

2 Revisão bibliográfica

2.1. Classificação dos movimentos de massa

Os movimentos de massa são fenômenos naturais de dinâmica externa com a capacidade de mudar e modelar as formas do relevo (Guimarães et al., 2003). Existem várias classificações para os movimentos de massa, como por exemplo, de Varnes (1978), Guidicini e Nieble (1976), Turner e Schuster (1996) (Zaidan e Fernandes, 2009). A classificação dos movimentos é de extrema importância, já que se pode associar a cada tipo de movimento determinadas características (profundidade, raio de alcance, material instabilizado, potencial destrutivo, etc.) sendo essas, em conjunto com o entendimento dos condicionantes, fundamentais para formulação de modelos, a fim de se orientar a proposição de medidas preventivas e corretivas (Augusto Filho e Virgili, 1998).

A classificação de Varnes (1978) se tornou referência para muitos pesquisadores ao redor do mundo, sendo ela a considerada oficial pela *International Association of Engineering Geology and the Environment* - IAEG. Nessa classificação simples, para cada tipo de movimento, aponta-se o tipo de material envolvido. Os movimentos considerados são quedas (*falls*), tombamentos (*topples*), escorregamentos (*slides*), espalhamentos (*lateral spreads*), corridas (*flows*) e complexos (*complex*), e os materiais envolvidos são rocha ou solo, sendo esse último subdividido de acordo com a granulometria (Tabela 1).

Tabela 1 – Classificação dos movimentos de massa. Adaptado de Varnes, 1978 (apud Brabb, 1991).

Tipo de movimento			Tipo de material		
			Rocha	Solos (engenharia)	
				Predominante-mente Grosso	Predominante-mente Fino
Quedas (<i>fall</i>)			Queda de rocha	Queda de detritos	Queda de solo
Tombamento (<i>topple</i>)			Tombamento de rocha	Tombamento de detritos	Tombamento de solo
Escorregamento (<i>slide</i>)	Rotacional	Poucas unidades	Escorregamento em rocha	Escorregamento de detritos	Escorregamento em solo
	Translacional	Muitas Unidades			
Espalhamentos (<i>lateral spread</i>)			Espalhamento de rocha	Espalhamento de detritos	Espalhamento de solo
Corridas (<i>flow</i>)			Corrida de rocha	Corrida de detritos	Corrida de lama
Complexo (<i>complex</i>)			Combinação de dois ou mais tipos principais de movimento		

Augusto Filho e Virgili (1998) comentam que, em geral, as classificações modernas têm como base a combinação dos seguintes critérios:

- Velocidade, direção e recorrência dos deslocamentos;
- Natureza do material instabilizado (solo, rocha, detritos, depósitos, etc.) sua textura, estrutura e conteúdo d'água;
- Geometria das massas movimentadas;
- Modalidade de deformação do movimento.

Com relação à natureza do material instabilizado proposta por Augusto Filho e Virgili (1998), não há uma definição clara do que seriam detritos e depósitos, e qual a sua diferenciação de solos, levando-se em consideração que do ponto de vista geotécnico detritos e depósitos são considerados solos.

No Brasil, a classificação proposta por Augusto Filho (1992), apresentada na Tabela 2, é um referencial para elaboração de mapas de risco. Ela apresenta os

principais movimentos de massa na dinâmica ambiental brasileira, e suas características, como materiais, velocidade e geometria mobilizada. Os movimentos são apresentados em quatro classes, sendo eles rastejos (*creep*), escorregamentos (*slides*), quedas (*falls*) e corridas (*flows*).

Tabela 2 – Características dos principais movimentos de encosta na dinâmica ambiental brasileira (Augusto Filho, 1992).

Tipo de movimento	Características do movimento, material e geometria
Rastejos (<i>creep</i>)	<ul style="list-style-type: none"> • Vários planos de deslocamento (internos) • Velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescentes com a profundidade • Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes • Solo, depósitos, rocha alterada/fraturada • Geometria indefinida
Escorregamentos (<i>slides</i>)	<ul style="list-style-type: none"> • Poucos planos de deslocamento (externos) • Velocidades médias (m/h) a altas (m/s) • Pequenos a grandes volumes de material. • Geometria e materiais variáveis • Planares – solos pouco espessos, solo e rochas com um plano de fraqueza • Circulares – solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas • Em cunha – solos e rochas com dois planos de fraqueza
Quedas (<i>falls</i>)	<ul style="list-style-type: none"> • Sem planos de deslocamento • Movimentos tipo queda livre ou em plano inclinado • Velocidades muito altas (vários m/s) • Material rochoso • Pequenos a médios volumes • Geometria variável: lascas, placas, blocos, etc. • Rolamento de matacão • Tombamento
Corridas (<i>flows</i>)	<ul style="list-style-type: none"> • Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação) • Movimento semelhante ao de um líquido viscoso • Desenvolvimento ao longo das drenagens • Velocidades médias a altas • Mobilização de solo, rocha, detritos e água • Grandes volumes de material • Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas

Entre os vários tipos de movimento de massa, os escorregamentos vêm recebendo especial atenção da comunidade científica nos últimos anos, tendo em vista os enormes problemas causados e agravados pela crescente ocupação humana em encostas íngremes (Guimarães et al., 2003).

Nesse estudo pretende-se prever a ocorrência de movimentos do tipo escorregamento planar. Como descrito na Tabela 2, os escorregamentos tem movimentação rápida, e normalmente tem seu volume e forma bem definida. O seu centro de gravidade se desloca para baixo e para fora do talude. Os escorregamentos translacionais ou planares de solo são processos muito frequentes nas encostas serranas brasileiras, envolvendo solos superficiais, muitas vezes com plano de ruptura no contato solo-rocha (Infanti Jr. e Fornasari Filho, 1998).

2.2.

Causa dos movimentos de massa

A dinâmica dos processos que ocorrem na instabilização de uma encosta é muito complexa. Mesmo assim, algumas causas influem mais diretamente do que outras, e conhecê-las é de grande importância, já que permitem o melhor entendimento dos movimentos de massa, como prevê-los, evitá-los ou se prevenir dos mesmos.

Augusto Filho e Virgili (1998) comentam que os fatores condicionantes para a deflagração das instabilizações de taludes e encostas, de forma geral, constituem uma cadeia de eventos, muitas vezes de carácter cíclico, desde a formação da rocha até toda sua história geológica e geomorfológica, como movimentos tectônicos, intemperismo e ação antrópica.

Existem algumas abordagens para a classificação das causas da instabilização das encostas. Varnes (1978), por exemplo, aborda o tema dividindo os fatores deflagadores dos movimentos de encosta em dois grupos, sendo eles os responsáveis pelo aumento da sollicitação, e os responsáveis pela redução da resistência (Tabela 3).

Tabela 3 – Fatores deflagradores dos movimentos de encostas (Varnes, 1978 apud Augusto Filho e Virgili, 1998).

Ação	Fatores	Fenômenos geológicos/antrópicos
Aumento da solicitação	Remoção de massa (lateral ou da base)	<ul style="list-style-type: none"> Erosão, escorregamentos Cortes
	Sobrecarga	<ul style="list-style-type: none"> Peso da água de chuva Depósito de material Peso da vegetação Construção de estruturas, aterros, etc.
	Solicitações dinâmicas	<ul style="list-style-type: none"> Terremotos, ondas, etc. Explosões, tráfego, sismos induzidos
	Pressões laterais	<ul style="list-style-type: none"> Água em trincas, congelamento, material expansivo
Redução da resistência	Características inerentes ao material (textura, geometria, estruturas, etc.)	<ul style="list-style-type: none"> Características geomecânicas do material, tensões iniciais
	Mudanças ou fatores variáveis	<ul style="list-style-type: none"> Redução da coesão, ângulo de atrito Elevação do nível d'água Aumento da umidade/Redução da sucção

Por outro lado, a USGS (*U.S. Geological Survey*) (2004) apresenta as principais causas dos movimentos de massa, dividindo-as em três grupos, sendo eles o de causas geológicas, que leva em conta características do material, causas morfológicas, que considera fatores como atividade tectônica e formas de erosão do relevo, e por fim causas antrópicas, que diz respeito às atividades humanas desencadeadoras de processos de instabilidade de encostas (Tabela 4).

Tabela 4 – Principais causas dos movimentos de massa. Adaptado de USGS (2004).

Causas	Fenômenos
Geológicas	<ul style="list-style-type: none"> • Materiais fracos ou sensíveis • Materiais alterados • Materiais fraturados • Orientação da descontinuidade (acamamento, xistosidade, falha, contato, entre outros) • Contraste na permeabilidade e/ou dureza dos materiais
Morfológicas	<ul style="list-style-type: none"> • Atividades vulcânicas ou terremotos • Dinâmica glacial • Erosão fluvial, por ondas do mar ou glaciais do pé e lateral das encostas • Erosão subterrânea (<i>pipping</i>) • Carregamento por deposição • Remoção da cobertura vegetal • Degelo • Intemperismo por congelamento e derretimento • Intemperismo por variação de volume
Antrópicas	<ul style="list-style-type: none"> • Escavações • Carregamentos • Exploração do lençol freático • Desmatamento • Irrigação • Mineração • Vibrações artificiais • Vazamento de tubulações

Augusto Filho e Virgili (1998) listam os principais condicionantes dos escorregamentos e processos correlatos na dinâmica ambiental brasileira, sendo eles:

- Características climáticas, com destaque para o regime pluviométrico;
- Características e distribuição dos materiais que compõem o substrato das encostas/taludes, abrangendo solos, rochas, depósitos e estruturas geológicas (xistosidade, fraturas, etc.);
- Características geomorfológicas, com destaque para inclinação, amplitude e forma do perfil das encostas (retilíneo, convexo e côncavo);
- Regime das águas de superfície e subsuperfície;

- Características do uso e ocupação, incluindo cobertura vegetal e as diferentes formas de intervenção antrópicas das encostas, como cortes, aterros, concentração de água pluvial e servida, etc.

