

## 4

### Estabilidade de taludes

#### 4.1.

#### Métodos de equilíbrio limite

Métodos de equilíbrio limite para análise da estabilidade de taludes são amplamente utilizados e a experiência acumulada ao longo dos anos tem demonstrado que são rápidos, precisos e simples.

Os métodos de equilíbrio limite têm as seguintes características comuns:

- a) Usam a mesma definição para o fator de segurança local  $FS_{local}$ :

$$FS_{local} = \frac{s}{\tau} \quad (4.1)$$

Onde:

$s$  = representa a resistência ao cisalhamento e

$\tau$  = a tensão cisalhante atuante.

Em grande parte dos problemas de engenharia geotécnica as maiores incertezas estão relacionadas com a avaliação da resistência ao cisalhamento dos solos. Assim, a definição do fator de segurança em termos da resistência ao cisalhamento  $s$  associa  $FS_{local}$  diretamente com um parâmetro cujo grau de incerteza é significativo.

Além disso, os métodos de equilíbrio limite consideram que o fator de segurança é o mesmo em todos os pontos da potencial superfície de deslizamento, embora não haja razões para aceitar como verdadeira esta hipótese exceto na ruptura quando  $FS_{local} = 1.0$

- b) Consideram como hipótese genérica que os maciços de solo comportam-se mecanicamente como materiais rígido-perfeitamente plásticos, não sendo feitas quaisquer considerações sobre os campos de tensão e deformação gerados pelo carregamento externo. Em certas situações, esta hipótese não é estritamente aplicável, como no caso de taludes em argilas rijas

fissuradas onde a resistência residual pode ser significativamente menor do que a resistência no pico. Na prática, esta dificuldade pode ser contornada (Skempton, 1977) usando-se valores de resistência ao cisalhamento inferiores aos avaliados na condição de pico.

- c) Usam algumas ou todas as equações de equilíbrio para calcular valores médios da tensão cisalhante mobilizada  $\tau$  e da tensão normal  $\sigma$  ao longo da potencial superfície de ruptura, necessários para estimativa da resistência ao cisalhamento pelo critério de Mohr-Coulomb.

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (4.2)$$

onde:

$c$ ,  $\phi$  são os parâmetros de resistência associados ao critério.

- d) Introduzem hipóteses para complementar as equações de equilíbrio visto que o número de incógnitas do problema é em geral superior ao número de equações fornecidas pela estática.

Métodos de análise para serem aplicáveis a problemas práticos devem ser versáteis de modo a incluir situações onde as propriedades do solo e valores de poropressão variam no interior do maciço. Por esta razão, a maioria dos métodos de equilíbrio limite subdivide a região de solo delimitada pela potencial superfície de ruptura em um número qualquer de fatias verticais, analisando-se as condições de equilíbrio das forças atuantes em cada fatia isoladamente.

#### **4.1.1.1. Método das fatias**

A análise através dos métodos 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 4.1 as forças que agem em uma fatia genérica.

