

## 2 MÉTODOS PSEUDO-ESTÁTICOS

As diversas soluções de equilíbrio limite para análise das condições de estabilidade de taludes de solo sob carregamento estático, que podem ser consideradas familiares ao engenheiro geotécnico, são possíveis de serem estendidas para um contexto pseudo-estático adicionando-se forças aplicadas no centróide da massa instável conservando-se o mesmo módulo, direção porém sentido oposto ao das forças inerciais geradas pela propagação da excitação sísmica (princípio de d'Alembert). Neste tipo de análise geralmente a componente vertical da força de inércia é desprezada em função da hipótese de que as ondas cisalhantes incidentes SV são verticais, e a componente horizontal é obtida pela multiplicação do coeficiente sísmico horizontal  $k$  pelo peso total da massa de solo instável.

No caso de taludes formados por solo homogêneo são disponíveis algumas soluções analíticas publicadas na literatura, como o método de Majumdar (1971), baseado na incorporação de uma força de inércia horizontal no tradicional método de círculo de atrito (Taylor, 1937), o método de Prater (1979), onde a potencial superfície de ruptura tem forma de espiral logarítmica, e o método de Koppula (1984) para taludes formados por solo na condição  $\phi=0$ .

### 2.1. Método das fatias

Para taludes com diferentes tipos de solo a análise é executada através do método das fatias, onde a região de solo delimitada pela potencial superfície de ruptura é dividida em um número qualquer de fatias verticais, analisando-se as condições de equilíbrio em cada fatia isoladamente. O método tem várias versões na literatura, dependendo das hipóteses adotadas para satisfazer parcial ou totalmente as equações de equilíbrio de forças e de momentos.

A análise através do método das fatias parte da definição de uma superfície de deslizamento qualquer para toda a massa do talude. Esta superfície é dividida

em um número de fatias verticais, mostrando-se na figura 2.1 as forças que agem em uma fatia genérica.

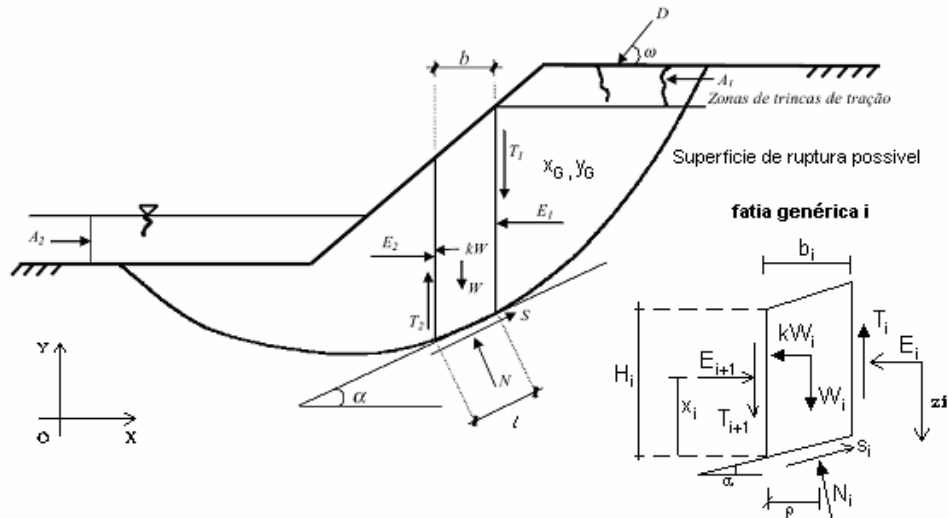


Figura 2.1 – Forças atuantes em uma fatia vertical e a superfície potencial de ruptura

onde:

- $W$  : peso da fatia
- $kW$  : componente horizontal da força de inércia
- $N$  : força normal à base da fatia
- $S$  : força tangencial à base da fatia ( $S = \tau l$ )
- $E_1, E_2$  : componente horizontal das forças entre as fatias
- $T_1, T_2$  : componente vertical das forças entre as fatias
- $D$  : força aplicada na superfície
- $b$  : largura da fatia
- $l$  : comprimento da base da fatia
- $A_1, A_2$  : forças hidrostáticas

O fator de segurança pseudo-estático local é definido por

$$FS_{local} = \frac{s}{\tau} \quad (2.1)$$

onde  $s$  representa a resistência ao cisalhamento e  $\tau$  a tensão cisalhante atuante.