Augusto Filho e Virgili (1998) novamente citam solo e depósito como materiais diferentes, sem uma clara distinção.

A saturação das encostas é a principal causa dos movimentos de massa aqui no Brasil. Como é de se observar, as grandes tragédias são na maioria das vezes antecedidos por grandes chuvas. As chuvas atuam na instabilização das encostas principalmente através da redução da sucção, incidência de poropressão positiva na interface solo/rocha e erosão.

Vale ressaltar que a ação antrópica favorece em muito a aceleração e ampliação dos processos de instabilização de encostas. A velocidade com que o ser humano consegue alterar a paisagem é assustadora, modificando não só o uso e ocupação da área, como transformando áreas florestadas em regiões de pasto ou áreas urbanas, mas também alterando sua forma geométrica, com cortes e aterros, assim como sua drenagem. Se bem planejadas, essas alterações não necessariamente causariam problemas de instabilidade de encostas, porém o que se vê é que na maioria das vezes toda essa interferência antrópica na paisagem é feita sem adequado planejamento, e então graves problemas podem ser observados com frequência.

No modelo desenvolvido e apresentado nesse trabalho, as principais causas consideradas para o desencadeamento dos movimentos de massa dizem respeito às características geomorfológicas das encostas, assim como características e distribuição dos materiais que as compõem, além de características climáticas.

2.3. Efeitos da vegetação

A cobertura vegetal é um dos aspectos de muita importância para a estabilidade das encostas, tendo influências diretas no balanço hídrico, assim como nas tensões que agem no maciço. Wu, McKinnell III e Swanston (1979) comentam, por exemplo, que após o corte das árvores que recobriam um vale em Thorne Bay, Alasca, foram observados inúmeros movimentos de massa, o que mostra que a remoção da cobertura vegetal foi determinante para uma maior

frequência de deslizamentos. Por sua vez, Tabalipa e Fiori (2008), em simulações matemáticas em ambiente SIG, comparando-se uma mesma área com e sem os efeitos da cobertura vegetal, concluíram que tal atributo é fundamental na estabilidade das encostas.

Diversos trabalhos de mapeamento de susceptibilidade a movimentos de massa levam em consideração esse parâmetro, de uma forma geral classificando como menos susceptíveis os locais bem vegetados, e mais susceptíveis locais sem vegetação, tendo entre esses dois extremos valores intermediários (Bandeira, 2003; Pfaltzgraff, 2007; Varanda, 2006). Tominizaga (2007), por exemplo, estipulou em seu estudo de análise de risco um índice de potencial de indução de processos de escorregamentos, levando-se em consideração o porte da vegetação. Por outro lado, Alheiros (1998) já considerou a porcentagem do solo vegetado para criação de classes de susceptibilidade. Carvalho e Riedel (2004) estipularam para esse parâmetro uma influência de 20% entre as condicionantes envolvidas no processo de estabilização de encostas.

Enfim, é de consenso geral que a cobertura vegetal tem influência direta na estabilidade das encostas, logo não deve passar despercebida em um mapeamento de suscetibilidade a movimentos de massa.

Gary e Leiser (1982) apontam efeitos favoráveis e desfavoráveis desempenhados pela vegetação na estabilidade das encostas:

Efeitos favoráveis:

- Redistribuição da água proveniente das chuvas: a interceptação das gotas de chuva pela folhagem e a evapotranspiração ajudam na redução da umidade do solo.
- Acréscimo da resistência do solo pelas raízes: as raízes reforçam o solo mecanicamente pela transferência da tensão cisalhante no solo para resistência à tração das raízes.
- Ancoramento: As raízes podem ancorar o solo em camadas mais competentes, funcionando como tirantes, aumentando sua resistência.

Efeitos desfavoráveis:

- Efeito de cunha: as raízes podem penetrar paralelamente em fraturas,

canais e planos de fraqueza em geral, causando uma instabilidade local.

- Efeito de alavanca: forças instabilizantes são transferidas ao solo quando as árvores são atingidas pelos ventos.

Além dos efeitos citados, a sobrecarga imposta pela vegetação também deve ser considerada, porém essa pode exercer tanto efeito favorável como desfavorável, pela componente normal ou paralela à encosta, dependendo da inclinação local. Trabalhos apontam valores que variam de 2,5 a 5,2 kPa para a tensão resultante do peso da cobertura vegetal (Wu, Mckinnell Iii e Swanston, 1979; Soares, 1999).

Sobre o acréscimo de resistência das raízes no solo, ele se dá tanto com reforços laterais como na base da superfície de ruptura. Os métodos de quantificação desses reforços podem ser através de retroanálises de movimentos de massa pretéritos, ensaios de resistência de cisalhamento direto ou triaxiais de amostras de solo, ou formulações que levam em conta o diâmetro e resistência da raiz e sua distribuição no solo.

Existem poucos trabalhos científicos que quantificam os reforços laterais, mesmo esses tendo grande parcela de contribuição na estabilidade das encostas. Assume-se muitas vezes que todo o reforço é feito na base da superfície de ruptura, o que não condiz com a realidade. A formulação do talude infinito 2D, por exemplo, muito utilizada em mapeamentos de susceptibilidade, não leva em consideração esses reforços, e sim apenas um equilíbrio de tensões na base da superfície de ruptura, desconsiderando assim essa componente importante desempenhada pelas raízes (Schmidt et al., 2001).

A Tabela 5 apresenta valores de coesão desempenhados pelas raízes, seja ela lateral ou na base da superfície de ruptura, realizada por diversos autores, com variados tipos de vegetação.

Tabela 5 – Coesão acrescida ao solo pelas raízes, para variados tipos de vegetação e métodos de obtenção. *=coesão das raízes considerando reforço lateral; **=coesão das raízes considerando reforço na base. Adaptado e modificado de Schmidt et al., 2001.

Coesão da raiz (kPa)	Tipo de vegetação	Localização	Autores
Medição do diâmetro da raiz e resistência da fibra			
3,5-7,0*	Esfagno	Alasca, EUA	Wu, 1984
5,6-12,6*	Cicuta, abeto de sitka e cedro-amarelo	Alasca, EUA	Wu, 1984
5,7**	Carvalho silvestre	Ohio, EUA	Riesterberg e Sovonick-Dunford, 1983
6,2-7,0*	Carvalho silvestre	Ohio, EUA	Riesterberg e Sovonick-Dunford, 1983
5,9*	Cedro do alasca, cicuta e abeto	Alasca, EUA	Wu et al., 1979
7,5-17,5*	Abeto de Douglas	Oregon, EUA	Burroughs e Thomas, 1977
25,3-94,3*	Florestas nativas em elevado estágio sucessional	Oregon, EUA	Schmidt et al., 2001
6,8-23,2*	Florestas com manejo	Oregon, EUA	Schmidt et al., 2001
Medição por cisalhamento direto			
1,0-5,0**	Cedro japonês	Japão	Abe e Iwamoto, 1986
2,0-12,0**	Amieiro	Japão	Endo e Tsuruta, 1969
3,0-21,0**	Pinheiro de Lodgepole	Califórnia, EUA	Ziemer, 1981
3,7-6,4**	Pinheiro amarelo com 54 meses de idade	Laboratório	Waldron et al., 1983
~5**	Pinheiro amarelo com 54 meses de idade	Laboratório	Waldron e Dakessian, 1981
6,6**	Faia	Nova Zelândia	O'Loughlin e Ziemer, 1982
Medição por retroanálise			
1,6-2,1**	Gramíneas, ciperáceas, arbustos, samambaias	Washington, EUA	Buchanan e Savigny, 1990
2,6-3,0**	Amieiro vermelho, cicuta, Abeto de Douglas, cedro	Washington, EUA	Buchanan e Savigny, 1990
2,02**	Mirtilo, <i>devil's club</i> (planta arbustiva).	Alasca, EUA	Sidle e Swanston, 1982

2,8-6,2**	Pinheiro ponderosa, abeto de Douglas, abeto de Engelmann	Idaho, EUA	Gray e Megahan, 1981
3,4-4,4**	Cicuta, abeto	Alasca, EUA	Swanston, 1970

Como se observa, existe uma grande variabilidade nesse parâmetro, indo da ordem de 1 kPa a valores como 94,3kPa, mostrando o quão expressivo esse fator pode ser na estabilidade das encostas.

Com relação aos efeitos de alavanca pelo balanço das árvores devido ao vento, as forças cisalhantes transferidas ao solo são muito pequenas, logo, essa componente, no caso de mapeamento de susceptibilidade, pode ser desprezada. Esse fato pode ser verificado no trabalho apresentado por Wu, McKinnell III e Swanston (1979), que apontaram uma tensão cisalhante máxima de 1kPa para um vento de 90 km/h na direção do declive da encosta.

Nesse trabalho irá se considerar os efeitos de acréscimo de resistência no solo pelas raízes, assim como a sobrecarga.

