

APLICAÇÃO DO MODELO SHALSTAB NA PREVISÃO DE DESLIZAMENTOS EM
PETRÓPOLIS

Desirée Christine de Oliveira e Silva

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL
DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIO PARA A
OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL

Aprovada por:

Prof. Willy Alvarenga Lacerda, PhD.

Prof. Nelson Ferreira Fernandes, PhD.

Prof. Fernando Artur Brasil Danziger, DSc.

Prof. Marcus Peigas Pacheco, PhD.

Dr. Marcos Barreto de Mendonça, DSc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL
OUTUBRO DE 2006

SILVA, DESIRÉE CHRISTINE DE OLIVEIRA E
Aplicação do Modelo Shalstab na Previsão
de Deslizamentos em Petrópolis [Rio de Janeiro]
2006

XVI, 132p. 29,7cm (COPPE/UFRJ, M.Sc.,
Engenharia Civil, 2006)

Dissertação – Universidade Federal do Rio
de Janeiro, COPPE

1. Movimentos de Massa
2. Shalstab
3. Petrópolis

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

“É na experiência
da vida
que o homem evolui.”
(Harvey Sepencer Lutz)

AGRADECIMENTOS

No campo pessoal agradeço:

Primeiramente à Deus, por ter me dado esta grande oportunidade e mais do que tudo, ter me dado força para seguir adiante no momentos mais difíceis. Aos meus pais Maria Aparecida e Ricardo, a minha irmã Nathalie e ao meu primo-irmão Gabriel Vinícius, pelo apoio incondicional e, principalmente por todo amor que me deram durante toda a minha vida e pelo carinho e compreensão em todos os momentos. Ofereço também a meu amor, Ralph, que me acompanhou em boa parte dessa jornada e se esforçou muito para me compreender nos momentos de ausência e tensão, e a minha grande amiga “irmã de alma” Liege Pacheco, pela valiosíssima convivência em todo este período.

A todos os meus amigos, presentes ou distantes, por compreenderem minha constante falta de tempo. Amo todos vocês e estarão sempre presentes em minha vida.

Com relação à tese, agradeço:

À minha mãe, Maria Aparecida, por todo o ensinamento que me deste durante toda a minha vida, servindo de base sólida e me proporcionando força, dedicação e inspiração para a elaboração desta tese. Agradeço também por todo o suporte na revisão gramatical deste trabalho.

Aos meus orientadores Willy Lacerda e Nelson Fernandes, por terem acreditado em minha capacidade, me auxiliando e incentivando em todos os momentos.

À Rogério Luiz Feijó, meu professor querido da graduação. Agradeço por toda amizade e pelo grande incentivo que me deste para ingressar nesta desafiante jornada.

A todos os meus professores, do ensino fundamental ao ensino médio, cujo ensinamento serviu de base sólida, tornando possível a realização desta tese.

Aos meus professores de graduação da UERJ. Em especial dedico aos Professores Rodolfo Suanno e Moacyr Carvalho, por todo conhecimento irrestrito transmitido por vocês e pela amizade sempre constante.

À Candice Sousa, Rachel Rigon e François, parceiros queridos, por todo o apoio.

A todos os meus professores da COPPE. Espero seguir o exemplo de vocês e transmitir da melhor forma possível todo o conhecimento que tenho adquirido.

À Luis Carlos Dias de Oliveira, por toda a ajuda na obtenção de dados de Petrópolis. A sua disposição em me auxiliar, sem medir esforços, foi de suma importância na elaboração desta dissertação e para sempre lhe serei grata.

À Jorge Luís Goudene Spada e Luiz Francisco Muniz da Silva, pela compreensão, amizade e por me transmitirem força nos momentos mais difíceis.

Ao Professor Manoel do Couto Fernandes, por todo o auxílio no entendimento e geração do modelo digital utilizado no estudo.

A todos os meus amigos de curso, pela agradável convivência. Em especial à Liege Pacheco, Tatiana Rodrigues e Alexander Magno, por todo o apoio e carinho.

A todos os funcionários do corpo técnico do laboratório de Geotecnia pelo auxílio. Em especial ao Sérgio e Adriana, pela ajuda na execução dos ensaios de permeabilidade e cisalhamento direto, ao Luiz Carlos e Luiz Almeida, pelo auxílio nos ensaios de caracterização. Ao Mauro, França, Hécio, Marcos (Bororó), Ana, Salviano, Ricardo Gil e Eduardo Paiva, por todo auxílio. A convivência com essas pessoas tão dedicadas e amigas, foi um incentivo de valor inestimável.

Aos funcionários administrativos do laboratório de Geotecnia e do PEC pelo auxílio nas penosas tarefas burocráticas, principalmente à Marli, Bruna, Rocha, Alice, Beth, Jairo, Raul, Telmo e Rita, por todas as vezes que “quebraram o meu galho”.

Aos seguranças Marcelo, Sérgio, Márcia, Moreira, Alfena e Cosme, pelo auxílio e simpatia. Aos funcionários da limpeza Eliomar e Neide, pelo cuidado impecável com a limpeza.

Aos funcionários da Prefeitura de Petrópolis, em especial à Erica Varanda e Siney Rizzo, amigas de COPPE que muito me auxiliaram na coleta de dados.

Aos funcionários da defesa civil de Petrópolis, em especial ao Major Simão e ao Eng^o Ricardo, pela ajuda em obter informações sobre a região.

Ao CNPQ pelo financiamento desta pesquisa.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

APLICAÇÃO DO MODELO SHALSTAB NA PREVISÃO DE DESLIZAMENTOS EM PETRÓPOLIS

Desirée Christine de Oliveira e Silva

Outubro/2006

Orientadores: Willy Alvarenga Lacerda

Nelson Ferreira Fernandes

Programa: Engenharia Civil

Em geral, os movimentos de massa são eventos que ocorrem em um curto intervalo de tempo, no momento em que as condições de tensão atingem o nível de instabilidade (ruptura) do talude. Com o objetivo de se verificar a possibilidade de previsão de deslizamentos em regiões tropicais, que apresentam um elevado índice de escorregamentos durante os períodos chuvosos, como é o caso de Petrópolis, decidiu-se por testar um modelo preditivo de ocorrência de escorregamentos rasos (SHALSTAB), ainda pouco utilizado no Brasil. Para cenário de estudo foi escolhido o bairro do Quitandinha, localizado no município de Petrópolis, inserido no estado do Rio de Janeiro, de forma a se verificar o desempenho deste modelo em ambientes tropicais, e, onde em dezembro de 2001, ocorreu uma corrida de detritos deflagrada pelo violento temporal que se abateu na cidade. Devido ao fato de ter sido possível a execução de ensaios em laboratório para apenas uma única amostra de solo, retirada de forma a se obter parâmetros representativos para o solo da região, optou-se por se realizar uma análise de sensibilidade do modelo, em que, a partir de diferentes valores de ângulo de atrito, de peso específico e coesão admitidos para do solo, foram elaboradas simulações para cada combinação, verificando-se o seu desempenho através da comparação com o mapa de cicatrizes de escorregamentos buscando-se encontrar uma combinação ótima. Os resultados demonstram até que ponto o modelo é capaz de realizar previsões de deslizamentos em regiões semelhantes à escolhida para estudo.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

SHALSTAB'S MODEL APPLICATION IN PREDICTING OF LANDSLIDES IN
PETRÓPOLIS

Desirée Christine de Oliveira e Silva

October/2006

Advisors: Willy Alvarenga Lacerda

Nelson Ferreira Fernandes

Department: Civil Engineering

In general, mass movements are events which take place within a short period of time as soon as the stress conditions reach the instability level (failure) of the slope. With the purpose of verifying the possibility of prediction of landslides in tropical regions, that show a high number of slides during the rainy period, like the city of Petrópolis, it was decided to test a predicted model of shallow landslide occurrence (SHALSTAB), which isn't much used in Brazil. As the scenery of study it was chosen Quitandinha's branch, in Petrópolis, Rio de Janeiro state, in order to verify the efficiency of this model in tropical environments. On December, 2001, a debris flow occurred, caused by a violent storm that fell over the city. As it was possible to take only one soil sample to execute laboratory tests, removed from a place used to obtain representative parameters of the region's soil, it was decided to realize a sensitivity analysis, in which simulations were elaborated for each combination, based on different values of angle of friction, unit weight and cohesion used for the soil, verifying landslide scars, trying to find the best combination. The results show the capacity of the model in predicting landslides in similar regions to the one chosen.

ÍNDICE

Página

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO

I.1 – O ASSUNTO -----	01
I.2 – MOTIVAÇÃO E OBJETIVO DO TRABALHO -----	04
I.3 – ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO E DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS -----	06

CAPÍTULO II – MOVIMENTOS DE MASSA

II.1 – INTRODUÇÃO -----	07
II.2 – AGENTES E CAUSAS DOS MOVIMENTOS DE MASSA -----	10
II.3 – CLASSIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DOS MOVIMENTOS DE MASSA -----	13
II.4 – METODOLOGIAS PARA PREVISÃO DOS MOVIMENTOS DE MASSA -----	21

CAPÍTULO III – O MODELO SHALSTAB

III.1 – INTRODUÇÃO -----	30
III.2 – MODELO DIGITAL DE ELEVAÇÃO -----	31
III.2.1 – AQUISIÇÃO DE DADOS PARA O MDE -----	33
III.2.2 – EDIÇÃO DE DADOS DO MDE -----	38
III.2.3 – GERAÇÃO DO MODELO DIGITAL DE ELEVAÇÃO -----	38
III.3 – METODOLOGIA DO SHALSTAB -----	42
III.3.1 – MODELO DE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS -----	42
III.3.2 – MODELO HIDROLÓGICO -----	48
III.3.2.1 – INTRODUÇÃO -----	48
III.3.2.2 – ANÁLISE HIDROLÓGICA -----	49
III.3.3 – COMBINAÇÃO ENTRE O MODELO DE ESTABILIDADE E O MODELO -----	55

HIDROLÓGICO: SHALSTAB

CAPÍTULO IV – ÁREA DE ESTUDO

IV.1 – O MUNICÍPIO DE PETRÓPOLIS -----	60
IV.1.1 – CARACTERÍSTICAS GERAIS -----	60

IV.1.2 – A REGIÃO DO QUITANDINHA -----	71
CAPÍTULO V – METODOLOGIA	
V.1 – ENSAIOS GEOTÉCNICOS REALIZADOS -----	77
V.1.1 – INTRODUÇÃO -----	77
V.1.2 – ENSAIO DE CISLHAMENTO DIRETO -----	79
V.1.2.1 – RESULTADOS - ENSAIO DE CISLHAMENTO DIRETO -----	86
V.1.3 – ENSAIO DE PERMEABILIDADE -----	90
V.1.3.1 – Resultados - ENSAIO DE PERMEABILIDADE-----	93
V.1.4 – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO -----	95
V.1.4.1 – Resultados - ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO -----	98
V.2 – IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO SHALSTAB -----	100
V.2.1 – GERAÇÃO DO MODELO DIGITAL DE ELEVÇÃO -----	100
V.2.2 – SIMULAÇÕES CRIADAS PARA ANÁLISE -----	102
V.2.2.1 – SIMULAÇÃO 01 -----	102
V.2.2.1 – SIMULAÇÃO 02 -----	102
V.2.2.1 – SIMULAÇÃO 03 -----	102
CAPÍTULO VI – RESULTADOS	
VI.1 – SHALSTAB – SUSCEPTIBILIDADE A ESCORREGAMENTOS -----	103
VI.2 – MAPA DE CICATRIZES -----	105
VI.3 – RESULTADO DOS MODELOS -----	108
VI.4 – CONCLUSÕES -----	110
CAPÍTULO VII – CONCLUSÕES GERAIS	
VII.1 – COMENTÁRIOS GERAIS -----	111
VII.2 – SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS -----	114
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS -----	115

ÍNDICE DE FIGURAS

	Página
Figura 1.1 Serra do Mar, atravessando cinco estados brasileiros, dentre eles o Rio de Janeiro onde está localizado o município de Petrópolis (modificado de LACERDA, 1998) -----	02
Figura 1.2 Escorregamento ocorrido em dezembro de 1991 em Lopes Trovão (Fonte: Secretaria de Obras – Prefeitura Municipal de Petrópolis) -----	05
Figura 2.1 Processos erosivos (CUNHA <i>et al.</i> , 1991) -----	07
Figura 2.2 Tipos de movimento de massa (modificado de HIGHLAND, 2004) -----	14
Figura 2.3 Exemplo de rastejo (Fonte: Ministério das Cidades, 2006) -----	15
Figura 2.4 Escorregamento rotacional ocorrido na Lagoa (corte do Cantagalo), Rio de Janeiro, no verão de 1988 (Fonte: WILLY LACERDA) -----	16
Figura 2.5 Escorregamentos translacionais ocorridos como conseqüência de chuvas torrenciais em 23/12/95 em Timbé do Sul, Santa Catarina (Fonte: JOEL PELLERIN) -----	17
Figura 2.6 Queda de blocos em Devil's Tower, U.S.A. (Fonte: <i>U. S. Geological Survey</i>) -----	18
Figura 2.7 Corrida de detritos em Alberta Creek, Canadá, em fevereiro de 1983 (Fonte: http://www.em.gov.bc.ca) -----	20
Figura 2.8 Sala de Controle do Sistema Alerta Rio (GEO-RIO, 2000) -----	25
Figura 2.9 Rede de pluviômetros do Sistema Alerta Rio (GEO-RIO, 2000) -	25
Figura 3.1 Mesa digitalizadora (Fonte: http://www.cleber.com.br) -----	33
Figura 3.2 Restituídor analógico (Fonte: <i>Universitat Politècnica de València</i>) -----	34
Figura 3.3 Conceito básico de restituídores (ROCHA, 2002 <i>apud</i> WOLF, 1983) -----	35
Figura 3.4 Restituídor analítico (Fonte: <i>Universitat Politècnica de València</i>)	36

Figura 3.5	Restituídor digital (Fonte: <i>Department os Mapping Sciences Agricultural University of Norway</i>) -----	36
Figura 3.6	Sistema de Sensoriamento Remoto (LNCC, 2003) ----- -----	37
Figura 3.7	Métodos de geração do MDE (MOORE <i>et al.</i> , 1993) -----	38
Figura 3.8	Superfície e grade regular correspondente (NAMIKAWA, 1995 <i>apud</i> ROCHA, 2002) -----	39
Figura 3.9	Superfície e malha triangular correspondente (NAMIKAWA, 1995 <i>apud</i> ROCHA, 2002) -----	40
Figura 3.10	Envoltória de resistência retificada -----	43
Figura 3.11	Forças atuantes em um talude de terra sem percolação de água ($h=0$) -----	43
Figura 3.12	Forças atuantes em um talude de terra com percolação de água ($h=Z$) -----	45
Figura 3.13	Condição de estabilidade do talude de acordo com a relação entre a inclinação do talude ($\text{tg } \theta$) e o valor da taxa de umedecimento do solo (h/z), para um solo com $\phi = 45^\circ$ e $\rho_s/\rho_w = 1,6$ (modificado de MONTGOMERY & DIETRICH, 1998) -----	46
Figura 3.14	Esquema da área de contribuição à montante a (área hachurada) que escoa através do comprimento b (modificado de MONTGOMERY & DIETRICH, 1994) -----	49
Figura 3.15	Vista superior (1) e seção longitudinal (2) da área de drenagem ao longo do comprimento unitário b (DIETRICH <i>et al.</i> , 1993) -----	51
Figura 3.16	Esquema representativo do regime permanente ao longo de uma encosta -----	52
Figura 3.17	Bloco esquemático de uma camada de solo, onde S é a área da seção transversal saturada e h é a altura da coluna d'água (GUIMARÃES, 2000) -----	53

Figura 3.18 Razão a/b em função da tgθ (eixos em logaritmo). A linha tracejada representa o limite de saturação e a linha pontilhada é definida a partir dos valores obtidos pela equação 3.26 (GUIMARÃES, 2000 <i>apud</i> MONTGOMERY & DIETRICH, 1998) -----	57
Figura 4.1 Localização do município de Petrópolis (Fonte: Prefeitura Municipal de Petrópolis - PMP) -----	60
Figura 4.2 Município de Petrópolis e seus distritos (Fonte: PMP) -----	61
Figura 4.3 Geologia do município de Petrópolis (modificado de Penha <i>et al.</i> , 1981) -----	64
Figura 4.4 Planta do Centro Histórico de Petrópolis realizada por Júlio Frederico Koeler em 1846 (Fonte: SESC-PETRÓPOLIS) -----	68
Figura 4.5 Escorregamento ocorrido em dezembro de 2004 na Rua Itatiaia (Quitandinha), devido à ação antrópica (Fonte: Secretaria de Obras – Prefeitura Municipal de Petrópolis) -----	70
Figura 4.6 Foto aérea do Quitandinha, em 1968 (Fonte: FUNDREM) -----	72
Figura 4.7 Foto aérea do Quitandinha, em 2000 (Fonte: FUNDREM) -----	72
Figura 4.8 Escorregamentos ocorridos em dezembro de 2001, na Avenida Amaral Peixoto, Rua Minas Gerais e Rua Goiás - Quitandinha (Fonte: Secretaria de Obras – Prefeitura Municipal de Petrópolis) -----	73
Figura 4.9 Escorregamento ocorrido em dezembro de 2001 na Avenida Amaral Peixoto (Quitandinha), onde pode-se observar o substrato rochoso atingido (Fonte: NELSON FERREIRA FERNANDES) -----	74
Figura 4.10 Quitandinha – Área de Estudo (FUNDAÇÃO CIDE, 2003) -----	75
Figura 4.11 Escorregamentos ocorridos em dezembro de 2001 no Quitandinha, que terão suas cicatrizes mapeadas (Fonte: Secretaria de Obras – Prefeitura Municipal de Petrópolis) -----	76
Figura 5.1 Local de retirada da amostra indeformada -----	78
Figura 5.2 Quitandinha – Localização do ponto de retirada da amostra-----	79
Figura 5.3 Bloco de amostra indeformada -----	80

Figura 5.4	Caixa de cisalhamento -----	81
Figura 5.5	Bloco de amostra ensaiado -----	81
Figura 5.6	Transferência do solo para a caixa bi-partida -----	82
Figura 5.7	Visão geral do equipamento e sistema de aquisição de dados para o ensaio de cisalhamento direto -----	83
Figura 5.8	Visão geral dos transdutores -----	84
Figura 5.9	Tensão Cisalhante Normalizada x Deslocamento Horizontal Normalizado – amostra amarelada -----	86
Figura 5.10	Deslocamento Vertical Normalizado x Deslocamento Horizontal Normalizado – amostra amarelada -----	86
Figura 5.11	Tensão Cisalhante x Tensão Normal – amostra amarelada -----	87
Figura 5.12	Tensão Cisalhante Normalizada x Deslocamento Horizontal Normalizado – amostra acinzentada -----	88
Figura 5.13	Deslocamento Vertical Normalizado x Deslocamento Horizontal Normalizado – amostra acinzentada -----	88
Figura 5.14	Tensão Cisalhante x Tensão Normal – amostra acinzentada ----	89
Figura 5.15	Retirada de amostra indeformada para a realização do ensaio de permeabilidade -----	91
Figura 5.16	Permeômetro -----	91
Figura 5.17	Componentes do permeômetro -----	92
Figura 5.18	Metodologia para a realização de ensaios de caracterização (IME,1998) -----	95
Figura 5.19	Modelo Digital de Elevação (MDE) -----	101
Figura 5.20	Modelo Digital de Declividade (MDD) -----	101
Figura 6.1	Mapa resultante do modelo Shalstab considerando-se a Situação 01-----	103

Figura 6.2	Mapa resultante do modelo Shalstab considerando-se a Situação 02-----	104
Figura 6.3	Mapa resultante do modelo Shalstab considerando-se a Situação 03-----	104
Figura 6.4	Mapa com a distribuição de cicatrizes e as classes de declividade na área de estudo – Situação 01-----	105
Figura 6.5	Mapa com a distribuição de cicatrizes e as classes de declividade na área de estudo – Situação 02-----	106
Figura 6.6	Mapa com a distribuição de cicatrizes e as classes de declividade na área de estudo – Situação 03-----	106
Figura 6.7	Resultado do modelo SHALSTAB para a Situação 01-----	108
Figura 6.8	Resultado do modelo SHALSTAB para a Situação 02-----	109
Figura 6.9	Resultado do modelo SHALSTAB para a Situação 03-----	109
Figura 7.1	Contribuição hidrológica ao longo da região de estudo -----	111
Figura 7.2	Contribuição hidrológica ao longo da região de estudo com a indicação das cicatrizes mapeadas -----	112

ÍNDICE DE TABELAS

	Página
Tabela 2.1 Principais Agentes e Causas de Movimentos de Massa -----	11
Tabela 2.2 Fatores deflagradores dos movimentos de massa (VARNES, 1978 <i>apud</i> GEO-RIO, 2000) -----	12
Tabela 2.3 Tipos de análise que utilizam o método do equilíbrio limite (GEO-RIO, 2000) -----	28
Tabela 3.1 Resumo dos principais parâmetros obtidos a partir da utilização do DEM (SPEIGHT, 1974, 1980 <i>apud</i> MOORE <i>et al.</i> , 1993) -----	32
Tabela 3.2 Classes de estabilidade, rotuladas de A à G, referentes às condições de estabilidade e saturação em função da razão a/b e tanθ deduzidas a partir da Figura 3.19 (Guimarães, 2000) -----	59
Tabela 5.1 Informações relativas à peça utilizada na moldagem dos CP's --	82
Tabela 5.2 Ensaio de Permeabilidade – amostra amarelada -----	93
Tabela 5.3 Ensaio de Permeabilidade – amostra acinzentada -----	94
Tabela 5.4 Limites de Atterberg para a mostra amarelada -----	98

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO

I.1 – O ASSUNTO

Deslizamentos em encostas naturais representam um dos fenômenos naturais que maior número de vítimas e danos produzem no Brasil. Dentre os diversos fatores condicionantes destacam-se: os parâmetros morfológicos do terreno, os quais controlam diretamente o equilíbrio das forças e, indiretamente, a dinâmica hidrológica dos solos (FERNANDES *et al.*, 2001). Os parâmetros geotécnicos também se destaca por se apresentar como fator condicionante de deslizamentos.

O município de Petrópolis, situado a aproximadamente 60km ao norte da cidade do Rio de Janeiro, na Serra do Mar (**Figura 1.1**), caracteriza-se por ocupar uma área serrana, apresentando encostas com declividade variando entre 5º a 80º, rochas bastante falhadas e fraturadas e, em alguns pontos, solos com perfis bastante profundos. Possui áreas com totais pluviométricos anuais acima de 2.000mm, com chuvas concentradas nos meses que vão de novembro a março (GUERRA & FAVIS-MORTLOCK, 1998 apud GUERRA & GONÇALVES, 2001). Tais características fazem da região cenário propício às mais diversas ocorrências de deslizamentos.

Segundo VARGAS (1966) a escarpa da Serra do Mar foi provavelmente originada por levantamentos diferenciais ao longo de superfícies de falhas ou de blocos, que ocorreram durante ou depois do período terciário.

A formação geológica da serra é, entretanto, proveniente do período pré-cambriano (mais de 500 milhões de anos atrás), constituída por camadas extremamente dobradas de xisto e gnaisse com intrusões de granito, e, eventualmente, de calcário (VARGAS,1966).

Atualmente a morfologia da Serra do Mar é originária de movimentos de massa que ocorreram à montante, nas camadas mais alteradas e superficiais (RODRIGUES, 1992). Paleo-superfícies das mais diversas formas apareceram em função das diferenças litológicas modeladas por processos erosivos ou por perturbações estruturais, dando origem a encostas de forte declividade intercaladas a áreas com topografia mais suave (RODRIGUES, 1992). Devido ao longo e intenso processo de erosão, as atuais escarpas não mais coincidem com as superfícies de falhas iniciais,

estando estas recobertas por espessos mantos de solo residual ou “tálus” oriundos de antigos escorregamentos (VARGAS, 1966).

A escarpa da Serra do Mar apresenta cerca de 1000m de altitude, separando a estreita faixa costeira do vasto planalto interior e estendendo-se por mais de 2000 km ao longo da costa brasileira, compreendida entre os estados de Santa Catarina e Espírito Santo. Tal escarpa é o principal palco de ocorrência de deslizamentos em encostas no país, estando em sua maioria associados a intensos eventos pluviométricos.

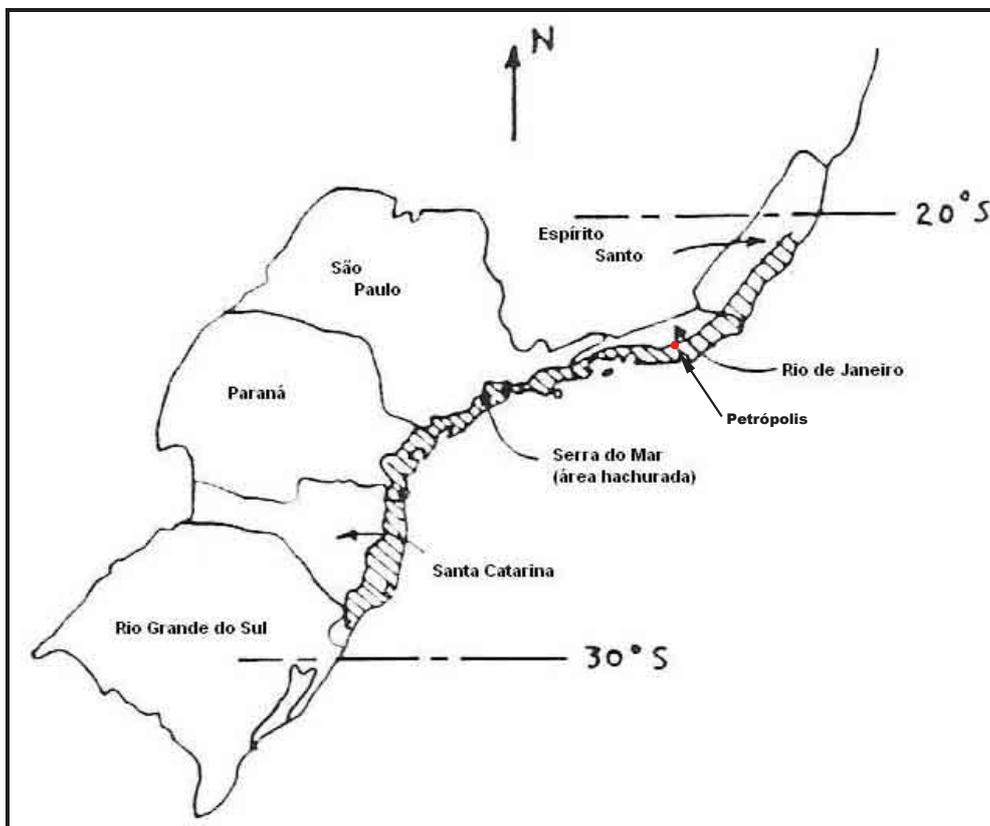


Figura 1.1 – Serra do Mar, atravessando cinco estados brasileiros, dentre eles o Rio de Janeiro onde está localizado o município de Petrópolis (modificado de LACERDA, 1998).

A chuva tem influência direta nos movimentos de massa e, de acordo com sua intensidade e duração, será a causa de escorregamentos devido à perda de coesão aparente na superfície dos taludes residuais e coluvionares, bem como

movimentações em camadas profundas do solo devido à elevação do lençol freático ou da pressão artesianas (LACERDA, 1998).

Um considerável número de escorregamentos ocorre durante a estação chuvosa compreendida entre os meses de janeiro e março, sendo estes associados a chuvas intensas, precedidas ou não por chuvas anteriores. Um pequeno número de escorregamentos, entretanto, acontece uma semana ou mais após o término do período chuvoso (LACERDA, 1998).

O processo de escorregamento faz parte da dinâmica de evolução natural das escarpas produzindo, em uma escala geológica de tempo, a regressão das escarpas da Serra do Mar ao longo do continente (WOLLE, 1998).

Segundo VARGAS (1989), os escorregamentos observados na Serra do Mar podem ser classificados em quatro grupos:

- Grupo 1: movimentos visco-plásticos lentos, desde os simples rastejos até os movimentos dos “tálus” deflagrados por escavações em seus pés;
- Grupo 2: escorregamentos ao longo de superfícies bem determinadas de ruptura, desde os deslizamentos planares de camadas superficiais de encostas muito inclinadas até as rupturas rotacionais profundas que se dão preferencialmente nos topos dos morros, onde as espessuras dos solos de alteração de rocha são mais profundas;
- Grupo 3: escorregamentos de rocha, desde os deslizamentos de cunhas ou placas de rocha, ao longo de superfícies de fratura ou descontinuidade, até os escorregamentos de maciços rochosos muito fraturados, ou a queda de grandes blocos de rocha;
- Grupo 4: avalanches ou corridas de lama, por completa liquefação de camadas terrosas superficiais ou por grandes massas de lama e blocos de rocha.

I.2 – MOTIVAÇÃO E OBJETIVO DO TRABALHO

Os fenômenos de instabilidade em Petrópolis vêm aumentando drasticamente nas últimas 5 décadas, tendo muitas vezes conseqüências catastróficas (**Figura 1.2**) que geram problemas sociais e econômicos para a região. Tais instabilidades estão associadas a diversos fatores, dentre os quais destacam-se: a elevada declividade das encostas, a baixa resistência do material componente do maciço, a elevada pluviosidade regional, além da influência externa do elemento urbano, devido às escavações abruptas executadas na região, aterros mal executados a meia encosta, sobrecargas inadequadas colocadas nos taludes e a falta de disciplina na condução de águas e esgoto (OLIVEIRA *et al.*, 1992).

Em fevereiro de 1988, uma série de deslizamentos catastróficos atingiu a cidade de Petrópolis, causando inúmeras mortes e transtornos. Com o objetivo de não só estabilizar as regiões atingidas, como ainda reduzir significativamente o potencial de novos escorregamentos, firmas projetistas e a COPPE/UFRJ estabeleceram projetos que apresentam soluções de baixo custo (DANZIGER *et al.*, 1992, DANZIGUER *et al.*, 1996).

Segundo GOULART *et al.* (1993) a partir da avaliação de uma série de eventos catastróficos ocorridos em Petrópolis ao longo de um período de 50 anos, concluiu-se que a crescente ocupação desordenada associada à alteração da cobertura vegetal e a elevada declividade geram um significativo aumento na instabilidade das encostas.

A ocorrência de deslizamentos em meios urbanos está, em sua maioria, relacionada ao crescimento urbano rápido e desordenado. Os casos mais graves ocorrem em áreas geotecnicaamente susceptíveis e que apresentam este tipo de urbanização. Diversas intervenções do homem tais como cortes, aterros, desmatamento, entre outras, determinam também boa parte dos deslizamentos (SUÁREZ, 1997).

Diversos estudos de estabilidade já foram realizados em várias regiões de Petrópolis. Entretanto, tais análises, quase em sua totalidade, são realizadas por geotécnicos utilizando-se metodologias de análise que avaliam o problema de forma pontual e quase sempre limitada a uma encosta isolada.

Esta tese tem como objetivo a aplicação do modelo SHALSTAB na previsão de escorregamentos para a região do Quitandinha, localizada no município de Petrópolis,

buscando avaliar sua eficácia de acordo com o cenário local, que apresenta tanto fatores naturais de instabilidade quanto o fator antrópico, promovendo uma metodologia interdisciplinar.



Figura 1.2 - Escorregamento ocorrido em dezembro de 1991 em Lopes Trovão (Fonte: Secretaria de Obras – Prefeitura Municipal de Petrópolis).

Tal programa é fundamentado em conhecimentos associados à geotecnia, geomorfologia, topografia e hidrologia sendo, desta forma, possível o desenvolvimento de um modelo matemático que associa precipitação pluviométrica e a forma do relevo com as variações na saturação do solo e destas com a estabilidade das encostas, o que permite uma análise de susceptibilidade a escorregamentos em grandes áreas.

I.3 – ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO E DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

O presente trabalho encontra-se organizado em 6 capítulos, além da introdução. No Capítulo 2, apresenta-se a conceituação dos movimentos de massa e de seus diferentes tipos, bem como a classificação e caracterização destes. Ao final do capítulo, são apresentadas as metodologias de previsão dos movimentos de massa mais utilizadas.

No Capítulo 3, é apresentado o modelo SHALSTAB de previsão de escorregamentos, sendo descrita toda a metodologia para o funcionamento e a utilização do programa.

No Capítulo 4, é descrita a região do Quitandinha, área situada no município de Petrópolis e escolhida para a realização do estudo proposto nesta tese por ser um local que apresenta um histórico de inúmeros escorregamentos ocorridos.

No Capítulo 5, toda a metodologia de aquisição de parâmetros geotécnicos necessários à implementação do SHALSTAB é descrita, assim como as simulações realizadas.

No Capítulo 6 são apresentados os resultados das simulações executadas e a comparação destas com o mapa de cicatrizes gerado a partir de registros de escorregamentos anteriores.

No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões e as sugestões para futuras pesquisas.

Em ANEXO encontram-se planilhas que apresentam os resultados dos ensaios de caracterização, permeabilidade e cisalhamento direto realizados.

CAPÍTULO II – MOVIMENTOS DE MASSA

II.1 – INTRODUÇÃO

“Movimentos de massas, ou movimentos coletivos de solos e de rochas, têm sido objeto de amplos estudos nas mais diversas latitudes, não apenas por sua importância como agentes atuantes na evolução das formas do relevo, mas também em função de suas implicações práticas e de sua importância do ponto de vista econômico” (GUIDICINI & NIEBLE, 1984).

Responsável pela evolução do relevo, o processo dinâmico que ocorre nas encostas é regido pelos processos de transporte e de movimentos gravitacionais de massa.

O processo de transporte de massa tem como meio transportador a água, o ar e o gelo, sendo predominante no Brasil os processos transportados pela água (**Figura 2.1**), destacando-se (CUNHA *et al.*, 1991):

- erosão laminar – ocorre devido ao escoamento da água pela superfície do terreno, promovendo o carreamento de partículas sem formar canal definido.
- erosão em sulcos ou ravinas – ocorre por concentração do fluxo d’água em caminhos preferenciais, arrastando as partículas e aprofundando os sulcos, podendo formar ravinas de grande profundidade.
- erosão por voçorocas (também conhecido por “boçorocas”) – estágio mais avançado da erosão, caracterizada pelo avanço em profundidade das ravinas até estas atingirem o lençol freático ou nível do terreno.

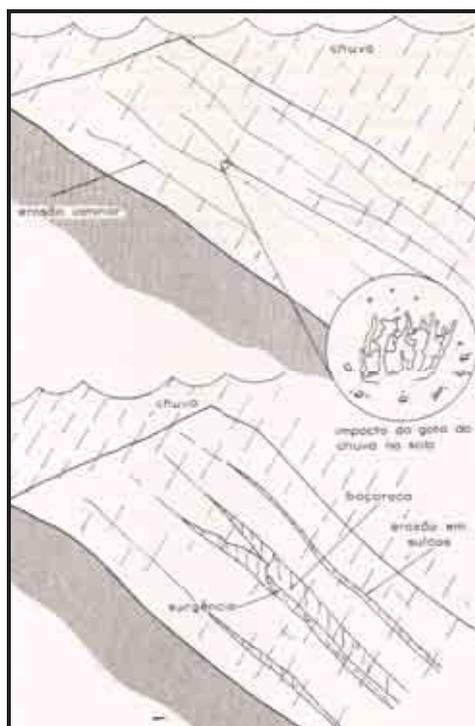


Figura 2.1 – Processos erosivos (CUNHA et al., 1991).

O termo “movimento de massa” tem sido utilizado para designar de forma generalizada todo o processo de deslocamento de massa em uma encosta¹, nas margens de rios e lagos, ou na costa marítima. A classificação deste movimento é feita de acordo com o material constituinte, o tipo e a geometria do movimento, assim como a velocidade de deslocamento.

De acordo com HANSEN (1987), existe diferença entre movimento de massa e transporte de massa, uma vez que, no primeiro caso, a movimentação ocorre a partir de transporte por gravidade, enquanto que, no segundo caso, o transporte se desenvolve em meios como água, gelo ou ar.

Segundo TERZAGHI (1960), os escorregamentos, podem ser entendidos como sendo um deslocamento rápido de uma massa de rocha, solo residual ou sedimentos presentes na encosta, cujo centro de gravidade avança na direção para frente e para baixo.

¹ Entende-se por encosta toda a superfície natural inclinada (declive) que une duas outras superfícies caracterizadas por diferentes energias potenciais gravitacionais, que constitui um dos diferentes tipos de formas de terreno, originados pela ação de forças externas e internas (CUNHA et al., 1991).

GUIDICINI & NIEBLE (1984) partilham dessa mesma idéia e ressaltam que, “escorregamentos, *stricto sensu*, são movimentos rápidos, de duração relativamente curta, de massas de terreno geralmente bem definidas quanto ao seu volume, cujo centro de gravidade se desloca para baixo e para fora do talude”.

