompendo para maiores deformações axiais que o solo intacto.

Acredita-se que a desestruturação por compressão também possa ocorrer pela secagem do solo, como observado em uma argila fortemente sobre-adensada (Calabrasi e Scarpelli, 1985; Rampello, 1989 e 1991) *apud* (Leroueil e Hight, 2003).

A plastificação da estrutura por cisalhamento é difícil de ser quantificada em determinadas situações, pois, além de ser descontínua, ocasiona a orientação de partículas. Escavação e remoção de solos com estruturas cimentantes podem envolver intensos cisalhamentos locais e resultar na remoção quase que completa de tal estrutura. Vários autores mencionam a possível perda de estrutura por cisalhamento devido ao processo de amostragem, tipo de armazenamento e moldagem, que ocorre normalmente em conjunto com a perda de estrutura por compressão (Baligh, 1985; Hight *et al.*,

1997). Durante a execução de ensaios triaxiais em solos com estrutura cimentada, para baixos níveis de tensão efetiva, a presença de estrutura pode levar a trajetória de tensões do solo a ultrapassar a envoltória de resistência última. Neste caso, o pico de resistência ao cisalhamento ocorre a pequenas deformações, devendo-se à estrutura e não à porosidade. O ponto de plastificação da estrutura coincide com o pico de resistência e não está associado com a maior taxa de deformação volumétrica como em solos pré-adensados.

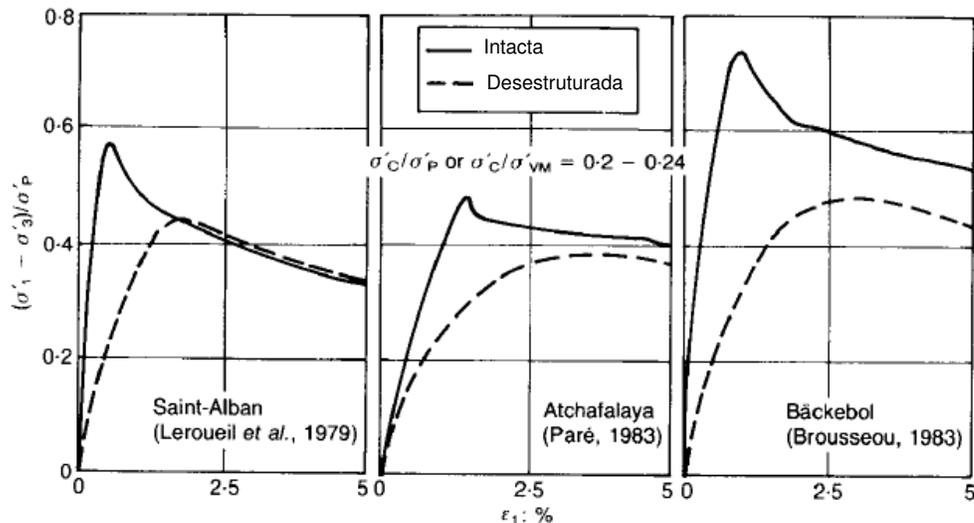


Figura 8 – Ensaio CIU executados em amostras intactas e desestruturadas por compressão (Tavernas e Lerouiel, 1985).

O último padrão de plastificação sugerido por Lerouiel e Vaughan (1990) resulta de deformações de expansão em trajetórias de descarregamento que podem ocorrer em solos com minerais expansivos. Evidências experimentais foram obtidas por Rampello, (1989, 1991) *apud* Leroueil e Hight (2003). Na ausência de minerais expansivos, solos estruturados podem apresentar uma componente de coesão verdadeira e conseqüentemente resistência à tração (Martins, 2001).

Yoshinaka e Osada (1995) observaram ainda a quebra de ligações entre partículas por fadiga de rochas brandas através de ensaios de carregamento cíclico e estático. Resultados semelhantes foram obtidos por Lefebvre e Leboeuf (1987) *apud* Leroueil e Hight (2003) em uma argila proveniente do Canadá e por Santos *et al.* (1997) em um solo residual do Rio de Janeiro. Kavvanas e Amorosi (1998) *apud* Leroueil e Hight (2003) associaram desestruturação dos materiais quando submetidos a carregamento cíclico ao acúmulo de deformações

plásticas. Pode também afetar a estrutura o fluido intersticial do solo (Carvalho, 2006).

Maccarini (1987), ao estudar o comportamento tensão x deformação de um solo artificialmente cimentado através de ensaios triaxiais drenados adensados isotropicamente, observou que, com o aumento da tensão efetiva de adensamento, o comportamento do material passa de frágil para dúctil (Figura 9). Para baixos níveis de tensão efetiva de adensamento, o solo apresenta um pico de resistência seguido de deformação plástica, como em um solo denso não coesivo. Entretanto, a maior taxa de dilatação não ocorre no pico, mas para maiores deformações, indicando que a resistência de pico é controlada pela estrutura e não pela densidade do material ( $e_0 = 0,7$ ). Para níveis altos de tensão de adensamento, de acordo com o autor, um ponto de plastificação ocorre antes da ruptura, que é apenas alcançada após grandes deformações acompanhada por elevada contração. Entretanto, a plastificação da estrutura, caso a tensão efetiva de adensamento seja superior à tensão de cedência do solo, ocorre ainda na fase de adensamento. Para um nível médio de tensão de adensamento, nenhuma evidência permitiu dissociar a ruptura por cisalhamento da plastificação da estrutura. Alguns autores como Martins (2001) e Denardin (2005) não obtiveram tal associação, com a plastificação da estrutura ocorrendo antes da ruptura.

O comportamento detectado por Maccarini (1987) se enquadra quase que perfeitamente no preconizado por Leroueil e Vaughan (1990) para um solo com estrutura cimentada que, em síntese, estabelece:

- Para baixos níveis de tensão efetiva ocorre um pico de resistência ao cisalhamento que não está relacionado à máxima taxa de expansão volumétrica. Esta, por sua vez, ocorre para níveis de deformações axiais maiores;
- O solo apresenta um comportamento (*strain-softening*) para intervalos intermediários de tensões, associado à contração volumétrica;
- Muitas vezes, o estado crítico não é alcançado, mesmo para deformações axiais superiores a 15% devido à não estabilização da deformação volumétrica. A desestruturação, neste caso, parece ser um processo contínuo, inviável de ser finalizado para as deformações possíveis em ensaios triaxiais convencionais;

- A cimentação modifica a coesão, podendo modificar também o ângulo de atrito interno dos materiais, dependendo do nível de tensões aplicado.

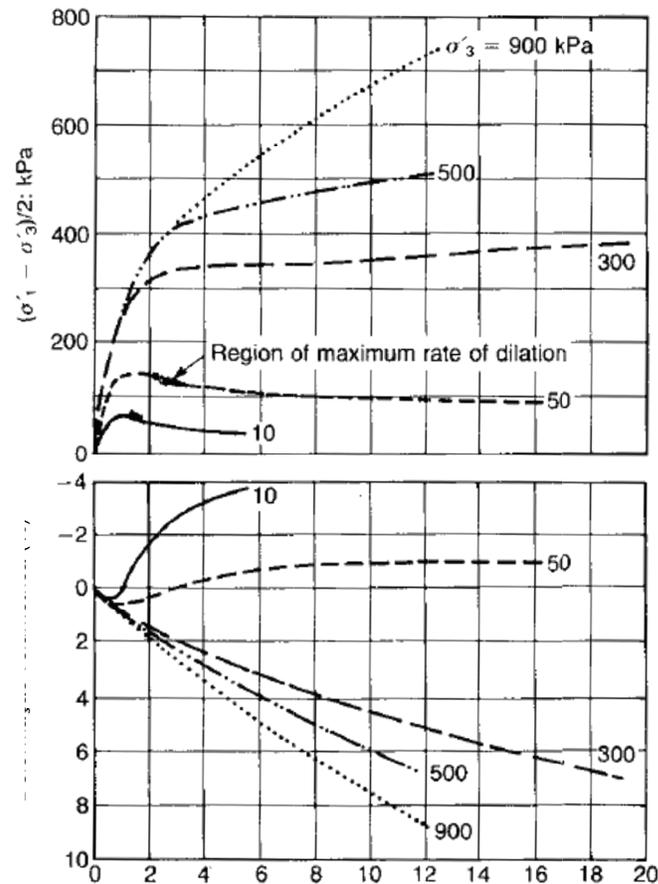


Figura 9 – Ensaio de compressão triaxial não-drenado em um solo artificialmente cimentado ( Maccarini, 1987).

Da mesma forma que Cuccovillo e Coop (1999) estabeleceram um padrão de comportamento em ensaios de compressão de acordo com o “grau de estruturação” do material, classificando-o em fraco ou fortemente estruturado (item 2.2.1.1), o mesmo foi feito para o comportamento tensão-deformação-resistência. Cuccovillo e Coop (1999), ao avaliar o comportamento de um arenito silicoso, observaram que uma das principais diferenças comportamentais em relação ao modelo proposto por Leroueil e Vaughan (1990) é que, para níveis de tensões efetivas intermediários, o material apresenta um pico de resistência ao cisalhamento que coincide com a máxima taxa de expansão volumétrica, como seria esperado em um solo reconstituído. Estas diferenças foram associadas ao grau de estruturação do material, considerado fracamente estruturado, pois a

plastificação da estrutura nestes ensaios ocorreu antes de atingir a NCL. Desta forma, Cuccovillo e Coop (1999) propuseram os modelos de comportamento idealizados na Figura 10b para materiais fracamente estruturados.

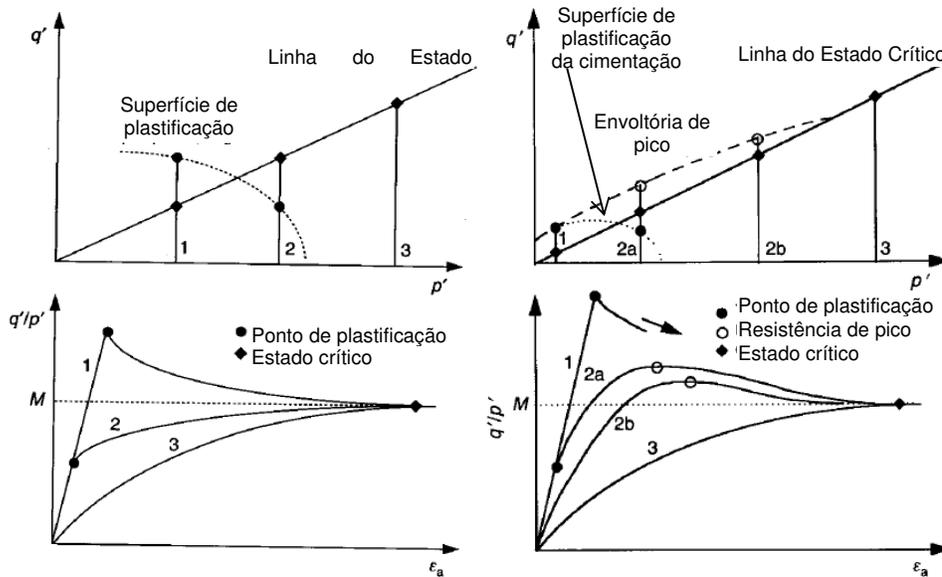


Figura 10 – Modelos de comportamento de materiais (a) fortemente estruturados e (b) fracamente estruturados definidos a partir do comportamento materiais arenosos (Cuccovillo e Coop, 1999).

O comportamento estabelecido por Cuccovillo e Coop (1999) para um solo fracamente estruturado é semelhante ao apresentado por Leroueil (1992) para um solo ideal, assim como o comportamento do solo fortemente estruturado equivale ao comportamento de solo estruturado (cimentado) determinado por Leroueil e Vaughan (1990) e Leroueil (1992) (Figura 11).

O comportamento de materiais geotécnicos sob estado de tensões inferiores à superfície de plastificação (superfície de estado limite), definida historicamente como único, tem sido considerado como rígido, linear elástico ou linear não-elástico, conforme a teoria clássica da visco-elasto-plasticidade (Rotta, 2005). Entretanto, o processo de plastificação da estrutura cimentante é gradual e tem início para pequenas deformações, geralmente inferiores a 0,5%, o que o torna, com o emprego da instrumentação e equipamentos triaxiais convencionais, de difícil identificação. Os erros na medida de pequenas deformações decorrem principalmente da acomodação e deformação dos componentes mecânicos adjacentes ao corpo de prova (pedra porosa, pistão de cargas, etc.) (Baldi *et al.*, 1988). Estes erros implicam em valores de módulo de deformação ( $E$ ), muito baixos para níveis de deformação axial inferiores a 0,5%. De Campos e Marinho (1986) citam diferenças de até 10 vezes no valor do

módulo de deformação inicial quando as deformações axiais são medidas com medidores locais de deformação e externo. Os autores ainda afirmam que os erros passam a ser desprezíveis para módulos secantes determinados a níveis de tensão cisalhante maiores que cerca de 25% do valor máximo da tensão desviadora. O uso de câmaras triaxiais tipo Bishop e Wesley, capazes de conduzir trajetórias de tensões alternativas as convencionais e a automatização no controle e aquisição dos dados, juntamente com medidores de deformação axial e radial internos permitiram o estudo do comportamento de solos com estrutura cimentada para pequenas deformações. A Figura 12 apresenta o resultado de um ensaio de compressão triaxial em um solo residual de migmatito do Paraná com medida de deformação axial interna e externa.