2.4. Solos não saturados

O estudo das encostas em situação de não saturação é de grande importância, tendo em vista que em regiões tropicais tal situação é presente em grande parte do ano. Como citado, a alteração do estado de não saturado para saturado é a principal causa dos movimentos de massa aqui no Brasil, e entender como se dá essa mudança de estados, assim como o tempo necessário para tal, são ferramentas cruciais na previsibilidade de movimentos de massa.

2.4.1. Comportamento dos solos não saturados

Basicamente o que difere um solo não saturado (ou saturado por capilaridade) de um solo saturado, em termos de carga, é o potencial matricial, ou seja, a carga associada ao teor de água presente no solo, sendo resultante das forças de adsorção que mantém a água aderida às partículas sólidas e aos fenômenos de capilaridade existentes nos interstícios da massa de solo. Essas tensões podem ser observadas através dos meniscos formados entre as partículas sólidas, que causam uma coesão entre as mesmas (Figura 2).

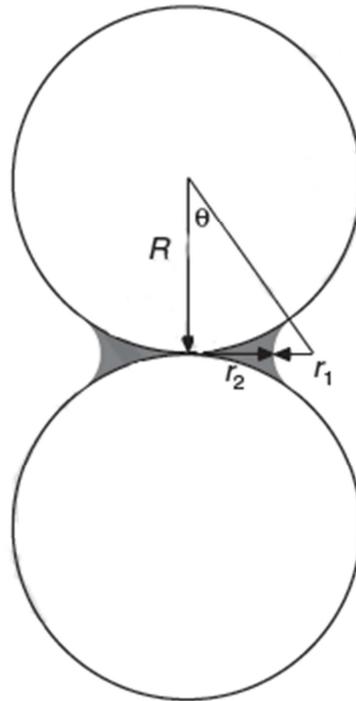


Figura 2 – Meniscos de água entre partículas de solo (Lu e Likos, 2004).

Existe uma íntima relação entre a carga de sucção ($\psi[L]$) e a umidade volumétrica do solo ($\theta[-]$), sendo essa representada pela curva de retenção de umidade do solo (Figura 3). Tal curva tem alguns pontos peculiares, sendo eles:

- Umidade residual (θ_r): É um valor de umidade associado a altos valores de sucção, quando a água retida pelo solo encontra-se na forma de filmes finos ou meniscos desconectados;
- Umidade de saturação (θ_s): É teoricamente igual à porosidade do solo, onde todos os vazios estão preenchidos por água;
- Pressão de entrada de ar (ψ_a): É o valor de carga de pressão ou sucção para o qual ocorre entrada de ar nos vazios de solo em um processo de secagem. Quando mais fina as partículas constituintes do solo, maior ψ_a .

A curva de retenção de umidade apresenta também efeitos de histerese, onde a trajetória de umedecimento não acompanha a de secagem. Mais água é geralmente retida no solo durante o processo de secagem do que é absorvida pelo mesmo no processo de molhamento, para um mesmo ponto de sucção (Lu e Likos, 2004).

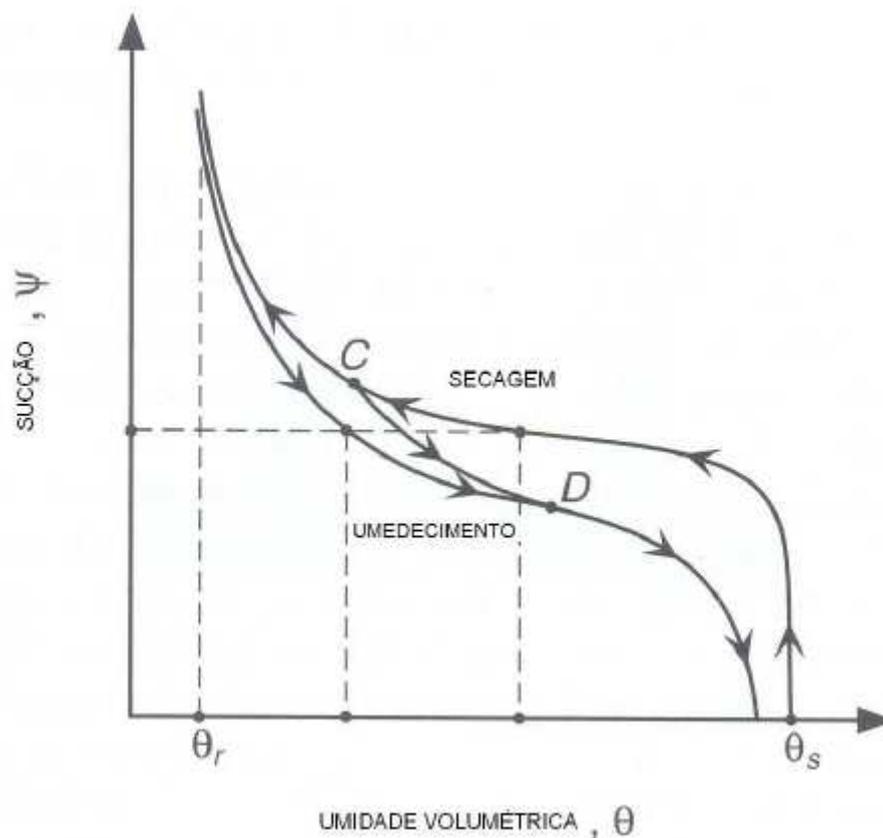


Figura 3 – Curva de retenção de umidade com histerese.

A curva de retenção de umidade pode ser modelada a partir de funções apresentadas por diversos autores (Gardner, 1958; Brooks e Corey, 1964; Fredlund e Xing, 1994). O modelo a ser adotado nesse trabalho é o de van Genchten (1980), conforme se segue:

$$\Theta = \left[\frac{1}{1 + (\alpha \cdot |\psi|)^n} \right]^m \quad (1)$$

Onde $\Theta[-]$ é a umidade volumétrica relativa dada por:

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (2)$$

Os parâmetros $m[-]$, $n[-]$ e $\alpha [L^{-1}]$ são obtidos a partir do ajuste dos dados experimentais, adequando-os ao modelo. O valor de $1/\alpha$ representa um ponto pivô

onde o parâmetro n modifica a inclinação da curva. O parâmetro m afeta a agudeza da curva, quando a mesma entra em seu patamar (Krahn, 2004 *apud* Miquelleto, 2007).

Substituindo a eq. 1 em 2, chega-se a:

$$\begin{cases} \theta = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{[1 + (\alpha \cdot |\psi|)^n]^m} & \text{para } \psi > 0 \\ \theta = \theta_s & \text{para } \psi = 0 \end{cases} \quad (3)$$

A condutividade hidráulica do solo $k[LT^{-1}]$, essa deduzida a partir da célebre lei de Darcy, também se relaciona com o teor de umidade do solo. Para um mesmo solo, quanto menor a sua umidade volumétrica, menor será a sua permeabilidade, tendo em vista que menor será a área útil para percolação da água (Figura 4).

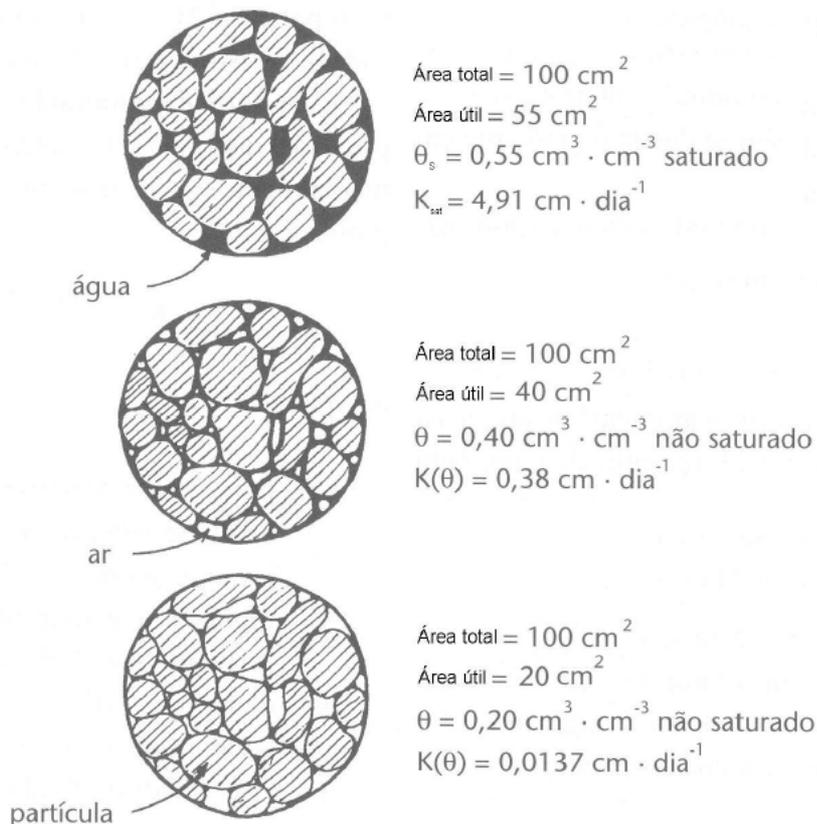


Figura 4 – Área útil de fluxo em meios porosos não saturados
 (Adaptado de Reichardt e Timm, 2004 *apud* Miquelleto, 2007).

