

3

Fluxo por Liquefação

3.1.

Conceitos Básicos de Liquefação

O estudo da liquefação de solos decorre da necessidade de melhor compreender os mecanismos que induziram à ruptura diversas estruturas (barragens, taludes, fundações de obras civis) sujeitas ao fenômeno ao redor do mundo. Em condições não drenadas a poropressão gerada por carregamentos cíclicos ou monotônicos (liquefação estática) podem chegar a reduzir à zero a tensão efetiva, com as partículas sólidas perdendo o contato entre si, em estado de suspensão no solo, que se comporta como líquido viscoso. Este estado de fluidez é denominado liquefação (Ishihara, 1977).

O fenômeno de liquefação está diretamente relacionado a solos saturados fofos, submetidos a carregamentos não drenados. O cisalhamento destes solos produz uma tendência de contração de volume que, em situação não-drenada, acarretará na elevação da pressão da água no interior dos vazios. O tempo para ocorrência da liquefação é curto, variando de alguns minutos a dezenas de minutos, à exceção do caso de estruturas offshore onde o carregamento imposto pelas ondas do mar pode demorar horas para provocar tensões de cisalhamento cíclicas na fundação das estruturas (Jefferies & Been, 2006).

Hazen (1920) foi o primeiro a usar o termo *liquefação* para explicar a ruptura da barragem de Calaveras, Califórnia, em 1918, construída com a técnica de aterro hidráulico, mas a literatura também registra a terminologia mobilidade cíclica introduzida por Casagrande (1971). De modo geral liquefação (ou mais estritamente fluxo por liquefação) designa o grupo de fenômenos que apresentam em comum o surgimento de altas poropressões em areias saturadas, devido a carregamentos estáticos ou cíclicos, sob volume constante, enquanto que mobilidade cíclica designa a progressiva deformação de areias saturadas quando sujeitas a carregamentos cíclicos sob teor de umidade constante.

A diferença entre fluxo por liquefação e mobilidade cíclica pode ser melhor compreendida na figura 3.1, que apresenta resultados de ensaios triaxiais em amostra de areia saturada, considerando como eixos, o índice de vazios médio e a tensão efetiva principal menor. A linha de estado permanente representa os estados nos quais o solo pode se deformar sob volume e tensões constantes.

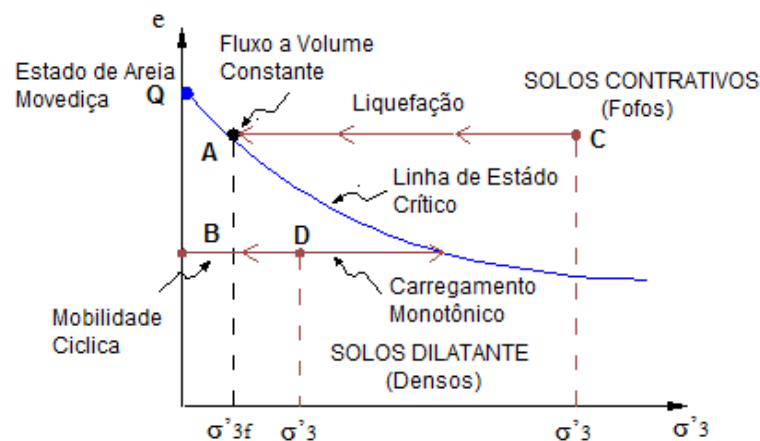


Figura 3.1 – Ensaios não drenados em amostras de areia saturada (adaptado de Castro e Poulos, 1987).

Fluxo por liquefação é o resultado da ruptura não drenada de uma mostra de areia fofa (contrativa), iniciando, por exemplo, no ponto *C* e terminando sob volume e tensão σ'_{3f} constantes no ponto *A*, onde permanecerá enquanto continuar o fluxo não drenado. Neste mesmo gráfico, acha-se também indicado o ponto *Q*, que se refere ao estado de areia movediça onde o solo perdeu completamente sua resistência, sem tendência de contrair ou dilatar de volume, pois nesta condição os grãos de areia não estão mais em contato permanente entre si.

Agora considere o carregamento monotônico de uma areia densa saturada (dilatante) sob condição não drenada a partir do ponto *D*. A correspondente trajetória poderá mover-se levemente para a esquerda, no início, mas então se deslocará horizontalmente para a linha de estado permanente à medida que o carregamento estático aumentar. Se, por outro lado, no ponto *D* for aplicado um carregamento cíclico, o comportamento da amostra poderá ser observado plotando-se o índice de vazios médio versus a tensão efetiva σ'_3 cada vez que o

ciclo de carregamento passar por zero (tensão de desvio nula). Neste caso, o ponto se movimentará horizontalmente para a esquerda porque o índice de vazios médio na amostra se mantém constante e a poropressão crescerá devido ao carregamento cíclico. O valor desta poropressão dependerá da intensidade do carregamento cíclico, do número de ciclos e do tipo de ensaio, entre outros fatores, mas eventualmente o ponto B onde $\sigma'_3 = 0$ poderá ser atingido. Durante o processo, grandes deformações podem ocorrer, dizendo-se então que a amostra de areia desenvolveu mobilidade cíclica.