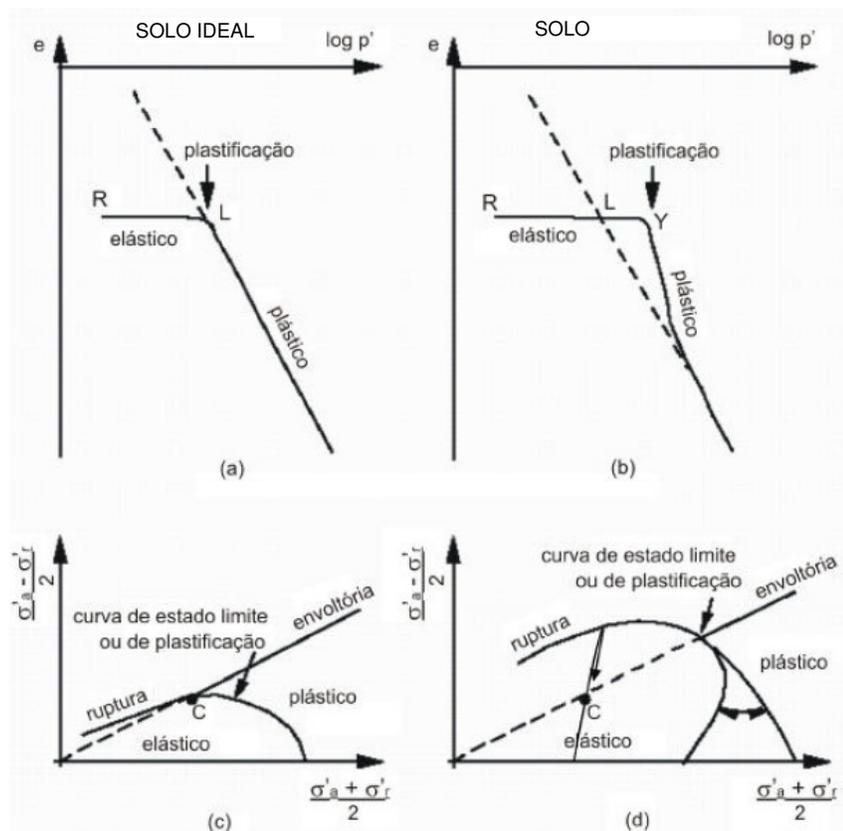


Figura 11 - Comportamento esquemático de solos ideais e solos estruturados (Leroueil, 1992).

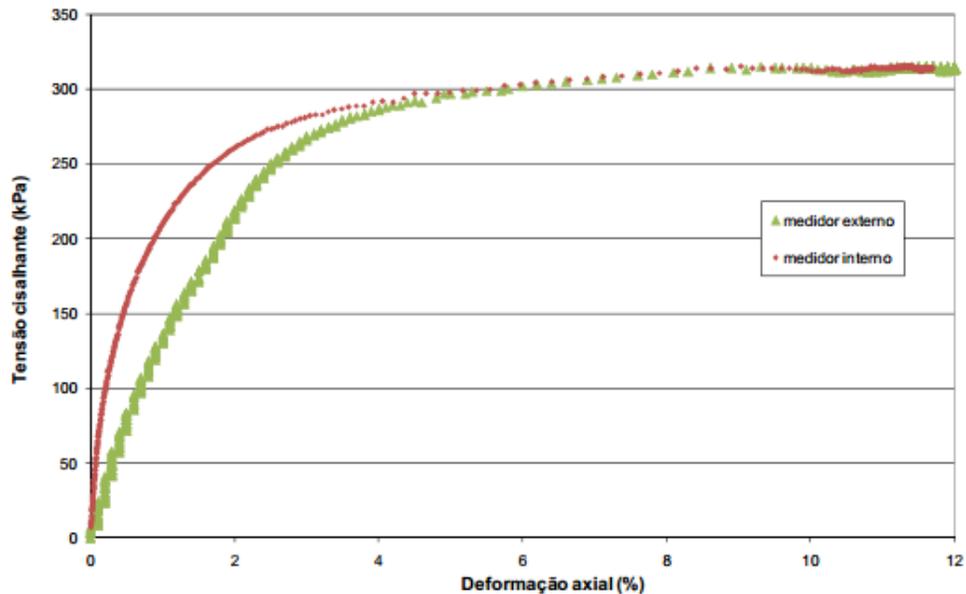


Figura 12 – Comparação de resultados entre medidor de deformação externo (LVDT) e interno (eletronível) em ensaio executado em câmara tipo Bishop-Wesley em um solo residual de migmatito (Boszcowski, 2008).

Burland (1990) mostra a necessidade de medida de deformação axial interna e externa principalmente em solos que rompem formando planos de cisalhamento. Nestes casos, os medidores internos podem ficar localizados nas bandas após a ruptura, não registrando deformação axial correta.

Vaughan (1988) sugere que a identificação do ponto de plastificação da estrutura cimentante seja feita através do gráfico logaritmo da tensão desviadora x logaritmo de deformação axial. Já Maccarini (1987) indica a execução de ensaios de aumento de deformações axiais sob tensão desviadora constante ou através de ciclos de carga e descarga para definir o ponto de início de deformações plásticas. Além disso, o ponto de plastificação da estrutura pode estar associado a um aumento brusco de deformação volumétrica ou de deformações radiais.

Malandraki e Toll (2001) propõem que a identificação de regiões de plastificação seja realizada através da análise do módulo de deformação em função da deformação do corpo de prova em ensaios triaxiais estando ambos em escala logarítmica (Figura 13). Tal comportamento foi estabelecido a partir de resultados de solos fracamente cimentados e rochas brandas. Os autores sugerem a incorporação da plastificação da cimentação (ligações entre partículas). Este ponto seria um ponto a mais aos identificados por Jardine (1992) onde: Y1 (primeira plastificação) representa o limite de comportamento elástico; Y2 representa o limite onde, em caso de descarregamento e

recarregamento, o comportamento é recuperável; e Y3, plastificação final, representa a completa destruição de qualquer estrutura do solo.

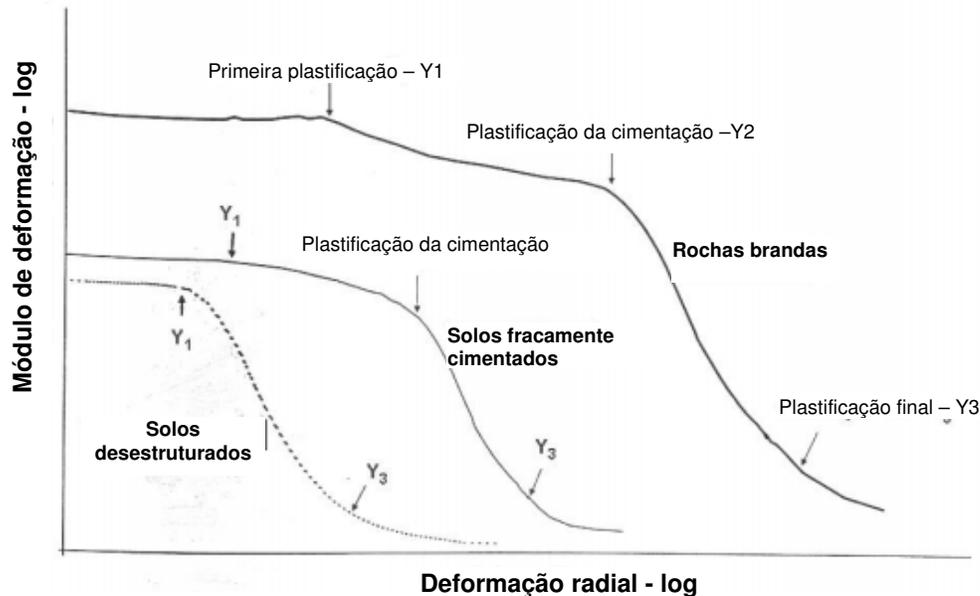


Figura 13 – Pontos de plastificação de solos cimentados e rochas brandas (Malandraki e Toll, 2001).

### 2.3. Comportamento de solos residuais

A PUC-Rio foi uma das pioneiras no estudo do comportamento de solos residuais, principalmente de solos provenientes de perfis de alteração de rochas metamórficas (e.g. Azevedo, 1972; de Campos, 1974; Bastos, 1975; Costa Filho, 1975; Brandt, 1978, Campos 1980, Sandroni, 1981). Diferentes aspectos têm sido avaliados tais como variabilidade de características físico-químico-mineralógicas e mecânicas ao longo de diferentes perfis de alteração (e.g. Brito, 1981; Falcão, 1984; Sertã, 1986; Maciel, 1991; Tibana, 1991; Brant, 2005; Oliveira, 2006, Buback, 2008, Boszczowski, 2008); permeabilidade, resistência e compressibilidade, sendo avaliada, por vezes, a influência de outros fatores como anisotropia, fluido intersticial (Maccarini, 1980, Marinho, 1986, Maciel, 1991; Aleixo, 1998; Oliveira, 2000; Carvalho, 2006), e a condição não saturada (Fonseca, 1991, Carrillo, 1993, Daylac, 1994; Soares, 2005; Lopes, 2006; Moncada, 2008).

A seguir, são apresentados alguns trabalhos relacionados à compressibilidade e resistência de solos residuais.

### 2.3.1. Compressibilidade

#### 2.3.1.1. Considerações gerais

Frequentemente, solos residuais apresentam uma “tensão de pré-adensamento virtual” de maneira similar a solos sedimentares consolidados quando carregados em ensaios edométricos (Vargas, 1953). Nota-se na curva  $e-\log \sigma'_v$  dois trechos distintos, nos quais a diferença de deformabilidade é nítida. Até a tensão de pré-adensamento virtual o solo possui elevada rigidez para então se tornar mais compressível, como um solo normalmente adensado (Vaughan, 1985). Esta tensão também é conhecida como tensão de plastificação, cedência ou de escoamento.

A existência de um intercepto coesivo e de uma tensão de pré-adensamento virtual é devido à gênese destes solos pelo intemperismo, não estando ligada à história de tensões (Vaughan, 1985). Apesar de fatores tais como densidade *in situ*, heterogeneidade, anisotropia e mineralogia influenciarem na existência e magnitude destas propriedades, a permanência e/ou formação de novas ligações entre partículas devido ao intemperismo é o que rege tal comportamento. Esta característica faz com que a maioria dos solos residuais, principalmente os que possuem uma cimentação neo-formada, apresente o comportamento estabelecido por Leroueil e Vaughan (1990). No entanto, para solos residuais muito jovens, onde há presença marcante de minerais primários, predominância do contato grão a grão e baixo índice de vazios, espera-se que a mineralogia e granulometria tenham uma forte influência no comportamento compressivo.

A presença do comportamento estruturado (cimentado) definido por Leroueil e Vaughan (1990) implica em “problemas” na definição do índice de compressão  $C_c$  em ensaios edométricos. A Figura 3 mostra que este índice determinado após a plastificação da estrutura cimentada (valor requerido para previsão de recalque) é superior ao do solo desestruturado. Wesley (2010) e Vaughan (1985) defendem a utilização da escala aritmética para representação dos resultados de ensaios edométricos para a detecção da plastificação da estrutura de solos residuais, bem como representar a variação de volume em termos de deformação vertical ao invés do índice de vazios. Vaughan (1985) menciona que a escala  $\log \times \log$  também pode ser empregada com o mesmo fim. Wesley (2010) contesta a empregabilidade e representatividade do

parâmetro  $C_c$  para a previsão de recalques em solos residuais. De acordo com o mesmo, o coeficiente de variação volumétrica ( $m_v$ ) seria o parâmetro mais adequado. Tais conclusões foram obtidas a partir essencialmente do comportamento de solos residuais provenientes de rochas ígneas vulcânicas, onde o solo gerado apresenta alto índice de vazios, por vezes superior a 2, e grande concentração de argilominerais expansivos, típicos de áreas da Indonésia. Logo, é compreensível a preocupação do autor com a determinação de parâmetros para previsão de recalques. Entretanto, no Brasil, problemas relacionados a recalque em solos residuais, principalmente jovens, são escassos, sendo muitas vezes o parâmetro  $C_c$  empregado apenas para estudo acadêmico do comportamento dos mesmos.