Para descrever essa variação da permeabilidade com o grau de saturação, diversos autores propõem formulações, como Gardner (1958), Brooks e Corey (1964) e Fredlund, Xing e Huang (1994). Van Genuchten (1980) apresentou uma função empregando o modelo proposto por Mualem (1976) (apud van Genuchten, 1980) para previsão de condutividade hidráulica em meios porosos não saturados, baseado na distribuição estatística do tamanho dos poros. A expressão pode ser escrita tanto em função do teor de umidade (eq. 4) quanto em função da carga de sucção (eq. 5).

$$k_r(\theta) = \theta^{1/2} \cdot \left[1 - \left(1 - \theta^{1/m} \right)^m \right]^2 \quad (4)$$

$$k_r(\psi) = \frac{\{1 - (\alpha \cdot \psi)^{n-1} \cdot [1 + (\alpha \cdot \psi)^n]^{-m}\}^2}{[1 + (\alpha \cdot \psi)^n]^{m/2}} \quad (5)$$

Onde k_r é a permeabilidade relativa, expressa por $k(\psi)/k_{sat}$, e $m=1-1/n$.

A função de condutividade hidráulica $k(\psi)$ tem a seguinte forma, para um α de 7 m^{-1} e um n de 1,68 – caso de estudo nessa dissertação – (Figura 5).

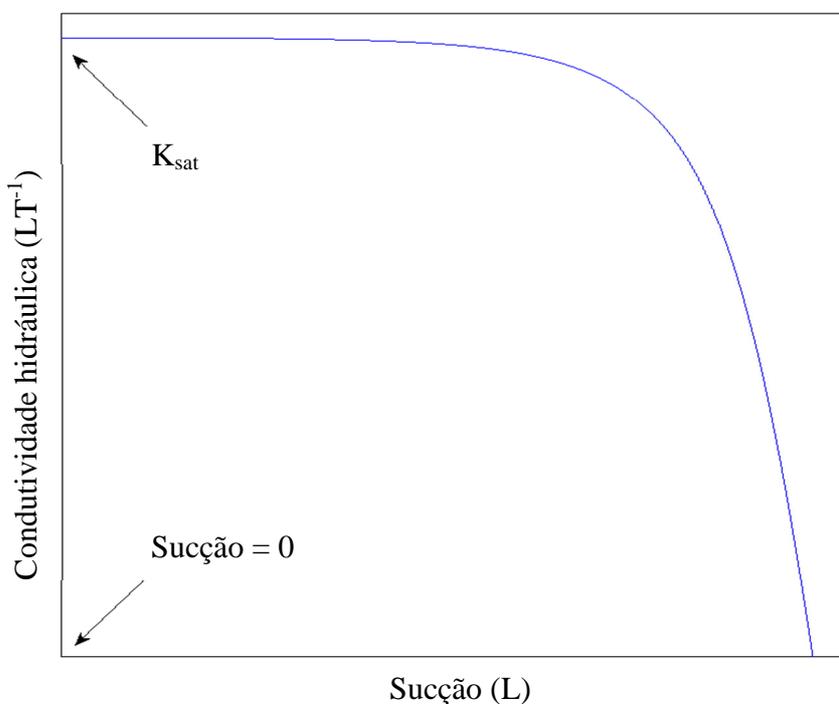


Figura 5 – Curva de condutividade hidráulica em função da carga de sucção. Escala Log-Log.

2.4.2. Infiltração em solos não-saturados

Em solos não saturados, durante os eventos de chuvas, a água infiltra pelo solo desenvolvendo uma frente de umedecimento, se deslocando de cima para baixo, alterando o grau de saturação do material. Como apontado por Wolle e Hachich (1989) e Vargas et al. (1990), a frente de infiltração se desloca paralelamente à superfície do terreno. Vargas et al. (1990) complementam que a infiltração pode ser aproximada por um modelo unidimensional.

Devido à grande variabilidade das propriedades hidráulicas dos solos, o processo de infiltração é muito complexo e só pode ser descrito de forma aproximada com equações matemáticas (Chow, 1988).

A equação que governa o fluxo em meios não saturados é a de Richards. Porém devido à sua grande não linearidade, sua solução se torna complexa, devendo-se utilizar técnicas numéricas (e.g. elementos finitos) para sua solução ante diferentes condições de contorno. Algumas propostas de simplificação da equação de Richards foram desenvolvidas, como no caso da equação de Horton (1933, 1939) e de Phillip (1957, 1969) (Chow, 1988).

2.4.2.1. Modelo de Green-Ampt

Diferente dos modelos mencionados anteriormente, que buscaram soluções simplificadas da equação de Richards, o modelo de Green-Ampt (1911) foi desenvolvido com sólidas bases físicas para casos de uma dimensão, partindo de algumas hipóteses e simplificações a serem apresentadas. Apesar de ser considerado um modelo simples, seus resultados são muito próximos aos de modelos rigorosos como no caso da equação de Richards (Muntohar, 2008).

O modelo de Green-Ampt baseia-se nas seguintes hipóteses:

- A frente de infiltração é brusca, dividindo o solo em saturado e não saturado;
- Na frente de saturação existe uma carga de pressão de valor negativo, constante $\psi_f[-L]$;
- A permeabilidade do solo é constante e igual à permeabilidade saturada, K_{sat} .

A Figura 6 ilustra as hipóteses do modelo. As variáveis apresentadas são h_0 , que representa a água acumulada na superfície, z_w [L], representando a profundidade da frente de saturação, $\Delta\theta$, representando a variação no teor de umidade, θ_i a umidade inicial, η [-] a porosidade, θ_r a umidade residual e θ_e a umidade relativa à porosidade efetiva.

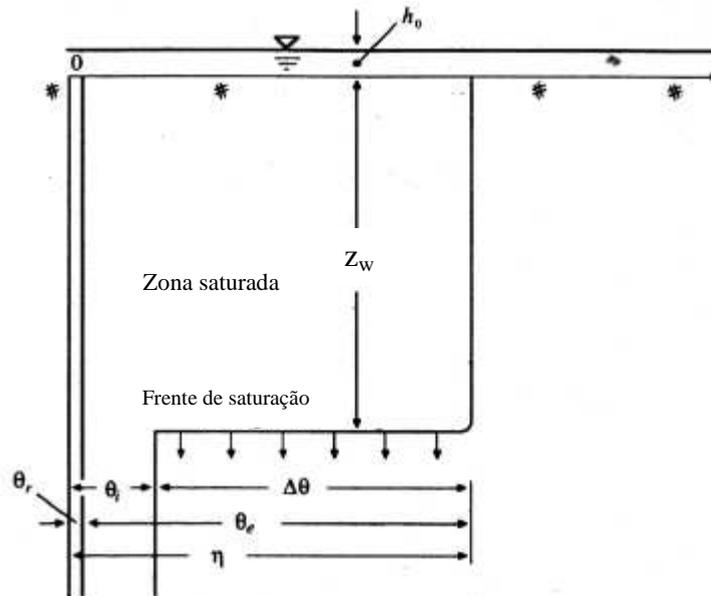


Figura 6 – Variáveis no modelo de Green-Ampt (CHOW, 1988).

O primeiro parâmetro que pode ser tirado da Figura 6 é a quantidade de água infiltrada no solo para certo tempo, $F(t)$ [L], onde a frente de infiltração se encontra em uma profundidade z_w [L]. Considerando que o solo estava com uma umidade volumétrica inicial de θ_i , e que na situação saturada a umidade volumétrica final é igual à porosidade η , chega-se que:

$$F(t) = z_w \cdot (\eta - \theta_i) = z_w \cdot \Delta\theta \quad (6)$$

Para se chegar à taxa de infiltração, f , utiliza-se a lei de Darcy, onde:

$$q = -k_{sat} \cdot \frac{\delta H}{\delta Z} \quad (7)$$

Onde $q[\text{L}^3\text{T}^{-1}\text{L}^{-2}]$ é a vazão unitária, $H[\text{L}]$ é a carga total, e $\delta H/\delta z$ é o gradiente hidráulico. Considerando que q é positiva no sentido contrário ao da infiltração f ($q = -f$), logo:

$$f = k_{sat} \cdot \left(\frac{H_1 - H_2}{z_1 - z_2} \right) \quad (8)$$

O valor de H_1 é igual a h_0 , e H_2 é igual à $-\psi_f - z_w$. O valor de H_1 na maioria dos casos pode ser desconsiderado, tendo em vista que ele é muito pequeno se comparado ao de H_2 . Logo f pode ser escrito da seguinte forma:

$$f = k_{sat} \cdot \left(\frac{\psi_f + z_w}{z_w} \right) \quad (9)$$

Como se observa na eq. 9, a operação resultante alterou o sinal de ψ_f , sendo agora um valor positivo. Tal parâmetro é denominado de sucção na frente de infiltração.

Agora, se escrevendo a taxa de infiltração em função da quantidade de água infiltrada F , (eq. 6 em 9), e escrevendo f em termos de $\delta F/\delta t$, chega-se a:

$$\frac{\delta F}{\delta t} = k_{sat} \cdot \left(\frac{\psi_f \cdot \Delta\theta + F}{F} \right) \quad (10)$$

Fazendo-se as devidas operações matemáticas e integrando-se a equação em termos de F e t , chega-se a:

$$k_{sat} \cdot t = F(t) - \psi_f \cdot \Delta\theta \cdot \ln \left(1 + \frac{F(t)}{\psi_f \cdot \Delta\theta} \right) \quad (11)$$

E para a taxa de infiltração:

$$f(t) = k_{sat} \cdot \left(1 + \frac{\psi_f \cdot \Delta\theta}{F(t)} \right) \quad (12)$$

Essas são as duas principais equações do método (eqs. 11 e 12). Percebe-se que para se solucionar a eq. 11, de forma a se buscar a quantidade de água infiltrada F em certo tempo t , métodos iterativos são necessários.

