Adriana Ahrendt

MOVIMENTOS DE MASSA GRAVITACIONAIS - PROPOSTA
DE UM SISTEMA DE PREVISÃO: APLICAÇÃO NA ÁREA
URBANA DE CAMPOS DO JORDÃO – SP.

Tese apresentada à Escola de
Engenharia de São Carlos da
Universidade de São Paulo, como parte
dos requisitos para obtenção do Título de
Doutor em Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Lázaro Valentin Zuquette

São Carlos
2005

***Reconhecida, a geologia revela possibilidades;
não reconhecida, determina empenhos.***
(Edézio T. de Carvalho)

***À memória de meus amados pais,
Udo e Claudina, por toda a vivência e
ensinamentos proporcionados.***

AGRADECIMENTOS

Inúmeras foram as pessoas que, nos últimos seis anos, contribuíram para o desenvolvimento do trabalho ora apresentado. Dentre elas, gostaria de agradecer:

ao professor e amigo Lázaro Valentin Zuquette, pela orientação, amizade e ensinamentos oferecidos durante estes anos;

ao Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos-USP por ter possibilitado a realização deste doutorado;

ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico - CNPq pelas bolsas de estudos e auxílios financeiros concedidos, no Brasil e no exterior;

à Prefeitura Municipal de Campos do Jordão, à SABESP e à EMUHAB pelas informações e apoio logístico prestado durante os trabalhos de campo;

ao Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo – DAEE pelos dados de pluviosidade cedidos;

ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas - IPT pelas informações fornecidas;

ao Departamento de Ciências da Terra e do Oceano da Universidade de British Columbia em Vancouver/CA, por ter possibilitado a realização do Doutorado *Sanduiche*, em especial ao Prof. Dr. Oldrich Hungr, pela orientação e ajuda prestada nesta fase dos trabalhos;

ao Dr. Richard Iverson e a Jonathan Godt do *United States Geological Survey* – USGS, pelas explicações, discussões e atenção oferecidas;

aos Professores Ward Wilson e Jonathan Fannin da Universidade de British Columbia, pelas informações e discussões proporcionadas;

aos colegas Scott e Jordan por terem proporcionado as visitas de campo realizadas no Canadá e também por todo apoio oferecido;

à todos os funcionários e técnicos do Departamento de Geotecnia, em especial ao Sr. Antônio, Oscar e Zé Luiz, pelo apoio de campo e laboratório e à Maristela, Neiva e Álvaro pelo apoio na secretaria;

à todos os colegas, professores e amigos do Departamento de Geotecnia, pela amizade, companheirismo e ensinamentos oferecidos durante todos esses anos, em especial a Janaína pelo auxílio de campo e discussões, e às amigas Ana Paula, Danieli e Sandrinha, por terem estado tão presentes em todas as fases deste trabalho;

à minha família, em especial, Klaus, Cris, Christopher, Nicholas, D. Margaret, Sr. Edmundo, Bárbara, André e Lucas pelo imenso amor, carinho e apoio oferecidos durante todos esses anos;

e, em especial, ao meu esposo e companheiro, Edmundo Talamini Neto, pelo amor, carinho, amizade e incentivo, presentes em cada momento, e que tornou possível a realização deste trabalho.

RESUMO

AHRENDT, A. (2005) *Movimentos de massa gravitacionais - proposta de um sistema de previsão: aplicação na área urbana de Campos do Jordão – SP*. 360 p. Tese (Doutorado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