### **2.3.1.2. Comportamento de alguns solos brasileiros**

Recentemente, alguns trabalhos para avaliação da compressibilidade de solos residuais brasileiros foram desenvolvidos (e. g. Martins, 2001; Futai, 2002; Silveira, 2005; Denardin, 2005; Boszczowski, 2008; Carvalho, 2011; Oliveira *et al.*, 2011).

O sienito é uma rocha ígnea, assim como basalto, entretanto, de origem plutônica. Devido ao alto teor de álcalis (K e Na) na composição dos minerais principais, é denominado, de forma mais genérica, de rocha alcalina. Um dos poucos trabalhos publicados com o estudo de comportamento mecânico de solos residuais oriundos de tais rochas foi executado por Carvalho (2006) que depois foi complementado gerando outras publicações (Carvalho *et al.*, 2007; Carvalho *et al.*, 2011).

Carvalho *et al.* (2011) avaliou a influência de uma solução cáustica oriunda do beneficiamento da bauxita na estrutura de um solo residual de sienito do município de Poços de Caldas-MG através de ensaios de adensamento edométrico em amostras saturada com água, saturada com o licor cáustico, amolgada sendo empregado água e amolgada umedecida com o licor cáustico. O solo estudado é composto basicamente por caulinita, gibbsita e ilita/mica, com presença de concreções resistentes de caulinita, gibbsita e manganês. Estruturas reliquias foram observadas na lupa binocular (Carvalho, 2006). O limite de liquidez e o índice de plasticidade são, respectivamente, 59,3% e 15,5%. Na Figura 14, adaptada de Carvalho *et al.* (2011), constam os resultados dos ensaios executados na amostra indeformada e amolgada com água. O

índice de compressão da amostra indeformada foi de 0,54 e o de expansão de 0,06. Já os índices da amostra amolgada são 0,46 e 0,09. A amostra indeformada apresenta o índice de compressão superior ao do solo amolgado, além da plastificação ocorrer após a curva formada pela amostra amolgada, comportamento este previsto para solos cimentados (Burland, 1990; Leroueil e Vaughan, 1990). O índice de expansão da amostra amolgada é superior ao da intacta, indicando que, para a tensão alcançada, não houve a perda total de estrutura do material. Outra observação interessante é que, amostras amolgadas com água e licor apresentaram o mesmo índice de compressão, mas deslocadas no gráfico e  $x \log \sigma'_v$ .

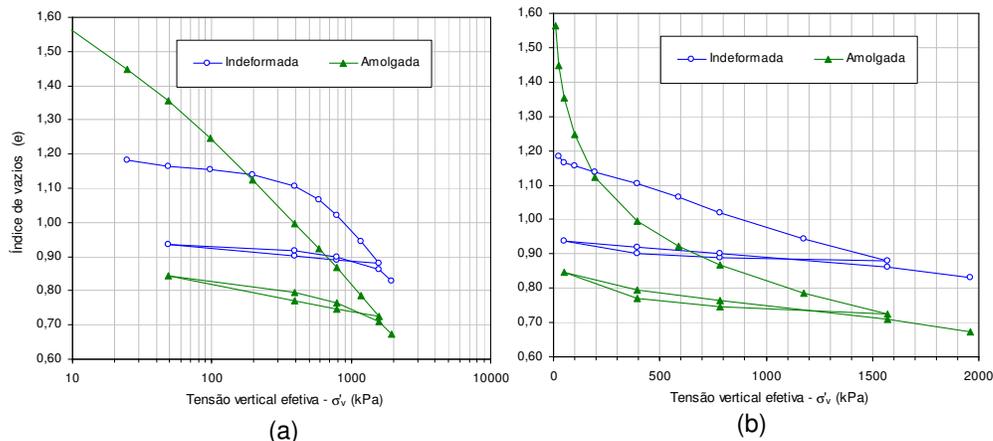


Figura 14 – Resultado de ensaio edométrico em um solo residual de sienito de Poços de Caldas – MG (a) escala logarítmica (b) escala aritmética (adaptado de Carvalho *et al*, 2011).

Comportamento semelhante foi obtido por Denardin (2005) ao avaliar a compressibilidade de um solo residual de basalto, composto essencialmente por minerais secundários, através de ensaios de adensamento edométrico em amostras indeformada e reconstituída, obtendo os resultados mostrados na Figura 15. A autora obteve resultados similares em ensaios de adensamento isotrópico. Tanto no trabalho de Denardin (2005) como no de Carvalho (2011) fica evidente o ponto de plastificação da estrutura no gráfico plotado na escala aritmética, como sugerido por Vaughan (1985) e Wesley (2010).

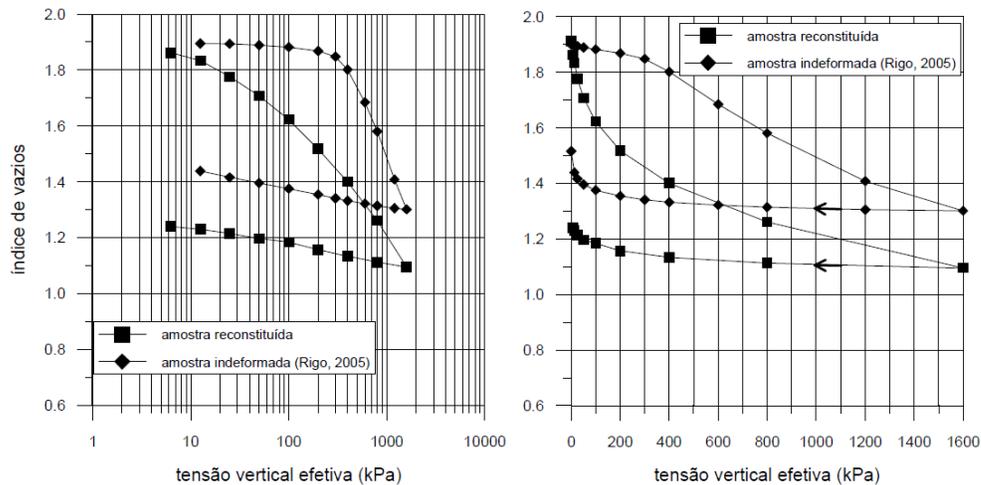


Figura 15 – Ensaio de compressão isotrópica de um solo residual de basalto indeformado e reconstituído. (a) com a tensão vertical efetiva em escala log e (b) com a tensão vertical efetiva em escala aritmética (Denardin, 2005).

Oliveira *et al.* (2011) realizaram um estudo experimental e teórico da compressibilidade de um solo residual jovem de gnaisse (Horizonte C) proveniente do município do Rio de Janeiro através de ensaios edométricos em amostras indeformada e reconstituída. Além disso, o modelo constitutivo Cam Clay Estruturado descrito por Liu e Carter (2002) foi empregado para prever o comportamento compressivo do solo. Ensaios de caracterização mineralógica e micromorfológica indicaram a presença de cimentação. Assim como os solos residuais de rochas ígneas avaliados por Carvalho *et al.* (2011) e Denardin (2005), este material se enquadra no comportamento teórico-experimental proposto por Leroueil e Vaughan (1990) (Figura 16). O modelo Cam Clay Estruturado representou de forma satisfatória a curva de compressão do solo natural, indicando que o mesmo pode também ser empregado para um solo residual oriundo de uma rocha metamórfica, resultado este não apresentado na literatura até então.

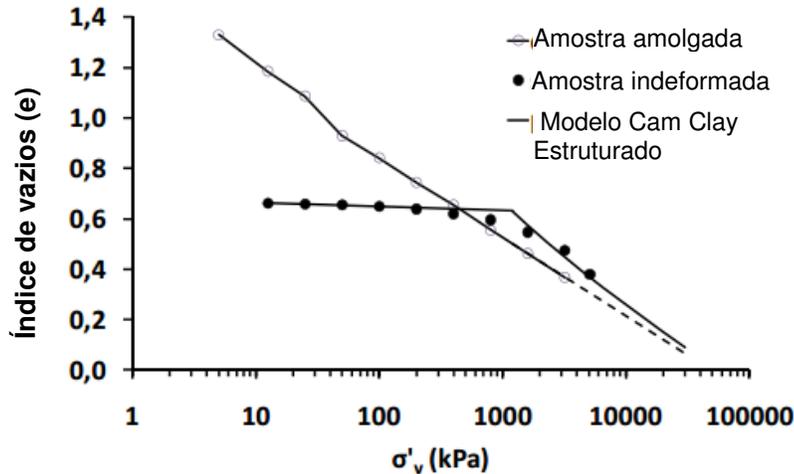


Figura 16 – Resultado de ensaios edométricos em amostra reconstituída e indeformada de um solo residual de gnaiss do município do Rio de Janeiro (Oliveira *et al.*, 2011).

Boszczowski (2008) avaliou, dentre outras características, a compressibilidade de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba-PR. O maciço avaliado era extremamente heterogêneo, o que dificultou a correlação de parâmetros dos solos com o grau de intemperismo. A Tabela 1 contém os dados dos solos pertencentes ao perfil, sendo o branco o menos e o marrom o mais intemperizado. Devido à variação do índice de vazios inicial, os resultados estão apresentados em função da deformação volumétrica normalizada na Figura 17.

O maior índice de compressão corresponde ao solo Laranja, que possui o maior índice de vazios, e o menor ao solo menos intemperizado (Branco). A compressibilidade tende a aumentar com o grau de intemperismo. Com o avanço do intemperismo, de forma geral, tem-se um aumento do índice de vazios e de componentes cimentantes. Logo, para solos mais intemperizados, a plastificação da estrutura é mais marcante pela quebra de ligações entre partículas e pela diminuição significativa do índice de vazios com o aumento da tensão efetiva, gerando maiores valores de  $C_c$ . Por isso, ao comparar os resultados dos ensaios de amostras intactas com amostras reconstituídas, a autora conclui que a influência da estrutura na rigidez dos materiais é maior nos solos mais intemperizados. Para os solos pouco intemperizados, onde ainda pode existir contato grão a grão e ligações fracas entre partículas, caso dos solos Branco e Amarelo, a granulometria pode ter maior influência na rigidez.

Tabela 1 – Parâmetros obtidos nos ensaios de adensamento edométrico inundado em amostras indeformadas de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba-PR (Boszcowski, 2008).

Parâmetros / Amostra	Branco 2.4202.05	Amarelo 2.4021.05	Laranja 2.4017.05	Vermelho 2.4047.07	Marrom 2.4117.05
Densidade inicial (g/cm <sup>3</sup> )	1,69	1,68	1,58	1,63	1,64
Densidade seca inicial (g/cm <sup>3</sup> )	1,55	1,43	1,16	1,29	1,32
Índice de vazios inicial (e <sub>0</sub> )	0,69	0,89	1,37	1,13	1,05
Massa específica real (g/cm <sup>3</sup> )	2,70	2,71	2,74	2,73	2,70
Teor de umidade inicial (%)	7,3	17,3	36,6	26,5	24,6
Grau de saturação inicial (%)	27,8	52,8	73,5	64,3	64,1
Índice de compressão C <sub>c</sub>	0,12	0,27	0,73	0,45	0,60
Índice de expansão C <sub>s</sub>	0,02	0,04	0,04	0,003	0,07

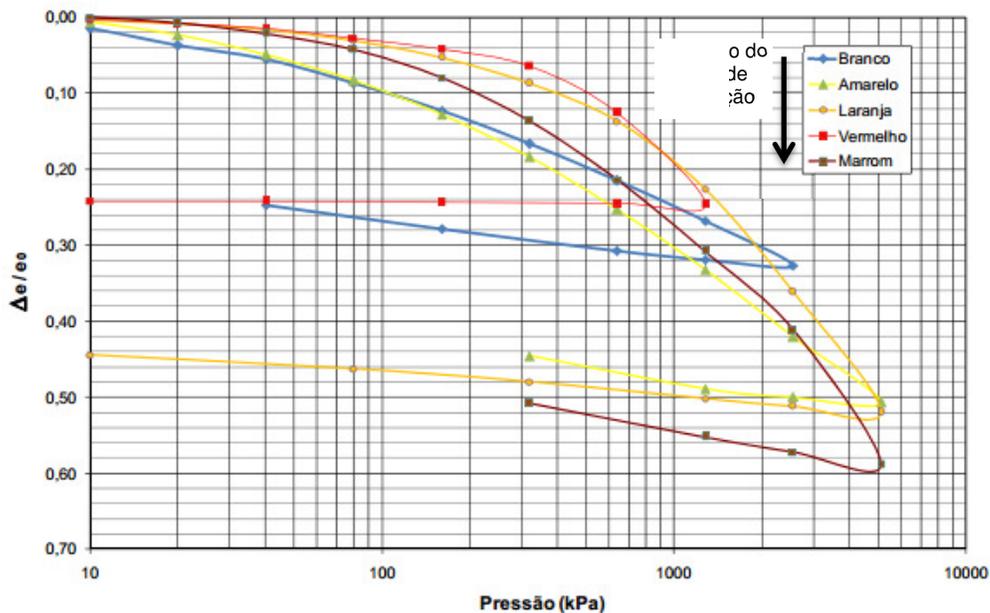


Figura 17 – Resultados de ensaios de adensamento edométrico inundado em amostras indeformadas de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba-PR (Boszcowski, 2008).