Em termos dos parâmetros de Green-Ampt, existem na literatura inúmeros trabalhos que reúnem tabelas com valores estimados para os mesmos, para diferentes tipos de solos, além de propostas de equações (Muntohar, 2008; Chow, 1988).

Para esse trabalho, a sucção na frente de saturação será calculada de acordo com a equação apresentada por Morel-Seytoux e Khanji (1974), citada por Muntohar (2008), apresentada a seguir:

$$\psi_f = \int_0^{\psi_i} k_r d\psi \quad (13)$$

Onde ψ_i é o valor da sucção inicial.

2.4.3. Resistência de solos não-saturados

O estado de tensões em solos não saturados difere dos solos saturados ou secos. Nos primeiros, o sistema é trifásico (solo-ar-água), enquanto que nos últimos, o sistema é bifásico (solo-água ou solo-ar). No caso dos solos saturados, vale o princípio das tensões efetivas de Terzaghi, onde a tensão efetiva (σ') é o resultado da diferença entre a tensão total (σ), decrescida da poropressão (u). Ou seja, como a pressão de água é positiva, ela age no sentido de reduzir a tensão associada ao esqueleto sólido.

Quando se trata de solos não saturados há o efeito conhecido como coesão aparente. Isso se dá pelo fato de que aqui a pressão de água é negativa, logo as tensões superficiais nos meniscos formados entre as partículas sólidas tendem a uni-las, através de forças de tração. Quanto maior o grau de saturação do solo, menor a componente dessas forças, logo menor será a sua resistência.

Para esse acréscimo de resistência, Bishop (1959), considera na equação certo parâmetro χ , adimensional, sendo esse dependente do tipo de solo e grau de saturação, tendo seus valores variando entre zero (solos completamente secos) e a unidade (solos completamente saturados).

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (14)$$

A parcela $(\sigma - u_a)$ é chamada de tensão normal líquida e $(u_a - u_w)$ é a sucção mátrica.

A incorporação do parâmetro χ , que não representa uma característica fundamental do solo, é algo inconveniente, já que esse tem um comportamento não linear com relação ao grau de saturação e depende do histórico de umedecimento e secagem do material, além da sua difícil determinação experimental (De Campos, 1997).

Fredlund et al. (1978) por sua vez apresentaram uma proposição onde se considera um certo parâmetro ϕ_b , que quantifica o acréscimo da resistência com o aumento da sucção, proposta essa adotada na presente dissertação. Esse acréscimo é expresso em termos de um aumento de coesão, conforme apresentado:

$$c^* = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (15)$$

Logo, a equação de resistência ao cisalhamento de acordo com o critério de Mohr-Coulomb para solos não saturados pode ser escrita como:

$$\tau = c^* + (\sigma - u_a) \tan \phi' \quad (16)$$

Fredlund et al. (1978) apresentaram ϕ_b como sendo um parâmetro de valor constante, porém diversos pesquisadores observaram a não-linearidade do mesmo (e.g. Fonseca et al, 1994; De Campos e Carrillo, 1995; Teixeira e Vilar, 1997), onde há uma variação de acordo com o grau de sucção presente no solo.

Apesar dessa não linearidade, para o caso de mapeamento de susceptibilidade em nível de bacia hidrográfica, não se vê a necessidade da incorporação dessa não linearidade de ϕ_b , tendo em vista as diversas outras incertezas envolvidas nessa análise.

2.4.4. Solos não-saturados e estabilidade de taludes

Conforme apresentado, na presença de chuva em uma superfície de solo não-saturado, automaticamente haverá uma frente de umedecimento que infiltrará de forma paralela a superfície do terreno, causando assim uma perda de sucção, o que acarretará numa diminuição da resistência do solo ao cisalhamento, podendo levar a processos de instabilidade.

Wolle e Hachich (1989) retro-analisaram alguns escorregamentos na Serra do Mar, sudeste brasileiro, e concluíram que justamente o avanço da frente de umedecimento seria responsável pela ruptura dos taludes.

Soares (1999) também concluiu, em retro-análises realizadas em um escorregamento na Vista Chinesa, na cidade do Rio de Janeiro, que o processo de infiltração associado a uma perda de sucção foi o mecanismo responsável pelo evento.

Vargas et al. (1990), por sua vez, em uma análise paramétrica, utilizando geometrias típicas encontradas em encostas no Rio de Janeiro, chegaram às seguintes conclusões:

- Em perfis homogêneos espessos, a frente de infiltração se desloca paralelamente à superfície do terreno, podendo ser aproximada por um modelo unidimensional, onde rupturas planares, causadas pela redução dos parâmetros de resistência, podem ser esperadas;
- Quando o substrato rochoso é pouco profundo, podem ocorrer poro-pressões positivas na crista do talude. No caso de uma camada mais permeável no contato com a rocha, poro-pressões positivas se desenvolvem na base do talude. Quando a camada mais permeável é superficial, observa-se a ocorrência de nível freático “empoleirado”, explicando rupturas no contato entre camadas.

2.5. Fluxo em meios saturados

A análise de fluxo em nível de bacia hidrográfica é complexa, tendo em vista que, entre outras coisas, devem-se considerar contribuições laterais (análises de fluxo 2D e 3D).

Propostas são apresentadas para essa análise, como o exemplo de Iverson (2000), que, através da simplificação da equação de Richards, chega a uma fórmula para se calcular a variação de poropressão no solo para condições próximas à saturação, e de Miqueletto (2007), que apresenta um modelo numérico, com o método dos elementos finitos, onde se estuda a variação de carga de pressão desde a não-saturação até a saturação do solo da bacia hidrográfica.

Nessa dissertação irá se empregar o modelo apresentado por O'Loughlin (1986), esse citado e utilizado por Montgomery e Dietrich (1994) no trabalho onde é introduzido o programa de análise de susceptibilidade a movimentos de massa, SHALSTAB.

2.5.1. Modelo hidrológico em meios saturados utilizado no SHALSTAB

O modelo hidrológico adotado partiu do trabalho de Beven e Kirkby (1979), que mostraram que o padrão de saturação na topografia está relacionado com a razão $(a/b)/M$, sendo $a[L^2]$ a área drenada que passa por uma unidade de comprimento de contorno $b[L]$, dividida pela declividade $M[-]$ (Figura 7). O'Loughlin (1986) desenvolveu um modelo a partir desse princípio, definindo um padrão de equilíbrio de saturação do solo baseado na análise da área de contribuição a montante, na transmissividade do solo e na declividade. No modelo proposto, considera-se que a água infiltra até um plano de descontinuidade hidráulica, sendo normalmente representado por contato solo-rocha, seguindo então um caminho determinado pela topografia, paralelo a superfície do terreno.

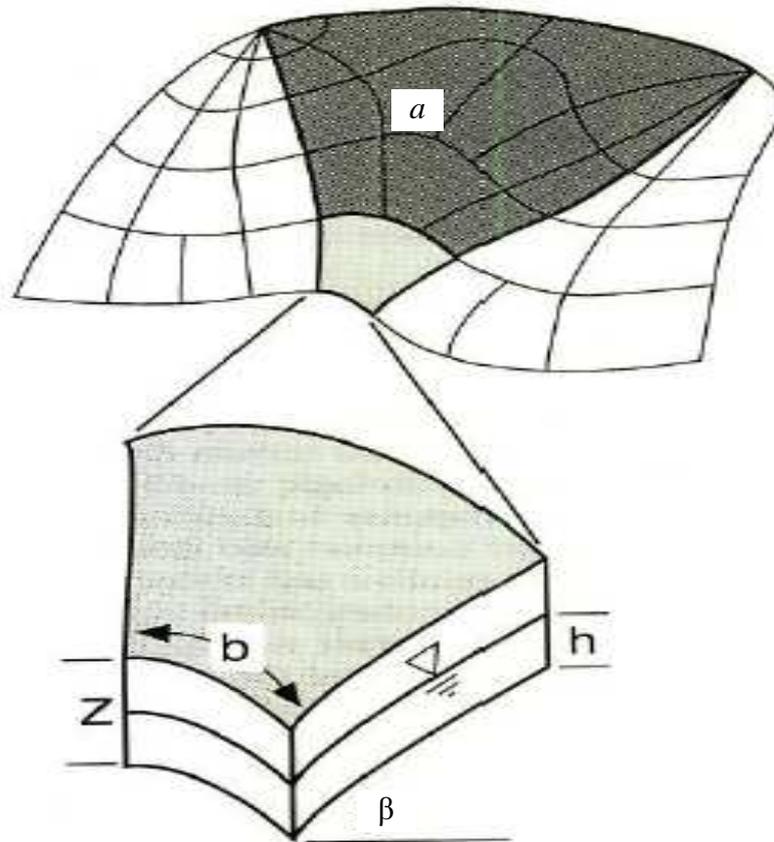


Figura 7 – Esquema dos elementos topográficos considerados na formulação do SHALSTAB (Montgomery e Dietrich, 1994).

Com essas considerações feitas, para que exista uma zona de saturação em uma encosta, o fluxo de água acumulado em certo ponto, que é o produto entre a área drenada a montante a e a precipitação Q [LT-1], que passa por um elemento de contorno b , deve ser maior que o produto da transmissividade do solo T [L²T-1] pelo gradiente hidráulico, sendo esse último igual ao seno da declividade local β . Ou seja, as zonas de saturação ocorrem sempre onde o fluxo de drenagem a montante excede a capacidade do perfil de solo de transmitir esse fluxo.

$$\frac{aQ}{b} > T \text{sen} \beta \quad (17)$$

O'Loughlin (1986) então apresenta um índice de umidade w [-], que define a condição de saturação quando esta se apresenta em estado de equilíbrio, não mais variando no tempo.

$$w = \frac{Q \cdot a}{T \cdot b \cdot \text{sen}\beta} \quad (18)$$

Na fórmula, a razão Q/T corresponde ao controle hidrológico, enquanto a razão $a/(b \cdot \text{sen}\beta)$ corresponde ao controle morfológico.