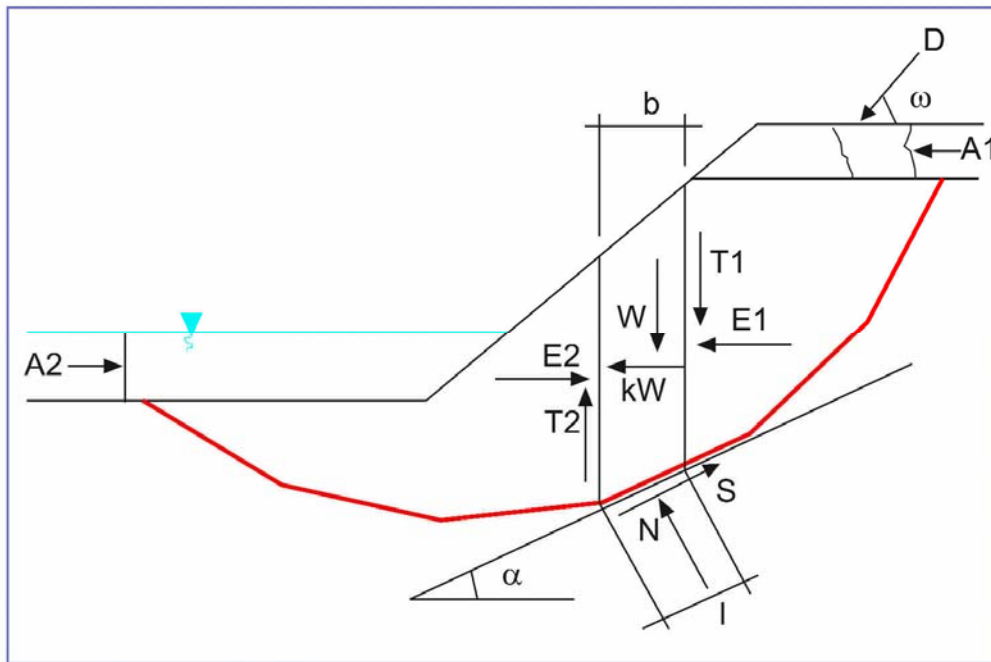


Figura 4.1 – Forças atuantes em uma fatia vertical de uma superfície de deslizamento (GEO - SLOPE/W)

onde:

- $W$  : peso da fatia
- $kW$  : força horizontal para incorporar efeitos sísmicos
- $N$  : 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

Da definição do fator de segurança local na equação 4.1 é possível escrever para solos secos ou saturados:

$$S = \tau l = \frac{s l}{FS_{local}} = \frac{l}{FS_{local}} [c' + (\sigma - u) \tan \phi'] \quad (4.3)$$

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 globais  $FS$  podem ser determinados com base nas equações de equilíbrio de forças ou momentos, sendo importante reconhecer sua definição na comparação dos valores dos coeficientes de segurança obtidos nas diferentes versões dos métodos das fatias, propostos por vários autores, considerando-se diversas hipóteses simplificadoras.

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

$$\sum Wx - \sum Sr - \sum Nf + \sum kW e \pm Dd \pm \sum_{i=1}^2 A_i h = 0 \quad (4.4)$$

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

Admitindo-se, como usualmente, que os fatores de segurança local ( $FS_{local}$ ) e global ( $FS$ ) são os mesmos, é possível combinar-se as equações 4.3 e 4.4 para produzir:

$$FS_{momentos} = \frac{\sum [c' l r + (N - u l) r \tan \phi']}{\sum Wx - \sum Nf + \sum kW e \pm Dd \pm \sum_{i=1}^2 A_i h} \quad (4.5)$$

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

$$\sum (E_1 - E_2) - \sum N \sin \alpha + \sum S \cos \alpha - \sum kW - D \cos \omega \pm \sum_{i=1}^2 A_i = 0 \quad (4.6)$$

Novamente combinando-se as equações 4.3 e 4.6 é possível escrever observando-se que a parcela  $\sum (E_2 - E_1)$  é nula para toda a massa deslizando.

$$FS_{forças} = \frac{\sum [c' l \cos \alpha + (N - u l) \tan \phi' \cos \alpha]}{\sum N \sin \alpha + \sum kW + D \cos \omega + \sum_{i=1}^2 A_i} \quad (4.7)$$

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

As equações (4.5) e (4.7) são gerais, porém contendo um número excessivo de incógnitas (problema hiperestático) já que equações adicionais, obtidos considerando-se o comportamento tensão-deformação dos materiais, não são incorporadas pelos 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; Sarma 1973, 1979; entre outros) se diferenciam conforme as simplificações adotadas no processo de cálculo, geralmente em relação às forças entre fatias e no modo de se determinar a força normal  $N$  na base da fatia.

As tabelas 4.1 e 4.2 listam as principais características dos diversos métodos de equilíbrio limite propostas na literatura:

Tabela 4.1 - Características dos MEL não rigorosos (de Campos, 1985).

| <b>Método</b>                       | <b>Hipóteses</b>                                                                                                                                    | <b>Comentários</b><br>(Tipo de Superfície de Ruptura)                                                                                                                                                                                                 |
|-------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Fellenius (1927) (fatias)           | Não considera forças entre fatias                                                                                                                   | (Circular)                                                                                                                                                                                                                                            |
| Bishop Simplificado (1955) (fatias) | Resultante das forças entre fatias é horizontal.                                                                                                    | (Circular) – n hipóteses sobre o ponto de aplicação da força normal e (n-1) sobre a magnitude das forças tangenciais entre fatias. FS determinado a partir da consideração de equilíbrio de momentos.                                                 |
| Janbu Simplificado (1968) (fatias)  | Resultante das forças entre fatias é horizontal. Um fator de correção empírico $f_0$ é usado para levar em conta os efeitos das forças tangenciais. | (Qualquer) – Valores de $f_0$ sugeridos para condições de solos homogêneos. FS é determinado a partir do equilíbrio de forças.                                                                                                                        |
| Janbu Generalizado (1968) (fatias)  | Localização da força normal entre fatias definida por uma linha de empuxo arbitrária.                                                               | (Qualquer) – n hipóteses sobre o ponto de aplicação das forças normais entre fatias. Posição da última não é usada, com o equilíbrio de momentos não sendo satisfeito na última fatia. FS determinado a partir do equilíbrio de forças e de momentos. |