BROMS (1975) afirma que um escorregamento é primeiramente resultado de uma ruptura por cisalhamento ao longo do limite entre a massa de solo ou rocha em movimento e a zona em repouso na encosta.

RODRIGUEZ (2005) afirma que, no caso de estudos geotécnicos, costuma-se designar genericamente todos os movimentos de massa gravitacionais que ocorrem em taludes naturais ou não como “escorregamentos”. Esta generalização pode causar uma certa confusão no que tange à nomenclatura, visto que “escorregamento” pode se referir tanto ao conjunto de movimentos de massa como a uma classe específica de movimentos de massa.

Geralmente assume-se que a ruptura ocorra na região onde a tensão média de cisalhamento ao longo da superfície de ruptura seja igual ao valor de tensão cisalhante de ruptura do solo ou rocha determinado por ensaios de campo ou laboratório.

Entretanto, admitindo-se uma ruptura progressiva, os escorregamentos podem ocorrer sob um valor de tensão cisalhante consideravelmente inferior ao valor de tensão cisalhante de pico determinado por ensaios triaxiais ou de cisalhamento direto. A ruptura progressiva geralmente está associada a uma distribuição de tensão não-uniforme ao longo da superfície de ruptura e a rochas e solos estratificados, onde a superfície de ruptura atravessa materiais com diferentes propriedades em relação à resistência e deformabilidade. A ruptura local pode ocorrer quando a tensão cisalhante máxima em um ponto corresponde ao valor de tensão cisalhante de pico de um solo ou rocha (BROMS, 1975).

II.2 – AGENTES E CAUSAS DOS MOVIMENTOS DE MASSA

O entendimento dos fatores deflagradores de movimentos de massa nas encostas é condição básica para a definição de medidas corretas buscando a mitigação de suas conseqüências.

De acordo com FERNANDES & AMARAL (1996), várias feições geológicas (fraturas, falhas, foliação e bandamento composicional, descontinuidades entre outras) e geomorfológicas podem atuar como fatores condicionantes de movimentos de massa, determinando a localização espacial e temporal destes movimentos nas condições de campo.

BROMS (1975) afirma que as condições geológicas, hidrológicas e os fatores topográficos, climáticos, entre outros, afetam a estabilidade da encosta, podendo dar início a uma movimentação.

ZÁRUBA & MENCL (1982) listam fatores que podem perturbar a estabilidade da encosta, sendo os principais:

- variação na declividade do talude ;
- variação na altura do talude;
- sobrecarga devida a aterros;
- choques e vibrações;
- variação do N.A. e efeitos no lençol freático;
- alterações químicas e mecânicas no talude, entre outros.

Segundo KRYNINE & JUDD (1957) a principal força instabilizante atuante em uma encosta é a gravidade, que geralmente se processa pelo peso próprio do talude (empuxo) somado ao peso relativo a um carregamento aplicado sobre este (sobrecarga). O excesso de água livre na encosta é também instabilizador, pois este pode agir reduzindo a coesão presente no solo, diminuindo a resistência ao cisalhamento e aumentando a parcela de empuxo.

TERZAGHI (1960) propõe a divisão das causas de movimentos de massa em duas: causas internas e causas externas. Entende-se por causas externas aquelas que produzem um aumento na tensão cisalhante sem que a resistência ao cisalhamento do material que compõe a encosta seja alterada. As causas internas são aquelas que

comandam a movimentação sem qualquer mudança nas condições da superfície (a tensão cisalhante se mantém constante).

Conforme apresentado por GUIDICINE & NIEBLE (1983), um mesmo agente ou uma mesma causa pode ser responsável por diferentes formas de movimentos coletivos de solo e de rocha. Baseado nesta idéia e tendo por influência a proposta de TERZAGHI (1960), podem-se resumir os conceitos apresentados por estes autores na tabela a seguir (**Tabela 2.1**).

Tabela 2.1 – Principais Agentes e Causas de Movimentos de Massa

Agentes			Causas		
Predisponentes	Efetivos		Internas	Externas	Intermediárias
	Preparatórios	Imediatos			
<ul style="list-style-type: none"> - complexo geológico - complexo morfológico - complexo climato-hidrológico - gravidade - calor solar - tipo de vegetação 	<ul style="list-style-type: none"> - pluviosidade - erosão pela água ou vento - congelamento - degelo - variação de temperatura - dissolução química - ação de fontes e mananciais - oscilação do N. A. - ação antrópica e de animais 	<ul style="list-style-type: none"> - chuva intensa - erosão - terremotos - ondas - vento - ação antrópica 	<ul style="list-style-type: none"> - aumento da pressão hidrostática - diminuição da coesão e do ângulo de atrito interno por processo de alteração 	<ul style="list-style-type: none"> - aumento do declive do talude por processos naturais ou artificiais, deposição de material na porção superior do talude, abalos sísmicos e vibrações 	<ul style="list-style-type: none"> - liquefação espontânea, rebaixamento rápido do N. A., erosão retrogressiva

Em trabalho publicado por VARNES (1958), são apresentados os principais fatores que conduzem ao aumento da tensão cisalhante, gerando uma maior sollicitação, e os fatores que propiciam a redução dos esforços cisalhantes resistentes (**Tabela 2.2**).

Tabela 2.2 – Fatores deflagradores dos movimentos de massa (VARNES,1978 *apud* GEO-RIO, 2000)

Ação	Fatores	Fenômenos geológicos/antrópicos
Aumento da solicitação	Remoção de massa (lateral ou da base)	Erosão, escorregamentos Cortes
	Sobrecarga	Peso da água de chuva, neve, granizo etc. Acúmulo natural de material (depósitos) Peso da vegetação Construção de estruturas, aterros etc.
	Solicitações dinâmicas	Terremotos, ondas, vulcões etc. Explosões, tráfego, sismos induzidos
	Pressões laterais	Água em trincas, congelamento, material expansivo
Redução da resistência	Características inerentes ao material (geometria, estruturas etc.)	Características geomecânicas do material, tensões
	Mudanças ou fatores variáveis	Intemperismo - redução na coesão, ângulo de atrito Elevação do N.A.

Considerando a condição ambiental do município do Rio de Janeiro, os principais mecanismos que atuam para a deflagração dos movimentos de massa estão relacionados à água de subsuperfície, sendo eles (GEO-RIO, 2000):

- Formação ou aumento das poropressões que reduzem a resistência ao cisalhamento, podendo levar os taludes à ruptura. O fenômeno está relacionado com a elevação do nível piezométrico em períodos chuvosos.
- Diminuição da coesão aparente em massas de solo, com aumento do grau de saturação, em face da variação de permeabilidade através do maciço terroso, e conseqüente formação de linhas de fluxo subverticais. Esse mecanismo pode levar à ruptura alguns taludes mesmo sem a formação ou elevação do N.A.
- Elevação da coluna d'água em discontinuidades, mais intensa nos maciços rochosos, conduzindo à diminuição das tensões normais efetivas, e podendo gerar esforços laterais cisalhantes, contribuindo assim para a condução do processo de instabilidade.

Conforme exposto por VARNES (1958), na maioria das vezes não é possível se remover a principal causa do movimento de massa, sendo mais econômico nestes casos aliviar os efeitos de forma contínua ou intermitente, sem se preocupar na extinção da causa.

II.3 – CLASSIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DOS MOVIMENTOS DE MASSA

Devido a grande diversidade de enfoque na análise dos fenômenos que detonam movimentos de massa, uma variada gama de sistemas classificatórios vêm sendo difundida no meio geológico e geotécnico.

Para TERZAGHI (1960), o movimento de massa trata-se de um fenômeno que pode envolver uma extensa combinação de materiais e agentes instabilizadores. Esta diversidade propicia a criação dos mais variados tipos de sistemas classificatórios, o que dependerá das características deste movimento que forem de maior relevância para o classificador.

Na maioria dos casos, a classificação tem por objetivo uma aplicabilidade regional, onde o autor é influenciado pelas condições do ambiente. Trabalhos publicados por TERZAGHI (1960), VARGAS (1966) e NUNES (1969) são exemplos desta forma de classificação.

Segundo BROMS (1975), os movimentos de massa são divididos conforme a geometria do escorregamento, podendo esta apresentar superfície curva de aspecto cilíndrico (*asequent surface*), superfície planar que acompanha planos de fraqueza, fissuração ou acamamento do material, composto por solo ou rocha, ou uma superfície planar que atravessa planos de fissuração, acamamento ou juntas presentes neste material (*consequent surface* e *insequent surface*, respectivamente). Este mesmo autor nos diz que os escorregamentos também podem ser classificados segundo seu “estado de atividade” em: ativos, inativos ou em estado “adormecido” (*dormant*).

De uma forma geral, a classificação dos movimentos de massa têm sido feita baseando-se em uma ampla variedade de fatores que incluem: tipo (geometria), magnitude, causa e velocidade do movimento, influência da água na movimentação, características do material sob movimentação (estrutura, granulometria, etc.), relação entre a superfície de ruptura do material em movimento e as camadas subjacentes, entre outras (SHARPE, 1938).

Para VARNES (1958), o movimento de massa pode proceder de uma das três principais formas: escorregamentos, queda ou escoamento (fluxo) ou uma combinação destes.

A **Figura 2.2** apresenta os principais tipos de movimento de massa segundo HIGHLAND (2004).

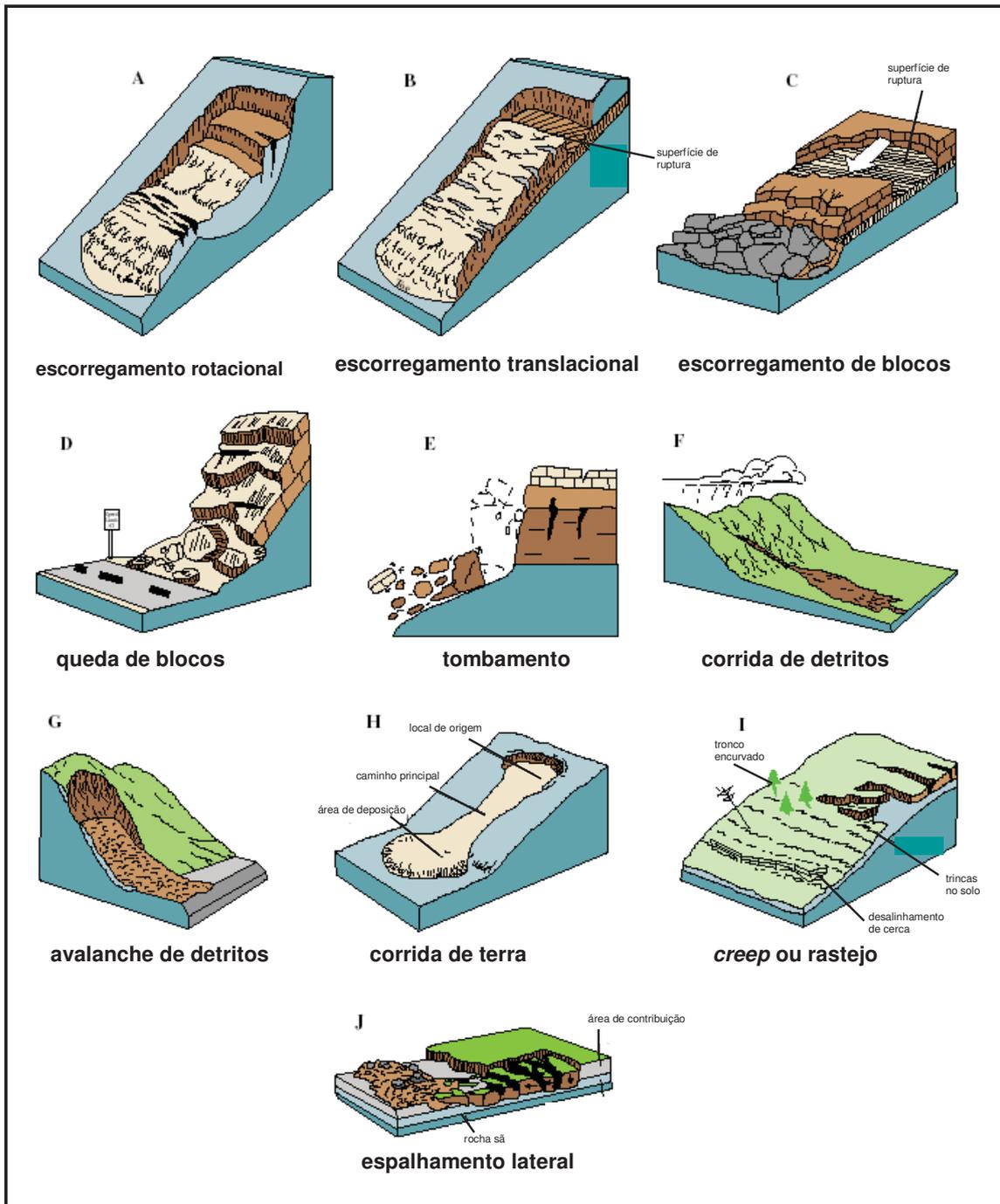


Figura 2.2 – Tipos de movimento de massa (modificado de HIGHLAND, 2004).

As características de cada tipo de movimento estão diretamente ligadas à metodologia de classificação, sendo desta forma dependentes do sistema classificatório utilizado.

Buscando-se caracterizar os tipos de movimento de massa que ocorrem com expressiva frequência nas encostas brasileiras, destacando-se os incidentes na Serra do Mar, temos, a seguir, uma breve descrição das movimentações predominantes nessa região:

- Rastejo (*creep*) – trata-se de uma lenta (velocidade de deslocamento variando entre 0,3m/5 anos a 1,5m/ano) movimentação do solo, sem a presença de superfície de ruptura definida, que envolve grandes áreas das encostas (VARGAS, 1966, CARREGÃ, 1996).

Segundo CARREGÃ (1996), este tipo de movimento ocorre em solos que apresentam estruturas reliquiares preservadas ou em solos que já sofreram intensa ação do intemperismo.

De acordo com BARATA (1969), este tipo de movimentação é comum em solos coluvionares presentes em taludes com baixa declividade (entre 10 e 20°).

Em regiões que apresentam clima tropical, como acontece na Serra do Mar, este processo tende a se acelerar nos períodos chuvosos.



Figura 2.3 – Exemplo de rastejo (Fonte: Ministério das Cidades,2006).

- Escorregamentos – tratam-se de movimentos rápidos (velocidade de deslocamento variando entre 1,5m/dia a 0,3m/min.), de curta duração, com plano de ruptura bem definido, permitindo a distinção entre o material deslizado e aquele não movimentado (FERNANDES & AMARAL, 1996). Em geral são divididos com base na forma do plano de ruptura, subdividindo-se em escorregamentos rotacionais e escorregamentos translacionais.

Escorregamentos rotacionais:

Movimentos que possuem uma superfície de ruptura curva, côncava para cima, ao longo da qual se dá um movimento rotacional da massa do solo (FERNANDES & AMARAL, 1996).

Segundo CARREGÃ (1996), as características que condicionam o desenvolvimento de rupturas rotacionais em solos tropicais são:

- espessamento do horizonte superficial;
- homogeneidade dos solos constituintes;
- formação de rede de fluxo sub-paralela ao talude;
- horizonte subjacente mais permeável.



Figura 2.4 – Escorregamento rotacional ocorrido na Lagoa (corte do Cantagalo), Rio de Janeiro, no verão de 1988 (Fonte:WILLY LACERDA).

Escorregamentos translacionais (escorregamento planar):

Representam a forma mais freqüente dentre todos os tipos de movimento de massa, principalmente na encostas da Serra do Mar. Este tipo de movimento caracteriza-se por mobilizar apenas uma delgada capa superficial de solo que desliza ao longo de uma superfície essencialmente paralela à encosta (WOLLE & CARVALHO, 1989).

Os escorregamentos translacionais possuem superfície de ruptura com forma planar a qual acompanha, de modo geral, descontinuidades mecânicas e/ou hidrológicas existentes no interior do material (FERNANDES & AMARAL, 1996).

Este mecanismo de movimentação é condicionado pela permeabilidade relativa do material subjacente e, conseqüentemente, pela elevação do grau de saturação da camada instabilizada. Geralmente atinge grandes áreas, alongadas na direção do comprimento, podendo se desenvolver mesmo quando a topografia é suave (CARREGÃ, 1996).

Segundo VARGAS (1966), quando este tipo de escorregamento ocorre em mantos de alteração, normalmente sua conseqüência é catastrófica, pois seu mecanismo geralmente decorre em um súbito deslizamento de um manto intacto de solo (em geral residual) que recobre a rocha ao longo de uma superfície qualquer de ruptura ou ao longo da própria superfície de rocha.



Figura 2.5 – Escorregamentos translacionais ocorridos como conseqüência de chuvas torrenciais em 23/12/95 em Timbé do Sul, Santa Catarina (Fonte: JOEL PELLERIN).

- Queda de blocos – são movimentos muito rápidos (velocidade de deslocamento variando entre 0,3m/min a 3,0m/seg) de blocos e/ou lascas de rocha que caem por ação da gravidade, sem apresentar plano de deslocamento (AUGUSTO FILHO, 1992, GEO-RIO, 2000).

Este tipo de movimento ocorre em encostas íngremes de paredões rochosos e contribuem decisivamente para a formação dos depósitos de tálus. A ocorrência de quedas de blocos é favorecida pela presença de descontinuidades na rocha, tais como fraturas e bandamentos composicionais, bem como pelo avanço dos processos de intemperismo físico e químico (FERNANDES & AMARAL, 1996).

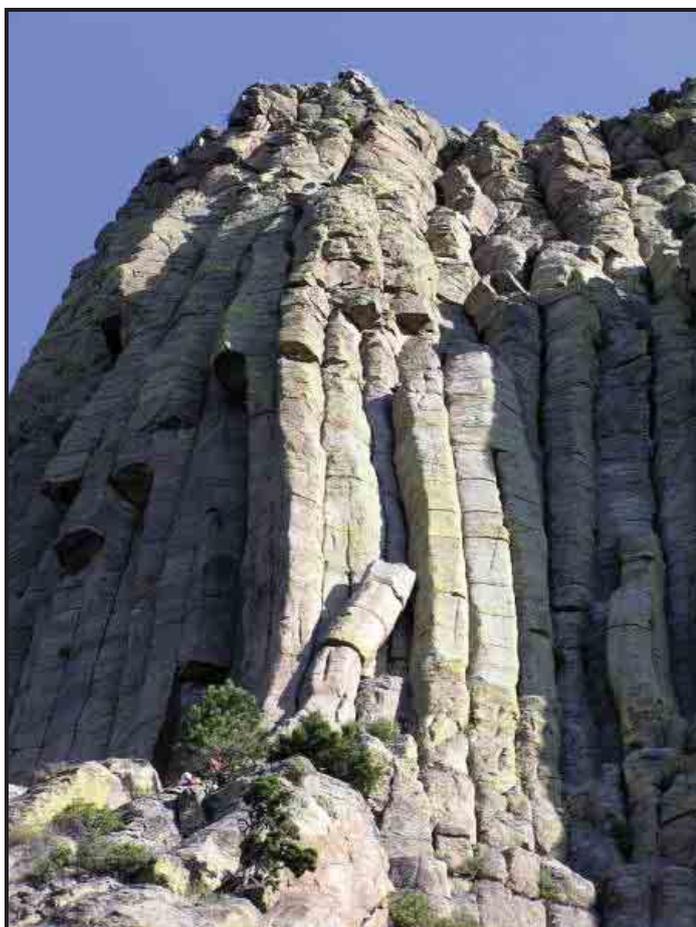


Figura 2.6 – Queda de blocos em Devil's Tower, U.S.A. (Fonte: *U. S. Geological Survey*).

- Corridas – são movimentos rápidos (velocidade de deslocamento variando entre 1,5m/dia a 0,3m/min) nos quais os materiais se comportam como fluidos altamente viscosos (FERNANDES & AMARAL, 1996). Trata-se de formas rápidas de escoamento, de caráter essencialmente hidrodinâmico, ocasionadas pela perda de atrito interno, em virtude da destruição da estrutura do solo/rocha, em presença do excesso de água (GUIDICINI & NIEBLE, 1983).

Segundo AUGUSTO FILHO (1992), este tipo de movimento apresenta muitas superfícies de deslocamento (internas e externas), onde solo, rocha, detritos e água podem ser mobilizados, envolvendo grande volume de material.

Este movimento ocorre ao longo de ravinas ou vales estreitos que atuam como linhas de drenagem ao longo da escarpas, até alcançar uma região de menor declividade, onde a massa mobilizada se deposita, interrompendo a movimentação (WOLLE, 1998).

As corridas, também conhecidas por avalanches, ocorrem principalmente em períodos chuvosos (durante ou após chuvas intensas), e normalmente têm seu início a partir de um escorregamento (BARATA, 1969), em consequência da aceleração deste movimento devido aos mais variados fatores. Dentre estes fatores podemos destacar a concentração excessiva dos fluxos d'água superficiais em algum ponto da encosta, de forma a reduzir a resistência do material constituinte.



Figura 2.7 – Corrida de detritos ocorrido em Alberta Creek, Canadá, em fevereiro de 1983 (Fonte: <http://www.em.gov.bc.ca>).

II.4 – METODOLOGIAS PARA PREVISÃO DOS MOVIMENTOS DE MASSA

O estudo de movimentos coletivos de solos e de rochas pode ser levado a termo com finalidades corretiva, de previsão ou de aumento do nível de conhecimento (GUIDICINI & NIEBLE, 1984).

A questão da previsão da ocorrência dos deslizamentos vem assumindo importância crescente na literatura geomorfológica e geotécnica, podendo-se atribuir diferentes concepções para o problema e diversas formas de investigação em sua metodologia de previsão (FERNANDES *et al.*, 2001).

Para os geólogos, os escorregamentos ocorrem devido ao processo natural que atua na superfície da terra como parte do ciclo geológico natural da terra. Desta forma, tais profissionais estudam primeiramente os mecanismos de escorregamento buscando relacioná-los a fatores geológicos e hidrológicos, levando também em consideração as variações geométricas do relevo resultantes.

Segundo TERZAGHI (1960), o engenheiro geotécnico tem, na maioria dos casos, uma melhor compreensão à respeito dos processos físicos que conduzem à instabilidade das encostas. Entretanto, este geralmente apresenta conceitos inadequados quanto à estrutura geológica das encostas, e, muitas vezes, nem se quer suspeita que a estabilidade de um talude pode depender das condições hidrológicas de uma região que pode estar a quilômetros de distância deste.

Os engenheiros procuram avaliar o grau de estabilidade da encosta a partir da determinação do valor máximo em relação ao ângulo do talude onde este se encontre estável e estudando a estabilidade do talude segundo o fator de segurança a este relacionado (BROMS, 1975).

Para SHARPE (1938), tanto engenheiros quanto geólogos estão incumbidos da tarefa de tornar segura a vida humana em relação aos movimentos de massa destrutivos, buscando também a reparação dos estragos ocasionados por estes. Desta forma, engenheiros e geólogos devem trabalhar em conjunto na previsão e mitigação destes movimentos.

De maneira geral, a previsão de um escorregamento é de difícil realização, a menos que se tenham evidências definitivas de movimentações relativas no relevo (fissuras, por exemplo).

De acordo com VARGAS (1989), os escorregamentos que ocorrem nos mantos de alteração dos altos morros que compõem a Serra do Mar, a exemplo do incidente ocorrido no Monte Serrat em 1928, não são de fácil previsão, uma vez que tal fenômeno, em geral, não apresenta indícios de movimentações anteriormente à ruptura.

Assim sendo, a caracterização geológico-geotécnica constitui-se numa etapa fundamental para um estudo sobre as condições de estabilidade de uma encosta e seu tratamento.

A documentação e investigação de deslizamentos são etapas fundamentais para a definição do modelo fenomenológico destes acidentes. Busca-se, dessa forma, gerar dados de análise visando a previsão de deslizamentos no futuro, bem como servir de base para a modelagem física dos processos, facilitando o avanço do conhecimento sobre os mecanismos dos movimentos (FERNANDES & AMARAL, 1996). Dentre as diversas metodologias de investigação destacam-se:

- coleta de dados geológicos e geomorfológicos através de imagens de satélites e radares;
- coleta de dados topográficos e geomorfológicos através da interpretação de fotografias aéreas;
- processamento e tratamento de dados utilizando-se sistemas de informação geográfica (SIG);
- mapeamento e análise das feições da encosta através de fotografias de helicóptero;
- investigações de campo através de métodos diretos e/ou indiretos;
- instrumentação e ensaios, entre outras.

Constantemente são publicados trabalhos e pesquisas relacionadas a tais sistemáticas de investigação do relevo. No Brasil, diversos estudos foram realizados na Serra do Mar, por se tratar de uma região que apresenta constantes incidentes relacionados à rupturas em taludes, ocasionando transtornos sócio-econômicos.

VARGAS (1966), a partir da análise de diversos escorregamentos nas cidades de Cubatão e Santos, entre 1956 e 1965, caracteriza os diversos mecanismos instabilizadores nessa região e propõe medidas que garantam a estabilidade dos taludes. Para tal, buscou-se avaliar a geometria dos taludes, as medidas de precipitação e os resultados de ensaios de caracterização e de cisalhamento direto nos locais que apresentaram instabilidade.

WOLLE (1989) buscou caracterizar os deslizamentos translacionais ocorridos também na Serra do Mar, próximos às cidades de Cubatão e Santos em Janeiro de 1985, através de análises de estabilidade e seus resultados, tendo por base parâmetros determinados em laboratório através de ensaios de caracterização, ensaios triaxiais com sucção controlada e dados de pressão de sucção medidas "in situ". Com isso verificou-se que este tipo específico de escorregamento está intimamente relacionado com a pluviosidade da região, que ocasiona uma brusca redução da resistência do solo com o aumento da saturação.

Objetivando uma correlação entre pluviosidade e escorregamentos para regiões que apresentam clima tropical úmido, GUIDICINI & IWASA (1976) realizaram uma intensa análise do registro pluviométrico de nove regiões do território brasileiro (compreendendo os estados de São Paulo, Rio de Janeiro, Minas Gerais, Santa Catarina e Ceará) que foram palco de fenômenos catastróficos, por ocasião de episódios de chuva intensa, entre os anos de 1928 a 1976. Como resultado, foi constatado que:

- a simples análise dos episódios de chuva intensa evidencia a ocorrência sistemática de escorregamentos somente para índices de pluviosidade superiores a 250-300mm;

- episódios de chuva intensa superiores a 12% da pluviosidade média anual tendem a provocar escorregamentos. Acima dos 20% da pluviosidade média anual, as consequências dos escorregamentos passam a ser catastróficas;

- verificou-se também que a ação de ocupação territorial modifica bruscamente o equilíbrio natural do talude, sendo esta também um fator instabilizante das encostas. O desencadeamento de escorregamentos pode estar vinculado, em muitos casos, tão somente a uma redução das características de resistência decorrente de um aumento crítico no teor de umidade.

Em estudo realizado por TATIZANA *et al.* (1987), a metodologia empregada consistia na análise de eventos de alta pluviosidade e suas respectivas manifestações nas encostas da Serra do Mar, próximo à cidade de Cubatão. Neste, a partir da retroanálise de diversos eventos ocorridos, pretendia-se definir :

- o número de dias anteriores ao evento, que apresentara influência efetiva nos escorregamentos ;
- uma relação numérica entre o valor de chuva acumulado e a intensidade pluviométrica horária para os casos de escorregamento.

Conforme exposto pelos autores, a partir dessa análise “foi possível observar, a nível qualitativo, que os eventos de escorregamentos estavam ligados a intensidades fortes de chuvas associados a uma alta quantidade de chuva acumulada em 4 dias”.

Partindo-se dessa premissa, foi elaborado um gráfico de chuva acumulada em 4 dias (mm) *versus* intensidade (mm), de onde se obteve a seguinte função:

$$I(Ac) = 2603 \times Ac^{-0,933} .$$

Através da análise desta função, concluiu-se que, para os eventos relacionados no estudo, o aumento de saturação do solo provoca uma diminuição no valor de intensidade horária de chuva necessário ao desencadeamento de escorregamentos, segundo uma função geométrica.

ELBACHÁ *et al.* (1992) realizou a análise dos registros pluviométricos da cidade de Salvador, para períodos que apresentaram registros de escorregamentos expressivos. Este trabalho compilou conhecimentos adquiridos a partir de estudos publicados por GUIDICINI & IWASA (1976) e TATIZANA *et al.* (1987), de forma a se verificar que :

- para a região em questão, os escorregamentos acontecem numa faixa de precipitação que varia de 0 a 150mm, não sendo possível definir um patamar limite de precipitação ;
- o desencadeamento de escorregamentos está diretamente associado ao histórico anterior da região, já que tais episódios ocorrem quando o ciclo de chuva mostra altos valores acumulados ;
- o valor de chuva acumulada em 4 dias apresenta influência direta nos escorregamentos, observando-se que para valores superiores a 120mm existe a predominância de eventos associados a escorregamentos ;
- os escorregamentos estão associados a precipitação através da envoltória definida por

$$I = 1873,06 \times Ac^{-1,258} .$$

A partir de estudos sobre as correlações entre chuvas e acidentes geotécnicos nas encostas da cidade do Rio de Janeiro, foi desenvolvido pela Fundação GEO-RIO o Sistema Alerta Rio (**Figuras 2.8 e 2.9**), implantado em 1996 com o objetivo de identificar as áreas mais susceptíveis a movimentos de massa durante eventos de chuva (D'ORSI *et al*, 1997 e FEIJÓ *et al.*, 2001). Tal sistema de alarme é baseado em correlações de intensidade de chuva versus deslizamentos, sendo as informações necessárias obtidas a partir da previsão do tempo em curto prazo, de dados fornecidos por pluviômetros automáticos instalados em diversos pontos da cidade e das notificações de acidentes relatados pela defesa civil.



Figura 2.8 – Sala de Controle do Sistema Alerta Rio (GEO-RIO, 2000).



Figura 2.9 – Rede de pluviômetros do Sistema Alerta Rio (GEO-RIO, 2000)

Dentre as diversas metodologias de previsão utilizadas, cabe destacar as que visam a definição de áreas críticas a deslizamentos que apresentam maior susceptibilidade à ocorrência do processo e os estudos que buscam caracterizar o risco envolvido, englobando tanto a possibilidade de ocorrência do processo quanto os danos decorrentes (FERNANDES *et al.*, 2001).

O risco geológico associado a instabilização de massas terrosas e rochosas em áreas urbanas é uma questão crescente com a qual convive a sociedade e o Poder Público dos grandes centros urbanos (ANJOS & FERREIRA NETO, 1997).

Segundo AMARAL (1992) as cartas de risco de ocorrência e/ou acidentes por escorregamentos são instrumentos fundamentais no programa de redução das catástrofes naturais ou induzidas em uma cidade que apresente grande contingente populacional, a exemplo do Rio de Janeiro. De maneira geral, a avaliação de risco geológico (movimentos de massa) se inicia a partir da identificação e caracterização fenomenológica do tipo de processo geológico a ser avaliado (OLIVEIRA, 2004 apud OGURA, 1995).

Conforme apresentado por BANDEIRA *et al.* (2005), a determinação do grau de risco pode ser feita através de duas formas distintas de análise: qualitativa e quantitativa.

- Análise qualitativa: é realizada a partir da comparação entre situações de risco previamente identificadas, frente às conseqüências que poderá trazer. Devido à maneira simples, que envolve informações sobre o perigo, o elemento de risco e sua vulnerabilidade, esta metodologia é amplamente utilizada pelos técnicos de defesa civil (BANDEIRA *et al.*, 2005). Em geral, o grau de risco é representado por níveis literais, através de termos lingüísticos (baixo, médio, alto e muito alto).

Como exemplo de metodologias qualitativas tem-se a de SOBREIRA (1989), AMARAL & D'ORSI (1993), CERRI (1993), AUGUSTO FILHO (1994), AMARAL (1996), MENDONÇA *et al.* (1996), BANDEIRA *et al.* (2005) entre outros.

- Análise quantitativa: define a probabilidade de ocorrência de um acidente em determinado intervalo de tempo, tendo por base dados de campo e/ou laboratório, bem como retroanálise (BANDEIRA *et al.*, 2005).

A análise quantitativa de risco envolve uma fase de identificação (conhecimento do tipo de escorregamento, geometria, geologia e mecanismo de ruptura) e uma fase de avaliação de risco, englobando a determinação de

muitas variáveis dentre as quais destacam-se: a probabilidade de início do movimento, o volume de material mobilizado, a velocidade de deslocamento, o alcance da massa escorregada, a força de impacto, o número de propriedades e pessoas sob risco, o tempo de exposição ao risco à vulnerabilidade das pessoas e das propriedades entre outras (AMARAL & SILVA, 2004).

O cálculo associado a este tipo de metodologia possibilita a determinação da probabilidade de ocorrência do processo e a distribuição probabilística das conseqüências. Devido à subjetividade em relação ao critério de quantificação do risco associado, que depende diretamente da análise e avaliação dos dados obtidos, recomenda-se que o profissional incumbido desta tarefa seja experiente e convenientemente qualificado.

Como exemplo de metodologias quantitativas tem-se a de ANJOS & FERREIRA NETO (1997), AMARAL & SILVA (2001), MAHLER & OLIVEIRA (2001), OLIVEIRA (2004) entre outros.

Tanto as metodologias que correlacionam pluviosidade e escorregamentos, quanto as análises de risco apresentadas baseiam-se em dados inferidos, não sendo desta forma calculados, onde geralmente se utiliza correlações estatísticas. Desta forma, como produto final destas metodologias tem-se correlações que apresentam validade apenas regional, uma vez que o fenômeno físico em si não é considerado.

Em se tratando de metodologias para a análise de estabilidade de taludes em solo ou rocha, estas podem ser divididas em métodos que se baseiam em considerações de um estado de equilíbrio limite, estudos em modelos físicos e modelos matemáticos, conforme descritos abaixo:

- **Método do equilíbrio-limite** - devido à simplicidade da análise, que dispensa a necessidade de um completo conhecimento das características do talude, é a metodologia mais utilizada. Esta admite que as forças que tendem a induzir a ruptura (ou movimento) são equilibradas pelas forças resistentes, em uma análise analítica e gráfica. Esta metodologia é amplamente utilizada pelos geotécnicos, onde a análise de estabilidade é feita de forma localizada e limitada a uma encosta isolada.

A **Tabela 2.3** apresenta os principais tipos de análise realizada por geotécnicos que utilizam o método do equilíbrio limite.

Tabela 2.3 – Tipos de análise que utilizam o método do equilíbrio limite (GEO-RIO, 2000).

Método	Superfície	Considerações	Imagem	Limitações	Fator de Segurança	Aplicação
Taylor (1948)	circular	Método do círculo de atrito. Análise em termos de tensões totais. Taludes homogêneos.	Método simples, com cálculos manuais.	Aplicado somente para algumas condições geométricas indicadas nos gráficos.	Determinação do valor da altura crítica H_c . $H_c = N_c \frac{c}{\gamma}$ $FS = \frac{11}{11}$	Estudos preliminares. Pouco usado na prática.
Talude infinito	plana	Estabilidade global representada pela estabilidade de um fatia vertical.	Método simples, com cálculos manuais.	Aplicado somente para taludes com altura infinita em relação à profundidade da superfície de ruptura.	$FS = \frac{c'}{\gamma \cdot z} + B \cdot \left(\frac{\tan \phi' + c'}{\tan \phi} \right) A$ $B = \frac{1}{1 + \frac{z}{H}}$ $A = \left(1 + \frac{z}{H} \right) \cdot \frac{1}{1 + \frac{z}{H}}$ $\phi = \frac{c}{\gamma \cdot z}$	Escorregamentos longos, com pouca espessura da massa instável, por exemplo, uma camada fina de solo sobre o embasamento rochoso.
Método das curvas	superfície poligonal	Equilíbrio isolado de cada curva, compatibilizando-se as forças de contato entre curvas.	Resolução analítica ou gráfica, com cálculos manuais.	Considera curvas rígidas. O resultado é sensível ao ângulo (θ) de inclinação das forças de contato entre as curvas.	Determinação gráfica dos erros em polígonos de força para fatores F arbitrários. Cálculo de FS por interpolação para erro nulo.	Materiais estratificados, com falhas ou juntas.
Bishop simplificado (1955)	circular	Considera o equilíbrio de forças e momentos entre as fatias. Resultante das forças verticais entre fatias é nula.	Método simples, sem cálculos manuais ou em computador. Resultados conservativos.	Método iterativo. Aplicação imprecisa para solos estratificados.	$F = \frac{1}{\sum W \cos \alpha} \left[\sum \left[\frac{c' + (W - ub) \tan \phi'}{m_b} \right] \right]$ $m_b = \cos \alpha \cdot \left[1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi'}{F} \right]$	Método muito usado na prática. O método simplificado é recomendado para projetos simples.
Bishop e Morgenstern (1960)	circular	Aplica o método simplificado de Bishop.	Facilidade de uso.	Limitado a solos homogêneos e taludes superiores a 27°.	Retirado diretamente de Bishop.	Para estudos preliminares em projetos simples de taludes homogêneos.
Jambu (1972)	não circular	Satisfaz o equilíbrio de forças e momentos em cada fatia, porém despreza as forças verticais entre as fatias.	Superfícies de ruptura realísticas. Implementações simples em computadores.	Aplicado para solos homogêneos. Pode subestimar o fator de segurança. O método generalizado não tem esta limitação.	Pode ser calculado manualmente, sem o auxílio de ábacos, ou por programas de computadores.	Grande utilização prática. Deveria ser considerada as limitações das rotinas de cálculo.
Morgenstern e Price (1965)	não circular	Satisfaz todas as condições de equilíbrio estático. Resolve o equilíbrio geral do sistema. É um método iterativo.	Considerações mais precisas que no método de Jambu.	Não é um método simples. Exige cálculos em computador.	Calculado por iterações, com o uso de computadores.	Para estudos em análises detalhadas (numéricas).
Sarma (1973, 1979)	não circular	Método rigoroso, atende as condições de equilíbrio. Considera forças sistêmicas (tensões totais).	Redução no tempo de cálculo, sem perda de precisão.	Método exige cálculos em computador. O método de Sarma (1973) pode ser resolvido manualmente.	Calculado por iterações, com o uso de computadores.	É aplicado como uma alternativa ao método de Morgenstern e Price.