Futai (2002) também realizou uma série de ensaios edométricos em solos pertencentes a um perfil de gnaiss migmatizado rico em biotita, situado próximo ao município de Ouro Preto em um local denominado de estação Holanda. As características físicas e composição mineralógica do perfil são apresentadas na Figura 18.

Foram realizados ensaios em amostras de solo intacto, compactado e remoldado em 1,2 w<sub>LL</sub> e diferentes condições de umidade (inundados, na umidade natural e inundados após o carregamento). A influência da estrutura do

solo na sua compressibilidade pode ser analisada na Figura 19. O solo de 1m tem o comportamento semelhante ao idealizado por Leroueil e Vaughan (1990). O solo com umidade natural apresenta maior rigidez devido a não saturação.

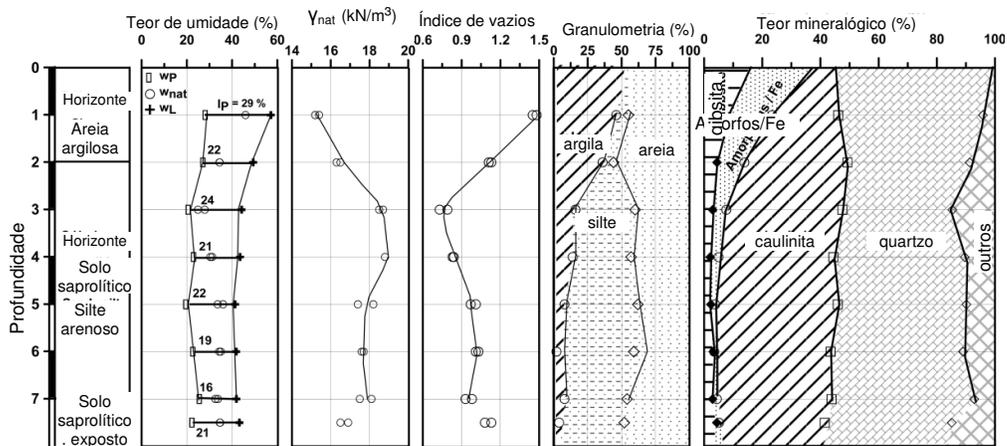


Figura 18 – Índices físicos e mineralogia dos solos do perfil de alteração de um gnaiss migmatizado rico em biotita (Futai *et al*, 2004).

Da mesma forma que os solos Branco e Amarelo estudados por Boszczowski (2008), o solo de 5m de profundidade avaliado por Futai (2002) apresenta o comportamento descrito por Leroueil (1992) e por Cuccovillo e Coop (1999) como de um material ideal e fracamente estruturado, respectivamente. O índice de vazios inicial, a mineralogia e o arranjo de grãos que podem estar em contato direto, sem ligações ou com ligações fracas, exercem grande influência no comportamento do solo. Desta forma, em ensaios de compressão, tais solos tendem a alcançar a curva do material reconstituído pela esquerda, não ultrapassando a mesma, mas com valores de tensão de plastificação elevados e com baixos valores de índice de compressão.

A amostra de 1 m possui estrutura metaestável formada por argila floculada em grumos envolvendo os grãos maiores conectados por pontes de argila, amorfos e ferro livre. Já o solo de 3m de profundidade possui placas de caulinita intemperizadas, cobertas por fragmentos menores. Devido a pouca quantidade de argila na sua composição, predominantemente caulínica, as partículas apresentam pouca ou quase nenhuma cimentação. Já o solo de 5 m de profundidade apresenta pilhas de caulinita, com o arranjo das partículas intertravadas fisicamente. Nenhum mecanismo de cimentação foi observado. Tais características destes solos justificam o comportamento mecânico observado nos ensaios de adensamento edométrico.

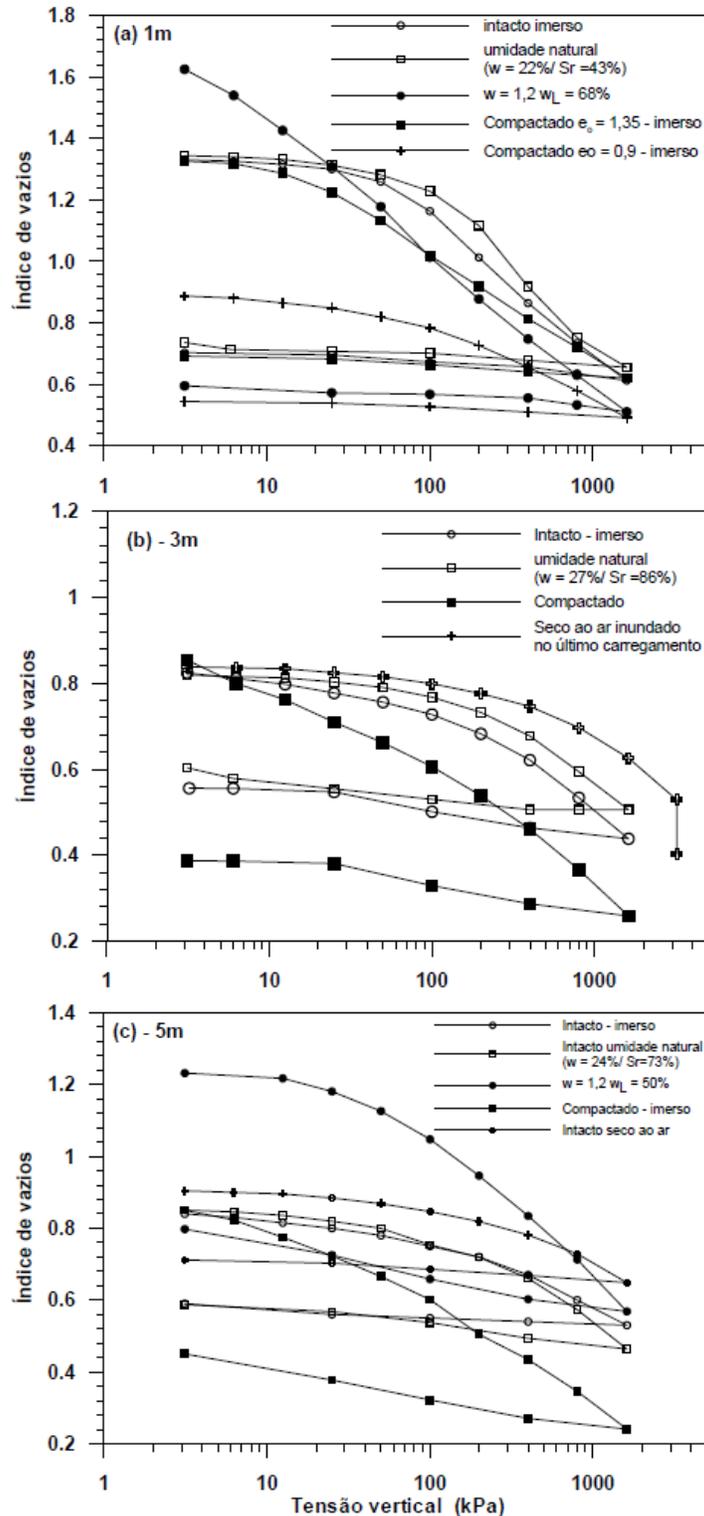


Figura 19 - Resultado de ensaios edométricos em amostras de solos residuais de um perfil de gnaise migmatizado rico em biotita da estação Holanda, próxima ao município de Ouro Preto. O grau de intemperismo diminui com a profundidade de retirada da amostra. (Futai, 2002).

Alguns pesquisadores citam correlações aceitáveis entre o índice de compressão e o índice de vazios inicial (Souza Pinto *et al.*, 1993; Souza Neto *et*

al., 2001). Sandroni (1991) lista relações entre o índice de compressão  $C_c$  e o índice de vazios de solos residuais jovens de rochas metamórficas obtidas por três diferentes autores em diferentes locais (Figura 20).

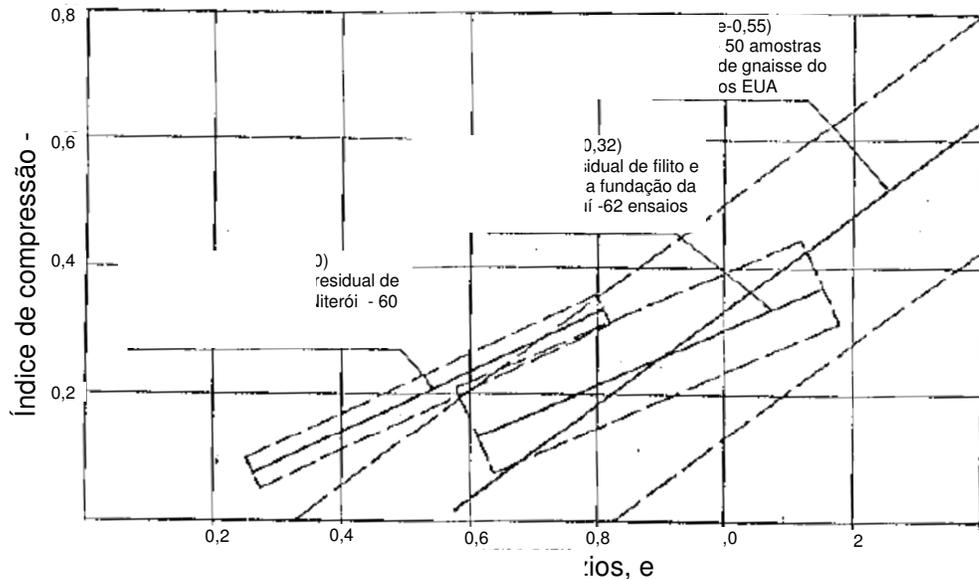


Figura 20 – Relação entre o Índice de compressão e o índice de vazios de solos residuais jovens de rochas metamórficas (Sandroni, 1991).

O mesmo foi feito por Futai (2002). No entanto, este autor não agrupou materiais de mesma origem e mesmo grau de alteração, ajustando uma mesma curva de correlação entre índice de vazios e  $C_c$  para solos residuais jovens e “colúvios” provenientes de diferentes litologias. O autor relacionou ainda ao índice de vazios a tensão de escoamento. Para tanto, resultados de ensaios edométricos de solos de origem Gnáissica (GN-), Granítica (GR-) e Liptinitica (LP-) de Ouro Preto (-OP-), Espinhaço da Gata (-EG-), Madureira (-MA-) e morro Dona Marta (-DM-), sendo alguns “coluvionares” (-C) ou saprolíticos (-S), foram considerados.

Na Figura 21a têm-se as duas faixas da tensão de escoamento variando com o índice de vazios:

- I – solos saprolíticos de origem metamórfica (horizonte C) e graníticos laterizados (B latossólico);
- II – solos maduros, coluvionares, horizonte B e saprolíticos de granito.

Para ambos os grupos, a tensão de escoamento é inversamente proporcional ao índice de vazios inicial do solo (Figura 21 a). Na Figura 21b tem-

se a variação do coeficiente de compressibilidade  $C_c$  com o índice de vazios. De acordo com o autor, este parâmetro não tem um comportamento específico quanto à gênese, mostrando uma tendência geral de aumentar com o índice de vazios inicial.