As deformações tornam-se progressivamente maiores à medida que mais ciclos de carregamento são aplicados, e durante cada ciclo a poropressão torna-se igual à tensão confinante quando a tensão de desvio é nula, decaindo em seguida quando carregamentos de compressão ou de extensão forem aplicados.

Logo, para amostras de areia saturada localizadas acima da linha de estado permanente, poderá ocorrer fluxo por liquefação se o carregamento aplicado, monotônico ou cíclico, sob condição não drenada, for suficientemente grande para que a linha de estado permanente seja atingida. Quanto mais à direita o ponto inicial C estiver, maiores serão as deformações associadas com o fenômeno da liquefação; se o ponto estiver localizado acima de Q , a resistência residual após a liquefação será nula.

Para amostras de areia saturada localizadas abaixo da linha de estado permanente, com tendência de comportamento dilatante, o ponto inicial D se movimentará para a direita se o carregamento for monotônico, e para a esquerda na aplicação de carregamento cíclico. Se o número de ciclos e a amplitude dos mesmos forem suficientemente grandes, dentre outros fatores, poderá ser atingido o ponto onde o acréscimo de poropressão torna-se igual à tensão efetiva confinante inicial, provocando deformações do material, porém sem perda significativa de resistência, como no fenômeno do fluxo por liquefação. Seed e Lee (1996) definiram este ponto como de *liquefação inicial*, terminologia que erroneamente induz a idéia de que fluxo por liquefação pode acontecer tanto em solos densos quanto fofos.

De acordo com o exposto, fluxo por liquefação somente poderá ocorrer em solos granulares saturados fofos, sob carregamentos estáticos ou dinâmicos que provoquem tensões cisalhantes na massa de solo, como em taludes, sob as

fundações de edificações ou nas vizinhanças de uma estrutura enterrada mais leve do que o solo escavado. Para um dado índice de vazios, o potencial de liquefação aumenta com a tensão confinante e com as tensões cisalhantes geradas pelo carregamento.

Finalmente, um comentário sobre a linha de estado permanente e a linha de estado crítico utilizada nos conhecidos modelos de estado crítico (Schofield e Wroth, 1968), como no modelo Cam Clay Modificado, para estudo do comportamento mecânico de areias e argilas normalmente adensadas. Na literatura houve discussões se ambas as linhas são coincidentes (Casagrande, 1975; Poulos, 1981; Sladen, d'Hollander, Krahn e Mitchell, 1985; Alarcon-Guzman, Leonards e Chameau, 1988) visto que a linha de estado permanente é obtida para areias fofas (contrativas) sob solicitação não drenada em ensaios triaxiais de tensão controlada, enquanto que a linha de estado crítico é geralmente obtida em ensaios com areias densas (dilatantes) sob solicitação drenada em ensaios de deformação controlada. De acordo com Been, Jefferies e Hachey (1991), após análise dos resultados de extenso programa de ensaios triaxiais drenados e não drenados em areia, as linhas de estado permanente e de estado crítico são realmente coincidentes e independentes das trajetórias de tensões.

3.2.

Suscetibilidade à Liquefação

Há muitos critérios publicados na literatura para estimativa da suscetibilidade de liquefação de areias, sendo alguns deles apresentados a seguir (Kramer, 1996):

3.2.1.

Critério Geológico

Os processos geológicos que formam e transportam partículas relativamente uniformes, produzem depósitos de solo de baixa densidade relativa e altamente suscetíveis à liquefação. Conseqüentemente, depósitos fluviais, coluviais e eólicos, quando saturados, podem sofrer liquefação por carregamentos estático ou cíclico. A suscetibilidade em depósitos antigos é geralmente menor do que em depósitos mais recentes. Assim, solos do período Pleistoceno são menos

suscetíveis à liquefação do que solos do período Holoceno. Como a liquefação ocorre somente em solos saturados, quanto mais profundo for o nível d'água subterrâneo, tanto menor sua suscetibilidade à liquefação. Ocorrência de liquefação é geralmente observada em maciços onde o nível d'água situa-se a poucos metros abaixo da superfície. Depósitos formados pela ação do homem merecem também atenção especial pois, quando pouco compactados (por exemplo, barragens de rejeito, aterros hidráulicos), são bastante propensos à liquefação.

3.2.2.

Critério de composição do material

Por muitos anos acreditou-se que liquefação estava restrita a depósitos de areia, apenas. Solos de granulometria mais fina foram considerados incapazes de gerar altos valores de poropressão, comumente associados com a liquefação, enquanto que solos de granulometria mais grossa foram, por sua vez, considerados muito permeáveis para manter acréscimos de poropressão por um tempo suficiente para o processo de liquefação se desenvolver. Mais recentemente, os limites dos critérios baseados em granulometria foram expandidos. Liquefação de siltes não plásticos foi observada (Ishihara, 1984, 1985), tanto em laboratório como em campo, indicando que as características de plasticidade são mais influentes do que a distribuição granulométrica no caso de solos finos. De acordo com Wang (1979), solos finos que satisfazem cada uma das seguintes condições do *critério chinês* podem ser considerados suscetíveis à liquefação: a) fração mais fina do que $5\mu \leq 15\%$; b) limite de liquidez $LL \leq 35\%$; c) teor de umidade $w \geq 0,9LL$; d) índice de liquidez $\leq 0,75$. Para considerar diferenças da prática americana, a U.S. Army Corps of Engineers recomendou adaptar o *critério chinês* por meio das seguintes modificações: a) decréscimo da fração de finos em 5%; b) acréscimo do limite de liquidez em 1%; c) acréscimo do teor de umidade natural em 2% (Finn, 1994).