- **Modelos físicos** - fornecem informações sobre o padrão de comportamento e informações quantitativas quanto à estabilidade de taludes. Consistem em modelos geométricos, onde são consideradas todas as combinações possíveis para análise fenomenológica e de projeto.

- **Modelos matemáticos** - aplicáveis a problemas de sistemas descontínuos e tridimensionais, consiste em uma análise de deslocamentos feita a partir da utilização de elementos finitos. Esta metodologia, que apresenta a característica de permitir que todos os requisitos necessários para a completa análise de estabilidade sejam satisfeitos, vem sendo muito utilizada por pesquisadores em estudos. Entretanto, devido à complexidade dos dados de entrada necessários, tal metodologia ainda não vem sendo muito empregada em projetos.

A metodologia de previsão de susceptibilidade a movimentos de massa utilizada pela maioria dos métodos analíticos têm como base a combinação de modelos hidrológicos, que fazem a previsão do fluxo subterrâneo e o superficial, com modelos

de estabilidade para talude infinito. Dentre os diversos modelos existentes podem ser citados os modelos:

- Shalstab (*shallow stability model*) – programa computacional que realiza a combinação de um modelo hidrológico com o modelo de estabilidade do talude infinito. Esta metodologia realiza uma análise hidrológico admitindo-se o fluxo em regime permanente (*steady-state*) e permite que o usuário incorpore a variação espacial das propriedades dos solos (coesão, ângulo de atrito, espessura, massa específica, entre outras) e da precipitação, desde que conhecidas (RABACO, 2005).

- TRIGS (*transient rainfall infiltration grid based on regional slope stability analysis*) – é um programa escrito em FORTRAN, baseado nas diversas equações de infiltração de IVERSON (2000). Este modelo serve como ferramenta para o cálculo da poro-pressão e a determinação da condição de estabilidade ao longo da encosta, para solos rasos submetidos a extremas variações de precipitação em função do tempo, durante eventos complexos de pluviosidade, levando à progressiva saturação do solo e aparecimento de fluxo subsuperficial isotrópico. O TRIGS incorpora parâmetros geotécnicos e hidrológicos, incluindo processos de infiltração e de escoamento, permitindo que o excesso de água que não seja absorvido pelas células, escoando para outras células (RABACO, 2005).

III – O MODELO SHALSTAB

III.1 – INTRODUÇÃO

O modelo SHALSTAB (Shallow Stability) é um modelo matemático determinístico utilizado para determinar regiões em uma encosta que, provavelmente, possam sofrer escorregamentos rasos. Este modelo, desenvolvido em 1994 por William E. Dietrich, da Universidade de Berkeley (Califórnia – E.U.A.), e David R. Montgomery, da Universidade de Washington (Washington – E.U.A.), prevê que zonas íngremes, próximas aos divisores em uma encosta, são instáveis. O modelo apresenta limitações no que tange à predição de áreas com afloramentos rochosos, falésias, precipícios, áreas de lençol freático profundo e regiões que apresentem camadas espessas de solo.

A metodologia de predição de escorregamentos rasos utilizando-se o SHALSTAB se baseia no uso do modelo digital de elevação (MDE) acoplado à combinação de um modelo hidrológico com um modelo de estabilidade de encostas.

O SHALSTAB vem sendo utilizado com sucesso em diversos estudos realizados na região oeste dos E.U.A., que apresenta clima temperado (DIETRICH & MONTGOMERY, 1994 e DIETRICH & MONTGOMERY, 1998). Estudos semelhantes têm sido realizados no Brasil, país que apresenta clima tropical, cujos resultados mostram que este modelo possui um grande potencial de uso na previsão de áreas instáveis em regiões onde as propriedades do solo ainda são pouco conhecidas (FERNANDES *et al.*, 2001).

Inicialmente este modelo foi desenvolvido para rodar em ambiente *ARC/INFO* (ESRI, 1993), segundo a linguagem *AML (Arcinfo Macro Language)*. Recentemente, com o surgimento do software *ArcView*, desenvolveu-se uma rotina do programa para rodar neste ambiente, sendo então escrito segundo a linguagem *Avenue* (DIETRICH *et al.*, 2000 *apud* RAMOS *et al.*, 2003)

III.2 – MODELO DIGITAL DE ELEVAÇÃO

O Modelo Digital de Elevação (MDE) é a base utilizada na análise realizada pelo SHALSTAB, onde, a partir deste, torna-se possível modelar a superfície para a obtenção de informações relativas à declividade total e convergência topográfica, bem como parâmetros geográficos e geomorfológicos.

O MDE é uma ferramenta que tem por finalidade transformar dados plani-altimétricos em uma superfície ou modelo tridimensional, sendo necessária para a análise e visualização do terreno. Trata-se de uma representação matemática da distribuição espacial da topografia vinculada à superfície real.

Segundo MADUREIRA CRUZ & PINA (1999), os modelos digitais são utilizados para se obter informações relevantes da superfície, sem a necessidade de se trabalhar diretamente nela. Estas informações podem ser de caráter qualitativo (visualização da superfície) ou quantitativo, englobando cálculos de áreas, volumes, curvas de isovalores e outros.

O modelo matemático representativo pode ser desde uma simples equação empírica, como uma equação linear (modelo funcional), até uma complexa equação diferencial derivada de fundamentos físicos (modelo com base física), o que dependerá do grau de refinamento dos dados de entrada e da sofisticação do processo a ser descrito pelo modelo.

Modelos derivados de dados topográficos podem fornecer informações diversas, dentre as quais destacam-se:

- definição dos limites de captação de água em determinada região;
- determinação de áreas de drenagem;
- determinação das características do talude (extensão, declividade, formato, etc.);
- característica do fluxo de água, entre outras.

De acordo com ROCHA (2002), o processo de geração do MDE consta de três etapas:

- aquisição de dados;
- edição de dados;
- geração do modelo digital de elevação.

A **Tabela 3.1** apresenta, resumidamente, os principais parâmetros topográficos e geomorfológicos obtidos em uma análise utilizando-se o MDE.

Parâmetro	Definição	Significado
Altitude	Elevação	Clima, vegetação, energia potencial.
Altura à montante do talude	Altura significativa na área à montante do talude	Energia potencial.
Aspecto	Azimute do talude	Insolação, evapotranspiração, distribuição da flora e da fauna.
Talude	Gradiente	Velocidade dos fluxos superficial e subsuperficial, taxa de escoamento, precipitação, vegetação, geomorfologia, presença de água no solo, capacidade em se classificar o terreno.
Montante do talude	Talude significativo na área à montante do talude	Velocidade de escoamento.
Dispersão do talude	Talude significativo na área de dispersão	Taxa de drenagem do solo.
Captação de água do talude	Talude médio acima da região de captação de água	Tempo de concentração.
Área à montante do talude	Área de contribuição sobre uma pequena extensão da região de contorno	Volume de escoamento, taxa de escoamento permanente.
Área de dispersão	Área ao longo do talude sobre uma pequena extensão da região de contorno	Taxa de drenagem do solo.
Área de contribuição	Área de drenagem que capta a água que é conduzida ao local de escoamento à jusante	Volume de escoamento.
Área de contribuição específica	Área à montante do talude por unidade de espessura da região de contorno	Volume de escoamento, taxa de escoamento permanente, características do solo, presença de água no solo, geomorfologia.
Extensão da trajetória do fluxo	Distância máxima do fluxo de água em relação ao local de captação	Taxa de erosão, deslocamento de sedimentos, tempo de concentração.
Extensão a montante	Extensão significativa da trajetória do fluxo de água em relação ao local de captação	Aceleração do fluxo, taxa de erosão.
Extensão da dispersão	Distância de um ponto na região de captação de água ao local de escoamento à jusante	Impedimento da drenagem no solo.
Extensão da captação de água	Distância do ponto mais elevado na área de contribuição ao local de escoamento à jusante	Atenuação do fluxo superficial.
Curvatura do perfil	Perfil de curvatura do talude	Aceleração do fluxo, taxa de erosão/deposição, geomorfologia.
Plano de curvatura	Curvatura da região de contorno	Convergência/divergência do fluxo, presença de água no solo, características do solo.

Tabela 3.1 – Resumo dos principais parâmetros obtidos a partir da utilização do MDE (SPEIGHT, 1974 e SPEIGHT, 1980 *apud* MOORE *et al.*, 1993)

III.2.1 – AQUISIÇÃO DE DADOS PARA O MDE

A obtenção dos dados necessários à elaboração do MDE pode ser feita a partir de três processos: digitalização, restituição fotogramétrica ou sensoriamento remoto.

- **DIGITALIZAÇÃO:** é o processo de transferência das informações gráficas em papel (mapas ou fotos já existentes) para a forma digital. Este processo pode ser feito de forma manual, utilizando-se para tal uma mesa digitalizadora (**Figura 3.1**).



Figura 3.1 – Mesa digitalizadora (Fonte: <http://www.cleber.com.br>).

De acordo com ROCHA (2002) a digitalização de mapas existentes pode ser feita através dos modos ponto-a-ponto ou contínuo. No modo ponto-a-ponto, as coordenadas são lidas pela mesa e enviadas para o computador pressionando-se um botão cursor. Já no modo contínuo, as coordenadas são lidas continuamente, à medida que uma feição é percorrida pelo cursor e enviada seqüencialmente para o computador. Comparando-se os modos, temos que o modo contínuo é ideal para a digitalização de curvas de nível, não sendo, entretanto, indicado para feições poligonais.

▪ **RESTITUIÇÃO FOTOGRAMÉTRICA:** baseia-se no processo de criação de cartas a partir de fotografias aéreas, utilizando-se instrumentos denominados restituidores (ROCHA, 2002). Tais instrumentos produzem, a partir de um par de fotografias adjacentes e recobertas, as mesmas características geométricas do momento de tomada da imagem, recriando o modelo tridimensional do terreno. São divididos em restituidores analógicos, analíticos e digitais.

Restituidores Analógicos

São instrumentos estereoscópicos¹ (**Figura 3.2**) projetados para proporcionar soluções analógicas das posições de pontos objetos e as suas imagens correspondentes no par de fotos recobertas (ROCHA, 2002).



Figura 3.2 – Restituidor analógico (Fonte: *Universitat Politècnica de València*).

De acordo com ROCHA (2002), citando SEGANTINE (1998), o conceito básico para se entender o funcionamento de um restituidor analógico está ilustrado na **Figura 3.3**, que apresenta dois projetores especiais com seus eixos óticos na perpendicular. Um par de fotografias aéreas (em geral transparências) é cuidadosamente montado no aparelho, sendo estas colocadas nos projetores. As fotografias são iluminadas e, quando os raios correspondentes à imagem da esquerda se interceptam com os raios da imagem direita, tem-se o estereomodelo.

¹ *Estereoscópios* são instrumentos óticos que permitem examinar as fotografias aéreas em três dimensões. (ROCHA, 2002).

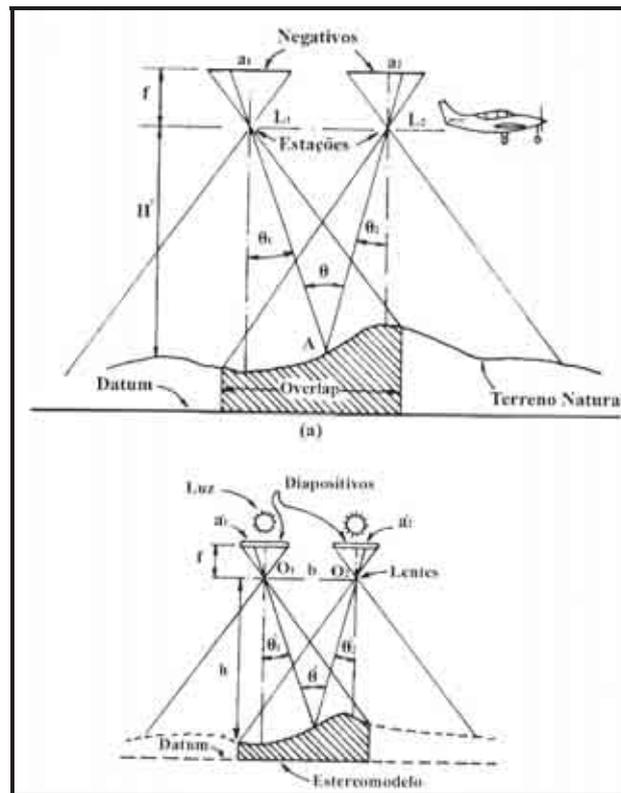


Figura 3.3 – Conceito básico de restituidores (WOLF, 1983 *apud* ROCHA, 2002).

Restituidores Analíticos

Restituidores que substituíram os modelos analógicos (**Figura 3.4**) com o desenvolvimento de soluções matemáticas (*softwares*) equivalentes ao papel anteriormente realizado pelos modelos ópticos ou mecânicos, desempenhando o papel de mover a marca flutuante sobre a imagem (ROCHA, 2002).



Figura 3.4 – Restituídor analítico (Fonte: *Universitat Politècnica de València*).

Restituídores Digitais

São estações compostas por: um microcomputador com um bom poder de cálculo, um monitor de alta resolução, e de um dispositivo que desloca o cursor sobre a imagem e os menus do *software*, tarefa em geral executada pelo *mouse*. Nestas, as cópias fotográficas em papel são substituídas por imagens digitais, obtidas a partir de negativos ou diapositivos², através de scanner.



Figura 3.5 – Restituídor digital (Fonte: *Department of Mapping Sciences Agricultural University of Norway*).

² Diapositivo - reprodução fotográfica em uma chapa transparente apropriada para projeção. (Dicionário Aurélio, 2ª edição).

▪ **SENSORIAMENTO REMOTO:** pode ser definido como a aplicação de dispositivos que, colocados em aeronaves ou satélites, nos permitem obter informações sobre objetos ou fenômenos na superfície da Terra, sem contato físico com eles (ROCHA, 2002). Trata-se, portanto, da aquisição de informação sobre um objeto a partir de medidas feitas por um sensor que não se encontra em contato físico direto com ele. As informações sobre o objeto, neste caso, são derivadas da detecção e mensuração das modificações que ele impõe sobre os campos de força que o cercam (NOVO,1999 *apud* ROCHA,2002).

A **Figura 3.6** ilustra um Sistema de Sensoriamento Remoto.

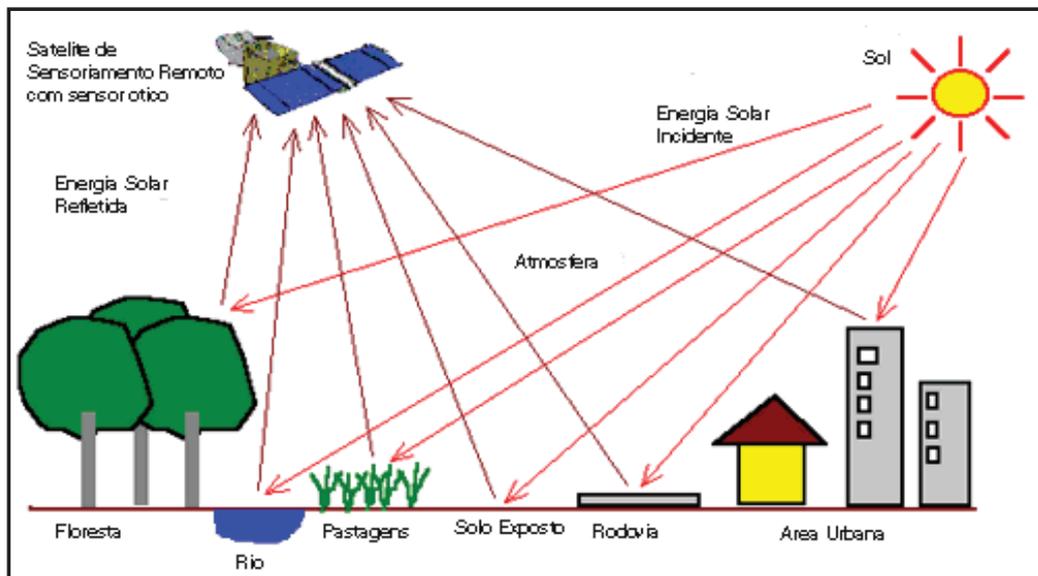


Figura 3.6 – Sistema de Sensoriamento Remoto (LNCC,2003).

III.2.2 – EDIÇÃO DE DADOS DO MDE

Objetivando-se gerar modelos precisos e confiáveis, torna-se necessária a preparação e tratamento dos dados topográficos coletados.

A fase de preparação dos arquivos dependerá do formato de entrada do *software* a ser utilizado. Dados digitalizados e fotogramétricos, em geral, já estão sob a forma analítica, o que possibilita a conversão de dados de contorno (curvas de nível) ou de grelhas de pontos, em pontos do MDE.

Já a fase de tratamento dos dados implica na eliminação de todos os pontos levantados errados ou acrescentar pontos onde houver falhas, de forma a se obter uma geração correta do MDE.

III.2.3 – GERAÇÃO DO MODELO DIGITAL DE ELEVAÇÃO

De forma a se possibilitar a criação do modelo digital de elevação, foram desenvolvidos os mais diversos programas de interpolação, os quais têm sido otimizados para aplicação específica ou para serem usados em computadores específicos.

A escolha dentre os diferentes métodos de criação do MDE dependerá da intenção de uso dos dados obtidos e como estes se relacionam com a estrutura do modelo. A **Figura 3.7** ilustra os três principais métodos de geração, sendo estes descritos a seguir:

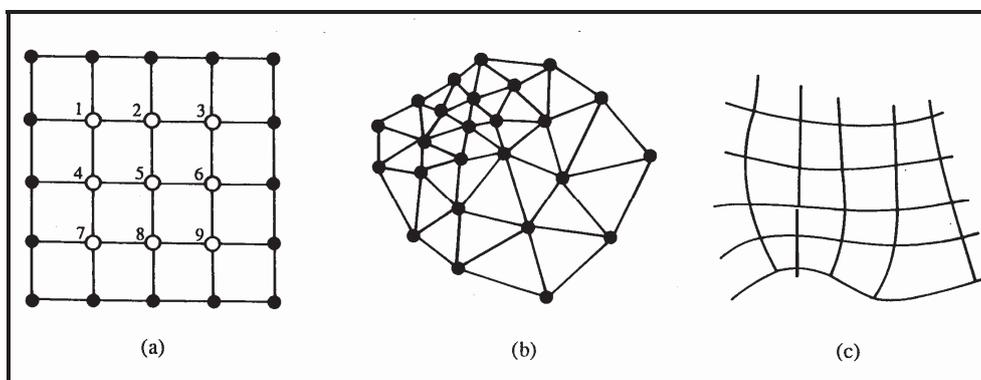


Figura 3.7 – Métodos de geração do MDE (MOORE *et al.*, 1993).

❖ Método baseado em grades (*grid - based methods*) – utiliza malhas formadas por uma grade angular regular (**Figura 3.7 (a)**). As grades regulares são representações matriciais onde cada elemento da matriz se encontra associado a um valor numérico (ROCHA, 2002). Em sua geração são usados interpoladores matemáticos, a partir de um conjunto de pontos originais, para estimar os valores para as células que não possuem elevação, considerando-se os pontos vizinhos (**Figura 3.8**).

A escolha deste método está diretamente relacionada ao tamanho da área a ser examinada. Os dados podem ser armazenados de diversas formas, sendo o mais eficiente o armazenamento segundo a coordenada z correspondente a uma seqüência de pontos ao longo de um perfil, onde o ponto de partida e o espaçamento da grade também são especificados (MOORE *et al.*, 1993).

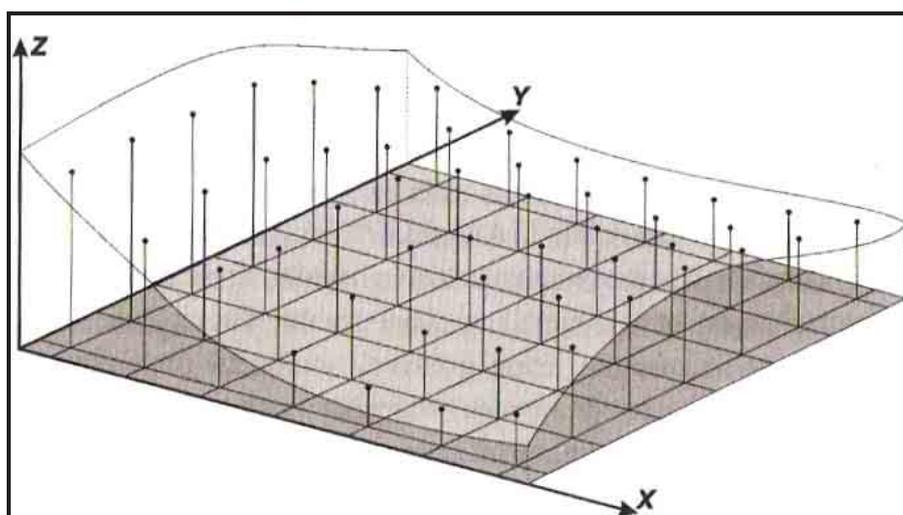


Figura 3.8 – Superfície e grade regular correspondente (NAMIKAWA, 1995 *apud* ROCHA, 2002).

❖ Rede irregular de triangulação (*triangulated irregular networks – TINs*) – são estruturas do tipo vetorial, compostas de arcos (arestas) e nós (vértices), que representam a superfície através de um conjunto de faces triangulares interligadas (MADUREIRA CRUZ & PINA, 1999).

Para cada um dos vértices dos triângulos são armazenadas as coordenadas de localização (x,y) e o atributo z, representando um valor temático qualquer. Quanto mais eqüiláteras forem as faces triangulares, maior a exatidão com que se descreve a superfície. O valor numérico

(atributo z) para qualquer ponto da superfície é então estimado, com o uso de interpoladores, a partir das faces triangulares (**Figura 3.9**).

Devido á sua complexidade, este tipo de representação normalmente é utilizado para modelar pontos específicos na superfície, como picos, cumes e interrupções no talude, gerando uma rede irregular de pontos armazenados em um conjunto segundo as coordenadas x , y e z junto às coordenadas indicadoras dos seus vizinhos na rede, conforme apresentado na **Figura 3.7 (b)** (MOORE *et al.*, 1993 apud PEUCKER *et al.*, 1978 e MARK, 1975).

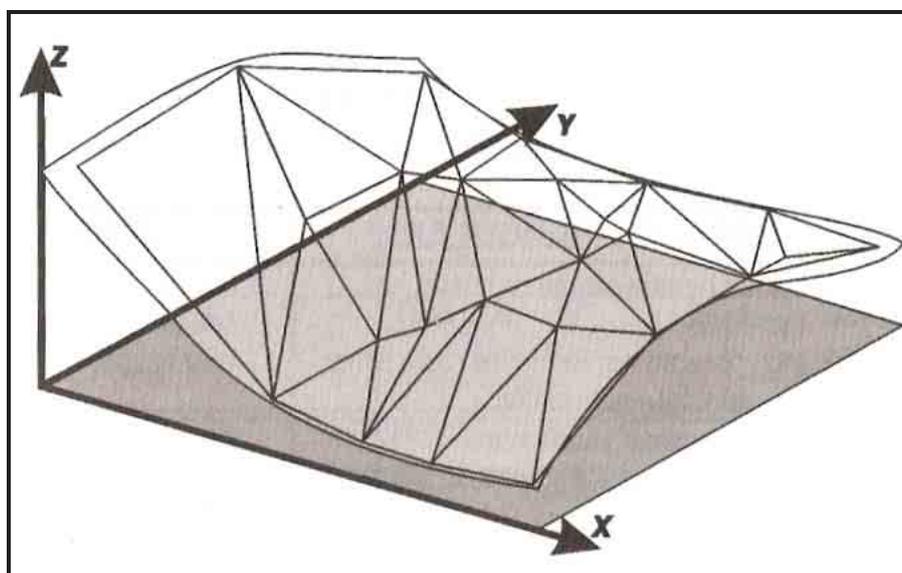


Figura 3.9 – Superfície e malha triangular correspondente (NAMIKAWA, 1995 apud ROCHA, 2002).

❖ Vetores ou métodos baseados em curvas de nível – método baseado na digitalização de curvas de nível e posterior armazenamento dos dados segundo diagramas de linhas digitais (*digital line graphs* – DLGs) na forma de pares coordenados x,y ao longo da curva de nível de determinada elevação (**Figura 3.7 (c)**).

Têm como fundamento a aproximação da superfície do terreno por uma função contínua $z(x,y)$, que se adapte da melhor forma possível aos pontos fornecidos.

As curvas de nível correspondem, nessa concepção, às linhas de interseção de planos horizontais (z constante) com a equação da superfície. No entanto, a determinação e o desenho dessas linhas costuma

ser algo complicado, já que normalmente não se consegue obter uma representação explícita de tais curvas, em função de uma só variável.

Apesar de apresentar algumas desvantagens, como o fato de não conseguir definir de forma fácil variações abruptas na elevação ou representar de forma realista o fluxo de água, a metodologia com o uso de grades é amplamente aplicada, devido à facilidade de implementação e sua eficiência computacional.

Como o MDE é um modelo simbólico, onde a relação de correspondência entre a superfície real e a gerada por este é feita a partir de algoritmos matemáticos, a fidelidade com que um MDE irá modelar a superfície dependerá da sua resolução, ou seja, do tamanho da grade que será utilizada (WOOD, 1996).

Em trabalho publicado por ZHANG & MONTGOMERY (1994), mostra-se que o tamanho da grade utilizada na execução de um modelo digital de elevação (MDE) afeta de forma significativa a representação e a análise hidrológica da superfície, visto que com a redução da grade, os aspectos relativos à paisagem são resolvidos de forma mais acurada. Entretanto, a confiabilidade na representação da superfície pelo MDE depende tanto do tamanho da grade quanto da acurácia e distribuição dos dados levantados em campo.

De acordo com BEVEN & KIRKBY (1979), todo modelo representa uma simplificação da nossa percepção do mundo real, apresentando, portanto, as deficiências inerentes à impossibilidade de reproduzir todo o comportamento da natureza nos mínimos detalhes.

O MDE foi utilizado neste trabalho com o intuito de se criar a representação tridimensional da região de estudo, propiciando desta forma a obtenção dos parâmetros geomorfológicos, declividade, relevo e área de contribuição. Conforme será visto adiante, o MDE foi obtido a partir da utilização de rede irregular de triangulação (TIN) presente na extensão 3D Analyst do software ArcView versão 3.3, desenvolvido com o objetivo de se criar um modelo topográfico digital voltado para a hidrologia.

III.3 – METODOLOGIA DO SHALSTAB

A metodologia de previsão a escorregamentos do Shalstab utiliza o modelo digital de elevação (MDE) associado a uma equação matemática que combina um modelo de estabilidade de encostas com um modelo hidrológico, apresentados a seguir.

III.3.1 – MODELO DE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS

Do ponto de vista teórico, um talude se apresenta como uma massa de solo submetida a três campos de forças distintos: forças devidas ao peso dos materiais, forças devidas à percolação da água e forças devidas à resistência ao cisalhamento. No estudo da estabilidade de um talude deve-se levar em conta o equilíbrio entre essas forças, uma vez que as duas primeiras se somam, tendendo a movimentar a massa de solo encosta abaixo, enquanto que a última atua de forma a impedir essa movimentação. O modelo de estabilidade utilizado no Shalstab é baseado na análise realizada utilizando-se o método de talude infinito.

Na análise de estabilidade de taludes, os parâmetros de resistência são, na maior parte dos casos, obtidos a partir da envoltória de resistência de Mohr - Coulomb (**Figura 3.10**). Segundo o critério de Mohr - Coulomb, a resistência do solo é definido em termos de tensões normais e tensões cisalhantes desenvolvidas no plano de ruptura. A equação que expressa esse critério é dada por:

$$\tau = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi' \quad (3.1)$$

onde: τ = resistência ao cisalhamento

c' = intercepto de coesão efetiva

σ = tensão normal no plano de ruptura

u = pressão neutra da água

$\sigma - u = \sigma'$ = tensão efetiva no plano de ruptura

ϕ' = ângulo de atrito interno efetivo

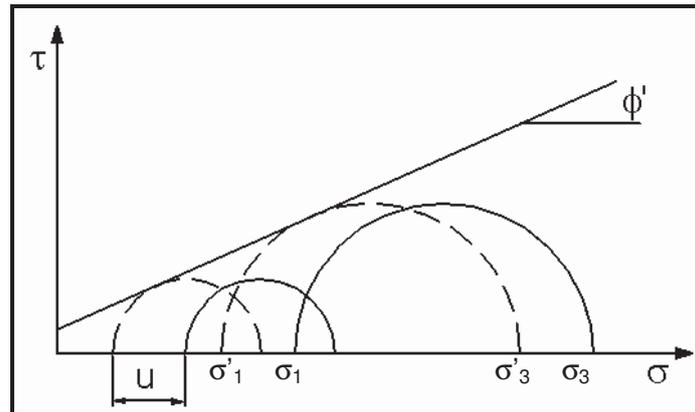


Figura 3.10 – Envoltória de resistência

Conforme apresentado no início deste capítulo, a predição de escorregamentos realizada pelo Shalstab é feita baseada em um modelo de estabilidade que admite ruptura planar (escorregamento raso) considerando-se a teoria de talude infinito. Tais considerações se justificam em se tratando de locais onde a extensão do talude seja muito superior à espessura do solo, onde são consideradas as tensões tangencial e normal para a base da coluna de solo, como mostra a **Figura 3.11**.

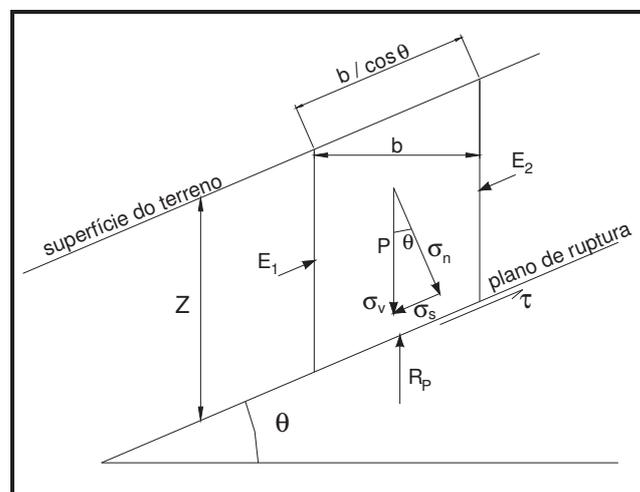


Figura 3.11 – Forças atuantes em um talude de terra sem percolação de água ($h=0$).

Nesse talude, considerou-se um prisma de terra de largura (b), altura (Z) e comprimento unitário. Neste prisma atuam quatro forças que deverão estar em equilíbrio na condição de estabilidade. Uma das forças atuantes é o peso da coluna de terra (P), passando pelo ponto médio da base, onde $P = \gamma_{\text{nat}} \times b \times Z$ e sendo:

γ_{nat} = peso específico natural do solo
 b = largura do prisma de terra considerado
 Z = altura do prisma.

As forças E_1 e E_2 atuantes nas faces laterais do prisma são de igual magnitude, com sua ação paralela à superfície do terreno e com sentido oposto, fazendo com que se anulem. Para completar, tem-se a reação do peso (R_p) que, para satisfazer a condição de equilíbrio, deverá ser de igual magnitude, porém de sentido oposto a (P), ou seja, $P = - R_p$.

A tensão vertical (σ_v), devida ao peso de solo (P), atuante na base do talude será dada por:

$$\sigma_v = \frac{P}{A} = \frac{\gamma_{nat} \times b \times Z \times \cos \theta}{b} = \gamma_{nat} \times Z \times \cos \theta \quad (3.2)$$

A componente normal (σ_n) será, em relação à tensão vertical (σ_v):

$$\sigma_n = \sigma_v \times \cos \theta = \gamma_{nat} \times Z \times \cos^2 \theta \quad (3.3)$$

A componente tangencial (σ_s) que atua no sentido contrário a (τ), será, em relação à tensão vertical (σ_v), dada por:

$$\sigma_s = \sigma_v \times \sin \theta = \gamma_{nat} \times Z \times \cos \theta \times \sin \theta \quad (3.4)$$

Segundo a condição do equilíbrio-limite $\tau = - \sigma_s$, o que nos leva a:

$$\tau = \gamma_{nat} \times Z \times \cos \theta \times \sin \theta \quad (3.5)$$

A água influi fortemente na estabilidade das encostas pelo efeito da pressão neutra, da pressão de percolação (FIORI & CARMIGNANI, 2001).

Considerando-se o efeito da água na estabilidade do talude, tem-se (**Figura 3.12**):

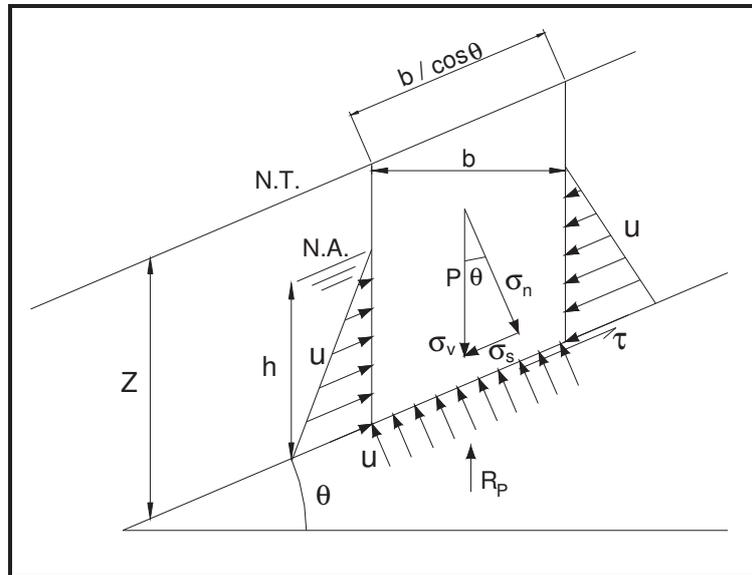


Figura 3.12 – Forças atuantes em um talude de terra com percolação de água.

O valor da pressão neutra (u), que atua perpendicularmente à base do prisma do solo e a uma profundidade (Z), considerando-se que o peso específico natural (γ_{nat}) seja igual ao peso específico saturado (γ_{sat}), será:

$$u = \sigma_n = \gamma_w \times h \times \cos^2 \theta, \quad (3.6)$$

onde h é a altura do nível d'água (altura piezométrica) e γ_w é o peso específico da água.

Substituindo as equações 3.3, 3.5 e 3.6 na equação 3.1, tem-se:

$$\gamma_{nat} \times Z \times \cos \theta \times \sin \theta = c' + (\gamma_{nat} \times Z \times \cos^2 \theta - \gamma_w \times h \times \cos^2 \theta) \operatorname{tg} \phi' \quad (3.7)$$

Expressando a equação acima em termos de densidade, tem-se:

$$\rho_{nat} \times g \times Z \times \cos \theta \times \sin \theta = c' + (\rho_{nat} \times g \times Z \times \cos^2 \theta - \rho_w \times g \times h \times \cos^2 \theta) \operatorname{tg} \phi' \quad (3.8)$$

Expressando a equação anterior segundo a relação h/z , tem-se:

$$\frac{h}{z} = \frac{c'}{\rho_w \times g \times Z \times \cos^2 \theta \times \text{tg} \phi'} + \frac{\rho_{\text{nat}}}{\rho_w} \left(1 - \frac{\text{tg} \theta}{\text{tg} \phi'} \right) \quad (3.9)$$

Caso a coesão não seja considerada, temos que:

$$\frac{h}{z} = \frac{\rho_{\text{nat}}}{\rho_w} \left(1 - \frac{\text{tg} \theta}{\text{tg} \phi'} \right) \quad (3.10)$$

As equações **3.9** e **3.10** descrevem a taxa de submersão do solo (h/z), em função do modelo de estabilidade proposto. Nestas observa-se que a ruptura do solo pode ocorrer mesmo em casos onde não se tenha a saturação do terreno.

