

Unidade 04 – ESTABILIDADE DE TALUDES

4.1 – Introdução

Movimentos de Massa

Segundo a Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE, 1998), a execução de cortes nos maciços pode condicionar *movimentos de massa* ou, mais especificamente, *escorregamento de taludes*, desde que as tensões cisalhantes ultrapassem a resistência ao cisalhamento dos materiais, ao longo de determinadas superfícies de ruptura. Naturalmente que os taludes provenientes da má execução de aterros pode também levar ao movimento de massas de solos. A figura 01 ilustra um exemplo de obra recente, em via de acesso ao município de Juiz de Fora/MG, em que se verificou uma série de escorregamentos de taludes, que exigiu a execução de obras de contenção e re-configuração dos mesmos.



Figura 01 - Exemplo de obra em que se verificou uma série de escorregamentos de taludes, recentemente construídos, exigindo a re-adequação dos mesmos, a partir de novas obras.

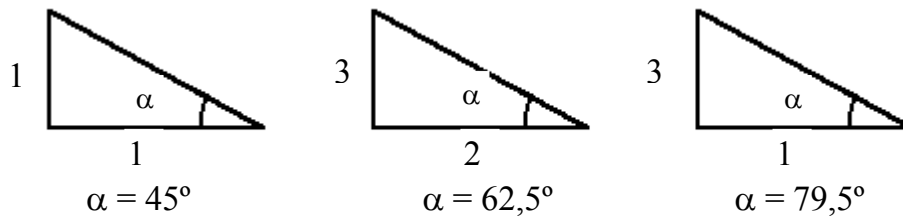
Os tipos de movimentos de massa apresentados a seguir seguem a classificação adotada por Carvalho(1991), conforme apresentado pela ABGE (1998).

Escorregamento devido à inclinação

Estes escorregamentos ocorrem sempre que a inclinação do talude excede aquela imposta pela resistência ao cisalhamento do maciço e nas condições de presença de água. A prática tem indicado, para taludes de corte de até 8m de altura, constituídos por solos, a inclinação de 1V:1H como a mais generalizável.

Os padrões (inclinações **estabelecidas empiricamente**, como referência inicial) usuais indicam as inclinações associadas aos gabaritos estabelecidos nos triângulos retângulos mostrados na figura 02. Estes gabaritos são freqüentemente usados na prática da Engenharia, porém, para um grande número de casos de taludes não se obtém a sua estabilidade com estas inclinações, sendo necessário a realização de uma análise de estabilidade como será visto nesta unidade.

*Cortes * Condição melhor de estabilidade*



*Aterros * Condição pior de estabilidade*

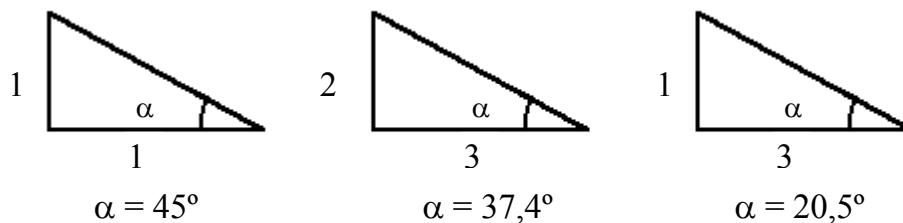
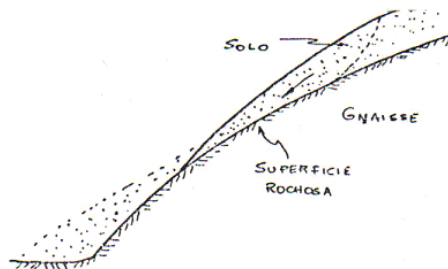


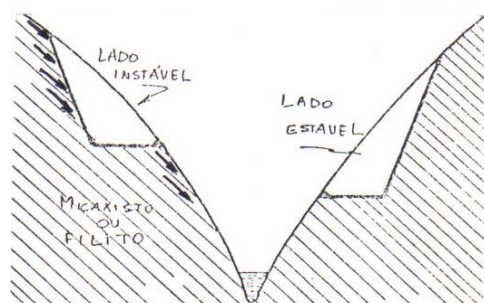
Figura 02 - Padrões de inclinação para taludes, estabelecidas empiricamente, como referência.

Escorregamento por descontinuidades

O contato solo-rocha constitui, em geral, uma zona de transição entre esses materiais. Quando ocorre um contraste de resistência acentuado entre eles, com inclinação forte e, principalmente, na presença de água, a zona de contato pode condicionar a instabilidade do talude (figura 03-a). As descontinuidades geológicas, presentes nos maciços rochosos e em solos de alteração, constituem também planos ao longo dos quais pode haver escorregamento, desde que a orientação desses planos seja em sentido à rodovia (figura 03-b).



Escorregamentos Superficiais (reg. gnáissica)



Diferença de estabilidade num mesmo vale

Figura 03 – Condicionantes geológicos desfavoráveis à estabilidade de um talude.

Escorregamentos por percolação de água

Os escorregamentos, devidos à percolação d' água são ocorrências que se registram durante períodos de chuva quando há elevação do nível do lençol freático ou, apenas, por saturação das camadas superficiais de solo. Quando os taludes interceptam o lençol freático, a manifestação, eventual, da erosão interna pode contribuir para a sua instabilização.

Escorregamento em aterro

O projeto de um aterro implica na consideração das características do material com o qual vai ser construído, como também das condições de sua fundação. Quando construídos sobre rochas resistentes, os aterros se mostram, em geral, estáveis por longo tempo. No caso de aterros sobre solos moles, como argila marinha ou argila orgânica, o seu projeto e construção devem obedecer a técnicas adequadas, de modo a impedir que ocorram recalques exagerados, deixando as pistas com ondulações e provocando rompimentos ou deslizamentos de canaletas, bueiros e galerias (Almeida, 1996)

Nos aterros bem projetados e construídos sobre solos resistentes, somente a má execução do maciço poderá acarretar problemas.

Escorregamentos (figura 04) podem ocorrer nas laterais do aterro, devido à má compactação, mas, geralmente, de pequenas proporções. O material solto tende a escorregar e, se não houver tratamento, poderá evoluir por erosão.



Figura 04 –

Escorregamento superficial em extremidade de aterro mal compactado, seguido de processo de erosão.

Escorregamentos em massas coluviais

Massas coluviais constituem corpos em condições de estabilidade tão precárias que pequenos cortes, e mesmo pequenos aterros, são suficientes para aumentar os movimentos de rastejo, cujas velocidades são ainda mais aceleradas, quando saturados, na época das chuvas. Existem no Brasil, vários casos de obras rodoviárias implantadas nesses corpos que ocasionaram sérios problemas, durante anos, até sua completa estabilização.

Na cidade de Juiz de Fora/MG, um caso clássico e de grande repercussão se refere à obra do Teatro Paschoal Carlos Magno, atrás da Igreja São Sebastião, no centro. Este exemplo em particular será relatado no final desta unidade.

Queda e rolamento de blocos

A queda e rolamento de blocos é frequente em cortes em rocha, onde o fraturamento do maciço é desfavorável à estabilidade; em taludes com matacões, por descalçamento; em taludes com camadas sedimentares de diferentes resistências à erosão e à desagregação superficial. Em qualquer situação, a consequência pode ser a obstrução da rodovia, parcial ou totalmente. A figura 05 ilustra um corte em rocha fraturada protegida com telas de arame de alta resistência.

Para os casos em cortes de rocha fraturada a análise de estabilidade deve ser feita sob os conceitos vistos em disciplinas de Mecânica das Rochas. Este tipo de problema de estabilidade de taludes não será visto neste curso.



Figura 05 – Exemplos de talude em rocha, estabilizados com tela de arame de alta resistência.

O quadro abaixo resume os diversos problemas relacionados a taludes artificiais e naturais. São destacadas as diversas formas de sua ocorrência e as principais causas de levam ao surgimento do referido problema.

Quadro 01 – Tipos de problemas relacionados aos taludes, formas de sua ocorrência e as principais causas responsáveis pelo ocorrido.