Quanto a solos grossos, liquefação em pedregulhos também foi observada em campo (Coulter e Migliaccio, 1966; Chang, 1978; Wong, 1984; Youd et al., 1985; Yegian et al., 1994) e em laboratório (Wong et al., 1975; Evans e Seed,

1987). Quando a dissipação das poropressões for impedida pela presença de camadas impermeáveis, podem então ser estabelecidas condições para uma solicitação não-drenada e, conseqüentemente, propiciar a ocorrência de liquefação neste tipo de solo.

A suscetibilidade à liquefação é influenciada pela distribuição granulométrica também. Solos bem graduados são geralmente menos suscetíveis porque o preenchimento dos vazios pelas partículas menores resulta numa menor variação volumétrica, sob condição drenada, e em menores valores de poropressão, na condição não drenada. Evidências de campo indicam que a maioria dos casos de ruptura por liquefação aconteceu em depósitos de solo com granulometria uniforme.

A forma da partícula pode igualmente influenciar a suscetibilidade à liquefação. Solos com partículas arredondadas tendem a tornarem-se menos densos com maior facilidade do que aqueles formados por grãos angulares, logo apresentando uma maior suscetibilidade. Depósitos com partículas arredondadas ocorrem geralmente em ambientes de deposição fluvial e aluvionar, onde areias saturadas fofas são freqüentemente encontradas, formando áreas de alto potencial de liquefação.

3.2.3. Critério de estado

Mesmo se um solo satisfazer a todos os critérios de suscetibilidade anteriormente citados, a liquefação pode ou não se desenvolver. A suscetibilidade à liquefação depende ainda fortemente de um critério de estado, dependente da densidade relativa e das tensões iniciais no maciço de solo.

Historicamente, os seguintes critérios de estado foram apresentados na literatura:

a) Critério do índice de vazios crítico. Casagrande (1936) executando ensaios triaxiais drenados (deformação controlada) em amostras de areia fofa e densa verificou experimentalmente que sob uma mesma tensão efetiva a densidade relativa do solo se aproximava de um valor constante à medida que as amostras eram cisalhadas sob grandes deformações. O índice de vazios correspondente a

este estado final de volume constante foi denominado *índice de vazios crítico*, e_c . Com a execução de ensaios adicionais sob diferentes tensões de confinamento, Casagrande (1936) constatou também que o índice de vazios crítico podia ser unicamente relacionado com as tensões de confinamento através da linha de índice de vazios crítico da figura 3.2. Ainda que equipamentos necessários para medição de poropressão não estivessem disponíveis à época (1936), Casagrande sugeriu que a linha de vazios crítico também poderia ser interpretada como uma fronteira entre regiões de desenvolvimento de excessos de poropressão positiva (contração de volume, solos fofos) e de poropressão negativa (expansão de volume, solos densos).

Admitindo-se então que a linha de índice de vazios crítico delimita uma fronteira entre comportamentos de contração e expansão de volume, esta foi também considerada como um critério de suscetibilidade de liquefação (figura 3.2). Solos saturados com índices de vazios altos o suficiente para serem localizados acima desta linha eram considerados suscetíveis à liquefação, enquanto que os plotados abaixo dela eram classificados como não suscetíveis. Todavia, quando a barragem de Fort Peck (Montana, EUA) sofreu processo de ruptura por liquefação estática no talude de montante durante sua construção, em 1938, uma investigação posterior mostrou que o estado inicial do solo tinha sido plotado abaixo da linha de índice de vazios crítico, devendo, como na época o tinha sido, ser considerado não suscetível à liquefação (Middlebrooks, 1942). Casagrande atribuiu esta discrepância à inabilidade dos ensaios triaxiais drenados sob deformação controlada em representar adequadamente todos os aspectos que influenciam o comportamento do solo sob as condições reais não drenadas de tensão controlada que ocorrem na liquefação em campo.

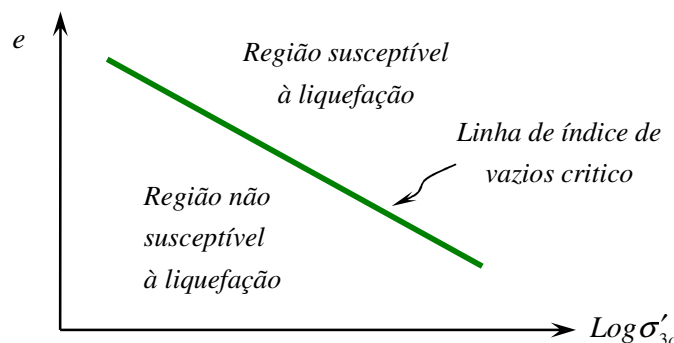


Figura 3.2 – Linha de Vazios Crítico (Casagrande, 1936).