Tabela 4.2 - Características dos métodos de equilíbrio limite rigorosos (de Campos, 1985)

| <b>Método</b>                          | <b>Hipóteses</b>                                                                                                                                                                                                                                                         | <b>Comentários</b><br>(Tipo de Superfície de Ruptura)                                                                                                                                                                                       |
|----------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Spencer (1967)<br>(fatias)             | Resultantes das forças entre fatias têm inclinações constantes através da massa do solo.                                                                                                                                                                                 | (Qualquer) – método semelhante ao de Morgenstern – Price com $f(x) = 1$ .                                                                                                                                                                   |
| Morgenstern – Price (1965)<br>(fatias) | Direção da resultante das forças entre fatias definidas usando uma função arbitrária $f(x)$ . A parcela de $f(x)$ necessária para satisfazer o equilíbrio de forças e de momentos é calculada.                                                                           | (Qualquer) – n hipóteses sobre o ponto de aplicação da força normal e (n-1) sobre a magnitude relativa das forças entre fatias. Uma incógnita $\lambda$ é introduzida. Fatias são de espessura infinitesimal.                               |
| Sarma 1973<br>(fatias)                 | Resistência interna entre fatias é mobilizada. Distribuição das resultantes das forças tangenciais entre fatias definidas com base em uma função arbitrária. A porcentagem da função $\lambda$ necessária para satisfazer o equilíbrio de forças e momentos é calculada. | (Qualquer) - n hipóteses sobre o ponto de aplicação das forças normais e (n-1) sobre a magnitude relativa das forças tangenciais entre fatias. Incógnita $\lambda$ introduzida.                                                             |
| Sarma 1979<br>(cunhas)                 | Assume que a resistência ao cisalhamento é mobilizada nos lados de todas as cunhas. A inclinação das interfaces das cunhas é variada para produzir uma condição crítica de equilíbrio.                                                                                   | (Qualquer) – (n-1) hipóteses sobre o ponto de aplicação das forças normais ou das forças tangenciais entre cunhas e (n-1) sobre o valor relativo das forças entre cunhas. Solução obtida na forma de um fator de aceleração crítico $K_c$ . |

#### 4.1.2. Solos não saturados

Sob condição de não saturação o critério de Mohr-Coulomb para resistência de solos deve ser modificado para incluir a influência da sucção mátrica, referente à pressão na água em nível inferior ao da pressão do ar presente nos vazios.

$$s = c' + (\sigma_n - \mu_a) \tan \phi' + (\mu_a - \mu_w) \tan \phi^b \quad (4.8)$$

onde:

$c'$ : coesão efetiva

$\phi'$ : ângulo de atrito efetivo

$\sigma_n$ : tensão normal média na base de cada fatia

$\mu_a$ : pressão do ar

$\mu_w$ : pressão da água

$\phi^b$ : ângulo que define o aumento na resistência cisalhante para um aumento na sucção mátrica ( $\mu_a - \mu_w$ )

A equação acima indica que a resistência cisalhante de um solo não saturado é função de três componentes: a coesão efetiva  $c'$ , o ângulo de atrito efetivo  $\phi'$  e incremento da resistência devido à sucção mátrica representado por  $\phi^b$ .

Neste caso, a força tangencial na base da fatia (equação 4.3) pode ser reescrita como

$$S = \frac{l}{FS_{local}} (c' + (\sigma_n - \mu_a) \tan \phi' + (\mu_a - \mu_w) \tan \phi^b) \quad (4.9)$$

Seguindo-se o mesmo procedimento do item 4.1.1 é possível escrever-se para toda a massa de solo não saturado o coeficiente de segurança com respeito ao equilíbrio de momentos

$$FS_{momentos} = \frac{\sum \left\{ c' l r + \left[ N - u_w l \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} - \mu_a l \left( 1 - \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \right) \right] r \tan \phi' \right\}}{\sum W x - \sum N f + \sum kW e \pm D d \pm \sum_{i=1}^2 A_i h} \quad (4.10)$$

e a correspondente expressão relativa ao equilíbrio das forças horizontais

$$FS_{forças} = \frac{\sum \left\{ c' l \cos \alpha + \left[ N - \mu_w l \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} - \mu_a l \left( 1 - \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \right) \right] \tan \phi' \cos \alpha \right\}}{\sum N \sin \alpha + \sum kW + D \cos \omega \mp \sum_{i=1}^2 A_i} \quad (4.11)$$

Quando o solo é seco a pressão do ar é nula (pressão atmosférica) e no caso de solo saturado considera-se  $\phi^b = \phi'$ , recuperando-se as correspondentes equações (4.5) e (4.7).