Considerando o critério de resistência de Mohr-Coulomb, é possível reescrever-se a equação acima como

$$S = \tau l = \frac{s l}{FS_{local}} = \frac{l}{FS_{local}} [c' + (\sigma - u) \tan \phi'] \quad (2.2)$$

onde:

$\sigma = \frac{N}{l}$  tensão normal média na base da fatia

$u$  poropressão atuante no centro da base da fatia

$c', \phi'$  parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas

Fatores de segurança pseudo-estáticos globais  $FS$  podem ser determinados com base nas equações de equilíbrio de forças ou momentos.

Considerando o equilíbrio de momentos em relação a um ponto qualquer, causados pelas forças que atuam em todas as fatias,

$$\sum Wx - \sum Sr - \sum N f + \sum kW e \pm D d \pm \sum_{i=1}^2 A_i h = 0 \quad (2.3)$$

onde  $x, r, f, e, d, h$  representam os braços de alavanca dos momentos das diferentes forças em relação ao ponto selecionado.

Admitindo-se, como usualmente, que os fatores de segurança pseudo-estáticos local ( $FS_{local}$ ) e global ( $FS$ ) são iguais em todos os pontos da superfície potencial de ruptura, é possível combinar-se as equações 2.2 e 2.3 para produzir:

$$FS_{momentos} = \frac{\sum [c' l r + (N - u l) r \tan \phi']}{\sum W x - \sum N f + \sum kW e \pm D d \pm \sum_{i=1}^2 A_i h} \quad (2.4)$$

Considerando-se o equilíbrio das forças horizontais que atuam em todas as fatias, obtém-se por sua vez:

$$\sum (E_1 - E_2) - \sum N \sin \alpha + \sum S \cos \alpha - \sum kW - D \cos \omega \pm \sum_{i=1}^2 A_i = 0 \quad (2.5)$$

Novamente combinando-se as equações 2.2 e 2.5 é possível escrever observando-se que a parcela  $\sum(E_2 - E_1)$  é nula para toda a massa deslizando.

$$FS_{forças} = \frac{\sum [c' l \cos \alpha + (N - ul) \tan \phi' \cos \alpha]}{\sum N \sin \alpha + \sum kW + D \cos \omega \mp \sum_{i=1}^2 A_i} \quad (2.6)$$

Ambas as equações para cálculo dos fatores de segurança pseudo-estáticos globais ( $FS_{momentos}$  e  $FS_{forças}$ ) são não lineares, visto que a força normal  $N$  atuante em cada base da fatia é também dependente do fator de segurança.

As equações (2.4) e (2.6) são gerais, porém contendo um número excessivo de incógnitas (problema hiperestático). Como equações adicionais que considerem o comportamento tensão-deformação dos materiais não são admitidas nos métodos de equilíbrio limite, hipóteses simplificadoras devem então ser introduzidas. Os diferentes métodos de fatias propostos na literatura (Bishop Simplificado, 1955; Janbu Simplificado, 1968; Morgenstern & Price, 1965; entre outros) se diferenciam conforme as hipóteses adotadas no processo de cálculo, geralmente em relação às forças entre fatias e no modo de se determinar a força normal  $N$  na base das mesmas.

A sugestão de Terzaghi (1950) de aplicar a força pseudo-estática no centro de gravidade das fatias implica que a aceleração é constante, mas análises sísmicas em taludes (principalmente de barragens) indicam que a mesma cresce com a altura do talude, atingindo-se o pico da aceleração na crista do talude. Seed (1979) mostrou que a variação do ponto de aplicação da força pseudo-estática pode ter um pequeno efeito no valor do fator de segurança pseudo-estático do talude (variando entre 1,32 a 1,21 na análise da Sheffield Dam para um coeficiente sísmico de 0,1), concluindo que o fator de segurança cresce quando a força pseudo-estática é aplicada acima do centro de gravidade da fatia. Esta redução se verifica porque em método de equilíbrio limite baseado nas equações de momentos, como no método de Bishop Simplificado (1955), ocorre um decréscimo do momento devido ao menor braço de alavanca da força pseudo-

estática em relação ao centro de rotação (é evidente que o ponto de aplicação da força pseudo-estática não tem nenhuma influência se o método de equilíbrio limite empregado envolver apenas equilíbrio de forças).

