

## 2 Comportamento das Areias Sob Carregamento Cíclico

### 2.1 Introdução

Antes da ocorrência de um terremoto, um elemento (infinitesimal) de solo saturado sob a superfície do terreno está submetido a um processo de consolidação de longo prazo sob condição geostática. Durante um terremoto, este elemento de solo é submetido em condição não drenada a uma sequência de ciclos de tensões cisalhantes, logo, assume-se que devido à horizontalidade da superfície do terreno, onde esta superfície é assumida estender-se infinitamente na direção horizontal, a deformação lateral do elemento de solo pode ser considerada como restrita. Este comportamento poderia ser levemente diferente se o elemento de solo estiver sob um talude, onde o elemento de solo é considerado estar anisotropicamente consolidado sob condição  $K_0$ , a deformação lateral ocorre livremente, com uma tensão cisalhante adicional atuando sobre o plano horizontal.

Na constante investigação sobre o comportamento dos solos sob estas solicitações dinâmicas, vários ensaios no laboratório têm tentado simular as condições de tensões (iniciais) *in situ* e diferentes condições de carregamento<sup>2</sup>, por exemplo, o processo de rotação de tensões principais que ocorre gradualmente durante o carregamento incidindo em mudanças de magnitude e direção das tensões principais, que estão compreendidas no termo de Trajetória de tensões e que são responsáveis pelas deformações irreversíveis que o solo apresenta em virtude do carregamento. Neste contexto, o comportamento do solo é investigado no laboratório sob condições de carregamento monotônico e cíclico realizado sob condições controladas, levando em consideração a influência da condição de anisotropia no comportamento mecânico. O carregamento monotônico tem sido comumente estudado na avaliação do comportamento tensão-deformação dos solos, isto é, no estudo das características de deformação sob condições de cisalhamento drenadas e

---

<sup>2</sup> Ensaios de laboratório permitem investigar diferentes condições de carregamento dinâmico, a diferença de ensaios de campo (ver item 2.6)

no desenvolvimento de poropressões sob condições de cisalhamento não drenadas. No carregamento cíclico, estudos revelam que o grau de restrição lateral exerce uma profunda influência na quantificação da deformação do solo, a frequência, a amplitude e o número de ciclos de carregamento também influenciam no comportamento tensão-deformação elástico e plástico sob sucessivos ciclos de carregamento, sendo que ambos os tipos de ruptura, por cisalhamento ou por liquefação, poderiam ocorrer no final do carregamento cíclico com o desenvolvimento, em ambos os casos, de grandes deformações.

Basicamente, os solos granulares tais como as areias apresentam características de dilatância, amolecimento e desenvolvimento de forças intergranulares (poropressão) sob certas condições de carregamento, cujas respostas dependem de diferentes fatores, por exemplo, a sua densidade, trajetória de tensões, modo de deposição, etc. A densidade relativa principalmente afeta o comportamento de todos os solos, e partindo do fato de que camadas de solo têm por natureza densidades variáveis, esta distribuição e a estrutura dessas variações naturais desempenham um papel muito importante na avaliação do comportamento do solo.

Uma vez que um determinado solo pode encontrar-se dentro uma ampla faixa de densidades, é ilógico tratar uma densidade em particular como tendo suas próprias propriedades; em vez disso, é necessário explicar porque uma determinada densidade comporta-se de uma maneira em particular. Para Jefferies & Been (2006) o objetivo seria separar a descrição do solo dentro de propriedades verdadeiras que sejam invariantes com a sua densidade, como por exemplo o ângulo de atrito crítico, e estimativas de estado do solo, como o índice de vazios atual ou densidade. O comportamento dos solos deveria então estar em função dessas propriedades e do estado do solo. Para isto, o conceito de *Estado Crítico* tem sido introduzido neste processo para capturar e interpretar o comportamento dos solos por meio de fatores que o afetam, tal como a sua densidade, e as propriedades invariantes da densidade, chamadas de parâmetros de estado.

Todas estas características e parâmetros de estado do solo, condições de carregamento e mecanismos que governam estes processos e que influenciam no comportamento do solo estão sendo introduzidos conceitualmente neste capítulo baseados em trabalhos de Ishihara & Towhata (1983), Ishihara *et al.* (1991), Ishihara

(1993), Dafalias (1994), Lee & Seed (1967), Vaid *et al.* (1981), Jefferies & Been (2006) na permanente investigação do comportamento das areias durante o cisalhamento e após o processo de ruptura (por cisalhamento ou por liquefação) para condições de carregamento monotônico e cíclico.

## 2.2 Mecanismo da dilatância

A característica principal que diferencia muitos dos solos de outros materiais engenhareis (tais como metais e plásticos) é a alta proporção de volume de material que está disfarçado de vazios preenchidos com fluido de uma ou várias fases. Em uma areia medianamente densa típica, um terço do seu volume é vazio, e naturalmente, se ocorrer algum tipo de distúrbio no arranjo das partículas, por distorção do seu contorno, por exemplo, ocorrerá uma modificação que virá acompanhada de mudança de volume.

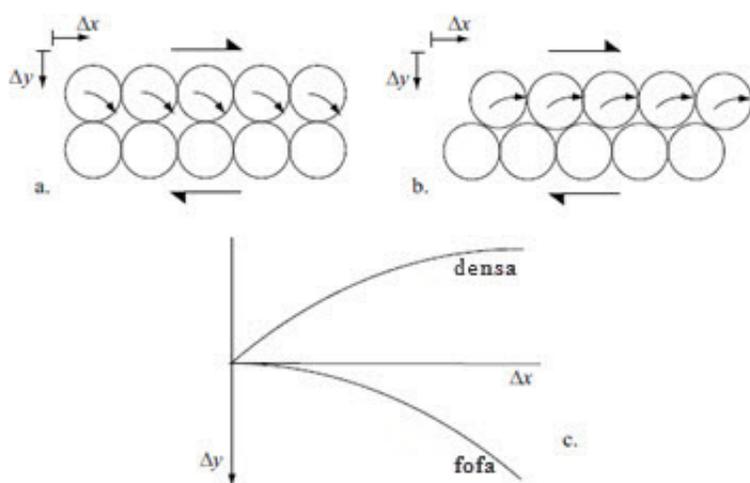


Figura 2.1- (a) Cisalhamento de camadas de materiais, de discos circulares, fracamente empacotados; (b) Cisalhamento de camadas de materiais, de discos circulares, densamente empacotados; (c) mudança de volume durante o cisalhamento de camadas de materiais, de discos circulares, fracamente e densamente empacotados. (Wood, 2004).

As areias tendem a mudar em volume durante o carregamento, por conseguinte, mudanças de volume por cisalhamento induzido resultam de movimentos das partículas de areia do tipo encaixe ou embricamento (*slip-down*) e rolamento (*roll-over*) (Figura 2.1). O movimento de encaixe dos grãos tende a reduzir o volume por empacotamento para um estado mais denso, não existindo desta forma grandes movimentos na direção do

cisalhamento, isto é, não haverá mobilização de grandes quantidades de deformação cisalhante. Este mecanismo é ativado predominantemente em depósitos de areia fofa. O mecanismo de rolamento tende a incrementar o volume, que é característico em areias densas induzindo a grandes estágios de aplicação de tensão cisalhante onde as areias são grandemente deformadas e esta é uma importante característica das areias.

Falando a grosso modo, poder-se-ia dizer que os solos densos são fortemente dilatantes enquanto que os solos soltos são fracos e compressíveis (Figura 2.1), e ambos os comportamentos estão fortemente relacionados. Uma básica e excelente forma de entender as características dos solos é por meio do comportamento da *dilatância dos solos*<sup>3</sup> ou comportamento *stress-dilatancy relationship*, chamado assim por Rowe (1962). A dilatância ou *taxa de deformação plástica (stress-dilatancy relationship)* é geralmente relacionada com a taxa de tensões mobilizada ou com um ângulo de atrito mobilizado (Figura 2.2). Cabe destacar que esta relação é aplicada a toda a história de deformações e não apenas ao valor de resistência pico, desta forma, este parâmetro torna-se fundamental na diferença entre respostas sob condições drenadas e não drenadas. Esta relação foi inicialmente interpretada e desenvolvida a partir de carregamentos monotônicos drenados em areias.

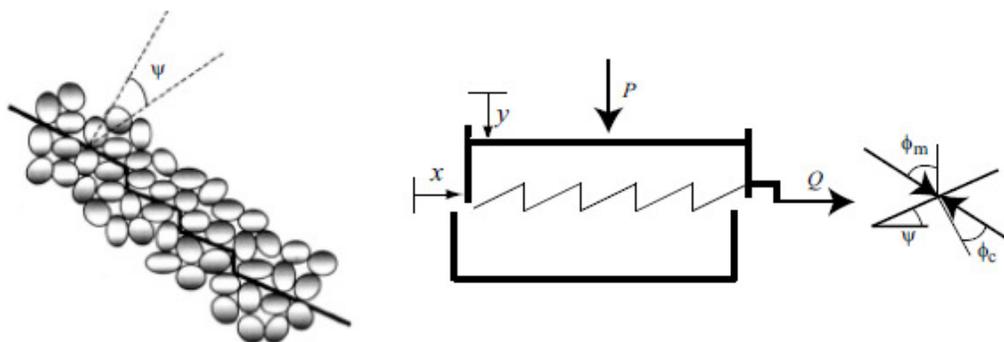


Figura 2.2- Superfícies de cisalhamento inclinadas causando dilatação  $\psi$  e consequentes ângulos de atrito mobilizado  $\phi_m$ . (Wood, 2004).