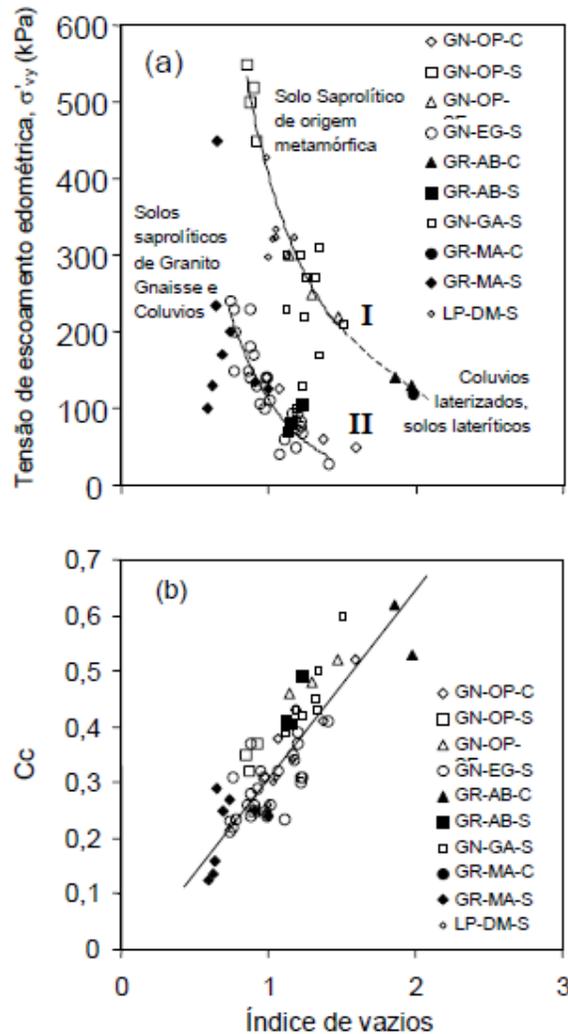


Figura 21 – Correlação geral de  $C_c$  e  $\sigma'_{vy}$  com o índice de vazios inicial (Futai, 2002).

A Figura 22 resume as relações entre índice de vazios e índice de compressão obtidas por diversos autores e apresentadas por Sandroni (1991) na Figura 20, por Futai (2002) e Boszczowski (2008). Foram acrescentados neste gráfico dados referentes a solos apresentados anteriormente (Denardin, 2005; Oliveira *et al*, 2011; Carvalho *et al*, 2011; Futai, 2002), assim como os dados de ensaios edométricos em solos saprolíticos em um gnaiss facoidal da Estrada do Joá, bairro de São Conrado no município do Rio de Janeiro, executados por

Maciel (1991). Da mesma forma, os resultados de ensaios executados por Campos (1980) em solos residuais provenientes do campo experimental da PUC-Rio, formado pelo intemperismo de um gnaíse facoidal, também foram adicionados.

Sowers (1963), Azevedo (1972) e Dib (1985) *apud* Sandroni (1991) sugeriram uma tendência da variação do índice de vazios com  $C_c$  a partir, cada um, de mais de 50 resultados de ensaios em solos residuais jovens provenientes da mesma litologia, sendo que Sowers obteve uma maior variabilidade de índice de vazios. Nota-se na Figura 22 que os dados adicionados, bem como as correlações apresentadas, enquadram-se aproximadamente na faixa estabelecida por Sowers (1963), exceto a relação definida por Futai (2002). Isto se deve, provavelmente, ao fato do último tentar agrupar solos de diferentes origens (rochas metamórficas e ígneas) com diferentes graus de alteração (solos residuais jovens e maduros). Entretanto, é notado que há uma tendência geral do aumento de  $C_c$  com o índice de vazios. Apesar do solo residual estudado por Carvalho *et al.* (2011) ser originado de uma rocha alcalina, o mesmo enquadrou-se na faixa estabelecida por Sowers (1963). Vale ainda ressaltar que o solo residual de basalto (rocha ígnea vulcânica) apresentado por Denardin (2005), rico em argilominerais expansivos, se encontra distante de qualquer ajuste. Logo, ao contrário do afirmado por Futai (2002), a gênese do solo interfere na magnitude do índice de compressibilidade.

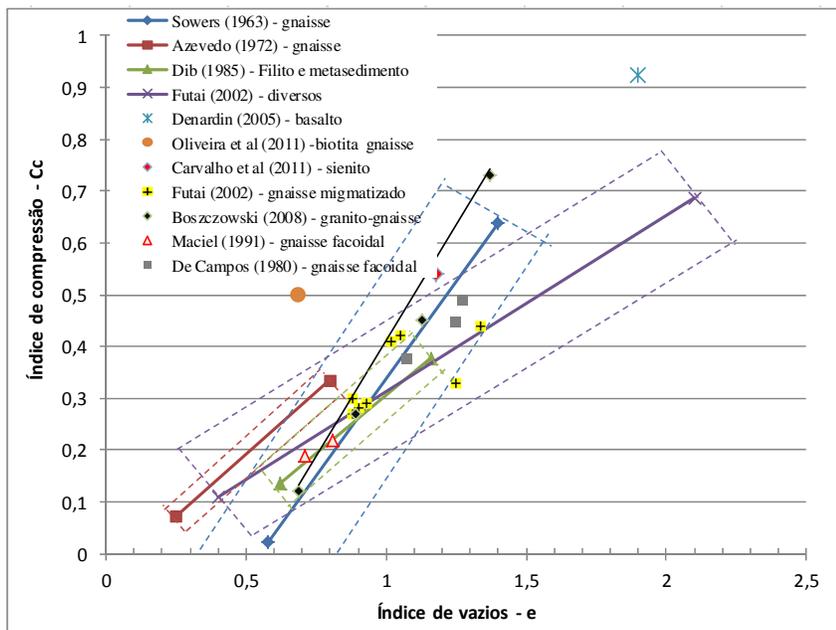


Figura 22 – Relações entre índice de vazios e índice de compressão estabelecidas por diversos autores com acréscimo de dados apresentados na presente revisão.

## **2.3.2. Comportamento tensão-deformação-resistência**

### **2.3.2.1. Considerações gerais**

Para os solos sedimentares, a história de tensões a que o maciço foi submetido é um fator determinante no seu comportamento mecânico, já para os solos residuais, o efeito de tensões pretéritas é praticamente irrelevante (Vaughan, 1988). Entretanto, como mencionado anteriormente, interferem no comportamento tensão-deformação-resistência dos solos residuais a resistência das partículas ou grãos e seu arranjo espacial, a presença de cimentação (pretérita ou neo-formada), estruturas reliquiárias e descontinuidades, anisotropia, índice de vazios, mineralogia e a condição não saturada (Brenner *et al*,1997). Pode ser encontrado no trabalho de Brenner *et al.* (1997) um paralelo interessante entre as características de solos residuais e sedimentares que interferem no comportamento mecânico dos mesmos.

A Teoria do Estado Crítico (TEC), baseada no comportamento de argilas normalmente adensadas, tem sido empregada para o estudo do comportamento de solos sedimentares e de rochas brandas. Leroueil e Vaughan (1990) e Leroueil e Hight (2003) têm verificado a aplicabilidade dos conceitos desta teoria para diferentes materiais, inclusive solos residuais.

Tal teoria considera que, durante a fase de cisalhamento, o solo deforma de maneira homogênea e alcança o estado crítico para grandes deformações ou deslocamentos se o solo é normalmente ou pré-adensado. Entretanto, não é este comportamento observado na prática. Quando argilas normalmente adensadas ou levemente pré-adensadas, ou materiais soltos de baixa coesão são submetidos a ensaios de compressão triaxial, eles de fato se comportam desta forma. Se há restrições na extremidade, o corpo de prova ficará com forma de “barril”, mas sem formação de zonas de cisalhamento bem definidas. Logo, as condições alcançadas para grandes deformações estão de acordo com a TEC. Por outro lado, argilas sobre-adensadas ou materiais de baixa coesão, mas densos, submetidos a ensaios de compressão triaxial mostram a formação de um ou mais planos bem definidos de cisalhamento (há localização), seguido basicamente de deslizamento de corpos rígidos. Quando o deslocamento ao longo da superfície de cisalhamento progride, dependendo da forma das partículas, pode haver orientação destas na direção do movimento e uma

diminuição progressiva da resistência ao cisalhamento caminhando para a resistência residual (Leroueil e Hight, 2003).

Desta forma, Leroueil e Hight (2003), definem três diferentes níveis de resistência para solos:

- A *resistência de pico* de um solo, que reflete o ângulo de atrito verdadeiro e a coesão como expressa por Hvorslev (1937) e, em muitos geomateriais, ligações entre partículas e agregados (cimentação). Sandroni (1974) e Vaughan (1992) consideram a envoltória de ruptura em solos residuais correspondente a tal resistência curva até próximo à tensão de escoamento (plastificação ou cedência), a partir da qual passam a ter comportamento semelhante ao de um solo normalmente adensado;
- A envoltória de resistência do estado crítico associada a grandes deformações homogêneas ou a resistência pós-ruptura;
- Envoltória de resistência residual associada com orientação de partículas e grandes deslocamentos ao longo de uma superfície de deslizamento.

Calabresi (1980) *apud* Leroueil e Hight (2003), ao executar ensaios de cisalhamento direto em uma argila rija com estrutura cimentada, distinguiu dois estágios de redução de resistência pós-pico: a primeira ocorre logo após a resistência de pico, para deformações inferiores a 1mm; a segunda ocorre de forma gradual com o aumento do deslocamento. Estes dois estágios foram confirmados em diversas argilas rijas por Burland *et al.* (1996). Após o pico, a curva de tensão desviadora cai de forma abrupta para um patamar, denominado de “resistência pós-ruptura” (Leroueil e Hight, 2003). Estes autores também mostram que a “resistência pós-ruptura” encontra-se muito próxima ou no estado crítico. A redução da resistência de pico para a pós-ruptura corresponde, geralmente, a quebra ligações entre grãos e agregados (cimentação).

No entanto, se os solos contêm agregados resistentes ou estruturas lito-reliquiarias, a envoltória de resistência para grandes deformações obtida em ensaios triaxiais de um solo natural pode estar acima da envoltória de resistência do estado crítico definida no mesmo material reconstituído ou desestruturado por compressão acima da curva do estado limite (superfície de plastificação) (Leroueil e Hight, 2003). Isto foi detectado por Leroueil *et al.* (1997) *apud* (Leroueil e Hight, 2003) para argilas sensitivas do Canadá e xistos argilosos do

sul da Itália. Tal comportamento foi atribuído ao fato das argilas sensitivas serem constituídas de agregados que são rígidos e extremamente angulares.

Uma das maiores dificuldades no estudo do comportamento de solos residuais jovens recai justamente na possível presença de planos de fraqueza que podem se apresentar polidos ou com caráter friccional (Brand, 1982). Tais planos surgem de estruturas herdadas da rocha mãe e têm composição mineralógica que pode dar ao solo uma baixa resistência drenada seja intrinsecamente ou como resultado da orientação de partículas durante pequenos deslocamentos (Vaughan, 1985). Desta forma, o deslocamento de apenas alguns milímetros reduzirá a resistência para a residual em uma fina camada contendo partículas de baixa fricção e planares devido à orientação destas durante deformações localizadas. Costa Nunes e Fernandes (1985) detectaram tais feições e suas influências em um deslizamento no município do Rio de Janeiro envolvendo um solo residual jovem de gnaiss. O mesmo foi observado por Viana da Fonseca (1998, 2003) em solos residuais provenientes do granito do Porto. A resistência residual de solos residuais varia muito de maneira a refletir a complexidade dos minerais formados nestes materiais.

### **2.3.2.2.**

#### **Comportamento de alguns solos residuais brasileiros**

Sandroni (1981) sintetiza os resultados de ensaios realizados, principalmente na década de 70, em solos residuais jovens de gnaiss pelo grupo de pesquisa da PUC-Rio. O mesmo menciona que, apesar de ocorrer diversidade de aparência e mineralogia, a granulometria destes solos não é muito variável, geralmente sendo caracterizados como areia siltosa. Quanto à plasticidade, alguns solos se apresentam não plásticos enquanto outros apresentam uma plasticidade que não está relacionada à presença de argilominerais. Ainda, a partir de tais trabalhos, o autor afirma que feldspatos e micas determinam o comportamento de solos saprolíticos de gnaiss, com a resistência ao cisalhamento diminuindo com o aumento do teor de mica.

Maciel (1991) avaliou o comportamento tensão-deformação de solos residuais de um perfil de gnaiss facoidal submetidos a ensaios de compressão triaxial drenado a baixa tensão confinante (25 kPa) com o objetivo de tentar identificar um comportamento rígido que indicasse a presença de uma estrutura cimentante. Efeitos de escala através de ensaios com amostras de 38 e 100 mm de diâmetro nos solos saprolíticos e heterogeneidade também foram avaliados

pela autora. Complementarmente, foram feitos ensaios com tensão efetiva de 10 e 50 kPa para cada nível estudado do perfil, composto por um solo residual maduro e dois saprolíticos (níveis 1, menos intemperizado, e 2). O nível 1 é rico em feldspato e o nível 2 formado predominantemente por mica biotita. Como não foi detectada influência significativa da anisotropia e do tamanho das amostras, os resultados de todos os ensaios foram empregados para determinação da resistência ao cisalhamento. A Tabela 2 contém os índices físicos médios dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais, assim como os parâmetros de resistência. Na Figura 23 são apresentadas as curvas tensão desviadora-deformação axial-deformação volumétrica dos solos maduro e saprolítico – nível 2.

