

3

Saturação dos corpos de prova em ensaios triaxiais

3.1.

Introdução

Um dos ensaios mais empregados para avaliação e estabelecimento do comportamento mecânico de solos residuais é o de compressão triaxial em amostras saturadas (e.g. Leroueil e Vaughan, 1990; Wesley, 1990; Futai *et al.*, 2007, Boszczowski, 2008).

Informações referentes a efeitos de processos de saturação no comportamento tensão-deformação-resistência de solos com baixos graus de saturação inicial são escassos ou inexistentes. Uma possível explicação para tal está no fato de que a maioria dos estudos é baseada no comportamento de solos sedimentares que apresentam um grau de saturação inicial elevado (Lowe e Johnson; 1960, Brand, 1975; Brandon *et al.*, 1990), ou considerando solos residuais compactados próximo à umidade ótima, quando o material apresenta graus de saturação geralmente acima de 80% (e.g. Oliveira, 2004).

Os solos residuais, principalmente os jovens ou saprolíticos, encontram-se normalmente não saturados, muitos com um grau de saturação inferior a 60%. No estado não saturado, três tipos de fases (líquida, gasosa, sólida) são detectadas sob as seguintes condições:

- Para valores de saturação baixos, a fase gasosa é contínua. A fase líquida está principalmente na forma de filmes delgados na superfície das partículas sólidas e entre as mesmas. Este estado corresponde à condição de umidade ou saturação residual do solo, onde altos valores de sucção são encontrados (Lu *et al.*, 2005);
- Para graus de saturação intermediários, a fase líquida começa a ser contínua em parte da amostra assim como a fase gasosa. A pressão de ar para este estado normalmente é a atmosférica (Marinho, 1994). De acordo com Fredlund e Rahardjo (1993), ao estudarem solos compactados, a fase de ar é normalmente contínua para graus de saturação inferiores a 80%.

- De acordo com o aumento do grau de saturação, a fase líquida permanece contínua enquanto a fase gasosa começa a perder continuidade. Para os graus de saturação mais elevados, tem-se a fase líquida com ar ocluso. Este ar pode estar submetido a uma pressão positiva (maior que a atmosférica) (Marinho, 1994) ou negativa, dependendo da magnitude relativa da tensão capilar e da pressão de ar nos poros (Lins e Sandroni, 1994). Schuurman (1966) admite que os solos possuem apenas ar ocluso para graus de saturação superior a 85%, valor típico de depósitos argilosos.

A seguir são apresentadas as principais técnicas de saturação, as diversas metodologias baseadas nas mesmas, assim como alguns trabalhos relacionados à avaliação do processo de saturação em ensaios triaxiais.

3.2. Saturação por percolação

Um dos primeiros métodos empregados para saturar corpos de prova foi através de percolação de água, com ou sem pressão confinante aplicada. Rutledge (1947) e Leonards (1953) *apud* Lowe e Jonhson (1960), descreveram métodos de saturação onde aplicava-se uma pressão na câmara ao mesmo tempo em que uma pressão menor (Rutledge utilizava cerca de 90% da pressão confinante enquanto Leonards entre 20-30%) era imposta em uma das linhas de contrapressão enquanto a outra permanecia aberta para a atmosfera para a saída de ar e água. Diferenças consideráveis de pressões, como as utilizadas por Leonards (1953), dependendo do tipo de solo e da magnitude da tensão confinante, podem ocasionar um adensamento prematuro do corpo de prova, ou mesmo, uma variação de volume acentuada. Já a metodologia aplicada por Rutledge (1947), também dependendo da magnitude da tensão confinante, poderia gerar gradientes hidráulicos elevados afetando assim a estrutura do solo.

Em estudos de permeabilidade realizados em três amostras de solos compactados de granulometria fina, Lambe (1954) observou que em quase todos os ensaios, o grau de saturação estava bem abaixo de 100%.

Baldi *et al.* (1988) lista uma série de problemas relacionados ao processo de percolação de água através da amostra, principalmente em solos argilosos. Tomando-se como base este trabalho considera-se que, de modo geral, tais problemas podem envolver:

- Redução da tensão efetiva inicial com consequente expansão da amostra se o fluxo for gerado a baixas tensões efetivas. Não existem evidências, na literatura corrente, de que tal ocorra em solos residuais, em particular os saprolíticos, a menos que os mesmos sejam ricos em minerais secundários expansivos, caso, por exemplo, de solos residuais maduros em regiões semi-áridas como a do sertão nordestino;
- Adensamento ou expansão de uma parte do corpo de prova em relação ao restante causando uma distribuição não uniforme dos vazios;
- Lixiviação de sais solúveis da amostra;
- Transporte de finos com possível entupimento de pedras porosas e linhas de drenagem, em particular se os gradientes envolvidos no processo forem altos o suficiente para provocar um processo de erosão interna no material (*piping* ou entubamento) ou se a mineralogia da fração fina do solo compreender componentes que se dispersem em presença de água;
- Reações químicas indesejáveis ocorrendo entre o fluido e o solo, por exemplo, quando dióxido de carbono é inicialmente utilizado e componentes de calcário estão presentes (Chaney *et al*, 1979). Carvalho (2006), ao estudar a influência de um licor cáustico proveniente do beneficiamento da bauxita no comportamento de um solo residual de sienito, detectou que o fluido atuava como defloculante, afetando o comportamento tensão – deformação-resistência deste solo.

Vários procedimentos de saturação por percolação foram investigados por Lowe e Jonhson (1960), entretanto, todos os resultados obtidos em amostras de solos coesivos, que seriam empregados em núcleos de barragens, foram insatisfatórios. Os resultados mostraram, em geral, que as amostras preparadas com grau de saturação variando de menos de 70% até 95%, após tentativas persistentes, atingiram um grau de saturação variando entre 81% e 100%. A mesma dificuldade foi encontrada por Lambe (1954) ao aplicar este procedimento para saturar solos finos compactados.

Tentando comparar a eficiência do método de saturação por percolação com o método de saturação por contrapressão, Lowe e Johnson (1960), realizaram ensaios de laboratório em um solo arenoso. A partir dos resultados,

os autores concluíram que, para areias, os métodos de saturação por percolação e contrapressão geram resultados praticamente idênticos e satisfatórios.

Por outro lado, como exposto, o método de percolação, além de não propiciar a obtenção de um grau de saturação satisfatório em solos contendo finos, ainda pode gerar forças de percolação indesejáveis nos corpos de prova em função dos valores de gradientes hidráulicos empregados. As forças de percolação podem provocar um adensamento ou colapso da estrutura, resultando em erros consideráveis em ensaios com baixa tensão efetiva de adensamento (Lowe e Johnson, 1960).

3.3.

Saturação por contrapressão

O processo de saturação com o uso de contrapressão é o mais difundido e utilizado. Este método consiste em aumentar a contrapressão a um nível de pressão alta o suficiente para que a água dissolva o ar que se encontra nos vazios. Ao mesmo tempo, a pressão confinante é elevada com o objetivo de se gerar pequenas variações de tensão efetiva na amostra.

Dois fatores devem ser levados em consideração quando se tenta saturar uma amostra por este método: a pressão necessária e o tempo requerido.

A saturação de corpos de prova por contrapressão tem sua base teórica relacionada à Lei de Boyle e a Lei de Henry de solubilidade. No processo de saturação o aumento da contrapressão em um solo não saturado afeta o volume de ar nos poros de duas maneiras: pela compressão direta, onde o volume de ar é reduzido de acordo com a Lei de Boyle, e, em virtude do acréscimo de pressão, a quantidade de ar dissolvido na água dos poros aumenta de acordo com a Lei de Henry de solubilidade (Lowe e Johnson, 1960).