## 4.2. Método dos elementos finitos

Objeções teóricas ao emprego do método de equilíbrio limite em problemas de estabilidade de taludes levaram à utilização de outros métodos de análise que procuram incorporar as relações tensão-deformação dos diversos solos que compõem o talude, e assim evitar a adoção das hipóteses simplificadoras que

caracterizam os métodos de equilíbrio limite. Dentre estes métodos de análise alternativos, destaca-se o popular e versátil método dos elementos finitos (MEF).

A introdução do MEF na engenharia geotécnica foi feita por Clough & Woodward (1967), na análise do comportamento de uma barragem de terra usando lei constitutiva não linear, o que tornou de imediato evidente o potencial de sua aplicação na análise do comportamento de vários outros problemas da mecânica dos solos e das rochas.

Especificamente no caso da previsão do fator de segurança em análises da estabilidade de taludes, a primeira utilização do MEF parece ter sido feita por Kulhawy et al. (1969). As principais razões que dificultaram um uso mais amplo podem ser: a falta de acesso a computadores, que até finais dos anos 80 eram basicamente constituídos por computadores de grande porte; alto custo de processamento, incluindo-se o tempo para preparação dos dados de entrada; pouca disponibilidade de programas computacionais de caráter geral na área geotécnica; desconhecimento da formulação do MEF, suas vantagens e limitações; existência de poucos estudos que comparem os fatores de segurança calculados pelo MEF com aqueles obtidos por procedimentos mais simples (método de equilíbrio limite) ou com resultados de observações em campo; etc.

Atualmente, muitas destas limitações foram removidas ou bastante reduzidas graças à grande disponibilidade de microcomputadores, cada vez mais rápidos, poderosos e de menor custo; ao desenvolvimento de pré e pós-processadores gráficos que diminuíram o tempo investido na preparação de malhas e na análise dos resultados; à existência de vários programas comerciais voltados especificamente para análise de problemas geotécnicos, etc.

Assim, torna-se oportuno examinar as características das diversas técnicas baseadas em resultados do método dos elementos finitos para análise da estabilidade de taludes que podem ser classificadas em duas categorias básicas:

- a) Métodos diretos
- b) Métodos indiretos



#### 4.2.1.

##### Método direto: simulação do colapso

Nesta classe de métodos, o MEF é empregado diretamente para localização na massa de solo da potencial superfície de deslizamento e subsequente cálculo do fator de segurança a ela associado.

Várias técnicas para aplicação do método direto foram propostas na literatura, dependendo do rigor da simulação computacional do processo de ruptura do talude de solo. Quanto mais próximo da situação de deslizamento iminente, maior o esforço computacional, o tempo necessário para a análise e mais sofisticado o controle da precisão da solução do sistema de equações não lineares.

A simulação do colapso do talude por ser executada através da redução progressiva dos parâmetros de resistência de solos (equação 4.12) ou, alternativamente, pelo aumento progressivo do carregamento externo. Neste último caso, o fator de segurança é definido em termos do carregamento, sendo interpretado como o coeficiente que deve majorar o carregamento real para produzir o colapso do maciço de solo.

A redução dos parâmetros de resistência dos solos (no caso solos secos ou saturados) é feita por.

$$c^* = \frac{c}{M} \quad (4.12a)$$

$$\tan^* \phi = \frac{\tan \phi}{M} \quad (4.12b)$$

onde:

$M$  = parâmetro adotado para redução dos valores de  $c$  e  $\tan \phi$  nas sucessivas análises não lineares pelo MEF, até a ruptura do talude, quando  $M = FS$  (fator de segurança global).

Esta técnica foi empregada por diversos pesquisadores, dentre os quais Zienkiewics et al. (1975), Naylor (1982), entre outros. Como comentado por Zienkiewics et al. (1975), o fator de segurança global é igual ao valor pelo qual os parâmetros devem ser reduzidos de modo que a solução por elementos finitos não mais aparenta convergência numérica ou exiba grandes deformações em pontos do talude.