Embora a hipótese de Terzaghi (op.cit.) possa ser levemente conservativa em alguns casos, de maneira geral a força pseudo-estática é assumida atuar no centro de gravidade da fatia.

Porque terremotos são de curta duração, é razoável assumir, exceto para pedregulhos e enrocamentos, que a resistência ao cisalhamento não drenada deve ser usada nos métodos pseudo-estáticos para análise da estabilidade de taludes.

Makidisi e Seed (1977) recomendaram para solos argilosos, solos granulares secos ou parcialmente saturados e para solos granulares densos saturados, onde não se espera significativa perda de resistência devido ao fenômeno da liquefação, a utilização de 80% da resistência não drenada estática como valor da resistência dinâmica do solo. Observaram em ensaios de laboratório um comportamento elástico das amostras de solo quando submetidas a um grande número de ciclos (superior a 100 ciclos) de até 80% da resistência não drenada estática. Deformações permanentes substanciais foram produzidas para carregamentos cíclicos próximos do valor total da resistência não drenada estática. Outros pesquisadores (Hynes-Griffin e Franklin, 1984; Kavazanjian et al., 1997) também sugeriram uma redução de 20% do valor da resistência ao cisalhamento estática, não drenada, para utilização nos métodos de cálculo pseudo-estáticos.

Duncan e Wright (2005) consideram que esta redução pode ser ignorada para materiais não propensos à liquefação devido aos efeitos da velocidade de aplicação do carregamento sísmico. A maioria dos solos sujeita a rápidos carregamentos cíclicos exhibe uma resistência não drenada de 20% a 50% superior àquela determinada em ensaios estáticos convencionais de laboratório, onde o tempo para atingir a ruptura pode ser de vários ou muitos minutos. O aumento da resistência devido à velocidade de aplicação do carregamento dinâmico poderia contrabalançar a redução proposta por Makidisi e Seed (1977) para estimativa da resistência dinâmica de solos argilosos, solos granulares secos ou parcialmente saturados e para solos granulares densos saturados.

### 2.1.1 Coeficiente sísmico

Nas equações (2.4) e (2.6) a força pseudo-estática é suposta conhecida e o valor do coeficiente sísmico  $k$  deve ser fornecido. A escolha de  $k$  representa o aspecto mais importante, e o mais difícil, do emprego de métodos pseudo-estáticos. Várias sugestões foram feitas na literatura, comparando-se os resultados de análises pseudo-estáticas com a experiência de campo e valores obtidos com métodos baseados no cálculo de deformações. A maior dificuldade na aplicação do método pseudo-estático, isto é, na seleção de um coeficiente sísmico adequado, é que há muitos critérios e distintas recomendações sobre como selecionar este valor.

Dentre as principais recomendações da literatura, listadas a seguir, o valor mínimo aceitável do coeficiente de segurança pseudo-estático varia entre 1 a 1,15. Para aterros de resíduos sólidos (*landfills*) as normas americanas exigem ao menos um valor 1,2 (Bray et al., 1995).

- a) Seed (1979) recomendou que para aterros compostos por materiais que não apresentam significativa perda de resistência em consequência de carregamentos sísmicos “*é necessário apenas executar uma análise pseudo-estática considerando um coeficiente sísmico igual a 0,1 para terremotos com magnitude 6,5, ou igual a 0,15 para terremotos com magnitude 8,25, e obter um fator de segurança da ordem de 1,15 para assegurar deslocamentos permanentes suficientemente pequenos*”.
- b) Marcuson (1981) sugeriu um valor do coeficiente sísmico para barragens entre  $1/3$  a  $1/2$  da aceleração horizontal máxima esperada no solo  $PHA^{solo}$  incluindo, portanto, os efeitos de amplificação (ou atenuação) do solo, o que requer uma estimativa da resposta sísmica do talude.
- c) Hynes–Griffin e Franklin (1984) recomendaram o valor  $0,5PHA^{rocha}/g$ , após aplicação do método de Newmark (1965) considerando 350 acelerogramas. Caso o coeficiente de segurança pseudo-estático resulte superior a 1, admite-se que o talude não seja susceptível ao desenvolvimento de grandes deformações permanentes. O critério foi

- desenvolvido para taludes de barragens, considerando materiais não passíveis de liquefação sob ação de sismos de magnitude 8 ou inferior.
- d) Bray et al. (1998) recomendaram para aterros o uso do valor  $0,75\text{PHA}^{\text{rocha}}/\text{g}$  considerando os parâmetros residuais de resistência.
- e) Kavazanjian et al. (1997) sugeriram o valor  $0,17\text{PHA}^{\text{solo}}$  quando uma análise da resposta dinâmica do talude for executada; caso contrário, adotar o valor do coeficiente sísmico igual a  $0,5\text{PHA}^{\text{solo}}$ .