<i>TIPO DE PROBLEMA</i>	<i>FORMA DE OCORRÊNCIA</i>	<i>PRINCIPAIS CAUSAS</i>
Erosão	<ul style="list-style-type: none"> Em talude de corte e aterro (em sulcos e diferenciada) Longitudinal ao longo da plataforma Localizada e associada a obras de drenagem (ravinas e boçorocas) Interna em aterros (piping) 	<ul style="list-style-type: none"> Deficiência de drenagem Deficiência de proteção superficial Concentração de água superficial e/ou interceptação do lençol freático Deficiência ou inexistência de drenagem interna
Desagregação superficial	<ul style="list-style-type: none"> Empastilhamento superficial em taludes de corte Superficial Profundo Formas e dimensões variadas 	<ul style="list-style-type: none"> Secagem ou umedecimento do material Presença de argilo-mineral expansivo ou desconfinamento do material Inclinação acentuada do talude Relevo energético Descontinuidades do solo e rocha
Escorregament o em corte	<ul style="list-style-type: none"> Superficial em corte ou encostas naturais Profundo em cortes Formas de dimensões variadas Movimentação de grandes dimensões e generalizada em corpo de talus Atingindo a borda do aterro Atingindo o corpo do aterro 	<ul style="list-style-type: none"> Saturação do solo Evolução por erosão Corte de corpo de talus Alteração por drenagem Compactação inadequada da borda
Escorregament o em aterro	<ul style="list-style-type: none"> Atingindo o corpo do aterro 	<ul style="list-style-type: none"> Deficiência de fundação Deficiência de drenagem Deficiência de proteção superficial Má qualidade do material Compactação inadequada Inclinação inadequada do talude
Recalque em aterro	<ul style="list-style-type: none"> Deformação vertical da plataforma 	<ul style="list-style-type: none"> Deficiência de fundação Deficiência de drenagem Rompimento do bueiro Compactação inadequada
Queda de blocos	<ul style="list-style-type: none"> Geralmente em queda livre 	<ul style="list-style-type: none"> Ação da água e de raízes na descontinuidade do maciço rochoso
Rolamento de blocos	<ul style="list-style-type: none"> Movimento de bloco por rolamento em cortes ou encostas naturais 	<ul style="list-style-type: none"> Descalçamento da base por erosão

Taludes

Os maciços sob o aspecto genético podem ser agrupados em duas categorias: **naturais e artificiais**. Estes freqüentemente *exibem uma homogeneidade mais acentuada que os maciços naturais* e, por isto, adequam-se melhor às teoria desenvolvidas para as análises de estabilidade. Dois outros aspectos elucidativos deste ponto merecem atenção: o primeiro refere-se ao fato de que os **taludes naturais** possuem uma estrutura particular que só é conhecida através de um criterioso programa de prospecção; o segundo está associado à vida geológica do maciço natural, intimamente ligado ao histórico de tensões sofrido por ele – erosão, tectonismo, intemperismo (figura 06), etc.

São vários os fatores naturais que atuam isolada ou conjuntamente durante o processo de formação de um **talude natural** e que respondem pela estrutura característica deste maciços. Estes fatores podem ser agrupados em duas categorias:

***Fatores Geológicos**

- *litologia*
- *estruturação*
- *geomorfologia*

***Fatores Ambientais**

- *clima*
- *topografia*
- *vegetação*

Os fatores geológicos são responsáveis pela constituição química, organização e modelagem do relevo terrestre; à ação deles, soma-se a dos fatores ambientais. Assim, a litologia, com os constituintes dos diversos tipos de rocha, a estruturação dos maciços – através dos processos tectônicos, de dobras, de falhamento, etc, e a geomorfologia – tratando da tendência evolutiva dos relevos, apresentam um produto final que pode ser alterado pelos fatores climáticos, principalmente pela ação erosiva influenciada pelo clima, topografia e vegetação.

As paisagens naturais são dinâmicas, alterando-se continuamente ao longo do tempo sob a ação destes fatores.

Ao lado destas ações naturais podem surgir as ações humanas que altera a geometria das paisagens e atua sobre os fatores ambientais, mudando ou destruindo a vegetação alterando as formas topográficas e às vezes mesmo o clima; em razão disto, **estes maciços diferem bastante dos aterros artificiais** cujo controle de “colocação das terras” permite conhecê-los infinitamente melhor.



Figura 06 – Exemplo de talude natural (em corte) em que se pode observar a sua estrutura particular, associada à vida geológica do maciço, intimamente ligado, entre outras coisas, a ação do intemperismo (Av. Deusdeth Salgado – J. Fora/MG).



Figura 07 – Exemplo de talude natural **instável**, em que foram executadas obras (murro de arrimo de “pé” e proteção com tela argamassada) para a garantia de sua estabilidade.

Na diversidade de formas geométricas em que se apresentam os maciços podem ou não, por si só, manter as suas conformações originais. Em caso negativo, será necessário estabilizá-lo. Isto requer a execução de obras (figura 07) que vão desde uma simples mudança em sua geometria, incluindo-se, por vezes, bermas, que além de alterar a forma geométrica permite fazer a drenagem superficial do maciço até obras de contenção, abrangendo os muros de arrimo, as placas de ancoragem, os escoramentos, etc... Os dimensionamentos e as análises da estabilidade das estruturas de terra serão estudados nesta unidade e na unidade seguinte - “Barragens de Terra e Enrocamento”.

Nos projetos de estabilização o fundamental é atuar sobre os mecanismos instabilizadores. Assim, sufocando a causa com obras ou soluções de alto efeito não só se ganha em tempo como efetivamente em custo e segurança. Se a ação instabilizadora é a percolação interna no maciço, devem ser convenientes obras de drenagem profunda e/ou impermeabilização a montante do talude (como na figura acima em que foi feita a impermeabilização do talude); os efeitos da erosão podem ser combatidos com a proteção vegetal ou como ilustrado na figura 08; e, se o deslizamento ocorre por efeito das forças gravitacionais o retaludamento deve ser a primeira opção a ser pensada.

Nas obras de estabilização é importante considerar também as soluções mais simples, às vezes, elas são as mais adequadas. As obras mais caras só se justificam quando o processo de instabilização não pode ser mais controlado pelas obras mais simples.



Figura 08 – Proteção de taludes de aterro em canal de curso d’água, com colchão de pedras de mão, contra o efeito de erosão desenvolvida pelo movimento da água no canal (São Pedro – J. Fora/MG, 2005).

Estabilidade de Taludes

* Para a análise da estabilidade dos taludes, será quantificando os coeficientes de segurança contra o escoramento (figura 09). Na hipótese de não se obter o coeficiente de segurança requerido opta-se por uma das soluções abordadas nos parágrafos anteriores. Nos **maciços artificiais**, além das alternativas propostas, podem auxiliar no processo de majoração destes coeficientes, as escolhas do material constituinte, dos parâmetros de compactação, etc.



Figura 09 – Exemplo de talude artificial – ‘aterro’ rompido, na condição de coeficiente de segurança contra o escoramento inferior ao necessário para se garantir sua condição de estabilidade (Nova Era – J. Fora/MG, Agosto-2006).

Antes de iniciar o estudo das análises de estabilidade **será conveniente tratar das causas** (item 4.2) **que podem levar os taludes a escorregar**. Estas causas são complexas, pois envolvem uma infinidade de fatores que se associam e entrelaçam. O conhecimento delas permite ao engenheiro escolher com mais critério as soluções que se apresentam satisfatórias e mesmo prever o desempenho destas alternativas.

O ocorrência da instabilização de um maciço de terra, principalmente em áreas urbanas densamente povoadas, cujas encostas comumente têm sua ocupação inadequada e irregular, tem levado a inúmeras fatalidades, conseguido destaque na imprensa. Em Juiz de Fora/MG este panorama não é diferente, e tem muito preocupado a nós Engenheiros Geotécnicos, a quem se designa tal atribuição profissional – que se refere entre outras coisas à avaliação das condições de estabilidade e segurança dos maciços de terra. As figuras 10, 11 e 12 ilustram algumas imagens trágicas publicadas pela imprensa, na divulgação à comunidade destes fatos.



Figuras 10 – Reprodução do jornal Tribuna de Minas (J. Fora/MG) de 02/11/2006, que destaca em primeira página as diversas consequências após a ocorrência de chuvas intensas, entre elas o fato de um desmoronamento de terra com a morte de uma pessoa.



Figura 11 - Algumas imagens trágicas publicadas pela imprensa, na divulgação de escorregamentos de terra com danos materiais e de perda de vida humana.



Figura 12 – Reprodução da primeira página do jornal Tribuna de Minas (J. Fora/MG), referente à três dias consecutivos em período de chuvas, entre outros no período de outubro de 2006 a fevereiro de 2007. Observa-se os grandes prejuízos para a comunidade em geral devidos a instabilização de taludes .

4.2 – Tipos e Causas dos Escorregamentos

“O movimento dos maciços de terras depende, principalmente, da sua resistência interna ao escorregamento”. (Terzaghi – 1925)

Os escorregamentos de taludes são causados por uma redução da resistência interna do solo que se opõe ao movimento da massa deslizante e/ou por um acréscimo das solicitações externas aplicadas ao maciço.

Os movimentos de terra são separados em três categorias consoante à velocidade em que ocorrem. Podem distinguir-se; os **desmoronamentos**, os **escorregamentos** e os **rastejos**.

Varnes (1958) estabeleceu uma classificação destes movimentos baseada na velocidade de ocorrência, figura 13.

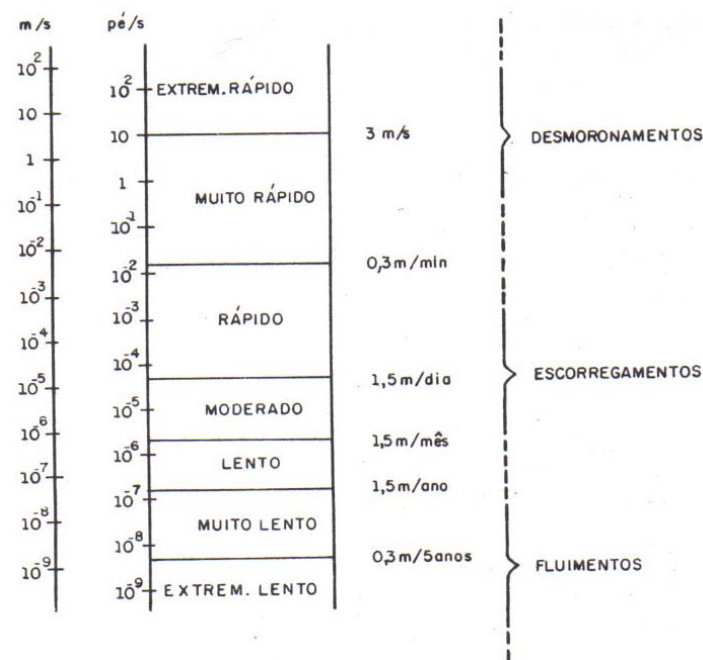


Figura 13 - Escala de velocidade de Varnes para classificação dos deslocamentos de terra.