O presente estudo consiste no desenvolvimento de um sistema de previsão de escorregamentos, baseado na quantificação da influencia das chuvas transientes na estabilidade de encostas, por intermédio da identificação dos mecanismos de ruptura e dos processos físicos envolvidos na infiltração e distribuição da água no solo. O estudo foi realizado em parte da área urbana da cidade de Campos do Jordão-SP, estado de São Paulo, onde tem ocorrido de movimentos de massa gravitacionais é bastante comum. A metodologia empregada baseia-se no conhecimento das características geológico-geotécnicas da área, acompanhada de trabalhos de campo e laboratoriais e da análise da relação entre a chuva e ocorrência dos movimentos de massa gravitacionais. Em uma primeira fase foram elaborados os documentos cartográficos básicos, como o mapa topográfico e carta de declividade, todos na escala 1:2.000. O trabalho de campo consistiu na identificação detalhada dos materiais inconsolidados e rochas, bem como na caracterização das feições de movimentos de massa gravitacionais já existentes na área, e elaboração do mapa de localização das feições. Paralelamente, foram obtidas amostras deformadas e indeformadas e realizados ensaios em laboratório. Este procedimento permitiu identificar oito diferentes classes de materiais inconsolidados distribuídos em dez unidades e, além disso, caracterizar os movimentos de massa gravitacionais encontrados como sendo escorregamentos do tipo translacional seguido de escoamento, com superfície de ruptura entre 0,5 e 2m de profundidade. Em uma segunda fase, foi realizada a caracterização da condutividade e difusividade hidráulica e velocidade de infiltração das classes de materiais inconsolidados, a partir de ensaios de infiltração *in situ* e análises matemáticas. Das duas primeiras fases do trabalho foi possível concluir que o mecanismo de ruptura consiste na diminuição continua da resistência ao cisalhamento dos materiais geológicos, através da geração de cargas hidráulicas oriundas da infiltração da água no solo. A terceira fase consistiu na aplicação e validação do sistema de previsão de escorregamentos proposto. Tal sistema baseia-se em uma solução analítica da equação de Richard's associada ao modelo de talude infinito. A aplicação do sistema permite calcular, para cenários pré-estabelecidos, a variação da carga hidráulica, antes, durante e após a ocorrência de seqüências de chuvas complexas, bem como a variação do fator de segurança da encosta ao longo do tempo e em profundidade. Para validação do sistema proposto

foram utilizados dados reais de escorregamentos e de chuvas ocorridas entre dezembro de 1999 e janeiro de 2000. Os resultados obtidos mostraram uma boa correlação com a real ocorrência dos escorregamentos, concluindo-se que a utilização do sistema de previsão proposto é viável, e que a sua aplicação pode ser realizada, também, em outras áreas, desde que obedecidas as suas premissas básicas, como tipo de mecanismo de ruptura e obtenção de parâmetros geológicos, geotécnicos e hidráulicos confiáveis.

Palavras-chaves: previsão, precipitação, infiltração, escorregamentos translacionais, Campos do Jordão.

ABSTRACT

AHRENDT, A. (2005). *Gravitational mass movements – proposal of a forecast system: application at the urban area of Campos do Jordão City – SP - Brazil*. 360 p. Ph.D. Thesis. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

The present study focus on the development of a landslides forecast system, based on the quantification of the effect of transient rainfall on slope stability through the identification of gravitational mass movements failure mechanisms and the physical processes involved in water infiltration and distribution into soil. This study was placed in part of the urban area of Campos do Jordão city, São Paulo State, Brazil, where gravitational mass movements are very common. The methodological procedures were based on the recognition of the geological and geotechnical characteristics of the area, together with field and laboratory work, as well as on the analysis of the relationship between rainfall data and gravitational mass movements. In a first stage the elaboration of the basic cartographic documents, such as topographical map and slope chart, at 1:2.000 scale, was carried out. The field work included a detailed identification of the rocks and unconsolidated materials, registering, describing and location of landslide features, as well as the elaboration of a landslides location map. Besides, laboratory tests were performed with disturbed and undisturbed samples. It allowed identifying of eight different unconsolidated material classes distributed on ten units, and also observing that translational landslides followed by flow-like debris movement, with failure surface depths varying from 0.5 to 2m, were the most common type of gravitational mass movements. In a second stage the hydraulic conductivity and diffusivity characterization of the unconsolidated materials has been done, through field infiltration tests and mathematical analysis. From the two first stages it was possible to conclude that failure mechanisms is related to the continuous decrease of soil shear strength due to pressure head increase from water infiltration into soil. The third stage focused the application of the landslides forecast system. This system is based on an analytical solution of Richard's equation accompanied by an infinite slope stability model. Its application allows evaluating, for specific scenarios, the variation of pressure head response within the soil, before, during and after transient rainfall, and the factor of safety variation with time and depth at any moment. Rainfall data from December (1999) and January (2000), which triggered many landslides, were the basis of the model validation. The results of the forecast system application showed a good correlation with real landslide occurrence, and it was possible to conclude that the forecast system proposed is feasible and that it can be applied to different places and

over broad regions, since some conditions, such as failure mechanisms and utilization of reliable geological, geotechnical and hydrologic data are obeyed.