De acordo com a autora, o processo de intemperismo tendeu, a macronível, a homogeneizar a massa de solo, evidenciada por uma maior dispersão dos resultados de resistência ao cisalhamento no nível 1 de solo saprolítico, uma dispersão bem menor no nível 2 e uma variação muito pequena nos resultados do solo maduro. Uma leve tendência de aumento dos parâmetros de resistência no solo do nível 1 estão de acordo com as análises mineralógicas efetuadas, que mostraram apenas um menor grau de decomposição dos feldspatos em relação ao solo do horizonte 2. A influência do grau de intemperismo no comportamento tensão-deformação é evidenciada no valor da deformação e tensão de ruptura, menor para o solo maduro, indicando um comportamento frágil, típico de materiais cimentados. Já os solos saprolíticos (nível 1 e 2) apresentaram um comportamento plástico, indicando ausência de cimentação criada pelo intemperismo químico ou retida da rocha matriz. A ausência de cimentação nestes solos ficou evidente nas análises de lâminas delgadas no microscópio eletrônico e óptico. O solo maduro, entretanto, possui um tipo de ligação química, relacionada ao processo de laterização, e indicada por um acúmulo de óxidos de ferro. Costa Filho *et al.* (1989) observaram comportamento semelhante ao estudarem solos de um perfil de gnaiss kinzigítico de diferentes profundidades submetidos a ensaios CID com tensão efetiva de adensamento de 25 kPa.

Tabela 2 – Valores médios dos índices físicos dos corpos de prova dos ensaios triaxiais e parâmetros de resistência dos solos pertencentes ao perfil de intemperismo de um gnaiss facoidal estudado por Maciel (1991).

Solo	Índices físicos					Parâmetros de resistência	
	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	w (%)	S (%)	c'	$\phi'$
Residual Maduro	17,8	13,8	0,83	29,5	91,8	16,2	27,4
Saprolítico – nível 2	17,5	16,2	0,60	8,5	37,7	4,4	38,3
Saprolítico – nível 1	17,1	15,5	0,68	10,3	40,7	8,6	39,8

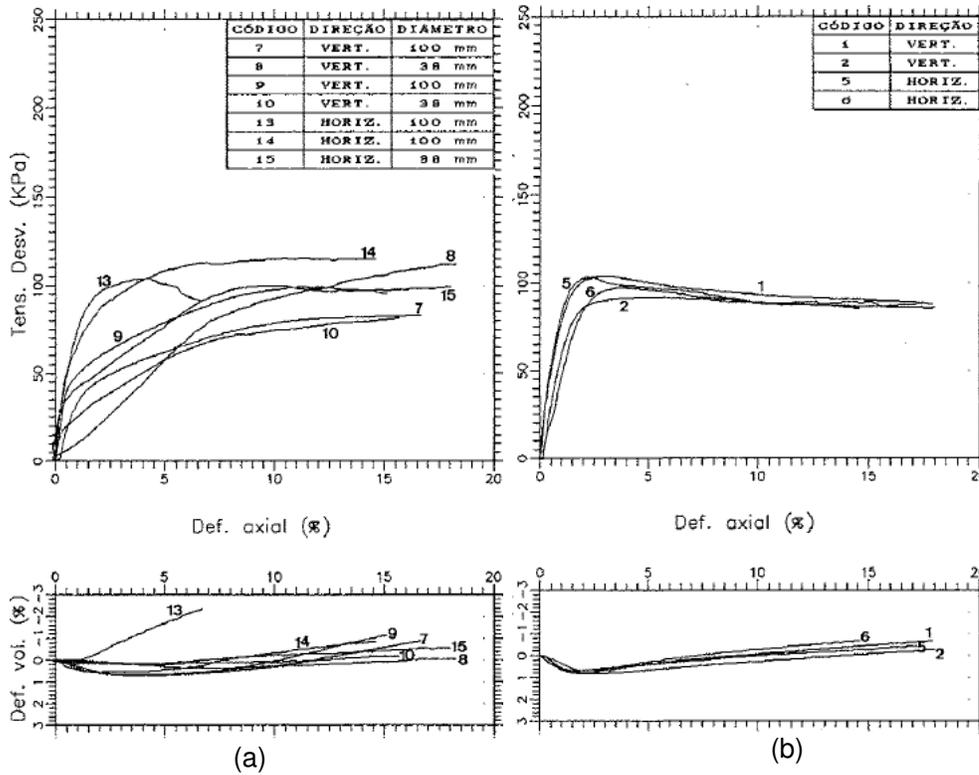


Figura 23 - Curvas tensão desviadora-deformação axial-deformação volumétrica obtidas de um perfil de alteração de um gnaiss facoidal (a) solo residual nível 2, rico em mica biotita (b) solo residual maduro (Maciel, 1991)

Futai (2002), Futai *et al.* (2004) e Futai *et al.* (2007) avaliam também o comportamento tensão-deformação-resistência dos solos residuais do perfil de alteração cujos ensaios de compressibilidade e características físicas, químicas e microestruturais são apresentadas no item 2.3.1.2 deste trabalho. Ensaios de compressão triaxial drenados (CID) e não-drenados (CIU) foram executados ao longo de todo o perfil a cada metro (amostras de 1 a 7 metros de profundidade), além de uma amostra de um talude exposto. Dentre os solos estudados por Futai (2002), Futai *et al.* (2007) destacam, especialmente, o comportamento do solo residual maduro (horizonte B), coletado a 1 metro de profundidade, e um solo residual jovem (horizonte C), situado a 5 metros de profundidade. As curvas tensão-deformação dos ensaios CIU executados nestes materiais são apresentadas na Figura 24.

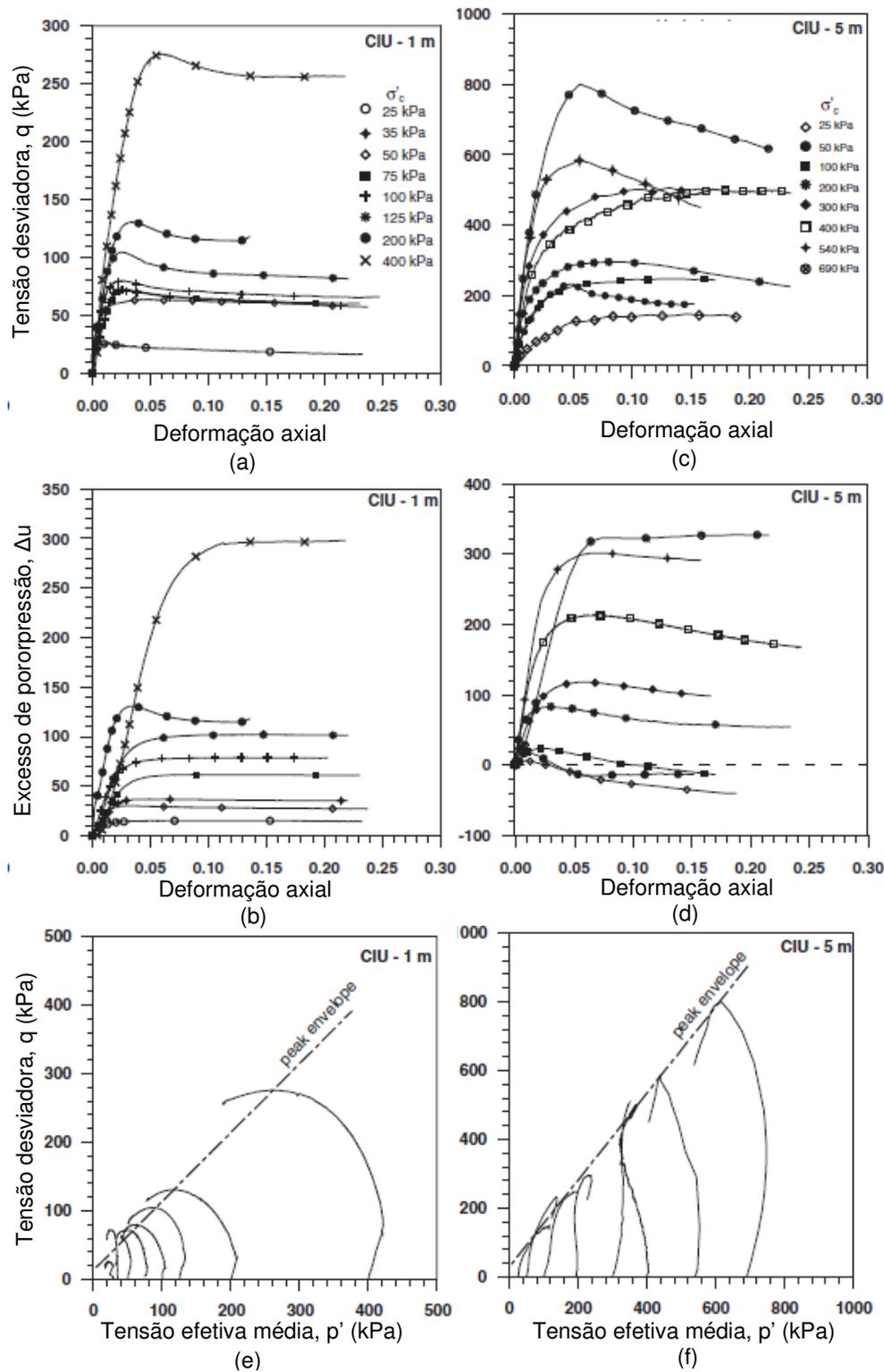


Figura 24 - Resultados dos ensaios triaxiais CIU (Futai et al., 2007).

O solo de 1 m de profundidade apresenta um comportamento semelhante ao de um solo “normalmente adensado”, com excesso de poropressão positiva sendo gerado (Figura 24b). As curvas tensão-deformação de ensaios CID, não expostas aqui, não apresentaram, de forma geral, pico bem definido, sendo tal comportamento observado apenas para a tensão efetiva de 25 kPa. Nos demais ensaios, o solo apresentou comportamento tipo *strain-hardening* sem as deformações volumétricas terem estabilizado para a deformação axial máxima imposta nos ensaios.

As curvas tensão-deformação nas amostras de solo de 5 m de profundidade apresentaram uma tensão desviadora máxima bem definida, acompanhada por um decréscimo de poropressão (Figuras 24 c e d).

Nas Figuras 24“e” e “f” têm-se as envoltórias de resistência de pico e as trajetórias de tensões de ambos os solos. As trajetórias das amostras de 1 m de profundidade também evidenciam o comportamento “normalmente adensado”, com estas seguindo para a esquerda. Já para o solo de 5 m de profundidade, 3 padrões distintos são observados de acordo com o aumento da tensão efetiva de adensamento. Dentre estes, vale destacar as trajetórias seguidas para níveis intermediários e próximos a tensão de plastificação (340 kPa), obtida no ensaio de adensamento isotrópico, que se encontram quase que na vertical.

A envoltória de resistência na ruptura de solos residuais é sabidamente curva (Vargas, 1953; Massey *et al*, 1989). No entanto, os autores, com o propósito de definir um intercepto coesivo ( $c'$ ) e um ângulo de fricção ( $\phi'$ ) para uma faixa inferior de  $\sigma'_c$ , fizeram um ajuste linear, considerando a máxima tensão desviadora. Os valores de  $c'$  determinados a partir de tal ajuste para os solos de 1m e 5m de profundidade foram, respectivamente, 7 e 15 kPa. O ângulo de atrito efetivo para o solo de 1m foi de 28,1° e para o solo de 5m de profundidade, 31°.

A partir das resistências apresentadas para as maiores deformações obtidas nos ensaios, os autores determinaram a linha do estado crítico, mesmo tal condição não tendo sido alcançada em determinados ensaios (não estabilização de tensões e deformações volumétricas, caso dos ensaios CID). Futai *et al.*(2004) e Futai *et al.*(2007), baseados em resultados de adensamentos anisotrópicos e isotrópico além dos ensaios CIU e CID, ainda determinaram a curva de estado limite (plastificação) para ambos os solos.