Os **desmoronamentos** são movimentos rápidos, resultantes da ação da gravidade sobre a massa de solo que se destaca do restante do maciço e rola talude abaixo. Há um afastamento evidente da massa que se desloca em relação à parte fixa do maciço.

Os **escorregamentos** procedem da separação de uma cunha de solo que se movimenta em relação ao resto do maciço segundo uma superfície bem definida. O movimento é ainda rápido, mas não há uma separação efetiva dos corpos.

Os **rastejos ou fluimentos** são movimentos bastante lentos que ocorrem nas camadas superiores do maciço, diferem dos escorregamentos, pois neles não existe uma linha que separa de forma nítida a porção que se desloca e a parte remanescente, estável, do maciço. A figura 14

Terzaghi (1950) divide ainda os rastejos em duas categorias, quais sejam, contínuos e sazonais. Estes ocorrem numa camada superficial de pequena espessura onde o solo sofre as influências das variações frequentes da umidade e temperatura. Os contínuos atingem profundidades maiores e diferem dos escorregamentos pela baixa velocidade de deslocamento e por não apresentar uma superfície de deslizamento claramente definida. O comportamento do solo no rastejo contínuo pode ser comparado só de um corpo viscoso; o escorregamento, ao de um corpo plástico.

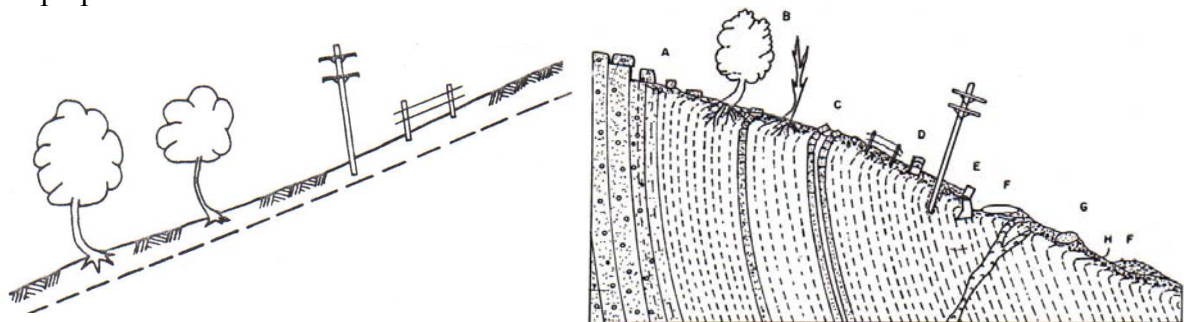


Figura 14 - Alguns indícios e sinais que evidenciam a ocorrência de rastejo.

Para o controle da velocidade em que pode estar ocorrendo o rastejo ou até mesmo o início de um escorregamento deve-se limpar (acerto do terreno) uma porção do terreno em que se visualiza uma determinada trinca a ser observada (a montante do escorregamento).

Para a verificação da evolução do movimento do terreno pode-se preencher a trinca com argamassa de cimento medindo-se a variação do crescimento da abertura da trinca na argamassa lançada.

A figura 15 registra o acompanhamento de um rastejo realizado em uma consultoria deste professor e a figura 16 mostra os indícios da movimentação do talude entre os prédios do CPD e ICB, no campus da UFJF, em 1995.

Figura 15 – Exemplo de controle da evolução do movimento de talude realizado em consultoria técnica realizada por este professor em terreno a Av. Deusdeth Salgado – J. Fora/MG.



Vista Superior CPD (UFJF): aterro – aparecimento de trincas no pavimento,



Vista Inferior ICBG (UFJF): corte - movimentação do “pé” (poste e arbustos inclinados)

Figura 16 – Registro de movimento de massa entre “escorregamento” e “rastejo” de talude na Universidade Federal de Juiz de Fora, em 17/02/1995, após intensas chuvas.

As **causas dos escorregamentos** enumerada por Terzaghi são colocadas em três níveis:

a) **causas externas:** são devidas a ações externas que alteram o estado de tensão atuante sobre o maciço. Esta alteração resulta num acréscimo das tensões cisalhantes que igualando ou superando a resistência intrínseca do solo leva o maciço a condição de ruptura, são elas:

- *aumento da inclinação do talude;*
- *deposição de material ao longo da crista do talude;*
- *efeitos sísmicos.*

b) **causas internas:** são aquelas que atuam reduzindo a resistência ao cisalhamento do solo constituinte do talude, sem ferir o seu aspecto geométrico visível, podem ser:

- *aumento da pressão na água intersticial;*
- *decréscimo da coesão.*

c) **causas intermediárias:** são as que não podem ser explicitamente classificadas em uma das duas classes anteriormente definidas:

- *liquefação espontânea;*
- *erosão interna;*
- *rebaixamento do nível d'água.*

4.3 - **Fator de Segurança**

Por fator de segurança (FS) entende-se o valor numérico da relação estabelecida entre a resistência ao cisalhamento disponível do solo para garantir o equilíbrio do corpo deslizante ($s = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$) e a tensão de cisalhamento mobilizada (s_m), sob o efeito dos esforços atuantes.

$$FS = \frac{\text{forças resistentes (resistência ao cisalhamento disponível)}}{\text{forças atuantes (resistência mobilizada)}} \quad FS = s / s_m$$

$$\text{logo, } s_m = \frac{1}{FS} [c' + (\sigma - u) \tan \phi']$$

A **resistência ao cisalhamento disponível**, que se desenvolve ao longo da superfície de ruptura pode ser explicitada através das forças resultantes de coesão e atrito, R_c e R_ϕ respectivamente, que são o produto dos parâmetros de resistência pela área (A) da superfície onde se desenvolve essa resistência.

$$S = R_c + R_\phi$$

$$S = s \cdot A$$

$$S = c' \cdot A + (\sigma - u) \cdot \tan \phi' \cdot A$$

De acordo com a definição de fator de segurança proposta, a **resistência mobilizada (s_m)** ou necessária para manter o equilíbrio do corpo potencialmente deslizante será:

$$s_m = \frac{S}{FS} = \frac{R_c}{FS} + \frac{R_\phi}{FS} = R_{cm} + R_{\phi_m}$$

Onde : R_{cm} – coesão mobilizada

R_{ϕ_m} – atrito mobilizado

As solicitações que provocam o deslizamento dos maciços, dentre elas a força peso, serão designadas através de suas resultantes F_a .

Considerando que certos métodos de estabilização atestam o equilíbrio dos taludes através da **somatória de forças que atuam sobre eles, resistindo ($R_c + R\phi$) ou provocando seus deslizamento (F_a)**, o coeficiente de segurança é definido como:

$$FS = \frac{\sum \text{forças resistentes}}{\sum \text{forças atuantes}} = \frac{FR}{FA}$$

Em outros processos o fator de segurança será tomado como a razão entre os *momentos devido as forças que atuando sobre a cunhas tendem a mantê-la em equilíbrio* (Mr) e os *momentos das forças que tendem a instabilizá-la* (Ma). Estes momentos são tomados em relação a um ponto situado fora do talude. Assim, tem-se:

$$FS = \frac{\sum Mr}{\sum Ma}$$

Um valor de $FS > 1$ implica em estabilidade do maciço, ou seja, os esforços atuantes são menores do que os esforços resistentes.

O fator de segurança pode variar com o tempo, conforme facilmente se verifica na prática, uma vez que um talude pode passar anos sem se deslizar e em um determinado momento ou situação ter as suas condições de estabilidade alteradas (figura 17).

O conceito e o significado do fator de segurança teria um significado maior (mais amplo e adequado) se fosse definido em termos probabilístico, em que se teria condições de definir os períodos de recorrência e um intervalo de confiança para o cálculo. Esta forma de abordagem começa agora a ser estudada com mais intensidade no Brasil.

Isto posto, conclui-se que a avaliação da estabilidade de um talude não pode ser concretizada se não conhecerem os fenômenos que podem induzir situações críticas e que, além disso, é necessário quantificar as condicionantes quanto à estabilidade, o que nem sempre é fácil ou possível.