Se o esqueleto de uma amostra vedada de um solo não-saturado é comprimida sem mudanças no seu teor de umidade e sem mudanças no teor de ar (livre e dissolvido), a poropressão e a quantidade de ar dissolvido na água dos poros aumentam. Bishop e Eldin (1950) mostraram que o aumento da contrapressão necessário para atingir um grau de saturação de 100% por este método pode ser expresso por:

$$P = P_i \frac{(1 - S_i)}{S_i H}$$

Equação 1

Onde S_i : grau de saturação inicial;

H : coeficiente de solubilidade de Henry (que é igual a 0,02 volumes de ar por volume de água, aproximadamente, em temperatura ambiente);

P_i : pressão inicial absoluta correspondente a S_i (pressão de ar nos vazios).

A contrapressão requerida para aumentar o grau de saturação de vários valores iniciais até 100%, sendo a pressão inicial de ar nos poros igual a atmosférica, é mostrada na curva superior da Figura 30.

Considerando um caso extremo, onde não se permita entrada ou saída de água e ar (umidade gravimétrica constante), o esqueleto do solo pode comprimir para compensar o espaço anteriormente ocupado pelo ar (ou seja, a umidade volumétrica varia e, conseqüentemente, a sucção inicial do material). Considerando Bishop (1959), como a sucção diminui com o aumento da umidade volumétrica e a tensão líquida aumenta com o aumento da tensão total, variações de volume ocorrem devido ao aumento excessivo da tensão efetiva no solo não saturado. Em solos com grau de saturação elevado (por exemplo, acima de 80%, quando é de se esperar que o ar esteja ocluído nas amostras de solos) este efeito é menor. De qualquer forma, esta compressão do solo, obviamente, é indesejada. Assim sendo, saturação utilizando somente aumento da tensão confinante ou aumentos acentuados de contrapressão não são, em princípio, adequados, em particular no caso de solos com grau de saturação inicial baixo (e.g. menor que 60%).

Se, no entanto, a contrapressão for aumentada vagarosamente, possibilitando fluxo de água para dentro do corpo de prova com a finalidade de preencher os vazios antes ocupados pelo ar (aumento da umidade gravimétrica), o esqueleto do solo poderá manter seu volume inicial. A equação para o acréscimo de contrapressão, P , para aumentar o grau de saturação sob a condição de volume constante e aumento do teor de umidade é (Lowe e Johnson, 1960):

$$P = P_i \frac{(S - S_i)(1 - H)}{1 - S(1 - H)}$$

Equação 2

Onde S é o grau de saturação final.

A Equação 2 é aplicada a amostras que contêm água livre sob pressão atmosférica antes da aplicação da contrapressão. Entretanto, se o ar presente no solo está sob a forma de bolhas, pressões maiores que a atmosférica irão existir nas mesmas. Assim, as contrapressões mostradas na Figura 30 são valores mínimos requeridos para a saturação. Em determinadas situações, a pressão necessária para saturar o corpo de prova é tão elevada, que se torna impraticável atingir $S=100\%$ utilizando os equipamentos convencionais encontrados na maioria dos laboratórios.

Eventualmente em ensaios com areia, onde contrapressões elevadas são necessárias para saturar o corpo de prova, utiliza-se dióxido de carbono. Nestas situações, ou a amostra é moldada na presença de dióxido de carbono, ou é submetida à percolação do mesmo com o intuito de substituir o ar do corpo de prova. Em seguida, a saturação é atingida por meio do procedimento convencional de aplicação de contrapressão utilizando água deaerada. Neste método, a pressão requerida para saturar o corpo de prova é minimizada, já que o dióxido de carbono é mais solúvel em água que o ar. No entanto, este procedimento é limitado, pois reações indesejáveis podem ocorrer entre os componentes do solo e o referido gás, como mencionado. Daí a restrição do uso de tal técnica apenas em areias (Rad e Clough, 1984; Lacasse e Berre, 1988).

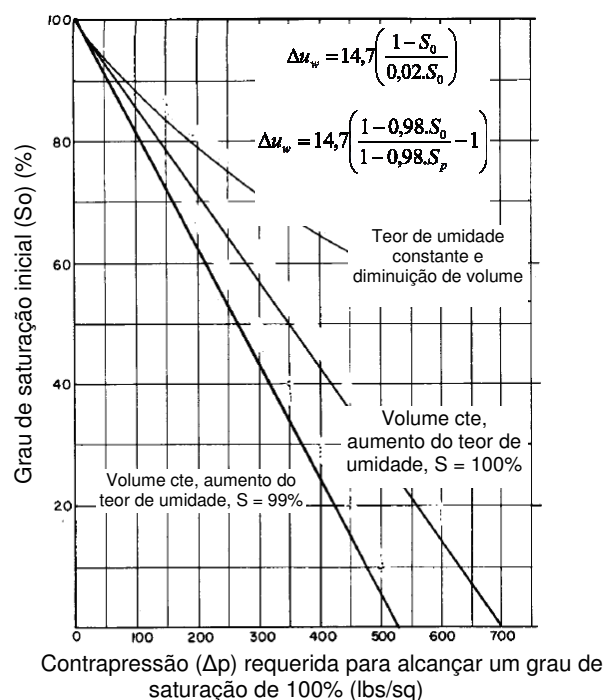


Figura 30 - Contrapressão requerida para saturação (Lowe e Johnson, 1960)

Tempo requerido para saturação

Além da pressão mínima necessária para saturar um corpo de prova, outro fator é o intervalo de tempo que esta pressão deve ser mantida. Assim que se aplica contrapressão, o grau de saturação de um corpo de prova aumenta devido à compressão do ar de acordo com a lei de Boyle, como mencionado anteriormente. Se esta pressão é mantida, o grau de saturação continua a aumentar, da mesma forma que a quantidade de ar dissolvido na água. No entanto, este processo demanda tempo por causa da baixa taxa de difusão de pequenas bolhas de ar em espaços confinados. Neste caso, o elemento tempo é governado pelo processo de difusão, não pela permeabilidade do solo.

Schuurman (1966) afirma que, em solos com grau de saturação maior que 85%, o ar pode estar presente em forma de bolhas individuais ao invés de se apresentar como uma fase contínua. Barden e Sides (1967) detectaram que é necessário um longo período de tempo para que ocorra a difusão de ar em amostras de solos argilosos não saturados ou para as poropressões se equalizarem após uma mudança na tensão total. O tempo necessário para dissolver o máximo possível de bolhas foi avaliado por Black e Lee (1973) através de ensaios em amostras de solo de areia limpa com densidade relativa de 100% (resultados similares também foram observados, mas não documentados pelos autores, em solos argilosos). Valores teóricos para graus de saturação finais iguais a 99,0%, 99,5% e 100% são apresentados na Figura 31. De acordo com o gráfico, o tempo necessário para saturar o corpo de prova é maior quando o grau de saturação está entre 75% e 85%. Este cai drasticamente quando o grau de saturação é maior que 95% e menor que 75%, sendo que neste último caso, os vazios são preenchidos por bolhas de ar grandes e interconectadas, permitindo um fácil acesso para a entrada de água, como Schuurman (1966) já havia observado. Apesar de se atingir um grau de saturação elevado em um intervalo de tempo razoável em amostras com o grau de saturação menor que 75%, a contrapressão é mais elevada se comparada com a requerida caso a amostra tivesse um grau de saturação inicial superior a 95%. Entretanto, conforme já observado, um grau de saturação baixo pode expor o solo a elevados valores de tensão efetiva, podendo afetar a integridade da sua estrutura. Brandon *et al.* (1990) observaram que o tipo de solo influencia o tempo necessário para saturar o corpo de prova.