Observando este fato, MONTGOMERY & DIETRICH (1998) propõem um gráfico esquemático (**Figura 3.6**) que define as zonas de estabilidade e instabilidade do solo de acordo com a declividade do talude ($\text{tg} \theta$) e a taxa de submersão do solo (h/z).

Cabe mencionar que neste esquema não se considerou a parcela de coesão presente no solo, o que conduz a uma análise conservadora.

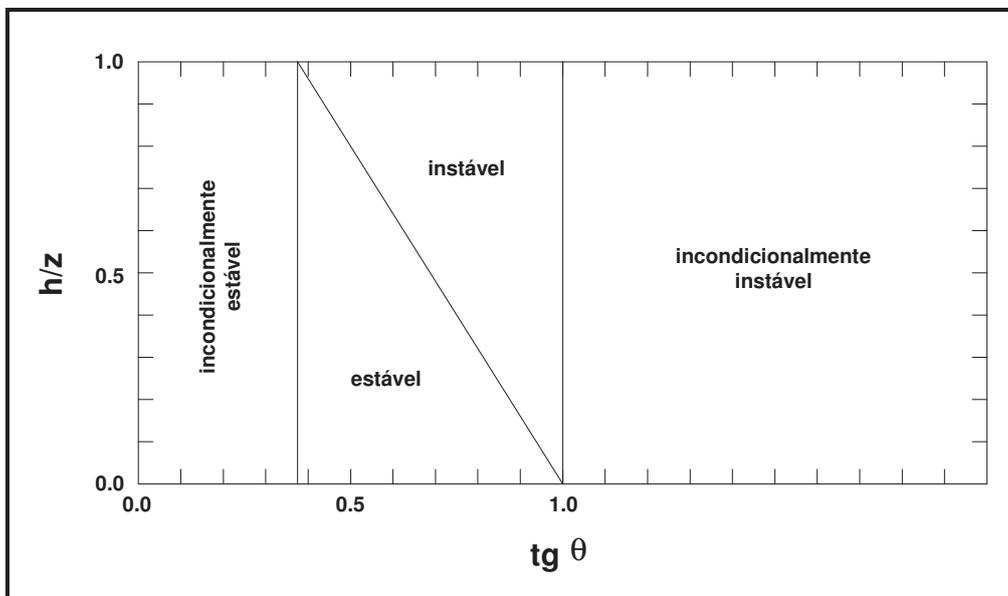


Figura 3.13 – Condição de estabilidade do talude de acordo com a relação entre a inclinação do talude ($\text{tg} \theta$) e o valor da taxa de umedecimento do solo (h/z), para um solo com $\phi = 45^\circ$ e $\rho_{\text{nat}}/\rho_w = 1,6$ (modificado de MONTGOMERY & DIETRICH, 1998).

Limites que definem a condição de estabilidade:

- **Incondicionalmente estável** - independentemente do valor da taxa de submersão (h/z), o talude se apresentará estável caso a declividade do talude ($\text{tg } \theta$) seja menor ou igual a $\text{tg } \phi(1-(\rho_{\text{nat}}/\rho_w))$. De acordo com o exemplo exposto na **Figura 3.13**, para o solo em questão, o valor limite de declividade que o talude pode apresentar para se adequar a esta classe será de, aproximadamente, 20 graus.
- **Incondicionalmente instável** - Conforme se pode observar pela equação **3.10**, quando a declividade (θ) for maior ou igual ao valor do ângulo de atrito do solo (ϕ), o lado direito da equação apresentará valor menor ou igual à zero. Desta, forma, independentemente do valor da taxa de submersão (h/z) que o solo apresente, o talude se encontrará instável. Esta condição é típica de regiões que apresentam paredões rochosos, onde toda a massa de solo existente já se movimentou. Para o exemplo exposto na **Figura 3.13**, o talude deve apresentar declividade inferior a 45 graus a fim de não se enquadrar nesta categoria.
- **Estável e instável** - A equação **3.10** define o limiar para a determinação de zonas estáveis e instáveis compreendido no intervalo entre as zonas incondicionalmente estáveis e instáveis.

III.3.2 – MODELO HIDROLÓGICO

III.3.2.1 – INTRODUÇÃO

Conforme abordado no Capítulo II, a água é o principal agente detonador dos movimentos de massa em encostas, o que geralmente ocorre em períodos chuvosos.

A ação da água pode se dar através de diversos processos, como, por exemplo, a partir da elevação do grau de saturação no solo, acarretando a diminuição da resistência deste. O aumento do peso específico do solo devido à retenção de parte da água infiltrada é outro condicionante de instabilização que incide nos taludes.

A dificuldade na previsão e interpretação do comportamento hidrológico em uma encosta é devida principalmente ao fato deste comportamento ser resultado de uma variação tridimensional do teor de umidade na paisagem natural. O estudo da percolação da água no solo de forma unidimensional é incapaz de contabilizar os efeitos causados por pressões laterais de água na encosta.

Segundo BEVEN & KIRBY (1979), o padrão de saturação (encharcamento) do solo em uma determinada região está diretamente relacionado com a topografia deste local, que pode ser expressa pela razão $(a/b)/M$, onde (a/b) representa a área drenada (a) que atravessa uma unidade de comprimento (b) e M nos dá uma idéia quanto a declividade local (**Figura 3.14**).

Baseado neste princípio, O'LOUGHLIN (1986) propõe que a topografia das encostas e de toda a área de captação de água seja computada no cálculo dos parâmetros locais de geometria e drenagem, sendo estes combinados e utilizados na determinação da expectativa de encharcamento do solo.

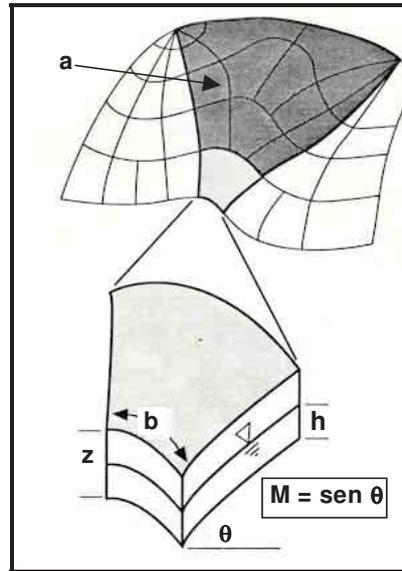


Figura 3.14 – Esquema da área de contribuição à montante **a** (área hachurada) que escoa através do comprimento **b** (modificado de MONTGOMERY & DIETRICH, 1994).

III.3.2.2 – ANÁLISE HIDROLÓGICA

A partir das premissas previamente descritas, O' LOUGHLIN (1986) desenvolveu o programa TOPOG, onde, na aplicação do modelo hidrológico, admite fluxo em regime permanente (*steady state*) e projeta o padrão de saturação do solo baseado na análise das áreas de contribuição à montante do talude (**a**), a transmissividade do solo (**T**) e a declividade local (**M**), indicada na **Figura 3.16**.

Este modelo divide a área de contribuição em elementos topográficos definidos pela interseção de curvas de nível e linhas de fluxo perpendiculares a tais curvas, permitindo desta forma a determinação do fluxo através de cada elemento topográfico.

Para que ocorra o desenvolvimento da zona de saturação em uma encosta, deve-se satisfazer à seguinte condição que define o modelo hidrológico:

$$\frac{a \times q}{b} \geq T \times \text{sen } \theta . \quad (3.11)$$

Conforme apresentado na **Figura 3.16**, o produto entre a área de contribuição à montante (**a**) e o valor do escoamento subsuperficial (**q**) por unidade de área que passa por um elemento de contorno de comprimento (**b**), representa o fluxo de água acumulado em um certo ponto, devendo este ser superior ao produto da transmissividade¹ do solo (**T**) e o seno da declividade local (**θ**).

A condição de saturação pode ser definida por um índice de umidade (**W**), que define a condição de saturação quando esta se apresenta em regime permanente, ou seja, não mais variando com o tempo (GUIMARÃES, 2000), podendo a equação **3.11** ser escrita sob a forma:

$$W = \frac{q}{T} \times \frac{a}{b \times \text{sen } \theta} \quad (3.12)$$

Segundo DIETRICH *et al.* (1993), a parcela **q/T** representa o parâmetro hidrológico, que pode ser entendido como sendo a taxa com a qual o fluxo subsuperficial é transmitido pelo escoamento. A parcela **a/(b sen θ)** representa o parâmetro topográfico, que expressa a tendência do fluxo convergir ou escoar subsuperficialmente de forma preferencial à saturação do terreno. Assim sendo, a zona de saturação ocorrerá sempre onde o fluxo de drenagem a montante exceder a capacidade do perfil de solo de transmitir este fluxo.

Em se tratando de uma ruptura planar no talude, sabe-se que esta ocorrerá quando o aumento de poro pressão (pressão de água no solo) for tal que reduza a resistência ao cisalhamento do solo de forma a não mais impedir a ação das forças instabilizantes (peso do solo e forças devidas ao escoamento da água). Admitindo-se que a região de escoamento subsuperficial encontra-se confinada em uma porção de solo pouco coesivo, localizado sobre um embasamento rochoso, tem-se que, conforme o esquema apresentado na **Figura 3.15**, **z** define não apenas o nível piezométrico máximo em um fluxo subsuperficial, mas também indica a espessura de solo potencialmente instável.

¹ Entende-se transmissividade do solo (*T*) como sendo o produto do coeficiente de permeabilidade do solo (*k*) pela espessura de solo (*x*).

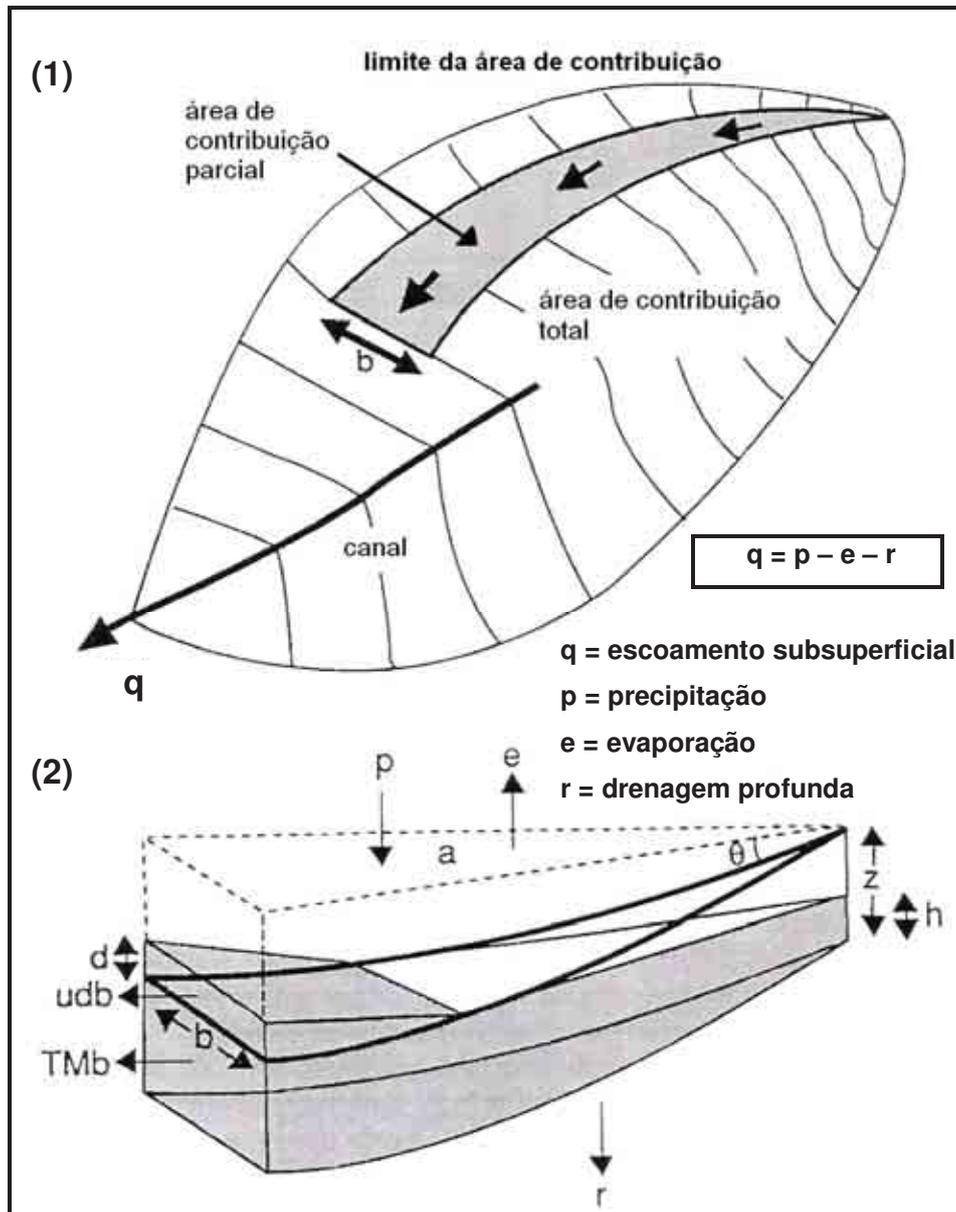


Figura 3.15 – Vista superior (1) e seção longitudinal (2) da área de drenagem ao longo do comprimento unitário b (modificada de DIETRICH *et al.*, 1993).

Uma vez que o solo não precisa estar completamente saturado para que ocorra a ruptura, MONTGOMERY & DIETRICH (1994) recomendam que o modelo hidrológico seja escrito em função da razão h/z . Para esta determinação, utiliza-se a Lei de Darcy (1856), que nos diz que o fluxo de água (Q) pode ser expresso pelo produto da velocidade aparente de percolação (v) pela área da seção transversal pelo meio por onde passa o fluxo (S). Assim temos que:

$$Q = v \times S \quad (3.13)$$

A Lei de Darcy estabelece também que a velocidade aparente de percolação (v) pode ser expressa pelo produto do gradiente hidráulico (relação entre a carga dissipada durante o escoamento e a distância ao longo da qual a carga é dissipada) e uma constante de proporcionalidade, conhecida por condutividade hidráulica saturada (k_{sat}). Analisando-se a **Figura 3.16**, temos:

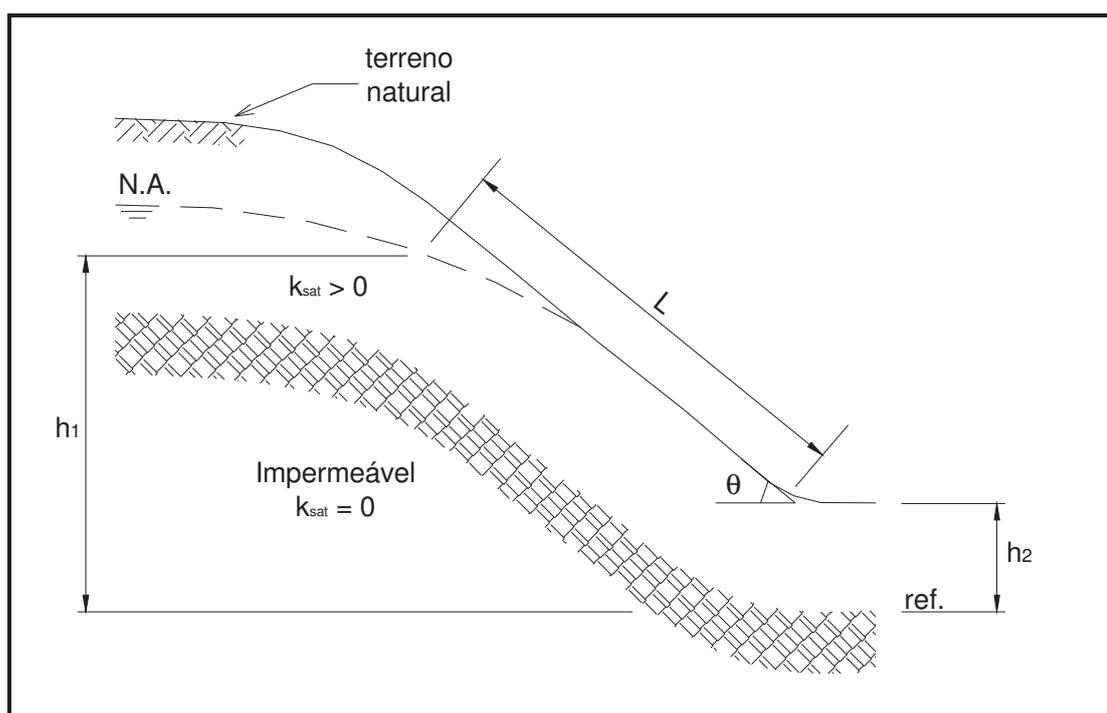


Figura 3.16 – Esquema representativo do regime permanente ao longo de uma encosta.

Velocidade Aparente de Percolação (v):

$$v = k_{\text{SAT}} \times i \quad (3.14)$$

Gradiente Hidráulico (i):

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L} = \frac{\Delta h}{L} \quad (3.15)$$

De acordo com o observado na **Figura 3.16**, o valor do gradiente hidráulico também pode ser expresso por:

$$i = \text{sen } \theta \quad (3.16)$$

Substituindo as equações **3.14** e **3.16** na equação **3.13**, temos:

$$Q = k_{\text{SAT}} \times \text{sen } \theta \times S \quad (3.17)$$

Pode-se exprimir a área da seção saturada (**S**), em função da altura piezométrica **h** (**Figura 3.17**), segundo a equação:

$$S = h \times \cos \theta \quad (3.18)$$

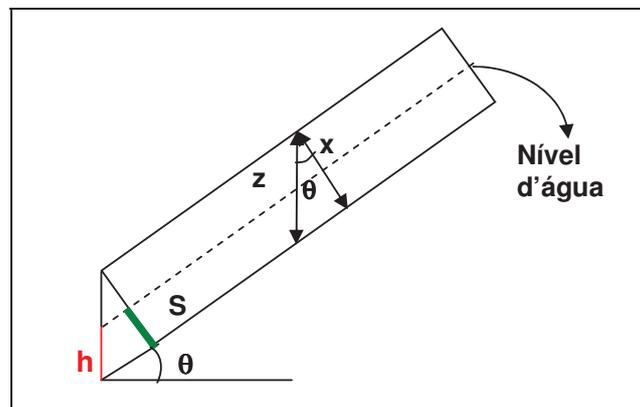


Figura 3.17 – Bloco esquemático de uma camada de solo, onde **S** é a área da seção transversal saturada e **h** é a altura da coluna d'água.

Substituindo a equação **3.18** na equação **3.17**, temos:

$$Q = k_{SAT} \times \text{sen } \theta \times h \times \cos \theta \quad (3.19)$$

O produto entre a área de contribuição à montante (**a**) e o valor do escoamento subsuperficial (**q**) que indica a quantidade de escoamento através do comprimento **b** (*runoff*), pode também ser representado por:

$$q \times a = Q \times b = k_{SAT} \times \text{sen } \theta \times h \times \cos \theta \times b \quad (3.20)$$

A transmissividade do solo (**T**), descrita na equação **3.11**, pode também ser apresentada como sendo o produto da condutividade hidráulica saturada (**k_{SAT}**) pela espessura de solo (**x**). Pela **Figura 3.17**, tiramos que:

$$T = k_{SAT} \times (x) = k_{SAT} \times z \times \cos \theta \quad (3.21)$$

Reescrevendo a equação **3.12**, que exprime o índice de umidade no solo (**W**), e substituindo os valores fornecidos nas equações **3.20** e **3.21**, temos:

$$W = \frac{q \times a}{T \times b \times \text{sen } \theta} = \frac{k_{SAT} \times \text{sen } \theta \times h \times \cos \theta \times b}{k_{SAT} \times z \times \cos \theta \times b \times \text{sen } \theta} = \frac{h}{z} \quad (3.22)$$

$$\frac{q \times a}{T \times b \times \text{sen } \theta} = \frac{h}{z} \quad (3.23)$$

A equação **3.23** descreve a taxa de encharcamento do solo (**h/z**), em função do modelo hidrológico proposto por O' LOUGHLIN (1986).

Com a evolução dos modelos matemáticos e a utilização de análises numéricas, foram desenvolvidos modelos que se baseiam em dados procedentes de bancos de dados georreferenciados, como o descrito anteriormente, onde a análise é feita localmente para cada ponto (*pixel*), e o equilíbrio hidrológico (somatório da água que entra e que sai de um determinado ponto) é feito localmente e integrado ao longo de toda a bacia, permitindo que sejam calculados os caminhos preferenciais para a parcela de água que escoar superficialmente e para a parcela que infiltra e forma o fluxo subterrâneo.

III.3.3 – COMBINAÇÃO ENTRE O MODELO DE ESTABILIDADE E O MODELO HIDROLÓGICO: SHALSTAB

A possibilidade de se incorporar os modelos de estabilidade de encostas em modelos hidrológicos, criando assim uma nova categoria de modelos de previsão do risco, pode suprir uma deficiência importante no sentido de que as correlações entre a precipitação pluviométrica e a estabilidade das encostas deixem de envolver parâmetros empíricos e/ou julgamentos subjetivos e passe a ser calculada com base no princípio físico dos fenômenos envolvidos (BRUGGER *et al.*, 2005).

Entretanto, sabe-se que a natureza é heterogênea. Características como espessura de solo, ϕ , c , k , estruturas geológicas, grau de fraturação do embasamento rochoso e as diversas formas de movimento e massa, também geram subjetividade, e, em função disso, não se é possível modelar-se matematicamente uma forma perfeita.

Para a aplicação do Shalstab, torna-se necessário a determinação de quatro outros parâmetros: a densidade (ρ_s), o ângulo de atrito efetivo (ϕ') e a transmissividade do solo (T), além do valor de escoamento subsuperficial (q). A determinação do valor da densidade e do ângulo de atrito do solo pode ser feita a partir de ensaios em amostras de solo retiradas na região de estudo ou a partir de valores obtidos na literatura.

Combinando-se a equação 3.10, que define o modelo de estabilidade de uma encosta desconsiderando-se a coesão existente no solo (o que gera uma situação de maior instabilidade) e a equação 3.23 que define o modelo hidrológico, tem-se que:

$$\frac{\rho_{nat}}{\rho_w} \left(1 - \frac{tg\theta}{tg\phi'} \right) = \frac{q \times a}{T \times b \times \text{sen}\theta} \quad (3.24)$$

Expressando esta equação em função da razão q/T , que consiste no parâmetro hidrológico, o qual permite a previsão de zonas susceptíveis à ocorrência de escorregamentos rasos, temos que:

$$\frac{q}{T} = \frac{\rho_{nat}}{\rho_w} \times \left(1 - \frac{tg\theta}{tg\phi'} \right) \times \frac{b}{a} \times \text{sen}\theta \quad (3.25)$$

A equação **3.25** representa a combinação entre o modelo de estabilidade e o modelo hidrológico em uma encosta, sendo esta resolvida pelo Shalstab em cada célula gerada pela grade (*grid*).

Três termos topográficos são definidos pelo Shalstab para cada célula da grade, a partir da utilização da superfície gerada pelo MDE: a área de drenagem (**a**), o comprimento de contorno unitário (**b**) e o ângulo da encosta (**θ**).

Devido à dificuldade na obtenção de dados no campo em relação a transmissividade do solo, MONTGOMERY & DIETRICH (1998) recomendam o cálculo de valores relativos a **log (q/T)** para cada célula da grade que define a área de estudo, sendo o logaritmo aplicado devido aos baixos valores obtidos pela razão **q/T**.

De acordo com MONTGOMERY & DIETRICH (1998), a equação **3.25** pode também ser expressa em função da razão **a/b** (que, conforme vimos no item **III.3.2.1** deste capítulo, representa a área drenada (**a**) que atravessa uma unidade de comprimento (**b**)), e pela declividade da encosta (**tgθ**), resultando na equação **3.26** e no gráfico esquemático apresentado na **Figura 3.18**.

$$\frac{a}{b} = \frac{\rho_{nat}}{\rho_w} \times \left(1 - \frac{tg\theta}{tg\phi'} \right) \times \frac{T}{q} \times \text{sen}\theta \quad (3.26)$$

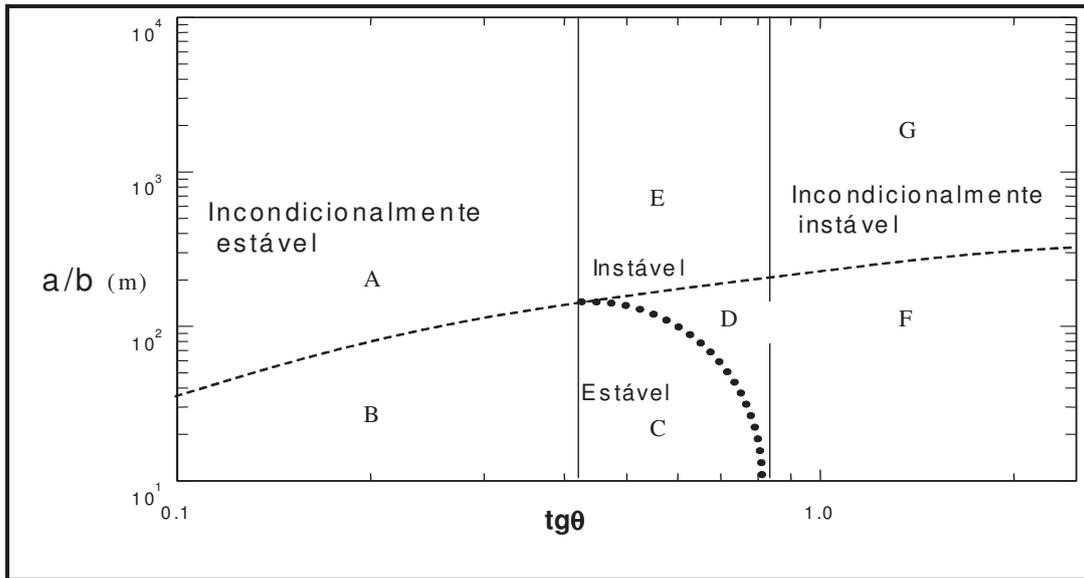


Figura 3.18 – Razão **a/b** em função da **tgθ** (eixos em logaritmo). A linha tracejada representa o limite de saturação e a linha pontilhada é definida a partir dos valores obtidos pela equação 3.26 (GUIMARÃES, 2000 apud MONTGOMERY & DIETRICH, 1998).

Pelo gráfico anterior, observa-se que a faixa de transição entre os limites das zonas incondicionalmente instável e estável, é definida a partir das condições de estabilidade, ou seja, $\tan\theta = \tan\phi$ (incondicionalmente instável) e $\tan\theta = \tan\phi(1 - (pw/ps))$ (incondicionalmente estável), respectivamente.

A linha pontilhada delimita as regiões consideradas estáveis e instáveis, o que dependerá dos valores obtidos na razão entre área de contribuição por unidade de contorno plotados em função de **a/b** e **tanθ**, sendo tais informações variáveis de acordo com a região de estudo.

A linha tracejada define o limite de saturação, onde para $h/z = 1$, a equação 3.26 se transforma em $a/b = (T/q)\text{sen}\theta$. Assim sendo, todo ponto localizado acima desta linha representa uma situação onde o solo se encontra saturado.

Segundo GUIMARÃES (2000), este procedimento é útil para a realização de uma calibração do modelo a partir destes parâmetros topográficos. A calibração é feita a partir da plotagem de parâmetros topográficos que servirão para calibrar o modelo a partir do mapa de cicatrizes dos escorregamentos. Em cada escorregamento é

determinada a célula correspondente ao maior valor de área de contribuição e sua declividade. A plotagem relativa aos valores de área de contribuição e declividade produz uma nuvem de pontos que pode ser usada para estimar a razão de instabilidade q/T a partir da equação **3.26**.

A **Tabela 3.2** mostra todas as condições no que se refere às condições de saturação e estabilidade, relativas ao gráfico da **Figura 3.19**.

Tabela 3.2 – Classes de estabilidade, rotuladas de A a G, referentes às condições de estabilidade e saturação em função da razão **a/b** e **tanθ** deduzidas a partir da **Figura 3.19** (Guimarães, 2000).

Classe de estabilidade	Condição
A) Incondicionalmente estável e saturado	$a/b > (T/q)\text{sen } \theta \text{ e } \tan\theta \leq \tan\phi(1-\rho_w/\rho_s)$
B) Incondicionalmente estável e não saturado	$a/b < (T/q)\text{sen } \theta \text{ e } \tan\theta \leq \tan\phi(1-\rho_w/\rho_s)$
C) Estável e não saturado	$\frac{a}{b} < \frac{\rho_s}{\rho_w} \left(1 - \frac{\tan \theta}{\tan \phi} \right) \frac{T}{q} \text{sen } \theta$ $a/b < (T/q)\text{sen } \theta \text{ e } \tan\phi(1-\rho_w/\rho_s) < \tan\theta < \tan\phi$
D) Instável e não saturado	$\frac{a}{b} \geq \frac{\rho_s}{\rho_w} \left(1 - \frac{\tan \theta}{\tan \phi} \right) \frac{T}{q} \text{sen } \theta$ $a/b < (T/q)\text{sen } \theta \text{ e } \tan\phi(1-\rho_w/\rho_s) < \tan\theta < \tan\phi$
E) Instável e saturado	$\frac{a}{b} > \frac{\rho_s}{\rho_w} \left(1 - \frac{\tan \theta}{\tan \phi} \right) \frac{T}{q} \text{sen } \theta$ $a/b > (T/q)\text{sen } \theta \text{ e } \tan\phi(1-\rho_w/\rho_s) < \tan\theta < \tan\phi$
F) Incondicionalmente instável e não saturado	$\tan\theta > \tan\phi \text{ e } a/b < (T/q)\text{sen } \theta$
G) Incondicionalmente instável e saturado	$\tan\theta > \tan\phi \text{ e } a/b > (T/q)\text{sen } \theta$

CAPÍTULO IV – ÁREA DE ESTUDO

IV.1 – O MUNICÍPIO DE PETRÓPOLIS

IV.1.1 – CARACTERÍSTICAS GERAIS

O município de Petrópolis situa-se ao norte da cidade do Rio de Janeiro, a uma distância de aproximadamente 65 km desta. Localiza-se entre as coordenadas geográficas de 43º04' – 43º14' de longitude Oeste e 22º30' – 22º35' de latitude Sul, apresentando altitude média de 845 metros e área em torno de 811km², que equivale à cerca de 1,8% da área total do Estado do Rio de Janeiro (**Figura 4.1**).

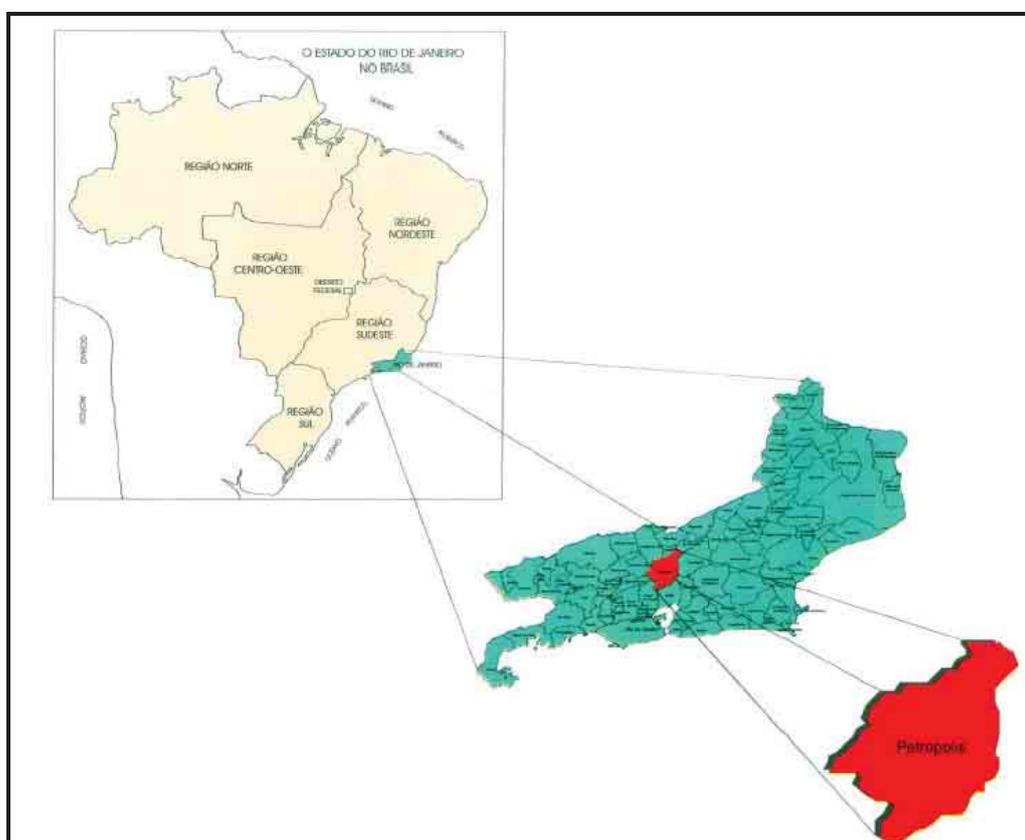


Figura 4.1 – Localização do município de Petrópolis (Fonte: Prefeitura Municipal de Petrópolis - PMP).

Petrópolis está localizado no Complexo da Serra do Mar, entre os segmentos conhecidos como Serra da Estrela (a noroeste/este) e Serra dos Órgãos (porção oriental), fazendo limite com os seguintes municípios:

- ao leste com Magé e Teresópolis;
- ao norte com São José do Vale do Rio Preto;
- ao sul com Duque de Caxias e Miguel Pereira;
- ao oeste com Areal, Paty do Alferes e Paraíba do Sul.

Cinco distritos constituem o município de Petrópolis (**Figura 4.2**):

1º Distrito - Petrópolis (a sede), com 143 km² de área;

2º Distrito - Cascatinha, com 274 km² de área;

3º Distrito - Itaipava, com 121 km² de área;

4º Distrito - Pedro do Rio, com 210 km² de área;

5º Distrito - Posse, com 63 km² de área.

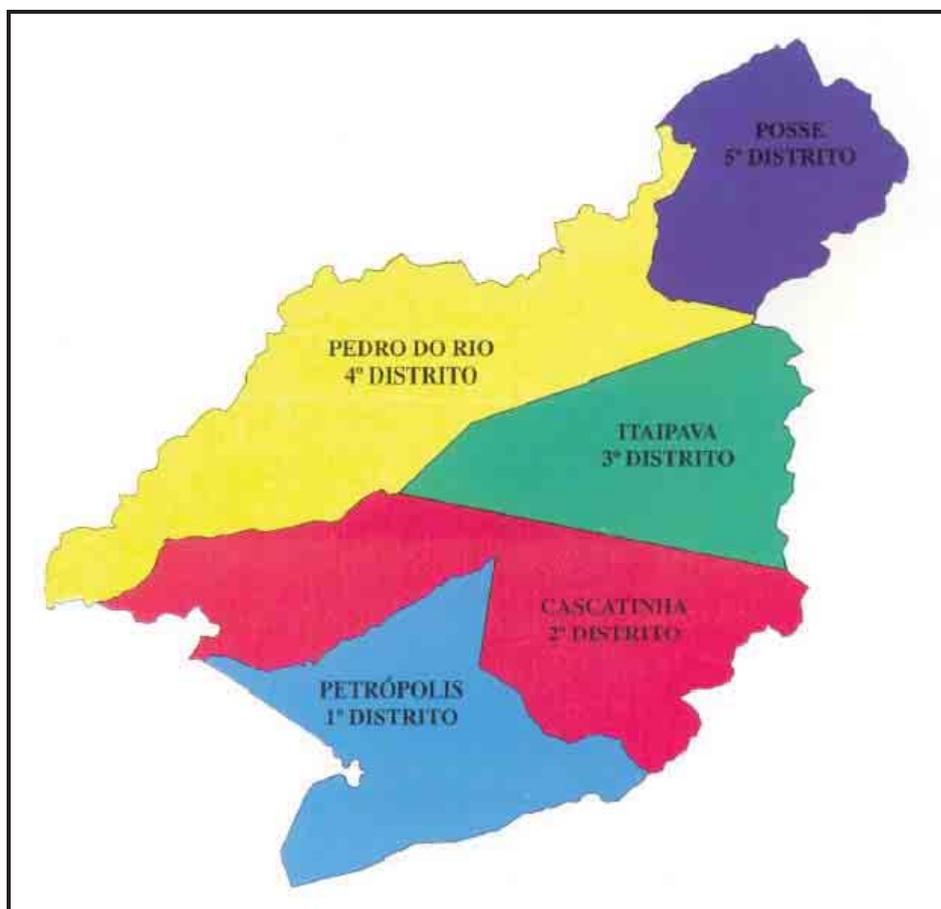


Figura 4.2 – Município de Petrópolis e seus distritos (Fonte: PMP).