Key words: forecast, rainfall, infiltration, translational landslides, Campos do Jordão.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Regiões sujeitas a um ou mais tipos de movimentos de massa gravitacionais no estado de São Paulo (modificado de ZUQUETTE et al., 1996)..2	
Figura 2.1: Esquema ilustrativo de movimento de massa do tipo queda e tombamento, segundo a classificação de Hutchinson (1988).12	12
Figura 2.2: Ilustração de escorregamentos rotacionais em diferentes tipos de materiais (adaptado de VARNES, 1958)13	13
Figura 2.3: Esquema ilustrativo de alguns tipos de escorregamentos translacionais. (a) em detritos e (b) rochas (adaptado de HUTCHINSON, 1988)15	15
Figura 2.4: Desenho ilustrativo das várias formas de movimentação e distribuição da água dentro de uma encosta.....16	16
Figura 2.5: Mecanismo de ruptura por saturação pela base (ENOKI et al., 1999)17	17
Figura 2.6: Mecanismo de ruptura por saturação pelo topo.....18	18
Figura 2.7: Representação esquemática da geometria de alguns tipos de escoamento20	20
Figura 2.8: Diferentes estágios de movimento de encostas.....24	24
Figura 2.9: Sistema simplificado de fluxo de água regional em materiais uniformemente permeáveis (adaptado de PATTON & HENDRON, 1974 apud LACERDA et al., 1997).....37	37
Figura 2.10: Representação esquemática das linhas de fluxo de um talude. a) fluxo de água considerado paralelamente ao nível de água subterrânea; b) fluxo típico em taludes naturais. (adaptado de HUNT, 1986)37	37
Figura 2.11: Modelo ilustrativo das forças atuantes sobre talude infinito e que são consideradas nos cálculos (adaptado de MOSTYN & SMALL, 1987).....39	39
Figura 2.12: Modelos de ruptura em solos com granulometria heterogênea. (Modificado de WEST et al., 1991).....42	42
Figura 2.13: exemplo de mapa resultante da aplicação do modelo SHALSTAB. A legenda indicia as classes de instabilidade obtidas a partir do modelo. (adaptado de Fernandes et al., 2001)50	50
Figura 2.14: Esquema ilustrativo do modelo topográfico considerado pelo modelo DSLAM. (WU e SIDLE, 1995)51	51
Figura 2.15: Mapas de FS resultantes da aplicação do modelo dSLAM. A- Distribuição antes da chuva e B- Distribuição após a chuva (WU e SIDLE, 1995).....53	53
Figura 2.16: Gráfico comparativo entre três envoltórias obtidas a partir de correlações entre chuvas e escorregamentos (KEEFER et al., 1987).55	55
Figura 2.17: Envoltória para escorregamentos induzidos obtida por TATIZANA et al. (1987)para 4 dias de chuva acumulada.56	56

Figura 2.18: Modelo de distribuição da água no solo em relação à profundidade (BODMAN e COLEMAN, apud EPA, 1998).....	60
Figura 2.19: Comportamento da frente de saturação com o tempo para três fases. (Adaptado de EPA, 1998)	61
Figura 2.20: Perfis de umidade resultantes de uma seqüência de evento. (a) sete dias após o 1º evento chuvoso, (b) oito dias após o 1º e um dia após o 2º ; (c) 12 dias após o 1º e cinco dias após o 2º ;(d) 12 dias após o 1º .(adptado de MYAZAKI, 1993).....	62
Figura 2.21.: Comportamento de infiltração da água no solo para: a) Solo uniforme, b) Camada porosa na superfície e c) Camada argilosa ou crosta na superfície. (Adaptado de ASCE, 1996).....	68
Figura 2.22: Perfis de umidade obtidos para duas situações de umidade inicial diferentes. a) umidade inicial de 43,9% e b) umidade inicial de 23,5%. (adaptado de FREYBERG et al., 1980).....	70
Figura 2.23: Perfis de umidade para diferentes situações de declividade. (adaptado de Miyazaki, 1993).....	71
Figura 2.24: Modelo esquemático de uma curva de retenção (FREDLUND et al., 1994)	74
Figura 2.25: Modelo esquemático do equipamento utilizado no ensaio de infiltração de duplo cilindro	79
Figura 2.26: Solução gráfica do método de transformação de Boltzmann.....	84
Figura 2.27: Exemplo de cálculo de $d\phi_m/d\theta$ a partir da curva de retenção.....	85
Figura 2.28: esquema ilustrativo da câmara de pressão.	86
Figura 2.29: Funil de placa porosa. a- saturação do solo, b- aplicação da tensão. (Libardi, 1995).....	86
Figura 2.30: Representação dos tipos de fluxo entre a amostra e o papel de filtro. (modificado de MARINHO, 1995).....	87
Figura 2.31 : Modelo esquemático de tensiômetro (FREDLUND, 1989).....	88
Figura 3.1: Fluxograma de etapas desenvolvidas no trabalho.....	91
Figura 3.2: Articulação das folhas topográficas utilizadas na composição do mapa topográfico da área de estudo (Fonte SABESP).	93
Figura 3.3: Equipamento utilizado para ensaio de infiltração a carga constante. (a) Reservatório graduado para medida do volume conectado ao infiltrômetro e (b) Detalhe do infiltrômetro de cilindro duplo	101
Figura 3.4: Disposição dos furos de coleta de amostra (a) e cobertura de lona para diminuição da evapotranspiração (b).....	103