Além de envolver várias, sucessivas, demoradas e dispendiosas análises não lineares do mesmo problema com diferentes valores de  $c^*$  e  $\tan^*\phi$ , esta técnica de simulação do colapso do talude também depende do esquema numérico empregado no MEF para a solução aproximada do sistema de equações não lineares (método de rigidez tangente, método de Newton-Raphson, método de Newton-Raphson modificado, método do comprimento de arco, etc). De acordo com o algoritmo utilizado, a não convergência da solução numérica, teoricamente uma indicação da ruptura do talude, pode estar associada a dificuldades numéricas do próprio algoritmo utilizado na solução do sistema de equações, exigindo incremento de carga bastante reduzidos e um grande número de iterações para tentar conseguir a convergência da solução numérica.

#### 4.2.2.

#### **Método indireto: equilíbrio limite aperfeiçoado**

No método de equilíbrio limite aperfeiçoado um campo de tensões é inicialmente calculado através de uma análise do MEF, sendo então utilizado um método de equilíbrio limite para determinação do fator de segurança. A diferença entre métodos direto e indireto é que este último geralmente não precisa de um grande esforço computacional, análises repetidas do problema variando-se os parâmetros de resistência dos materiais até a ocorrência iminente da ruptura ou mesmo o emprego de uma relação constitutiva elasto-plástica, podendo ser considerados relações tensão-deformação mais simples como o modelo elástico linear ou hiperbólico. O fator de segurança global é calculado da mesma maneira que no método de equilíbrio limite tradicional (equação 4.1). O método de equilíbrio limite aperfeiçoado parece ter sido utilizado pela primeira vez por Brown & King (1966) e, desde então, aplicado por vários outros pesquisadores no estudo da estabilidade de taludes.

De conceituação bastante simples, envolvendo análises por elementos finitos com menor esforço computacional, o método de equilíbrio limite aperfeiçoado é um método versátil e simples embora, muitas vezes, estas vantagens possam ser anuladas se um trabalho adicional (não automatizado por programas computacionais) for necessário para as tediosas interpolações necessárias para cálculo do fator de segurança na potencial superfície de ruptura.

As figuras 4.2 e 4.3 ilustram o método de maneira sucinta. Na potencial superfície de ruptura  $AB$  da figura 4.2 a variação da resistência ao cisalhamento ( $s$ ) é representada pela linha pontilhada da figura 4.3, enquanto que a distribuição das tensões cisalhantes mobilizadas ( $\tau$ ) é representada pela linha cheia. Ambas as distribuições ao longo da superfície  $AB$  foram calculadas com base nos resultados de análise por elementos finitos.

O fator de segurança global do talude é definido pela equação 4.13 que, geometricamente, representa a relação entre as áreas compreendidas entre as distribuições da resistência ao cisalhamento  $s$  e da tensão cisalhante mobilizada  $\tau$ .

$$FS = \frac{\int_A^B s \, dl}{\int_A^B \tau \, dl} \approx \frac{\sum_{i=1}^n [s_i \Delta l_i]}{\sum_{i=1}^n [\tau_i \Delta l_i]} = \frac{\sum_{i=1}^n [(c_i + \sigma_i \tan \phi_i) \Delta l_i]}{\sum_{i=1}^n [\tau_i \Delta l_i]} \quad (4.13)$$

onde:

$$\tau_i = \frac{(\sigma_{yi} - \sigma_{xi})}{2} \sin 2\alpha_i + \tau_{xyi} \cos 2\alpha_i \quad (4.14)$$

$$\sigma_i = \sigma_{xi} \sin^2 \alpha_i + \sigma_{yi} \cos^2 \alpha_i - \tau_{xyi} \sin 2\alpha_i \quad (4.15)$$

Implicando que as componentes de tensão  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$  e  $\tau_{xy}$  calculadas nos pontos de Gauss dos elementos finitos devam ser convenientemente interpoladas para a superfície crítica de deslizamento  $AB$  e, em seguida, transformadas nas componentes  $\sigma_i$  e  $\tau_i$  atuantes no plano tangente à superfície de ruptura, com inclinação  $\alpha_i$  (figura 4.2).