A figura 2.2 mostra a variação dos valores dos coeficientes sísmicos recomendados na literatura, em função do fator de segurança pseudo-estático e magnitude do terremoto. De acordo com Kramer (1996), ainda que julgamento de engenharia seja fundamental em todos os casos, o critério de Hynes-Griffin e Franklin (1984) deve ser apropriado para a maioria dos taludes. Observe da figura 2.2 que uma análise pseudo-estática não é necessária, de acordo com Hynes-Griffin e Franklin (1984), caso o fator de segurança estático  $\text{FS}_{\text{estático}}$  seja superior a 1,7.

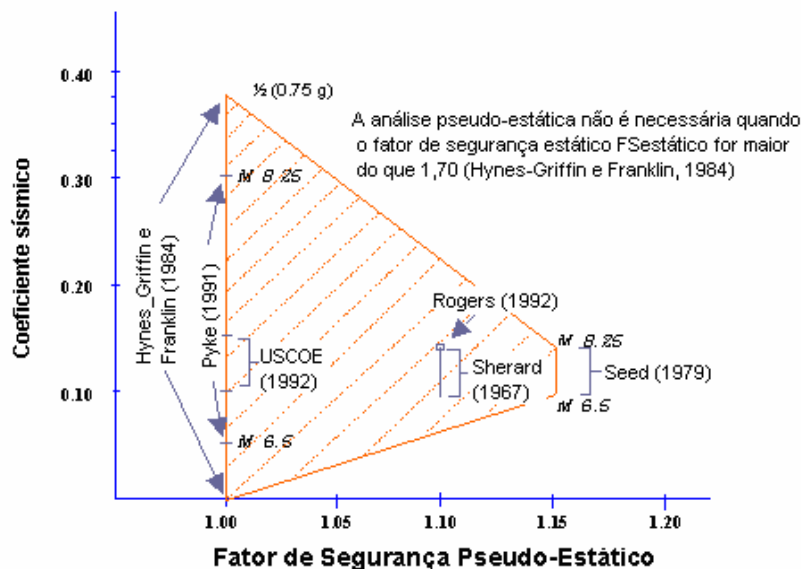


Figura 2.2 – Intervalo de variação do coeficiente sísmico  $k$  em função do fator de segurança, conforme propostas da literatura (Special Publication 117, Califórnia's Seismic Hazards Mapping Act)

Em áreas de intensa atividade sísmica, como no Peru, valores da aceleração máxima do substrato rochoso podem ser obtidos com base em análises de perigo sísmico, empregando-se geralmente métodos probabilísticos (Cornell, 1968) para quantificar a probabilidade de que a aceleração exceda a certo valor durante um prazo de tempo determinado, conhecido como Tempo de Recorrência, expressando os resultados em termos de probabilidades de excedência. Isto permite ao engenheiro a oportunidade de escolher uma alternativa de projeto que represente, a seu critério, a melhor combinação entre o custo e o risco. A precisão do método depende fundamentalmente da confiabilidade dos dados disponíveis.

Castillo e Alva (1993) publicaram o estudo do Perigo Sísmico do Peru, considerando uma abordagem probabilística (McGuire, 1976) que integra informações sismotectônicas, parâmetros sismológicos e leis de atenuação regionais para diferentes mecanismos de ruptura. Os resultados foram expressos sob forma de curvas de perigo sísmico, fornecendo valores de aceleração máxima na base rochosa para todo o país considerando vários tempos de recorrência, selecionados conforme o tipo de obra e sua importância (tabela 2.1).

Em outros países, como nos Estados Unidos, valores da aceleração máxima podem ser obtidos diretamente do U.S. Geological Survey Geohazards Internet Web (<http://eqhazmaps.usgs.gov>) informando as coordenadas de latitude e longitude ou código de endereçamento postal.