De um ensaio de cisalhamento (Figura 2.2), o trabalho incremental feito é descrito como  $\delta W = P \delta y + Q \delta x$ . Taylor (1948) propôs que esse trabalho fosse inteiramente

<sup>3</sup> Existem duas definições de dilatância usadas: definição de *absoluta*: Dilatância é a mudança na deformação volumétrica incorrida desde a condição inicial, e definição de *taxa*: Dilatância é a relação dos incrementos de mudança de volume com incrementos de deformação cisalhante. (Jefferies & Been, 2006).

dissipado em atrito em todos os estágios do ensaio de modo que  $P \delta y + Q \delta x = \mu P \delta x$ , ou melhor:

$$\frac{\delta y}{\delta x} = \mu - \frac{Q}{P} \quad (2.1)$$

A relação de movimentos horizontais e verticais indica a taxa de expansão que ocorre durante o cisalhamento  $\frac{\delta y}{\delta x} = -tg \psi$ , sendo  $\psi$  o ângulo de dilatância.

A relação entre o carregamento cisalhante  $Q$  e a carga vertical  $P$  é uma indicação do ângulo atual mobilizado de resistência cisalhante  $\phi_m$ .

$$\frac{Q}{P} = tg \phi_m \quad (2.2)$$

Esta expressão poderia também ser escrita como:

$$tg \psi = tg \phi_m - tg \phi_{cv} \quad (2.3)$$

para indicar que o ângulo de dilatância varia com o ângulo mobilizado de resistência ao cisalhamento e tem o valor de zero quando o ângulo mobilizado de resistência ao cisalhamento tem um valor especial de  $\phi_{cv} = tg^{-1} \mu$ . Esse valor correspondente ao cisalhamento sob volume constante é chamado de ângulo no estado crítico de resistência ao cisalhamento. Este ângulo de atrito crítico, chamado assim por Casagrande (1936), é afetado pela tensão efetiva média, tornando-se menor com o incremento do nível de tensões. É interessante já introduzir que, a relação entre o índice de vazios crítico e a tensão efetiva média é chamada de linha do estado crítico, ou CSL (Castro, 1969), cujo conceito é mais bem explicado no item 2.3.

Uma analogia direta pode ser descrita entre o comportamento observado entre os ensaios de cisalhamento direto e triaxial. Os incrementos de deslocamento normal e cisalhante tornam-se incrementos de deformação volumétrica e cisalhante e as cargas normal e cisalhante em tensões efetivas volumétricas e cisalhantes.

$$\begin{aligned} \delta x &\rightarrow \delta \epsilon q \\ \delta y &\rightarrow \delta \epsilon p \\ Q &\rightarrow q \\ P &\rightarrow p' \end{aligned} \quad (2.4)$$

Portanto, a relação tensão-dilatância ou lei de fluxo (2.3) tornar-se-ia:

$$D = \frac{\delta\epsilon_p}{\delta\epsilon_q} = M_c - \frac{q}{p'} = M_c - \eta \quad (2.5)$$

onde, a dilatância  $D$  é a relação entre os dois invariantes de incrementos de deformação (trabalho conjugado)  $D = \tan \psi = (\delta\epsilon_p / \delta\epsilon_q)$ ,  $M_c$  é a relação de tensões no estado crítico na qual o cisalhamento ocorre sob volume constante que é equivalente ao ângulo de atrito crítico mobilizado de Rowe, e  $\eta = f(M_c, D^p)$  sendo que o subscrito  $p$  é referido como um indicador da componente plástica da taxa de deformações, que é relevante. A partir de resultados experimentais é frequente usar  $D$  em vez de  $D^p$ , desprezando a parte elástica da deformação total, como mostrado na Figura 2.3.

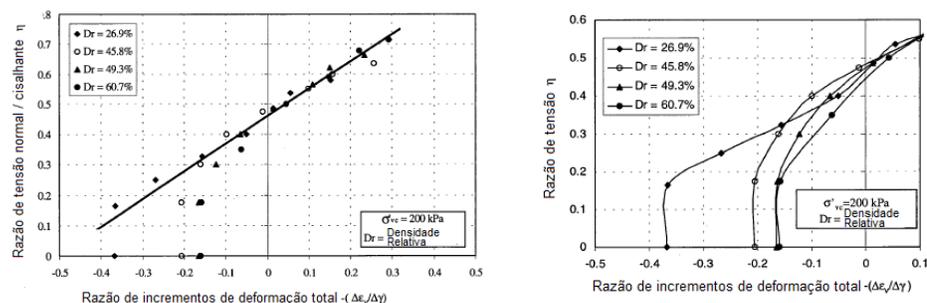


Figura 2.3– Relações entre razão de tensões normal e cisalhante,  $\eta = t/\sigma'$ , e razão de incremento de deformações,  $-(\Delta\epsilon_v/\Delta\gamma)$ , para a areia de Ottawa em ensaios de cisalhamento simples drenado (dados básicos obtidos a partir de Vaid *et al.*, 1981) (Puebla, 1999).

A relação tensão-dilatância (*stress dilatancy*) ou taxa de dilatância tem sido estudada por vários pesquisadores como Rowe (1962, 1971), Bishop (1966), Matsuoka & Nakai (1977) e Negussey & Vaid (1990). Uma característica principal da dilatância pôde ser observada por Vaid *et al.* (1981) em ensaios de cisalhamento simples drenados realizados na areia de Ottawa, examinados por Puebla (1999) em termos de relação de incrementos de tensões e deformações (Figura 2.3). Da Figura 2.3 observa-se que para valores de  $\eta$  maiores do que 0.2 a 0.3, uma única relação existe entre  $\eta$  e  $(\Delta\epsilon_v/\Delta\gamma)$ .

As deformações medidas no laboratório são chamadas de deformações totais, que incluem as componentes de deformações elásticas (a pequenos níveis:  $10^{-4}$  a  $10^{-2}$ ) e plásticas (altos níveis de deformação); mas a taxa de dilatância definida por Rowe (1971) refere-se à relação de incrementos de deformações em termos de deformações

irrecuperáveis, isto é, plásticas. Puebla (1999) observou que a Figura 2.3 mostra que a linha de tendência simulada para valores de  $\eta$  menores do que 0.2 é normalmente esperada desde que deformações elásticas em vez de plásticas dominam a resposta de deformação total a níveis de baixas deformações neste tipo de ensaio.

## 2.3

### Comportamento monotônico e cíclico das areias saturadas

Idriss & Boulanger (2008) descreveram as principais características das respostas para areia saturada sob carregamento monotônico e cíclico em condições drenadas e não drenadas, integrando o conceito de estado crítico em areias (*critical state*) para descrever melhor a resposta.

A teoria do estado crítico permite focar de forma mais clara e correta a ocorrência ou não do fenômeno de Liquefação em solos que dependendo do objetivo do estudo<sup>4</sup> resultaria ser mais conveniente esta abordagem, sendo que algumas terminologias e conceitos relacionados com o estado crítico (*critical state*) e estado permanente (*steady state*) devem de ser explicados antecipadamente para evitar confusão e até melhor compreensão do assunto. O capítulo 3 examina com maior detalhe o problema de Liquefação em areias direcionadas a casos que indiquem uma possível ocorrência.

**Panorama do Estado Crítico:** Este conceito tem-se aprimorado extensivamente graças a que muitos autores têm aportado com suas pesquisas para o melhor entendimento desta abordagem, como veremos a continuação: Inicialmente Casagrande (1936) explorou este conceito indicando que as areias fofas se contraem e as areias densas se dilatam até que aproximadamente o mesmo índice de vazios é atingido a grandes deformações, ou dito de outra forma; o termo de estado crítico refere-se às condições que existem nas areias quando submetidas a cisalhamento continuamente, sem que cause mudança no volume ou tensão, e este é descrito pela linha do estado crítico (*critical state line, CSL*). Casagrande chamou de índice de vazios crítico como aquele que delimita o comportamento da

---

<sup>4</sup> Estudo do comportamento tensão-deformação das areias e ruptura com grandes deformações, ou estudo do fenômeno de liquefação em areias, ou ambos os assuntos, que visivelmente estão relacionados entre si.

deformação volumétrica. Este índice de vazios crítico é afetado pela tensão efetiva média, tornando-se menor com o incremento do nível de tensões. A linha do estado crítico representa todas as possíveis combinações de índice de vazios e tensões de confinamento no estado crítico.

O estado crítico foi definido por Roscoe (1958) como *o estado no qual um solo continua a deformar-se a uma tensão constante e índice de vazios constante*, que não deixa de ser essencialmente uma formalização da ideia de Casagrande (1936). Castro (1969) chamou a linha de índice de vazios crítico como sendo a linha de estado permanente (*steady state line*) a partir de uma série de ensaios triaxiais a tensão controlada realizados por ele mesmo. Poulos (1981) formalizou a definição de estado permanente como segue: *o estado permanente de deformação de qualquer massa de partículas é aquele estado no qual a massa é continuamente deformada a volume constante, tensão efetiva normal constante, tensão cisalhante constante e velocidade constante*. A curva ou linha que relaciona o índice de vazios de estado permanente com a tensão efetiva é frequentemente referida como a SSL (linha do estado permanente).

A linha do estado crítico é também chamada de linha S (*slow*) tirada de ensaios triaxiais drenados a deformação controlada, enquanto que a linha do estado permanente, chamada de linha F (*fast*) é obtida de ensaios não drenados a tensão controlada. Been *et al.* (1991) examinaram alguns detalhes das definições entre o estado crítico e o estado permanente concluindo que para propósitos práticos a equivalente poderia ser assumida. Para casos em que se precise uma análise mais específica, estas duas definições em si carregam uma grande diferença, que está na execução do ensaio em termos de velocidade, que a princípio esse valor nunca é especificado, e é considerado ser desprezível.

Para a geotecnia tradicional não há relação entre densidade e comportamento do solo, tratando cada densidade como um material diferente cujas propriedades têm de ser estabelecidas experimentalmente. Mas, certamente isto não é conveniente. A resposta tensão-deformação das areias quando submetidas a carregamento monotônico ou cíclico é fortemente dependente da sua densidade relativa (DR), tensão de confinamento efetiva, história de tensões, modo de deposição dentre outros vários fatores.

Para Jefferies & Been (2006), as propriedades intrínsecas não estão em função da densidade do solo, isto porque o solo é um material que existe ao longo de uma ampla faixa de estados, e com o estado se determina como as propriedades intrínsecas ou verdadeiras são transformadas em comportamentos engenharieis. Portanto, a densidade do solo é uma variável de estado em vez de uma propriedade do solo e dessa forma, responsável pelas mudanças de volume durante o cisalhamento.

