

2 Revisão Bibliográfica

No presente Capítulo apresenta-se uma revisão bibliográfica, objetivando as seguintes temáticas:

- Solos residuais com relação à gênese e efeito da cimentação no comportamento mecânico do mesmo;
- Abordagem sobre a Teoria do Estado Crítico, relacionada ao comportamento de solos normalmente consolidados (resultando na Superfície de Roscoe), bem como solos pré-adensados (provendo a Superfície de Hvorslev);
- Comportamento de solos estruturados com ênfase na abordagem da superfície de plastificação e módulo de deformabilidade (influência da medição da deformação axial);
- Revisão sobre características básicas em equipamentos triaxiais.

2.1. Solo Residual

Os solos residuais são formados a partir da decomposição das rochas pelo intemperismo químico, físico e biológico, e permanecem in situ, sem sofrer qualquer tipo de transporte. Processos físicos (alívio de tensões pela erosão, deformação por variação de temperatura e congelamento, e pressões de cristalização de sais depositados em fraturas) fragmentam a rocha, expondo novas superfícies ao ataque químico. Em consequência, a permeabilidade do material aumenta, possibilitando a percolação de fluidos quimicamente reativos.

Processos químicos, sobretudo hidrólise e oxidação, alteram os minerais da rocha original para formar argilo-minerais mais estáveis (Mitchell, 1993). O intemperismo biológico inclui ambos, ação física (fendilhamento pela penetração de raízes) e ação química (oxidação bacteriológica, redução de ferro e compostos sulfúricos)

A gênese dos solos residuais pode decorrer do intemperismo de rochas ígneas, metamórficas ou sedimentares. O intemperismo químico e físico estão na maioria das vezes inter-relacionados, agindo em conjunto.

As características destes solos, ou seja, sua composição mineralógica e granulométrica, estrutura e espessura, dependem do clima, relevo, tempo e tipo de rocha de origem. O clima exerce uma influência considerável no grau de intemperismo (Weinert, 1964, 1974; Morin e Ayetey, 1971). A ocorrência do intemperismo físico tem maior incidência sobre climas secos pois o intemperismo químico está diretamente condicionado pela disponibilidade de água e variações de temperatura. O relevo controla o grau de intemperismo, determinando a drenagem da água através da zona de intemperismo. Este também controla a idade efetiva do perfil pelo controle da velocidade de erosão do material intemperizado da superfície. Assim, um perfil residual mais espesso pode ser geralmente encontrado em vales e encostas suaves mais facilmente do que em terrenos altos ou em encostas íngremes (Morin e Ayetey, 1971).

Segundo Vaughan (1988), o processo de intemperismo modifica a estrutura e as propriedades do solo independentemente da história de tensões. A gênese dos solos residuais apresenta uma dificuldade particular em relacionar a estrutura do solo com a sua história de tensões, pois ambos mudam continuamente.

A estrutura resulta diretamente dos processos físicos e químicos no campo, os quais alteram a rocha matriz para formação do solo residual. As mudanças geoquímicas envolvidas na transformação da rocha em solo residual, segundo Vaughan e Kwan (1984), podem envolver vários fatores:

- efeitos não químicos devido a mudanças na tensão efetiva, provenientes de ressecamento e inchamento, que podem ser cíclicos;
- diminuição da resistência da rocha por alteração e remoção de material, acompanhado por perdas de massa, resistência, rigidez e por um aumento de porosidade;
- aumento de volume sob tensão efetiva constante, caso o intemperismo produza minerais argílicos expansivos, e caso a perda de massa durante o intemperismo não venha a equilibrar a expansão destes minerais argílicos;

O solo residual apresenta comportamento bastante diferenciado em relação aos solos sedimentares. O desenvolvimento de um modelo que generalize o comportamento dos solos residuais é muito dificultado pela heterogeneidade,

anisotropia e outras peculiaridades de ordem geológica. O comportamento deste tipo de solo está fortemente ligado à sua estrutura e características herdadas da rocha matriz.

Quanto à história de tensões, de acordo com Vaughan e Kwan (1984), deve ocorrer descarregamento vertical durante o intemperismo, decorrente da perda de peso e devido à erosão superficial. Como o solo é continuamente modificado pelo intemperismo durante este descarregamento, o efeito de tensões prévias em sua estrutura deve ser minimizado ou removido. Deve-se ressaltar que a estrutura atual de um solo residual está em equilíbrio e é associada ao seu atual estado de tensão, e que o efeito de tensões anteriores, às quais ele foi submetido durante sua evolução, será pequeno.

Devido ao processo de intemperismo, as partículas sólidas presentes são grãos minerais individuais ou aglomerados originados da rocha matriz, ou criados pelo intemperismo, com graus variados de alteração e enfraquecimento.

Os solos residuais podem apresentar uma ampla faixa de porosidade, mesmo quando derivados de uma mesma rocha matriz. Na Tabela 2.1, estão reproduzidos valores típicos de densidade dos grãos e índice de vazios de solos residuais encontrados no Brasil.

Tabela 2.1 - Características físicas típicas de solos residuais brasileiros (Sandroni, 1981).

Rocha Matriz	Densidade dos Grãos (G)	Índice de Vazios (e)
Gnaisse	2,60-2,80	0,3-1,1
Quartzito	2,65-2,75	0,5-0,9
Xisto	2,70-2,90	0,6-1,2
Filito e Ardósia	2,75-2,90	0,9-1,3
Basalto	2,80-3,20	1,2-2,1

2.1.1. Solo Residual - Cimentação

Perante a mecânica dos solos clássica, a cimentação entre partículas não é levada em consideração, pois os modelos constitutivos clássicos foram

desenvolvidos para solos sedimentares não-cimentados provenientes do hemisfério norte, e envolvem conceitos de porosidade inicial e sua subsequente modificação pela história de tensões. Atualmente se reconhece a existência de diversos materiais cimentados de ocorrência natural que não podem ter suas componentes de rigidez e resistência ao cisalhamento explicadas apenas pela relação entre porosidade inicial e a história de tensões (Vaughan, 1985, Vaughan, Maccarini e Mokhtarr, 1988, Leroueil e Vaughan, 1990).