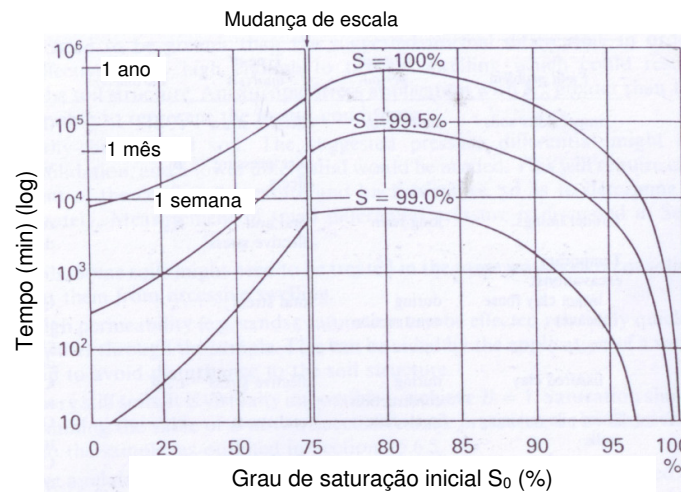


Figura 31 – Tempo para saturar uma amostra utilizando contrapressão (Black e Lee, 1973; Head, 1986).

Critérios de saturação

Uma das maneiras mais utilizadas para identificar se um solo está saturado em ensaios triaxiais é por meio do coeficiente de poropressão B de Skempton. O parâmetro B é definido como a razão entre a variação de poropressão em um corpo de prova na condição não drenada pela variação de tensão total imposta. Uma introdução simples e direta deste parâmetro foi feita por Skempton (1954), sendo uma abordagem mais clara realizada por Bishop (1966) *apud* Black and Lee (1973), Bishop (1973) e Bishop e Hight (1977).

De acordo com Skempton (1954), o parâmetro B , quando um corpo de prova é submetido a um acréscimo de tensão igual em todas as direções no ensaio triaxial, sem permitir a drenagem de água, pode ser obtido a partir da seguinte formulação:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = \frac{1}{1 + \frac{n C_v}{C}}$$

Equação 3

Onde Δu = acréscimo de poropressão;

$\Delta \sigma_3$ = acréscimo de tensão confinante;

n = porosidade do solo;

C_v = compressibilidade do fluido nos vazios;

C = compressibilidade da estrutura do solo (esqueleto);

A medida de B por esta equação só é coerente se o material estudado for isotrópico, elástico e se os sólidos forem incompressíveis. Sendo assim, para

solos saturados, a relação C_v/C é aproximadamente igual a 0, desde que a compressibilidade da água seja desprezível se comparada a do esqueleto do solo. Esta última simplificação, como será mostrado a seguir, nem sempre é possível.

Uma extensão desta teoria foi realizada por Bishop (1966) *apud* Black and Lee (1973) que incluiu a influência da compressibilidade dos sólidos nesta equação (ou dos sólidos que compõe a estrutura de um material poroso com vazios intercomunicados):

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = \frac{1}{1 + \frac{n(C_v - C_s)}{(C - C_s)}}$$

Equação 4

Onde C_s = compressibilidade dos grãos.

Bishop e Hight (1977) demonstraram que esta formulação pode ser obtida a partir não só do princípio das tensões efetivas, mas também de uma expressão dada por Geertsma (1957) para a mudança de volume dos poros em rochas porosas e da expressão para compressibilidade não drenada obtida por Gassmann (1951).

A influência da compressibilidade C e da porosidade n no parâmetro B é ilustrada na Figura 32. Nota-se que a diferença entre os valores de B dados pelas equações acima não é significativa para valores da compressibilidade do esqueleto (C) maior que a compressibilidade da água (C_w). Para $C = C_w$, os valores de B são idênticos. No entanto, quando o valor de C se aproxima de C_s , maiores são os erros decorrentes do uso da equação mais simplificada (Eq. 3).

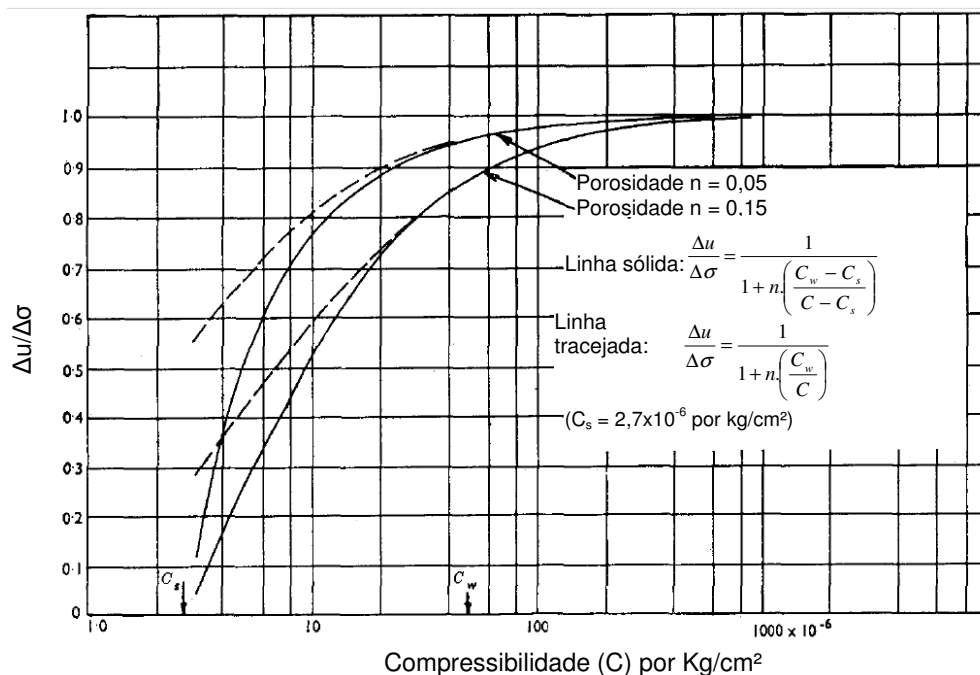


Figura 32 – Variação de B com valores de compressibilidade C (Bishop e Hight, 1977).

Apesar das dificuldades relacionadas para definir um valor para o parâmetro B quando o solo está saturado, é possível afirmar que, para solos moles, levemente pré-adensados, e alguns residuais, principalmente maduros, onde a compressibilidade da água é insignificante comparada à do solo, o valor de B para um grau de saturação de 100% é próximo a 1,0, e um valor de B igual a 0,97 é obtido para um grau de saturação próximo a 98% (Head, 1986, Baldi *et al.*, 1988). Em solos arenosos (tipicamente quartzosos) ou cuja estrutura apresente características marcantes (solos ditos estruturados ou cimentados), o valor de B para saturação é menor que 1,0. Nestes casos, teoricamente, é impossível atingir B=1 ainda que o grau de saturação seja 100% pelos motivos já expostos anteriormente. Além disso, teria que ser gasto um tempo considerável e pressões elevadas nesta tentativa (Lee e Morreson, 1969; Wissa 1969; Black e Lee, 1973; Head, 1986). A Norma Britânica (BS1377:1990, Parte 8) estabelece um valor mínimo de B igual 0,95.