Figura 3.5: Gráfico de variação da umidade volumétrica com o tempo e exemplo de cálculo de γ .	104
Figura 3.6: Exemplo ilustrativo da curva de correlação entre $d\phi_m/d\theta$ e θ .	105
Figura 4.1: Mapa de localização da área de estudo	108
Figura 4.2: Principais litotipos encontrados no Planalto de Campos do Jordão. Adaptação do mapa geológico simplificado apresentado por HIRUMA et al (2001)	109
Figura 4.3: Área de estudo inserida no contexto regional de relevo.(Fotografia aérea de 1973).	111
Figura 4.4: Fotografia aérea da área de estudo. A - ano de 1972 e B – ano de 1982 .	113
Figura 4.5: Fotografia panorâmica atual de parte da área de estudo. Bairros Britador e Bela Vista.	114
Figura 4.6: Exemplo de ocupação no Bairro Santo Antônio.	114
Figura 4.7: Condição típica de moradia, localizada próxima a encosta muito íngreme situada no Bairro Britador.	115
Figura 4.8: Condição típica de moradia, localizada próxima ao corte com aproximadamente 4 metros de altura (Bairro Santo Antônio).	116
Figura 4.9: Mapa topográfico.	118
Figura 4.10: Modelo digital de terreno com sobreposição da drenagem.	119
Figura 4.11: Mapa de documentação A. Localização dos pontos descritos em campo e das seções transversais.	120
Figura 4.12: Mapa de documentação B. Localização dos pontos de coletas de amostra deformadas e indeformadas e de realização dos ensaios de infiltração.	121
Figura 4.13: Carta de declividade.	123
Figura 4.14: Mapa de direção de fluxo de massa de materiais inconsolidados.	125
Figura 4.15: Exemplo de camada de material inconsolidado do tipo I-R, com presença de veios de quartzo.	128
Figura 4.16: Porção superficial de perfil residual de solo, rico em raízes, associado a matéria orgânica (a) e não associado (b).	128
Figura 4.17: Material inconsolidado do tipo II-R.	129
Figura 4.18: Contato gradacional entre os materiais residuais I-R e II-R, com indicação da zona de transição.	130
Figura 4.19: Material saprolítico III-S. (a) Bandamento composicional remanescente do migmatito (composição gnaissica). (b) Estado mais avançado de decomposição.	131
Figura 4.20: Exemplo de material inconsolidado tipo IV-S.	132

Figura 4.21: Exemplo de material inconsolidado da classe V-S (Ponto 83).	132
Figura 4.22: Exemplo de material de aterro tipo VI-A	134
Figura 4.23: Exemplo de material do tipo VI -A. Áreas circuladas indicam fragmentos de rocha.	134
Figura 4.24: Aspectos do material inconsolidado tipo VII-A.	135
Figura 4.25: Exemplo de material inconsolidado do tipo VIII-AI.	136
Figura 4.26: Exemplo de perfil típico da unidade U1.	138
Figura 4.28: Perfil de solo representativo da unidade U2. Presença local de camada de material VI-A.	139
Figura 4.29: Perfil representativo da unidade U5(a)- (Ponto 10) e U5b(b)- (Ponto 31).	142
Figura 4.30: Exemplo de perfil típico da unidade U7.	144
Figura 4.31: Exemplo de perfil da unidade U9.....	145
Figura 4.32: Exemplo de ocorrência da unidade U10.....	146
Figura 4.33: Mapa de materiais inconsolidados.....	147
Figura 4.34: Seção geológico-geotécnica D.	149
Figura 4.35: Seção geológico-geotécnica F.	150
Figura 4.36: Envoltória de resistência para a amostra do Bloco 1 na condição saturada.	152
Figura 4.37: Envoltória de resistência para a amostra do Bloco 1 na umidade natural.	152
Figura 4.38: Envoltória de resistência para amostra do bloco 3 na condição saturada.	153
Figura 4.39: Envoltória de resistência para amostra do bloco 3 na umidade natural.	153
Figura 4.40: Envoltória de resistência para as amostra do bloco 4 na condição saturada.....	154
Figura 4.41: Envoltória de resistência para as amostra do bloco 4 na condição saturada.....	154
Figura 4.42: Envoltória de resistência para amostra do bloco 5 para a condição saturada.....	155
Figura 4.43: Fotografia de escorregamento obtida logo após a ocorrência no bairro Britador. Enfoque para a região lateral da pedreira onde ocorreram os primeiros eventos.	157
Figura 4.44: Escorregamentos translacionais ocorridos no bairro Britador. Enfoque a abrangencia dos escorregamentos por toda a encosta.	158