Vários pesquisadores (Leroueil e Vaughan, 1989; Vaughan, 1985; Vaughan et al 1988) consideram a presença de uma estrutura fracamente cimentada como uma feição dominante em solos residuais. Tal cimentação contribui para a resistência e rigidez destes solos.

Estas cimentações podem ser quebradas pela deformação do solo durante o carregamento. Uma vez quebradas, tais ligações são irrecuperáveis, exceto pela escala de tempo dos processos geológicos que as criaram. A resistência dessas ligações é diferente da componente coesiva da resistência presente em argilas, a qual é devida a forças atrativas entre as partículas do solo sedimentar. Caso a densidade e arranjo das partículas sejam recuperados, a componente coesiva da resistência pode ser recuperada, pelo menos parcialmente.

Segundo Leroueil e Vaughan (1990), a destruição progressiva das ligações entre as partículas dos solos estruturados pode ser decorrente principalmente por compressão, expansão, ação do intemperismo, fluência, fadiga ou cisalhamento, sendo as principais conseqüências da desestruturação a diminuição da rigidez do solo, a perda de resistência de pico e o decréscimo da tensão de escoamento na compressão.

Vaughan et al. (1988) apresentou a Figura 2.1 como a representação no espaço índice de vazios $x p'$ da diferença de comportamento entre solos estruturados e não estruturados. A partir desta Figura o autor conclui que:

- Devido a um elevado índice de vazios decorrente da existência de cimentação, estes solos quando solicitados a altos graus de saturação irão mostrar um diminuição significativa de resistência;
- O fator que irá reger a localização do solo no espaço estruturado é a cimentação. O solo se manterá rígido até a fluência. A localização do ponto de fluência no gráfico dependerá da resistência da cimentação do solo;

- Grandes deformações de compressão se desenvolvem quando a fluência ocorre no espaço para solo estruturado, o que depende do índice de vazios e da diferença no índice de vazios entre o ponto de fluência e a curva que limita o espaço permitido para que um solo estruturado possa existir.

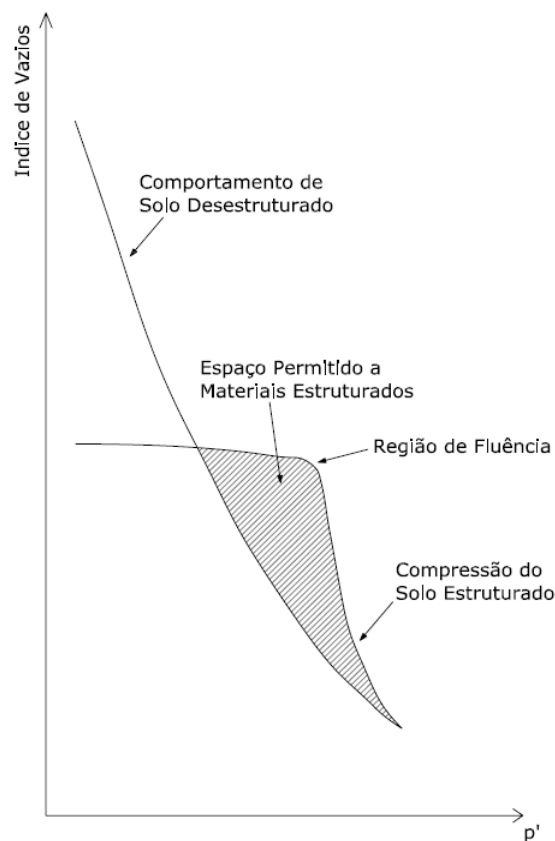


Figura 2.1 – Comportamento de solo com Cimentação (Vaughan et al, 1988).

Analisando a Figura 2.1 nota-se que durante a realização de ensaios edométricos em solos estruturados, quando a tensão vertical efetiva ultrapassa a tensão virtual de pré-adensamento ocorre uma mudança brusca de comportamento. Esta mudança de comportamento está relacionada à ruptura da cimentação. O material, para maiores tensões verticais efetivas, tende a se aproximar da curva de compressão do material desestruturado. Esta tensão de pré-adensamento aparente é portanto um ponto de plastificação da estrutura no plano $e_o : \log p'$.

2.1.2. Solo Residual - Plastificação

Segundo Martins, 1994; Martins, 2001; Ferreira, 1998, nos solos que apresentam cimentação é possível também definir um ponto de plastificação no ensaio triaxial, quando há uma mudança significativa de deformabilidade na curva tensão-desvio versus deformação axial. Este ponto corresponde ao nível de tensão desviadora necessária para romper a estrutura. Logo, a forma da superfície de plastificação da estrutura pode ser identificada mediante uma combinação de ensaios edométricos e/ou triaxiais, com níveis de tensão efetiva inicial e/ou diversas trajetórias de tensões efetivas diferentes.

Leroueil & Vaughan (1990) mostraram que a plastificação da estrutura pode aparecer como uma descontinuidade na curva tensão desvio versus deformação axial durante a aplicação de um carregamento monotônico no ensaio triaxial.

Através de resultados de ensaios triaxiais convencionais realizados a altas pressões, em amostras de uma rocha branda calcárea, Lagioia & Nova (1995), mostraram que a plastificação da estrutura pode ser muito brusca (colapso).

Segundo os referidos autores, durante o ensaio triaxial, a estrutura da rocha não consegue sustentar a tensão aplicada, rompendo a cimentação entre os grãos de uma forma brusca. O colapso foi evidenciado através da variação de volume de água da câmara triaxial. As curvas de $q : \varepsilon_a$, deste solo, apresentam um patamar bastante distinto, já as curvas de $\varepsilon_v : \varepsilon_a$ apresentam, em seu primeiro trecho, uma variação linear, mostrando que o equipamento triaxial não consegue equalizar a tensão em um tempo suficientemente curto para a estabilização dessas deformações (Figura 2.2).