b) Critério do estado de deformação. Castro (1969), estudante de pós-graduação de Casagrande, executou um programa de ensaios triaxiais de tensão controlada, não drenados, estáticos e cíclicos, em amostras de areia consolidadas isotropicamente e anisotropicamente. Três diferentes tipos de curvas tensão-deformação para amostras consolidadas anisotropicamente estão representadas na figura 3.3. Solos fofos (amostra *A*) tipicamente exibiram um pico de resistência não drenada para baixos níveis de deformação, colapsando rapidamente para fluir sob pequenos valores de tensão de confinamento e de tensão de desvio q . Solos densos (amostra *B*) apresentaram inicialmente contração de volume, seguido por expansão volumétrica mesmo sob tensões de confinamento relativamente altas, atingindo consideráveis valores de resistência ao cisalhamento. Para as amostras com densidade relativa intermediária (amostra *C*) o pico de resistência no início do ensaio foi seguido por uma região de amolecimento intermediária que terminou a partir do momento em que a variação de volume foi novamente de expansão, caracterizando o chamado ponto de transformação de fase (Ishihara, 1975). Com acréscimos de carregamento subsequentes o solo da amostra *C* continuou a apresentar dilatação de volume sob altas tensões de confinamento, bem como altos valores de resistência ao cisalhamento. O tipo de comportamento da amostra *C* foi denominado de *liquefação limitada*.

O programa de ensaios de Castro (1969) mostrou existir uma relação única entre índice de vazios e tensão confinante sob grandes deformações que, graficamente, é plotada paralelamente mas abaixo da linha de índice de vazios crítico de Casagrande (1936) obtida com ensaios triaxiais drenados de deformação controlada. O estado no qual o solo flui continuamente sob tensão cisalhante constante, volume constante e velocidade constante foi então definido como linha de estado permanente (Castro e Poulos, 1977; Poulos, 1981).

Mais recentemente, tem-se comprovado que a linha de estado permanente não é unicamente definida pela densidade relativa do solo, sendo diferente para trajetórias de tensão de compressão e de extensão, particularmente se a estrutura do material for marcadamente anisotrópica (Vaid et al., 1990; Reimer e Seed, 1992; Vaid e Thomas, 1995), recomendando-se, portanto, que o ambiente do depósito e a situação de carregamento sejam representados o mais próximo da realidade

quanto possível na investigação das condições de estado permanente em ensaios de laboratório.

De maneira geral, a linha de estado permanente (*SSL – steady state line*) pode ser visualizada como uma curva no espaço tridimensional $e - \sigma' - \tau$ (ou $e - p' - q$) ou projetada em planos de τ , σ' ou e constante (figura 3.4). Adicionalmente, como a resistência não drenada S_u é proporcional à tensão efetiva de confinamento na condição permanente, uma linha *SSL* baseada em resistência não drenada do solo apresenta-se paralela à linha *SSL* baseada em tensão confinante efetiva, quando ambas são plotadas em escala logarítmica (figura 3.5).

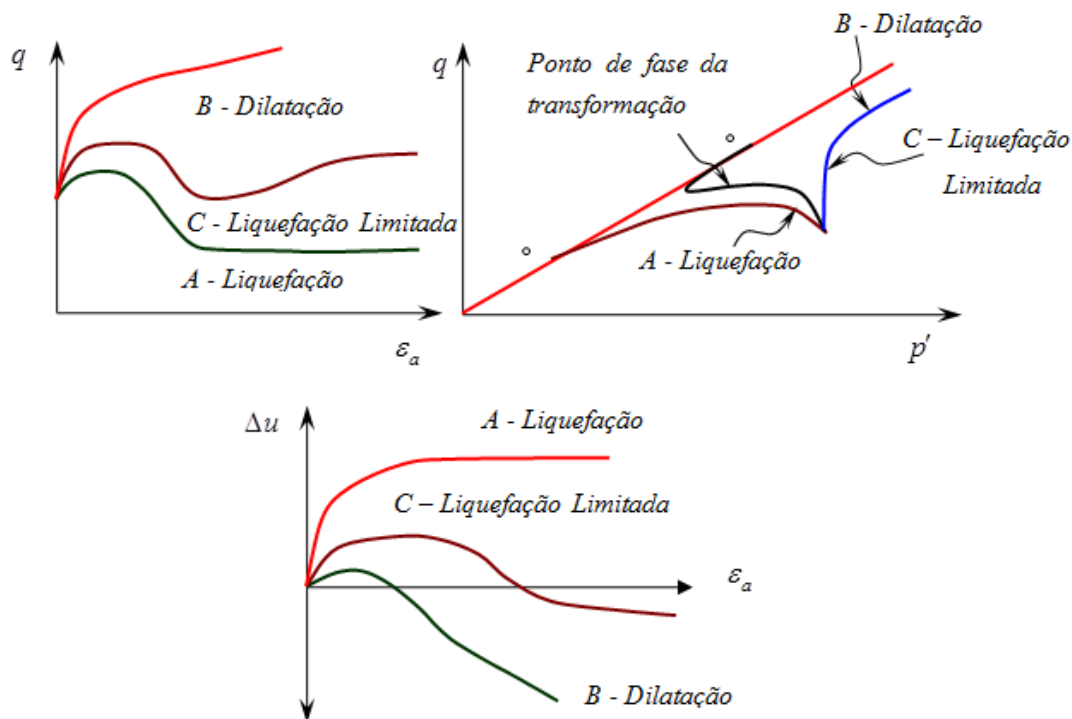


Figura 3.3 – Comportamento Típico de ensaios triaxiais não drenados realizados por Castro (1969).