### 2.3.1 Carregamento monotônico

No caso de carregamento monotônico, a Figura 2.4 mostra as trajetórias de tensões sob condições drenadas e não drenadas que seguem as areias saturadas para estados de tensão iniciais consideradas densas ou fofas com relação à linha do estado crítico ou estado permanente, onde  $e$  é o índice de vazios e  $p'$  a tensão média efetiva.

Um depósito de areia é composto de um arranjo de partículas em equilíbrio onde forças intergranulares são transmitidas através dos pontos de contato. Quando tensões cisalhantes são aplicadas, o solo pode encontrar-se sob duas condições, que o material esteja sob condições drenadas, ou qual permitiria uma mudança de volume (dilatância), ou que o material esteja sob condições não drenadas onde a deformação é limitada exibindo comportamento de endurecimento ou amolecimento. Estas duas condições são simuladas no laboratório.

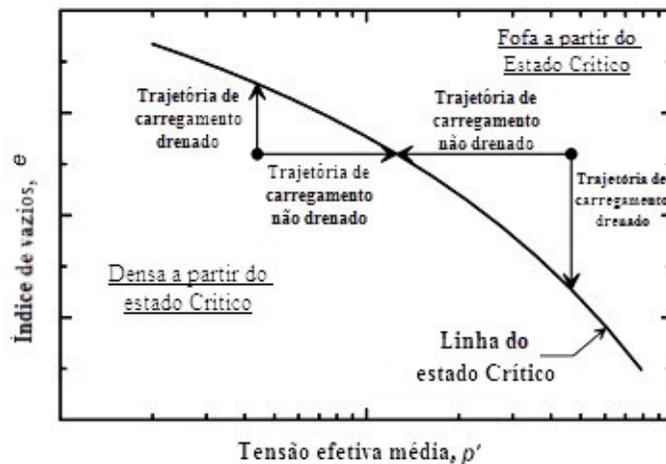


Figura 2.4- Trajetórias de tensões para carregamento drenado monotônico com  $p'$  e carregamento não drenado (cisalhamento a volume constante) de areias saturadas fofas-a partir do-estado crítico e densas-a partir do-estado crítico (Idriss & Boulanger, 2008).

A resposta das areias saturadas quando submetidas a carregamento monotônico *drenado* pode mostrar comportamento dilatante e/ou contrativo de acordo com as características de densidade relativa e nível de tensões de confinamento efetivas ao qual foram submetidas as amostras na fase de adensamento, antes de serem cisalhadas. Essa mudança de volume induzida (devido ao processo de cisalhamento) é gerada como um resultado dos dois modos de movimento das partículas: embricamento e rolamento (item 2.2). Estes processos foram amplamente estudados por Ishihara *et al.* (1991) afirmando que quando a densidade do material é grande, ocorrerá dilatância refletindo em movimentos de rolamento; quando a densidade for baixa, a amostra exibirá contração indicando a predominância do mecanismo de embricamento dentro da amostra, e quando a amostra for de densidade moderada, a areia exibirá inicialmente uma contração para logo passar a dilatância com o incremento de deformação cisalhante, como resultado do mecanismo de embricamento trabalhando a moderadas deformações cisalhantes seguidas por ativação do mecanismo de rolamento a grandes deformações.

Como um exemplo pode-se descrever o comportamento encontrado na areia de Sacramento River (Figura 2.5), amplamente estudada por Lee & Seed (1967), onde duas areias de diferentes densidades relativas foram submetidas a diferentes níveis de tensões de confinamento efetivas em ensaios triaxiais de compressão isotrópica drenada (ICD). As amostras de alta densidade relativa cisalhadas a baixas tensões de confinamento mostraram comportamento dilatante, enquanto que, quando amostras submetidas a altas tensões de confinamento efetivas mostraram comportamento contrativo, isto é, as deformações cisalhantes podem ceder ao rompimento (*breakage*) das partículas e reorganização sem que estas tenham necessariamente que girar ou rolar sobrepondo-se umas sobre as outras. Dessa mesma forma, as amostras de moderada a baixa densidade relativa quando submetidas a baixas tensões de confinamento efetivas mostraram comportamento levemente dilatante, sendo que as mesmas quando submetidas a altas tensões de confinamento efetivas mostraram comportamento contrativo. É importante destacar que independentemente do estado de tensões ao qual foram adensadas as amostras inicialmente, e cisalhadas posteriormente, ambas as areias tenderam a atingir um estado último ou crítico de tensões, direcionando a um valor constante, dessa forma, a

relação tensões principais efetivas corresponderia a um determinado ângulo de atrito no estado crítico,  $\varphi'_{cv}$  para essa areia.

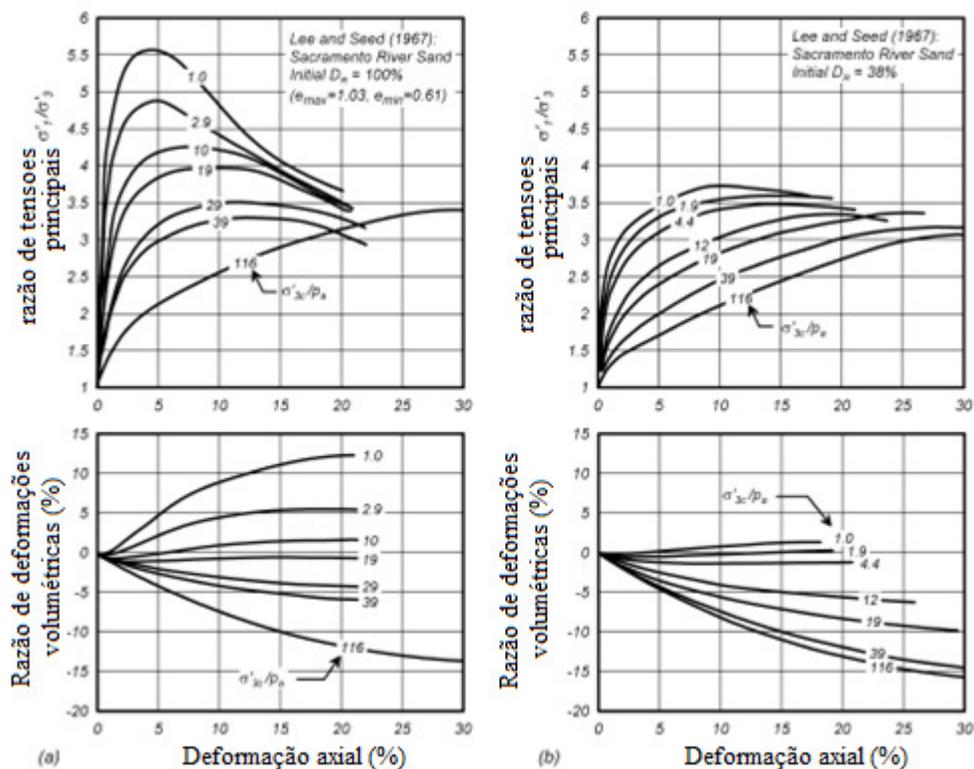


Figura 2.5– Resposta ao carregamento monotônico de amostras fofas (DR=38%) e densas (DR=100%) da areia de do Rio Sacramento em ensaios de compressão triaxial drenado, como se mostra nos gráficos (a) e (b) respectivamente (Idriss & Boulanger, 2008, adaptado de Lee & Seed, 1967).

A diferença do que acontece nas areias em condições drenadas, as deformações volumétricas são aproximadamente nulas durante o cisalhamento não drenado e, por conseguinte, o índice de vazios fica constante durante o carregamento não drenado, o que ocorreria em mudanças locais do índice de vazios sendo que a média na amostra inteira se manteria constante. A resposta das areias a carregamento monotônico *não drenado* pode ser explicada basicamente por Ishihara (1996). Destarte, a Figura 2.6 mostra os mecanismos manifestados no comportamento tensão-deformação em areais de diferentes densidades. A respeito, areias de alta densidade tendem a exibir comportamento de ganho da resistência ao cisalhamento com a deformação (*strain-hardening*) onde a tensão cisalhante sempre incrementa com o incremento das deformações cisalhantes. Portanto, a areia estaria em um estado chamado de endurecimento (*strain-hardening* ou *non-flow*

*type*). No caso de areias de baixa densidade, manifesta-se um comportamento da resistência ao cisalhamento com a deformação (*strain-softening*) onde se observa uma queda da tensão cisalhante acompanhada por um processo ilimitado de grandes deformações. Diz-se, portanto, que a areia está em um estado chamado de amolecimento (*strain-softening* ou *flow type*). Quando a densidade é moderada, a areia exibe comportamento de amolecimento da resistência a moderadas deformações cisalhantes, mas esta começa a mostrar um comportamento de endurecimento da resistência com o incremento das deformações. Este comportamento é chamado de *flow type with limited deformations*.

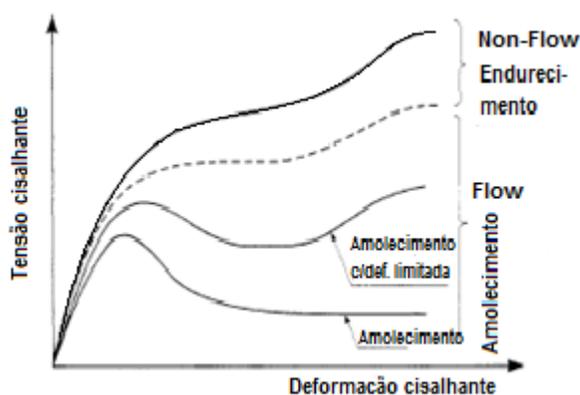


Figura 2.6 – Classificação de comportamento não drenado de solos arenosos baseados em fenômenos de dilatância e amolecimento (Ishihara, 1996).