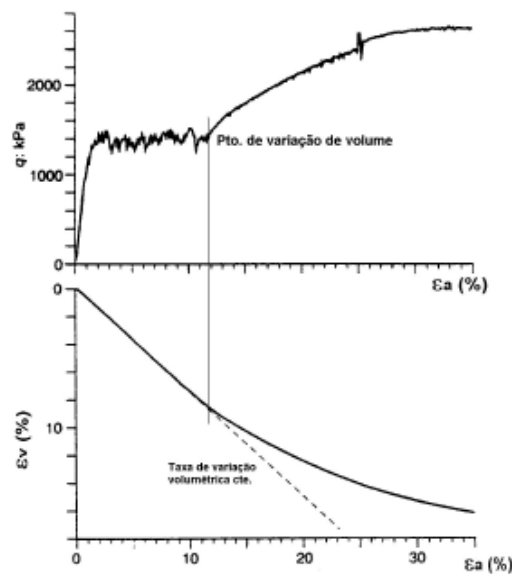


Figura 2.2 – Ensaio Triaxial em Rocha Calcária (Lagioia & Nova, 1995).

Conforme apresentado por Leroueil & Vaughan (1990), em argilas, a superfície de plastificação da estrutura no plano p' : q é centrada na linha K_0 normalmente adensada, devido à anisotropia do material, sendo que, para solos residuais e para rochas brandas, a superfície de plastificação da estrutura é centrada no eixo p' , sugerindo que estes solos sejam isotrópicos (Figura 2.3).

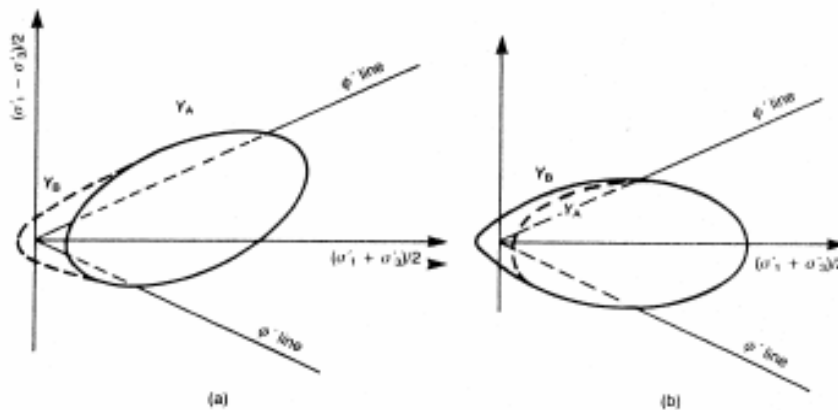


Figura 2.3 – Superfície de Plastificação para Solos (a) Sedimentares (b) Residuais (Leroueil & Vaughan, 1990).

Coop & Atkinson (1993), identificaram a localização do ponto de plastificação da estrutura para ensaios triaxiais convencionais, e para ensaios com p' constante. A plastificação da estrutura pode ser verificada na curva de variação volumétrica para os ensaios de p' constante e na curva tensão desvio versus

deformação axial para o ensaio triaxial convencional. Como é possível ser observado na Figura 2.4, para os dois tipos de ensaios (CD e p' constante) a mudança de comportamento das envoltórias tensão desviadora versus deformação (i.e. plastificação) ocorre no mesmo ponto indicados pelas setas.

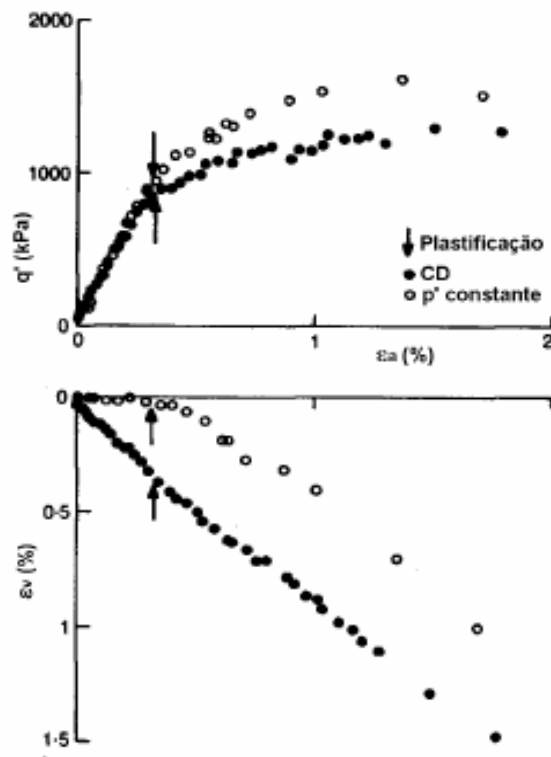


Figura 2.4 – Pontos de Plastificação de Areia Carbonática Cimentada Artificialmente (Coop & Atkinson, 1993).

2.2. Teoria do Estado Crítico

Na década de 1950, com o acúmulo da experiência sobre o comportamento de solos em ensaios de laboratório, foram formulados os primeiros modelos do estado crítico com base na teoria da plasticidade (Roscoe et al., 1958) e postulando-se a existência de uma superfície de estado limite.

Através da análise dos resultados provenientes de uma série de ensaios triaxiais de compressão na condição drenada e não drenada realizados em amostras da argila, Parry (1960) plotou de maneira conjunta os pontos de ruptura de todos os ensaios e constatou a formação de uma reta simples que passa pela origem do plano $q':p'$ e respectivamente uma linha curva no espaço $v:p'$ que acompanha o formato da curva de compressão normal (Figura 2.5).

Segundo Parry (1960) esta reta simples formada pelos pontos de ruptura para ambos os ensaios drenados e não drenados define a Linha de Estado Crítico. Esta é uma importante propriedade, pois as amostras inicialmente pré-adensadas irão à ruptura, independente da trajetória de tensão, quando o estado de tensão tocar a linha de estado crítico. A ruptura irá se manifestar como um estado em que as grandes deformações provenientes do cisalhamento ocorrem sem nenhuma alteração na tensão, ou no volume específico.

Diz-se que um solo está em uma condição de estado crítico quando este tende a uma condição na qual deformações plásticas podem evoluir indefinidamente sem que haja mudanças em seu volume ou nas tensões efetivas aplicadas (ou em seu estado de tensões efetivas).