Logo, basear-se apenas no parâmetro B para determinar se um solo está saturado ou não nem sempre é a maneira mais adequada. Head (1986) e Baldi *et al.* (1988) apresentam mais de uma alternativa para determinar se um solo está saturado ou não. Um valor de B é aceitável se vários incrementos sucessivos de pressão confinante derem um valor de B dentro do intervalo

sugerido por Black e Lee (1973) para solos sedimentares. Entretanto, se a resposta da poropressão aumentar com o acréscimo de tensão confinante, a amostra de solo não estará saturada. Outra maneira é observar a tendência da água entrar na amostra quando a contrapressão é aumentada. Quando a amostra está completamente saturada, o volume que entra no corpo de prova é igual à variação volumétrica deste. Este último critério é normalmente adotado em solos com estrutura mais rígida, caso de solos residuais de diferentes origens (e. g. Ferreira, 1998; Silveira, 2005).

3.4. Procedimentos de saturação

Diversas técnicas de saturação são sugeridas na bibliografia corrente (e.g. Bishop e Henkel, 1962; Head, 1986; Baldi *et al*, 1988; Clayton e Hight, 2007). A maioria delas faz referência ao processo de saturação por contrapressão, diferenciando-se normalmente pela magnitude e intervalos de acréscimo desta tensão. A seguir são apresentadas as principais técnicas de saturação.

Saturação por incremento de contrapressão

Este método consiste nos passos já apresentados, onde acréscimos de contrapressão e de pressão confinante são aplicados de forma conjunta.

No procedimento padrão deste ensaio, empregado na maioria dos laboratórios comerciais, uma tensão confinante de 50 kPa deve ser aplicada, seguido por mais um aumento de 50 kPa, com subseqüentes acréscimos de 100kPa. Uma diferença de pressão de 10 kPa entre a confinante e a contrapressão deve ser mantida após cada incremento. No entanto, esta diferença de pressão pode ser maior ou menor, dependendo do tipo de solo (Head, 1986, Baldi *et al*, 1988).

Uma variação deste procedimento clássico é apresentada por Rad e Clough (1984) que aplicam um vácuo inicial no corpo de prova e na câmara para facilitar o processo de saturação.

Head (1986) recomenda que determinados solos residuais sejam tratados como uma argila pré-adensada. Neste caso, ele sugere que a diferença entre a tensão confinante e a contrapressão seja maior que a utilizada normalmente com o objetivo de manter uma tensão efetiva elevada o bastante para prevenir a expansão do corpo de prova, o que poderia resultar na perturbação da estrutura.

Observação semelhante é feita por Clayton e Hight (2007) ao criticar o procedimento para fase de saturação presente na norma britânica (BS1377:1990, Parte 8), onde a tensão efetiva para saturação sugerida é entre 5 e 20 kPa, independente do solo ensaiado.

Entretanto, este processo só seria notado em solos residuais ricos em minerais secundários expansivos e com sucções iniciais elevadas se comparadas à tensão confinante inicial.

Baldi *et al.* (1988) e Head (1986) sugerem ainda, como alternativa, a aplicação de tensões anisotrópicas para saturação. Head (1986) afirma que este processo pode ser feito com K_0 maior que 1, sendo esta condição a mais apropriada para representar as condições *in-situ* de alguns solos. Isto é verdade em depósitos de argilas pré-adensadas com um grau de saturação elevado, cujo valor de K_0 pode ser realmente superior a 1. Entretanto, pesquisas têm mostrado que o valor de K_0 está intrinsecamente ligado ao grau de saturação em solos residuais (e.g. Daylac, 1994; Costa Filho, 1975). Daylac (1994), ao avaliar o valor de K_0 em um solo residual de gnaiss da encosta da PUC-Rio detectou que, para um grau de saturação entre 50 e 70% e sucção matricial entre 15 e 30 kPa, o valor de K_0 varia entre 0,20 e 0,22. Para um grau de saturação entre 80 e 95% do mesmo solo, Costa (1975) encontrou um valor de K_0 médio igual a 0,5. Já Maccarini (1980), para este solo saturado, determinou um valor de K_0 igual a 0,6.

No caso de valores de K_0 menores que 1, e considerando a necessidade de se aplicar baixas tensões confinantes em presença de solos com baixos graus de saturação inicial como o estudado por Daylac e os avaliados na presente tese, o controle das tensões totais aplicadas de forma a se garantir deformações laterais nulas torna-se crítico. Tal se deve a que, neste caso, a trajetória K_0 encontra-se, potencialmente, muito próxima da envoltória de resistência do material para baixos valores de s' , em particular nas extremidades da amostra. Assim, rupturas do corpo de prova podem ocorrer no início do processo de saturação utilizando a técnica de aplicação de tensões anisotrópicas (de Campos, 2012).

A saturação por contrapressão não apenas comprime e dissolve o ar que está na amostra, mas também elimina qualquer bolha das linhas de drenagem e conexões que não foram purgadas. Lee e Black (1972) investigaram a difusão de bolhas de ar na água dos tubos do equipamento quando uma pressão é aplicada. O tempo necessário para a dissolução de bolhas nos tubos de

drenagem depende do seu comprimento inicial e do diâmetro do tubo. Bolhas grandes são reduzidas a bolhas pequenas antes de serem absorvidas. Bolhas de ar encontradas em tubos com diâmetro pequeno levam mais tempo para dissolver que bolhas com tamanho similar em tubos mais largos, pois há menos superfície de contato do ar com a água. Clayton e Hight (2007) falam da importância da saturação dos dutos e tubos, zonas entre a membrana, corpo de prova, pedras porosas e placas. Caso esta saturação não ocorra, a resposta dos transdutores de pressão do topo e da base será lenta, como resultado da conformidade do sistema. Além disso, mesmo após as leituras estarem ajustadas, as poropressões que serão medidas não serão as mesmas que as encontradas no meio do corpo de prova. Outro aspecto importante, é que existirá pressão de dois fluidos diferentes, pressão de ar e de água, havendo incerteza quanto ao que está sendo medido. Da mesma forma, as medidas de volume serão duvidosas se a contrapressão for alterada.

Saturação em apenas 1 estágio

A maneira mais simples de aplicar contrapressão é aumentando a mesma a um nível alto o suficiente para dissolver o ar dos vazios e prosseguir imediatamente com a fase de adensamento (Bishop e Henkel, 1962). A contrapressão necessária depende do grau de saturação inicial e pode ser obtida, para solos sedimentares, através dos valores recomendados por Black e Lee (1973). A tensão confinante é a contrapressão requerida mais um pequeno acréscimo que deve ser correspondente a no máximo a tensão efetiva de campo (Head, 1986).

No entanto, se a contrapressão é aumentada rapidamente, poderá ocorrer um “pré-adensamento” do corpo de prova pela aplicação temporária de uma tensão efetiva maior que a desejada. Este efeito é potencializado em solos com baixo grau de saturação inicial. Se a contrapressão é aplicada tanto pelo topo como pela base do corpo de prova, uma tensão efetiva maior atuaria no meio deste antes da equalização da poropressão. A máxima tensão efetiva ocorreria então imediatamente após o aumento da pressão confinante e da contrapressão (Brandon *et al*, 1990), podendo afetar a estrutura do solo. A mesma observação foi feita por Donaghe e Townsend (1979) *apud* (Brandon *et al*, 1990) ao estudarem a influência desta pré-consolidação durante a aplicação da contrapressão na resistência de um solo argiloso e outro siltoso. Os resultados dos ensaios mostraram que incrementos muito elevados de contrapressão, aplicados de uma única vez, resultam em maior resistência não-

drenada destes solos. Sendo, obviamente, este efeito mais pronunciado nos casos em que o incremento de contrapressão excedeu a tensão de pré-adensamento em solos sedimentares. No caso de solos com estrutura cimentada, a imposição de tais tensões podem acarretar na quebra parcial da estrutura do corpo de prova. Em suma, este efeito é semelhante ao que poderia ocorrer com o método de aplicação de contrapressão incremental em solos com baixo grau de saturação inicial citado anteriormente, só que de forma potencializada.