Ishihara *et al.* (1991) estudaram o comportamento não drenado das areias seguindo um movimento de terremoto, concluindo que o comportamento monotônico não drenado não é influenciado pela aplicação *a priori* de cargas cíclicas. Sendo assim, duas amostras podem ser ensaiadas por separado sob as mesmas condições iniciais, e se uma delas for carregada ciclicamente (não drenada) seguido por um carregamento monotônico até desenvolver aproximadamente 20% de deformação, e se a segunda amostra for cisalhada monotonicamente (não drenada) sob condições de deformação controlada; então ambas as trajetórias de tensões são aproximadamente coincidentes. Portanto, seria razoável assumir que o comportamento do solo seguindo carregamento sísmico possa ser bem entendido investigando as características de deformação manifestadas sob condições de carregamento monotônico. Ishihara (1993) destaca então o fundamento e a importância de se avaliar o comportamento do solo baseado em resultados de ensaios de carregamento monotônico.

**Estado permanente e Estado quase permanente:** O estado de uma areia deformando continuamente, mantendo o volume constante sob uma tensão cisalhante e de confinamento constante é chamada de “linha do estado permanente” por Castro (1975) e Castro & Poulos (1977). A tensão cisalhante mobilizada no estado permanente tem sido chamada de “resistência no estado permanente” ou “resistência residual”. Ensaio triaxiais não drenados permitem que estas características de comportamento sejam avaliadas. Assim, uma das principais características observadas neste ensaio é o fato de que a trajetória de tensões incrementa para cima à direita depois de a tensão cisalhante ter atingido um valor mínimo. Esse estado de tensão cisalhante mínima corresponde ao chamado “estado de transformação de fase” (*state of phase transformation*) (Ishihara *et al.* 1975) devido a que este define um estado transiente no qual há uma mudança de comportamento contrativo para dilatante na areia. Ishihara também adverte que a localização da “linha do estado permanente” com a “linha de transformação de fase” pode variar dependendo da densidade do material, isto é, para areias muito fofas a moderadas as duas linhas podem coincidir, mesmo para diferentes tensões de confinamento inicial. Já para o caso de areias densas as duas linhas estariam afastadas, onde a “linha do estado permanente” é obtida posteriormente (Figura 2.7). A Figura 2.8 mostra os resultados de um ensaio triaxial onde a “transformação de fase” coincide com os pontos P e Q, que são também pontos de “mínima resistência ao cisalhamento”, lembrando que o conceito de “transformação de fase” foi conceituado por Ishihara *et al.* (1975) para indicar a transição de comportamento contrativo para dilatante, sem dizer respeito se esta envolve ou não uma queda temporária de tensão cisalhante.

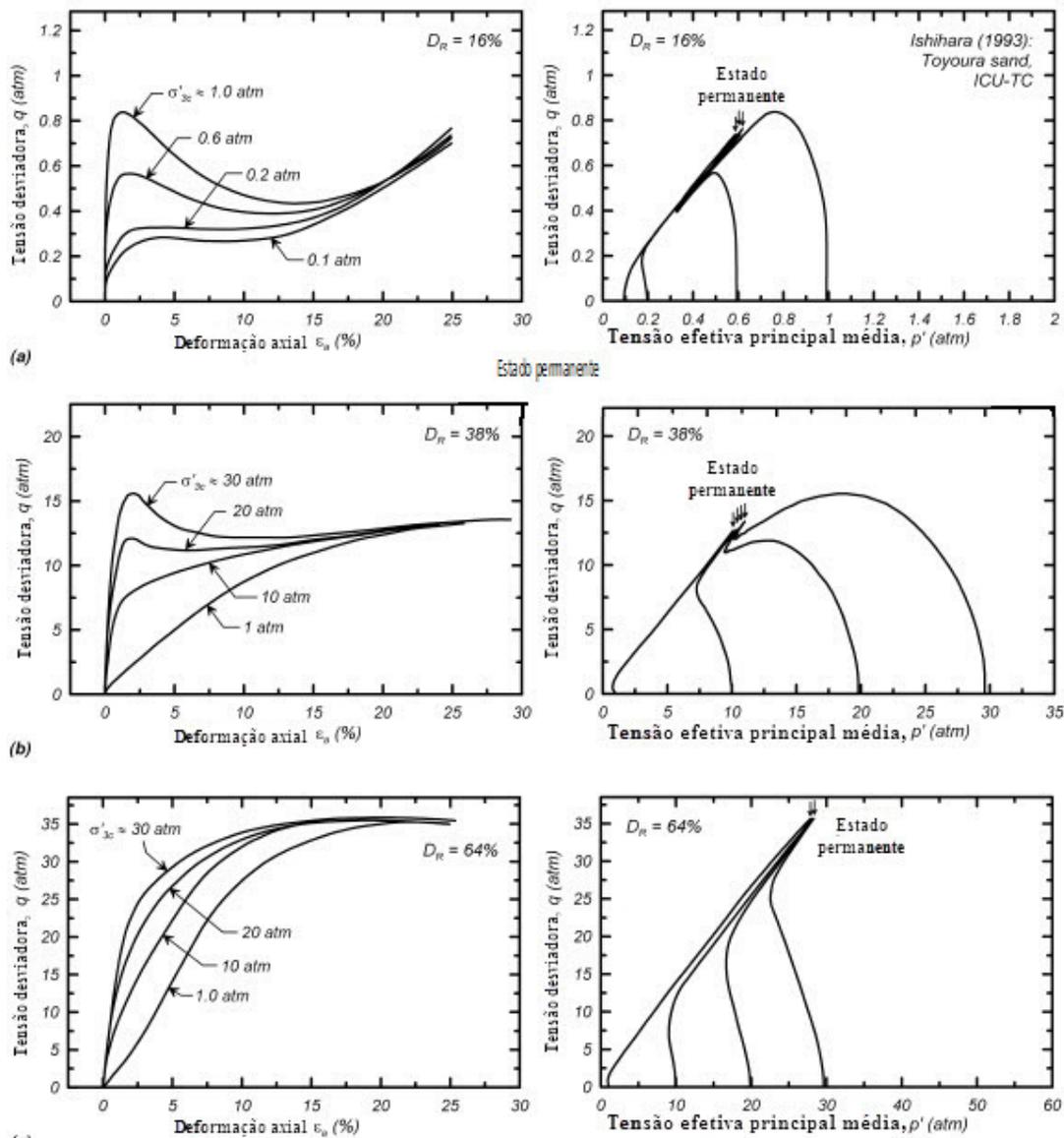


Figura 2.7– Reposta ao carregamento monotônico da areia de Toyoura saturada em ensaios de compressão triaxial CIU (Ishihara, 1993).

Uma coisa importante a ser observada deste estado de “mínima resistência ao cisalhamento” é que a tensão cisalhante mobilizada nesta condição de deformação moderada é definitivamente menor do que a tensão mobilizada no estado permanente (último) com deformações muito grandes. Este aspecto torna-se preocupante quando a resistência residual é importante em relação a alguns problemas práticos, onde normalmente é adotada a definição de “estado permanente”. Um caso particular da “transformação de fase” ocorre quando a queda temporária na tensão cisalhante se dá a baixas porcentagens de deformações do ensaio, como observado na Figura 2.8. Este é o

caso do “estado quase permanente”, chamado assim por Alarcon-Guzman *et al.* (1988), Been *et al.* (1991) e Vaid *et al.* (1990) diferente do “estado permanente” definido convencionalmente que é atingido a grandes deformações. Esta é uma característica típica de areias fofas quando cisalhadas sob grandes tensões de confinamento inicial.

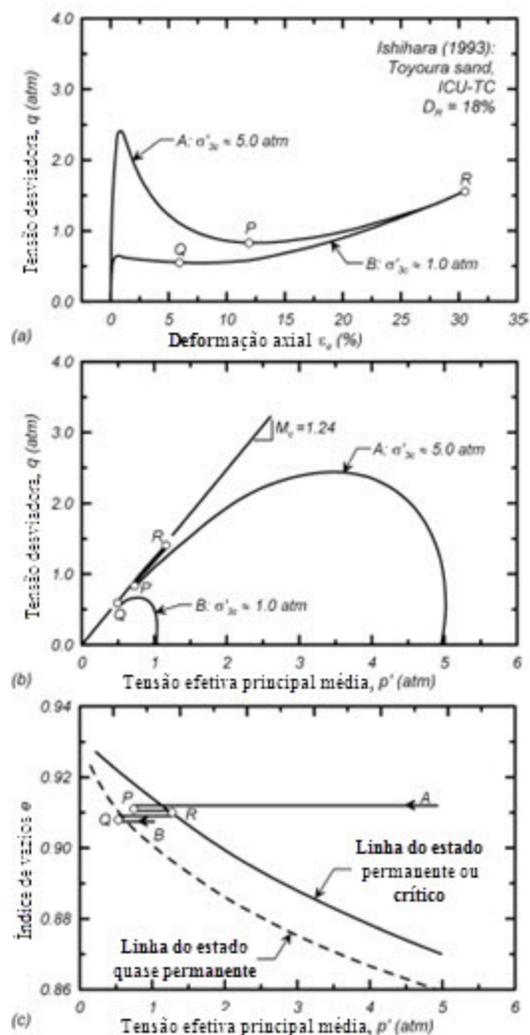


Figura 2.8– Estado quase permanente (QSS) e comportamento quase permanente de areia Toyoura muito fofa em ensaios de compressão triaxial CIU (Ishihara 1993).

Tem-se demonstrado que as rupturas por cisalhamento em solos durante terremotos têm ocorrido em depósitos de areia siltosa ou silte arenoso, e que o potencial de ruptura é considerado ser maior para uma areia suja (com presença de finos) do que para uma areia limpa. Este tipo de granulometria do material é consistente com o apresentado em rejeitos de mineração, que atualmente é de grande interesse de estudo na engenharia de terremotos. Este tipo de areia com presença de finos, geralmente é depositado com alto

índice de vazios (maiores ou menores índices de vazios podem-se formar dependendo do modo de deposição) que tende a apresentar comportamento contrativo, qualquer que seja o método de deposição apresentado, que pode influenciar muito no comportamento de deformação do material. A “linha do estado quase permanente” é fortemente influenciada pelo modo de deposição do material, isto é, a “linha do estado quase permanente” pode ser diferente dependendo do modo de deposição da areia; enquanto que a “linha do estado permanente” é estabelecida ser única para uma areia independente do modo de deposição.