O comportamento idealizado descrito a seguir é baseado em dados experimentais dados por Atkinson e Bransby (1978) e por Wood (1991). A partir das Figuras 2.5 e 2.6, a condição de estado crítico foi alcançada após deformações de pelo menos 10%, e está associada à situação na qual o estado residual, envolvendo orientação de partículas, ainda não foi alcançado. A representação do estado de orientação as partículas pode ser observado na Figura 2.6.

As relações entre a tensão de cisalhamento, a tensão normal e os e e o índice de vazios do solo em relação ao estado crítico são ilustrados na Figura 2.5.

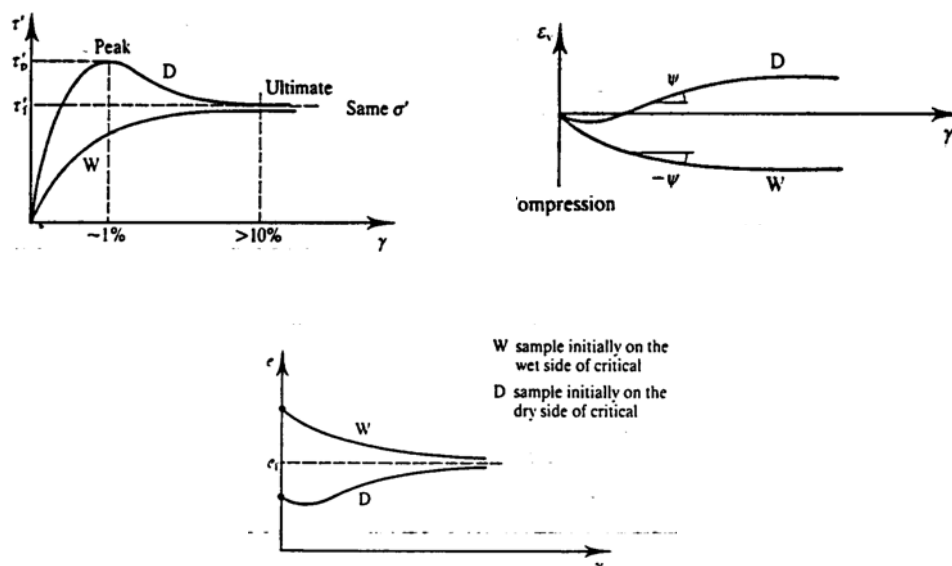


Figura 2.5 – Representação Estado Crítico (Atkinson & Bransby, 1978).

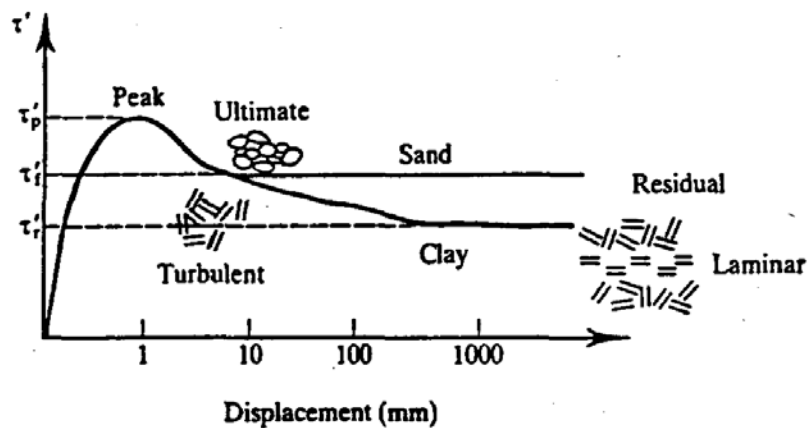


Figura 2.6 – Comportamento do Material ao Cisalhamento (Atkinson & Bransby, 1978).

A Figura 2.7 (a) e (b) mostra a Linha de Estado Crítico (CSL). Isto mostra que, no estado crítico, não existe uma única relação entre a tensão de cisalhamento, a tensão normal e o índice de vazios. A Figura 2.7 (c) é equivalente à Figura 2.7 (b), porém com a tensão normal em escala logarítmica.

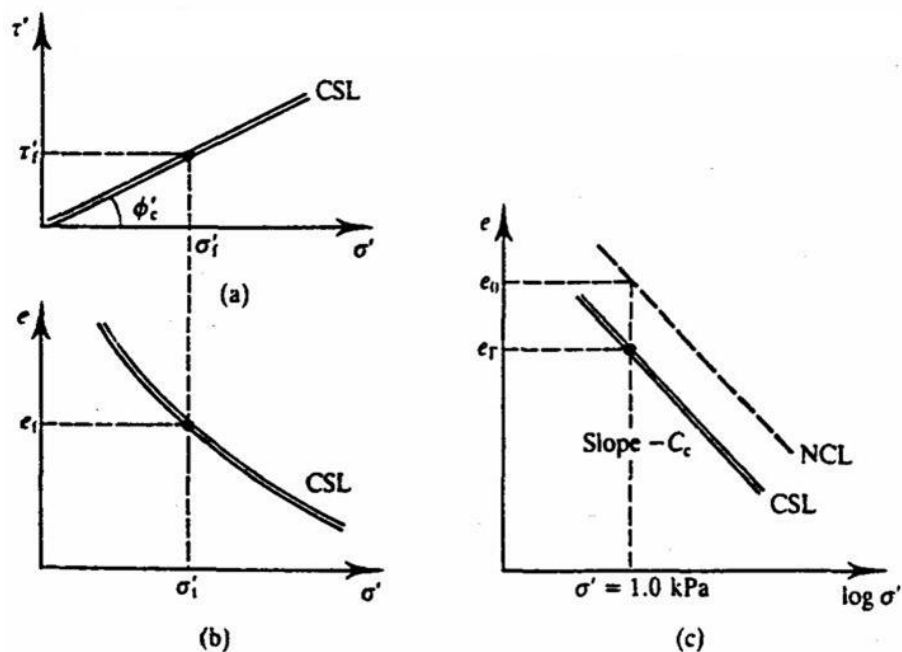


Figura 2.7 – Representação da Linha de estado Crítico (Atkinson & Bransby, 1978).