Uso da “tensão efetiva inicial”

Este método, empregado no Imperial College na década de 80, recomenda que, sempre que possível, após a amostra ser posicionada no pedestal do ensaio triaxial, uma tensão confinante seja aplicada e a poropressão medida. A pressão na câmara tem que ser igual ou maior que a tensão total de campo se necessário. A estabilização da poropressão pode levar 48 horas ou mais (Head, 1986).

A diferença entre a poropressão e a tensão confinante é a “tensão efetiva inicial”. Esta não é necessariamente igual à tensão efetiva *in-situ*. Após esta etapa, o procedimento segue igual ao incremento de contrapressão, sendo a tensão efetiva adotada ligeiramente inferior a “tensão efetiva inicial”.

Clayton e Hight (2007) listam alguns cuidados que devem ser tomados neste procedimento. Todos os tubos devem ser saturados com água deaerada, a membrana deve ser encharcada com este mesmo tipo de água e então ter sua superfície seca, e o corpo de prova tem de ser colocado no pedestal úmido para evitar o aprisionamento de ar. Ao colocar a membrana, deve-se evitar ao máximo o aprisionamento de ar entre este e o corpo de prova e mover o máximo de ar possível antes de selar o mesmo pelo topo.

A experiência tem mostrado que o uso desta técnica em combinação com transdutores de poropressão no meio do corpo de prova (*mid-plane pore pressure probe*) tem se mostrado fácil de ser implantada, gerando resultados confiáveis em solos argilosos com elevado grau de saturação inicial. Trabalhos realizados com argilas rijas sugeriram uma pressão confinante mínima de 300 kPa para determinar a tensão efetiva inicial (Clayton e Hight, 2007).

No caso de solos residuais, cujo grau de saturação inicial tende a ser baixo, a aplicação de uma confinante elevada para a determinação da tensão efetiva inicial poderia afetar a estrutura do solo devido ao aumento da tensão líquida.

Saturação a um teor de umidade constante

O grau de saturação de corpos de prova pode ser aumentado a partir do acréscimo de tensão confinante sem permissão de entrada de água no corpo de prova. De acordo com Head (1986), este método é adequado para solos argilosos de baixa plasticidade.

Normalmente, os incrementos são de 100kPa, que devem permanecer aplicados até a poropressão estabilizar para que então o próximo acréscimo de pressão confinante seja procedido. O parâmetro B de Skempton deve ser medido ao longo do ensaio. De acordo com Baldi *et al.* (1988) este processo de incremento pode prosseguir até a saturação ser alcançada ou até o ponto, se desejável, que as drenagens sejam abertas para aplicação de contrapressão igual a poropressão existente com a subsequente aplicação de tensão efetiva de adensamento. Entretanto, este método é empregado principalmente para ensaios UU.

Evidentemente, o procedimento de saturação apenas com o aumento de pressão confinante demanda mais tempo, principalmente se o grau de saturação for inferior a 95%. Além disso, quando um corpo de prova é submetido a apenas o aumento de tensão confinante, o aumento da pressão de ar nos poros é, possivelmente, menor que o incremento desta pressão e muito menor em solos que são rígidos ou tem uma estrutura cimentante (Head, 1986). Ou seja, este procedimento é recomendado apenas em solos relativamente moles com alto grau de saturação inicial. A principal, e talvez a única vantagem deste método, é evitar a expansão do corpo de prova, mas a tensão efetiva gerada durante este processo não é controlada (Baldi *et al.*, 1988). A Tabela 3 apresenta valores mínimos de contrapressão e de tensão confinante para diversos graus de saturação inicial.

Tabela 3 – Pressões teóricas requeridas para saturação (Head, 1986).

Grau de saturação inicial (S_0) (%)	Pressão teórica requerida	
	Com contrapressão (kPa)	Apenas com aumento de pressão confinante (kPa)
100	0	
95	250	267
90	500	563
85	750	894
80	990	1266
75	1240	1690
70	1490	2170

Saturação automática

O controle automático da contrapressão e da pressão na câmara permite que as duas pressões sejam aumentadas continuamente, evitando mudanças

cíclicas nas tensões que são aplicadas na amostra quando saturada pelo método de incremento de contrapressão que pode ser prejudicial em solos com baixo grau de saturação inicial. Este método é viável através da utilização de ar comprimido para o controle e ajuste das pressões. Dois reguladores de pressão são utilizados para controlar o sistema de aplicação da contrapressão e da pressão na câmara, sendo estes acoplados a motores que podem ser operados de forma simultânea.

O procedimento inicial recomendado é semelhante ao de incremento de contrapressão, onde o primeiro passo é verificar o parâmetro B. Após esta etapa, as pressões podem ser aumentadas de forma contínua, mantendo-se a tensão efetiva desejada. Sempre que necessário, pode-se medir o parâmetro B da forma convencional (Head, 1986). Outra opção é observar se a medida de variação de volume do corpo de prova permanece constante ao longo do tempo.

Saturação por percolação, com aplicação de vácuo

Para solos com alta permeabilidade, a saturação pode ser realizada por percolação de água deaerada através do corpo de prova. Isto pode ser facilitado com a aplicação de vácuo, mas este procedimento deve ser realizado de forma cuidadosa para evitar a perturbação da estrutura do corpo de prova. Uma maneira de evitar este efeito é aplicando baixos gradientes (Head, 1986). Este método tem sido empregado de forma complementar, para aumentar o grau de saturação inicial do corpo de prova, evitando assim grandes variações de tensão efetiva nos estágios seguintes de saturação.

3.5.

Influência do processo de saturação no comportamento dos solos

Poucos trabalhos foram desenvolvidos para avaliar como o processo de saturação, principalmente por contrapressão, pode afetar a estrutura e o comportamento de solos sedimentares, mais raros ainda são os estudos realizados com solos residuais. Neste contexto, três trabalhos se destacam: o realizado por Lowe e Johnson (1960), Brand (1975) e Bressani e Vaughan (1989).

Algumas dificuldades são encontradas para saturar um solo sem alterar sua estrutura. Como não havia métodos diretos para estimar a influência deste processo na estrutura do solo, Mathyas e Radhakrishna (1968) consideraram que a única maneira “prática” de avaliação seria observando se há variação de volume total do corpo de prova durante o procedimento. Da mesma forma, Baldi

et al. (1988) afirmam que as mudanças de volume devido à variação de tensão efetiva não podem ser medidas apenas com a variação de volume de um medidor (bureta, MVV) ligado a amostra por esta não estar saturada, sendo requerida a medida total do volume do corpo de prova. Na avaliação de comportamento de solos não-saturados, técnicas de medida de variação de volume total tem sido desenvolvidas, como será exposto no próximo capítulo.