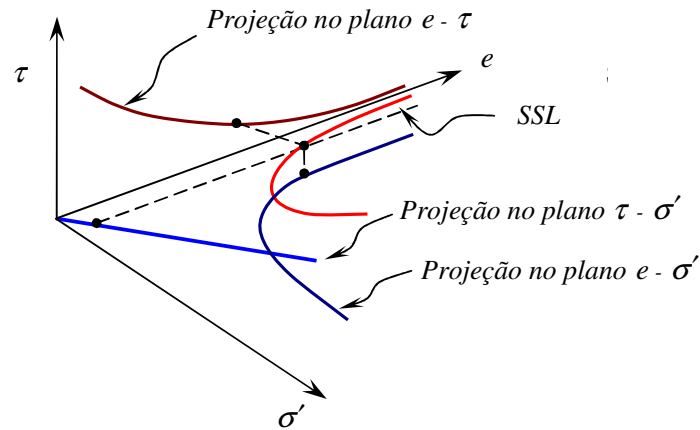


Figura 3.4 – Linha de estado permanente em representação tridimensional no espaço $e - \tau - \sigma'$ e nos planos $\tau - e$, $\tau - \sigma'$, e $e - \sigma'$ (Kramer, 1996).

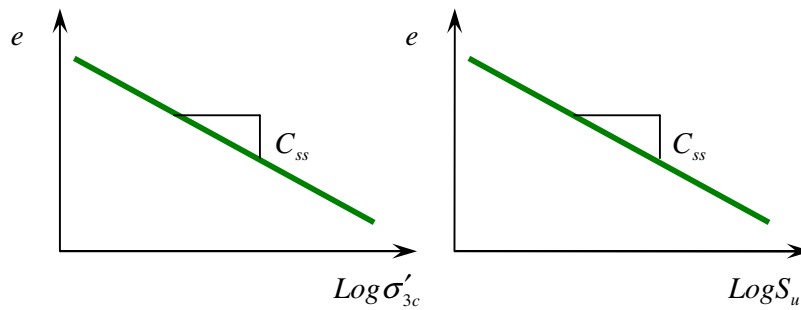


Figura 3.5 – Proporcionalidade entre a linha *SSL* baseada em resistência não drenada S_u e a linha *SSL* baseada em tensão efetiva de confinamento (em escala logarítmica).

A linha *SSL* é útil para identificação das condições sob as quais um solo pode ser suscetível ao fluxo por liquefação (figura 3.6). Um solo cujo estado é plotado abaixo da linha *SSL* não é considerado suscetível à liquefação, enquanto que para um solo representado acima de *SSL* a liquefação poderá ocorrer se as tensões cisalhantes necessárias para equilíbrio estático da massa de solo forem maiores do que a resistência ao cisalhamento residual (estado permanente). Como a linha *SSL* pode ser usada também para avaliar a resistência ao cisalhamento não drenado do solo liquefeito, então também seria possível empregá-la para uma estimativa dos potenciais efeitos do fenômeno da liquefação.

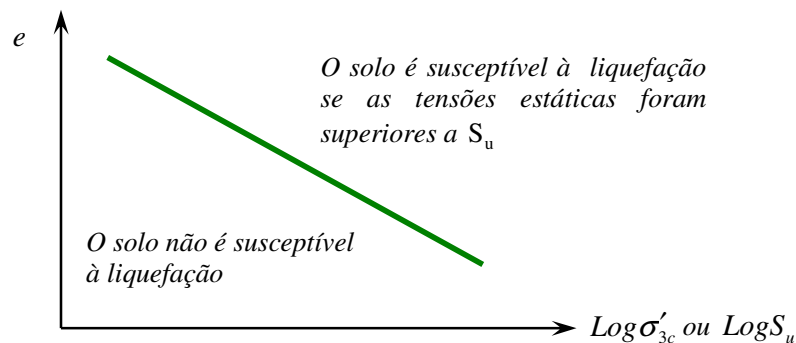


Figura 3.6 – Estimativa da suscetibilidade de liquefação pela linha de estado permanente (Kramer, 1996).

c) Parâmetro de estado – densidade relativa ou índice de vazios apenas tem aplicabilidade limitada quando se pretende estimar a suscetibilidade de liquefação de solos, como bem ilustra a linha *SSL*. Um elemento de solo com um particular índice de vazios (i.e. com determinada densidade relativa) pode ser suscetível à liquefação sob altas tensões confinantes mas não suscetível caso estas sejam baixas.

Been e Jefferies (1985) introduziram o conceito de parâmetro de estado, definido por

$$\psi = e_0 - e_{ss} \quad (\text{Eq. 3.1})$$

onde e_{ss} é o índice de vazios na linha de estado permanente sob a tensão efetiva confinante de interesse (figura 3.7). Quando ψ é positivo, o solo exhibe comportamento contrativo e pode ser suscetível à liquefação, enquanto que para valores negativos de ψ a variação volumétrica é negativa (dilatação) e o solo não é considerado suscetível ao fluxo por liquefação. O parâmetro de estado foi relacionado com ângulo de atrito do solo, ângulo de dilatância, resultados de ensaios de campo (*CPT*, *DMT* – ensaio de dilatômetro) por Been et al. (1986, 1987), Sladen (1985), Ishihara (1993), entre outros.