O estado crítico pode ser expresso pelas equações que se seguem, onde o subscrito f da tensão e do índice de vazios se refere ao estado último de ruptura ou

estado crítico. Na Figura 2.7 (c) as linhas da compressão normal e do estado crítico são paralelas e ambas têm a mesma inclinação, C_c . O parâmetro e_f , define a posição da linha de estado crítico, do mesmo modo que e_o define a posição da linha de compressão normal. A Equação (2.1) representa o critério de Mohr-Coulomb na ruptura sendo a coesão igual a zero ($c' = 0$) e ϕ'_c o ângulo de atrito crítico. A linha de estado crítico mostrada na Figura 2.7 (c) está diretamente acima da linha de compressão normal mostrada na Figura 2.7.

$$\tau'_f = \sigma'_f \tan \phi'_c \quad \text{eq. 2.1}$$

$$e_f = e_r - C_c \log \sigma'_f \quad \text{eq. 2.2}$$

Ressalta-se que, no estado crítico, os solos continuam a distorcer (sofrer deformação cisalhante) sem qualquer alteração da tensão cisalhante ou tensão normal ou índice de vazios (está em constante estado de deformação) e os deslocamentos estão associados a escoamentos turbulentos. A característica essencial do estado crítico é que, durante o cisalhamento, todos os solos, em última análise, atingem o seu estado crítico (desde que o fluxo continue turbulento), sem que haja dependência do estado de tensão inicial. Assim, na Figura 2.7, a tensão cisalhante última ou crítica τ'_f é inicialmente a mesma para ambos os lados seco ou úmido da linha crítica, porque eles têm a mesma tensão normal efetiva, bem como o mesmo índice de vazios.

A linha geral de estado crítico ilustrada na Figura 2.8 é uma idealização muito boa para representar o estado último ou crítico de areias e argilas. No entanto, para materiais com grãos maiores a variação de volume durante o adensamento e cisalhamento é muitas vezes acompanhada de ruptura dos grãos do solo, sendo então necessária a aplicação de grandes deformações para identificar por completo o comportamento.

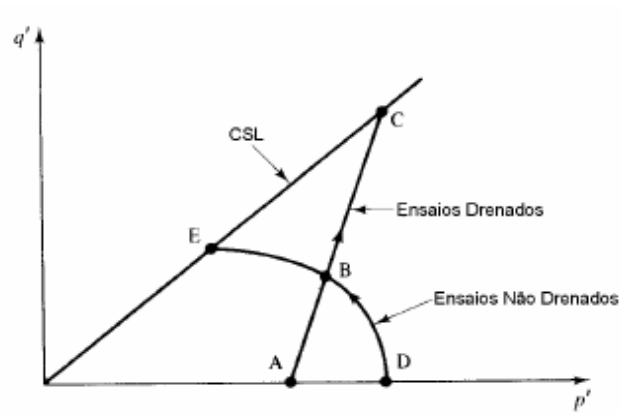


Figura 2.8 – Linha de estado crítico (Atkinson & Bransby, 1978).

2.3. Superfície de Roscoe

Henkel (1960) realizou uma série de ensaios triaxiais convencionais (σ_h constante e σ_v crescente) e de compressão por descarregamento (σ_h constante e σ_v decrescente) com e sem drenagem. A partir dos dados obtidos com a realização de ensaios triaxiais drenados, este traçou no espaço $\sigma_a : \sigma\sqrt{2}$ contornos de igual umidade (que no caso de solos saturados equivalem a contornos de igual volume) e os comparou com trajetórias de tensões seguidas durante a realização de ensaios não drenados. Os resultados estão representados na Figura 2.9.

Nota-se que há uma concordância bastante acentuada entre estas isolinhas de umidade e as trajetórias de tensões obtidas de ensaios triaxiais não drenados. Diversos outros ensaios publicados levam às mesmas conclusões dos ensaios publicados por Henkel (1960), de modo que se pode dizer que existe para cada caso de solos normalmente adensados, uma superfície unindo a linha de compressão isotrópica à linha de estados críticos, a qual contém, com unicidade, as coordenadas p' , q e v , de modo independente da trajetória de tensões adotada. Esta superfície é denominada superfície de Roscoe.

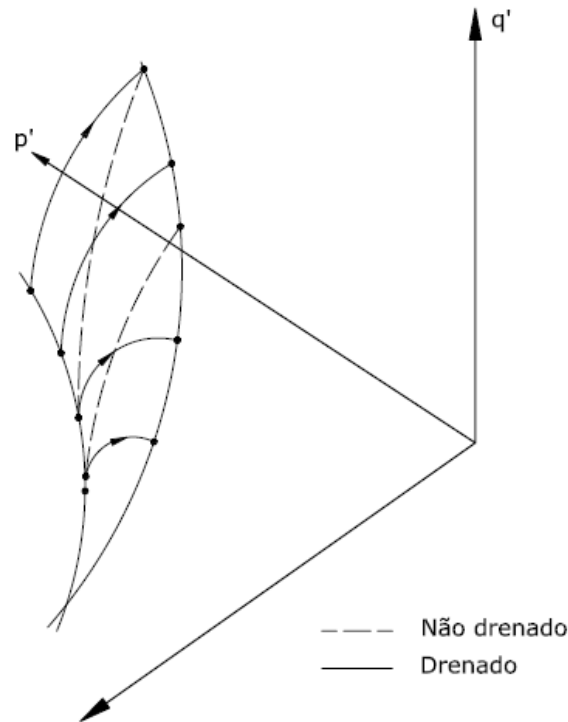


Figura 2.9 – Superfície de Roscoe (Atkinson & Bransby, 1978).

2.4. Superfície de Hvorslev

Em se tratando de solos pré-adensados, a Figura 2.10 apresenta resultados de ensaios de compressão isotrópica típicos, enquanto a Figura 2.11 apresenta resultados típicos de ensaios triaxiais drenados. Nota-se que a amostra, com uma tensão de confinamento de 34,5 kPa e uma razão de pré-adensamento de 24, apresenta um máximo valor de q , para valores de ε_α de cerca de 9%. Com a continuada deformação da amostra o valor de q decresce, passando a apresentar valores que variam a taxas cada vez menores com ε_α , tendendo à projeção da linha de estados críticos no espaço $q \times p'$ ($q = Mp'$). O comportamento volumétrico do solo é também ilustrado nesta Figura. Conforme se pode notar, a amostra sofre uma pequena compressão inicial, passando a expandir com acréscimos de ε_α . A taxa de expansão do solo, contudo, diminui com o processo de deformação contínuo da amostra.