### 2.3.2 Carregamento cíclico

O carregamento cíclico com contínua reversão das tensões cisalhantes causa uma tendência à contração ou compressão do material granular, independente de se este é fofo ou denso. Se os poros do material estiverem preenchidos com um fluido que pudesse ser comprimido e escapar durante o carregamento então uma contração volumétrica atual ocorrerá. Se por outro lado, os poros estiverem preenchidos com um fluido essencialmente incompressível, tal como a água, e se este fluido não pudesse escapar durante o período de movimento (*shaking*) então, a tendência de mudança de volume transferirá a carga normal a partir do esqueleto sólido do solo para o fluido, causando um aumento na poropressão e redução na tensão efetiva. Esta seria essencialmente a diferença física do que ocorre durante um carregamento cíclico drenado e não drenado.

O exposto anteriormente pode ser esquematizado na Figura 2.9, onde se exhibe como o carregamento cíclico causa uma contração volumétrica plástica do esqueleto sólido da areia saturada que resultaria na permuta do ponto A para o B se as condições forem drenadas. Em condições não drenadas, a deformação volumétrica plástica é contrabalanceada por uma recuperação elástica (ou expansão) do esqueleto sólido do material sob uma tensão efetiva reduzida, quer dizer, permutando do ponto B para o C, que com o passar dos ciclos de carregamento e descarregamento este processo tenderá a atingirem o limite onde o carregamento cíclico quebraria toda capacidade de carga de contato (ou ligação) entre partículas de tal forma que a tensão normal efetiva se anularia e a poropressão passaria a atingir o valor da tensão total.

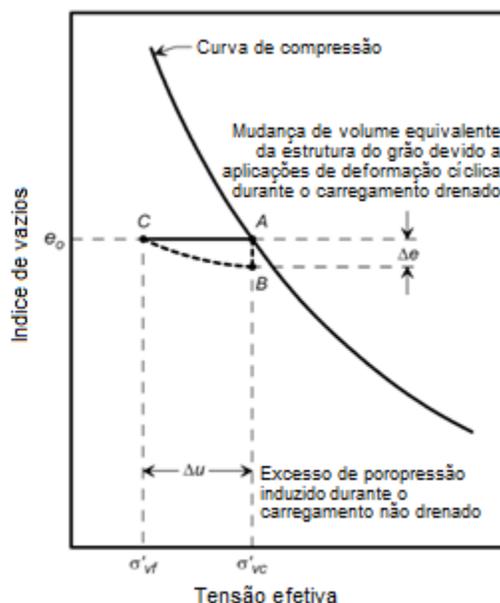


Figura 2.9 – Mecanismo de geração de poropressão durante o carregamento (Idriss & Boulanger, 2008)

As deformações volumétricas que uma areia desenvolve durante o carregamento cíclico drenado dependem da magnitude das deformações cisalhantes (ou tensões), número de ciclos de carregamento, densidade relativa inicial, diferença de índice de vazios máximo e mínimo, tensão confinante efetiva e coeficiente de pré-adensamento. No caso do carregamento cíclico não drenado, a poropressão é o fator mais preocupante requerendo uma profunda avaliação, que como apontado anteriormente, o incremento desta diminui a tensão efetiva o que desencadearia provavelmente em uma total perda da resistência ao cisalhamento, levando a que o material se comporte como um líquido viscoso.

O carregamento cíclico não drenado é ilustrado na Figura 2.10 de resultados de ensaios triaxiais cíclicos não drenados adensados anisotropicamente (ACU) em areia limpa medianamente densa com carregamento de tensão senoidal uniforme. Neste tipo de ensaio, o parâmetro  $r_u$ , conhecido como *razão de excesso de poropressão* é avaliado, onde o excesso de poropressão,  $\Delta u$ , gerado durante o carregamento cíclico não drenado é normalizado pela tensão confinante efetiva menor,  $\sigma'_{3c}$ , isto é,  $r_u = \Delta u / \sigma'_{3c}$ . Desta forma, no ensaio triaxial estandar, a tensão total principal menor é deixada constante (no ensaio de cisalhamento simples cíclico a tensão confinante efetiva é a tensão confinante efetiva vertical  $\sigma'_{vc}$ , onde  $r_u = \Delta u / \sigma'_{vc}$ ) de modo que a condição  $r_u = 1$ , valor máximo (ou 100%),

ocorra quando  $\sigma'_{3c}$  ou  $\sigma'_{3c}=0$ , também chamada de Liquefação inicial<sup>5</sup> (*initial liquefaction*).

Da Figura 2.10 pode-se observar as características do comportamento da areia de Sacramento River, que indicam que a *razão de excesso de poropressão*,  $r_u$ , incrementou-se progressivamente durante o carregamento cíclico até atingir o valor de 1 (após o ciclo 27 de carregamento). A deformação axial,  $\varepsilon_a$ , permaneceu relativamente baixa (1% aproximadamente) durante o carregamento até que a tensão efetiva média,  $p'$ , aproximou-se de zero e conseqüentemente,  $r_u$ , atingiu o 100%. Posteriormente as deformações axiais incrementaram-se até quase 2% em menos 2 de ciclos adicionais de carregamento. Da curva tensão-deformação, verificou-se que um rápido amolecimento do material quando  $p'$  aproximou-se de zero com laços histeréticos tomando uma forma de s invertida. A trajetória de tensões, isto é,  $q/(2p'_c)$  versus  $p'/p'_c$  deslocou-se progressivamente para a origem durante o carregamento cíclico até chegar a estabilizar-se com repetitivos laços decorridos da origem. Este comportamento tensão-deformação em forma de s invertida se desenvolve quando a  $r_u$  aproxima-se de 1 (pontos A e B da Figura 2.10), onde o material alterna entre tendência incrementalmente dilatante durante o carregamento cisalhante e tendência incrementalmente contrativas durante o descarregamento.

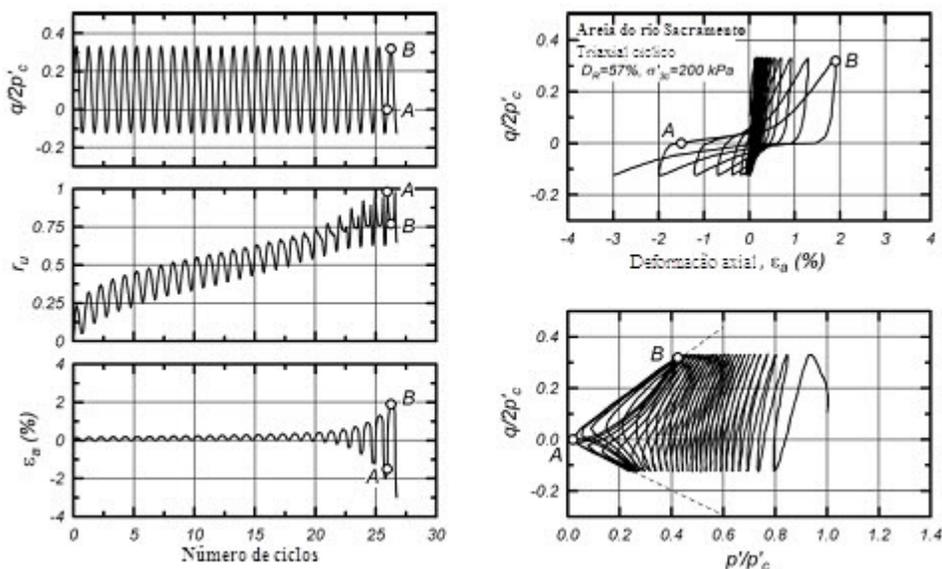


Figura 2.10 – Resposta da areia de Sacramento ao carregamento triaxial cíclico não drenado (ensaios de Boulanger & Truman, 1996)

<sup>5</sup> À respeito, o termo Liquefação é também usado na literatura para descrever outros campos específicos e condições de laboratório que será discutido com mais detalhe no Capítulo 3 deste trabalho.

Este comportamento pode ser diretamente comparável (ou associado) com o carregamento cíclico drenado, onde o material é alternado entre incrementalmente dilatante e incrementalmente contrativo durante o carregamento e o descarregamento, respectivamente. Para condições não drenadas, todavia, a tendência de areias a dilatar-se incrementa  $p'$  e, por conseguinte, incrementa a rigidez tangencial (ou rigidez de cisalhamento), enquanto que a tendência a contrair-se decresce  $p'$ , diminuindo a rigidez tangencial. Esta correlação ou correspondência das respostas entre carregamento cíclico drenado e não drenado é advertido também por Idriss & Boulanger (2008).

Deformações moderadas acumuladas depois de o material atingir a  $r_u=100\%$  têm ocorrido como uma condição temporária, isto é, sob estado de tensão isotrópica (ponto A na Figura 2.10). Neste caso o material mostrou-se estável sob a tensão cisalhante pico aplicada, o qual indica que a areia é densa e que teria uma tendência dilatante sob carregamento drenado monotônico.

A tensão cisalhante estática (inicial) prévio a um carregamento cíclico influencia significativamente na geração e desenvolvimento do excesso de poropressão e deformações cisalhantes durante o carregamento cíclico não drenado em areias saturadas devido ao fenômeno de rotação das direções das tensões principais, que muda (*reversally*) a direção das tensões cisalhantes sobre certos planos. Em um ensaio triaxial com uma tensão desviadora (cisalhante) estática não há rotação das tensões principais até que a tensão desviadora cíclica exceder a tensão desviadora estática, depois da qual há uma rotação de  $90^\circ$  das direções das tensões principais. Em um ensaio de cisalhamento simples cíclico ou torcional existe uma continua rotação das direções das tensões principais durante o carregamento cíclico desconsiderando a tensão cisalhante estática inicial. A influência da tensão cisalhante estática no comportamento cíclico das areias é considerada importante e levada em consideração quando se avalia sua resistência à liquefação sísmica (item 3.4).