Ainda que o método de equilíbrio limite aperfeiçoado possa fornecer informações úteis sobre o comportamento de taludes nas análises por elementos finitos que não cheguem a simular o colapso da estrutura, é importante ser lembrado, neste ponto, uma crítica comum a todos os métodos indiretos, originada da geralmente incorreta estimativa da resistência ao cisalhamento  $s$  nas análises  $\phi \neq 0^\circ$ . Teoricamente, o critério de ruptura de Mohr-Coulomb estabelece que a componente de tensão normal  $\sigma$  é aquela atuante no plano de ruptura, na iminência da ruptura. Nesta metodologia, entretanto, as componentes de tensão

normal (equação 4.15) atuam sobre planos tangentes a uma superfície crítica de deslizamento, determinada aproximadamente com base em método de equilíbrio limite, com valores de  $\sigma$  calculados a partir de análises pelo MEF geralmente envolvendo  $FS > 1$ .

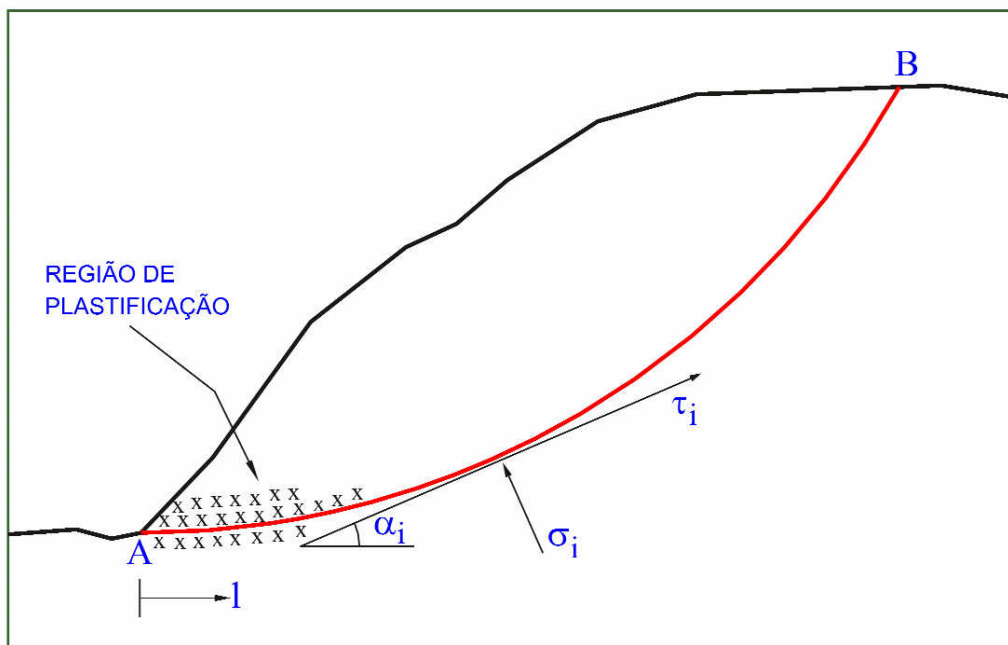


Figura 4.2: Tensões atuantes na superfície potencial de ruptura

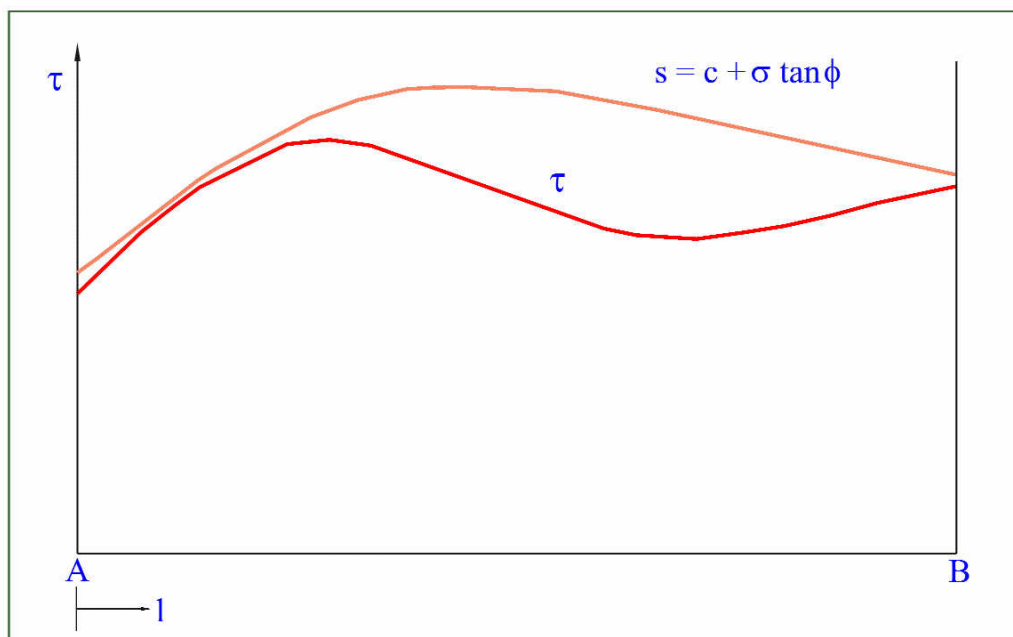


Figura 4.3: Distribuição de tensões cisalhantes ( $\tau$  e  $s$ ) ao longo da superfície potencial de ruptura (A→B)

### 4.3. Análise sísmica

#### 4.3.1. Análise pseudo-estática

As diversas soluções do método das fatias obtidas para carregamentos estáticos podem ser estendidas para consideração de carregamentos sísmicos através da inclusão de forças adicionais (figura 4.1), com módulo proporcional ao peso  $W$  da massa de solo potencialmente instável, representando as componentes da força de inércia gerada pelo carregamento dinâmico. Tipicamente, assume-se na maioria das aplicações de métodos pseudo-estáticos a hipótese que  $k_v = 0$ , permanecendo entretanto a questão de como escolher um valor apropriado do coeficiente horizontal  $k_h$ . Um erro comum é empregar o valor da máxima aceleração horizontal esperada como coeficiente sísmico, o que produz resultados excessivamente conservadores, pois a aceleração máxima geralmente atua em um único instante de tempo e apenas em único sentido. Valores típicos para o coeficiente horizontal sísmico  $K_h$  estão entre valores limites publicados na literatura e reproduzidos na tabela 4.3.