Para avaliar a eficácia do processo de saturação por contrapressão em solos argilosos, Lowe e Johnson (1960) partiram do pressuposto que qualquer fator, conhecido ou não, que pudesse afetar o solo através do processo de saturação por contrapressão seria refletido na variação de volume total do corpo de prova, não só durante o acréscimo de tensão, mas também durante a manutenção desta. Para demonstrar isto, os autores realizaram um ensaio com medidas de variação de volume total e com medida do grau de saturação obtidas ao longo do ensaio de saturação por contrapressão. O material escolhido foi um solo residual de arenito e xisto, argilo-arenoso, proveniente de uma área de empréstimo que seria utilizada na construção de uma barragem. O corpo de prova foi produzido utilizando o equipamento de compactação Havard Miniatura, com uma densidade seca de $1,72 \text{ g/cm}^3$, um teor de umidade igual a 18,9% (próxima da umidade ótima do material) e grau de saturação inicial de 88%. Antes da amostra ser colocada em uma câmara hermética, o seu volume foi medido por meio de imersão em mercúrio. Uma membrana de borracha foi colocada ao redor do corpo de prova, bem como um disco sólido em uma das extremidades e uma pedra porosa na outra, sendo esta conectada a uma linha de drenagem. Em seguida, a câmara foi preenchida com água. A pressão na câmara e a contrapressão foram aumentadas simultaneamente até uma pressão máxima de 1380 kPa. A taxa de aumento foi de cerca de 345 kPa a cada 9 minutos. Após manter a pressão máxima por cerca de dois dias e meio, a pressão foi reduzida para zero e a variação de volume continuou sendo observada por vários dias. O mesmo procedimento foi repetido com um corpo de prova artificial incompressível para que, por meio da diferença da variação de volume entre estes dois ensaios, fosse calculada a variação de volume do corpo de prova em cada etapa. Os resultados obtidos estão na Figura 33. Nestes resultados, observa-se que há uma redução inicial do volume do corpo de prova que os autores creditam a taxa de aumento de pressão muito elevada que eles utilizaram. Quando a pressão máxima foi mantida por alguns dias, o volume ficou próximo ao volume inicial. Entretanto, ao baixar as pressões para zero, ocorreu a saída de água do corpo de prova ao mesmo tempo que foi registrada sua

expansão. Ao baixar a contrapressão os autores provocaram a dessaturação do solo, como mostrado na Figura 33.

Por este aumento excessivo de pressão no início do ensaio, eles não concluíram se o método de contrapressão ocasiona mudanças significativas no volume do corpo de prova. Apenas verificaram que o grau de saturação obtido por este procedimento é satisfatório.

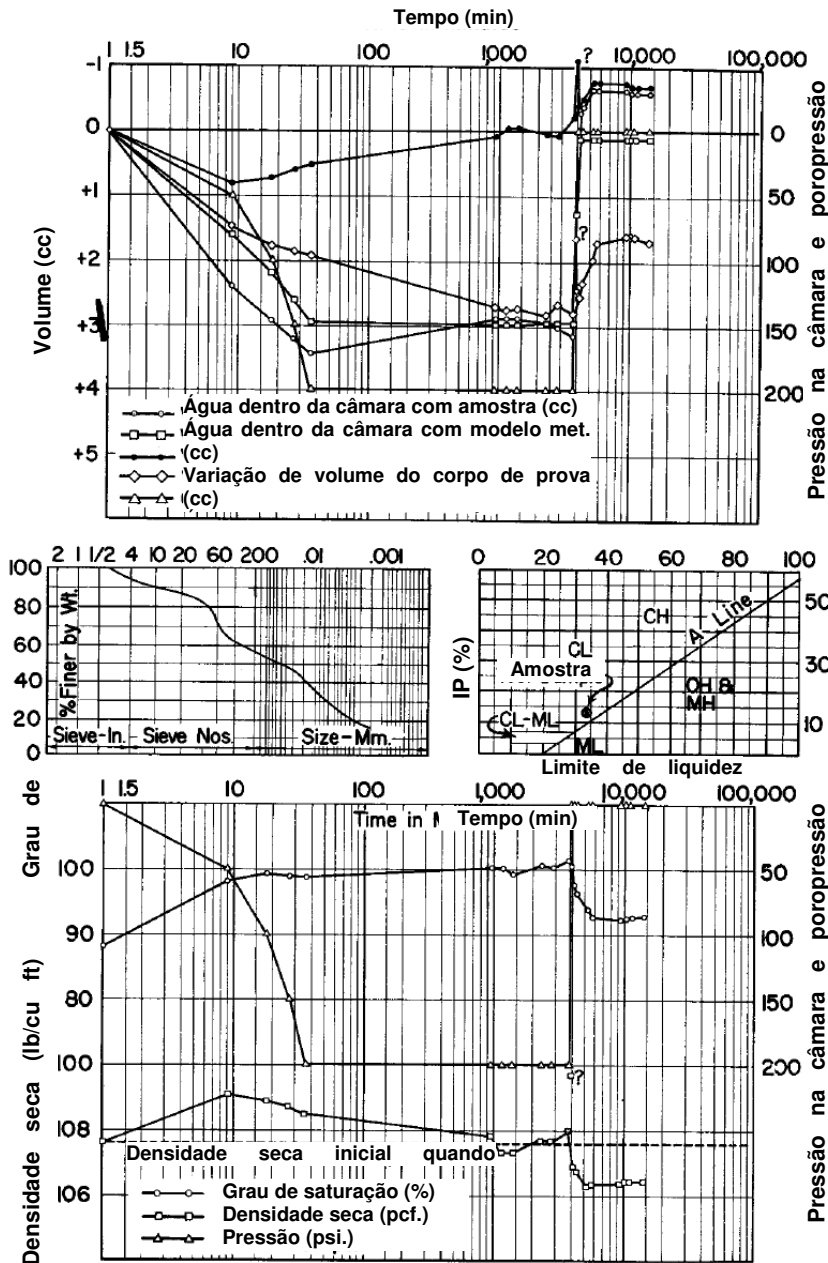


Figura 33 – Efeito da contrapressão sobre o grau de saturação e densidade de um solo coesivo (Lowe e Johnson, 1960).

Brand (1975) avaliou a influência da magnitude da contrapressão na fase de saturação sobre a resistência de um depósito de cinza escura, argilo-siltosa, normalmente adensada de Bangkok. O limite de liquidez e plasticidade deste material são, respectivamente, 85% e 33%. Para tanto, ele realizou uma campanha de ensaios triaxiais CIU com corpos de prova de 3,55 cm de diâmetro por 7,11 cm de altura variando a contrapressão da seguinte forma:

- Zero: como eram realizados normalmente os ensaios comerciais;
- 53 kPa: poropressão aproximada no campo;
- 281 kPa;
- 700 kPa: contrapressão mais que suficiente para saturar as amostras.

Para cada valor de contrapressão, foram executados ensaios com quatro diferentes tensões efetivas de adensamento: 70, 141, 211 e 281 kPa. Os corpos de prova foram “saturados” por contrapressão, com o aumento lento e simultâneo desta pressão e da confinante. Após a contrapressão ter sido mantida por 24 horas, cada corpo de prova foi adensado até a variação de volume cessar. Apenas após a fase de adensamento era verificado o grau de saturação do corpo de prova, sendo um aumento de tensão confinante de 70 kPa, sob condições não drenadas, aplicada para obtenção do B. O autor considerou que o corpo de prova estava saturado quando este parâmetro era igual ou superior a 90% um minuto após o aumento.