## 2.4 Resistência

A resistência ao cisalhamento de um elemento de solo é tipicamente definida como a resistência ao cisalhamento mobilizada no ponto de “ruptura”, mas ruptura pode ser definida de diferentes formas, isto é, no campo, a ruptura é usualmente associada com deformações que excedem os limites de serviabilidade, enquanto que em um elemento de solo, o ponto de ruptura é frequentemente definido em termos de uma deformação limitada (Kramer, 1996).

De acordo com Castro & Christian (1976), a resistência ao cisalhamento não drenada de um solo saturado é controlado pela sua estrutura e índice de vazios, onde, um solo saturado com um particular índice de vazios mobilizará uma resistência não drenada específica. A resistência ao cisalhamento dos solos sob os efeitos de carregamento cíclico é de considerável importância, sendo que esta pode mobilizar-se a grandes deformações. A resistência cíclica de uma areia saturada particularmente é influenciada por vários fatores como a tensão confinante, a densidade relativa (DR), a intensidade do carregamento sísmico, além dos efeitos de tensão cisalhante estática ( $\tau_s$ ) prévio ao carregamento. À respeito da tensão cisalhante estática ( $\tau_s$ ) que foi amplamente estudada por Vaid & Finn (1979) e Boulanger *et al.* (1991), foi verificado que esta afeta a resistência cíclica não drenada e que seu efeito pode ser observado por meio do parâmetro  $\alpha$ , conhecido como *razão de tensão cisalhante estática inicial* ( $\alpha = \tau_s / \sigma'_{vc}$ ). Da Figura 2.10 o valor de  $\alpha$  é zero enquanto que na Figura 3.3 o valor de  $\alpha$  é 0,32. A comparação de ambos os casos permite observar claramente que a presença da  $\tau_s$  tem fortes efeitos na propressão e no comportamento de geração da deformação cisalhante. O efeito da tensão cisalhante estática é levada em consideração na resistência cíclica por meio da aplicação de um fator de correção chamado de  $K_\alpha$ , que será estudado no item 3.4. O estudo deste e outros fatores que influenciam na resposta da resistência cíclica é importante devido a que estes fatores podem mudar grandemente o valor da resistência cíclica do material (capítulo 3).

Ishihara (1993) observou que a resistência ao cisalhamento monotônica é a resistência estática última (residual, a grandes deformações) e que ela consegue representar ou se assemelhar à resistência pós-sismo a qual reflete os efeitos do

carregamento cíclico imposto pelo terremoto. Para o autor é razoável assumir que o comportamento do solo seguindo de carregamento sísmico possa ser bem entendido pela investigação das características de deformação manifestadas sob condições de carregamento monotônico, destacando a importância da resistência monotônica ao se avaliar a etapa pós-sismo, prescindindo de ensaios cíclicos para tal fim.

Em geral, quando se fala em resistência cíclica de solos granulares<sup>6</sup>, especificamente sob condições saturadas e dinâmicas, associa-se fortemente ao fenômeno de *liquefação em solos*, onde os mecanismos que desenvolvem o início da liquefação (item 3.4.1) são caracterizados para estimar e avaliar a resistência à liquefação (item 3.4) em termos de resistência cíclica dos solos (condições de carregamento ou *demanda sísmica* expressada em termos de CSR, e *resistência à liquefação* ou capacidade do solo a resistir liquefação expressada em termos de CRR). Este é um problema de grande importância na engenharia geotécnica de terremotos que será tratado separadamente no capítulo 3.

Contudo, nem todos os materiais granulares quando submetidos a carregamentos monotônico e/ou cíclico liquefazem, e dependendo dos fatores associados ao fenômeno de liquefação (inclusive características de carregamento) estes podem resultar em um problema de deformação com desenvolvimento de poropressão. No desenvolvimento de uma estimativa que quantifique as deformações permanentes induzidas por terremotos em barragens, Makdisi & Seed (1978) definiram a resistência ao escoamento dinâmico de solos que exibem pequenas mudanças na poropressão sob carregamento não drenado, como o 80% da resistência não drenada do solo. Logo, deformações permanentes substanciais podem desenvolver-se quando a tensão cisalhante total (estática mais dinâmica) exceder a resistência de escoamento dinâmica. Estas metodologias, para o cálculo de deslocamentos permanente, são consideradas de desacopladas ou simplificadas como são os métodos de Newmark (1965) e de Makdisi & Seed (1978).

Relações constitutivas tensão-deformação avaliam o comportamento e resistência dos solos sob carregamentos monotônicos e/ou cíclicos de uma forma interagida ou completa, incluindo na sua formulação a quantificação da geração do excesso de

---

<sup>6</sup> Para materiais granulares “limpos” e materiais granulares com presença de teor de finos (inclusive material de rejeito de minério).

poropressão e a sua influencia na quantificação das deformações plásticas. Estes são os modelos constitutivos para solos, estudados no capítulo 6.

## 2.5 Rotação das tensões principais

A rotação de tensões principais ocorre gradualmente durante o carregamento e influencia no comportamento do solo devido a que significantes deformações cisalhantes e volumétricas plásticas e poropressões podem ocorrer durante à rotação de tensões principais. Arthur *et al.* (1980) referiram a rotação de tensões principais como a maior característica de aproximação de todas as trajetórias de tensões de campo, e chamaram-na de “*a missing parameter*”. Este parâmetro vem sendo estudado por diferentes pesquisadores, como Arthur *et al.* (1980), Ishihara & Towhata (1983), Wong & Arthur (1986), Symes *et al.* (1988), Sayao & Vaid (1989), Gutierrez *et al.* (1991), Vaid & Eliadorani (1998), Kumruzzaman & Yin (2010).

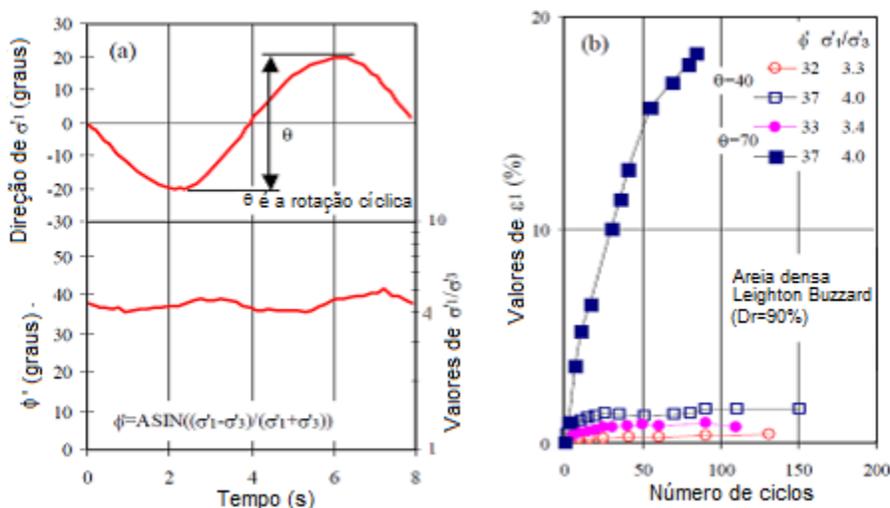


Figura 2.11 – Resultados de ensaios de rotação contínua: (a) variação da direção das tensões principais e razão de tensões, e (b) deformação acumulada principal maior em areias densas (Arthur *et al.*, 1980).

Usando a célula de cisalhamento direcional (DSC), Arthur *et al.* (1980) realizaram ensaios de rotação de tensões principais pura sob deformação plana variando a direção das tensões principais em uma onda senoidal a razão de tensões constante. As análises foram feitas na areia densa de Leighton Buzzard ( $DR=90\%$ ) submetida à rotação de

tensões principais a uma razão de tensões constante próxima de 4 ( $\sigma'_1/\sigma'_3=4.0$ ). As deformações acumuladas para cada ciclo de carregamento é mostrada na Figura 2.11, onde se pode apreciar que para os ângulos de rotação de  $\theta=40^\circ$  e  $\theta=70^\circ$ , quanto maior a rotação de tensões principais, maiores são as deformações plásticas induzidas.

Ishihara & Towhata (1983) mostraram os efeitos de rotação de tensões principais em ensaios de cilindro vazado torcional para carregamento cíclico drenado na areia de Toyoura, onde a direção das tensões principais foi continuamente rotada de 0 a  $\pm 45$  graus seguindo uma trajetória semicircular como se aprecia na Figura 2.12. Desta forma observou-se que essa continua rotação das tensões principais causou deformações volumétricas irrecuperáveis sendo que esse incremento foi gradualmente decrescendo com o incremento do número de ciclos.

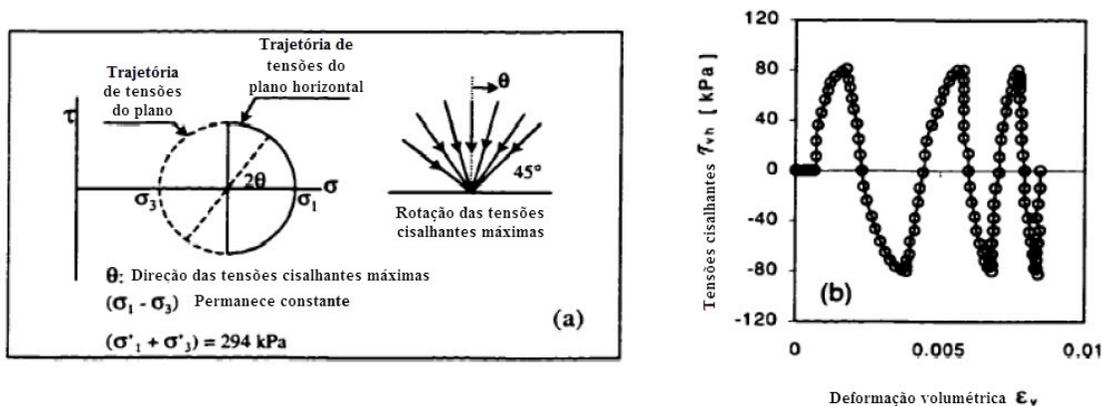


Figura 2.12 – Resultados de ensaios de rotação de tensões em areia fofa de Toyoura (Ishihara & Towhata, 1983).