| Tabela 4.3 – Valores típicos do coeficiente sísmico $k_h$ |                                 |
|-----------------------------------------------------------|---------------------------------|
| Coeficiente Sísmico $k_h$                                 | Referência                      |
| 0,10 – 0,15                                               | Corpo de Engenheiros, 1982      |
| 0,05-0,15                                                 | Califórnia, EUA                 |
| 0,15 – 0,25                                               | Japão                           |
| 0,33 – 0,5 PGA                                            | Marcuson e Franklin (1983)      |
| 0,5 PGA                                                   | Hynes-Griffin e Franklin (1983) |

PGA – aceleração pico do terreno

#### 4.3.2. Método de Newmark (1965)

Os métodos da análise pseudo-estática, como todos os métodos de equilíbrio limite, fornecem um fator de segurança, localizam a potencial superfície de ruptura na massa de solo, mas não informam sobre as deslocamentos permanentes

gerados pela excitação sísmica que podem comprometer a servibilidade do talude. Newmark (1965) desenvolveu um método de cálculo dos deslocamentos permanentes fazendo a analogia de uma massa de solo potencialmente instável com um bloco rígido sobre um plano inclinado, conforme figura 4.4. Analisando as condições de equilíbrio do bloco, Newmark chegou à conclusão que deslocamentos permanentes ocorrem sempre que a aceleração exceder a determinado valor crítico, chamado de aceleração de fluência ou de escoamento.

A aceleração de escoamento  $a_y$  é definida como.

$$a_y = K_y g \quad (4.16)$$

onde  $K_y$  representa um coeficiente de escoamento e  $g$  a aceleração da gravidade. O coeficiente de escoamento  $K_y$  corresponde ao valor do coeficiente sísmico horizontal  $k_h$  (item 4.3.1) na condição crítica para  $FS = 1$ .