## **2.2 Método de Sarma (1973)**

O método de Sarma representou uma mudança de filosofia em relação aos métodos das fatias então existentes para cálculo de fatores de segurança no contexto de problemas dinâmicos. Em vez de determinar o fator de segurança pseudo-estático como uma razão entre forças resistentes e atuantes (ou entre momentos resistentes e atuantes), procura calcular a aceleração horizontal necessária para trazer a massa de solo delimitada pela superfície potencial de ruptura a um estado de equilíbrio limite. O valor desta aceleração crítica, ou de escoamento, representa uma medida do fator de segurança pseudo-estático do talude em relação à aceleração máxima de projeto. A superfície potencial de ruptura pode ser de forma qualquer.



Tabela 2.1: Valores representativos de critérios de projeto considerando perigo sísmico.

TIPO DE OBRA	VIDA ÚTIL (t anos)	PROBABILIDADE DE EXCEDÊNCIA	TEMPO DE RETORNO (anos)
- Instalações essenciais com capacidade muito limitada para resistir a deformações não elásticas e perigo de poluição	50 a 100	0.01	>5000
- Equipamento de subestações elétricas de alta voltagem	50	0.03	1600
- Pontes ou viadutos de estradas principais. Barragens	100	0.10	950
- Tanques de armazenamento de combustível	30	0.05	590
- Prédios para moradia	50	0.10-0.20	225-500
- Construções provisórias que não ameacem obras de maior importância	15	0.30	40

Sarma propôs um procedimento para calcular o coeficiente sísmico  $k$  que, multiplicado pela aceleração da gravidade, fornece a aceleração de escoamento da massa potencialmente instável. As acelerações são função do fator de segurança pseudo-estático  $FS$ , correspondendo o valor da aceleração de escoamento a  $FS = 1$ .

Para o cálculo das forças entre fatias, assumiu que os valores relativos das forças verticais  $T_i$  entre fatias fossem conhecidos, determinados pela multiplicação da função específica  $Q$  por um fator de proporcionalidade  $\lambda^*$ .

$$T_i = \lambda^* Q_i \quad (2.7)$$

Da análise do equilíbrio de forças no diagrama de corpo livre de uma fatia genérica  $i$ , obtém-se a seguinte expressão para o equilíbrio de toda a massa de solo instável, subdividida em fatias, ignorando-se as forças hidrostáticas  $A_1$ ,  $A_2$  e a força  $D$  aplicada na superfície do talude:

$$\sum \Delta T_i \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha_i) + k \sum W_i = \sum R_i \quad (2.8)$$

onde

$$R_i = W_i \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha_i) + [\bar{c}'_i \cdot L_i \cos \psi'_i - U_i \cdot \operatorname{sen} \psi'_i] \operatorname{sec}(\psi'_i - \alpha_i) \quad (2.9)$$

$$\Delta T_i = T_{i+1} - T_i \quad (2.10)$$

$$\Delta E_i = E_{i+1} - E_i \quad (2.11)$$

com

$$\psi'_i = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \phi_i}{\text{FS}} \right) \quad \text{ângulo de atrito minorado pelo fator de segurança;}$$

$$\bar{c}'_i = \frac{c'_i}{\text{FS}} \quad \text{coesão minorada pelo fator de segurança;}$$

$$U_i = ru_i * W_i \operatorname{sec} \alpha_i \quad \text{força desenvolvida pelas poropressões;}$$

$$ru_i \quad \text{parâmetro de poropressão.}$$

O equilíbrio de momentos pode ser efetuado em relação a um ponto qualquer, mas Sarma (1973) sugeriu que este ponto fosse o centro de gravidade da massa deslizante, com coordenadas  $(x_G, y_G)$ , pois assim a soma dos momentos produzidos pelos pesos  $W_i$  e forças de inércia  $kW_i$  é identicamente nula. Após algumas operações algébricas, resulta:

$$\begin{aligned} \sum \Delta T_i [(y_{m_i} - y_G) \tan(\psi'_i - \alpha_i) + (x_{m_i} - x_G)] = \\ \sum W_i (x_{m_i} - x_G) + \sum R_i (y_{m_i} - y_G) \end{aligned} \quad (2.12)$$

onde  $(x_{m_i}, y_{m_i})$  são as coordenadas do ponto de aplicação da força normal  $N_i$  no ponto médio da base da fatia  $i$ .