Figura 17 – Exemplo de trecho de estrada em aterro, implantada a vários anos, em que se configurou situação de variação do FS em época de chuvas, por infiltração de água através do pavimento trincado (Estado de São Paulo, janeiro de 2007 - UOL)

4.3.1 - Parâmetros de Resistência (Georio, 2000)

Os parâmetros de resistência a serem utilizados na avaliação dos fatores de segurança poderão ser obtidos em ensaios de laboratório, realizados com este fim específico, sendo neste caso usualmente obtidos para a condição de ruptura (pico de curva tensão-deformação) do solo e, a seguir, corrigidos por fatores de redução, conforme indicado nas equações abaixo.

$$\phi'_d = \arctan\left(\frac{\tan \phi'_p}{FS_\phi}\right); \quad c'_d = \left(\frac{c'_p}{FS_c}\right)$$

Onde ϕ'_d e c'_d são, respectivamente, o ângulo de atrito e coesão para dimensionamento; ϕ'_p e c'_p são, respectivamente, o ângulo de atrito e coesão de pico; FS_ϕ e FS_c são os fatores de redução para atrito e coesão, respectivamente. Os valores de FS_ϕ e FS_c devem ser adotados na faixa entre 1,0 e 1,5, dependendo da importância da obra e da confiança na estimativa dos valores dos parâmetros de resistência ϕ'_p e c'_p .

A tabela 1 apresenta uma indicação de valores típicos dos parâmetros geotécnicos usualmente necessário para pré-dimensionamento de muros de contenção com solo da região do Rio de Janeiro (GeoRio, 2000). Dela constam o peso específico total (γ), o ângulo de atrito efetivo (ϕ') e a coesão efetiva (c'), correspondentes aos níveis de tensões e às condições de umidade ou saturação usuais no campo. Deve-se observar que tais valores são apenas indicativos, pois os valores de γ , ϕ' , e c' podem depender fortemente de inúmeros fatores, tais como nível de tensões, condições de saturação, condições de carregamento etc. Portanto, esta tabela não substitui os resultados obtidos diretamente a partir de ensaios no laboratório ou no campo, realizados em condições específicas que procuram melhor representar as condições que se apresentam.

Os valores para os parâmetros de resistência poderão também ser estimados e adotados a partir de correlações e/ou tabelas, sendo nestes casos exigido um rigor muito maior na sua adoção, além também de serem previstos um grau de conservadorismo muito maior.

Tabela 01 – Valores típicos de parâmetros geotécnicos para projeto de muros (GeoRio, 2000)

Tipo de solo	γ (kN/m ³)	ϕ' (graus)	c' (Kpa)
Aterro compactado (silte areno-argiloso)	19 – 21	32 – 42	0 – 20
Solo residual maduro	17 – 21	30 – 38	5 – 20
Colúvio	15 – 20	27 – 35	0 – 15
Areia densa	18 – 21	35 – 40	0
Areia fofa	17 – 19	30 – 35	0
Pedregulho uniforme	18 – 21	40 – 47	0
Pedregulho arenoso	19 – 21	35 – 42	0

4.4 - Métodos de Estabilidade

4.4.1 - Introdução

As análises de estabilidade, na sua maioria, foram desenvolvidas segundo a abordagem do equilíbrio limite. O **equilíbrio limite** é uma ferramenta empregada pela teoria da plasticidade para análises do equilíbrio dos corpos, em que se admite como hipótese:

a) *existência de uma linha de escorregamento de forma conhecida: plana, circular, espiral-log ou mista, que delimita, acima dela, a porção instável do maciço. Esta massa de solo*

instável do maciço. Esta massa de solo instável, sob a ação da gravidade, movimenta como um corpo rígido;

b) respeito a um critério de resistência, normalmente utiliza-se o de Mohr-Coulomb, ao longo da linha de escorregamento.

As equações da “Mecânica dos Sólidos” são utilizadas para a verificação do equilíbrio da porção de solo situada acima desta superfície de deslizamento. As forças participantes são as causadoras do deslizamento e as resistivas. Como deficiência o equilíbrio limite ignora a relação tensão x deformação do solo.

De uma forma geral, as análises de estabilidade são desenvolvidas **no plano, considerando-se uma seção típica do maciço** situada entre os dois planos verticais e paralelo de espessura unitária. Existem algumas formas alternativas para estudar o equilíbrio tridimensional de um corpo deslizante, porém estas ainda não estão suficientemente desenvolvidas, sendo pouco usual a sua utilização.

Além do método do equilíbrio limite existe a possibilidade de análise através do método da análise limite. As formulações deste método apoiam-se no conceito de plastificação do solo, associado a uma condição de fluxo plástico iminente e considera, ainda a curva tensão x deformação do solo. O método da análise limite, apesar de sua alta potencialidade não logrou ainda uma difusão entre os meios geotécnicos como era de se prever, devido a que as soluções, particulares e cada geometria e tipo de solo, utilizam tratamentos matemáticos mais elaborados do que os processos tradicionais do equilíbrio limite.

4. 4. 2 – Método do Talude Infinito:

Um talude é denominado infinito quando a *relação entre as suas grandezas geométricas, extensão e espessura for muito grande*. Nestes taludes a linha potencial de ruptura é paralela à superfície do terreno (figura 18). Eles podem ser maciços homogêneos ou estratificados, neste caso, porém os estratos devem ter os planos de acamamento paralelos à superfície do talude.

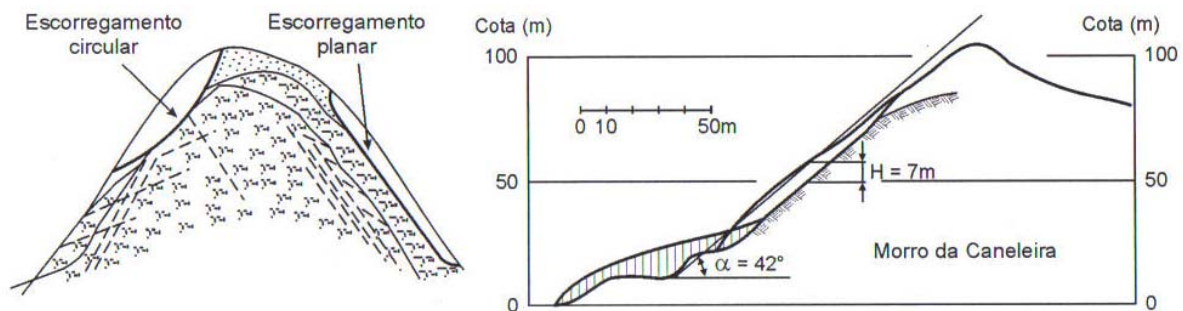


Figura 18 – Exemplo de trecho de escorregamento planar denominado de “talude infinito”, ilustrado por Massad (2003).

Quando submetida a um regime de percolação, admite-se que as linhas de fluxos serão paralelas à superfície do terreno. *A análise deste problema através do método do equilíbrio limite admite-se que a cunha potencial de deslizamento movimenta-se como um corpo rígido.* Para uma análise das forças que atuam sobre um elemento de solo do interior deste corpo, considere-se a figura 19b.

As tensões induzidas pelo peso da cunha ABCD sobre a face CD têm como força resultante W, que atua verticalmente no ponto médio do segmento CD. A esta força se opõe a reação do resto do maciço sobre a cunha, R, que por ser a única força vertical deve ter também o mesmo ponto de aplicação de W. As forças do empuxo, lateral F_d e F_e , em razão do exposto, devem ser iguais e ter linha de ação coincidente.

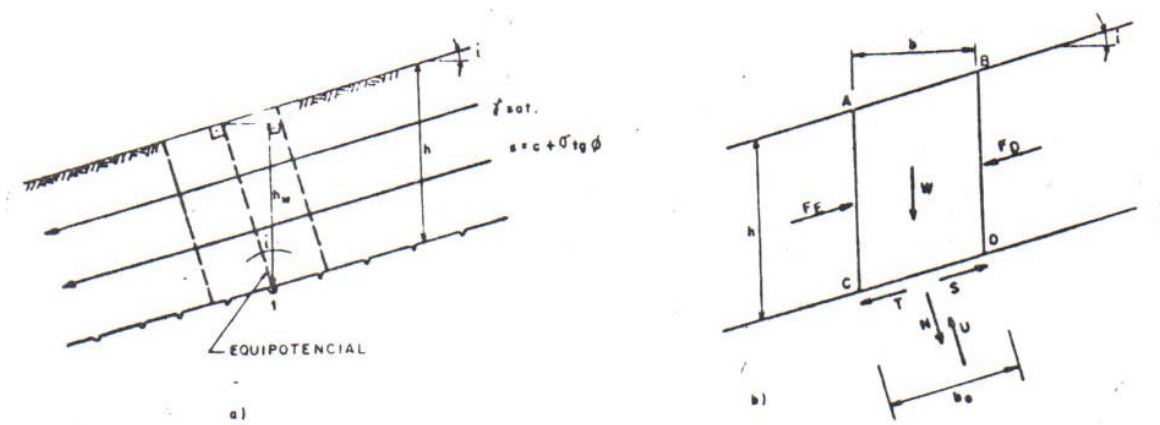


Figura 19 – Talude Infinito: a) geometria de rede de fluxo; b) Esforços sobre uma lamela isolada.

As letras maiúsculas correspondem às resultantes das tensões. Podemos então determinar as diversas solicitações.