A possibilidade de determinar o valor do parâmetro de estado ψ pela execução de ensaios in situ tem grande apelo prático, mas a precisão de sua determinação depende da precisão com que a posição da linha *SSL* pode ser obtida.

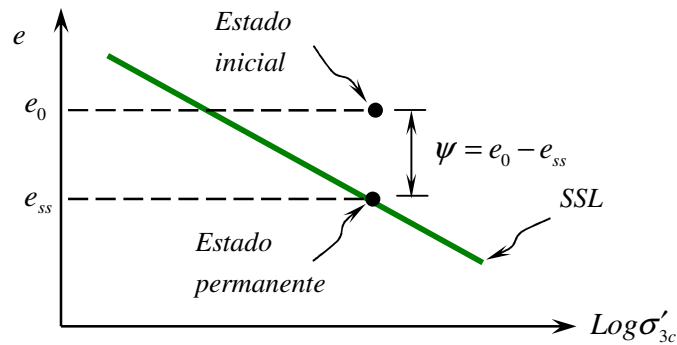


Figura 3.7 – Definição do parâmetro de estado ψ .

3.3. Iniciação do Fluxo por Liquefação

O fato de que um depósito de solo é suscetível à liquefação não significa necessariamente que esta ocorrerá, pois sua iniciação depende das características do carregamento, estático ou dinâmico, aplicado no maciço.

A liquefação de solos granulares pode ser iniciada sob várias circunstâncias. Sob carregamento estático (monotônico) foi observada em depósitos de solos naturais (Koppejan et al., 1948; Andersen e Bjerrum, 1968; Bjerrum, 1971; Kramer, 1988), aterros (Middlebrooks, 1942; Cornforth et al., 1975; Mitchell, 1984), depósitos de rejeitos de mineração (Kleiner, 1976; Jennings, 1979; Eckersley, 1985). Sob carregamento dinâmico, além de fontes sísmicas, foi também constatada como efeito de vibrações causadas pela cravação de estacas (Jakobsen, 1952; Broms e Bennermark, 1967), por tráfego de veículos (Fellenius, 1953), exploração geofísica (Hryciw et al., 1990), e explosões (Conlon, 1966; Carter e Seed, 1988).

Superfície de fluxo por liquefação - considere a resposta de uma série de amostras de areia saturadas submetidas a ensaios triaxiais não drenados (carregamento estático). Como todas as amostras foram consolidadas isotropicamente para o mesmo índice de vazios, sob diferentes valores de tensão confinante, devem então atingir o mesmo estado de tensões efetivas na condição permanente, ao longo de várias trajetórias de tensão (figura 3.8). O estado inicial das amostras A e B localizam-nas abaixo da linha *SSL*, com comportamento

dilatante sob cisalhamento, enquanto que as amostras C, D, E, situadas acima da linha de estado permanente, exibem comportamento contrativo, atingindo um pico de resistência não drenada e deformando-se rapidamente em seguida para atingir a linha *SSL*. Os picos de resistência das amostras C, D, E definem pontos de início de liquefação que, unidos, definem uma linha reta que se projeta pela origem do plano $p':q$, chamada de *superfície de fluxo por liquefação* – *FLS* (*flow liquefaction surface*) conforme Hanzawa et al. (1979), Vaid e Chern (1983). Como a liquefação não pode ocorrer abaixo da linha *SSL* então a superfície *FLS* deve ser interrompida no ponto de estado permanente (figura 3.9).

A superfície *FLS* marca uma fronteira entre estados estáveis e instáveis. Se as condições de tensão em um elemento de solo atingir *FLS* sob condição não drenada, quer sob carregamento estático ou sísmico, o fenômeno de liquefação será iniciado.

Portanto, o fluxo por liquefação ocorrerá em duas etapas: na primeira, que acontece sob baixos níveis de deformação, a geração de poropressão será suficiente para a superfície *FLS* ser atingida, tornando o solo instável. A segunda etapa, controlada pelas tensões de cisalhamento necessárias para garantir equilíbrio estático, envolve a ocorrência de amolecimento (*strain softening*) com geração adicional de poropressão e desenvolvimento de grandes deformações enquanto a trajetória de tensões efetivas move-se de *FLS* para a linha *SSL*. Se a primeira etapa levar o solo à superfície *FLS* sob condições não drenadas, controladas por tensão, então a ocorrência da segunda etapa será inevitável.

O estado de ruptura em fluxo por liquefação é portanto identificado pela superfície *FLS* e sua iniciação é facilmente reconhecida em campo, enquanto que para a situação de mobilidade cíclica a definição de estado de ruptura é imprecisa – um certo nível de deformação decorrente da mobilidade cíclica pode ser aceitável em alguns maciços de solos mas excessivo em outros, sendo impossível de caracterizar um ponto distinto no qual a “ruptura” por mobilidade cíclica inicia em campo. A ruptura por mobilidade cíclica é geralmente reconhecida quando as poropressões tornam-se suficientemente grandes para produzir oscilações do terreno, escorregamentos laterais em maciços pouco inclinados próximos a depósitos de água e evidências de danos na superfície do terreno como vulcões de areia (*sand boils*).