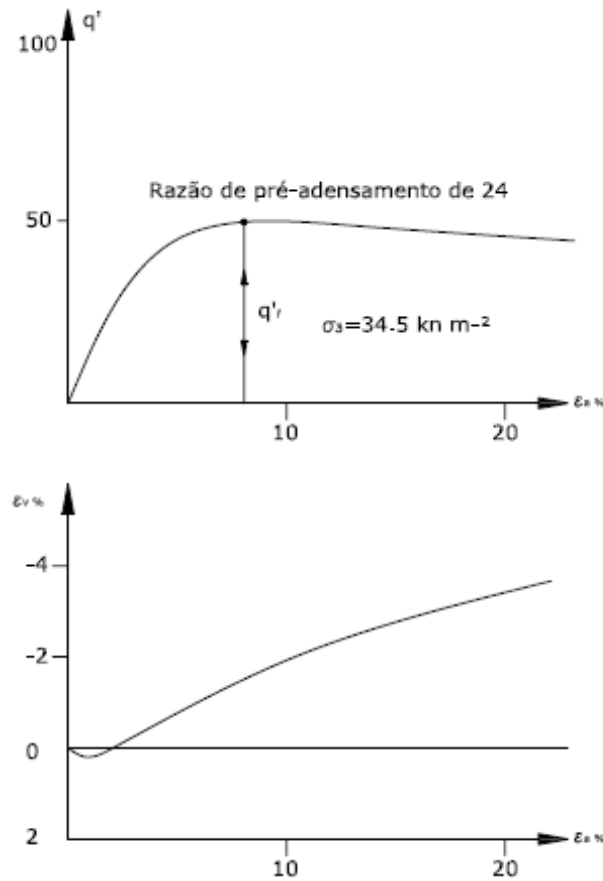


Figura 2.10 – Resultados típicos de ensaios triaxiais convencionais drenados em amostras pré-adensadas (Wood, 1991).

Na Figura 2.11 está plotada a trajetória de tensões do solo em confronto com a projeção da linha de estado crítico do mesmo no espaço $p':q$. Nota-se que o corpo de prova ao ser cisalhado alcança pontos do espaço $p':q:Uf$ cujas projeções no espaço $p':q$ se situam acima da linha de estados críticos.

Em analogia à Superfície de Roscoe, espera-se que somente o tamanho de tal superfície limite mude com mudanças de ν , não sua forma. Deste modo, é possível utilizar o conceito de tensão equivalente para escalar tensões e deste modo a permitir mudanças em ν . O referido método de escalar tensões foi adotado pela primeira vez por Hvorslev.

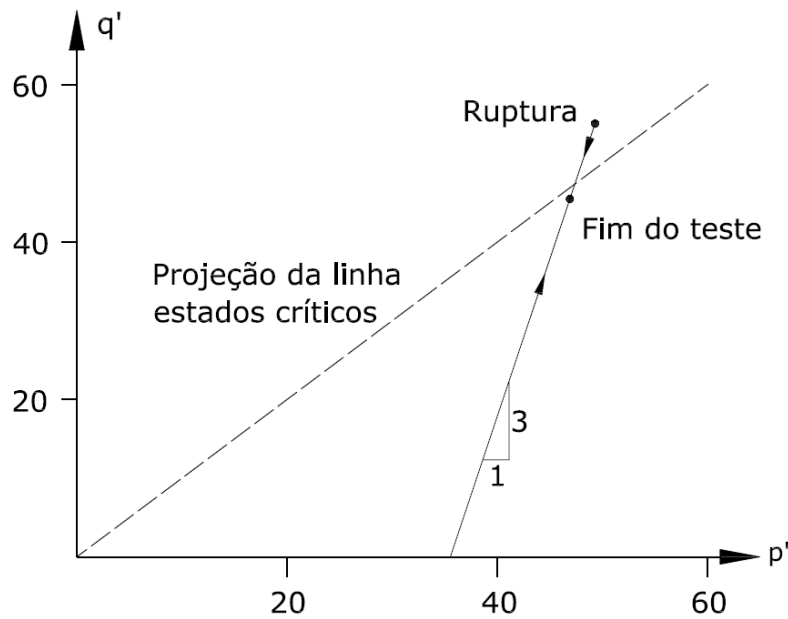


Figura 2.11 – Resultados em termos de trajetórias de tensões de um ensaio triaxial convencional drenado (Wood, 1991).

A Figura 2.12 representa uma série de ensaios triaxiais realizados por Parry (1960) em argilas pré-adensadas. Nota-se que os dados dos testes drenados e não drenados se situam em uma única linha no espaço q/p'_e , p'/p'_e . Esta linha é limitada em seu lado direito pela interseção com o ponto que representa a linha de estados críticos, situado no topo da superfície de Roscoe. Considerando que o solo não apresenta resistência à tração, o maior valor de q/p' que poderá ser observado deverá corresponder a σ_3 igual a zero. Então, para este triaxial convencional a localização dos pontos de ruptura pode ser idealizada como aquela correspondente à linha AB, da Figura 2.13.