Com o intuito de avaliar a influência da estrutura no comportamento destes mesmos solos, ensaios de compressão triaxial drenados e não drenados foram executados por Futai (2002) em amostras compactadas, sendo os resultados

comparados aos do solo indeformado. As amostras foram preparadas a partir de compactação estática em um molde cilíndrico com a umidade e índice de vazios próximos aos de campo. Na Figura 25 constam os resultados de ensaios CIU executados em amostras compactadas e indeformadas para  $\sigma'_c = 25$  e 400 kPa. Estão presentes também nesta figura resultados de ensaios com amostras compactadas com o índice de vazios menor que o de campo para o solo de 1 m de profundidade, para que a influência deste parâmetro também seja avaliada.

Ao comparar os resultados dos ensaios do solo de 1 m de profundidade intacto e compactado para tensão efetiva de 25 kPa, com o mesmo índice de vazios, tem-se um comportamento similar. Entretanto, o ensaio compactado com índice de vazios menor (1,0) desenvolve poropressão negativa, atingindo resistência não drenada bem maior. Nos ensaios para a tensão efetiva de adensamento igual a 400 kPa, tem-se uma diferença nítida nos resultados dos ensaios. O pico de resistência apresentado pelo solo intacto não aparece no solo compactado com o mesmo índice de vazios, porém ambos tendem para a mesma tensão desviadora após a ruptura, ao contrário do solo compactado com menor índice de vazios, que apresentou resistência não drenada sempre superior.

Os valores de resistência alcançados para o solo intacto de 5 m de profundidade foram sempre maiores que a do solo compactado. Os excessos de poropressão fazem com que os caminhos de tensões efetivas do solo compactado atinjam a envoltória de resistência última próxima à máxima tensão desviadora. No solo intacto, os caminhos de tensões aumentam a resistência até  $\sigma'_1 / \sigma'_3$  máximo, as tensões desviadoras continuam aumentando até o máximo (pico), acima da envoltória de resistência última, e perdem resistência, rumo à envoltória de resistência última do solo compactado.

As envoltórias de resistência na ruptura obtidas para amostras compactadas e indeformadas para o solo de 1 m de profundidade são similares. Já para o solo de 5m de profundidade, os parâmetros de resistência de pico para as amostras compactadas são consideravelmente inferiores aos do solo intacto, refletindo a forte influência da estrutura no comportamento deste material. Entretanto, a envoltória de resistência última foi a mesma para o estado compactado e intacto de ambos os solos.

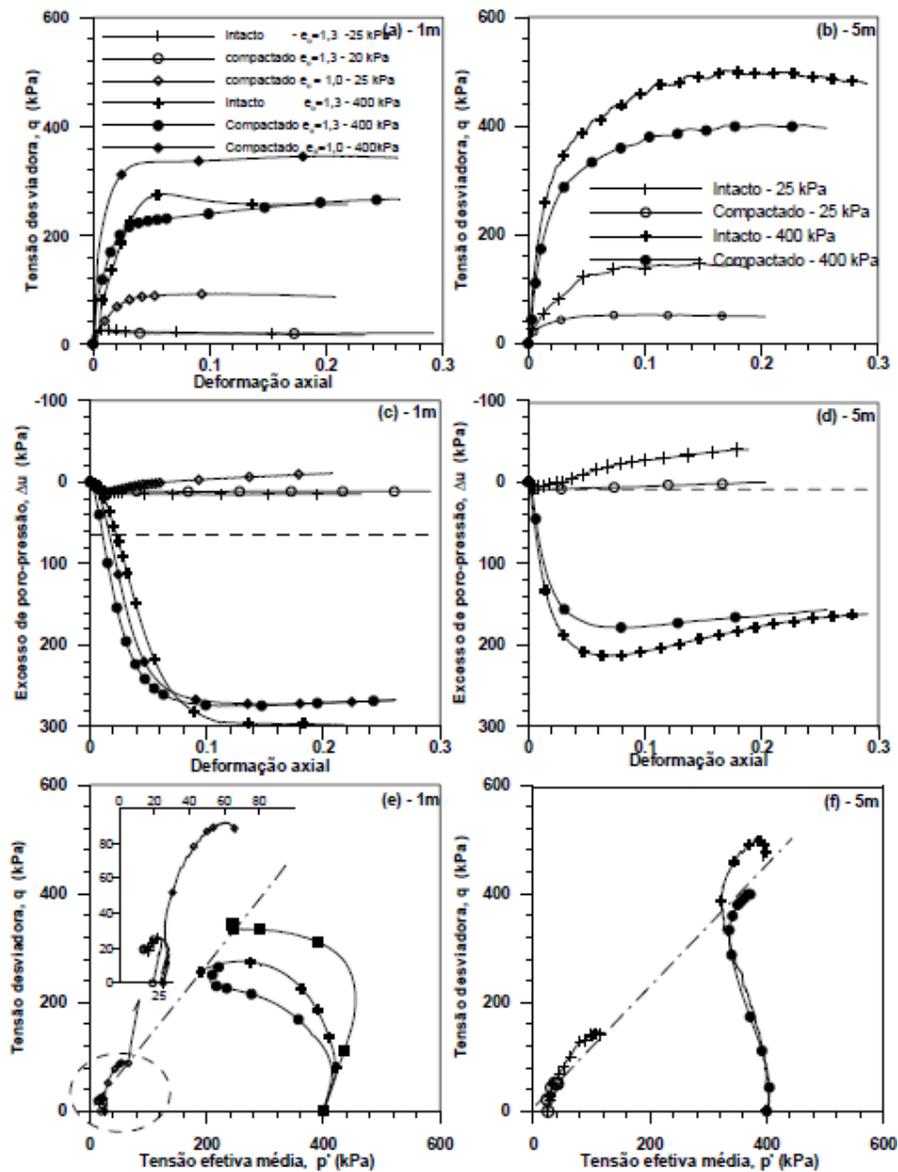


Figura 25 – Comparação de resultados de ensaios CIU em amostras indeformadas e compactadas (Futai, 2002).

Rigo (2005) e Denardin (2005) avaliaram o comportamento tensão-deformação-resistência de um solo residual de basalto, assim como o seu comportamento quando submetido à compressão. As características deste solo são apresentadas no item 2.3.1.2. Ensaio triaxiais CID ( $\sigma'_c$  entre 30 e 1200 kPa) com amostras indeformadas e CIU ( $\sigma'_c$  entre 30 e 400 kPa) com amostras reconstituídas foram executados com o intuito de avaliar a influência da estrutura no comportamento do solo. De forma geral, o solo no estado intacto apresentou comportamento similar ao estabelecido por Leroueil e Vaughan (1990) para um

material com estrutura cimentada, sendo o comportamento tensão-deformação para tensões efetivas de até 400 kPa relacionado a plastificação da estrutura (Figura 26).

Nos ensaios com tensões efetivas de 30 e 50 kPa, a plastificação da estrutura coincidiu com sua ruptura (pico da curva tensão-deformação), com o solo apresentando comportamento rígido até tal tensão. Para os ensaios com as tensões efetivas de 100 e 200 kPa, apesar do solo apresentar uma elevada rigidez inicial, a plastificação ocorreu antes que a tensão desviadora máxima fosse atingida, causando descontinuidade na inclinação das curvas antes da ruptura. Entretanto, os ensaios com tensões efetivas de 300 e 400 kPa mostraram uma elevada redução na rigidez inicial nas curvas tensão desviadora x deformação axial. Estas tensões estão próximas da tensão de plastificação obtida no adensamento isotrópico (300 kPa) e, assim como observado nos resultados de Futai *et al.*(2007), nota-se uma mudança significativa de comportamento. Nos ensaios com as maiores tensões confinantes, embora a plastificação da estrutura do solo tenha ocorrido durante a fase de adensamento isotrópico, a rigidez inicial apresentada nas curvas tensão-deformação indica que houve um rearranjo de partículas causado pelo aumento de sua densidade.

A influência da magnitude da tensão efetiva de adensamento e da estrutura cimentada na rigidez do solo fica evidente nos resultados apresentados por Denardin (2005). Tais variáveis atuam simultaneamente quando o solo com estrutura cimentada é adensado isotropicamente: o aumento da tensão confinante provoca a diminuição dos poros, deixando as partículas mais próximas, o que tende a aumentar a rigidez inicial, e, por outro lado, o aumento da tensão efetiva também desencadeia a quebra de cimentação, o que tende a diminuir a rigidez inicial. O balanço entre os dois efeitos pode causar o aumento ou a diminuição do módulo tangente do solo (Maccarini, 1993).

Assim como Futai *et al.* (2007), Denardin (2005) definiu uma envoltória de resistência na ruptura linear até uma determinada tensão efetiva (400 kPa). Após executar ensaios com tensões efetivas mais elevadas (800 e 1200 kPa), foi proposto um ajuste bi-linear para a envoltória que naturalmente é curva (Figura 27) em função da estrutura do material.

As curvas tensão-deformação-excesso de poropressão nos ensaios CIU com material reconstituído foram empregadas para determinação da linha do estado crítico do solo. Os pontos de resistência última dos ensaios com amostra indeformada CID, mesmo os que não apresentaram uma total estabilização da deformação volumétrica, ficaram próximos da linha do estado crítico

estabelecida no espaço volume específico ajustado x logaritmo de  $p'$ . A normalização de resultados de ensaios de compressão triaxial e adensamento edométrico pelo índice de vazios inicial tem sido empregada por diversos autores (Futai *et al*, 2007; Boszczowski, 2008). Neste tipo de plotagem, os resultados dos ensaios são apenas transladados no eixo que representa o índice de vazios para que o efeito da variabilidade dos índices de vazios iniciais seja eliminado.

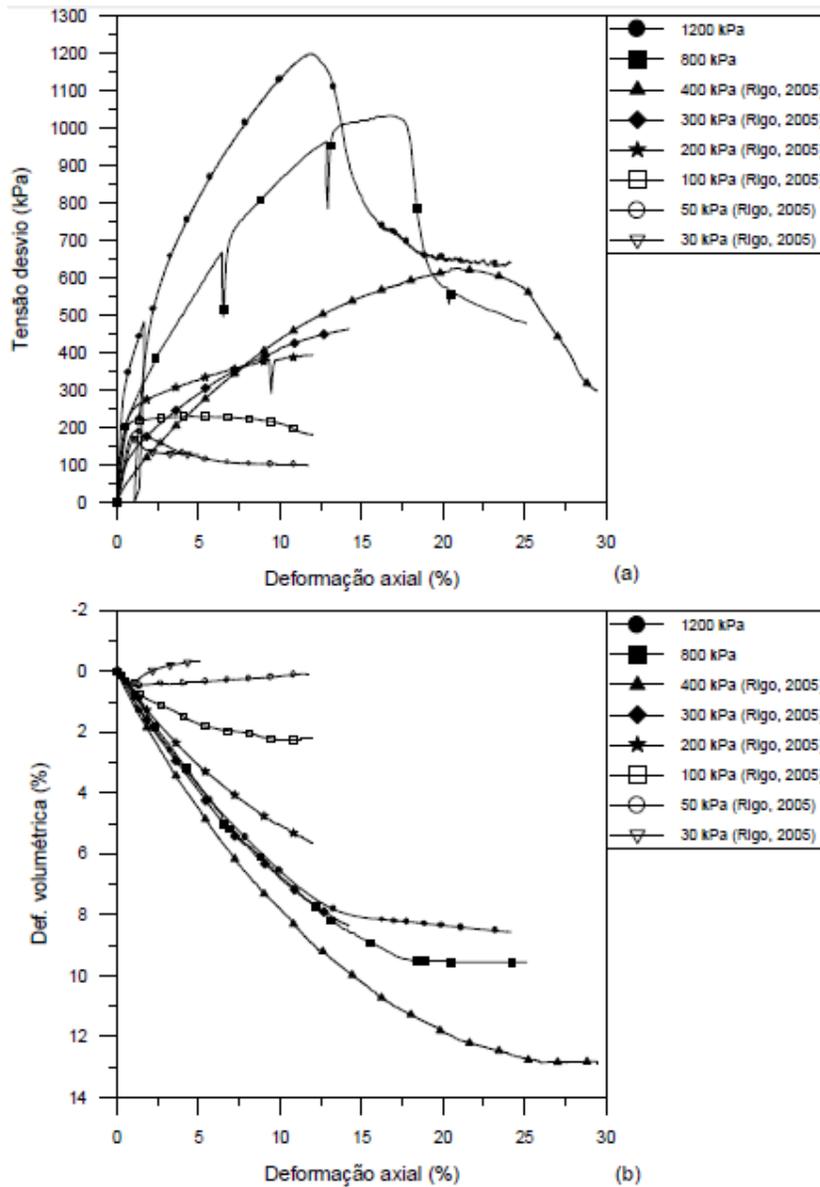


Figura 26 – Resultados de ensaios CID em amostras indeformadas de um solo residual de basalto (Denardin, 2005).