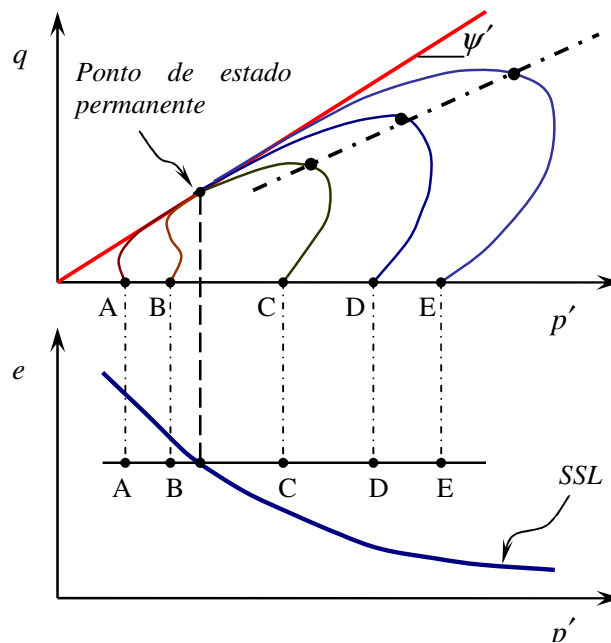


Figura 3.8 – Liquefação é iniciada nas amostras C,D,E nos pontos marcados que a superfície FLS (reta tracejada).

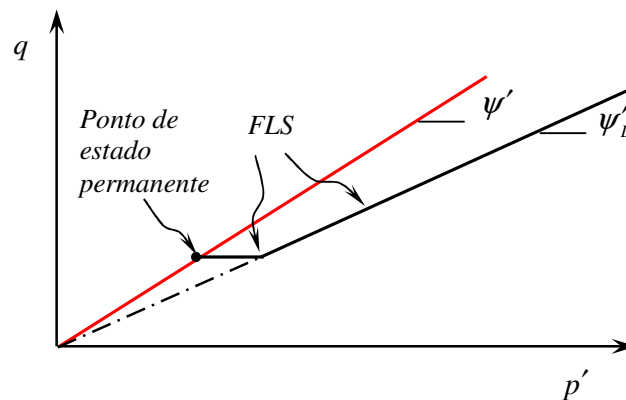


Figura 3.9 – Superfície de fluxo por liquefação no plano $p' : q$ (Kramer, 1996).

3.4. Liquefação estática em barragem de rejeito

Em mineração, a análise do potencial de liquefação é importante devido às características geotécnicas apresentadas pelos rejeitos granulares, quando estes materiais são depositados hidraulicamente em barragens de rejeito, apresentando-se saturados e com baixa densidade relativa. Estas condições, somadas à

ocorrência de um carregamento não drenado, possibilitam a ativação do mecanismo (ou gatilho) que provocará a liquefação estática dos materiais.

O mecanismo de início de liquefação estática pode acontecer devido à velocidade de construção, mudanças de poropressão geradas por chuvas intensas e alto nível do reservatório, bem como por galgamentos dos resíduos por sobre a crista da barragem.

A velocidade dos alteamentos no método de construção à montante deve ser cuidadosamente controlada para prevenir um acréscimo significativo das poropressões. Vick (1990) e Mittal & Morgenstern (1976) sugerem uma taxa de alteamento entre 4.6m/ano a 9.1m/ano para que os excessos de poropressão sejam dissipados à medida que o carregamento é aplicado.

Smith (1972) apresentou duas recomendações de ordem prática com base em análises pós-ruptura por liquefação estática de várias barragens de rejeito:

- a) Deve-se garantir que a densidade relativa dos rejeitos dos diques seja maior do que a densidade relativa crítica.
- b) Deve-se contar com um sistema de drenagem eficiente de modo a impedir que os rejeitos dentro da estrutura de retenção permaneçam na condição saturada.

A literatura registra vários casos históricos do colapso de barragens de rejeito causado por liquefação estática. Para enfatizar a importância de uma análise criteriosa do potencial de ocorrência deste fenômeno, são revistos rapidamente alguns dos desastres mais importantes.

3.4.1.

Barragem de rejeito de Merriespruit (África do Sul, 1994)

No dia 22 de fevereiro de 1994, após uma forte tempestade, aproximadamente 600.000 m³ de rejeito foram liberados da barragem de rejeito de ouro da mina de Harmony, invadindo o bairro Merriespruit da cidade de Virginia, África do Sul. A lama percorreu aproximadamente 2 km, com ondas de até 2.5m de altura, cobrindo cerca de 500.000 m², destruindo 80 casas e matando 17 pessoas (figura 3.10).

O sistema utilizado era o de baias para a disposição de rejeitos, muito comum na África do Sul. Para melhorar seu armazenamento, foram construídos

diques pelo método à montante, com pequena borda livre, e uma praia de rejeitos saturados.

A tragédia aconteceu devido às fortes chuvas que provocaram o galgamento da barragem de pequena borda livre, causando a erosão do talude que, finalmente, provocou o gatilho de ruptura por liquefação estática da barragem de rejeito. Os rejeitos depositados nas baías eram bem graduados com teor de finos superior a 60%. De acordo com Fourie et al. (2001), os mesmos se encontravam num estado altamente contráctil na data do desastre.