Existem infinitas possibilidades para a função  $Q$ , porém somente poucas delas fornecem soluções aceitáveis para o problema. O tipo de função sugerida por Sarma (op.cit.) foi:

$$Q_i = f_i \left[ \frac{(K'_i - \bar{r}u_i)(\bar{\gamma}_i H_i^2 \tan \bar{\phi}'_i)}{2} + \bar{c}'_i H_i \right] \quad (2.13)$$

onde

$$K'_i = \frac{1 - \text{sen} \beta'_i \left[ (1 - 2\bar{r}u_i) \text{sen} \phi'_i + \frac{(4\bar{c}'_i \cos \phi'_i)}{\bar{\gamma}_i H_i} \right]}{1 + \text{sen} \beta'_i \text{sen} \phi'_i} \quad (2.14)$$

com

$f_i =$  constante a ser selecionada, geralmente igual a 1;

$\bar{r}u_i, \bar{\phi}'_i, \bar{c}'_i, \bar{\gamma}_i =$  valores médios dos parâmetros do solo na fatia  $i$ ;

$$\beta'_i = 2\alpha_i - \phi'_i \quad (2.15)$$

Da expressão (2.7) vem:

$$\Delta T_i = \lambda^* (Q_{i+1} - Q_i) \quad (2.16)$$

ou

$$\Delta T_i = \lambda^* P'_i \quad (2.17)$$

ou ,

$$P'_i = (Q_{i+1} - Q_i) \quad (2.18)$$

Na ausência de forças externas, tem-se ainda que

$$\sum \Delta E_i = 0 \quad (2.19)$$

Substituindo-se as equações (2.16) e (2.19) em (2.8) e (2.12), obtêm-se as seguintes expressões após algumas manipulações algébricas:

$$\lambda^* = \frac{s_4}{s_3} \quad (2.20)$$

$$k = \frac{(s_1 - \lambda^* \cdot s_2)}{\sum W_i} \quad (2.21)$$

onde

$$s_1 = \frac{1}{FS} \sum [c'_i \cdot b_i + W_i \cdot (1 - ru_i) \tan \phi'_i] \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi_i}{FS}} - \sum W_i \cdot \tan \alpha_i \quad (2.22)$$

$$s_2 = \sum P'_i \tan(\psi'_i - \alpha_i) \quad (2.23)$$

$$s_3 = \sum P'_i [(ym_i - y_G) \tan(\psi'_i - \alpha_i) + (xm_i - x_G)] \quad (2.24)$$

$$s_4 = \sum W_i (xm_i - x_G) + \sum R_i (ym_i - y_G) \quad (2.25)$$

Notar que o método de Sarma (1973) não é iterativo, pois as incógnitas não se repetem em ambos os lados das equações acima, o que elimina problemas associados com a convergência da solução. O cálculo é feito através da seleção de diversos valores do fator de segurança pseudo-estático  $FS$ , seguindo-se a avaliação dos correspondentes valores do coeficiente sísmico  $k$ . Como já mencionado, com a condição  $FS = 1$  é possível avaliar o valor da aceleração de escoamento.

### 2.3. Análise pós-sismo

Após a ocorrência do sismo, a estabilidade do talude pode diminuir em consequência da perda de resistência ao cisalhamento do solo devido ao terremoto. Para solos não sujeitos à liquefação, esta redução deve ser estimada em ensaios de laboratório, nos quais as amostras são consolidadas sob tensões comparáveis às de campo antes do terremoto, sujeitas a carregamento cíclico não drenado para simulação do carregamento dinâmico e finalmente cisalhadas até a ruptura sob carregamento estático.

Para alguns solos, a resistência não drenada após o carregamento sísmico representa o valor mínimo de resistência, a qual tende a crescer gradualmente com o tempo após cessado o terremoto. Para outros, especialmente aqueles que

dilatam sob cisalhamento, a resistência ao cisalhamento pode diminuir com o tempo, à medida que a água drena das zonas de altas para as de baixas poropressões. Este foi o caso da barragem de Lower San Fernando (Seed, 1979) onde o fator de segurança calculado com a resistência ao cisalhamento não drenada imediatamente após o terremoto foi igual a 1,4 e o fator de segurança calculado após drenagem e redistribuição de poropressões foi somente de 0,8.

Em casos onde as resistências não-drenada e drenada controlam a estabilidade, deve-se executar uma análise de estabilidade com o menor dos valores da resistência, em procedimento semelhante ao caso da análise de estabilidade de taludes de barragens de terra na condição de rebaixamento rápido do nível d'água do reservatório.