Clima

O clima da região localiza-se de forma abrangente no domínio tropical, onde a posição geográfica, a altitude, o relevo movimentado, a influência da maritimidade, juntamente com a circulação atmosférica, estabelecem variações climáticas expressivas, ocasionando diferenciações nos índices térmicos e pluviométricos ao longo do ano. A temperatura média no mês mais frio varia de 10°C a 15°C.

As chuvas concentradas nos meses de novembro a março são abundantes e bem características do clima petropolitano, apresentando áreas com totais pluviométricos anuais acima de 2.000mm.

Hidrografia

O corpo hídrico mais significativo de Petrópolis é o rio Piabanha, com 74 km de extensão e pertencente à bacia do rio Paraíba do Sul, a maior do Estado do Rio de Janeiro. Em razão do grande volume d'água, fato causado pelos elevados índices pluviométricos nas cabeceiras deste rio e de alguns contribuintes, o Paraíba do Sul é a mais expressiva fonte de captação d'água para o consumo da população.

A malha hidrográfica é formada por cursos d'água paralelos com mudanças súbitas de direção, seguindo seu curso pelo relevo entrecortado. Os rios que correm para a Baía de Guanabara nascem nas regiões mais altas da Serra do Mar e apresentam cursos de pouca extensão atravessando fortes declives e a Baixada Fluminense. Os principais são: Bananal, Inhomirim, Imbariê, Taquara, Guapimirim.

Na vertente que corre para o Rio Paraíba do Sul, os rios são típicos de planalto, sendo mais longos, encaixados em vales mais largos e de pequena declividade. A rede de drenagem nessa vertente é formada pelo Rio Quitandinha, o Rio Palatinato e o Rio Piabanha que atravessa 12 km dentro do limite urbano de Petrópolis e seus afluentes, destacando-se os rios Paquequer, Preto, das Araras e Fagundes.

Geologia

O Município de Petrópolis está geologicamente inserido no Complexo Rio Negro, com origem paleoproterozóica (FONSECA *et al.*, 1998), sendo este formado predominantemente por migmatitos e granitóides que compõem a seguinte distribuição (**Figura 4.3**):

- ◆ Unidade de migmatitos heterogêneos: constitui a Unidade Santo Aleixo, localizado na porção noroeste e sudeste;

- ◆ Unidade de granitos gnáissicos: constituem a Unidade Batólito Serra dos Órgãos, localizado na porção central e sudeste;
- ◆ Unidade de migmatitos homogêneos: constitui a Unidade Bingen, localizado em corpos menores na porção leste;
- ◆ Unidade de granitos intrusivos: constitui a Unidade Granito Andorinha, localizado na porção noroeste e sudeste.

Estas rochas encontram-se intensamente seccionadas por fraturas e falhas de extensão regional, com forte reflexo na topografia, pois toda a região de abrangência destas unidades foi submetida a eventos tectônicos durante o período Pré-Cambriano (PENHA *et al.*, 1981).

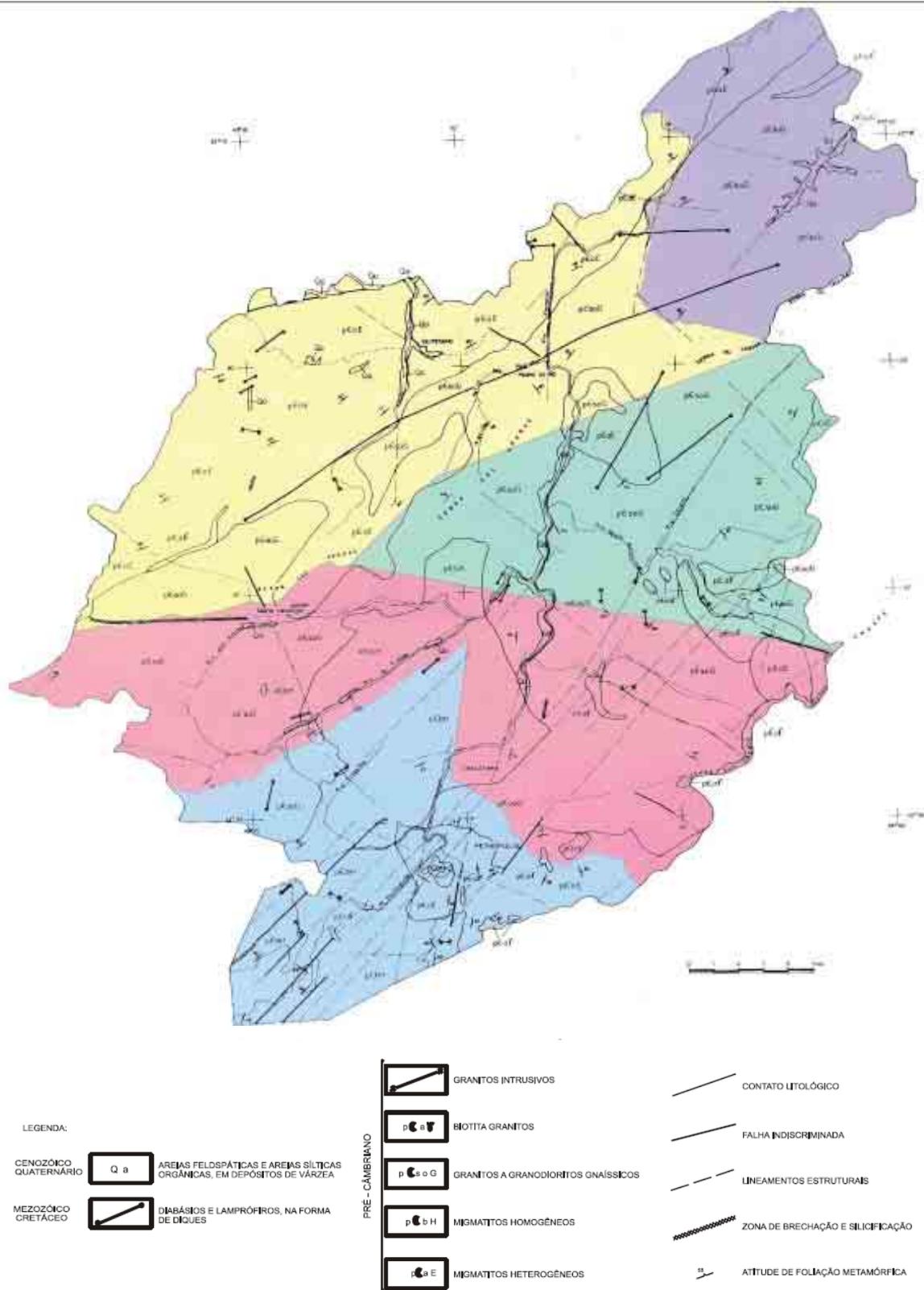


Figura 4.3 – Geologia do município de Petrópolis (modificado de PENHA *et al.*, 1981).

Geomorfologia

Esta região apresenta um quadro morfológico relacionado aos efeitos de um tectonismo regional e de sucessivas fases erosionais. Trata-se de uma área resultante de dobramentos, reativações de falhas e remobilização de blocos. A topografia reflete esses condicionamentos geológicos predominantes, e, em toda a sua extensão, são registrados vales alongados, segmentos de drenagem retilíneos, maciços graníticos, linhas de cristas e cumeadas paralelas, relevos com grandes desníveis altimétricos, escarpas íngremes e alvéolos intermontanos (GUERRA & GONÇALVES, 2001).

A geomorfologia do Município de Petrópolis é determinada pela litologia, padrão de fraturamento e posição com relação à escarpa principal (limite meridional do domínio serrano). Os migmatitos em geral apresentam relevos menos acidentados que aqueles sustentados pelos granitos. As zonas de falha condicionam as direções dos vales (NS, EW na parte norte, NE, NW na parte sul), produzindo um padrão de drenagem em treliça, com vales separados por morros alongados, como se observa na cidade de Petrópolis.

A Unidade Santo Aleixo caracteriza-se morfológicamente por apresentar uma topografia bastante acidentada, com morros alongados e em sua maior parte estruturados paralelamente à foliação NE. A encosta SE se encontra bastante inclinada, formando paredões desnudos e, na porção NW, estes morros mostram-se sempre mais suaves, acompanhando aproximadamente o mergulho da foliação. Esta unidade é atravessada por um cortejo de diques de diferentes composições e origem, entre as quais se destacam os corpos tabulares do granito Andorinha, sendo um desses envolvidos pela Unidade Bingen (GUERRA & GONÇALVES, 2001).

A Unidade Bingen se caracteriza principalmente pela presença de biotita gnaisse granítico, bastante homogêneo. Esta unidade caracteriza-se pela presença de serras alinhadas e assimétricas com vertentes íngremes e rochosas, paredões lisos muito escarpados e verticalizados (GUERRA & GONÇALVES, 2001).

A Unidade Batólito Serra dos Órgãos se caracteriza por ser composta de rochas de granulação média à grossa, em geral biotítica, com ou sem hornblenda. Os granitos gnáissicos desta unidade freqüentemente apresentam paredões escarpados, com rocha exposta, morros de formas arredondadas e rede de drenagem dentrítica, com as confluências e ângulos retos (PENHA *et al.*, 1981).

A Unidade Granito Andorinha ocorre na forma de corpos intrusivos tabulares mapeáveis e diques menores, com mergulho de baixo ângulo apresentando vertentes arredondadas e convexas. Sustentam morros e colinas, freqüentemente coberto por matacões.

A porção sul do município (Centro, Quitandinha, Bingen, Siméria, Independência) apresenta a maior densidade de falhas e fraturas, formando relevo extremamente acidentado, com morros escarpados, paredões de rocha e vales profundamente sulcados sobre zona de falhamentos.

Solo

Os solos predominantes na região são de textura argilosa, bem drenados, ácidos e de baixa fertilidade natural e alta saturação de alumínio.

Do ponto de vista pedológico verifica-se a ocorrência de três tipos fundamentais de solo em Petrópolis: o Latossolo Vermelho, na região oeste do município, no 1º Distrito e em suas imediações, abrangendo uma área de cerca de 28,8%; o Latossolo Alaranjado, que prevalece nas partes sul e leste do município, correspondendo a 34,6% de sua área; e o Litossolo, que ocupa um total de 13,4% da área total (SNPA, 1958).

Os litossolos ocorrem em relevo montanhoso ou escarpado, são rasos sobre rochas pouco decompostas. Em alguns casos há o processo de decomposição e em seguida o carreamento dos sedimentos pelo efeito da gravidade, depositando-se no sopé da escarpa.

Predominam nesta região os latossolos de estrutura granular que, quando maduros e não apresentando argilas expansivas e descontinuidades abruptas entre os seus horizontes, são pouco suscetíveis à erosão, o que vem a reforçar o efeito da ocupação urbana como responsável pelos contínuos efeitos catastróficos (GOULART et al., 1993).

Vegetação

A cobertura vegetal natural predominante é a de floresta ombrófila densa, mas apresenta também áreas com alterações, que são: florestas secundárias, pastagens e áreas de cultivo, principalmente hortaliças (GUERRA & GONÇALVES, 2001).

Nesta região ainda há remanescentes de Floresta de Mata Atlântica; sendo conhecida como Floresta Pluvial Tropical que, originalmente, revestia a área compreendida da Serra do Mar, passando pelas Colinas e Maciços e porções das planícies litorâneas, atingindo cotas altímetras superiores a 1500 metros.

Nas áreas desmatadas tem-se o surgimento da vegetação secundária, sendo estas mais propensas à incidência de movimentos de massa, por não desenvolverem estratos arbóreos e raízes profundas, favoráveis à proteção dos solos contra chuvas mais intensas.

Histórico de Urbanização

Petrópolis é um município emancipado que se desmembrou do município de Paraíba do Sul e Serra da Estrela, sendo conhecido no século XIX com o nome de Raiz da Serra.

A beleza natural e paisagística da região agradou de tal maneira o Imperador D. Pedro I, que este adquiriu, em 1830, uma propriedade, a fazenda Córrego Seco (atual região da bacia do Palatinato), onde ele pretendia construir o seu palácio de verão: o Palácio da Concórdia. Mas coube a D. Pedro II, que herdou esta propriedade, realizar esta tarefa, construindo o Palácio de Verão, sob a orientação do major e engenheiro Júlio Frederico Koeler, onde atualmente localiza-se o Museu Imperial, dando início à colonização de Petrópolis.

Em 16 de março de 1843, D. Pedro II funda a Cidade de Petrópolis, que passou à condição de município através da Lei N° 961, de 29 de setembro de 1857 e instalado em 27 de junho de 1859, quando o primeiro Prefeito eleito tomou posse.

Além da tarefa descrita anteriormente, o major Koeler, profundo conhecedor das características ambientais da região, foi solicitado pelo governo imperial para elaborar um plano urbanístico, que por muito tempo direcionaria a ocupação no município de Petrópolis (GUERRA & GONÇALVES, 2001). O planejamento da ocupação foi feito seguindo o curso dos três principais rios da cidade: Palatinado, Quitandinha e Piabanha.

Segundo GUERRA & GONÇALVES (2001), o objetivo principal de seu projeto urbanístico apresentado em 1846 para a Vila Imperial, rodeada por 12 quarteirões

coloniais inicialmente, era manter o equilíbrio entre o crescimento e a preservação da cidade, integrando a ocupação humana à paisagem natural (**Figura 4.4**)

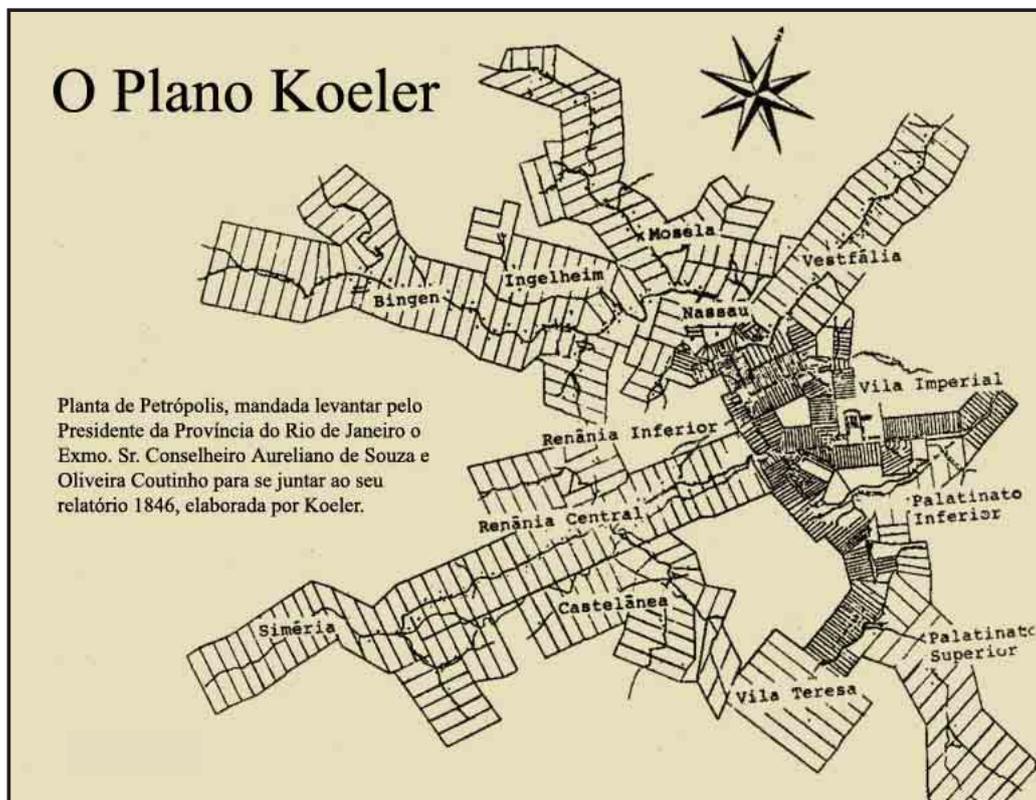


Figura 4.4 – Planta do Centro Histórico de Petrópolis realizada por Júlio Frederico Koeler em 1846 (Fonte: SESC – PETRÓPOLIS).

O Plano Koeler, como ficou sendo conhecido, foi o primeiro código de obras petropolitano (GUERRA & GONÇALVES, 2001). As principais disposições do regulamento urbanístico elaborado por Koeler possuíam uma orientação para o aproveitamento, adaptação e preservação das áreas urbanas, como:

- os lotes seguiam-se ao longo dos rios e tinham mais profundidade que largura (55m × 110m), subindo pelas encostas dos morros, adaptando-se à topografia acidentada;
- era proibido utilizar o topo dos morros; proibida também a subdivisão dos lotes; as áreas com maior declividade não poderiam ser ocupadas, preservando-se a sua cobertura vegetal para evitar deslizamentos;
- os proprietários tinham que plantar árvores nativas na testada dos terrenos; realizar a construção de calçada com 2,20m de largura em alvenaria no prazo de 1 ano e em pedra no prazo de 8 anos;

- obrigação de cercar ou murar solidamente os prazos (lotes) de terra, dentro de um ano no máximo;
- previa a aprovação das fachadas dos prédios;
- obrigação de construir dentro de 2 a 4 anos;
- aos proprietários exigia-se que fosse conduzida a água dos telhados para as ruas por meio de canos;
- todas as residências faziam frente para os rios, sendo que os esgotos seriam lançados em fossas no fundo dos terrenos, distantes dos cursos d'água, evitando-se assim qualquer tipo de contaminação dos mesmos.

Os primeiros colonos de origem alemã chegaram em 29 de junho de 1845. Daí em diante, a região começou a receber belgas, franceses, ingleses, italianos, portugueses e suíços, um ciclo de imigrantes que terminou dando um perfil europeu ao município.

As condições naturais de Petrópolis dificultaram o desenvolvimento da atividade agrícola, o que estimulou os colonos a entrar no mercado madeireiro do Rio de Janeiro, tendo como consequência o desmatamento das serras, de repercussão negativa junto aos poderes públicos. Foi então formulado o primeiro código de posturas do município, visando a preservação ambiental.

O surgimento das indústrias na segunda metade do século XIX, assim como o turismo, permitiram a expansão de Petrópolis, levando a um aumento demográfico. Por outro lado, as características topográficas do sítio urbano, associadas à desorganizada ocupação populacional expôs a cidade a sérios impactos ambientais, quando da ocorrência de chuvas intensas durante o período do verão, através de enchentes e deslizamentos de encostas. Atualmente, a cidade de Petrópolis tem sua expansão limitada pelo seu próprio relevo e apresenta a mesma forma tentacular que caracterizou o Plano Koeler de 1843.

No setor de transportes, dois importantes eventos determinaram uma maior expansão desta cidade: as inaugurações da Estrada de Ferro de Petrópolis (construída por Irineu Evangelista de Souza, o Barão de Mauá, em 1856) e da Rodovia Washington Luiz (1928), que ligou o Rio de Janeiro a Petrópolis, sendo também a primeira auto-estrada asfaltada do Brasil.

Apesar de Petrópolis ser uma cidade de porte médio, a grande concentração populacional, aliada aos fatores naturais, têm sido responsáveis pela ocorrência de

mais de 1.000 eventos catastróficos nas últimas décadas, onde centenas de pessoas morreram (GONÇALVES & GUERRA, 2001).

Infelizmente, o município sofre, principalmente nas épocas de chuvas, com deslizamentos provocados tanto por causas naturais, como por ações antrópicas (**Figura 4.5**). O depósito de lixo nas encostas, a urbanização sem se basear em projetos de engenharia (como na favelização) e a devastação da vegetação são as principais causas desses eventos, e de suas conseqüências fatídicas. A expansão urbana e as construções nas encostas, destituídas de técnica, têm produzido grandes alterações na paisagem, com o agravamento dos movimentos de massa.



Figura 4.5 – Escorregamento ocorrido em dezembro de 2004 na Rua Itatiaia (Quitandinha), devido à ação antrópica (Fonte: Secretaria de Obras – Prefeitura Municipal de Petrópolis).

IV.1.2 – A REGIÃO DO QUITANDINHA

Inserida no 1º distrito de Petrópolis, a região do Quitandinha é um dos locais que apresenta grande índice de ocorrência de deslizamentos no município de Petrópolis.

Segundo GUERRA & GONÇALVES (2001), desde a década de 80 o Quitandinha tem sido um dos bairros mais atingidos por movimentos de massa, seja devido ao fato de ser uma área caracterizada por apresentar embasamentos e rampas, como por estar posicionado de forma a receber frontalmente as frentes frias, onde são registrados os maiores índices pluviométricos do município.

O bairro do Quitandinha também se caracteriza pelo drástico aumento na ocupação de suas encostas, através de loteamentos irregulares e áreas de invasão, contribuindo para o surgimento de novas áreas de instabilidade. Pelas **Figuras 4.6 e 4.7**, pode-se notar o aumento populacional na região entre 1968 e 2000.

Em termos gerais, o bairro do Quitandinha encontra-se em um relevo bastante acidentado, apresentando tanto regiões de vale quanto encostas íngremes e maciços rochosos.

O solo nesta região é caracterizado por depósitos de tálus-colúvio localizados no sopé das encostas, podendo em muitos trechos avançar a meia-encosta. A partir deste ponto até a crista das montanhas observa-se, com grande frequência, camadas pouco espessa de solo residual com transição abrupta para a rocha.

De maneira geral, pode-se dizer que a região do bairro do Quitandinha é um local caracterizado por solos residuais e colúvios, ambos com matriz siltosa, sendo portanto, susceptíveis a movimentos de massa e processos erosivos.



Figura 4.6 – Foto aérea do Quitandinha, em 1968 (Fonte: FUNDREM).



Figura 4.7 – Foto aérea do Quitandinha, em 2000 (Fonte: CIDE).

O último acidente vultoso registrado ocorreu em 24/12/2001, onde uma grande ruptura que se estendeu cortando parte da Rua Goiás, atravessando a Rua Minas Gerais até atingir a Avenida Amaral Peixoto. Tal ruptura pode ser vista na **Figura 4.8**, onde também aparece uma ruptura menor que, segundo informação de moradores, ocorreu um dia antes do grande escorregamento.



Figura 4.8 – Escorregamentos ocorridos em dezembro de 2001, na Avenida Amaral Peixoto, Rua Minas Gerais e Rua Goiás - Quitandinha (Fonte: Secretaria de Obras – Prefeitura Municipal de Petrópolis).

Este tipo de ruptura é classificado como “corrida de detritos” (*debris flow*), sendo esta deflagrada por violento temporal que se abateu na cidade, e tendo como consequência a destruição parcial de uma casa e um total de duas casas destruídas, com seis vítimas fatais (OLIVEIRA, 2004).

A partir de evidências constatadas após o incidente, percebe-se que a região acidentada apresenta camada pouco espessa de solo residual com transição abrupta no contato solo-rocha, além do maciço se encontrar intensamente fraturado (**Figura 4.9**). Esta situação é bastante propícia a escorregamentos planares, que podem ser sucedidos por uma corrida de detritos.



Figura 4.9 – Escorregamento ocorrido em dezembro de 2001 na Avenida Amaral Peixoto (Quitandinha), onde pode-se observar o substrato rochoso atingido (Fonte: NELSON FERREIRA FERNANDES).

Apesar da grande ocupação, o Quitandinha ainda possui alguns trechos de encosta preservada, cenário este favorável ao estudo com simulações no SHALSTAB em uma bacia previamente definida (**Figura 4.10**). Segundo FERNANDES *et al.* (2001), para a utilização do SHALSTAB torna-se necessária a escolha de áreas pouco ocupadas, devido ao fato da análise realizada por este modelo considerar apenas os fenômenos naturais instabilizantes da encosta, não sendo possível a simulação de fatores antrópicos.



Figura 4.10 – Quitandinha – Área de Estudo (Fundação CIDE, 2003).

De forma a se validar o modelo, torna-se necessária a elaboração de um mapa de cicatrizes, elaborado tendo por base as duas cicatrizes indicadas na **Figura 4.11**, além de outras obtidas a partir de informações junto a moradores da região.



Figura 4.11 – Escorregamentos ocorridos em dezembro de 2001 no Quitandinha, que terão suas cicatrizes mapeadas (Fonte: Secretaria de Obras – Prefeitura Municipal de Petrópolis).

V – METODOLOGIA

Este capítulo tem por objetivo descrever os ensaios geotécnicos feitos em laboratório e as simulações realizadas utilizando o Shalstab.

V.1 – ENSAIOS GEOTÉCNICOS REALIZADOS

V.1.1 – INTRODUÇÃO

A Mecânica dos solos, que é uma das diversas ciências que compõem a Engenharia Civil, estuda o comportamento dos solos que podem estar sujeitos às mais variadas solicitações, segundo parâmetros físicos, químicos, de resistência e deformabilidade.

Segundo SÓRIA (1985), pode-se dizer que: “uma classificação de solos para obras em Engenharia Civil tem por objetivo principal a previsão do comportamento em potencial do solo e da obra com ele construída”.

O entendimento do comportamento do solo ocorre de três maneiras: a partir da experiência obtida através de resultados antigos de ensaios realizados no local de estudo, a partir de informações obtidas por investigações em campo e ensaios em laboratório e a partir da interpretação científica, resultante de um aprofundado conhecimento de todos os fenômenos que influenciam no comportamento do solo (TAYLOR, 1961).

Devido à carência de parâmetros confiáveis de resistência do solo presente na área de estudo e buscando contribuir com informações relativas às principais propriedades que identificam e caracterizam este solo, foram realizados os ensaios relacionados abaixo, sendo estes expostos ao longo deste capítulo:

- Ensaio de Cisalhamento Direto
- Ensaio de Permeabilidade
- Ensaio de Caracterização.

Buscando preservar a estrutura natural e condição de umidade do solo de forma que, durante a realização dos ensaios mecânicos os resultados fossem representativos do comportamento do solo, é imprescindível a retirada de uma amostra indeformada que mantenha as propriedades em campo, de acordo com a NBR 9604 (Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas).

Durante a escolha do local de retirada da amostra, deve-se atentar para o fato de que esta deve ser o mais representativa possível de toda a região de estudo.

Conforme visto no capítulo anterior, dentre toda a região do Quitandinha optou-se pelo estudo direcionado na vertente que apresentou uma série de escorregamentos de terra significativos durante as chuvas de dezembro de 2001, sendo assim uma das mais propensas à instabilidade. O local de coleta escolhido fica ao lado da cicatriz deixada pela maior ruptura ocorrida durante tal evento (**Figuras 5.1 e 5.2**).



Figura 5.1 – Local de retirada da amostra indeformada.



Figura 5.2 – Quitandinha – Localização do ponto de retirada da amostra.

O bloco de amostra foi retirado a uma profundidade de 1m em relação ao terreno natural, apresentando formato cúbico com 30cm de aresta (**Figura 5.3**).



Figura 5.3 – Bloco de amostra indeformada.

V.1.2 – ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Em princípio, o ensaio de cisalhamento direto é um ensaio de atrito, no qual uma porção de solo é feita deslizar ao longo de outra pela ação de uma força horizontal, enquanto uma carga normal constante é aplicada no plano onde se dá o movimento. Durante o processo de cisalhamento são medidos os deslocamentos relativos entre duas porções do corpo de prova e a força cisalhante aplicada, obtendo-se a curva tensão cisalhante x deslocamento. O movimento vertical da superfície do corpo de prova, que indica variação de volume, também é medido e a variação do índice de vazios, durante o cisalhamento, pode ser estimada.

O ensaio de cisalhamento direto, executado no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, foi realizado visando-se obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo em termos de tensões totais, sendo tais informações necessárias à simulação utilizando o Shalstab.

Nesse ensaio, a amostra de solo foi colocada dentro de uma "caixa" composta de duas seções (superior e inferior) destacáveis e deslocáveis; o contato da amostra com

o fundo da caixa se faz através de placas dentadas e pedras porosas (permeáveis), conforme apresentado na **Figura 5.4**.

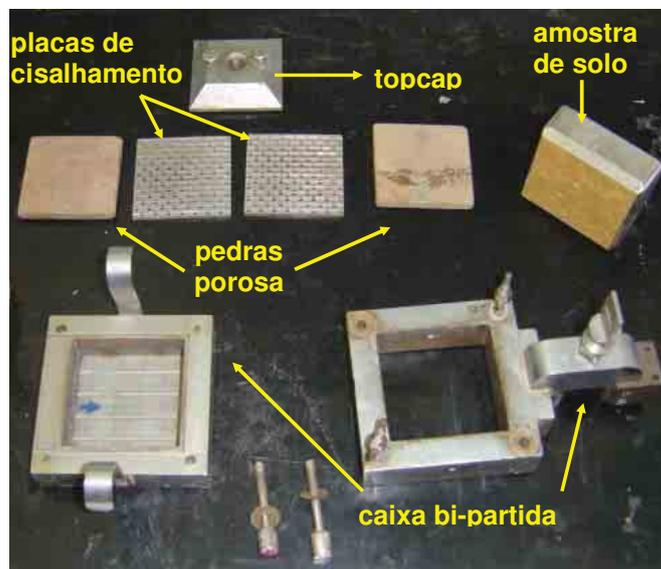


Figura 5.4 - Caixa de cisalhamento direto.

O corpo-de-prova foi ensaiado com aplicação de uma tensão normal $\sigma_n = P_n/A^1$ sobre a caixa, sendo a força vertical P_n aplicada através da utilização de um pendural simples ou composto (dependendo da magnitude do carregamento a ser aplicado), diretamente ligado ao topcap (placa rígida de distribuição de carga no topo do molde). Esta tensão é mantida constante no decorrer do ensaio, enquanto que uma força tangencial (cisalhante) P_t foi aplicada lateralmente à caixa através da prensa de cisalhamento, sendo esta aumentada gradativamente até se obter a ruptura por cisalhamento do corpo-de-prova ao longo do plano AB (plano referente ao contato entre as duas seções da caixa). Durante todo o ensaio foram medidos os deslocamentos horizontal e vertical (δ_n e δ_v , respectivamente) e as tensões cisalhantes $\tau = P_t/A^1$ correspondentes a cada intervalo de tempo. Foi seguida a recomendação de que, pelo menos, três corpos-de-prova (cp's) de uma mesma amostra fossem ensaiados, de forma a se obter um mínimo de pontos necessários para a determinação da envoltória de ruptura do solo.

Conforme pode ser observado na **Figura 5.5**, que mostra em detalhe o bloco da amostra, foi percebida a existência de duas camadas distintas de material, sendo uma de coloração amarelada e a outra acinzentada. A partir de uma avaliação tátil-visual, percebeu-se que a região amarelada apresenta plasticidade, indicando presença de

argila nesta camada. Já no trecho acinzentado da amostra não se observou tal característica, constatando-se a tendência ao desmoronamento nesta região (baixa coesão). Entre as duas camadas verificou-se a presença de uma pequena faixa apresentando material com granulometria superior à encontrada nas camadas descritas. Este trecho, composta por “grumos”, deve ter tido sua origem durante o processo de formação do solo pela decomposição da rocha primitiva de origem granito-gnaissica e posterior processo de lixiviação².

Buscando avaliar as características de cada camada, optou-se pela realização de uma seqüência de quatro ensaios a tensões de 25, 50, 100 e 600 KPa para cada material, totalizando-se oito ensaios. Os ensaios foram preferencialmente realizados a baixas tensões com o intuito de se aproximar do estado de tensões em campo.



Figura 5.5 – Bloco de amostra ensaiado.

¹ Entende-se por *A* a área da superfície de deslizamento (igual à seção transversal do corpo-de-prova).

² Def. migração de substâncias solúveis, principalmente sob a forma de sais. Neste caso lixiviação trata-se do carreamento de partículas de quartzo pela água (OLIVEIRA & BRITO, 1998).

Os CP's necessários para a realização dos ensaios foram moldados em uma peça quadrada de seção vazada, apresentando dimensões e peso de conforme indicados na **Tabela 5.1**. Após a moldagem, o conjunto material+molde foi devidamente pesado obtendo-se peso úmido do solo. Foram também retiradas duas amostras do solo durante a moldagem, sendo estas colocadas em cápsulas a fim de se obter o peso seco e o peso úmido do material. Os resultados da determinação de umidade em cada corpo-de-prova estão apresentados no **Anexo**.

Moldes	Aresta (cm)	Altura (cm)	Espessura (mm)	Peso (g)
Molde 1	6,0	2,5	5,0	143,67
Molde 2	6,0	2,5	5,0	131,68
Molde 3	6,0	2,5	5,0	133,51
Molde 4	6,0	2,5	5,0	132,78

Tabela 5.1 – Informações relativas à peça utilizada na moldagem dos CP's.

Dando prosseguimento ao ensaio de cisalhamento, o solo contido no molde foi transferido para a caixa de cisalhamento (caixa bipartida) utilizando-se um soquete com dimensões próximas a dimensão interna do molde, de forma a se evitar perturbações no solo durante todo o processo (**Figura 5.6**). A caixa bipartida foi então colocada em um carrinho móvel, que se encontrava sobre rolamentos, visando a eliminação do atrito entre a caixa e o fundo do equipamento de ensaio.



Figura 5.6 – Transferência do solo para a caixa bi-partida.

Antes de se iniciar o ensaio de cisalhamento, a caixa bi-partida foi inundada por água e o sistema permaneceu em repouso por 24 horas obtendo-se dessa forma a embebição do solo.

Após esse período, foi realizado o adensamento do solo, visando a eliminação e a completa dissipação da poro-pressão antes do início do ensaio. Para isto, o solo recebeu a aplicação de uma carga vertical equivalente ao valor a ser aplicado durante o ensaio, sendo a deformação vertical relativa a este carregamento medida durante todo o tempo. O adensamento é finalizado quando a deformação vertical não mais mudar de valor, permanecendo constante. Na amostra acinzentada o tempo máximo de adensamento foi de 28 minutos, enquanto que para o solo amarelado o tempo foi de 1 hora e 12 minutos, ambos a uma tensão de 25 KPa.

A velocidade do ensaio de cisalhamento depende do adensamento, pois este indica o tempo necessário para que o solo dissipe todo o excesso de poro-pressão. No presente trabalho realizaram-se ensaios não-drenados, a uma velocidade de 0,0585 mm/s, sendo esta condição típica nos taludes imediatamente antes do escorregamento.

O adensamento e o ensaio de cisalhamento direto foram realizados em uma prensa de cisalhamento com sistema de aquisição de dados, conforme mostrado na **Figura 5.7**.

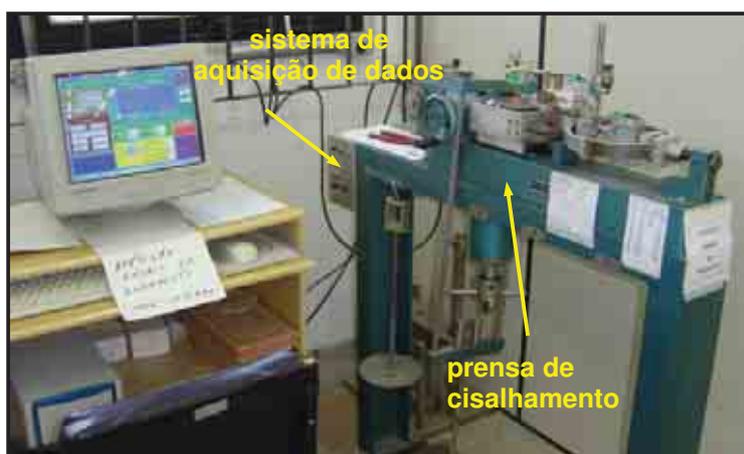


Figura 5.7 – Visão geral do equipamento e sistema de aquisição de dados para o ensaio de cisalhamento direto.

Durante a realização do adensamento foi medida a deformação e, no ensaio de cisalhamento direto, foram medidos a força horizontal aplicada e os deslocamentos vertical e horizontal em cada intervalo de tempo. Para a medição da força utilizou-se um anel dinamométrico com capacidade de 500 kg, sendo a deformação deste medida por um transdutor de deslocamento (LVDT) da marca Gefran calibrado de forma que se deslocamento não ultrapasse 4mm. Para a medição dos deslocamentos também foram utilizados LVDTs da Gefran, sendo o deslocamento horizontal máximo limitado em 20mm e o deslocamento vertical máximo limitado em 10mm. A leitura destes transdutores (**Figura 5.8**) é feita através de um sistema de aquisição de dados e interface de potência, constituído por uma placa de aquisição analógica-digital, um condicionador de sinais analógicos acoplados junto à prensa de cisalhamento e um microcomputador com programa desenvolvido pela equipe técnica do Laboratório de Geotecnia, especificamente para registrar os resultados ao longo do ensaio.