Sayão (1989) observou tal comportamento na trajetória de tensões envolvendo a rotação de tensões principais em ensaios drenados para um solo sedimentar, areia de Ottawa medianamente fofa, onde o autor evidenciou uma forte dependência à inclinação ( $\alpha$ ) da tensão principal maior, relativa à direção de disposição<sup>7</sup>, isto é, grandes deformações volumétricas e cisalhantes ocorreram associadas com o carregamento quando  $\alpha$  foi maior do que zero. As direções dos incrementos de deformação principais ( $\alpha_{de}$ ) resultaram desviadas da direção da horizontal quando comparadas com a direção das

<sup>7</sup> A resposta ao carregamento terá uma forte dependência da direção das tensões principais em relação à disposição que o solo apresentar (anisotropia inerente). Basicamente, anisotropia inerente é considerada como uma característica física inerentemente presente no material antes do processo de deformação iniciar. Anisotropia induzida, diferentemente, é definida ser devido à deformação associada com as tensões aplicadas.

tensões principais ( $\alpha_{\sigma\epsilon}$ ) (cross-anisotropy)<sup>8</sup> para todos os carregamentos sem ser de compressão vertical. No estudo do carregamento cíclico, as deformações foram mais significantes no primeiro ciclo de rotação, também grandes divergências entre  $\alpha_{de}$  e  $\alpha_{\sigma\epsilon}$  ocorreram no primeiro ciclo de rotação em ambos os lados da vertical. Essas observações indicam, segundo o autor, a predominância de deformações irrecuperáveis (plásticas) durante a rotação de tensões principais.

Vaid & Eliadorani (1998) analisaram a areia de Fraser River em ensaios de carregamento não drenado permitindo que a tensão desviadora seja aplicada a diferentes inclinações a partir da vertical. Os resultados destas análises mostrados na Figura 2.13 indicaram que há uma variação da resistência ao cisalhamento de areias quando carregadas horizontalmente ( $\alpha_{\sigma}=90^{\circ}$ , similar ao carregamento de extensão triaxial) que é menor do que a metade da resistência ao cisalhamento quando carregadas verticalmente ( $\alpha_{\sigma}=0^{\circ}$ , similar ao carregamento de compressão triaxial) mesmo que as amostras tenham tido as mesmas densidades relativas iniciais (índices de vazios) e tensões de adensamento. Em outras palavras, a direção do carregamento e a anisotropia inerente tem um grande efeito na resposta tensão-deformação não drenada em areias e correspondentes valores de resistência no *estado quase permanente*, QSS. Para os autores, estas observações levantaram muitas questões a respeito da unicidade da Linha do Estado crítico, CSL, desde que as amostras não alcançaram a mesma resistência cisalhante a grandes deformações. Dos resultados experimentais destes autores e outros como Finno & Rechenmacher 2003 e Riemer & Seed 1997, sugeriram que a CSL pode depender de outros fatores que incluem o estado inicial e estrutura do solo, história de tensões de adensamento, e a trajetória de carregamento.

---

<sup>8</sup> Alguns modelos constitutivos consideram que o solo tem uma inerente *cross-anisotropy* (que resulta de uma natural sedimentação vertical e de formação de camadas aprox. horizontais).

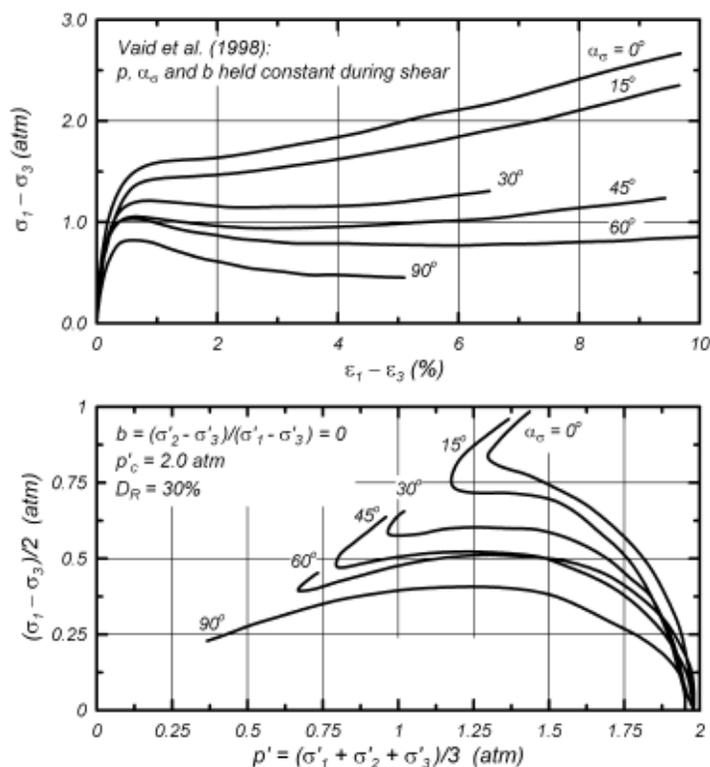


Figura 2.13 – Resposta das trajetória de tensões e deformações não drenada da areia de Rio Fraser testado ao longo das diferentes trajetórias de tensões em um *torsional hollow cylinder* (after Vaid & Eliadorani, 1998)

Ainda com este método de ensaio, a avaliação do comportamento da resistência-tensão-deformação para um granito descomposto foi estudada por Kumruzzaman & Yin (2010) para diferentes direções de tensões principais de confinamento sobre condições não drenadas. A influência da direção das tensões principais sobre o comportamento da resistência foi comparado pelos autores com resultados de ensaio triaxial verdadeiro para o mesmo material. Assim, foi observado que a tensão desviadora e o excesso de poropressão decrescem com o incremento das direções das tensões principais (de  $0^\circ$  a  $90^\circ$ ). Tanto os parâmetros de resistência ao cisalhamento quanto o parâmetro A de Skempton (coeficiente de poropressão) foram afetados pelas inclinações das tensões principais, isto é, houve um decréscimo da tensão cisalhante com o incremento das inclinações das tensões principais, e um monotônico incremento do parâmetro de Skempton na ruptura (Figura 2.14) com o incremento do ângulo  $\alpha$  (de  $0^\circ$  a  $90^\circ$ ) (os quais são consistentes com os valores de parâmetro de Skempton de ensaios de compressão e extensão do triaxial convencional). Estes resultados quando comparados com aqueles do

ensaio triaxial verdadeiro mostraram um pronunciado efeito da “cross-anisotropy” para inclinações maiores de 30 graus.

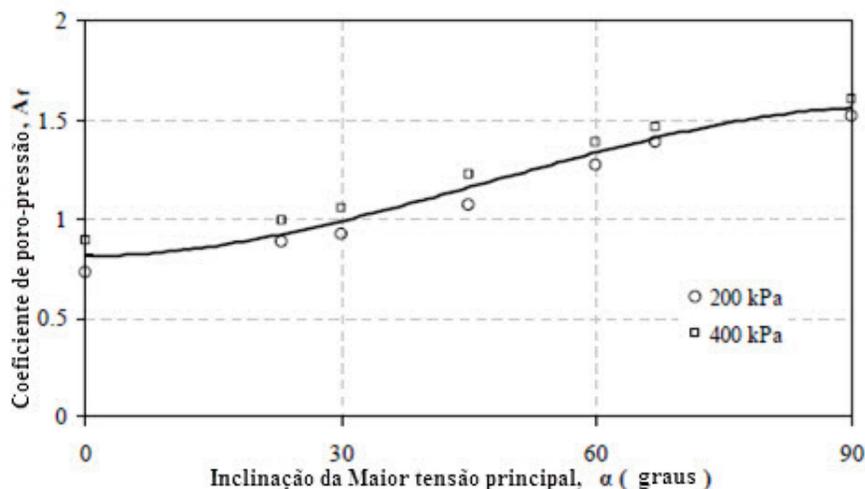


Figura 2.14 – Coeficiente de poropressão versus direções da tensão principal maior (Kumruzzaman & Yin (2010)).

Os ensaios de laboratório Cilindro vazado torcional e a Célula de cisalhamento direcional podem impor contínua rotação das tensões principais a uma amostra a uma razão de tensões constantes (e.g.,  $\sigma_1/\sigma_3$ ) onde não se tem a desvantagem de desconhecer o estado de tensões. Todavia, estes ensaios ainda são considerados caros e relativamente complexos nos seus procedimentos. A partir disto, o carregamento de cisalhamento simples causa mudança de volume, o qual é parcialmente atribuído à rotação das tensões principais. (Park & Byrne, 2004)

Embora os efeitos da rotação de tensões principais sejam significantes, como exposto linhas acima, é frequentemente considerado secundário e não é normalmente considerado nas análise de tensão-deformação. Todavia, é de grande importância o desenvolvimento de modelos constitutivos que possam incorporar na sua formulação a rotação de tensões principal e a não-coaxialidade (isto é, incrementos de deformação plástica não estão na mesma direção com os das tensões principais como apontado por Sayão, 1989 e Gutierrez *et al*, 1991). Este assunto será ainda abordado no capítulo 5 referente ao estudo de modelos constitutivos.

## 2.6 Ensaio dinâmico para a obtenção das propriedades dinâmicas dos solos

O comportamento dos solos sujeitos a carregamentos dinâmicos é governado, especificamente, pelas propriedades dinâmicas dos solos.

Existe uma grande incerteza na medição das propriedades dos solos, muitas dessas incluem a inerente variabilidade dos solos (sua formação geológica que depende da forma a qual foram depositados), a anisotropia inerente (uma função da estrutura do solo), anisotropia induzida (causada pelas condições de tensões anisotrópicas), alteração do estado de tensões no solo (tensões iniciais) no momento da amostragem em campo, limitações dos equipamentos de ensaios, erros na execução do ensaio e erros de interpretação. Porém, muitas destas fontes de incerteza podem ser minimizadas com o devido cuidado dos procedimentos na execução dos ensaios principalmente, mas também quando se faz uma boa escolha do tipo de ensaio a ser realizado que seja indicado com as condições do material, do terreno e do problema específico a ser analisado. Por exemplo, em problemas dominados pelos efeitos de propagação de ondas somente baixos níveis de deformações são induzidos no solo, enquanto que para outros problemas, tais como estabilidade de massas de solo, grandes deformações serão induzidas no solo.