De acordo com o Federal Guidelines for Dam Safety – Earthquake Analyses and Design of Dams - FEMA 65 (2005), para taludes de barragens de terra, um fator de segurança estático em análise pós-sismo igual ou superior a 1,25 indica que as deformações serão pequenas e que a barragem operará satisfatoriamente.

## **2.4. Comentários finais**

Por muitos anos, a análise da segurança de taludes de barragens durante terremotos foi avaliada exclusivamente pelo método pseudo-estático, empregando-se coeficientes sísmicos  $k_y$  bastantes baixos, entre 0,05 e 0,15 nos Estados Unidos, mesmo em áreas como no norte da Califórnia onde grandes terremotos são esperados, e valores inferiores a 0,20 no Japão. Nenhuma consideração especial era dada à natureza dos solos dos taludes ou da fundação, e um fator de segurança pseudo estático determinado superior a 1 era suficiente para concluir que a questão da estabilidade da barragem estava satisfatoriamente resolvida.

Uma das razões desta aceitação generalizada por parte dos engenheiros, segundo Seed (1979), foi que nenhuma grande barragem projetada com o método pseudo-estático havia apresentado grandes problemas de segurança, seja porque poucas estruturas realmente estiveram sob a ação de carregamentos sísmicos ou porque não se produziram relatórios técnicos detalhados sobre o comportamento destas durante ou após a ocorrência do terremoto. Quando barragens entravam em

colapso, geralmente se atribuía ao fato de que eram estruturas velhas ou mal construídas, sem qualquer crítica sobre o método empregado para análise de sua estabilidade.

Esta situação perdurou até 9 de fevereiro de 1971, quando o terremoto de San Fernando (magnitude 6,6 na escala Richter) atingiu o sul da Califórnia e provocou deslizamentos em duas grandes barragens – Upper San Fernando (fator de segurança pseudo-estático entre 2 a 2,5 considerando coeficiente sísmico de 0,15, resultou em deslizamento de aproximadamente 6 pés do talude de jusante e da crista da barragem) e Lower San Fernando (fator de segurança pseudo-estático de 1,3 considerando coeficiente sísmico de 0,15, resultou na ruptura do talude de montante). Ironicamente, cinco anos antes a barragem Lower San Fernando havia sido avaliada por consultores e agências reguladoras americanas que a consideraram segura para qualquer terremoto que viesse a ser submetida no futuro.

Se métodos pseudo-estáticos demonstraram-se incapazes de prever a ruptura, então algum outro procedimento mais confiável ou uma melhor compreensão de suas limitações eram urgentemente necessários.

Outras metodologias foram então desenvolvidas (método de Newmark, método de Makdisi e Seed, método dos elementos finitos) enquanto se buscou um melhor entendimento do comportamento dinâmico dos solos através de ensaios de campo, laboratório e retroanálises de casos históricos como os deslizamentos verificados em Anchorage (terremoto do Alasca em 1964), ruptura da barragem de Sheffield (Santa Bárbara, Califórnia, 1925), barragem de rejeitos em Oshima (Japão, 1978), entre outras, além das barragens de San Fernando..

Constatou-se finalmente que o método pseudo-estático é um procedimento de cálculo aceitável para certos tipos de solo (argilas, solos argilosos, solos granulares secos ou parcialmente saturados, solos granulares saturados densos) que não apresentem degradação de resistência de mais de 20% devido aos ciclos de carregamento imposto pelo terremoto ou por altas poropressões (Seed, 1979).

O método pseudo-estático não deve ser usado em taludes formados por solos granulares saturados fofos ou medianamente densos, necessitando-se de um método mais sofisticado de análise para previsão do desenvolvimento de proropressões, redistribuição com o tempo e total perda de resistência (liquefação). Solos granulares altamente permeáveis podem ser considerados um

caso particular, onde as poropressões induzidas pelo terremoto são dissipadas rapidamente. Por outro lado, em solos granulares saturados finos (siltes, areias) há considerável evidência de que a condição crítica de estabilidade nem sempre ocorre durante o terremoto mas pode, de fato, acontecer minutos ou horas após o sismo, justificando a necessidade de análises pós-sismos especiais com especial atenção à redistribuição das poropressões.