Pressão neutra U: $\frac{u}{\gamma_w} = hw = h \cdot \cos^2 i$ ou $u = \gamma_w \cdot h \cdot \cos^2 i$

$$U = u \cdot b_0 = \gamma_w \cdot b_0 \cdot h \cos^2 i$$

Peso da lamela W: $W = \gamma_{sat} \cdot b \cdot h$ sendo $b = b_0 \cdot \cos i$

$$N = W \cdot \cos i = \gamma_{sat} \cdot b \cdot h \cdot \cos i$$

$$T = W \cdot \sin i = \gamma_{sat} \cdot b \cdot h \cdot \sin i$$

$$\sigma = N / b_0 = \gamma_{sat} \cdot h \cdot \cos^2 i$$

$$\tau = T / b_0 = \gamma_{sat} \cdot h \cdot \sin i \cdot \cos i$$

O fator de segurança é definido como a **relação entre as forças resistentes e atuantes**:

$$FS = \frac{FR}{FA} = \frac{s \cdot b_0}{T} = \frac{c + (\sigma - u) \cdot \tan \phi}{T / b_0} = \frac{c + (\gamma_{sat} - \gamma_w) h \cdot \cos^2 i \cdot \tan \phi}{\gamma_{sat} \cdot h \cdot \sin i \cdot \cos i}$$

$$FS = \frac{c + \gamma' h \cdot \cos^2 i \cdot \tan \phi}{\gamma_{sat} \cdot h \cdot \sin i \cdot \cos i}$$

Obs.: $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

EXEMPLO 01:

Um maciço com talude infinito, constituído de solo silto-arenoso, rompeu após uma chuva intensa em virtude de ter ficado totalmente saturado e de ter perdido a sua parcela de resistência devida à coesão. Calcular o coeficiente de segurança que existia antes da chuva, quando o NA estava abaixo do topo da rocha, admitindo que a ruptura se deu com coeficiente de segurança unitário.

Dados:

antes da chuva

$$\gamma = 1,70 \text{ tf/m}^3$$

$$c = 2 \text{ tf/m}^3$$

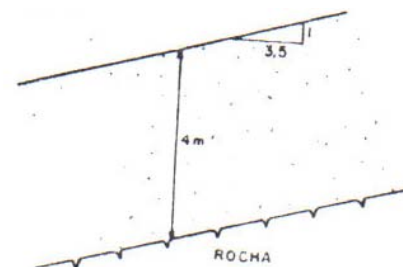
após a chuva

$$\gamma_{sat} = 1,90 \text{ tf/m}^3$$

$$c = 0$$

$$FS = 1$$

Obs.: 1 tf = 10 KN



$$FS = \frac{c + \gamma' h \cdot \cos^2 i \cdot \tan \phi}{\gamma_{sat} h \cdot \sin i \cdot \cos i}$$

$$\text{se } FS=1 \quad C + \gamma' \cdot h \cdot \cos^2 i \cdot \tan \phi = \gamma_{sat} \cdot h \cdot \sin i \cdot \cos i$$

$$\gamma_{sat} \cdot \sin i = \gamma' \cdot \cos i \cdot \tan \phi$$

$$\tan \phi = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma'} \cdot \tan i = \frac{1,90}{0,90} \times \frac{1}{3,5} = 0,60 \quad \text{então: } \phi = 31,1^\circ$$

$$\text{antes da chuva: } u = 0; \gamma' \longrightarrow \gamma_{nat} = 1,70 \text{ tf/m}^3; \gamma_{sat} \longrightarrow \gamma_{nat} = 1,70 \text{ tf/m}^3$$

$$FS = \frac{2 + 1,7 \times 4 \times \cos^2 16^\circ \times \tan 31,1^\circ}{1,7 \times 4 \times \sin 16^\circ \times \cos 16^\circ} \Rightarrow FS = 3,20$$

4. 4. 3 – Método de Culmann:

Este método apoia-se na hipótese que considera uma superfície de ruptura plana passando pelo pé do talude. A cunha assim definida é analisada quando a estabilidade como se fosse um corpo rígido que desliza ao longo desta superfície, como se representa na figura 20.

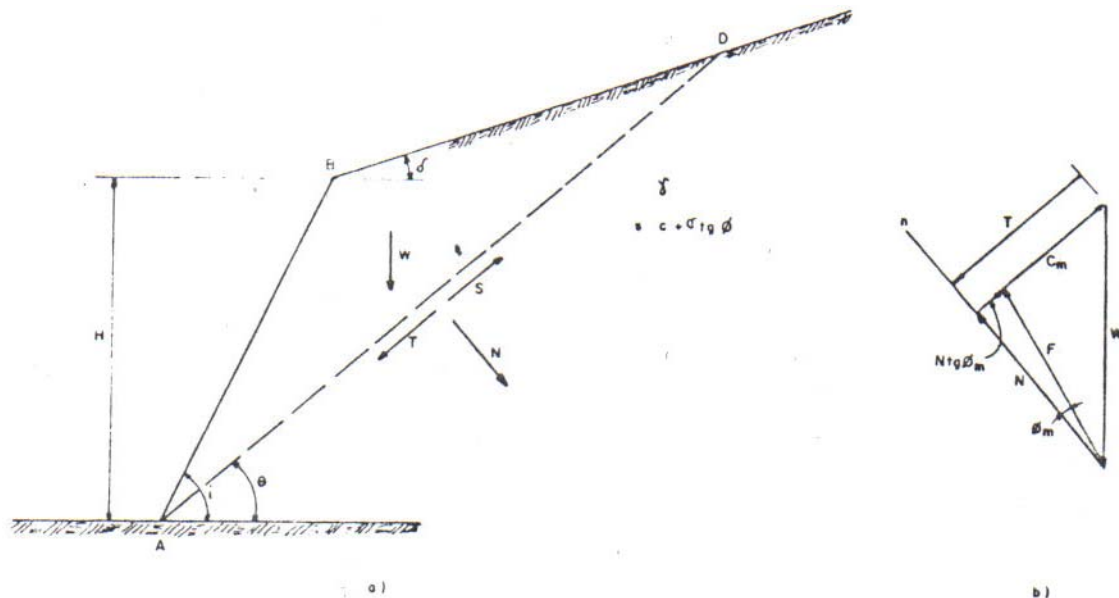


Figura 20 - Método de Culmann: a) geometria do talude; b) polígono de forças.

Uma vez conhecida a geometria do talude e arbitrada a superfície de ruptura, temos as forças participantes do equilíbrio da cunha.

- **força peso:** W (módulo, direção, sentido e ponto de aplicação conhecidos)
- **força de coesão:** C_m (módulo e direção e sentido conhecidos)
- **força de atrito:** F (sentido e direção conhecidos)

Observe que para resistir ao esforço atuante (T) é necessário mobilizar parcelas de resistência: C_m – coesão mobilizada e tgφ_m – coeficiente de atrito mobilizado.

$$C_m = \frac{c \cdot AD}{FS}$$

$$\tan \phi_m = \frac{\tan \phi}{FS}$$

Como deveremos ter
$$T = Cm + N.tg\phi_m = \frac{c.\overline{AD}}{FS} + \frac{N.tg\phi}{FS}$$

Resulta
$$FS = \frac{c.\overline{AD} + N.tg\phi}{T} = \frac{s.\overline{AD}}{T} = \frac{FR}{FA}$$

Sabe-se que $N = W \cdot \cos \theta$ e $T = W \cdot \sin \theta$. O peso da cunha (W) resulta

$$W = \frac{1}{2} H \cdot \overline{AD} \cdot \frac{\sin(i - \theta)}{\sin i}$$

Como estes dados pode-se resolver algebricamente o problema, sempre que se arbitre uma superfície de ruptura. O **fator de segurança do talude será o menor fator obtido dentre as várias superfícies arbitradas**

Da expressão $T = C_m + N \operatorname{tg} \phi_m$ ou substituindo os valores de N e T:

$$C_m + \overline{AD} + \frac{1}{2} \gamma \cdot H \cdot \overline{AD} \cdot \frac{\sin(i - \theta)}{\sin i} \cdot \cos \theta \operatorname{tg} \phi_m = \frac{1}{2} \gamma \cdot H \cdot \overline{AD} \cdot \frac{\sin(i - \theta)}{\sin i} \sin \theta$$

Pode-se obter o chamado *número de estabilidade (N)*:

$$N = \frac{cm}{\gamma \cdot H} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H \frac{\sin(i - \theta) \cdot \sin(\theta - \phi_m)}{\sin i \cdot \cos \phi_m}$$

Assim, arbitrando ϕ_m , o plano onde ocorrerá a máxima tensão cisalhante será aquele definido por um plano de inclinação “ θ ” que necessitará da máxima coesão mobilizada. Diferenciando a expressão em relação a “ θ ”, o máximo ocorrerá para um plano definido por θ_{cr} :

$$\theta_{cr} = \frac{1}{2} (i + \phi_m)$$

A expressão se transforma nessa situação para

$$\frac{cm}{\gamma \cdot H} = \frac{1}{4} \frac{1 - \cos(i - \phi_m)}{\sin i \cdot \cos \phi_m} \quad \text{ou} \quad H = \frac{4 \cdot cm \cdot \sin i \cdot \cos \phi_m}{\gamma [1 - \cos(i - \phi_m)]}$$

Finalmente, se ocorrerem quaisquer outros esforços como sobrecargas ou pressões neutras, basta calcular as resultantes e incluí-las no polígono de forças.