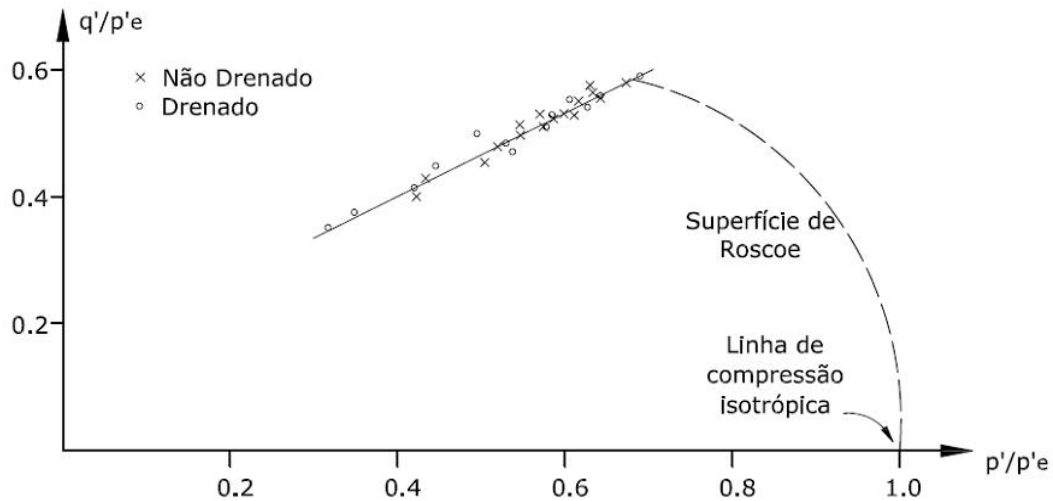


Figura 2.12 – Ensaios Triaxiais em argilas pré-adensadas (Parry, 1960).

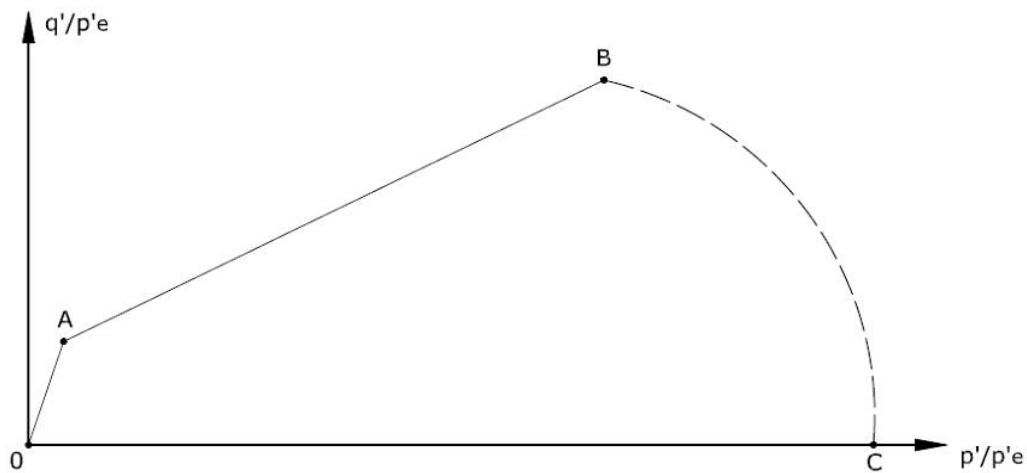


Figura 2.13 – Superfície de Hvorslev (reta AB) e de Roscoe (linha BC) em conjunto com as linhas de estado críticos (ponto B) e linha de compressão isotrópica (ponto C) (Parry, 1960).

O estado úmido (normalmente adensado) se situa abaixo da superfície de Roscoe ou do estado limite, enquanto que o estado seco (pré-adensado) se situa abaixo da superfície de Hvorslev. O material pode então apresentar-se em qualquer estado situado abaixo ou sobre a superfície de estado crítico.

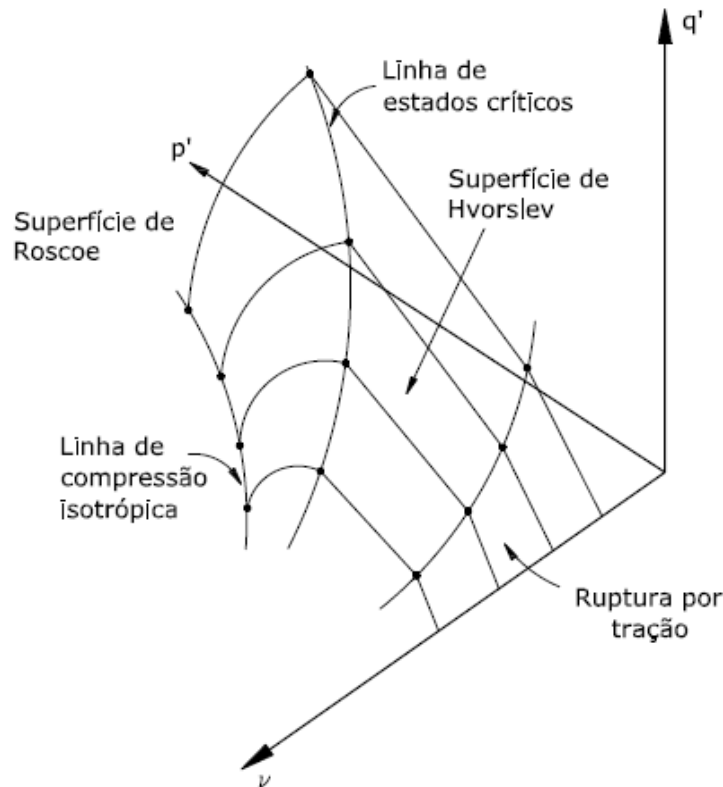


Figura 2.14 – Superfície de Roscoe e Hvorslev (Wood, 1991).

2.5. Equipamentos Triaxiais

Diversos equipamentos triaxiais têm sido desenvolvidos nas últimas décadas, com os mais sofisticados sistemas de controle e processamento de dados. Entretanto, a concepção não difere muito da proposta por Bishop e Henkel na década de 60. Basicamente a diferença está na tecnologia empregada no tocante à automação dos ensaios. Estas alterações estão relacionadas aos sistemas de controle de aplicação de pressões, às instrumentações e à utilização de microcomputadores para servo controle.

Na literatura é possível encontrarem descritos vários equipamentos triaxiais. Dentro dos que mais se destacam estão os desenvolvidos por: Andresen (1957); Bishop & Wesley (1975); Berre (1982); Menzies (1988); Romero et al. (1997); Wheeler & Sivakumar (1993); Tibana (1997); Bica (2004).

A Tabela 2.2 apresenta as características dos equipamentos desenvolvidos pelos autores supracitados.

Tabela 2.2 – Revisão dos Equipamentos Triaxiais Desenvolvidos.