A discretização da topografia, proposta por O'Loughlin (1986), é feita em polígonos irregulares, definidos a partir da interseção das curvas de nível com as linhas de gradiente máximo. A região a , delimitada pelas linhas de maior gradiente perpendiculars às curvas de nível, é a área de contribuição para uma determinada célula, tendo essa última uma largura b (ponto de análise).

De acordo com a lei de Darcy, sabe-se que:

$$q = k_{sat} \cdot i \cdot A_T \quad (19)$$

Sendo q a vazão que passa através de uma coluna de solo, $k_{sat} [LT^{-1}]$ a condutividade hidráulica saturada do solo, $i [-]$ o gradiente hidráulico, e $A_T [L^2]$ a área da seção transversal da coluna. Considerando que o fluxo está saindo de um ponto 1 com cota H_1 , e chegando em um ponto 2 com cota H_2 , sendo a distância entre os pontos igual a D , conforme a Figura 8, o gradiente hidráulico pode ser escrito como sendo:

$$i = \frac{(H_1 - H_2)}{D} \quad (20)$$

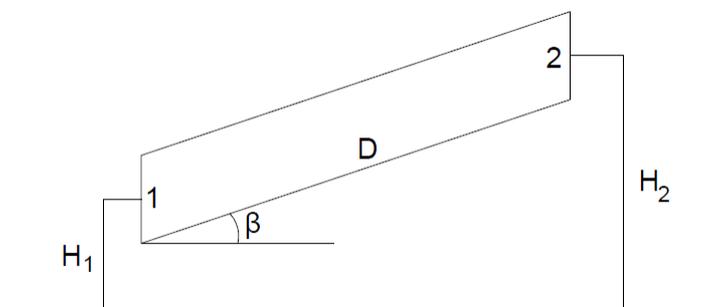


Figura 8 – Gradiente hidráulico aproximado entre os pontos 1 e 2 ao longo de uma encosta.

Como se pode observar, o gradiente hidráulico é igual ao seno do ângulo da inclinação da encosta.

Apesar de o nível d'água $h[L]$ ser um pouco menos inclinado que a superfície do terreno (h aumenta conforme se desce a encosta), esse efeito na carga total em encostas íngremes é pequeno. A conservação de massa ainda se aplica (Dietrich, Bellugi e Asua, 2001).

A área da seção transversal por onde o fluxo passa pode ser expressa como sendo:

$$A_T = b \cdot h \cdot \cos\beta \quad (21)$$

Onde h é a altura vertical da coluna de água a partir do plano de descontinuidade hidráulica, e b a largura da célula de estudo (Figura 9).

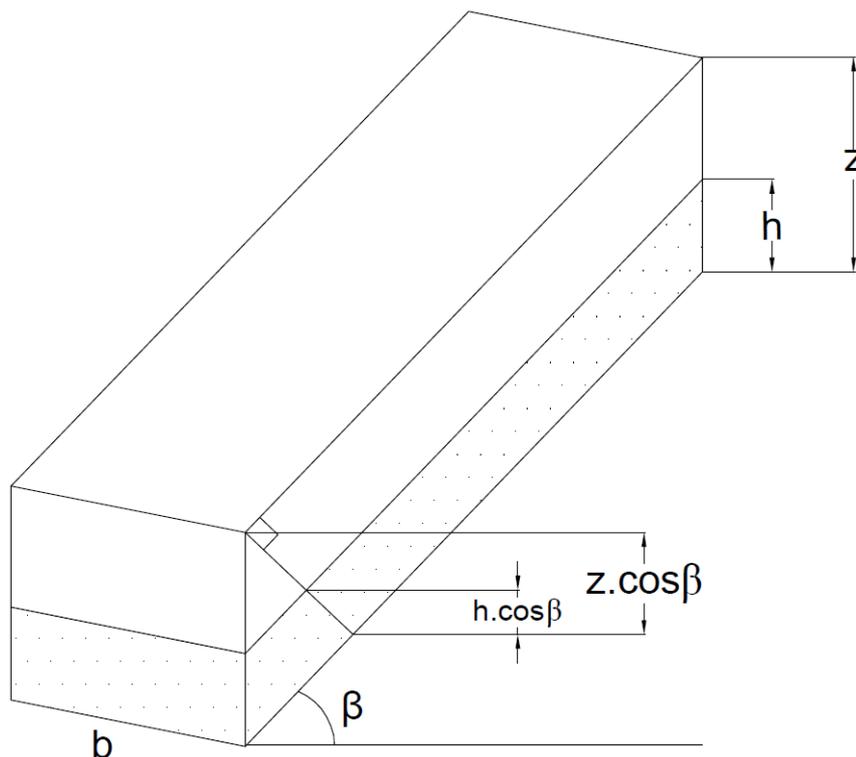


Figura 9 – Esquema indicando as dimensões usadas nas fórmulas.

Substituindo a eq. 21 em 19, e considerando $i = \text{sen}\beta$, tem-se que:

$$q = k_{sat} \cdot \text{sen}\beta \cdot b \cdot h \cdot \text{cos}\beta \quad (22)$$

Os autores assumem que o fluxo superficial e o fluxo na rocha são desprezíveis em vales não canalizados, e então a precipitação efetiva Q multiplicada pela área de contribuição a será a quantidade de fluxo que ocorrerá através da área da seção transversal da célula de estudo, na condição de equilíbrio.

$$q = Q \cdot a = k_{sat} \cdot \text{sen}\beta \cdot b \cdot h \cdot \text{cos}\beta \quad (23)$$

A transmissividade T , segundo os autores, é o produto entre a permeabilidade saturada k_{sat} pela espessura de solo $z \cdot \text{cos}\beta$. Repare que aqui os autores realizam uma manobra, já que a transmissividade, na verdade, é o produto da permeabilidade pela área de fluxo, ou $h \cdot \text{cos}\beta$.

$$T = k_{sat} \cdot z \cdot \text{cos}\beta \quad (24)$$

Agora, utilizando um pouco de manipulações matemáticas, multiplicando-se ambos os lados por $b \cdot \text{sen}\beta$, chega-se a:

$$T \cdot b \cdot \text{sen}\beta = k_{sat} \cdot z \cdot \text{cos}\beta \cdot b \cdot \text{sen}\beta \quad (25)$$

Substituindo-se as eqs. 23 e 25 em 18 chega-se a:

$$w = \frac{k_{sat} \cdot \text{sen}\beta \cdot b \cdot h \cdot \text{cos}\beta}{k_{sat} \cdot z \cdot \text{cos}\beta \cdot b \cdot \text{sen}\beta} = \frac{h}{z} \quad (26)$$

Logo:

$$\frac{h}{z} = \frac{Q \cdot a}{T \cdot b \cdot \text{sen}\beta} \quad (27)$$

O modelo matemático SHALSTAB (Montgomery e Dietrich, 1994) utiliza a eq. 27 para se chegar na formulação final, onde há uma união do modelo hidrológico com o modelo de estabilidade.

2.6. Teoria do talude infinito

Os modelos determinísticos de mapeamento de risco, em geral, se utilizam da teoria do talude infinito para a definição do grau de instabilidade das encostas da área de estudo, como é o caso do SHALSTAB (Montgomery e Dietrich, 1994), e do TRIGRS (Baum et al. 2002). A sua dedução é simples. Como qualquer expressão para se calcular a estabilidade do tipo equilíbrio limite, o fator de segurança, $FS[-]$, é a razão entre as tensões responsáveis pela sustentação do material da encosta, $s[MT^{-2}L^{-1}]$, e as tensões responsáveis por sua desestabilização, $\tau[MT^{-2}L^{-1}]$. Para a dedução do talude infinito, se seguiu o apresentado por Duncan e Wright (2005), onde inicialmente há a dedução por meio de tensões totais e após introduz-se a formulação com tensões efetivas.

$$FS = \frac{s}{\tau} \quad (28)$$

De acordo com o critério de Mohr-Coulomb, a tensão resistente à desestabilização pode ser escrita como:

$$s = c + \sigma \cdot \tan\phi \quad (29)$$

Onde s é a tensão cisalhante máxima admitida, $\sigma[MT^{-2}L^{-1}]$ é a tensão normal, $c[MT^{-2}L^{-1}]$ e $\phi[-]$ a coesão e o ângulo de atrito interno do material, respectivamente.

Na análise do talude infinito, assume-se que o talude tem extensão infinita em todas as direções, e o escorregamento é considerado como ocorrendo ao longo de um plano paralelo a superfície do talude. Por ser infinito, as tensões serão as mesmas em quaisquer dois planos perpendiculares ao talude, como o plano A-A` e B-B` na Figura 10. As equações de equilíbrio são deduzidas se considerando um bloco retangular. Para um talude infinito, as forças agindo nas extremidades do bloco são idênticas em magnitude e colineares, porém de direções opostas, o que faz com que as mesmas se anulem e possam ser desconsideradas no equilíbrio. Além disso, não são considerados os efeitos causados pelo atrito nas laterais e nas

extremidades, e para essa simplificação, utiliza-se a hipótese de que o comprimento da encosta é muito maior que a espessura do solo.