EXEMPLO 02:

Determinar a máxima profundidade que poderá ter um corte vertical ($i = 90^\circ$) em um solo com $\gamma = 1,80 \text{ tf/m}^3$, $s = 4 + \sigma \cdot \operatorname{tg} 25^\circ \text{ tf/m}^2$, para que resulte um $FS = 2$.

$$C_m = \frac{2}{4} = 2 \quad \operatorname{tg} \phi_m = \frac{\operatorname{tg} 25^\circ}{2} = 0,2332 \Rightarrow \phi_m = 13,1^\circ$$

$$H = \frac{4 \times 2 \times \sin 90^\circ \times \cos 13,1^\circ}{1,80 \times [1 - \cos(90^\circ - 13,1^\circ)]} = 5,6 \text{ m}$$

4. 4. 4 – Métodos Que Admitem Superfície de Ruptura Circular:

Ao ser rompida uma massa de solo verifica-se que, em muitos casos, a superfície “cisalhada” se apresenta com geometria próximo de um círculo. Este fato, de se ter a superfície de cisalhamento circular, é muito mais comum quanto maior a homogeneidade da massa de solo. Observa-se, por exemplo, que nas estruturas de aterro, em que são construídos com solo relativamente homogêneo, de camada em camada, quando rompidos a superfície se aproxima muito de um círculo. Diferente disto se verifica em outras situações, de solos heterogêneos, em que o formato geométrico destas superfícies varia muito, conforme as características geológico-geotécnico do local.

Ressalta-se aqui o fato de em alguns casos de cálculo se traçar uma superfície “plana”, adotada para simplificação das análises, já que na prática da Engenharia Geotécnica tal geometria não é muito comum de se verificar.

A figura 21 ilustra algumas diferentes superfícies de ruptura que poderão ser consideradas nas análises de estabilidade de taludes.

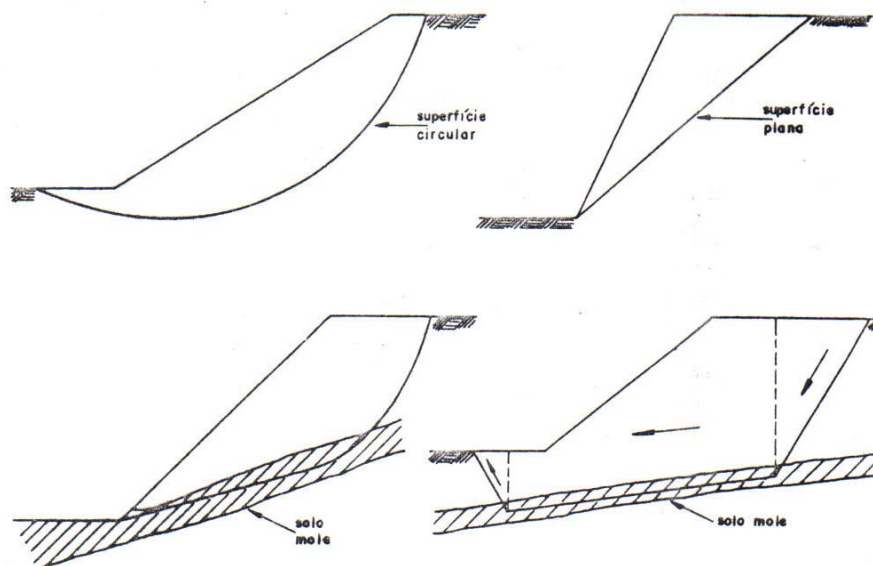


Figura 21 - Algumas diferentes superfícies de ruptura que poderão ser consideradas nas análises de estabilidade de taludes.

Outra característica observada em escorregamento das massas de solo é o fato de se ter na parte superior da cunha escorregada (próximo a crista), um plano vertical até uma determinada profundidade, quando geralmente se inicia a superfície curva, propriamente dita. O que se observa é que estes planos são aproximadamente coincidentes com a profundidade das trincas de tração (fendas) que são abertas na zona de tração (figura 22) do solo devido ao estado ativo de tensões que se desenvolve na massa de solo, conforme ilustrado na figura 23.

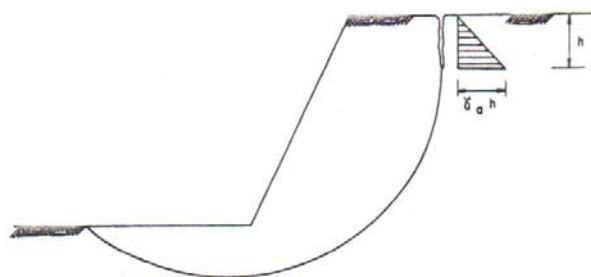


Figura 22 - Superfícies de ruptura associado a fenda de tração, preenchida com água.



Figura 23 – Exemplo de talude de aterro “desmoronado”, após serem observados várias trincas de tração abertas no plano superior ao talude. Observe outras trincas, em paralelo, formadas na própria massa de solo deslocada (Santos Dumont/MG, Abril-2006).

a) Métodos das lamelas:

Normalmente os taludes apresentam-se composto de vários solos com características diferentes. *A determinação dos esforços atuantes sobre a superfície de ruptura torna-se complexa* e para superar essa dificuldade utiliza-se o expediente de dividir o corpo potencialmente deslizante em lamelas. Assim, pode-se determinar o esforço normal sobre a superfície de ruptura, partindo de hipótese que esse esforço vem determinado basicamente pelo peso do solo situado acima daquela superfície.

A superfície de ruptura pode ter uma forma qualquer (Janbu, 1956), se bem que os métodos mais utilizados, como Fellenius e de Bishop, empreguem superfície de ruptura circular.

A figura 24 mostra o esquema adotado nas análises pelos métodos das lamelas, os esforços que atuam numa lamela genérica e o equilíbrio de força nessa lamela.

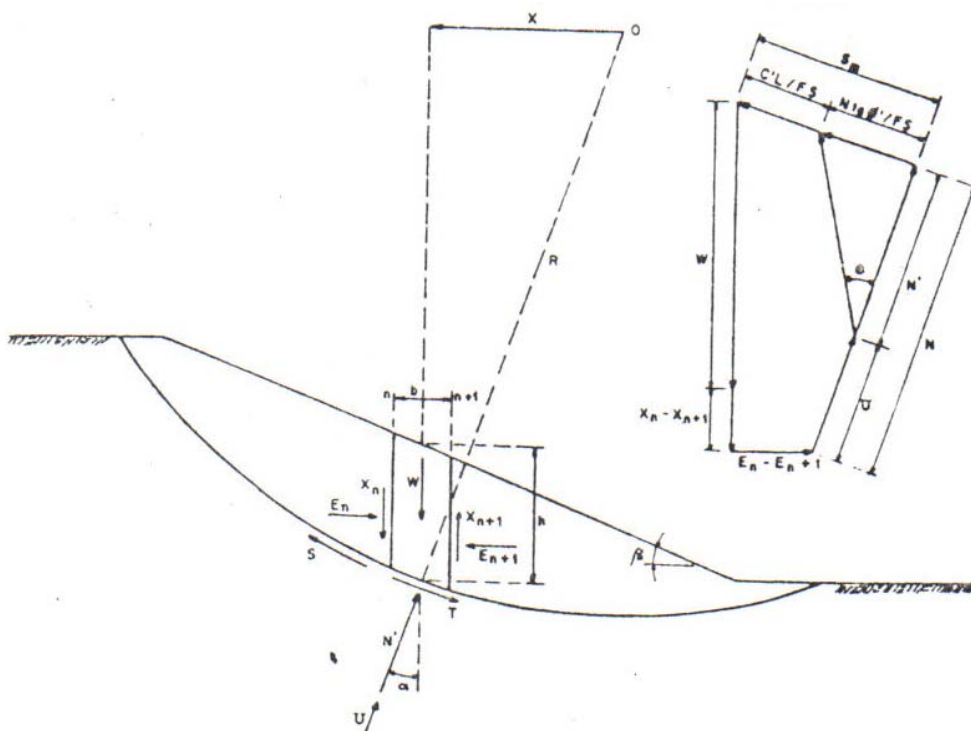


Figura 24– Método das lamelas: grandezas envolvidas em uma lamela.

Método das Lamelas: grandezas envolvidas em uma lamela ou fatia

E_n, E_{n+1} = resultante das forças horizontais totais, atuantes nas seções n e $n+1$, respectivamente;

X_n, X_{n+1} = resultante das forças cisalhantes que atuam nas seções n e $n+1$, respectivamente;

W = peso total da lamela;

N = força normal atuante na base da lamela;

b = largura da lamela;

h = altura da lamela;

L = comprimento da corda \overline{AB} ;

θ = ângulo da normal N com a vertical;

x = distância do centro do círculo ao centro da lamela;

R = raio do círculo.

Como característica dos métodos de lamelas o fator de segurança é definido como a relação entre a somatória dos momentos resistentes e os momentos atuantes:

$$FS = \frac{\sum MR}{\sum MA}$$

No **Método de Fellenius**, considera-se que não há interação entre as várias lamelas, ou seja, admite-se que as resultantes das forças laterais em cada lado da lamela são colineares e de igual magnitude, o que permite eliminar os efeitos dessas forças considerando o equilíbrio na direção normal a base da lamela.