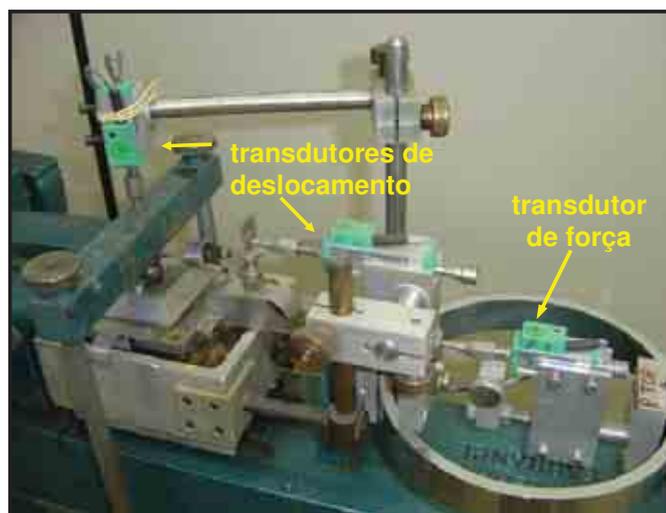


Figura 5.8 – Visão geral dos transdutores.

Os gráficos *tensão cisalhante (τ) x deslocamento horizontal (δ_h)*, *deslocamento vertical (δ_v) x deslocamento horizontal (δ_h)* e *tensão cisalhante (τ) x tensão normal (σ)* para cada amostra são apresentados a seguir.

V.1.2.1 – RESULTADOS - ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

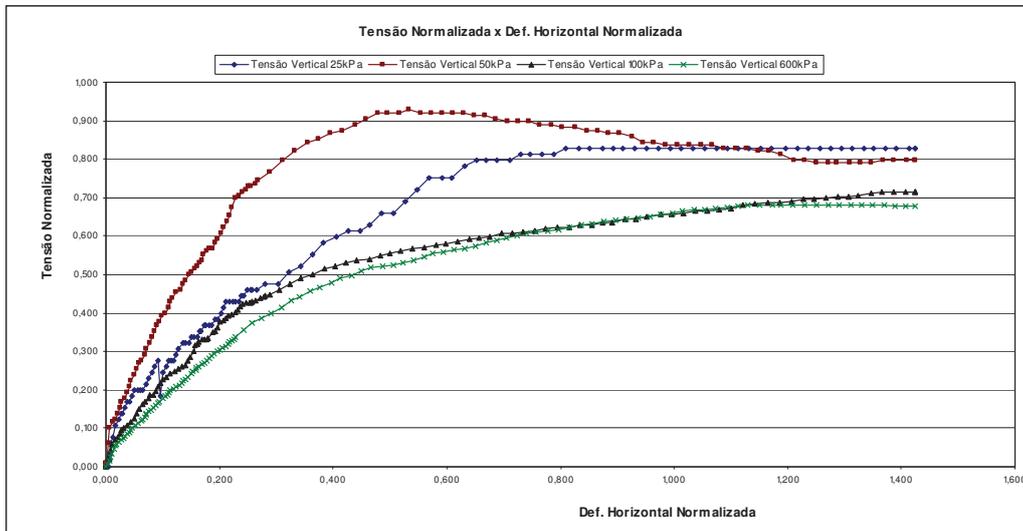


Figura 5.9 – Tensão Cisalhante Normalizada x Deslocamento Horizontal Normalizado – amostra amarelada.

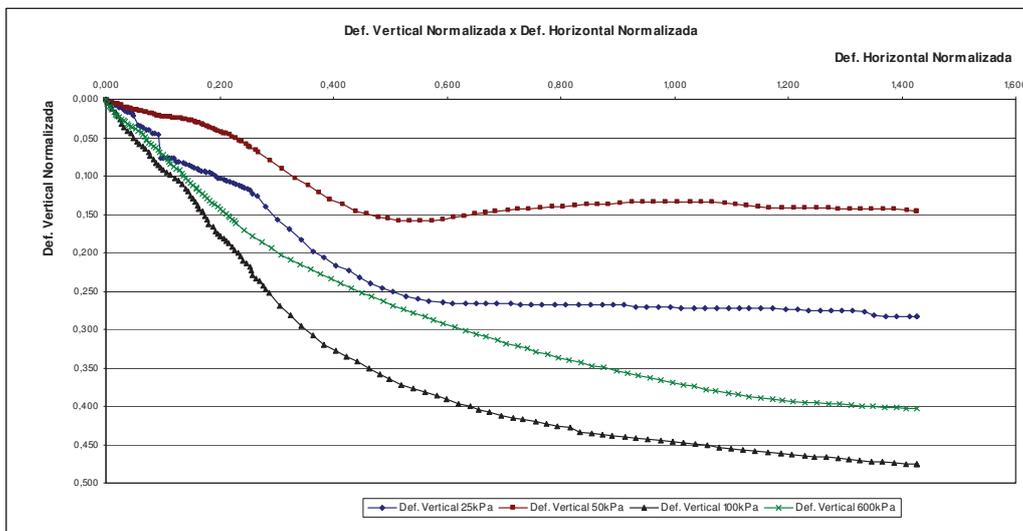


Figura 5.10 – Deslocamento Vertical Normalizado x Deslocamento Horizontal Normalizado – amostra amarelada.

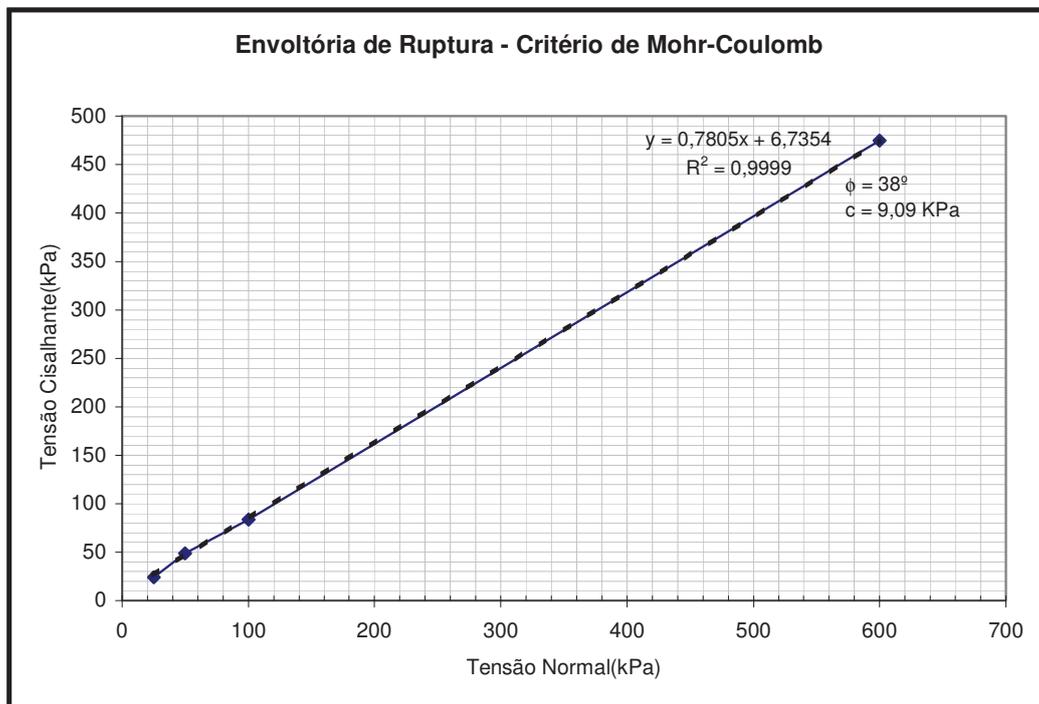


Figura 5.11 – Tensão Cisalhante x Tensão Normal – amostra amarelada.

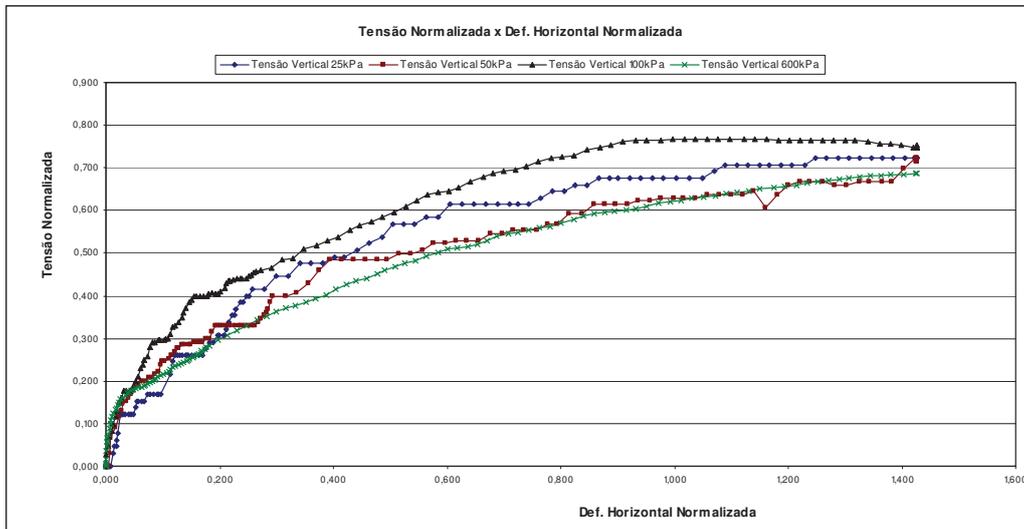


Figura 5.12 – Tensão Cisalhante Normalizada x Deslocamento Horizontal Normalizado – amostra acinzentada.

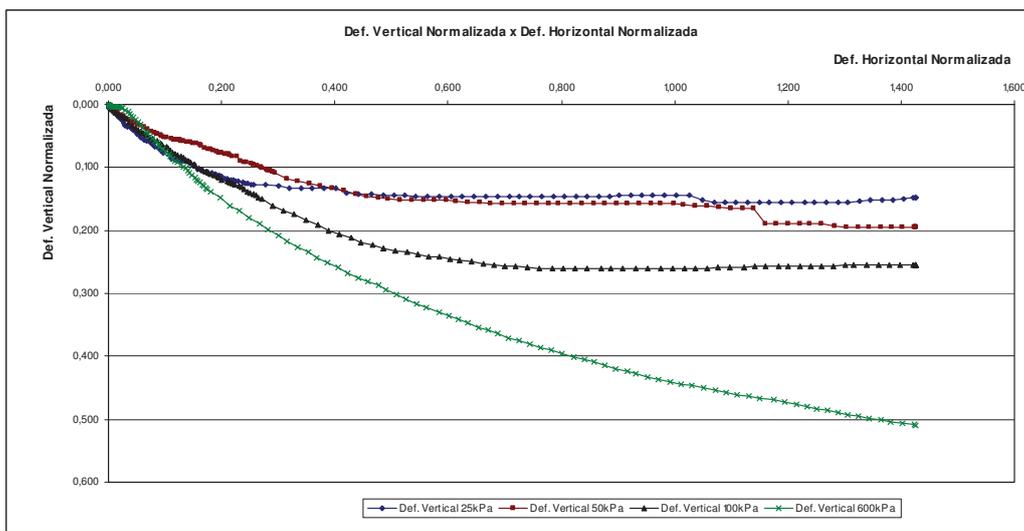


Figura 5.13 – Deslocamento Vertical Normalizado x Deslocamento Horizontal Normalizado – amostra acinzentada.

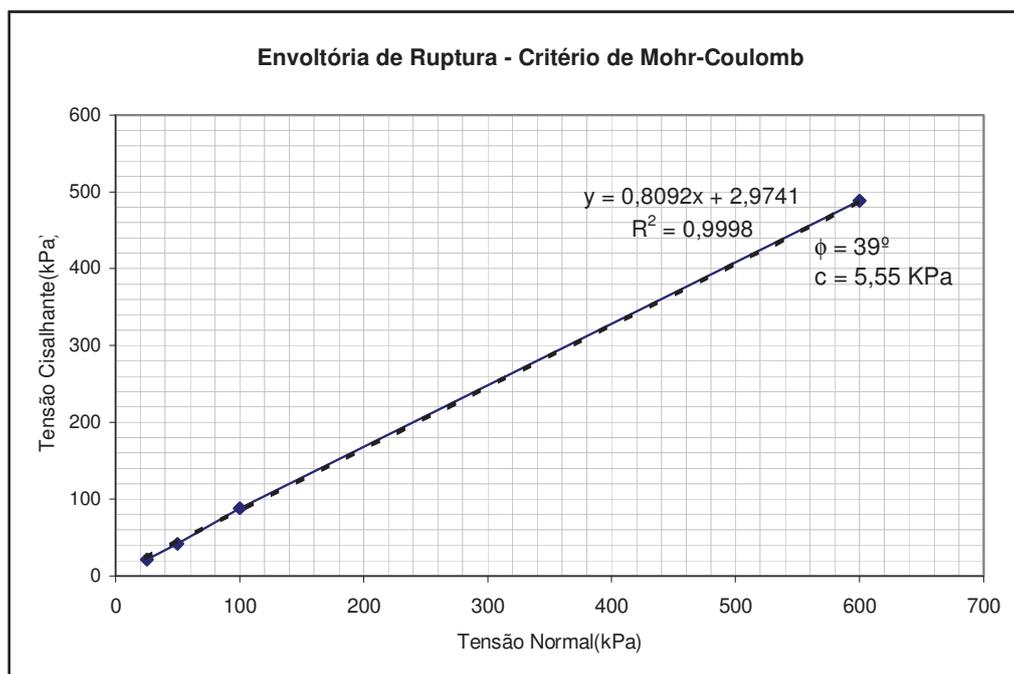


Figura 5.14 – Tensão Cisalhante x Tensão Normal – amostra acinzentada.

V.1.3 – ENSAIO DE PERMEABILIDADE

Os solos são formados por partículas sólidas com espaços entre elas (HEAD, 1982). Em geral estes espaços são interconectados, o que possibilita a passagem de água; ou seja, os solos são permeáveis a água.

A permeabilidade é a medida da capacidade do solo em permitir o fluxo de um fluido (HEAD, 1982), que, de forma indireta, controla a tensão efetiva do mesmo (LAMBE, 1951). A determinação do coeficiente de permeabilidade do solo é de grande importância nos estudos de estabilidade, pois a tensão efetiva do solo depende da pressão neutra, que, por sua vez, depende das tensões provocadas pela percolação de água (SOUSA PINTO, 2000).

Conforme visto no Capítulo III, o modelo Shalstab realiza a previsão de zonas susceptíveis à ocorrência de escorregamentos rasos, a partir de uma equação expressa em função da razão q/T , que consiste no parâmetro hidrológico, sendo T o valor da transmissividade do solo¹. Entretanto, devido à dificuldade de obtenção deste parâmetro, que deve ser preferencialmente realizada em campo, optou-se pelo cálculo indireto da transmissividade através da determinação dos valores de $\log(q/T)$ para cada elemento do *grid* topográfico na área em estudo, conforme recomendado por MONTGOMERY & DIETRICH (1994).

Desta forma, o ensaio para a determinação do coeficiente de permeabilidade foi realizado com o objetivo de disponibilizar resultados para posteriores pesquisas que possam vir a se desenvolver na região de estudo.

O coeficiente de permeabilidade pode ser determinado aplicando-se uma diferença de carga hidráulica na amostra de solo saturada e medindo a taxa conseqüente de fluxo de água. Para solos com alta permeabilidade, os arenosos por exemplo, utiliza-se o ensaio do tipo carga constante, e para solos com baixa permeabilidade, os argilosos por exemplo, utiliza-se o ensaio do tipo carga variável.

¹ Entende-se transmissividade do solo (T) como sendo o produto do coeficiente de permeabilidade do solo (k) pela espessura de solo (x).

A determinação do coeficiente de permeabilidade para o solo em estudo foi realizada no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ utilizando-se o ensaio do tipo carga variável, uma vez que, conforme já apresentado, a amostra de solo apresenta duas camadas bem características, sendo uma predominantemente argilosa e a outra predominantemente arenosa, mas que, entretanto, apresenta granulometria fina e considerável teor de silte. A **Figura 5.15** mostra o processo de retirada de uma amostra indeformada do solo predominantemente argiloso (amarelado) para a realização do ensaio.



Figura 5.15 – Retirada de amostra indeformada para a realização do ensaio de permeabilidade.

Ensaio de permeabilidade de carga variável:

Este ensaio é usado para solos que apresentam baixos valores de permeabilidade. Seu uso é requerido para evitar que gaste um tempo muito longo na percolação da água necessária para determinação da permeabilidade com o uso do permeâmetro de carga constante (**Figuras 5.16 e 5.17**).



Figura 5.16 – Permeâmetro.

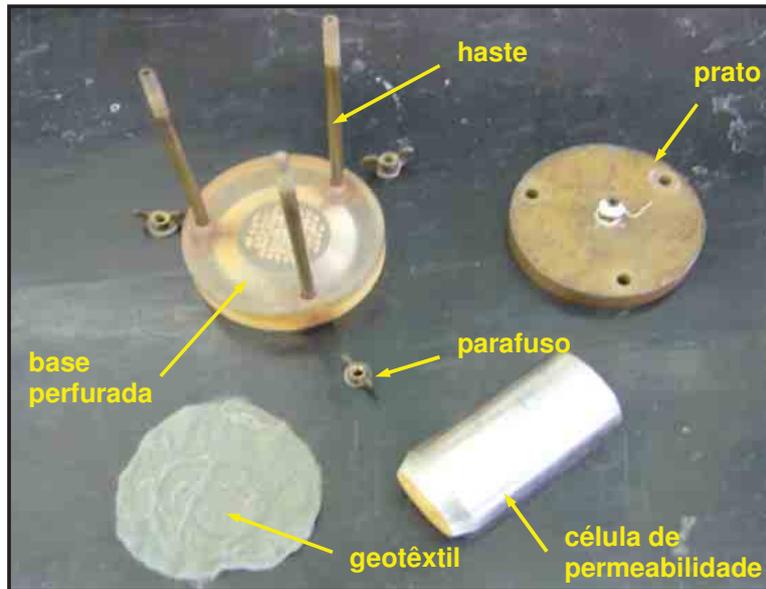


Figura 5.17 – Componentes do permeâmetro.

No ensaio de carga variável medem-se os valores de H obtidos para diversos valores de tempo decorrido desde o início do ensaio, e, aplica-se a seguinte fórmula para o cálculo da permeabilidade:

$$k = \frac{2,3 \times a \times L \times R_T}{A \times t} \times \log \left(\frac{h_0}{h_f} \right)$$

Durante o ensaio deve ser evitado ar contido na água, para que não ocorra a formação de bolhas entre os vazios do solo. Tais bolhas impediriam o fluxo de água levando ao erro na estimativa da permeabilidade. Pelo mesmo motivo, a amostra deve estar totalmente saturada antes do início do ensaio. No ensaio realizado, a saturação foi feita utilizando fluxo descendente.

Além do fator relacionado acima, a permeabilidade também sofre influência da característica do fluido que percola pelos vazios do solo. A permeabilidade depende do peso específico e da viscosidade do fluido (geralmente água). Essas duas propriedades variam com a temperatura, entretanto, a variação da viscosidade é muito mais significativa do que o peso específico (quanto maior a temperatura, menor a viscosidade e menor o peso específico da água). Por esse motivo a permeabilidade é determinada a uma dada temperatura de ensaio e, em seguida, corrige-se o resultado para uma temperatura padrão de 20° C (LAMBE, 1951).

V.1.3.1 – RESULTADOS - ENSAIO DE PERMEABILIDADE

ENSAIO DE PERMEABILIDADE - CARGA VARIÁVEL – SOLO AMARELADO							
Célula de Permeabilidade							
Célula nº	3	ϕ_i (mm)	36,00				
altura (mm)	90,00	esp. (mm)	4,50				
ϕ_e (mm)	45,00	peso (g)	400,61				
célula + solo (g)		545,75					
Umidade inicial				Umidade Final			
Cápsula nº	18	56	18	56			
Peso da cápsula (g)	15,82	18,01	15,82	18,01			
Cápsula.+solo úmido (g)	55,04	67,45	78,38	107,7			
Cápsula + solo seco (g)	45,61	54,73	60,05	81,32			
Peso de água (g)	9,43	12,72	18,33	26,38			
Peso de solo seco (g)	29,79	36,72	44,23	63,31			
ω (%)	31,65	34,64	41,44	41,67			
ω média (%)	33,148		41,56				
Características do ensaio	Diâmetro C.P. (cm)		D	3,60			
	Área C. P. (cm)		A	10,18			
	Altura inicial (cm)		L	9,00			
	Volume C.P. (cm ³)		V	91,61			
	Área do tubo (cm ²)		a	0,139			
	Características do solo	Tara+solo úmido (g)		545,75			
Tara (g)		400,61					
Solo seco (g)		W_s	109				
Densidade dos grãos		G_s	2,591				
Volume dos sólidos (cm ³)		V_s	42,07				
Índice de vazios		e	1,177				
Leitura							
Carga inicial (cm)	h_0	133,9	133,9	133,9	133,9	133,9	133,9
Carga Final (cm)	h_t	128,9	128,9	123,9	123,9	123,9	123,9
Tempo decorrido (s)	t	65	64	131	129	129	128
Temperatura da água (°C)	T	25,9	25,9	25,9	25,9	25,9	25,9
Fator de correção	R_t	0,867	0,867	0,867	0,867	0,867	0,867
Permeabilidade (cm/s)	k	6,23E-05	6,33E-05	6,31E-05	6,40E-05	6,40E-05	6,45E-05
		6,28E-05		6,36E-05		6,43E-05	
K média (cm/s)	k_M	6,36E-05					

Tabela 5.2 – Ensaio de Permeabilidade – amostra amarelada.

ENSAIO DE PERMEABILIDADE - CARGA VARIÁVEL – SOLO ACINZENTADO							
--	--	--	--	--	--	--	--

Célula de Permeabilidade			
Célula nº	3	ϕ_i (mm)	36,00
altura (mm)	90,00	Esp. (mm)	4,50
ϕ_e (mm)	45,00	peso (g)	400,61
célula + solo (g)	491,62		

	Umidade inicial		Umidade Final		Características do ensaio	D	3,60
	F13	34	F13	34			
Cápsula nº	F13	34	F13	34	Diâmetro C.P. (cm)	A	10,18
Peso da cápsula (g)	9,08	18,21	9,08	18,21	Área C. P. (cm)	L	5,80
Cápsula+solo úmido (g)	63,06	88,44	48,21	69,83	Altura inicial (cm) (*)	V	59,04
Cápsula+solo seco (g)	49,81	71,25	36,562	54,139	Volume C.P. (cm ³)	a	0,716
Peso de água (g)	13,25	17,19	11,648	15,691	Área do tubo (cm ²)		
Peso de solo seco (g)	40,73	53,04	27,482	35,929	Tara+solo úmido (g)		491,62
ω (%)	32,53	32,41	42,38	43,67	Tara (g)		400,61
ω média (%)	32,470		43,03		Solo seco (g)	W_s	68,7
					Densidade dos grãos	G_s	2,611
					Volume dos sólidos (cm ³)	V_s	26,31
					Índice de vazios	e	1,244

(*) devido à pequena quantidade de material disponível para ensaio, não foi possível o preenchimento completo da célula.

Leitura							
Carga inicial (cm)	h_0	133,9	133,9	133,9	133,9	133,9	133,9
Carga Final (cm)	h_t	118,9	118,9	118,9	118,9	118,9	118,9
Tempo decorrido (s)	t	50	50	50	50	51	51
Temperatura da água (°C)	T	24	24	24	24	24	24
Fator de correção	R_t	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91
Permeabilidade (cm/s)	k	8,81E-04	8,81E-04	8,81E-04	8,81E-04	8,64E-04	8,64E-04
		8,81E-04		8,81E-04		8,64E-04	
K média (cm/s)	k_M	8,75E-04					

Tabela 5.3 – Ensaio de Permeabilidade – amostra acinzentada.

V.1.4 – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

As primeiras classificações, que eram realizada a partir da textura dos solos, tinham como descrição apenas a sua granulometria. Nesta análise, ocorriam casos em que os solos ditos de mesma classe (ou descrição) apresentavam desempenho diverso. Tais classificações estiveram em uso até cerca de 1930 quando foram introduzidos os Limites de Atterberg (índices de consistência), tendo por objetivo melhorar a capacidade de se prever o desempenho do solo (SÓRIA, 1985).

Cabe enfatizar que os sistemas de classificação devem constituir um primeiro passo para a previsão do comportamento dos solos, não devendo no entanto ser utilizado de forma isolada na determinação de parâmetros para o solo (SOUSA PINTO, 2000).

Os ensaios de caracterização realizados neste estudo, executados no laboratório de geotecnia da COPPE/UFRJ, têm por objetivo classificar o solo de acordo com suas propriedades físicas, granulometria, estrutura entre outras, gerando registros para posteriores pesquisas que possam vir a se desenvolver na região analisada. A metodologia de ensaio encontra-se esquematizada na **Figura 5.18**, sendo a preparação da amostra realizada segundo procedimentos recomendados pela Norma Rodoviária DNER-ME 041/94 (Solos – Preparação de amostras para ensaios de caracterização).

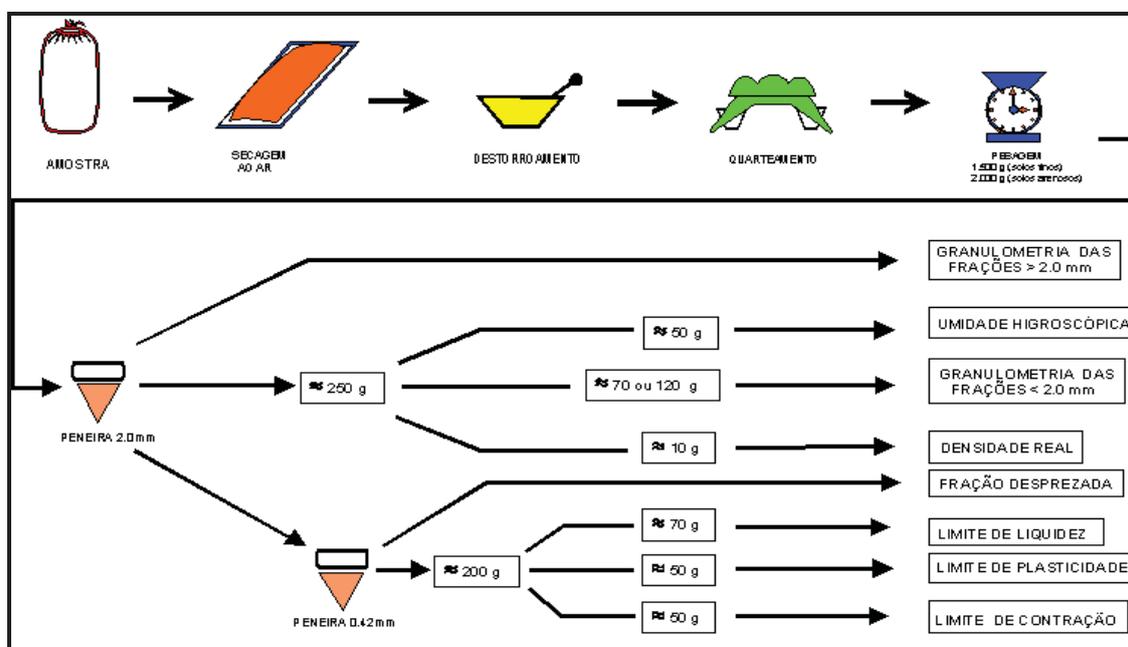


Figura 5.18 – Metodologia para a realização de ensaios de caracterização (IME, 1998).

- **Determinação do Peso Específico**

Trata-se do peso específico natural do solo, compreendido pela razão entre o peso total de solo e o seu volume total.

A determinação do peso específico foi realizada tanto para o solo amarelado quanto para o acinzentado, durante a execução dos ensaios de cisalhamento direto e de permeabilidade. Os resultados estão apresentados no **Anexo**.

- **Determinação do Índice de Vazios**

Índice que traduz a relação entre o volume de vazios e o volume de sólidos de um determinado solo.

Assim como no caso anterior, o índice de vazios foi determinado tanto para o solo amarelado quanto para o acinzentado, durante a execução dos ensaios de cisalhamento direto e de permeabilidade. Os resultados estão apresentados no **Anexo**.

- **Ensaio de Granulometria**

O ensaio de granulometria foi realizado buscando-se a obtenção da curva granulométrica, segundo procedimentos recomendados pelas Normas DNER-ME 051/94 (Solos – Análise granulométrica) e DNER-ME 080/94 (Solos – Análise granulométrica por peneiramento).

Conforme será visto no próximo item deste capítulo, através deste ensaio obtém-se a curva granulométrica do solo, que apresenta o percentual de pedregulho, areia, silte e argila que constitui o solo analisado.

- **Determinação dos Limites de Atterberg**

A determinação dos limites de Atterberg tem por objetivo identificar o grau de influência das partículas argilosas, que depende da fração desta presente no solo e do teor de umidade. Conforme a quantidade de água presente em um solo argiloso, este pode se comportar como um líquido ou como sólido, sendo este último plástico ou quebradiço.

Buscando determinar teores de umidade correspondentes às mudanças de estado que um solo argiloso possa apresentar, o professor de Mecânica dos Solos Arthur Casagrande definiu uma seqüência de ensaios a fim de fornecer tais resultados através da adaptação e padronização de ensaios e índices propostos pelo engenheiro químico Atterberg. Desta forma, definiram-se os seguintes limites:

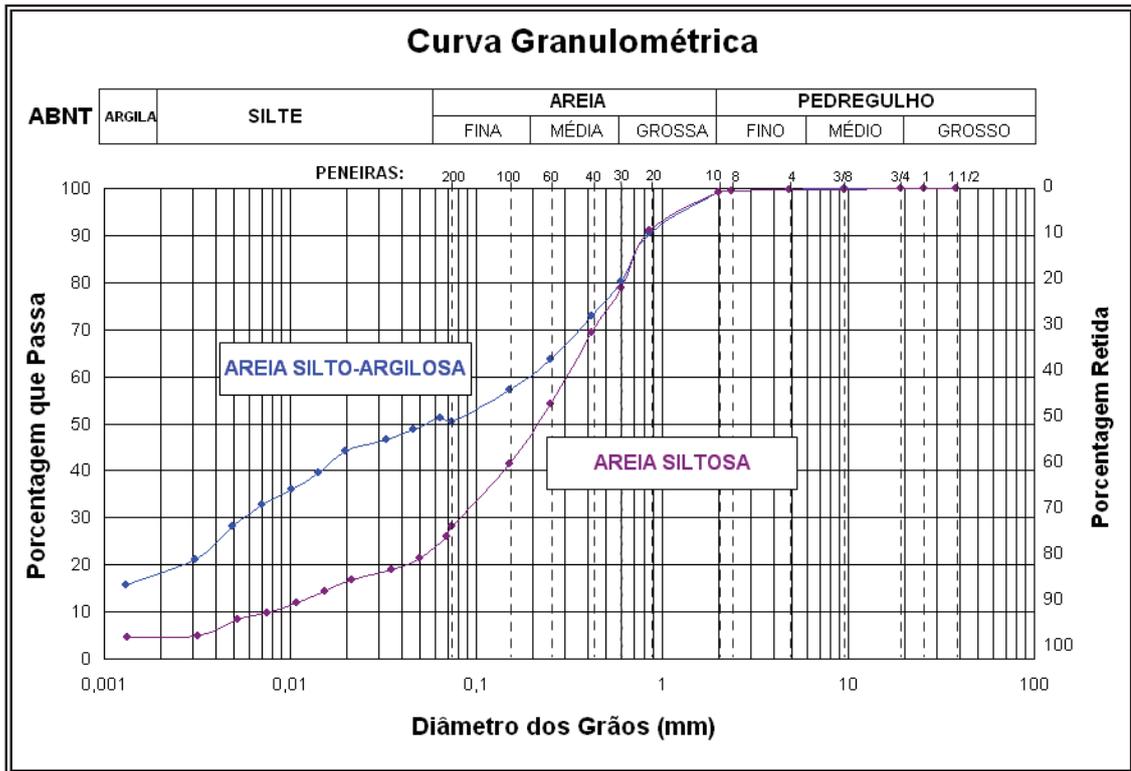
- *Limite de Liquidez (LL)* → definido como o teor de umidade do solo com a qual uma ranhura nele feita requer 25 golpes para se fechar, numa concha (SOUSA PINTO, 2000). O limite de liquidez define o ponto a partir do qual o aumento da quantidade de água no solo o leva a um comportamento fluido. O ensaio de determinação do limite de liquidez foi realizado segundo procedimentos recomendados pela Norma DNER-ME 122/94 (Solos – Determinação do Limite de Liquidez – Método de Referência e Método Expedito).
- *Limite de Plasticidade (LP)* → definido como o menor teor de umidade com o qual se consegue moldar um cilindro com 3mm de diâmetro, rolando-se o solo com a palma da mão. O limite de plasticidade define o ponto a partir do qual a redução da quantidade de água no solo o torna quebradiço (SOUSA PINTO, 2000), ou seja, pouco coeso. O ensaio de determinação do limite de liquidez foi realizado segundo procedimentos recomendados pela Norma DNER-ME 082/94 (Solos – Determinação do Limite de Plasticidade).
- *Índice de Plasticidade (IP)* → definido como a diferença entre os dois limites descritos acima, indicando a faixa de valores em que o solo se apresenta plástico (SOUSA PINTO, 2000).

A análise do caráter plástico (LL e LP) é influenciada pela concentração de argila no solo. De acordo com GUERRA & GOUVEIA (1995), a plasticidade é um fator que influencia na maior ou menor resistência ao cisalhamento, isto é, solos que apresentam elevado índice de plasticidade certamente possuem uma maior coesão, reduzindo desta forma o risco de sofrer movimentos de massa. Entretanto, estes são mais sujeitos a processos ambientais que envolvam perda lenta e contínua de material, como acontece em processos de ravinamento e voçorocamento.

Os resultados de determinação do limite de liquidez, do limite de plasticidade e do índice de plasticidade serão apresentados no próximo item deste capítulo.

V.1.4.1 – RESULTADOS - ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO

- Granulometria



- Limites de Atterberg – Solo Amarelado

LIMITE DE PLASTICIDADE						
Número da Cápsula		3	Y	J	G	3
⊕	Total Úmido	14,06	9,50	9,41	9,27	15,00
○	Total Seco	13,58	9,03	8,95	8,82	14,53
∞	Cápsula	11,72	7,10	7,13	7,01	12,62
∞	Água	0,48	0,47	0,46	0,45	0,47
□	Solo Seco	1,86	1,93	1,82	1,81	1,91
Umidade (%)		25,81	24,35	25,27	24,86	24,61
Limite de Plasticidade		24,98				

LIMITE DE LIQUIDEZ											
Número de Golpes		50		40		30		20		10	
Número da Cápsula		862	743	45	738	865	590	539	739	501	667
⊕	Total Úmido	16,26	15,75	15,11	15,27	16,53	15,75	17,78	16,80	16,63	14,93
○	Total Seco	15,36	15,01	14,06	14,51	15,46	14,79	16,24	15,52	15,45	13,98
∞	Cápsula	13,15	13,21	11,57	12,71	13,00	12,56	12,78	12,64	12,93	11,97
∞	Água	0,90	0,74	1,05	0,76	1,07	0,96	1,54	1,28	1,18	0,95
□	Solo Seco	2,21	1,80	2,49	1,80	2,46	2,23	3,46	2,88	2,52	2,01
Umidade (%)		40,7	41,1	42,2	42,2	43,5	43,0	44,5	44,4	46,8	47,3
Umidade Média (%)		40,9		42,2		43,3		44,5		47,0	

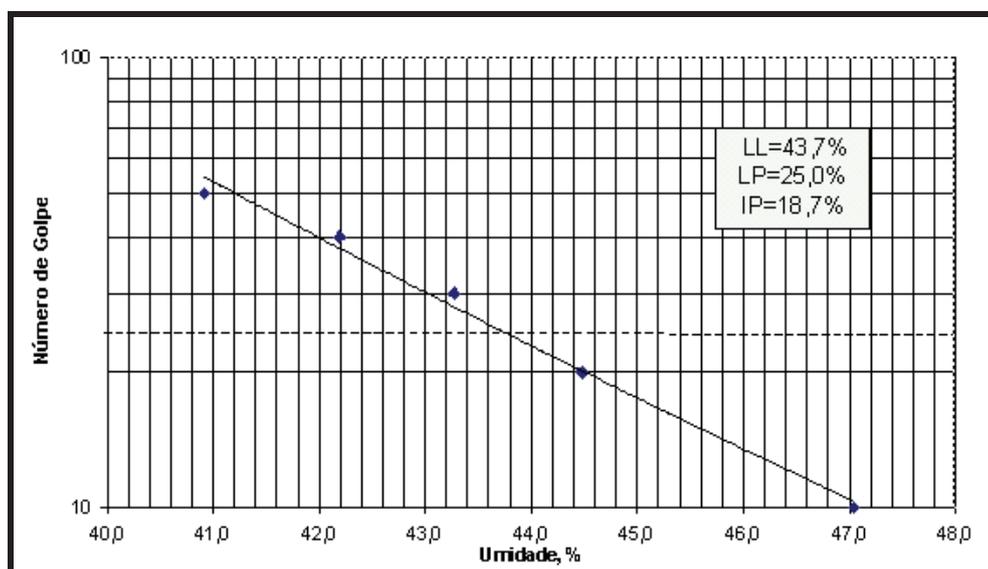


Tabela 5.4 – Limites de Atterberg para a amostra amarelada.