Figura 4.45: Escorregamentos translacionais ocorridos no bairro Santo Antônio. Notar a disposição em meio às moradias não atingidas, e os destroços de outras moradias destruídas.....	158
Figura 4.46: Detalhe de um dos escorregamentos mostrados na FIGURA 4.47. Linha tracejada aponta o limite da cicatriz	159
Figura 4.47: Escorregamento de pequena extensão localizado em corte na porção posterior a moradia. Linha tracejada aponta o limite da cicatriz.	159
Figura 4.48: Escorregamentos ocorridos no bairro do Britador. 1) Escorregamento translacional não seguido de escoamento e 2) Escorregamento translacional seguido de escoamento.	160
Figura 4.49: Escorregamento translacional não seguido de escoamento ocorrido no bairro Britador	161
Figura 4.50: Fotografia de alguns escorregamentos ocorridos no bairro Britador, ao longo de toda encosta, mostrando a destruição das moradias.....	161
Figura 4.51: Escorregamentos translacionais seguidos de escoamento. a) Detalhe da superfície de ruptura e, b) Presença das árvores em meio a cicatriz e convergência dos escorregamentos para a porção central da encosta côncava. As linhas tracejadas indicam os limites sugeridos para cada cicatriz.	162
Figura 4.52: Esquema ilustrativo da morfologia dos escorregamentos.....	163
Figura 4.53: Escorregamentos translacionais ocorridos em seqüência formando feições muito próximas e de difícil individualização, localizadas no Bairro Santo Antônio.....	164
Figura 4.54: Muro de contenção destruído.	164
Figura 4.55: Drenos obstruídos por detritos em muro de contenção rompido.....	165
Figura 4.56: Relação entre o tipo de material inconsolidado e profundidade de ruptura.	165
Figura 4.57: Mapa de localização das feições de movimentos de massa gravitacionais cadastrados.	167
Figura 4.58: Relação entre a localização das feições de escorregamentos e as unidades de materiais inconsolidados.....	169
Figura 4.59: Relação entre as feições de escorregamentos e a declividade.	171
Figura 4.60: Modelo digital de terreno superposto pelo sistema de drenagens e as feições de escorregamentos.	172
Figura 4.61: Relação entre a localização das feições de escorregamentos e o mapa de direção de fluxo de massa de materiais inconsolidados.	174
Figura 4.62: Valores médios de precipitação (máximos e mínimos) mensal medidas desde 1937 (Posto D2 001)	176