A única interação entre as lamelas advém da consideração da ruptura progressiva que sempre ocorre quando da ruptura de qualquer massa de solo. Este fato é considerado implicitamente nos parâmetros de resistência do solo, coesão e ângulo e atrito.

A única que se segue, considera-se o caso mais genérico de talude com percolação de água. O valor da pressão neutra ao longo da superfície de ruptura é obtido traçando-se a rede de percolação. Em cada ponto desta superfície toma-se o valor da carga piezométrica, h_w .

O momento resistente será:

$$MR = S.R = R \sum_{i=1}^N b_0 (c' + \sigma \cdot \tan \phi') = R \sum_{i=1}^N (c' b_0 + N' \tan \phi)$$

O equilíbrio na direção da lamela fornece:

$$N = N' + U = W \cdot \cos \alpha$$

$$N' = W \cdot \cos \alpha - U = W \cdot \cos \alpha - u \cdot b_0$$

O momento atuante será:

$$MA = \sum W.X = R \cdot \sum_{i=1}^N W \cdot \sin \alpha$$

O fator de segurança pelo método de Fellenius resulta:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n c' b_0 + (W \cdot \cos \alpha - u \cdot b_0) \tan \phi'}{\sum_{i=1}^n W \cdot \sin \alpha}$$

Havendo qualquer esforço externo ao talude, (uma sobrecarga ou berma no pé do talude, por exemplo), considera-se a sua interferência incluindo-o no somatório de momentos.

No **Método de Bishop** leva-se em conta a interação entre as várias lamelas.

A resistência mobilizada (S_m) é dada por:

$$s_m = \frac{s}{FS} = \frac{1}{FS} [c' + (\sigma - u) \cdot \tan \phi']$$

Porém: $\sigma = \frac{N}{b_0}$

Considerando a relação entre momentos resistentes e atuantes resulta, identicamente ao método de Fellenius

$$FS = \frac{R}{\sum W \cdot X} \sum [c' b_0 + (N - u \cdot b_0) \tan \phi]$$

O valor de N' ($N' = N - u \cdot b_0$) pode ser conhecido da somatória de forças na direção vertical:

$$N' = \frac{W + (X_n - X_{n+1}) - (u \cdot \cos \alpha + \frac{c'}{FS \cdot \sin \alpha}) \cdot b_0}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \phi}{FS}}$$

Substituindo na expressão do FS e lembrando que

$$X = R \cdot \sin \alpha \quad \text{e} \quad b_0 = b \sec \alpha \quad \textbf{resulta:}$$

$$FS = \frac{1}{\sum W \cdot \sin \alpha} \sum [c' b + \tan \phi' (W - u \cdot b + X_n - X_{n+1}) / M_\alpha]$$

$$\text{Onde } M_\alpha = \cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \phi'}{FS}$$

Os valores de $(X_n - X_{n+1})$ são determinados por aproximações sucessivas e devem satisfazer a condição:

$$\sum (W_n - X_{n+1}) = 0$$

Estabelecendo-se a equação de equilíbrio para forças que agem na direção tangencial, tem-se:

$$S = (W + X_n - X_{n+1}) \sin \alpha + (E_n - E_{n+1}) \cos \alpha$$

A partir desta expressão pode-se computar o valor de:

$$\sum (E_n - E_{n+1})$$

A análise de estabilidade deve ser conduzida através de aproximações sucessivas de tal forma que se possa, no final, ter satisfeito todas as equações envolvidas.

Um processo variante do método apresentado, denomina-se **Método de Bishop simplificando**, e considera que:

$$\sum (X_n - X_{n+1})$$

$$\sum (E_n - E_{n+1})$$

E a expressão geral FS será:

$$FS_B = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W \cdot \sin \alpha} \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{c \cdot b + \operatorname{tg} \phi (W - u \cdot b)}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\operatorname{tg} \phi}{FS}} \right\} = \frac{1}{\sum W \cdot \sin \alpha} \cdot \sum \frac{R_B}{M_\alpha}$$

Onde: M_α é o valor já definido anteriormente.

As expressões de M_α dependem de FS. A análise por qualquer um dos dois *processos é feita atribuindo-se um valor arbitrário para FS*. Se os valores de FS e FS_{arb} não são coincidentes, utiliza-se agora $FS_{arb} = FS$ para calcular uma primeira estimativa é comum tomar-se $FS = FS_{Fellenius}$.

A figura 25 permite rápida determinação de M_α .

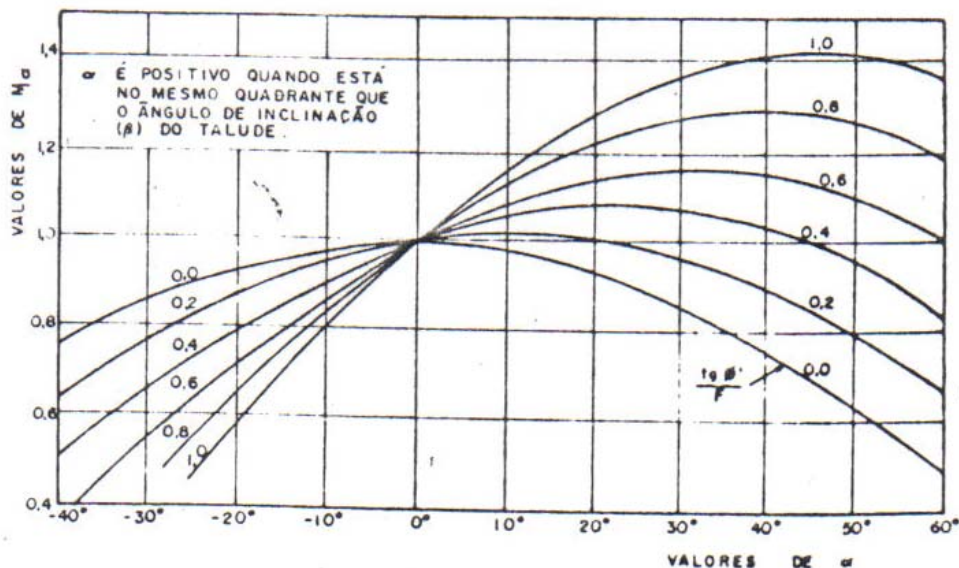


Figura 25 – Gráfico para rápida determinação de M_α .

Procedimento Prático:

Como procedimento prático recomenda-se dividir o talude em *cerca de dez lamelas*; a partir deste valor há pouco ganho na precisão e um considerável aumento dos cálculos. Cada par de valores, *centro e raio de um círculo hipotético*, conduz a um valor de fator de segurança. **O valor crítico será obtido por tentativas.**

Desenhado o talude em escala, determina-se uma malha de centros potenciais; em seguida, escolhe-se um centro e um raio que determinarão uma superfície deslizamento e calcula-se o fator de segurança para essa superfície.

Escolhe-se um novo centro e repetem-se os passos anteriores, até percorrer toda malha desejada. Após a determinação dos valores mínimos de FS para cada centro, traçam-se curvas que unem os fatores de segurança iguais (como se faz com as curvas de nível de topografia) com o intuito de determinar a posição do centro que fornece o menor deles, conforme pode ser visto na figura 26.

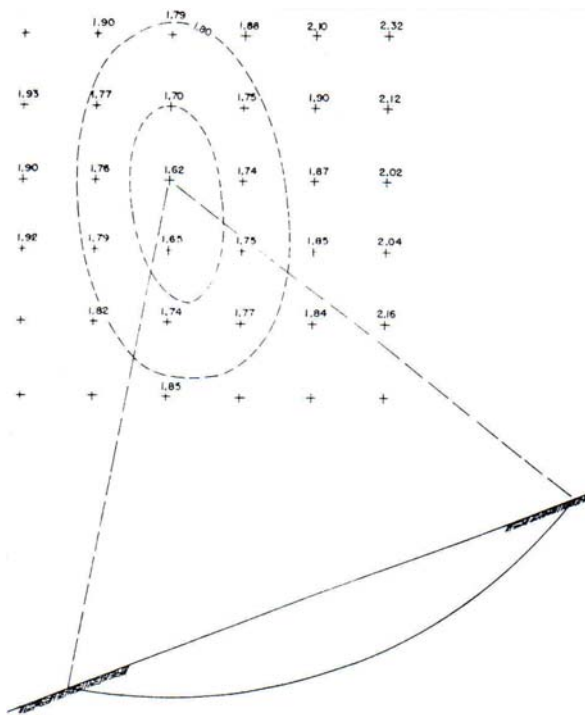


Figura 26 – Determinação do coeficiente de segurança(mínimo)

Como este processo pode ser programável, como mostra o fluxograma representado na figura 4.9, existem atualmente uma série de programas que permitem determinar com precisão e velocidade o valor de segurança.