Autor	Tipo de Controle	Servo Controlado	Condição de Saturação
Andresen (1957)	Deformação	Não	Saturado
Bishop & Wesley (1975)	Tensão	Não	Saturado
Berre (1982)	Deformação	Não	Saturado
Menzies (1988)	Tensão	Parcialmente	Saturado
Romero et al. (1977)	Tensão	Sim	Não Saturado
Wheeler & Sivakumar (1992)	Tensão	Sim	Não Saturado
Tibana (1997)	Tensão	Sim	Saturado
Bica (2004)	Tensão	Sim	Não Saturado

O equipamento desenvolvido na presente dissertação, como poderá ser observado com mais detalhes no Capítulo 7, utiliza-se de vários conceitos que podem ser observados nos equipamentos concebidos pelos autores anteriormente citados (Tabela 2.2).

A célula triaxial utilizada é do tipo Bishop & Wesley. No entanto, modificações foram necessárias para que o equipamento atende-se a realização de ensaios na condição não saturada. Para tanto, os equipamentos desenvolvidos por Romero et. al. (1977), Wheeler & Sivakumar (1992), Bica (2004) dentre outros foram observados com o intuito de colaborarem na concepção do projeto.

O equipamento estudado que mais se assemelha ao desenvolvido é o de Wheeler & Sivakumar (1992). O qual caracteriza-se por ser um equipamento triaxial que possibilita o controle da trajetória de tensões e da sucção para ensaios em amostras compactadas (Figura 2.15). Neste equipamento, a sucção é controlada através de uma pressão de água aplicada à base do corpo de prova, por meio de uma pedra porosa de alta pressão de borbulhamento, e de uma pressão de ar comprimido aplicada ao topo do corpo de prova através de uma pedra porosa convencional. A pressão confinante, a pressão de água e a pressão de ar são controladas por um microcomputador através do controle de motores de passo conectados a reguladores de pressão de ar. Para a medição de variação volumétrica do corpo de prova, este equipamento utiliza uma câmara triaxial de

parede duplas, sendo que na câmara interna está conectado um transdutor de variação volumétrica do tipo *Imperial College* (de Campos, 1984), que determina a variação volumétrica total do corpo de prova. Outro transdutor de variação volumétrica mede a variação de volume da câmara externa. No entanto, diferenças poderão ser observadas no sistema de medição de variação de volume do corpo de prova.

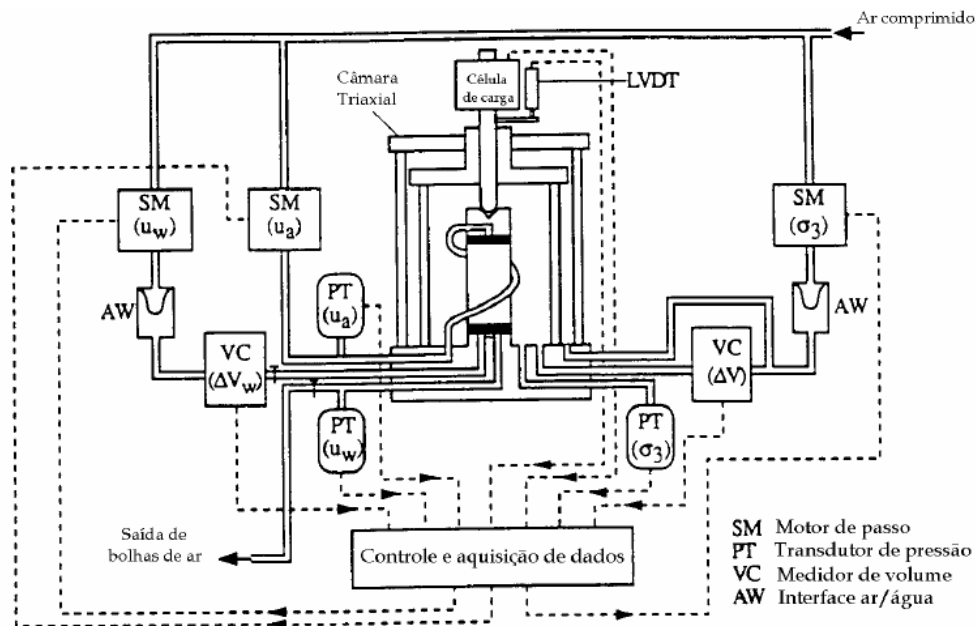


Figura 2.15 – Esquema do equipamento de ensaios triaxiais para solos não saturados (Wheeler & Sivakumar, 1992).

2.6. Medição de Deformações Locais

Segundo Burland (1989), as deformações do solo em obras geotécnicas são geralmente inferiores a $5 \cdot 10^{-3}$, excetuando-se certas obras em areias fofas e argilas moles. Daí a grande importância das medidas de deformação axial em um ensaio triaxial, menores do que esta ordem de grandeza, possibilitando a avaliação mais precisa dos parâmetros de deformabilidade de modelos constitutivos.

Diversos modelos de transdutores de deslocamento para medição local de deformações têm sido desenvolvidos visando medir deformação axial e deformação radial. Transdutores locais de deformação axial são, normalmente, instalados aos pares, em posições diametralmente opostas, fixados diretamente ao corpo de prova ou colados na membrana. Para minimizar a influência das

restrições de deformação devidas ao atrito entre pedra-porosa/cabeçote, estes transdutores devem ser instalados no trecho médio do corpo de prova (Clayton e Khatrush, 1986).

Dentre os principais tipos de transdutores de deslocamento axial referidos na literatura estão relacionados: LVDT submersível (Costa e Filho, 1985); eletrônível (Burland e Symes, 1982); tipo pêndulo com extensômetros elétricos de resistência (Ackerly et al, 1987); tipo fita metálica com extensômetros de resistência (Goto et al, 1991) e tipo sensor de efeito hall (Clayton e Khatrush, 1986).

Os transdutores de deslocamento axial utilizados na presente dissertação são eletrôníveis do tipo *Imperial College*. Seu funcionamento está baseado em sensores sensíveis a alterações de inclinação, os quais através de uma calibração fornecem a variação de altura do corpo de prova.

A Figura 2.15 apresenta o eletrônível utilizado na presente dissertação.



Figura 2.16 – Eletrônível tipo *Imperial College* desenvolvido na PUC-Rio.