▪ **Limites de Atterberg – Solo Acinzentado**

A amostra de solo acinzentado apresentou caráter NÃO PLÁSTICO.

V.2 – IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO SHALSTAB

V.2.1 – GERAÇÃO DO MODELO DIGITAL DE ELEVAÇÃO

Antes de descrever os modelos de susceptibilidade é necessário descrever o método pelo qual o modelo digital de elevação foi obtido. Para a utilização em modelos hidrológicos e geomorfológicos com base física, nos quais os parâmetros estão associados a distribuições espaciais é necessário o cálculo automático de parâmetros topográficos. Muitos métodos tradicionais não são suficientes para estes tipos de aplicações, além da necessidade de continuidade da superfície interpolada para cálculo de variáveis topográficas, garantido a função de transferência em vários processos hidrológicos (MENDES & CIRILO, 2001).

Para a realização do presente estudo, torna-se necessária a obtenção de observações em superfície real (área e distância) para paisagens de relevo bastante acidentado, situação onde o método de geração de MDE a partir de redes irregulares de triangulação (TIN) se mostra bastante eficiente. Outra vantagem deste método é a capacidade de inserir feições geomorfológicas que auxiliam decisivamente no refinamento do MDE, além de permitir uma maior facilidade na obtenção dessas observações (FERNANDES & MENEZES, 2005).

Segundo análise realizada por FERNANDES & MENEZES (2005), ao se comparar diversos métodos de geração de MDE, constatou-se que o método de Delauney com restrições baseado em redes irregulares triangulares (TIN) demonstrou um desempenho superior aos demais, principalmente em áreas com maior altitude, onde a declividade é mais acentuada e o relevo mais acidentado.

O MDE foi obtido a partir da utilização de rede irregular de triangulação (TIN) presente na extensão *3D Analyst* do *software ArcView* versão 3.3, podendo ser observado na **Figura 5.19**. A **Figura 5.20** apresenta o Modelo Digital de Declividade (MDD), também obtido a partir do *software*.

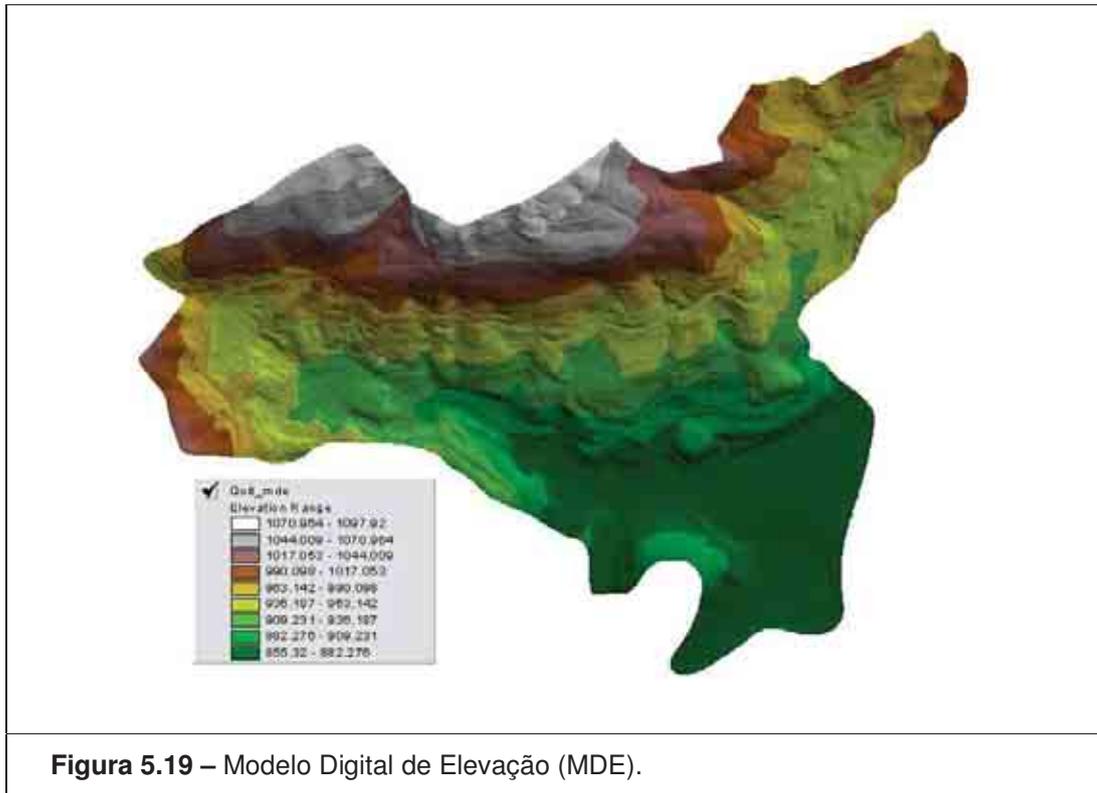


Figura 5.19 – Modelo Digital de Elevação (MDE).

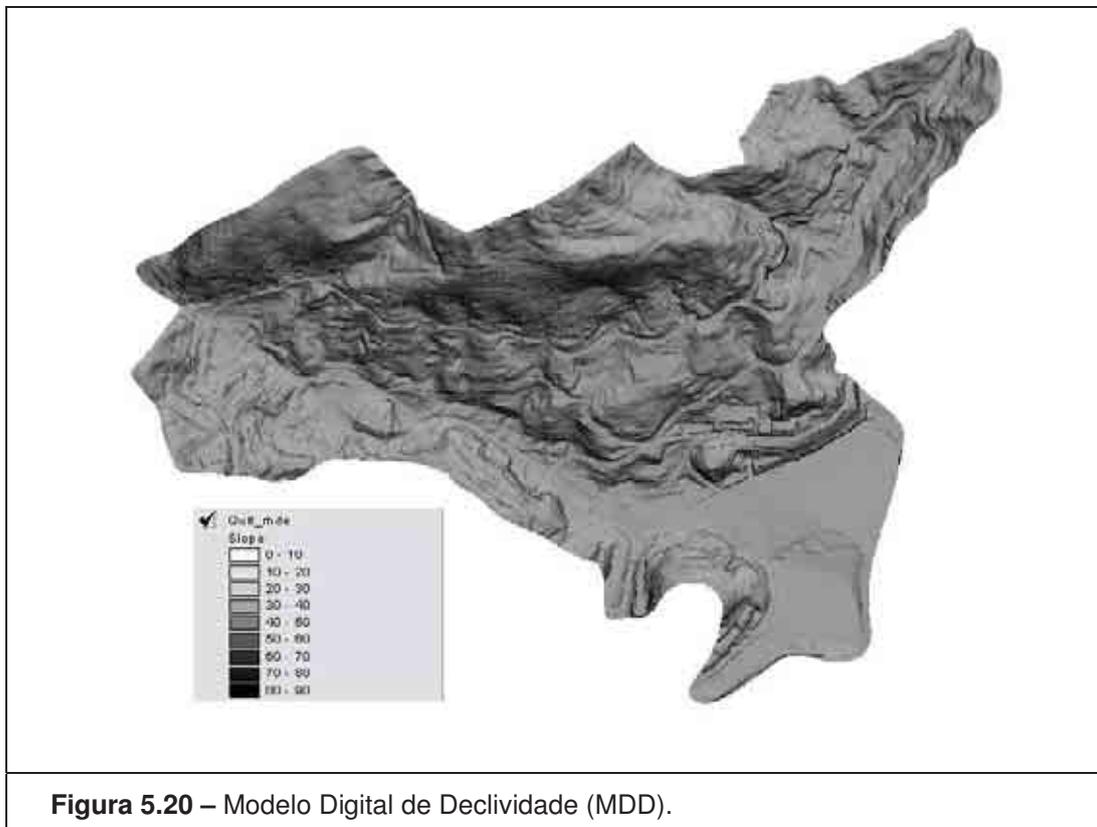


Figura 5.20 – Modelo Digital de Declividade (MDD).

V.2.2 – SIMULAÇÕES CRIADAS PARA ANÁLISE

Com o objetivo em se determinar os parâmetros de resistência do solo que apresentem resultado no SHALSTAB que mais se aproxime do cenário real, foram realizadas três simulações diferentes.

As simulações foram realizadas tendo como parâmetros de resistência do solo os resultados obtidos através dos ensaios geotécnicos.

V.2.2.1 – SIMULAÇÃO 01

$$\text{SIMULAÇÃO 01} \begin{cases} \gamma = 14,54 \text{ kN/m}^3 \\ \phi = 38^\circ \\ c = 9,09 \text{ kPa} \end{cases}$$

V.2.2.2 – SIMULAÇÃO 02

$$\text{SIMULAÇÃO 02} \begin{cases} \gamma = 12,40 \text{ kN/m}^3 \\ \phi = 39^\circ \\ c = 5,55 \text{ kPa} \end{cases}$$

V.2.2.3 – SIMULAÇÃO 03

$$\text{SIMULAÇÃO 03} \begin{cases} \gamma = 12,40 \text{ kN/m}^3 \\ \phi = 38^\circ \\ c = 0 \text{ kPa} \end{cases}$$

Todos os resultados determinados com tais dados encontram-se apresentados no capítulo seguinte.

VI – RESULTADOS

Este capítulo apresenta os resultados referentes às simulações realizadas utilizando o SHALSTAB e o mapa de cicatrizes gerado a partir de dados de ocorrência de escorregamentos. Ao final deste, é realizada uma comparação entre os resultados obtidos.

VI.1 – SHALSTAB – SUSCEPTIBILIDADE A ESCORREGAMENTOS

O resultado obtido a partir das simulações realizadas apresenta-se exposto nas **Figuras 6.1, 6.2 e 6.3**.

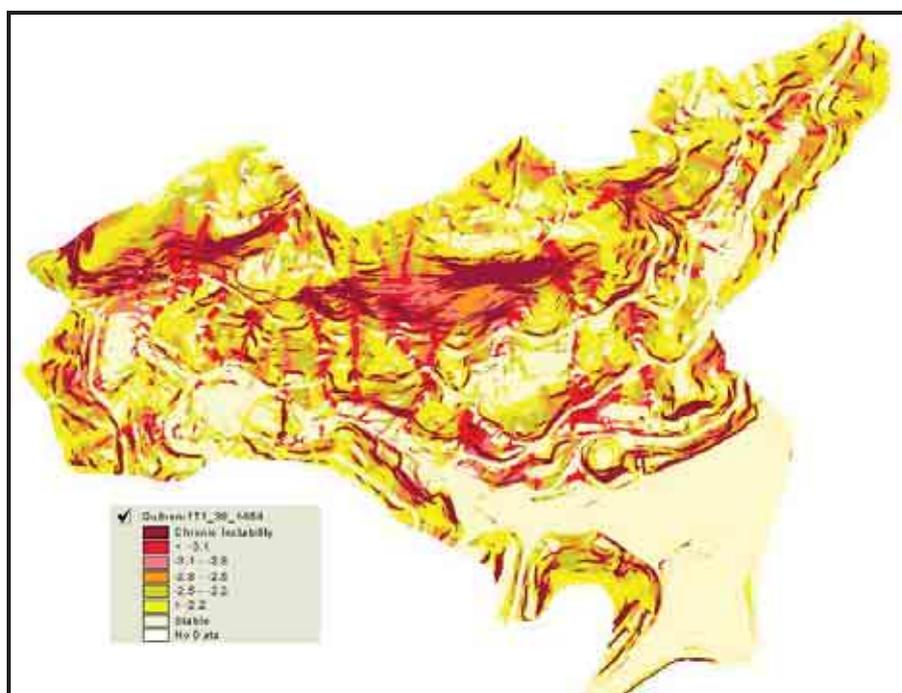


Figura 6.1 – Mapa resultante do modelo Shalstab considerando-se a Situação 01.

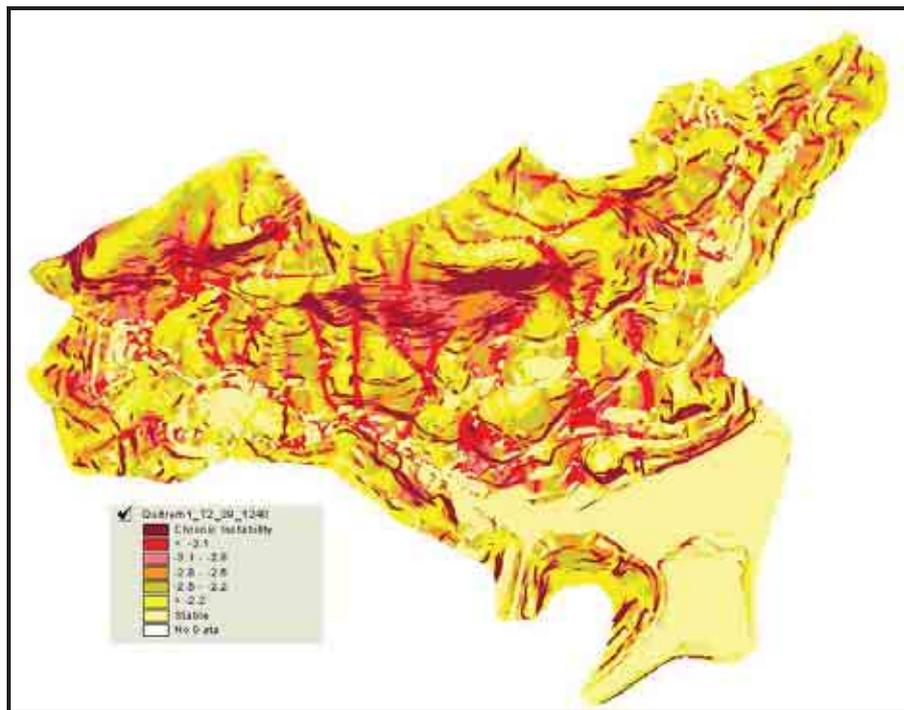


Figura 6.2 – Mapa resultante do modelo Shalstab considerando-se a Situação 02.

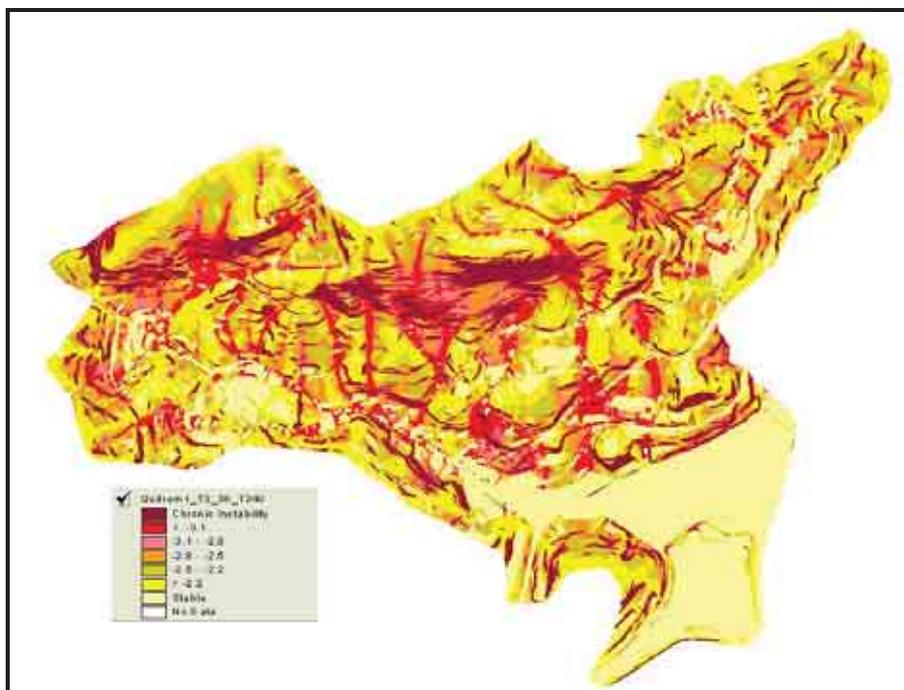


Figura 6.3 – Mapa resultante do modelo Shalstab considerando-se a Situação 03.

VI.2 – MAPA DE CICATRIZES

Objetivando-se a análise dos resultados, realizou-se também uma comparação entre o mapa de susceptibilidade obtido em cada simulação e as informações quanto às cicatrizes oriundas de eventos ocorridos na região. As **Figuras 6.4, 6.5 e 6.6** apresentam tais comparações.

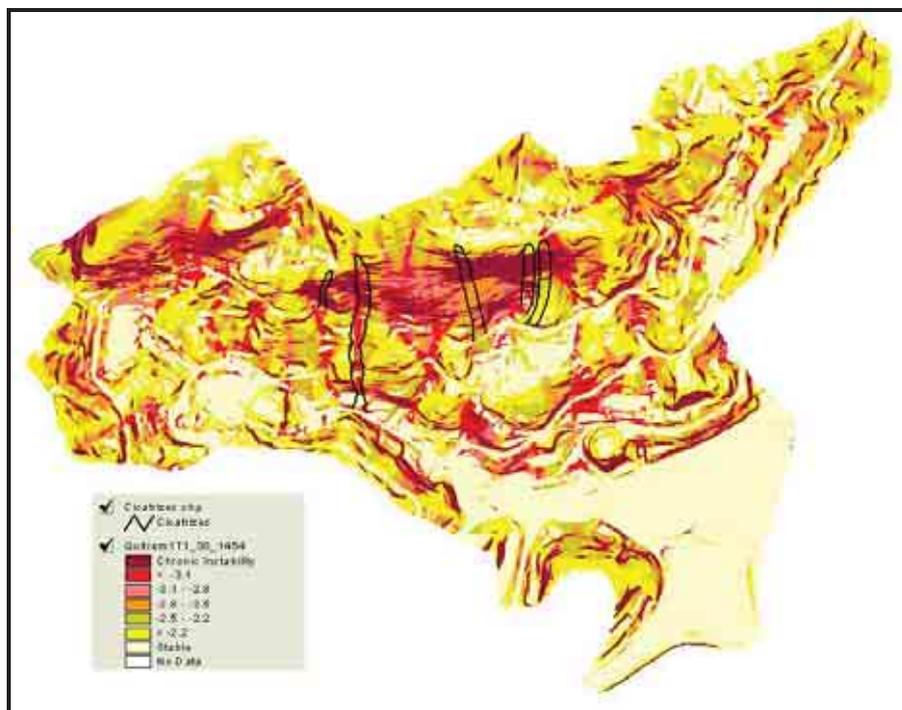


Figura 6.4 – Mapa com a distribuição das cicatrizes e as classes de declividade na área de estudo – Situação 01.

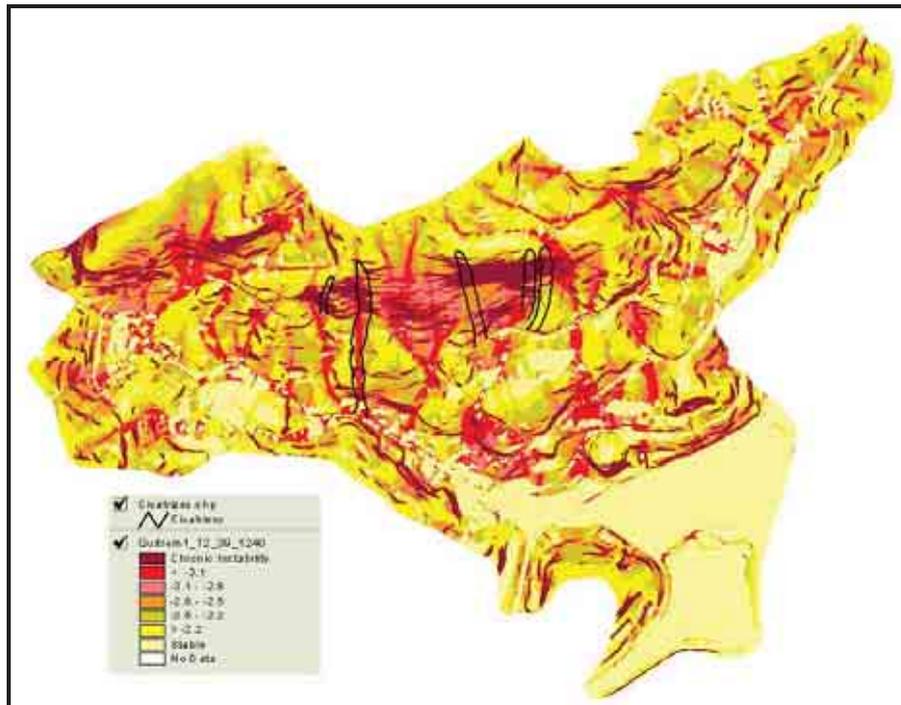


Figura 6.5 – Mapa com a distribuição das cicatrizes e as classes de declividade na área de estudo – Situação 02.

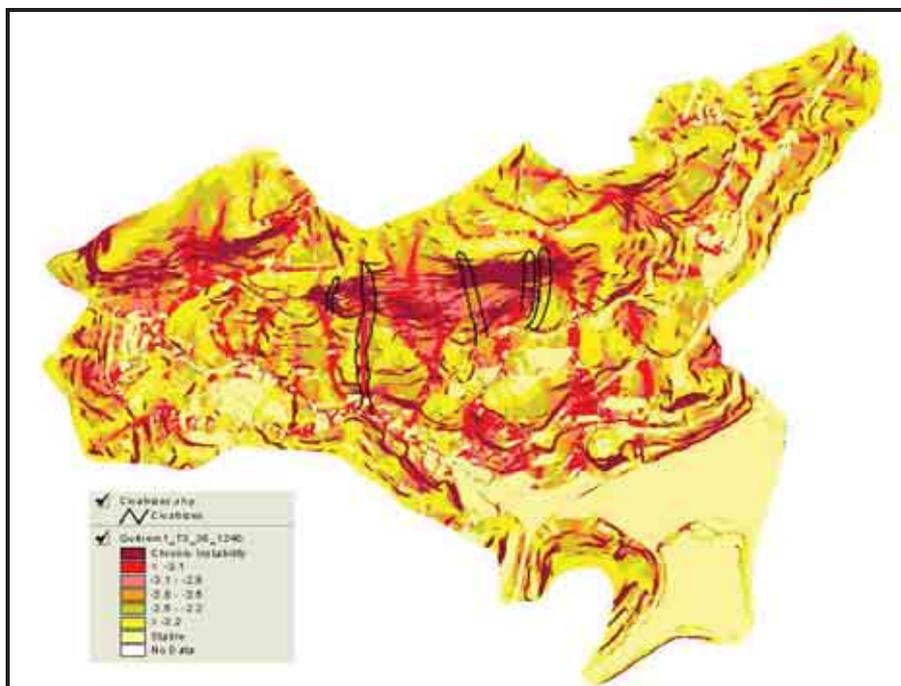


Figura 6.6 – Mapa com a distribuição das cicatrizes e as classes de declividade na área de estudo – Situação 03.

Conforme pode-se observar, as cicatrizes referentes aos escorregamentos estão sobrepostas ao mapa de susceptibilidade a escorregamentos, podendo-se observar que elas se localizam em áreas em que o modelo previu serem potencialmente instáveis.

Pode-se também verificar que, comparando-se o modelo com as cicatrizes, em um dos casos o modelo define uma região mais instável no início da cicatriz, sugerindo que o início do escorregamento ocorreu nesta porção da cicatriz propagando-se para jusante da encosta.

A classe denominada de incondicionalmente instável localizou as regiões que estão nos divisores de drenagem mais íngremes, caracterizando regiões susceptíveis à ocorrência de escorregamentos mesmo sem estarem saturados.

VI.3 – RESULTADO DOS MODELOS

Realizando-se uma comparação entre os resultados das simulações utilizando-se apenas o mapa de susceptibilidade, tem-se a impressão de que estes não apresentam variação.

Entretanto, ao se realizar uma comparação gráfica, nota-se que os parâmetros definidos para o solo condicionam um maior ou menor potencial de deslizamento (Figuras 6.7, 6.8 e 6.9).

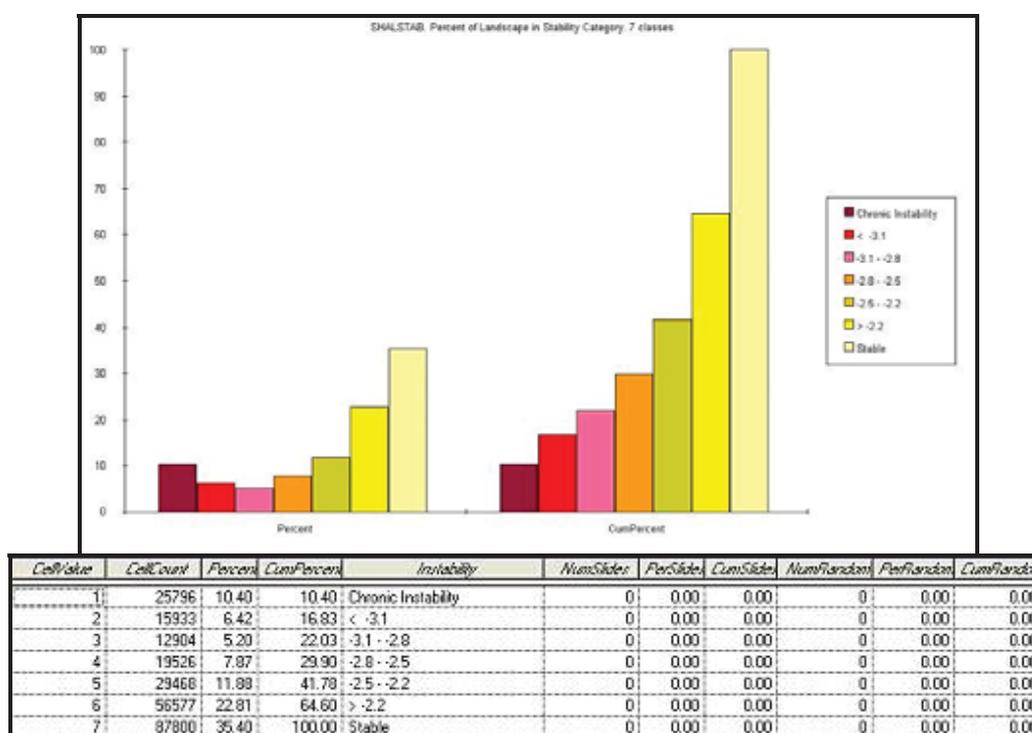


Figura 6.7 – Resultado do modelo SHALSTAB para a Situação 01.

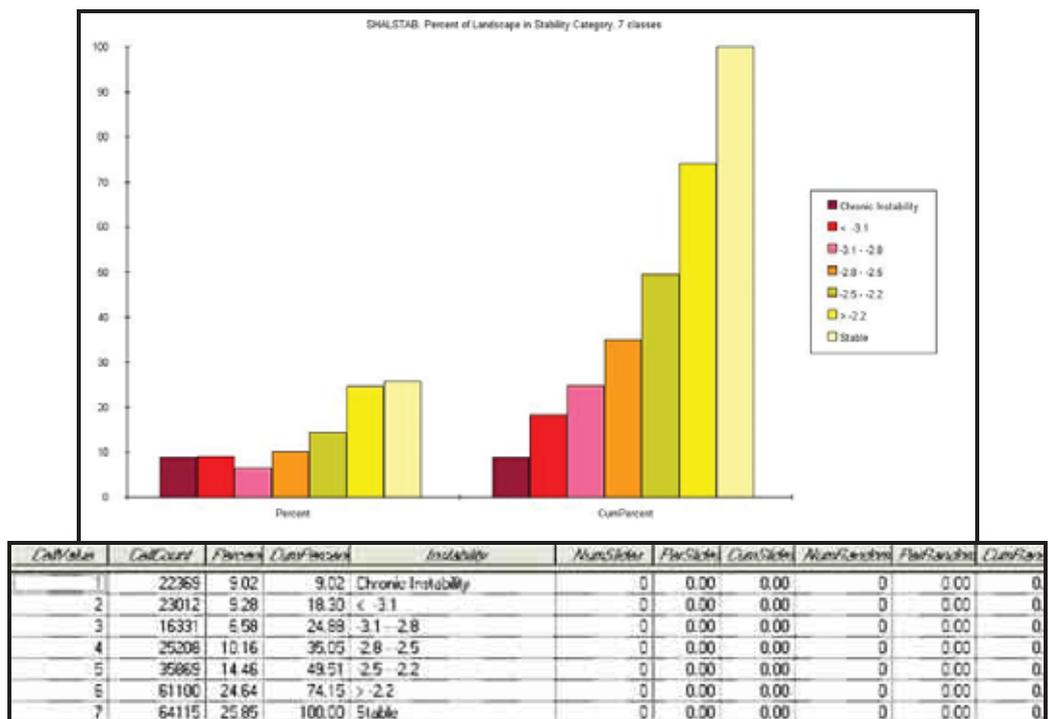


Figura 6.8 – Resultado do modelo SHALSTAB para a Situação 02.

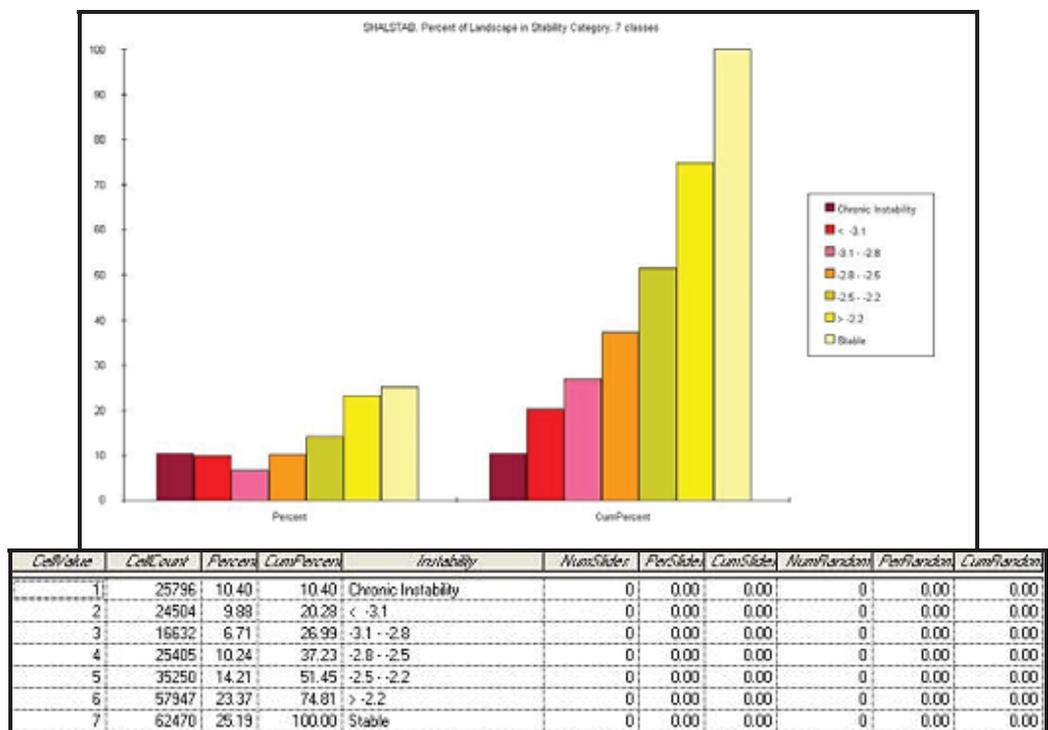


Figura 6.9 – Resultado do modelo SHALSTAB para a Situação 03.

VI.4 – CONCLUSÕES

Os resultados mostram que o modelo SHALSTAB produz resultados próximos à realidade.

As análises realizadas aqui sugerem que, quando não se possui dados quanto às propriedades do solo que sejam representativos para o terreno, deve-se utilizar um modelo simples, visto que este apresenta uma condição mais desfavorável. O modelo simples, por não considerar a coesão, reflete a influência da topografia na detonação dos escorregamentos na área de estudo, ou seja, o seu melhor desempenho reforça a importância do controle topográfico sobre os movimentos de massa.

VII – CONCLUSÕES GERAIS

VII.1 – COMENTÁRIOS GERAIS

A confiabilidade dos resultados a serem obtidos com o modelo SHALSTAB está diretamente relacionada à produção de MDE's precisos e de detalhe, além de mapas de áreas de contribuição que definam claramente a rede de drenagem das áreas simuladas. Tal fato permitirá uma minimização dos erros gerados, evitando a propagação de erros nos mapas produzidos posteriormente, a partir destas informações. Neste aspecto, deve-se destacar que a opção feita neste trabalho, de utilizar os mapas construídos em ambiente *Arcview* para a aplicação do modelo mostrou resultados bastante satisfatórios, apesar do pequeno número de ocorrências registradas.

Com o MDE gerado, tornou-se possível a obtenção de um mapa de área de contribuição bastante detalhado, possibilitando observar as áreas de captação das bacias, bem como a nítida percepção da rede de drenagem (**Figuras 7.1 e 7.2**). Estes aspectos são fundamentais para que modelos que definam zonas de susceptibilidade a escorregamentos rasos produzam resultados mais confiáveis.

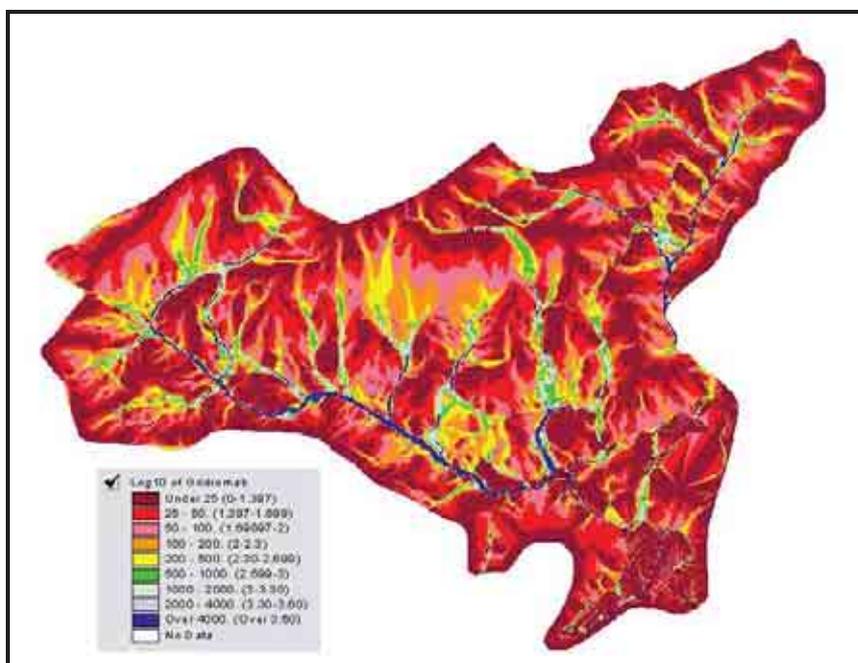


Figura 7.1 – Contribuição hidrológica ao longo da região de estudo.

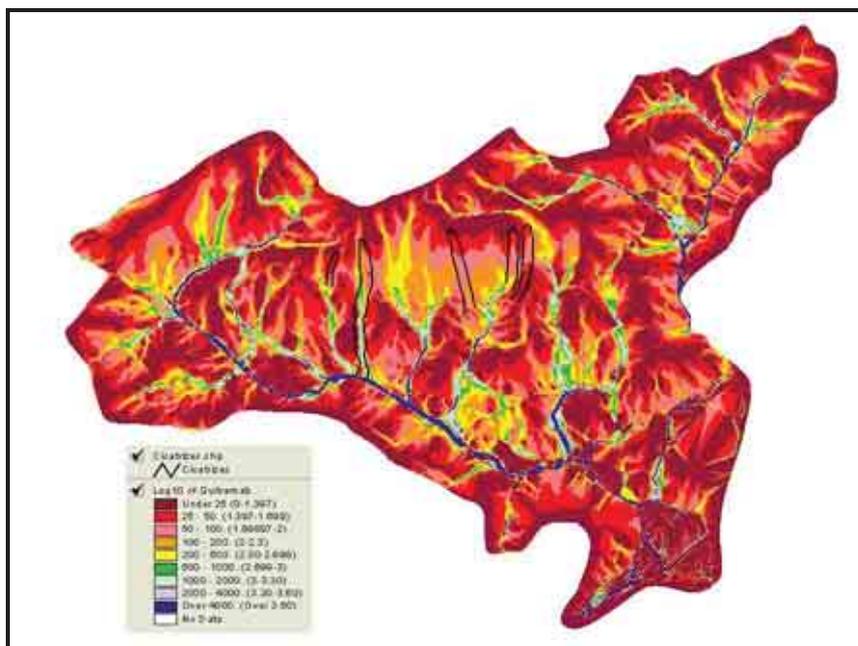


Figura 7.2 – Contribuição hidrológica ao longo da região de estudo com a indicação das cicatrizes mapeadas.