As propriedades dos solos que influenciam na propagação das ondas e outros fenômenos a pequenas deformações incluem a rigidez, o amortecimento, o coeficiente de Poisson e o peso específico, sendo que, os mais importantes devido a sua influência, são a rigidez e o amortecimento. As características de amortecimento e rigidez dos solos sob carregamentos cíclicos são muito importantes para a avaliação de muitos problemas em geoestruturas submetidas a terremotos, não somente quando avaliados a pequenas deformações, mas também a intermediárias e/ou a grandes deformações (já que os solos são materiais não-lineares). A grandes deformações, a influência da taxa e número de ciclos não-linear de carregamento sobre a resistência cisalhante é mais significativa, bem como as características de mudança de volume. Existe uma ampla variedade de métodos e técnicas para medir as propriedades dinâmicas dos solos a pequenas e grandes deformações tanto no campo quanto no laboratório.

A capacidade dos ensaios de laboratório em brindar medições mais exatas das propriedades dos solos dependerá da alta qualidade de amostras que serão obtidas ou

recriadas, e da habilidade dos ensaios replicarem o melhor possível tanto as condições iniciais quanto as condições de carregamento. Ensaios de laboratório são usualmente executadas em amostras relativamente pequenas que são consideradas ser representativas de geoestruturas em estudo, assim, as amostras são ensaiadas como *elementos* (amostras submetida a tensões iniciais uniformes e mudanças uniformes de condições de tensões e deformações), mas também, existem outros ensaios de laboratório onde as amostras não são mais amostras e sim modelos físicos como um todo, e cujos resultados devem ser interpretados em termos de condições de contorno não uniformes atuando sobre o modelo (Kramer, 1996).

Ensaio a pequenas deformações incluem os ensaios de pulso ultra-sônico, excitador piezoelétrico tipo bender e coluna ressonante. As grandes deformações têm o ensaio triaxial cíclico, cisalhamento simples cíclico, cisalhamento torsional cíclico. Adicionalmente, modelos físicos também são empregados para estudar os efeitos de diferentes parâmetros sobre um problema geral sob a influência do campo gravitacional da terra.

Diferente dos ensaios de laboratório, os ensaios de campo permitem que as propriedades do solo sejam medidas *in situ*, no seu estado autêntico (isto é, conservando o estado de tensões, condições estruturais, químicas, termais, etc.) que refleta nas características medidas. Estas respostas são obtidas de relativamente grandes volumes de solo, minimizando, desta forma, o potencial de avaliação de resultados vindos de pequenas amostras não representativas. A grande vantagem de estes ensaios avaliarem as condições *in situ* dos solos são apenas contrabalanceadas com a limitação destes avaliarem outras condições, como por exemplo, o controle da drenagem e dissipação da poropressão. Os ensaios de campo podem ser usados para medir as características dos solos a pequenas ou a grandes deformações, a seleção do(s) método(s) dependerá do parâmetro requerido, principalmente. Ensaio de campo que medem características e propriedades mecânicas dos solos a grandes deformações, tais como resistência cisalhante, resistência residual, módulo cisalhante e amortecimento têm sido correlacionados a propriedades a pequenas deformações. Ensaio SPT, CPT, BPT e LPT têm sido amplamente usados como índices para avaliar as características de liquefação,

cumprindo um importante role na engenharia geotécnica de terremotos, que neste trabalho é de particular interesse.

Técnicas geofísicas representam uma classe importante dos ensaios de campo para a determinação das características e propriedades dinâmicas do solo a pequenas deformações ou variações a pequena escala. Estes procedimentos, considerados como *métodos ativos*, abrangem a geração de ondas de tensão em estado permanente e/ou transiente e a interpretação do comportamento a partir de sinais de retorno medidos em lugares específicos ministrando, portanto, informações sobre parâmetros elásticos, medição de velocidades de ondas de corpo (S e P) e/ou de superfície (R), frequência, forma e comprimento de ondas, os quais podem ser facilmente relacionados à estimativa de índices de absorção inelásticos, (amortecimento interno do solo sob ondas elásticas) ou a avaliação do módulo cisalhante a pequenas deformações (tipicamente abaixo de 0.001%) baseado na teoria de propagação da onda para materiais lineares. Dentre os métodos sísmicos de maior uso encontram-se os ensaios de reflexão e refração sísmica, ensaios *up-hole* e *down-hole*, cone sísmico, análise espectral para ondas de superfície (SASW), análise de ondas de superfície contínuas (CSW). Uma breve descrição destes métodos sísmicos, inclusive as vantagens e desvantagens estão especificadas na Figura 2.15.

Em 1999 foi introduzido o método de Análise multicanais para ondas de superfície (MASW) resultado de inúmeros estudos feitos na Kansas Geological Survey (Park *et al.*, 1999) para solucionar problemas associados com o SASW. Porém, os ensaios MASW tem a vantagem que explora produtivamente técnicas de processamento e de registro multicanais que são similares àquelas usadas nas técnicas de reflexão sísmicas e em que o método consegue identificar e separar ondas de superfície de altos modos e modo fundamental de vibração (amplitude). Também que as ondas de superfície se atenuam a maiores frequências e com uma diminuição de velocidade de fase. Uma vez que a onda de superfície foi corretamente identificada, procede-se à extração da componente de velocidade da onda S (que está relacionada à frequência do sinal), para obter como resultado final uma curva de variação de velocidade de onda S a diversas profundidades.

A interpretação de parâmetros elásticos, tal como, amortecimento e módulo cisalhante a pequenas deformações *in situ* pode ser determinado por meio da velocidade da onda cisalhante,  $v_s$ , medida em campo.

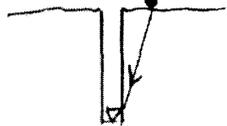
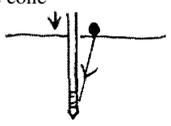
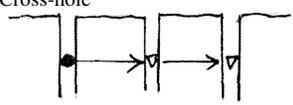
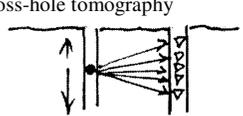
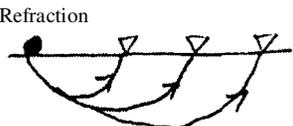
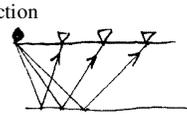
| Método  | Vantagens   | Desvantagens   |
|---|---|--|
| <p>Up-hole</p>   | <p>Apenas um único furo de perfuração é requerido. Ensaio podem ser conduzidos em todo tipo de solos e rochas. A velocidade média e medida em cada camada do material.</p>  | <p>Precisa-se instalar um recobrimento de plástico para estabilizar o furo de perfuração.</p>  |
| <p>Down-hole</p>   | <p>Apenas um único furo de perfuração é requerido. Ensaio podem ser conduzidos em todo tipo de solos e rochas. A velocidade média e medida em cada camada do material. Grandes fontes de energia (e.g. explosivos) podem ser usadas sem danificar os furos de perfuração.</p> | <p>Precisa-se instalar um recobrimento de plástico para estabilizar o furo de perfuração.</p>  |
| <p>Seismic cone</p>                                        | <p>Não precisa de furo de perfuração, o ensaio é empurrado no solo. Fornece outros parâmetros adicionais à rigidez. A velocidade média e medida em cada camada do material.</p>   | <p>A penetração é limitada pela resistência do solo. Não recomendável para rocha.</p>  |
| <p>Cross-hole</p>   | <p>Pode-se detectar baixa velocidade nas camadas (baixa rigidez), desde que sejam de espessura em comparação com o espaçamento do furo de perfuração. Ensaio podem ser conduzidos em todo tipo de solos e rochas.</p>   | <p>A qualidade da informação diminui com baixas profundidades. A máxima velocidade é enfatizada em camadas finas do solo devido às ondas de principais.</p>  |
| <p>Cross-hole tomography</p>                             | <p>Fornece duas dimensões para a distribuição da rigidez. Ensaio podem ser conduzidos em todo tipo de solos e rochas.</p>   | <p>Caro. Artefatos fazem difícil a interpretação. São necessárias instalações de processamento especializadas.</p>   |
| <p>Refraction</p>                                        | <p>Não precisa de furo de perfuração.</p>   | <p>Não pode detectar baixas velocidades nas camadas. Não pode detectar camadas finas. Problemas com a interpretação de aumentos de velocidade contínuos com a profundidade. Não pode se utilizar em situações de diminuição da velocidade contínua com a profundidade, embora estes casos sejam raros.</p> |
| <p>Reflection</p>                                        | <p>Não precisa de furo de perfuração</p>  | <p>Caro: alta resolução da reflexão sísmica é requerida para engenharia de medições. Método efetivo só em camadas.</p>   |
| <p>Spectral Analysis of Surface Waves (SASW) method</p>  | <p>Não precisa de furo de perfuração. Método de campo rápido e relativamente simples.</p>   | <p>Nenhum controle seletivo sobre as frequências geradas: por conseguinte, as medições são limitadas a essas frequências que podem ser geradas no meio por um impulsivo gerado por alguma fonte sísmica. Pode ser necessário usar um numero de impulsivos diferentes de fontes de energia.</p>             |
| <p>Continuous Surface Waves (CSW) method</p>             | <p>Não precisa de furo de perfuração. Controle da frequência seletiva da fonte sísmica vibratória. O método de campo é relativamente rápido e simples. Preliminarmente a o perfil rigidez-profundidade poderia ser visualizado no local.</p>                                  | <p>As profundidades de pesquisa são atualmente limitadas ao redor de 10 m a menos que vibradores montados em grandes camilhões sejam utilizados.</p>   |

Figura 2.15– Métodos sísmicos para a determinação de perfis da rigidez do solo com a profundidade (McDowell *et al.*, 2002).