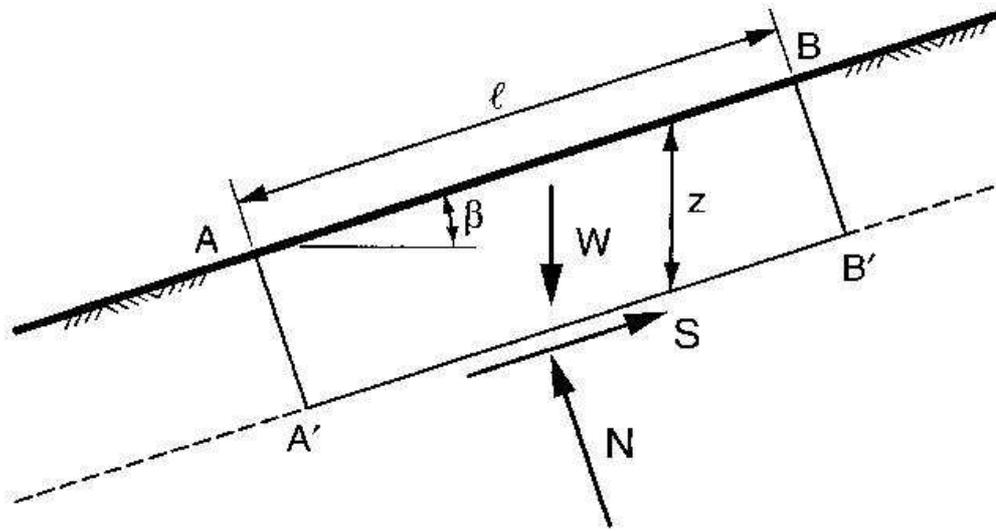


Figura 10 – Talude infinito (DUNCAN e WRIGHT, 2005).

Na Figura 10, $W[MLT^{-2}]$ é a força peso do solo contido no retângulo AA'BB', $N[MLT^{-2}]$ é a força normal, $S[MLT^{-2}]$ é a força cisalhante - essas componentes da força peso $W - z[L]$ é a profundidade vertical da camada de solo até o plano de ruptura, $l[L]$ é o comprimento da base do plano de ruptura e $\beta[-]$ é a declividade do talude. Pode-se então escrever que:

$$S = W \cdot \text{sen}\beta \quad (30)$$

$$N = W \cdot \text{cos}\beta \quad (31)$$

A força peso pode ser escrita como sendo:

$$W = \rho_{sat} \cdot g \cdot l \cdot z \cdot \text{cos}\beta \quad (32)$$

Sendo $\rho_{sat}[ML^{-3}]$ a massa específica do solo saturado, e $g[LT^{-2}]$ a aceleração da gravidade. Substituindo a eq. 32 nas eqs. 30 e 31:

$$S = \rho_{sat} \cdot g \cdot l \cdot z \cdot \cos\beta \cdot \text{sen}\beta \quad (33)$$

$$N = \rho_{sat} \cdot g \cdot l \cdot z \cdot \cos^2\beta \quad (34)$$

Dividindo-se as eqs. 33 e 34 pela área da base do retângulo encontram-se as tensões normais e cisalhantes atuantes no plano de ruptura. Como se considera o talude com largura unitária, a área de sua base pode ser escrita como $l \cdot 1 = l$. Então:

$$\tau = \rho_{sat} \cdot g \cdot z \cdot \cos\beta \cdot \text{sen}\beta \quad (35)$$

$$\sigma = \rho_{sat} \cdot g \cdot z \cdot \cos^2\beta \quad (36)$$

Substituindo-se a eq. 36 em 29, e após, as eqs. 29 e 35 na equação do fator de segurança (eq. 28), chega-se a:

$$FS = \frac{c + \rho_{sat} \cdot g \cdot z \cdot \cos^2\beta \cdot \tan\phi}{\rho_{sat} \cdot g \cdot z \cdot \cos\beta \cdot \text{sen}\beta} \quad (37)$$

Considerando as tensões efetivas (solo saturado, principio de Therzaghi), essa equação pode ser escrita como:

$$FS = \frac{c' + (\rho_{sat} \cdot g \cdot z \cdot \cos^2\beta - u) \cdot \tan\phi'}{\rho_{sat} \cdot g \cdot z \cdot \cos\beta \cdot \text{sen}\beta} \quad (38)$$

Onde c' e ϕ' são a coesão e o ângulo de atrito efetivos do material, e $u[\text{MT}^{-2}\text{L}^{-1}]$ o valor da poropressão, que pode ser expressa da seguinte forma:

$$u = \rho_w \cdot g \cdot h \cdot \cos^2\beta \quad (39)$$

Onde $h[\text{L}]$ é a altura vertical da coluna de água no subsolo acima do plano de ruptura.

2.6.1. Modelagem 3D no cálculo do fator de segurança

Em uma análise de suscetibilidade a movimentos de massa, o quanto mais próximo do real mecanismo de ruptura for o estudo, mais adequado o mesmo será. A partir dessa premissa, após a década de 1970, várias análises de estabilidade 3D foram propostas, como Hovland (1977), Lam e Fredlund (1993) e Leshchisky e Huang (1992) (Xie et al., 2003).

Os principais programas de mapeamento de risco utilizam como método de cálculo de estabilidade o talude infinito 2D, tendo em vista sua maior praticidade de aplicação, mas há críticas a respeito do uso desse método. Xie et al. (2003), por exemplo, considera que tal método pode ser visto como 1D, já que o equilíbrio de forças é feito em torno de um ponto. Porém, o equilíbrio de forças considera contribuições horizontais e verticais, então se acredita que a aproximação do talude infinito a um método 1D não é válida.

O fator de segurança 3D é na ordem de 30 a 60% maior que o calculado por métodos 2D, algo considerável, já que o primeiro considera as interações entre áreas vizinhas (Soares, 1999; Xie et al., 2003). Ou seja, em se fazendo uma análise 2D, pode-se estar subestimando o fator de segurança. Na prática isso implicaria em se condenar regiões sem necessariamente ser uma área de risco. Além disso, em um estudo 3D, podem ser considerados os esforços laterais resistentes desempenhados pelas raízes, conforme apresentado no subitem 2.3.

Nessa linha de pensamento, Xie et al. (2003) apresentaram um mapeamento de risco determinístico considerando como análise de estabilidade a abordagem 3D de Hovland (1977), o que trouxe resultados satisfatórios.

Um inconveniente para aplicação do método 3D é a necessidade de se delimitar todas as superfícies de ruptura da área de estudo, o que pode trazer erros consideráveis. Tal problema já não acontece no método 2D. Isso será visível na apresentação de resultados dessa dissertação.

Nesse estudo busca-se introduzir no modelo de susceptibilidade proposto, a formulação de Talude Infinito 3D (e.g. Wolle, 1988). Na dedução, a fim de se considerar o efeito das bordas laterais, algumas considerações foram feitas, sendo elas:

- O comprimento das cicatrizes dos escorregamentos é geralmente

bem maior que sua largura;

- As lamelas apresentam bordas laterais planas e verticais, de modo a idealizar uma massa instabilizada com formato paralelepédrico.
- A interação de forças nas bordas laterais tem como princípio o coeficiente de empuxo K_0 , definido como $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$, onde σ'_h é a tensão efetiva horizontal e σ'_v é a tensão efetiva vertical.

A Figura 11 apresenta a geometria e componentes consideradas:

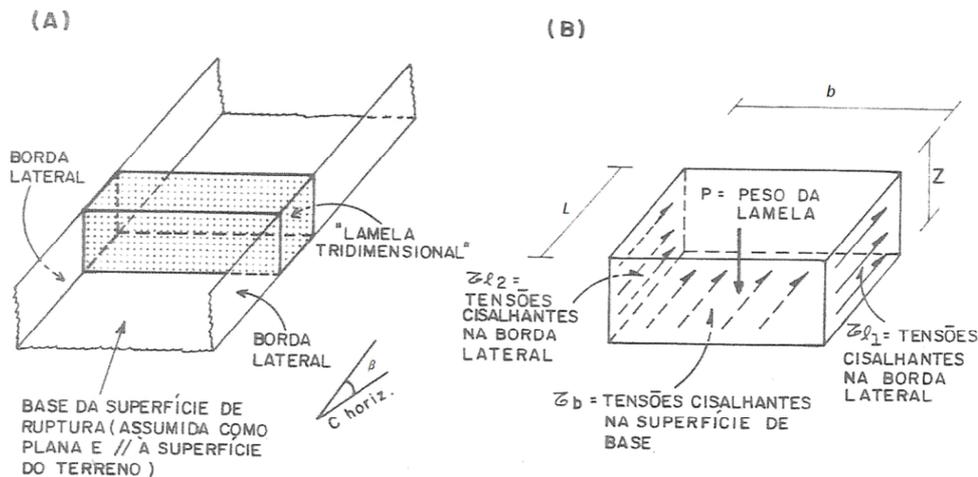


Figura 11 – Esquema de “Talude Infinito” com considerações dos efeitos das bordas (A) e “Lamela” tridimensional com esquematização dos esforços atuantes (B). (Adaptado de Wolle, 1988).