A partir dos resultados dos ensaios, o mesmo observou que os efeitos da magnitude da contrapressão em ensaios CIU no material avaliado eram apenas significativos nos executados com baixas tensões efetivas de adensamento. Para altas tensões efetivas de adensamento, a resistência foi pouco afetada pela magnitude da contrapressão aplicada. Quando uma baixa contrapressão era combinada com uma baixa tensão efetiva de adensamento, a curva tensão-deformação normalizada mostrou uma aparente pré-consolidação da argila (ver Figura 34) que foi em seguida evidenciada pela normalização das poropressões desenvolvidas durante o cisalhamento. Entretanto, os valores do parâmetro B indicaram que tais amostras não estavam saturadas antes do cisalhamento (Tabela 4). Desta forma, credita-se os altos valores de resistência na ruptura nos ensaios realizados sob tais condições a não saturação dos mesmos. Já para elevados valores de contrapressão, o solo encontrava-se “saturado” e nenhum efeito do aumento da contrapressão foi observado no comportamento tensão-deformação.

Para altas tensões efetivas de adensamento, a resistência não-drenada não foi afetada pela magnitude da contrapressão (Figura 35). Para baixas tensões efetivas de adensamento, no entanto, as resistências não-drenadas das amostras submetidas a baixas contrapressões foram consideravelmente maiores que as cisalhadas sobre condições de alta contrapressão. A aplicação de uma contrapressão baixa resultou em uma não-linearidade na envoltória de resistência, e uma aparente pré-consolidação foi indicada pelo aumento do intercepto de coesão, que, novamente, está ligada a não saturação do solo.

Tabela 4 - Parâmetros de poropressão B e A* (Brand, 1975).

Contrapressão (kPa)	Tensão efetiva de adensamento – σ_c (kPa)	Parâmetro B de Skempton	Parâmetro A* $u/(\sigma_1 - \sigma_3)$ na ruptura
0	70	0,61	0,62
	141	0,84	1,09
	211	0,90	1,01
	281	0,91	1,027
53	70	0,73	0,63
	141	0,90	0,90
	211	0,91	1,02
	281	0,90	1,34
281	70	0,96	0,93
	141	0,98	1,00
	211	0,92	1,17
	281	0,96	1,30
703	70	0,90	0,74
	141	0,92	0,94
	211	0,94	1,00
	281	0,90	1,05

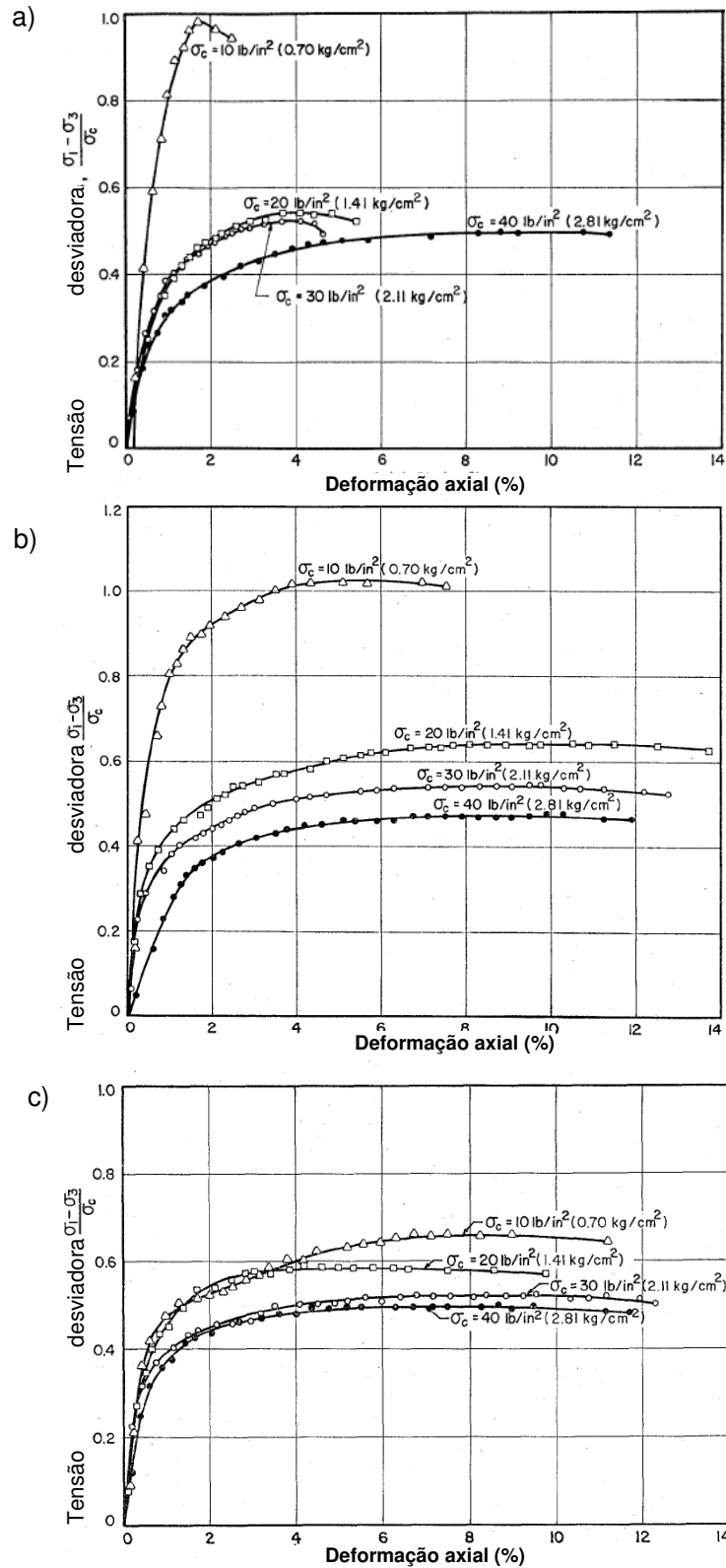


Figura 34 - Tensão desviadora normalizada para contrapressão de a) Contrapressão igual a 0 b) Contrapressão igual a 53 kPa e c) contrapressão igual a 281 kPa (Brand, 1975).

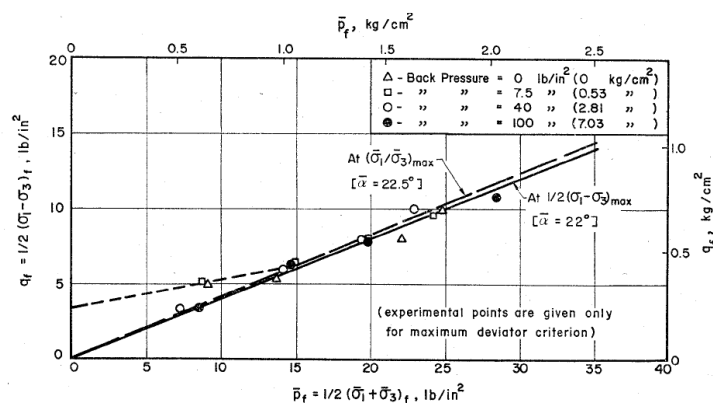


Figura 35 – Envolvória de resistência média para todos os ensaios

Dias (1987), ao estudar o comportamento de solos provenientes do Rio Grande do Sul, obteve resultados semelhantes ao de Brand (1975) relativos à influência do grau de saturação. A autora alterou o grau de saturação de um solo laterítico seguindo diferentes metodologias. Ao saturar amostras apenas por percolação de água até ser obtido um regime permanente, o grau de saturação foi elevado de 68% para cerca de 85%, gerando amostras com presença apenas de ar ocluso. Em seguida, o processo teve continuidade por aumento de contrapressão até o parâmetro B de Skempton se igualar a 1. Em outra bateria de ensaios, a percolação foi restrita apenas a um dia, sendo completada por contrapressão, atingindo-se assim um B de 0,90. No entanto, o objetivo de Dias era simular o comportamento de solos presentes onde linhas de transmissão seriam instaladas. Por meio de análises das características do ambiente de coleta das amostras, conclui-se que *in situ* os solos não atingiriam um grau de saturação de 100%. Logo, estudos com amostras submetidas apenas a percolação até obtenção de fluxo permanente foram realizados. As trajetórias de tensão em ensaios CIU obtidas a partir do solo com saturação completa apresentaram comportamento semelhante a uma argila normalmente adensada para todas as tensões efetivas de adensamento empregadas. O solo saturado com o parâmetro B igual a 0,90 apresentou uma aparente pré-consolidação para a tensão de adensamento mais baixa (49 kPa). A autora credita tal diferença à heterogeneidade do material e o comportamento de ambos a perturbação da estrutura devido à contrapressão aplicada durante o processo de saturação. Entretanto, a diferença para níveis baixos de adensamento pode estar vinculada a não saturação do solo com B igual a 0,90. A mesma não especifica como o aumento de contrapressão foi efetuado. Nos ensaios executados a partir de