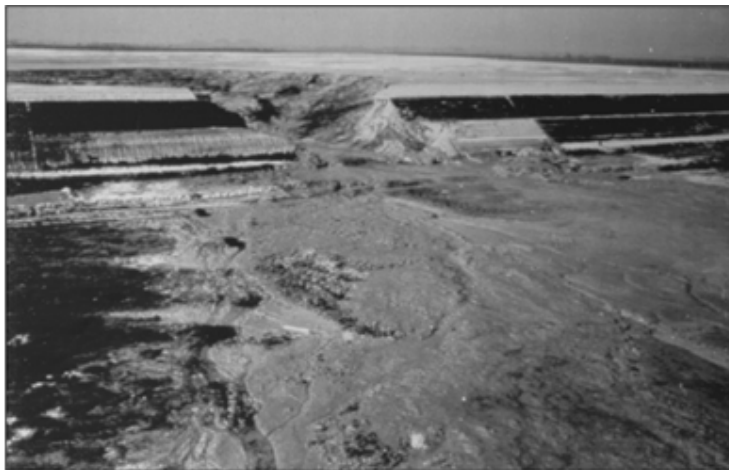


Figura 3.10 – Ruptura da barragem de rejeito de Merriespruit (Davies et al., 2002).

3.4.2. Mina de Sullivan (Canadá, 1991)

Em agosto de 1991, ocorreu liquefação estática na barragem de rejeito da mina de Sullivan, localizada em Kimberley, British Columbia – Canadá (figura 3.11). De acordo com Davies et al (2002) a barragem rompeu devido ao lançamento do material de rejeito em um processo de alteamento da barragem que impôs níveis de tensão que ultrapassaram a capacidade de carga dos rejeitos da fundação.



Figura 3.11 – Ruptura da barragem de rejeito da mina de Sullivan (Davies et al., 2002).

3.4.3. Mina Fernandinho e Pico de São Luiz (Brasil)

Os rejeitos produzidos nestas minas são provenientes de lavras de itabiritos silicosos, são caracterizados como materiais não coesivos com elevado teor de finos, constituídos basicamente por siltes, areias finas e uma pequena fração com granulometria de argila.

Para o caso da mina do Pico de São Luiz, o alteamento foi feito para jusante, enquanto que para a barragem da mina de Fernandinho o alteamento foi executado para montante.

Também nos dois casos verificou-se que o sistema de drenagem interno era bastante ineficiente, o que manteve o alto grau de saturação do material, contribuindo na geração de excessos de poropressão durante o lançamento de rejeitos, que culminou com a ruptura destas barragens por liquefação estática.

Outros casos históricos de ruptura de barragens de rejeito por liquefação estão sumarizados na tabela 3.1, informando a data, localização, tipo de minério e o impacto causado pelo desastre.

Tabela 3.1 – Casos de rupturas por liquefação de barragens de resíduos de mineração
(fonte: www.wise-aramium.org/mdaf.html)

Data	Localização	Tipo de Minério	Liberação de rejeitos	Impacto
08/2009	Karamken, Magadan, Russia.	Ouro		Onze casas foram destruídas pela lama, pelo menos uma pessoa morreu.
09/2008	Taoshi, Linfen, Shanxi, China.	Ferro		Várias casas e um prédio de três andares destruídos. Pelo menos 254 pessoas ficaram feridas e 35 morreram.
11/2006	Nchanga, Chingola, Zambia.	Cobre		Lançamento de resíduos altamente ácidos em rios, com elevadas concentrações de cobre, manganês e cobalto, prejudicando o abastecimento de água potável de comunidades.
04/2006	Miliang, China	Ouro		A lama enterrou aproximadamente 40 casas, com morte de 17 residentes. Mais de 130 residências foram evacuadas. A lama tóxica foi liberada no rio de Huashui, contaminando extensão de 5 quilômetros.
04/2005	Bangs Lake, Jackson, Mississippi, USA.	Fosfato	2.272.498,80 m ³	Resíduos derramados no pântano adjacente, com morte da vegetação.
11/2004	Pinchi Lake, British Columbia, Canadá	Mercúrio	6.000 a 8;000 m ³	Contaminação de 5.500 ha em Pinchi Lake.
09/2004	Riverview, Florida, USA	Fosfato	227.000 m ³	Resíduos atingiram baías de Hillsborough.
10/1997	Pinto Valley, Arizona, USA	Cobre	230.000 m ³	A lama inundou área de 12 hectares.
03/1985	Veta de Agua, Chile	Cobre	280.000 m ³	O rejeito fluiu 5 km rio abaixo.
03/1985	Cerro Negro, Chile	Cobre	500.000 m ³	O rejeito fluiu 8 km rio abaixo.
10/1980	Tyrone, New Mexico, USA	Cobre	2 milhões m ³	8 km rio abaixo com inundação de terras.

Data	Localização	Tipo de Minério	Liberação de rejeitos	Impactos
1970	Mufulira, Zambia	Cobre	1 milhão de toneladas	89 pessoas mortas.
1969	Bilbao, Espanha	?	115.000 m ³	Grande contaminação de rios.
1968	Hokkaido, Japão	?	90.000 m ³	Resíduos percorreram 150 metros rio abaixo.
1966	Leste do Texas, USA	Gipsita	76.000 – 130.000 m ³	Resíduos percorreram 300m.
03/1965	El Cobre, Chile	Cobre	350.000 m ³	Resíduos percorreram 12 km rio abaixo, matando 200 pessoas.
03/1965	El Cobre Old, Chile	Cobre	1.9 milhão m ³	