Figura 4.63: Precipitação total anual nos postos D2 001 e D2 096.....	177
Figura 4.64: Totais mensais de novembro, dezembro e janeiro dos últimos 63 anos (Posto D2 001).....	178
Figura 4.65: Exemplos de distribuição diária de chuvas de dezembro a janeiro para diferentes totais precipitados.....	179
Figura 4.66: Gráfico de distribuição das chuvas no período de novembro de 1999 até janeiro de 2000. (D2 096).....	180
Figura 4.67: Gráficos comparativos entre a distribuição horária de chuva, para intensidade total de 30 mm para os dias 01/12/1999 e 11/12/1999.	181
Figura 4.68: Gráfico comparativo entre distribuição horária de chuva, para intensidade total de 80 mm aproximadamente.	182
Figura 4.69: Gráfico comparativo entre chuva diária e acumulada durante o mês de dezembro e início de janeiro de 2000.....	184
Figura 4.70: Intensidade de chuva acumulada entre 01/12/1999 e 04/01/2000.....	185
Figura 4.71.: Envoltória para ocorrência de escorregamentos de TATIZANA et al.. (1987) com os pontos referentes à ocorrência de escorregamentos na área de estudo.(Base de dados pluviométricos do posto D2 096).	186
Figura 4.72: Valores de chuva críticos obtidos para a área de estudo pela equação de TATIZANA et al. em comparação aos valores ocorridos na realizada. (Base de dados pluviométricos do posto D2 096).	186
Figura 4.73: Gráficos comparativos entre as envoltórias para ocorrência de escorregamentos obtidas por D'ORSI (1997) e os pontos referentes à ocorrência de escorregamentos da área de estudo	187
Figura 5.1: Curva de infiltração obtida pelo ensaio E1.....	190
Figura 5.2: Perfis de umidade obtidos antes (inicial) e após (final) a realização do ensaio E1	191
Figura 5.3: Perfis de umidade obtidos a partir das coletas em vários tempos de redistribuição.....	192
Figura 5.4: Gráfico de variação de $K(\theta)$ em função de θ para cada profundidade do ensaio E1.....	193
Figura 5.5: Gráfico de variação de $K(\theta)$ com a profundidade na umidade saturada para o ensaio E1.....	194
Figura 5.6: Curva de infiltração obtida para o ensaio E2.	194
Figura 5.7: Perfis de umidade antes (inicial) e após (t_0) a realização do ensaio E2. .	195
Figura 5.8: Perfis de umidade ao longo do tempo referente ao ensaio E2.....	196
Figura 5.9: Gráficos de variação de $K(\theta)$ em função de θ para cada profundidade do ensaio E2.....	197

Figura 5.10: Gráfico de variação de $K(\theta)$ com a profundidade para a umidade próxima a saturação.	198
Figura 5.11: Curva de infiltração obtida a partir do ensaio E3.	199
Figura 5.12: Perfis de umidade obtidos a partir do ensaio E3.....	199
Figura 5.13: Perfis de umidade e grau de saturação, obtidos para o ensaio E5.	201
Figura 5.14: Gráfico de variação de $K(\theta)$ para cada profundidade analisada do ensaio E5.	202
Figura 5.15: Variação de $K(\theta)$ em profundidade para a umidade saturada referente ao ensaio E5.....	203
Figura 5.16: Perfis de umidade obtidos do ensaio E6.....	204
Figura 5.17: Gráfico de variação de $K(\theta)$ em função da umidade para cada profundidade analisada.....	205
Figura 5.18: variação de $K(\theta)$ em profundidade o grau de saturação máximo.	205
Figura 5.19: Curva de retenção da amostra A.	209
Figura 5.20: Curva de retenção da amostra B.	209
Figura 5.21: Curva de correlação entre a razão $\partial\phi_m/\partial\theta$ e a umidade para a amostra A.	210
Figura 5.22: Curva de correlação entre a razão $\partial\phi_m/\partial\theta$ e a umidade para a amostra B.	211
Figura 5.23: Curvas de $D(\theta)$ em função da umidade volumétrica para o ensaio E1...211	211
Figura 5.24: Curva de variação de $D(\theta)$ com a profundidade para a umidade próxima à saturação, relativas o ensaio E1.	212
Figura 5.25: Curvas de $D(\theta)$ em função da umidade volumétrica para o ensaio E2...213	213
Figura 5.26: Curva de variação de $D(\theta)$ com a profundidade para a umidade próxima à saturação, relativas ao ensaio E2.	213
Figura 5.27: Curvas de $D(\theta)$ em função da umidade volumétrica para o ensaio E5...214	214
Figura 5.28: Curva de variação de $D(\theta)$ com a profundidade para a umidade próxima à saturação, relativas ao ensaio E5.	214
Figura 5.29: Curvas de $D(\theta)$ em função da umidade volumétrica para o ensaio E6...215	215
Figura 5.30: Curva de variação de $D(\theta)$ com a profundidade para a umidade próxima a saturação, relativas ao ensaio E6.	215
Figura 6.1: Sistema de coordenadas consideradas pela equação de Richards.....	220
Figura 6.2: Mecanismo de ruptura considerado pelo modelo original de Iverson (IVERSON, 2000).....	227
Figura 6.3: Esquema ilustrativo do mecanismo de ruptura sem presença de nível freático preexistente ou temporário.	227