O desenvolvimento da formulação é feito de acordo com a definição de fator de segurança, agora se considerando os esforços nas laterais da lamela:

$$FS = \frac{\text{Forças resistentes}}{\text{Forças atuantes}} = \frac{(\tau_{l1} + \tau_{l2}) \cdot l \cdot z \cdot \cos\beta + \zeta_b \cdot b \cdot l}{W \cdot \sin\beta} \quad (40)$$

Sendo:

$$W = \rho_{sat} \cdot g \cdot b \cdot l \cdot z \cdot \cos\beta \quad (41)$$

$$\tau_b = c' + \sigma_b \cdot \tan\phi' \quad (42)$$

$$\tau_{l1} = \tau_{l2} = c' + \sigma_{lm} \cdot \tan\phi' \quad (43)$$

E:

$$\sigma_b = \frac{W \cdot \cos\alpha}{l \cdot b} = \rho_{sat} \cdot g \cdot z \cdot \cos^2\beta \quad (44)$$

$$\sigma_{lm} = \frac{\rho_{sat} \cdot g \cdot z \cdot K_0}{2} \quad (45)$$

Onde σ_b [MT⁻²L⁻¹] é tensão normal na base da lamela e σ_{lm} [MT⁻²L⁻¹] é a tensão normal média atuando nas bordas e igual a $\frac{1}{2} \cdot \rho_{sat} \cdot g \cdot z \cdot K_0$, chega-se a:

$$FS = \frac{c(b + 2 \cdot z \cdot \cos\beta) + (K_0 \cdot z \cdot \cos\beta + b \cdot \cos^2\beta) \cdot \rho_{sat} \cdot g \cdot z \cdot \tan\phi}{\rho_{sat} \cdot g \cdot z \cdot b \cdot \sin\beta \cdot \cos\beta} \quad (46)$$

2.7.

Mapeamento de risco

O mapeamento de risco é uma importante ferramenta para o planejamento da ocupação de áreas naturalmente suscetíveis a estes processos, além de servir de base para a adoção de medidas preventivas e corretivas em regiões onde as situações de risco já estão consolidadas (Augusto Filho e Wolle, 1996).

Existem atualmente quatro grupos de metodologias para o mapeamento de risco ou de áreas susceptíveis a movimentos de massa, sendo eles os métodos de inventários, heurísticos, estatísticos e determinísticos.

2.7.1.

Métodos de inventário

Os métodos de inventários consistem basicamente em se mapear os escorregamentos que já ocorreram em determinado local. Exemplos de tal método podem ser encontrados em Amaral Jr. (2007), Guzzetti et. al (2003) e Salvati et al. (2009).

Um bom mapa de inventários deve conter a mais completa caracterização dos movimentos, como tipo e subtipo, área de mobilização, agente deflagrador, data de ocorrência, entre outros.

Esse método é baseado em probabilidades, já que se assume que a ocorrência de escorregamentos em uma determinada área no passado é uma boa indicação para previsão de novos eventos.

O que ocorre é que na maioria das vezes esses inventários são incompletos, já que muitas vezes evidências de movimentos de massa de proporções não muito grandes em eventos históricos podem ter desaparecido devido à erosão, cobertura vegetal, entre outros (Safaei et al., 2010).

Mapas de inventário são boas ferramentas para se validar os mapeamentos de suscetibilidade gerados pelos outros métodos citados a seguir, a partir de um cruzamento de informações, algo facilmente executável em ambiente GIS.

2.7.2. Métodos heurísticos

Os métodos heurísticos são métodos qualitativos que buscam avaliar o grau de susceptibilidade através de comparações de características geológicas, geomorfológicas, cobertura vegetal, entre outros, através de pesos e notas. Esses métodos apresentam uma subjetividade proveniente do operador, o que torna os resultados muito variáveis.

É uma metodologia muito prática para a abordagem dos mais diversos fatores que podem direta ou indiretamente influir nos movimentos de massa. Exemplos desse tipo de mapeamento de susceptibilidade podem ser vistos em Bandeira (2003), Carvalho e Riedel (2004) e Vieira, Kazmierczak e Malta (2005).

2.7.3. Métodos estatísticos

Os métodos estatísticos transformam as unidades de terreno ou células do grid em novos valores representando a probabilidade que as mesmas estão sujeitas a movimentos de massa futuros. Exemplos na literatura estão em Augusto Filho e Wolle (1996), Dai e Lee (2002), Ayalew, Yamagishi e Ugawa (2004), entre outros.

Diversas técnicas estatísticas foram desenvolvidas e aplicadas com sucesso em mapeamentos de susceptibilidade nos últimos anos, como bivariadas, multivariadas, métodos probabilísticos (interferência Bayesiana ou regressão logística) e redes neurais (Safaei et al., 2010).

2.7.4. Métodos determinísticos

O método determinístico permite uma análise quantitativa com relação ao grau de susceptibilidade de certo local, através de formulações que calculam o fator de segurança.

O diferencial desse tipo de abordagem é que o fator de segurança é calculado por relações físicas (i.e. talude infinito), independentemente de influências ou conhecimento do usuário, ou seja, os dados de entrada requeridos, como parâmetros de resistência, permeabilidade, poropressão e peso específico, são obtidos através de ensaios laboratoriais e medições de campo.

Nas últimas décadas esse tipo de abordagem vem ganhando muita importância no meio científico, já que possibilita, mesmo que de forma aproximada, a previsão do comportamento de um determinado ambiente (Guimarães et al., 2003). Diversos são os autores que trabalharam com esse tipo de abordagem, podendo-se citar como exemplo Vestana (2010), Wawer e Nowoczeń (2003), Morrissey, Wiezcorek e Morgan (2001).

Vários programas para mapeamento por análise determinística foram desenvolvidos, como o SHALSTAB (Montgomery e Dietrich, 1994), dSLAM (Wu e Sidle, 1995), LISA (Hammond et. al., 1992) e o TRIGRS (Baum et al. 2002) (Kim et al., 2010).

2.7.5. Influência da escala cartográfica de aplicação

Os resultados dos métodos de mapeamento de risco, em particular os determinísticos, são altamente dependentes do nível de detalhamento do mapa de entrada. Quanto mais detalhado o mapa, mais confiável será o resultado. Na Figura 12, apresentada por Dietrich, Bellugi e Asua (2001), pode-se observar

claramente como a topografia varia com o nível de detalhamento, principalmente no número de vales e divisores de água.

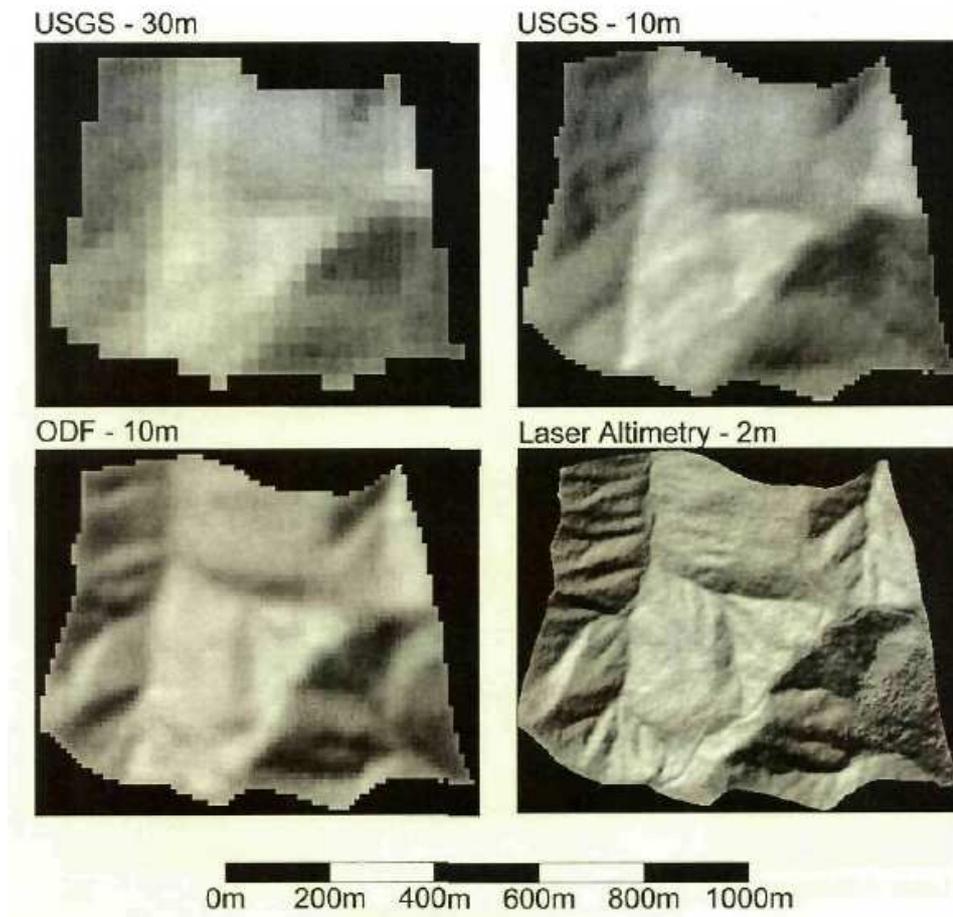


Figura 12 – Mapas topográficos de Coos Bay em diferentes níveis de detalhamento (pixeis de 30x30m a 2x2m), da United States Geological Survey (USGS) e da Oregon Department of Forestry (ODF) (Dietrich, Bellugi e Asua, 2001).

Gomes et al. (sem data), em uma análise comparativa do uso do modelo SHALSTAB em diferentes escalas, verificaram uma grande diferença nos resultados de um mapa 1:10.000 e 1:50.000.

Ou seja, dependendo do objetivo do mapeamento de susceptibilidade, mapas com maiores ou menores detalhamentos podem ser requisitados para um adequado estudo da paisagem.