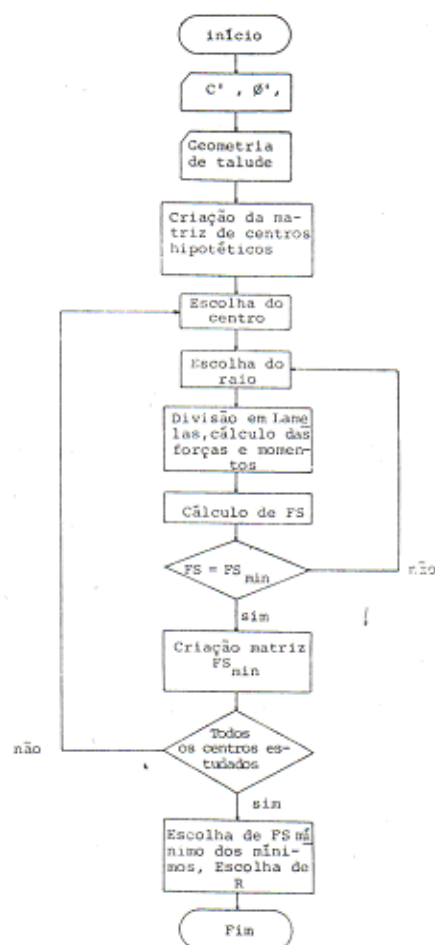
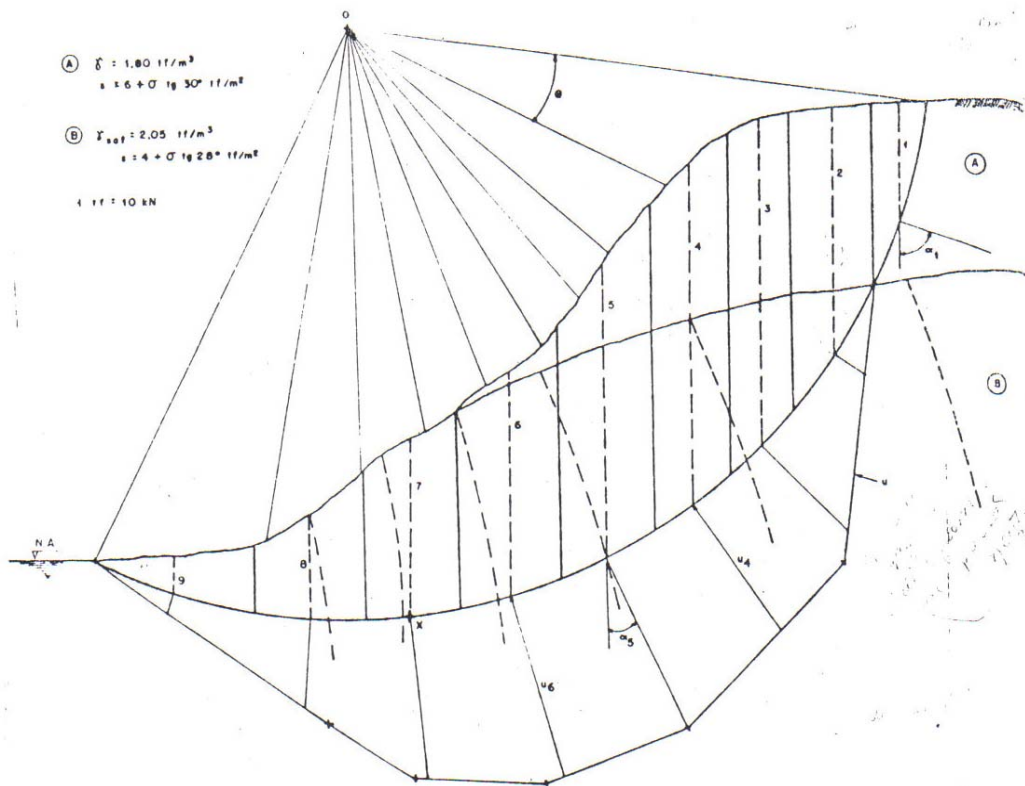


Figura 27 – Fluxograma para cálculo de Estabilidade de Taludes – Método das Lamelas.

EXEMPLO 03:

Determinar o fator de segurança para encosta esquematizada na figura 4.10, considerando um círculo de centro O e raio Ox . Empregar os métodos de Fellenius e de Bishop Simplificado. O solo saturado apresenta $\gamma = 2,05 \text{ tf/m}^3$, $s = 4 + \sigma \text{ tg } 28^\circ \text{ tf/m}^2$ e o não saturado (acima da linha freática), $\gamma = 1,80 \text{ tf/m}^3$ e $s = 6 + \sigma \text{ tg } 30^\circ \text{ tf/m}^2$. **Apresentar em kPa**

**ETAPAS**

- 1- Determinar o diagrama de pressões neutras sobre a superfície de ruptura.
- 2- Dividir o corpo deslizante em lamelas.
- 3- Em cada lamela: ângulo α ; comprimento da base (b_0)
- 4- Efetuar cálculos.

A tabela 4.2 apresenta os cálculos efetuados e os fatores de segurança obtidos.

$$\text{Fellenius: } FS_F = \frac{\sum_{i=1}^n c \cdot b_0 + (w \cdot \cos \alpha - \mu_A \cdot b_0) \text{tg} \phi}{\sum_{i=1}^n w \cdot \sin \alpha} = \frac{\sum R_F}{\sum w \cdot \sin \alpha}$$

$$\text{Bishop S. : } FS_B = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W \cdot \sin \alpha} \sum_{i=1}^n \left[\frac{c \cdot b + \text{tg} \phi (W - u \cdot b)}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\text{tg} \phi}{FS}} \right] = \frac{1}{\sum W \cdot \sin \alpha} \cdot \sum \frac{R_B}{M_\alpha}$$

$$\text{Fellenius} \Rightarrow FS_F = \frac{\sum R_F}{\sum W \cdot \sin \alpha} = \frac{113,23}{43,00} \Rightarrow FS_F = 2,63$$

$$\text{Bishop S.} \Rightarrow FS_{B(1)} = \frac{\sum R_B / M_{\alpha 1}}{\sum W \cdot \sin \alpha} = \frac{118,02}{43,00} \Rightarrow FS_{B(1)} = 2,74 \neq 2,70$$

$$FS_{B(2)} = \frac{\sum R_B / M_{\alpha 2}}{\sum W \cdot \sin \alpha} = \frac{118,14}{43,00} \Rightarrow FS_{B(2)} = 2,75 \approx 2,74 \Rightarrow FS_B = 2,75$$

Tabela para Cálculo do Fator de Segurança																									
Lamelas	b	bo	hA	hB	α	sen α	cos α	u	W (hxbx γ)	uxb	uxbo	Wxsen α	Wxcos α	c	tg ϕ	R _F	R _B	M α_1	R _B / M α_1	M α_2	R _B / M α_2				
1	2,70	8,70	3,05	4,00	57	0,84	0,54	3,20	36,96	8,64	27,84	31,05	19,96	6,00	0,58	47,63	32,63	0,75	43,76	0,73	44,72				
2	1,90	2,65	3,15	5,90	42	0,67	0,74	5,20	33,75	9,88	13,78	22,61	24,98	4,00	0,53	16,53	20,25	0,89	22,76	0,88	23,06				
3	1,90	2,25	3,10	6,90	33	0,54	0,84	5,90	37,48	11,21	13,28	20,24	31,48	4,00	0,53	18,65	21,52	0,96	22,40	0,95	22,62				
4	1,95	2,10	1,50	7,25	22	0,37	0,93	6,35	34,25	12,38	13,34	12,67	31,85	4,00	0,53	18,21	19,39	1,01	19,14	1,01	19,27				
5	1,95	1,95	0,20	6,95	11	0,19	0,98	6,20	28,48	12,09	12,09	5,41	27,91	4,00	0,53	16,19	16,49	1,02	16,13	1,02	16,18				
6	1,90	1,90	0,00	6,00	3	0,05	0,99	5,50	23,37	10,45	10,45	1,17	23,14	4,00	0,53	14,32	14,45	1,00	14,43	1,00	14,44				
7	2,00	2,00	0,00	4,40	-6	-0,10	0,99	4,30	18,04	8,60	8,60	-1,80	17,86	4,00	0,53	12,91	13,00	0,97	13,44	0,97	13,41				
8	1,90	2,00	0,00	3,75	-14	-0,24	0,97	3,60	14,61	6,84	7,20	-3,51	14,17	4,00	0,53	11,69	11,72	0,92	12,79	0,92	12,73				
9	1,90	2,10	0,00	2,85	-23	-0,39	0,92	2,15	11,10	4,09	4,52	-4,33	10,21	4,00	0,53	11,42	11,32	0,83	13,59	0,84	13,48				
10	2,90	3,75	0,00	1,60	-35	-0,57	0,82	0,80	9,51	2,32	3,00	-5,42	7,80	4,00	0,53	17,54	15,41	0,69	22,25	0,70	21,94				
Total												78,09	Total				185,10	Total				200,69	Total		201,86

Fellenius: $FS_F = \sum R_F / \sum Wxsen\alpha = \frac{185,10}{78,09} = 2,37$ $FS_F = 2,37$

Bishop S.: $FS_B = (\sum R_B / M\alpha_1) / \sum Wxsen\alpha = \frac{200,69}{78,09} = 2,57$ $FS_B = 2,57$ (valor adotado inicialmente)

$FS_B = (\sum R_B / M\alpha_2) / \sum Wxsen\alpha = \frac{201,86}{78,09} = 2,58$ $FS_B = 2,58$ (1) \sim 2,57 Logo, $FS_B = 2,58$