Figura 6.4: Esquema ilustrativo das etapas envolvidas na aplicação do sistema de cálculo elaborado.....	230
Figura 6.5: Gráfico de resposta do solo ($R(t^*)$) ao longo do tempo obtido em função do tempo de chuva, para a profundidade de 0,5 m.	235
Figura 6.6: Gráfico obtido para a função $R(t^*)$ para o evento 3 considerando 1,5 m de profundidade.	235
Figura 6.7: Variação de $R(t^*)$ em profundidade para o evento 3. a) Variação com o tempo e b) Variação de $R(t^*)$ de pico em profundidade.....	236
Figura 6.8: Função de $R(t^*)$ com o tempo para todos os eventos, sem considerar a sua distribuição no tempo. As linhas tracejadas indicam os tempos T de chuva para cada um dos eventos.	237
Figura 6.9: Gráficos comparativos entre a $R(t^*)$ e ψ/Z para o evento 3.....	240
Figura 6.10: variação de ψ/Z ao longo do tempo para os quatro eventos. As linhas tracejadas indicam o limite de chuva T correspondente a cada evento.	240
Figura 6.11: Exemplo comparativo entre os valores de ψ/Z obtidos para dois eventos com diferentes razões de recarga.	241
Figura 6.12: Gráfico resultante de um teste de cálculo da variação da carga hidráulica com o tempo.	245
Figura 6.13: Gráfico resultante de procedimento de cálculo da variação da carga hidráulica com o tempo considerando a soma da constante baseada no último valor de ψ/Z antes do início de um novo evento.....	247
Figura 6.14: Exemplo gráfico da sobreposição dos eventos a partir da acumulada dos valores de ψ/Z ao longo do tempo.....	249
Figura 6.15: Variação de Ψ/Z para os eventos distribuídos ao longo do tempo.....	251
Figura 6.16: Variação de Ψ/Z total em relação aos eventos individuais distribuídos ao longo do tempo	251
Figura 6.17: Gráfico de variação de FS para cada evento individual e para o FS total gerado pela sobreposição da seqüência de eventos.....	254
Figura 6.18: Gráfico de variação de FS com o tempo para a profundidade de 2 m. ...	255
Figura 6.19: Exemplo ilustrativo da planilha de cálculo para aplicação do sistema de cálculo. Enfoque para planilha do grupo 1 (Cálculo de ψ/Z por evento 3)	257
Figura 6.20: Exemplo ilustrativo da planilha de cálculo para aplicação do sistema de cálculo. Enfoque para planilha do grupo 2 (Cálculo de FS considerando eventos 1 a 4).	258
Figura 7.1: Gráfico de I_z/K_z para todas as unidades analisadas em relação aos valores de precipitação do período.....	261

Figura 7.2: Gráfico de precipitação diária para o período analisado. (Dezembro de 1999 à janeiro de 2000)	261
Figura 7.3: Gráfico de variação do FS ao longo do período analisado para a unidade U1. A linha vertical tracejada indica o início do dia 02 de Janeiro de 2000.....	265
Figura 7.4: Gráfico de variação do FS ao longo do período analisado para a unidade U2. A linha vertical tracejada indica o início do dia 02 de Janeiro de 2000.....	266
Figura 7.5: Gráfico de variação do FS ao longo do período analisado para a unidade U3. A linha vertical tracejada indica o início do dia 02 de Janeiro de 2000.....	267
Figura 7.6: Gráfico de variação do FS ao longo do período analisado para a unidade U4. A linha vertical tracejada indica o início do dia 02 de Janeiro de 2000.....	268
Figura 7.7: Gráfico de variação do FS ao longo do período analisado para a unidade U5. A linha vertical tracejada indica o início do dia 02 de Janeiro de 2000.....	269
Figura 7.8: Gráfico de variação do FS ao longo do período analisado para a unidade U6. A linha vertical tracejada indica o início do dia 02 de Janeiro de 2000.....	270
Figura 7.9: Gráfico de variação do FS ao longo do período analisado para a unidade U7. A linha vertical tracejada indica o início do dia 02 de Janeiro de 2000.....	271
Figura 7.10: Gráfico de variação do FS ao longo do período analisado para a unidade U8. A linha vertical tracejada indica o início do dia 02 de Janeiro de 2000.....	272
Figura 7.11: Gráfico da variação de FS para a unidade U1 e declividade de 40°. A linha vertical tracejada em preto indica o início do dia 01 de Janeiro de 2000....	275
Figura 7.12: Gráfico da variação de FS considerando a unidade U4 e a declividade de 40°. A linha vertical tracejada em preto indica o início do dia 01 de Janeiro de 2000.....	276
Figura 7.13: Gráfico da variação de FS para a unidade U5 e declividade de 40°. A linha vertical tracejada em preto indica o início do dia 01 de Janeiro de 2000....	277
Figura 7.14: Gráfico de variação do FS com o tempo obtidos para todas as unidades, considerando declividade de 30° e profundidade de 0,5m.	278
Figura 7.15: Resultado comparativo entre a análise normal e a simulação 1. a) Considerando eventos 20 a 31 (dias 23/12 a 03/01) e b) Considerando eventos 28 a 31 (dias 01/01 a 03/01)	281
Figura 7.16: Análise considerando os eventos 1 a 30.	282
Figura 7.17: Gráfico comparativo entre os FS obtidos a partir da seqüência de eventos 1 a 31, 1 a 30 e para o evento 31 considerado isoladamente.	282
Figura 7.18: Análise comparativa entre os eventos 1 e 31, com intensidade semelhante e duração diferente. A linha tracejada indica o início da recuperação do evento 1.	283
Figura 7.19: Resultado da simulação 2 entre os eventos 1 e 31 para a unidade U4.	284