amostras submetidas apenas a percolação, foram obtidos maiores parâmetros de resistência.

O estudo mais próximo realizado para avaliar o processo de saturação em solos residuais foi o executado por Bressani e Vaughan (1989). Os autores executaram ensaios em amostras artificiais de areia com lama caulinitica que, após secas ao ar, eram “queimadas” em um forno. Isto era realizado para que a caulinita atuasse como um cimento, ligando os grãos de areia. A resistência destas ligações poderia ser variada de acordo com o tempo de aquecimento e temperatura. Da mesma forma, a porosidade também pôde variar desde uma amostra densa, fabricada a partir da vibração da areia, até amostras mais porosas, feitas a partir da mistura da areia com parafina que, após o aquecimento da amostra, vaporizava. A principal vantagem em se trabalhar com este material fabricado, segundo os autores, é que ambas, resistência e porosidade, podem ser variadas em um mesmo material de forma controlada. No entanto, as cimentações não podem ser introduzidas sob pressão, assim como ocorrem em depósitos geológicos.

Após a escolha das características do material artificial, uma série de ensaios triaxiais com os corpos de prova saturados por contrapressão e por inundação sob a ação de vácuo foi realizada. No último caso, o corpo de prova seco era colocado em uma câmara hermética, na qual era aplicado vácuo lentamente até que este atingisse 90%. Após 10-15 minutos a câmara era inundada pela base vagarosamente. Após o preenchimento da câmara, o vácuo era mantido até o dia seguinte, para então ser reduzido lentamente com o intuito de permitir que o ar remanescente dissolvesse. A resposta da poropressão neste processo de saturação do material artificial foi maior que 96% da tensão confinante aplicada. O resultado de três ensaios, adensados com uma tensão efetiva de 100 kPa, em amostras saturadas desta forma— amostras **a**, **b** e **c** — é mostrado na Figura 36. Os resultados são muito semelhantes.

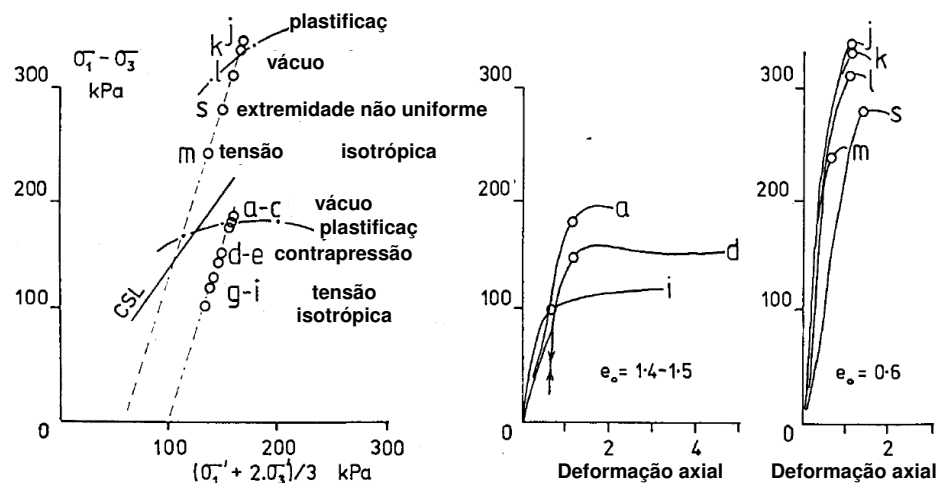


Figura 36 – Efeito do método de saturação e não uniformidade das extremidades sobre o ponto de plastificação e ruptura de um solo com ligações artificiais. Ensaio a-i: 57% de quartzo, 30% de caulim e 13% de lama caulínica; ensaios j-m: 87% de quartzo e 13% de lama caulínica

Os ensaios **d** e **e** foram realizados em amostradas saturadas por contrapressão. A tensão confinante e a contrapressão foram aumentadas de forma seqüencial com acréscimos de 5kPa até a contrapressão atingir 400 kPa. Assim, as amostras eram submetidas a ciclos muito pequenos de carregamento e descarregamento de tensão efetiva. Estes ensaios apresentaram uma tensão de escoamento no cisalhamento aproximadamente 85% menor que a obtida nos ensaios saturados a vácuo, não carregadas ciclicamente. Vale ressaltar que, inicialmente as amostras encontravam-se secas e mesmo acréscimos pequenos de contrapressão podem ter gerado ao longo do tempo tensões efetivas elevadas em determinados pontos do corpo de prova. Os autores não mencionaram de forma clara a taxa de aumento de contrapressão.

Os ensaios **g**, **h** e **i** (Figura 36) deveriam ter sido saturados por sucção. No entanto, houve entrada de ar na câmara hermética enquanto as amostras estavam sendo inundadas sob ação do vácuo. Isto resultou em uma oscilação de ± 40 kPa nas tensões efetivas. A perturbação dos corpos de prova causada por estas mudanças de tensão reduziu a tensão de escoamento para cerca de 70% da observada nas amostradas saturados por meio de vácuo.

Comportamento semelhante foi observado em amostras de solos artificiais com um índice de vazios maior (ensaios **j**, **k** e **l** da Figura 36) saturadas pela técnica de vácuo. Os resultados foram consistentes com a tensão de escoamento nestes ensaios variando apenas $\pm 5\%$. Já a amostra do ensaio **m** foi submetida a um ciclo de tensões (aumento para 60 kPa, descarregamento para 0kPa, recarregamento até 60 kPa, descarregamento até 25kPa e,

finalmente, recarregamento até 60 kPa, quando a amostra foi cisalhada). A tensão de escoamento foi substancialmente reduzida. Diante disto, os autores constataram que ciclos pequenos de tensões efetivas, como frequentemente ocorre na fase de saturação de ensaios triaxiais, podem afetar de forma considerável a tensão de escoamento de solos com ligações fracas. Este ciclo de tensões pode ser evitado apenas quando a saturação é efetuada com acréscimo simultâneo da tensão confinante e da contrapressão. Os autores demonstraram isto em um ensaio onde ambas, tensão confinante e contrapressão, foram aumentadas de forma simultânea, contínua e lentamente até 350kPa, com a amostra tendo sido deixada por três dias para garantir a dissolução de qualquer ar remanescente. O processo todo foi monitorado por meio da variação de volume de água para só então o parâmetro B ser medido. Esta amostra teve a mesma tensão de escoamento que as amostras saturadas pela técnica de vácuo.