A modelagem aqui realizada mostraram que o modelo SHALSTAB representa uma metodologia bastante promissora na definição da susceptibilidade a escorregamentos rasos, principalmente aqueles associados a passagens abruptas solo-rocha. Na forma mais simples da aplicação do modelo, este apresentou elevada eficiência, definindo como susceptíveis muitas das áreas onde realmente ocorreram escorregamentos após as intensas chuvas de dezembro de 2001 e outros eventos relatados pela população.

Quando comparados com o mapa de cicatrizes, atesta-se que este tipo de movimento de massa possui um forte controle topográfico na área de estudo, uma vez que nas simulações aqui realizadas, foram incorporadas apenas a variabilidade espacial dos parâmetros morfológicos (declividade e área de contribuição) e valores de algumas propriedade dos solos, aqui consideradas como constantes ao longo das bacias.

O modelo SHALSTAB indicou que funciona de forma bastante eficiente para a predição de zonas susceptíveis a escorregamentos rasos. Esta eficiência está relacionada à sua característica de não delegar às técnicas de SIG o poder de decisão na hora de definir quais áreas são susceptíveis à ocorrência de escorregamentos

rasos. A decisão é feita baseada em processos hidrológicos e mecânicos, privilegiando o controle topográfico no desencadeamento da ruptura, seguindo assim, as leis inerentes da natureza.

VII.2 – SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Apesar de os resultados alcançados terem sido satisfatórios, principalmente no que diz respeito ao delineamento das áreas mais propícias à ocorrência de escorregamentos rasos, a aplicação prática do modelo de forma mais ampla necessita ainda de novas simulações e da inclusão de informações extras para melhorar o seu desempenho, em especial aquelas associadas à variabilidade espacial das propriedades dos solos.

Neste sentido, recomenda-se para futuros trabalhos:

- Realização de simulações utilizando-se parâmetros em campo, tais como a condutividade hidráulica, a espessura do solo (que determinam a transmissividade);
- Comparação entre o modelo SHALSTAB e outros modelos de previsão, como o TRIGS, o SMORPH e o modelo do IPT, avaliando-se os resultados obtidos;
- Criação de modelos de previsão de áreas susceptíveis a outros tipos de movimento de massa, como rastejo e escorregamento rotacional, combinando-se um modelo hidrológico (que pode ser semelhante ao utilizado no SHALSTAB) e um modelo de estabilidade que seja representativo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMARAL, C. P., *Escorregamentos no Rio de Janeiro: inventário, condicionantes geológicas e redução do risco*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, PUC, Rio de Janeiro, 1996. 269p.
- AMARAL, C. P., *Cartas de risco de escorregamentos em encostas favelizadas do Rio de Janeiro: revisão e estado da arte*. 1ª COBRAE, Rio de Janeiro, 1992. p.595-603.
- AMARAL, C. P. & D'ORSI, R., *Caracterização do risco de ocorrência e acidentes por deslizamentos na favela do Morro dos Macacos, Vila Isabel, Rio de Janeiro*. 7ª CBGE, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, Rio de Janeiro, 1993. p.171-174.
- AMARAL, C. P. & SILVA, F. M., *Risco Quantitativo a Escorregamentos – Proposta de Índice no Rio de Janeiro*. 3ª COBRAE, Rio de Janeiro, 2001. p.247-253.
- ANJOS, C. A. M. & FERREIRA NETO, J. V., *Quantificação de risco: uma metodologia para encostas terrosas*. 2º Pan-American Symposium of Landslides, 2ª COBRAE, Rio de Janeiro, 1997. p. 763 - 772.
- AUGUSTO FILHO, O., *Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica*. 1ª COBRAE, Rio de Janeiro, 1992. p.721-733.
- AUGUSTO FILHO, O., *Cartas de risco a Escorregamentos: uma proposta metodológica e sua aplicação no Município de Ilhabela, SP*. Tese de Mestrado, Escola Politécnica, USP, São Paulo, 1994. 150p.
- AVELAR, A. S., *Iniciação e Desenvolvimento de Fluxos Detríticos em Encosta: Ensaios Triaxiais de Choque e em Caixa Experimental abordando o caso do Soberbo (RJ)*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2003. 247p.
- BANDEIRA, A. P. N., ALHEIROS, M. M., COUTINHO, R. Q., *Mapeamentos de risco de escorregamentos: contextualização e estudo de caso em Camaragibe (PE)*. 4ª COBRAE, v.1, Salvador, 2005. p.61 -73.

- BARATA, F. E., *Landslides in the tropical region of Rio de Janeiro*. Proc. of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, 1969. p.507-516.
- BARROS, H. C., DRUMOND, J. L., CAMARGO, M.N., LEMOS, P. O. C., LEMOS, R. C. & MENDES, W., *Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Estado do Rio de Janeiro e Distrito Federal*. Centro Nacional de Pesquisas Agrônomicas, Rio de Janeiro, 1958. 330p.
- BEVEN, K. J., KIRBY, M. J., *A physically based, variable contributing area model of basin hydrology*. Bulletin of Hydrological Sciences, v.24, 1979. p 43-69.
- BROMS, B. B., *Landslides*. In: **Foundation Engineering Handbook**. Van Nostrand Reinhold Company, New York, U.S.A., 1975. p.373-401.
- BRUGGER, P. J., BORMA, L. S., NAVAL, L. P., *Revisão de alguns conceitos de modelagem hidrológica, uso do solo e análise de risco*. 4^a COBRAE, v.1, Salvador, 2005. p.91 -99.
- CAPUTO, H. P., *Mecânica dos Solos e suas aplicações*, v.2. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, 1973. 456p.
- CARREGÃ, D. L., *Estudo de movimentações de encostas aplicado ao perfil de intemperismo em ambientes tropicais*. 8^o CBGE, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, v.2, Rio de Janeiro, 1996. p.415-427.
- CERRI, L. E. S., *Riscos geológicos associados a escorregamentos: uma proposta para a prevenção de acidentes*, SP. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 1993. 198p.
- CUNHA, M. A., FARAH, F., CERRI, L. E. S., GOMES, L. A., GALVÊS, M. L., BITAR, O. Y., AUGUSTO FILHO, O., SILVA, W. S., *Ocupação de Encostas*. Instituto de Pesquisas Tecnológicas, São Paulo, 1991. 216p.
- DANZIGER, F. A. B., EHRLICH, M., LOPES, F. R., LACERDA, W. A., ILIESCU, M., CID, M. R. V. K., PINTO, C. P., BARATA, F. E., JORGE, M., *Soluções de*

- estabilização de encostas na cidade de Petrópolis*. 1ª COBRAE, Rio de Janeiro, 1992, v.1. p.119-133.
- DANZIGER, F. A. B., EHRLICH, M., PINTO, C. P., *Slope stabilization on the hills of the city of Petrópolis*. In: **Landslides Glissements the terrain**. Trondheim, 1996, v.2. p.1091-1096.
- DIETRICH, W. E., WILSON, C. J., MONTGOMERY, D. R. and McKEAN, J., *Analysis of erosion thresholds, channel networks and landscape morphology using a Digital Terrain Model*. The Journal of Geology, v. 101, 1993. p.259-278.
- DIETRICH, W. E. & MONTGOMERY, D. R., *SHALSTAB: A Digital Terrain Model for mapping shallow landslide potential*. National Council for Air and Stream Improvement, 1998. 55p.
- DIETRICH, W. E., BELLUGI, D., ASUA, R. R., STANZIANO, L., *Using SHALSTAB Tools to map shallow landslide potential*. In:<http://soctates.berkeley.edu/geomorph/shalstab/>, 2000.
- D'ORSI, R.N., D'ÁVILA, C., ORTIGÃO, J. A. R., DIAS, A., MORAES, L., SANTOS, M. D., *Rio-Watch: the Rio de Janeiro landslide watch system*. 2ª COBRAE, Rio de Janeiro, 1997. p.21 -30.
- ESRI, *Understanding GIS – The ARC/INFO Method*. Environmental Systems Research Institute, Wiley, New York, 1993. 535p.
- FEIJÓ, R. L., PAES, N. M., D'ORSI, R. N., *Chuvas e movimentos de massa no município do Rio de Janeiro*. 3ª COBRAE, Rio de Janeiro, 2001. p.223 -230.
- FERNANDES, M. C. & MENEZES, P. M. L., *Comparação entre métodos para geração de MDE para a obtenção de observações em superfície real no Maciço da Tijuca - RJ*. Revista Brasileira de Cartografia, (nº 57/02), 2005. p.154-161.
- FERNANDES, N. F., *Modelagem matemática em geomorfologia: potencialidades e limitações*. Revista Sociedade e Natureza, v. 8 (nº 15), 1996. p.222-227.

- FERNANDES, N. F. & AMARAL, C. P., *Movimentos de Massa: Uma abordagem geológico-geomorfológica*. In: **Geomorfologia e Meio Ambiente**. Ed. Bertrand, Rio de Janeiro, Brasil, 1996. 227p.
- FERNANDES, N. F., GUIMARÃES, R. F., GOMES, R. A. T., VIEIRA, B. C. MONTGOMERY, D. R. & GREENBERG, H., *Condicionantes geomorfológicos dos deslizamentos nas encostas: avaliação de metodologia e aplicação de modelo de previsão de áreas susceptíveis*. Revista Brasileira de Geomorfologia, v.2 (nº1), 2001. p. 51 - 71.
- FERNANDES, M. C. & MENEZES, P. M. L., *Comparação entre métodos para geração de MDE para a obtenção de observações em superfície real no Maciço da Tijuca - RJ*. Revista Brasileira de Cartografia, nº57/02, 2005. p.154 -161.
- FIORI, A. P. & CARMIGNANI, L., *Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes*. Ed. UFPR, Curitiba, Paraná, 2001. 550p.
- FONSECA, M. J. G. et al., *Mapa Geológico do Estado do Rio de Janeiro*. Departamento Nacional de Produção Mineral (DPMN), Rio de Janeiro, 1998. 141p.
- GEO-RIO, *Manual Técnico de Encostas - Análise e Investigação*. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro, v.1, RJ, 2000. 253p.
- GILES, R. V., *Mecânica dos fluidos e hidráulica*. Ed. McGraw-Hill do Brasil LTDA., São Paulo, 1976. 401p.
- GOULART, D. R., MONTEIRO, A. E. G. C., GUERRA, A. J. T., *Mapeamento de risco para o município de Petrópolis - RJ*. 4º Encontro Nacional de Estudos sobre o Meio Ambiente, Cuiabá - MT, 1993. p.387-396.
- GUERRA, A. J. T. & FAVIS-MORTLOCK, D., *Land degradation in Brazil*. Geography Review, 12.2, 1998. p. 18 - 23.
- GUERRA, A. J. T. & GONÇALVES, L. F. H., *Movimentos de Massa na Cidade de Petrópolis (Rio de Janeiro)*. In: **Impactos Ambientais Urbanos no Brasil**. Ed. Bertrand, Rio de Janeiro, Brasil, 2001, V.1. p.189-251.

- GUERRA, A. J. T. & GOUVEIA, K. U. F., *Um Estudo Comparativo dos Processos Erosivos e dos Movimentos de Massa, em Petrópolis, com Base nas Propriedades do Solo*. IV Simpósio de Geografia Física Aplicada. Goiânia, Brasil, 1995. p.345-350.
- GUIDICINI, G. & IWASA, O. Y., *Ensaio de correlação entre pluviosidade e escorregamentos em meio tropical úmido*. Instituto de Pesquisas Tecnológicas, São Paulo, 1976. 48p.
- GUIDICINI, G. & NIEBLE, C. M., *Estabilidade de taludes naturais e de escavação*. Ed. Edgard Blücher, São Paulo, 1984. 194p.
- GUIMARÃES, R. F., *Utilização de um modelo de previsão de áreas susceptíveis à escorregamentos rasos com controle topográfico: Adequação e calibração em duas bacias de drenagem*. Tese de Doutorado, Departamento de Geografia, UFRJ, Rio de Janeiro, 2000. 156p.
- HEAD, K. H., *Manual of Soil Laboratory Testing*, v.1. Engineering Laboratory Equipment Limited, Pentech Press, London, 1980. 339p.
- HEAD, K. H., *Manual of Soil Laboratory Testing*, v.2. Engineering Laboratory Equipment Limited, Pentech Press, London, 1982. 587p.
- HIGHLAND, L., *Landslides causes and processes*. U.S. Geological Survey, U.S.A. Internet: <http://pbs.usgs.gov/fs/2004/3072>, 2004.
- IME, Caracterização e Classificação de Solos. Departamento de Engenharia de Fortificação e Construção, Laboratório de Solos, Rio de Janeiro, 1998, mídia CD.**
- IPT, Banco de Dados - Escorregamentos - Petrópolis 1940-1990. Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, São Paulo, 1990.**
- IVERSON, R., *Landslide triggering by rain infiltration*. Water Resources Research, v.36 (n^o 7), 2000. p.1897-1910.

KRYNINE, D. P., JUDD, W. R., *Landslides and other crustal displacements*. In: **Principles of Engineering Geology and Geotechnics**. McGraw-Hill Book Company, Tokyo, 1957. p.636-671.

LACERDA, W. A., Stability of natural slopes along the tropical coast of Brazil. Mini-Curso sobre Caracterização Geotécnica de Movimento de Taludes no Contexto Brasileiro, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 1998. p.3 - 26.

LAMBE, T. W., *Soil Testing for Engineers*. John Wiley & Sons, Inc., New York, 1951. 165p.

LINSLEY, R. K. & FRANZINI, J. B., *Engenharia de Recursos Hídricos*. Ed. Mc. Graw - Hill do Brasil, LTDA. São Paulo, 1978. 787p.

MADUREIRA CRUZ, C. B. & PINA, M. F., *Fundamentos de Cartografia*. Curso de Especialização em Geoprocessamento. UFRJ, IGEO, Dep. Geografia, LAGEOP, Rio de Janeiro, 1999. V.1, mídia CD.

MAHLER, C. F. & OLIVEIRA, L. C. D., *Avaliação Quantitativa de Risco Aplicada a uma Situação de Queda de Fragmentos em Encosta Rochosa*. 3ª COBRAE, Rio de Janeiro, 2001. p.207-216.

MARK, D. M., *Computer analysis of topography: a comparison of terrain storage methods*. Geografiska Annaler, v.57A, 1975. p.179-188.

MENDES, C. A. B., CIRILO, J. A., 2001. Geoprocessamento em Recursos Hídricos – Princípios, Integração e Aplicação. ABRH – Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre. pp 348 - 383

MENDONÇA, M. B., PEREIRA, G. I. M., MARQUES, E. A. G., *Diagnóstico e proposta para tratamento de áreas de risco geotécnico: um trabalho desenvolvido em encostas urbanas de Niterói, RJ*. 8º CBGE, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, v.2, Rio de Janeiro, 1996. p.439-451.

MONTGOMERY, D. R. & DIETRICH, W. E., *A Physically-Based Model for the Topographic Control on Shallow Landsliding*. Water Resources Research, v. 30, 1994. p.1153-1171.

- MOORE, I. D., TURNER, A. K., WILSON, J. P., JENSON, S. K., BAND, L. E., *GIS and Land-Surface-Subsurface Process Modeling*. In: **Environmental Modeling with GIS**. Oxford Univ. Press, New York, U.S.A., 1993. p. 196-230.
- NAMIKAWA, L. M., *Um método de ajuste de superfície para grades triangulares considerando linhas características*. Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais, São José dos Campos, SP, 1995. (Dissertação de Mestrado).
- NOVO, E. M. L. M., *Sensoriamento Remoto*. Curso de especialização em Geoprocessamento. UFRJ, IGEO, Dep. Geografia, LAGEOP, Rio de Janeiro, 1999, vol.2. Mídia CD.
- NUNES, A. J. C. *Landslides in soils of decomposed rock due to intense rainstorms*. In: 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering - Sociedad Mexicana de Mecânica de Suelos, v.2, 5^a sessão, México, 1969. p.547-554.
- OGURA, A. T., *Riesgos geológicos urbanos. Clases dictadas em el curso "Formación em Aspectos Geológicos de Protección Ambiental"*. Instituto de Geociências da UNICAMP, São Paulo, 1995, vol.1. p.89-101.
- OLIVEIRA, A. M. S. & BRITO, S. N. A., *Geologia de Engenharia*. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, São Paulo, 1998. 587p.
- OLIVEIRA, J. E., FIGUEIRA, P. C. S., SIMÕES, L. A. M., FONSECA, M. F. S., *Desenvolvimento do Projeto de Estabilização das Encostas de Petrópolis*. 1^a COBRAE, Rio de Janeiro, 1992. p.269 - 283. .
- OLIVEIRA, L. C. D., *Análise Quantitativa de Risco de Movimentos de Massa com Emprego de Estatística Bayesiana*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2004. 509p.
- O'LOUGHLIN, E. M., *Prediction of Surface Saturation Zones in Natural Catchments by Topographic Analysis*. Water Resources Research, v. 22, 1986. p.794-804.

- PENHA, M. M., FERRARI, A. L., JUNHO, M. C. B., SOUZA, S. L. A., BRENNES T. L., *Projeto Carta Geológica do Estado do Rio de Janeiro: Folha Itaipava*. Convênio DRM / IG - UFRJ, Rio de Janeiro, 1981, vol.1. Relatório Final.
- PEUCKER, T. K., FOWLER, R. J., LITTLE, J. J. MARK, D. M., *The triangulated irregular network*. Proceedings, Auto Carto III, Falls Church VA: American Congress on Surveying and Mapping, 1978. p.516-540.
- RABACO, L. M. L., *Avaliação de Modelos de Susceptibilidade a Movimentos Gravitacionais de Massa numa Faixa de Dutos*. Tese de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Computação, UERJ, Rio de Janeiro, 2005. 162p.
- RAMOS, V. M., GUIMARÃES, R.F., REDIVO, A. L., CARVALHO Jr, O. A., FERNANDES, N. F. & GOMES, R. A. T., *Avaliação de metodologias de determinação do cálculo de áreas de contribuição*. Revista Brasileira de Geomorfologia, v. 4, No. 2, 2003. p.41-49.
- RAMOS, V. M., GUIMARÃES, R.F., REDIVO, A. L., & CARVALHO Jr, O. A., *Mapeamento das áreas susceptíveis a escorregamentos rasos no subúrbio ferroviário de Salvador (Ba), utilizando os parâmetros físicos diferenciados para cada classe de solo*. X Simpósio Brasileiro de Geografia Física Aplicada. Universidade do Estado do Rio de Janeiro - Instituto de Geociências, 2003. p. 1966-1976.
- RESNICK, R. & HALLIDAY, D., *Física, Parte I*. Ed. Ao Livro Técnico S.A., Rio de Janeiro, 1972. 704p.
- ROCHA, C. H. B., *Geoprocessamento - Tecnologia Transdisciplinar*. Ed. do Autor, Juiz de Fora, 2002. 220p.
- RODRIGUES, R., *Massas Coluviais: Velocidade de Deslocamento nas Encostas da Serra do Mar*. 1ª COBRAE, Rio de Janeiro, Brasil, v. 2, 1992. p.357-369.
- RODRIGUEZ, T. T., *Proposta de Classificação Geotécnica para Colúvios Brasileiros*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2005. 370p.

- SEGANTINE, P. C. L., *Aerofotointerpretação e Fotogrametria*. USP, EESC, Departamento de transportes. São Carlos, SP, 1988.
- SHARPE, C. F. S., *Landslides and Related Phenomena*. Pageant Books, Inc., New Jersey, U.S.A., 1938. 137p.
- SNPA, *Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Estado do Rio de Janeiro e Distrito Federal (Contribuição a Carta de Solos do Brasil)*. Ministério da Agricultura, Centro Nacional de Ensino e Pesquisas Agronômicas, Rio de Janeiro, 1958. 350p.
- SOBREIRA, F., *Estudo de Encostas Ocupadas Desordenadamente no Rio de Janeiro - A Favela do Vidigal*. Tese de Mestrado, Departamento de Geologia, UFRJ, Rio de Janeiro, 1989. 120p.
- SÓRIA, M. H. A., *Reflexões Lógicas sobre Classificação de Solos*. Tese de Doutorado, USP, Departamento de Engenharia, São Carlos, São Paulo, 1985. 209p.
- SOUSA PINTO, C. , *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. Ed. Oficina de Textos, São Paulo, 2000. 247p.
- SPEIGHT, J. S., *A parametric approach to landform regions*. Special Publication Institute of British Geographers, nº7, U.K., 1974. p.213-230.
- SPEIGHT, J. S., *The role of topography in controlling throughflow generation: a discussion*. Earth Surface Processes and Landforms, nº5, U.K., 1980. p.187-191.
- SUÁREZ, J., *Mecanismos de Deslizamiento Relacionados com Procesos Urbanos*. 2º Pan-American Symposium of Landslides, 2ª COBRAE, Rio de Janeiro, 1997. p. 961 - 966.
- TATIZANA, C., OGURA, A. T., CERRI, L. E. S., ROCHA, M. C. M., *Análise de correlação entre chuvas e escorregamentos - Serra do Mar, Município de Cubatão*. 5º CBGE, São Paulo, 1987. p.225 - 236.
- TAYLOR, D. W., *Principios Fundamentales de Mecanica de Suelos*. Compañía Editorial Continental S.A., México, 1961. 771p.

- TERZAGHI, K. *Mechanism of Landslides*. In: **From Theory to Practice in Soil Mechanics**. John Wiley & Sons, Inc., New York, U.S.A., 1960. p.83-123.
- VARGAS, M., *Estabilização de taludes em encostas de gneisses decompostos*. Anais do III Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, v. 01, Belo Horizonte, 1966. p.33 - 55.
- VARGAS, M., *Revisão histórico-Conceitual dos Escorregamentos da Serra do Mar*. Revista Solos e Rochas, v. 22, São Paulo, 1989. p.53 - 83.
- VARNES, D. J., *Landslides types and processes*. In: **Landslides and Engineering Practice**. Highway Research Board, National Academy of Sciences, Washington, U.S.A., 1958. p.20-47.
- VARNES, D. J., *Slope movements types and processes*. In: **Landslides analysis and control**. National Academy of Sciences, Washington, U.S.A., 1978.
- VIEIRA, B. C., VIEIRA, A. C. F., FERNANDES, N. F. & AMARAL, C. P., *Estudo comparativo dos movimentos de massa ocorridos em Fevereiro de 1996 nas bacias do Quitite e Papagaio (RJ): Uma abordagem geomorfológica*. 2ª Pan-American Symposium on Landslides / 2ª COBRAE, Rio de Janeiro, Brasil, v. 1, 1997. p.165-174.
- WOLLE, M. C. & CARVALHO, C. S. C., *Deslizamentos na Serra do Mar*. Revista Solos e Rochas, v. 12, São Paulo, 1989. p.27 - 36.
- WOLLE, M. C., *Landslides in Serra do Mar, Southeastern Brazil*. Mini-Curso sobre Caracterização Geotécnica de Movimento de Taludes no Contexto Brasileiro, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 1998. p.198 - 218.
- WOOD, J., *The geomorphological characterisation of Digital Elevation Models*. PhD Thesis, Department of Geography, University of Leicester, UK. Internet: www.geog.le.ac.uk/jwo/research/dem_char/thesis/index.html, 1996.
- ZÁRUBA, Q. & MENCL, V., *Landslides and their control*. Elsevier Scientific Publishing Company, New York, U.S.A., 1982. 324p.

ZHANG, W. & MONTGOMERY, D. R, *Digital elevation model grid size, lanscape representation and hydrologic simulations*. Water Resources Research, v. 30, 1994. p.1019-1027.

Anexos

Ensaio de Cisalhamento Direto – Planilhas de Ensaio



Universidade Federal do Rio de Janeiro

COPPE - PEC Programa de Engenharia Civil

Ensaio de Cisalhamento Direto

Amostra: solo amarelado - submersa		C.P.: 1					
Força vertical: 90 N		Tensão Normal: 25kPa					
Peso solo seco (g):	132,78	Área(cm ²):	36	Altura(cm):	2,50	Volume(cm ³):	90,00
Peso espec. (kN/m ³):	14,47	D. Grãos:	2,591	V.Sol.(cm ³):	51,25	eo:	0,76

Amostra: solo amarelado - submersa		C.P.: 2					
Força vertical: 180 N		Tensão Normal: 50kPa					
Peso solo seco (g):	138,76	Área(cm ²):	36	Altura(cm):	2,50	Volume(cm ³):	90,00
Peso espec. (kN/m ³):	15,12	D. Grãos:	2,591	V.Sol.(cm ³):	53,55	eo:	0,68

Amostra: solo amarelado - submersa		C.P.:3					
Força vertical: 360 N		Tensão Normal: 100kPa					
Peso solo seco (g):	134,11	Área(cm ²):	36	Altura(cm):	2,50	Volume(cm ³):	90,00
Peso espec. (kN/m ³):	14,62	D. Grãos:	2,591	V.Sol.(cm ³):	51,76	eo:	0,74

Amostra: solo amarelado - submersa		C.P.: 4					
Força vertical: 2160 N		Tensão Normal: 600kPa					
Peso solo seco (g):	128,01	Área(cm ²):	36	Altura(cm):	2,50	Volume(cm ³):	90,00
Peso espec. (kN/m ³):	13,95	D. Grãos:	2,591	V.Sol.(cm ³):	49,41	eo:	0,82



Universidade Federal do Rio de Janeiro

COPPE - PEC Programa de Engenharia Civil

Ensaio de Cisalhamento Direto

Amostra: solo acinzentado - submersa		C.P.: 2					
Força vertical: 90 N		Tensão Normal: 25kPa					
Peso solo seco (g):	117,93	Área(cm ²):	36	Altura(cm):	2,50	Volume(cm ³):	90,00
Peso espec. (kN/m ³):	12,85	D. Grãos:	2,611	V.Sol.(cm ³):	45,17	eo:	0,99

Amostra: solo acinzentado - submersa		C.P.: 1					
Força vertical: 180 N		Tensão Normal: 50kPa					
Peso solo seco (g):	110,14	Área(cm ²):	36	Altura(cm):	2,50	Volume(cm ³):	90,00
Peso espec. (kN/m ³):	12,01	D. Grãos:	2,611	V.Sol.(cm ³):	42,18	eo:	1,13

Amostra: solo acinzentado - submersa		C.P.: 3					
Força vertical: 360 N		Tensão Normal: 100kPa					
Peso solo seco (g):	113,26	Área(cm ²):	36	Altura(cm):	2,50	Volume(cm ³):	90,00
Peso espec. (kN/m ³):	12,35	D. Grãos:	2,611	V.Sol.(cm ³):	43,38	eo:	1,07

Amostra: solo acinzentado - submersa		C.P.: 4					
Força vertical: 2160 N		Tensão Normal: 600kPa					
Peso solo seco (g):	110,78	Área(cm ²):	36	Altura(cm):	2,50	Volume(cm ³):	90,00
Peso espec. (kN/m ³):	12,08	D. Grãos:	2,611	V.Sol.(cm ³):	42,43	eo:	1,12

Ensaio de Caracterização – Planilhas de Ensaio

COPPE / UFRJ - LABORATÓRIO DE GEOTECNIA										
ANÁLISE GRANULOMÉTRICA POR PENEIRAMENTO E SEDIMENTAÇÃO										
Amostra:		SOLO AMARELADO				Prof.:		1,00 M		
Local:		QUITANDINHA - PETRÓPOLIS								
Aluno(a):		Desirée		Operador:		LCARLOS		Visto:		Data: 1/12/2005
		Umidade Higroscópica				Densidade Real dos Grãos				
		Cápsula nº	26	12 B	68	Temperatura (°C)		24		
Amostra total úmida (g)	1937,40	Peso Cápsula (g)	12,53	15,50	13,18	Picnômetro nº		DG 81	J	D
Retida acumulada nº 10 (g)	14,05	Cápsula e solo úmido (g)	93,90	95,18	78,00	Picnômetro (g)		99,15	114,55	99,24
Passando nº 10 úmida (g)	1923,35	Cápsula e solo seco (g)	92,60	94,48	77,44	Pic + Solo Seco (g)		177,32	187,16	171,95
Passando nº 10 seca (g)	1901,91	Água (g)	1,30	0,70	0,56	Pic + Água (g)		595,01	604,24	593,38
Água (g)	21,44	Solo seco (g)	80,07	78,98	64,26	Pic + Solo + Água (g)		643,74	647,75	638,58
Amostra total seca (g)	1915,96	Umidade higroscópica (%)	1,62	0,89	0,87	Solo Seco (g)		78,17	72,61	72,71
		Média h (%)	1,127			Fator de Correção (K)		0,9973		
OBS.:		Fc = 100/(100+w)	0,9889			Densidade Real (Gs)		2,648	2,488	2,636
						Média		2,591		
PENEIRAMENTO DA AMOSTRA TOTAL										
Peneira nº	Material retido				% que passa da amostra total	Peneira (mm)				
	Peso acumulado (g)	% amostra total	% acumulada							
1 1/2 pol	0,00	0,00	0,00		100,00	38,1				
1 pol	0,00	0,00	0,00		100,00	25,4				
3/4 pol	0,00	0,00	0,00		100,00	19,1				
3/8 pol	2,31	0,12	0,12		99,88	9,5				
Nº 4	6,44	0,21	0,33		99,67	4,8				
Nº 8	11,14	0,24	0,57		99,43	2,36				
Nº 10	14,05	0,15	0,73		99,27	2,0				
PENEIRAMENTO DA AMOSTRA PARCIAL										
Amostra parcial úmida (g):	70,62	CÁPSULA LC-3				Amostra parcial seca (g):		69,83		
Peneira nº	Material retido				% passa amost. parc.	% passa amost. total	Peneira (mm)			
	Peso acumulado (g)	% amostra parcial	% acumulada							
20	6,22	8,91	8,91		91,09	90,43	0,85			
30	13,47	10,38	19,29		80,71	80,13	0,60			
40	18,52	7,23	26,52		73,48	72,95	0,42			
60	25,01	9,29	35,81		64,19	63,72	0,25			
100	29,62	6,60	42,42		57,58	57,17	0,15			
200	34,40	6,84	49,26		50,74	50,37	0,074			

SEDIMENTAÇÃO										
Massa específica real (g/cm3):			2,591					Densímetro N°		COPPE 1
Seção da proveta (cm2):			29,87							
Data	Tempo (min)	Leitura do Densímetro	Temperatura °C	Leitura em Meio Dispersor	Leitura Corrigida	Viscosida (g.s/cm2)	Altura de queda(cm)	Diâmetro (mm)	% amost. total	
	0,5	1,0230	28	1,0009	0,0221	8,52E-06	12,92	0,0644	51,17	
	1	1,0220	28	1,0009	0,0211	8,52E-06	13,11	0,0459	48,86	
	2	1,0210	28	1,0009	0,0201	8,52E-06	13,31	0,0327	46,55	
	5	1,0200	28	1,0009	0,0191	8,52E-06	12,21	0,0198	44,23	
	10	1,0180	28	1,0009	0,0171	8,52E-06	12,60	0,0142	39,61	
	20	1,0165	28	1,0009	0,0156	8,52E-06	12,90	0,0102	36,15	
	43	1,0150	28	1,0009	0,0141	8,52E-06	13,19	0,0070	32,68	
	90	1,0130	28	1,0009	0,0121	8,52E-06	13,59	0,0049	28,06	
	240	1,0100	28	1,0009	0,0091	8,52E-06	14,18	0,0031	21,12	
	1440	1,0080	26,5	1,0012	0,0068	8,92E-06	14,57	0,0013	15,76	

COPPE / UFRJ - LABORATÓRIO DE GEOTECNIA

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA POR PENEIRAMENTO E SEDIMENTAÇÃO

Amostra: SOLO ACINZENTADO Prof.: 1,00 M
 Local: QUITANDINHA - PETRÓPOLIS
 Aluno(a): Desirée Operador: LCARLOS Visto: Data: 1/12/2005

		Umidade Higroscópica				Densidade Real dos Grãos			
		Cápsula nº	9 G	136	120	Temperatura (°C)	24		
Amostra total úmida (g)	1346,90	Peso Cápsula (g)	16,01	13,93	14,55	Picnômetro nº	A	B	F
Retida acumulada nº 10 (g)	12,02	Cápsula e solo úmido (g)	88,60	89,34	84,56	Picnômetro (g)	110,23	90,41	110,87
Passando nº 10 úmida (g)	1334,88	Cápsula e solo seco (g)	87,03	87,78	83,06	Pic + Solo Seco (g)	181,45	167,84	175,61
Passando nº 10 seca (g)	1306,52	Água (g)	1,57	1,56	1,50	Pic + Água (g)	601,35	591,99	601,66
Água (g)	28,36	Solo seco (g)	71,02	73,85	68,51	Pic + Solo + Água (g)	645,76	640,28	640,93
Amostra total seca (g)	1318,54	Umidade higroscópica (%)	2,21	2,11	2,19	Solo Seco (g)	71,22	77,43	64,74
		Média h (%)	2,171			Fator de Correção (K)	0,9973		
OBS.:		Fc = 100/(100+w)	0,9788			Densidade Real (Gs)	2,649	2,650	2,535
						Média	2,611		

PENEIRAMENTO DA AMOSTRA TOTAL

Peneira nº	Material retido			% que passa da amostra total	Peneira (mm)
	Peso acumulado (g)	% amostra total	% acumulada		
1 1/2 pol	0,00	0,00	0,00	100,00	38,1
1 pol	0,00	0,00	0,00	100,00	25,4
3/4 pol	0,00	0,00	0,00	100,00	19,1
3/8 pol	3,91	0,29	0,29	99,71	9,5
Nº 4	4,88	0,07	0,36	99,64	4,8
Nº 8	8,74	0,29	0,65	99,35	2,36
Nº 10	12,02	0,24	0,89	99,11	2,0

PENEIRAMENTO DA AMOSTRA PARCIAL

Amostra parcial úmida (g):	70,03	CÁPSULA C - 98			Amostra parcial seca (g):		68,54
Peneira nº	Material retido			% passa amost. parc.	% passa amost. total	Peneira (mm)	
	Peso acumulado (g)	% amostra parcial	% acumulada				
20	5,64	8,23	8,23	91,77	90,95	0,85	
30	13,96	12,14	20,37	79,63	78,92	0,60	
40	20,57	9,64	30,01	69,99	69,36	0,42	
60	31,02	15,25	45,26	54,74	54,25	0,25	
100	39,89	12,94	58,20	41,80	41,43	0,15	
200	49,11	13,45	71,65	28,35	28,10	0,074	

SEDIMENTAÇÃO										
Massa específica real (g/cm3):		2,611					Densímetro N°		COPPE 1	
Seção da proveta (cm2):		27,12								
Data	Tempo (min)	Leitura do Densímetro	Temperatura °C	Leitura em Meio Dispersor	Leitura Corrigida	Viscosidade (g.s/cm2)	Altura de queda(cm)	Diâmetro (mm)	% amost. total	
1/12/2005	0,5	1,0120	28	1,0009	0,0111	8,52E-06	15,08	0,0692	26,06	
1/12/2005	1	1,0100	28	1,0009	0,0091	8,52E-06	15,48	0,0496	21,38	
1/12/2005	2	1,0090	28	1,0009	0,0081	8,52E-06	15,68	0,0353	19,04	
1/12/2005	5	1,0080	28	1,0009	0,0071	8,52E-06	14,57	0,0215	16,70	
1/12/2005	10	1,0070	28	1,0009	0,0061	8,52E-06	14,77	0,0153	14,36	
1/12/2005	20	1,0060	28	1,0009	0,0051	8,52E-06	14,97	0,0109	12,02	
1/12/2005	43	1,0050	28	1,0009	0,0041	8,52E-06	15,16	0,0075	9,68	
1/12/2005	90	1,0045	28	1,0009	0,0036	8,52E-06	15,26	0,0052	8,51	
1/12/2005	240	1,0030	28	1,0009	0,0021	8,52E-06	15,56	0,0032	5,01	
2/12/2005	1440	1,0030	27	1,0011	0,0019	8,72E-06	15,56	0,0013	4,50	