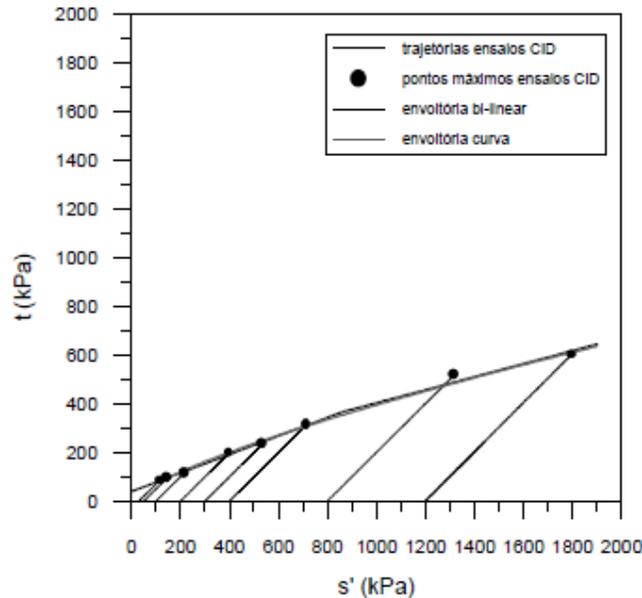


Figura 27 – Envoltória de resistência ao cisalhamento para um solo residual de basalto reconstituído e indeformado (Denardin, 2005).

Carvalho (2006) e Carvalho *et al.* (2011) estudaram o comportamento mecânico de um solo residual de sienito, proveniente de Poços de Caldas-MG. As características deste solo são apresentadas no item 2.3.1.2. Para avaliar a influência de um licor cáustico no comportamento tensão-deformação-resistência do solo, ensaios triaxiais CIU e CID executados com amostras indeformadas, saturadas com água e com o licor cáustico, e reconstituídas foram executados para diferentes valores de tensão efetiva de adensamento. Na Figura 28 constam algumas curvas tensão desviadora – deformação axial – variação de poropressão/deformação volumétrica.

Análises físicas, químicas e mineralógicas indicaram que o fluido alcalino atua como dispersante, degradando a cimentação presente, interferindo diretamente no comportamento mecânico do solo.

A influência do licor cáustico fica clara desde a fase de adensamento dos ensaios. Para baixas tensões efetivas, a variação de volume foi pequena ou nenhuma ( $\sigma'_c = 25\text{kPa}$ ) nos ensaios com amostras indeformadas com água, enquanto que, nos ensaios com licor cáustico, notava-se uma redução mais acentuada do índice de vazios. Na curva tensão desviadora – variação volumétrica, para tais níveis de tensões, os ensaios com amostras indeformadas saturadas com água apresentaram maior rigidez e resistência de pico que os

ensaios realizados nas outras duas condições, encontrando-se o comportamento do solo saturado com licor em um estágio intermediário de comportamento.

O ensaio CID com amostra indeformada saturada com água (Figura 28c) apresenta o comportamento preconizado por Leroueil e Vaughan (1990) para solos com estrutura cimentada.

No ensaio com 200 kPa de tensão efetiva com amostra reconstituída, foi observada uma variação volumétrica considerável na fase de adensamento, implicando no aumento da densidade do solo para valores muito superiores aos das amostras ensaiadas sob as duas outras condições. Provavelmente por isso, a resistência última neste ensaio tenha sido superior ao da amostra indeformada.

A interação estrutura cimentada com tensão efetiva de adensamento sugerida por Maccarini (1993) foi detectada neste solo. Carvalho (2006), ao correlacionar a resistência de ruptura e a tensão efetiva de adensamento até tensões efetivas de 200 kPa nos ensaios com amostras saturadas com água obteve um fator de correlação de 0,28. Para os ensaios executados com amostras saturadas com licor este valor foi de 0,88. Logo, para tensões efetivas desta magnitude, a estrutura cimentada comanda o comportamento do solo natural, enquanto que a tensão efetiva de adensamento é a que rege o comportamento do solo saturado com licor. Para maiores tensões efetivas de adensamento em ensaios executados em amostras indeformadas saturadas com água, espera-se que a tensão efetiva de adensamento tenha maior influência no seu comportamento, até ser elevada o suficiente para ocasionar a plastificação da estrutura ainda na fase de adensamento, assim como observado por Futai *et al.* (2007) e Denardin (2005) em solos residuais de diferentes origens.

Na Figura 29 são apresentadas as trajetórias de tensão dos ensaios CIU executados nas três condições estudadas. Assim como nos resultados de Futai *et al.* (2007), nota-se a presença de três padrões para o solo saturado com água, com a trajetória tendendo para a direita para tensões efetivas de até 100 kPa, seguindo aproximadamente na vertical para tensão efetiva de 200 kPa e tendendo para a esquerda, após inclinar levemente para a direita, no ensaio com tensão efetiva maior. Além disso, para níveis de tensões baixos, o corpo de prova rompe acima da envoltória de resistência última, tendendo para a mesma em seguida. Nesta mesma figura ainda é apresentada a envoltória de resistência de pico curva para solo como previsto por Sandroni (1974) e notadas nos resultados dos ensaios de Futai *et al.* (2007) e Denardin (2005).

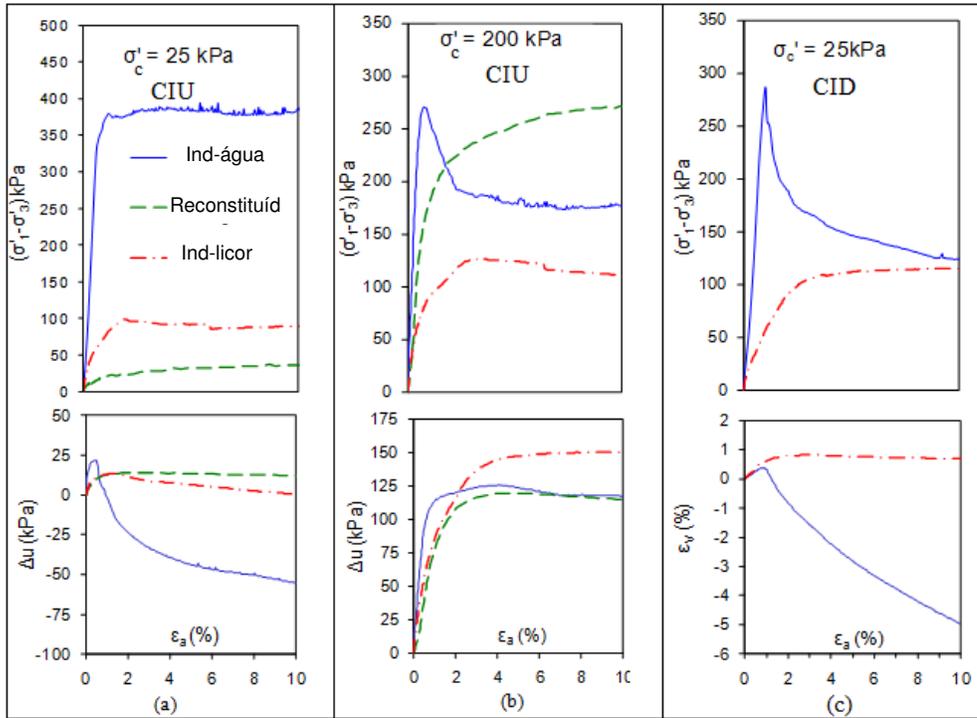


Figura 28 – Resultados de ensaios triaxiais em um solo residual de sienito com amostras indeformadas saturadas com água (Ind-água), saturadas com licor cáustico (Ind-licor) e com solo reconstituído (Carvalho *et al.*, 2011).

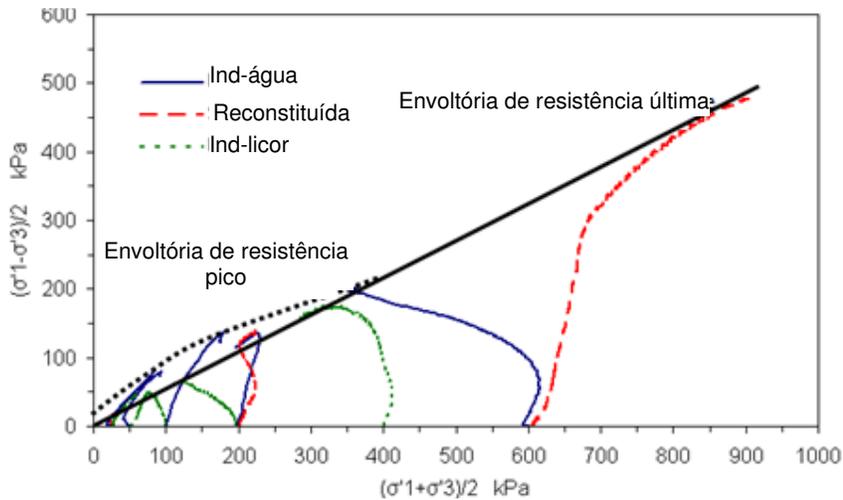


Figura 29 – Envoltória de resistência de pico para baixos níveis de tensão efetiva de adensamento e envoltória de resistência última para de um solo residual de sienito (Carvalho *et al.*, 2011).

Outro aspecto vinculado à resistência de solos residuais é a anisotropia proveniente do arranjo estrutural da rocha mãe. A anisotropia textural é comumente observada em solos residuais jovens derivados de rochas metamórficas (gnaisse, filito, ardósia, etc.) e sedimentares (xisto argiloso, siltito,

etc.) (Boszczowski, 2008). Tal característica levou diversos autores a estudarem a influência da textura anisotrópica no comportamento mecânico destes solos. Apesar de não ser o foco desta tese, algumas observações são feitas a despeito do tema por considerar que as mesmas possam ser úteis nas análises dos dados.

A partir de resultados de ensaios de cisalhamento direto executados por de Campos (1974) em um gnaiss migmatítico (bandeado) e pelo autor em um quartzito férreo (laminado) e um micáceo (xistosidade), Sandroni (1985) concluiu que quando há uma anisotropia textural, a resistência ao cisalhamento apresenta certa diferença dependendo da direção em que a amostra é cisalhada. Silveira (2005) também observou tal comportamento em um solo residual de gnaiss de Porto Alegre, que possui um forte bandamento intercalado com níveis micáceos e quartzo-feldspáticos. Os corpos de prova ensaiados com o bandamento micáceo na orientação do bloco amostrado ( $55^\circ$ ) apresentaram parâmetros de resistência ao cisalhamento menores até mesmo que aos obtidos em ensaios com amostras reconstituídas. O autor credita tal comportamento ao realinhamento das partículas micáceas junto à zona de cisalhamento. Para outras direções estudadas, este realinhamento não foi observado. Aleixo (1998) empregou o equipamento triaxial cúbico desenvolvido na PUC-Rio para avaliar, entre outros aspectos, a anisotropia da resistência de um solo residual de gnaiss da região da Barra da Tijuca no município do Rio de Janeiro. A resistência em ambas as direções, ortogonal e perpendicular a xistosidade, se mostraram semelhantes, sendo cerca de 10% maior na direção ortogonal à xistosidade.

Já de Campos (1989), ao avaliar um gnaiss kinzigítico (bandeado), detectou a isotropia da resistência ao cisalhamento. O mesmo foi observado por Reis e Azevedo (1998) e Reis (2004) em um solo residual de gnaiss (bandeado). Maciel (1991), dentre outros aspectos, analisou a anisotropia da resistência em solos saprolíticos do perfil de gnaiss facoidal. Os resultados de ensaios triaxiais e de cisalhamento direto não mostraram nenhum efeito da anisotropia no valor da resistência. A autora vincula tal comportamento ao fato dos grãos minerais do solo estudado já não se encontrarem em contato ou os contatos entre eles já começarem a ser destruídos, com a presença de uma matriz ferro argilosa preenchendo o espaço entre os grãos e suas fraturas. Desta forma, o processo de intemperismo tende a se sobrepor a uma eventual anisotropia estrutural, que poderia ser esperada devido à detecção de xistosidades. Além disso, notou-se, através da análise de lâminas delgadas, que

com o cisalhamento a microfábrica original é totalmente destruída, anulando qualquer efeito de anisotropia. Costa Filho e de Campos (1991) investigaram a anisotropia de um solo gnáissico jovem oriundo da região de Chapéu d'Uvas. Os ensaios triaxiais foram executados com a xistosidade na horizontal e com inclinação de 45°. Os autores concluíram que, considerando a quantidade de ensaios realizados, a anisotropia estrutural não é um fator dominante para solos saprolíticos de gnaiss em um avançado estágio de intemperismo (com mais de 50% de finos).