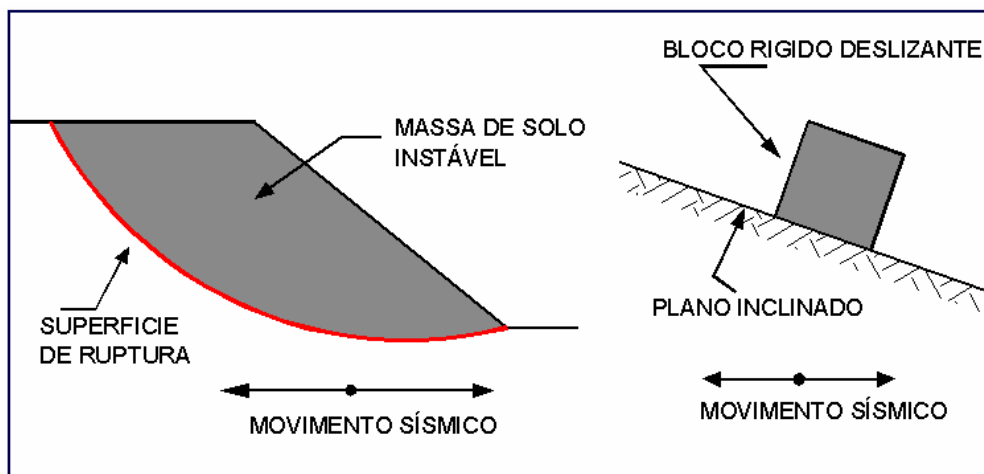


Figura 4.4 – Analogia de Newmark (1965) entre uma massa de solo potencialmente instável e o bloco rígido sobre um plano inclinado.

Quando o bloco estiver sujeito a acelerações maiores que a aceleração de escoamento, este se movimentará em relação ao plano inclinado, podendo-se determinar a aceleração relativa  $a_{rel}$  do bloco por.

$$a_{rel} = A - a_y \quad (4.17)$$

onde  $A$  é amplitude da aceleração aplicada na base do bloco.

A aceleração relativa do bloco é então integrada em relação ao tempo para se calcular, primeiramente, a velocidade relativa e, posteriormente, os deslocamentos relativos através de uma integração adicional no tempo. A magnitude dos deslocamentos relativos totais depende do valor e da duração em

que a aceleração de escoamento for excedida. O processo de dupla integração é mostrado na figura 4.5 para um registro de acelerações observado durante o sismo de Loma Prieta em 1989, na ilha Treasur.

Nesta figura a aceleração de escoamento foi determinada como  $a_y = 0,125g$ . O movimento do bloco somente se inicia no ponto 1 quando esta aceleração é excedida pela aceleração aplicada na base do bloco, possibilitando a partir deste instante o cálculo da velocidade e do deslocamento relativos do bloco em relação ao plano inclinado por integrações sucessivas no tempo. A velocidade relativa alcança um valor máximo quando a aceleração aplicada retorna ao valor da aceleração de escoamento (ponto 2) produzindo deslocamentos que somente cessam no ponto 3, quando a velocidade relativa torna-se nula.

O método de Newmark (1965) foi modificado posteriormente por vários pesquisadores considerando a resistência do solo dependente dos níveis de deformação (modelos com endurecimento ou amolecimento do material), ângulo de atrito variável com o tempo (Lemos e Coelho, 1991; Tika-Vassilikos et al., 1993), etc.

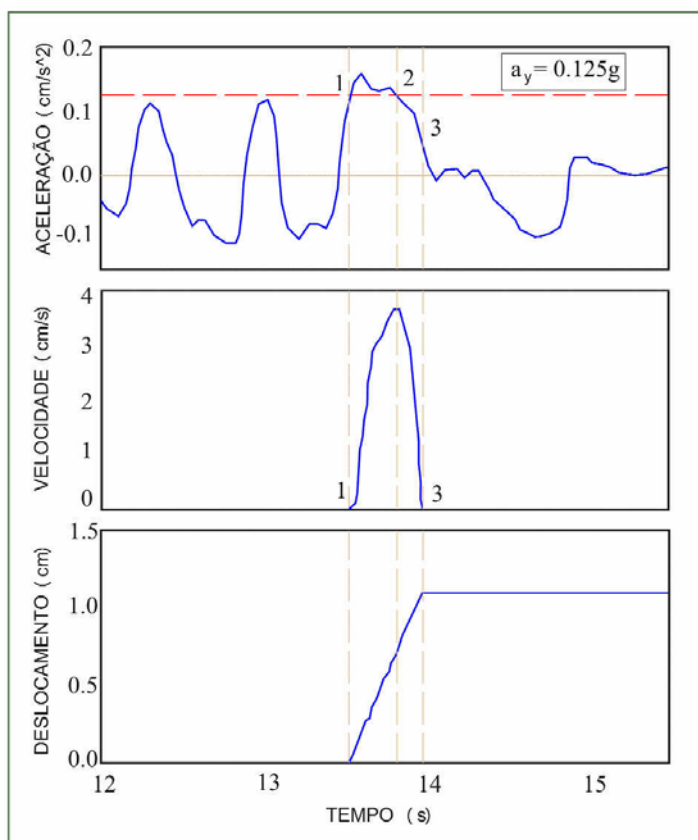


Figura 4.5 – Integrações no tempo para determinação da velocidade e deslocamento relativos pelo método de Newmark (Smith, 1995).