Figura 7.20: a) curvas de FS de segurança gerados por eventos considerados em seqüência e individualmente. B) variação de carga hidráulica para os eventos individuais.	285
Figura 7.21: Simulação 2 – Precipitação de 200mm em 2 dias a partir de 1 evento diário de 100mm ($I_z/K_z = 1$).	286
Figura 7.22: Simulação 2 – Precipitação de 200mm em 2 dias a partir de 10 eventos diários de 20 mm ($I_z/K_z = 0,73$).	287
Figura 7.23: Variação de FS ao longo do tempo em função da variação de K_{sat}	288
Figura 7.24: Variação de FS ao longo do tempo em função da variação de D_o	289
Figura 7.25: Variação de FS ao longo do tempo em função da variação de α	290
Figura 7.26: Gráfico de variação de FS para $t = 6h$ da FIGURA 6.40.	290
Figura 7.27: Variação de ψ/Z para diferentes valores de α	291
Figura 7.28: Variação de FS para $t = 6h$ da FIGURA 6.41.	291
Figura 7.29: Variação de FS ao longo do tempo em função de diferentes valores de Z	292
Figura 7.30: Variação de ψ/Z para diferentes valores de Z	292
Figura 7.31: Variação de FS ao longo do tempo em função da coesão.	293
Figura 7.32: Variação de FS ao longo do tempo em função de ϕ	294
Figura 7.33: Variação do FS considerando as profundidades médias de ruptura e a $\alpha = 20^\circ$	299
Figura 7.34: Variação do FS considerando as profundidades médias de ruptura e a $\alpha = 30^\circ$	300
Figura 7.35: Gráfico de variação do FS considerando as profundidades médias de ruptura e a declividade de 40°	300
Figura 7.36: Variação do FS considerando as condições de profundidade e declividade nos locais dos escorregamentos.	301

LEGENDA DE TABELAS

Tabela 2.1: Classificação simplificada de VARNES (1958) -----	9
Tabela 2.2: Classificação de Hutchinson (1988).-----	10
Tabela 2.3: Tipos de materiais envolvidos nos movimentos do tipo fluxo. (HUNGR et al., 2001)-----	21
Tabela 2.4: Classificação dos tipos de fluxo. (HUNGR et al., 2001) -----	22
Tabela 2.5: Características das principais classificações de movimentos de massa gravitacionais. 2-materiais considerados; 3-atributos considerados; 4-tipos de movimentos classificados; 5-origem dos mov. (naturais ou induzidos); 6-se há detalhamento da descrição dos movimentos ou não; 7-existência de versões recentes com adaptações; 8-principais modificações; 9-consideração de processos correlatos ou não.(modificado de RODRIGUES, 1998)-----	23
Tabela 2.6: Vantagens e desvantagens de algumas das classificações propostas (RODRIGUES, 1998)-----	23
Tabela 2.7: Principais grupos de fatores que influenciam na ocorrência de movimentos de massa gravitacionais.(Adaptado de CRUDEN e VARNES, 1996) -----	25
Tabela 2.8 : Resumo dos dados de entrada para análise de escorregamentos. Adaptado de MANTOVANI et al. (1996). Possibilidade de obtenção dos dados: 1- baixa , 2- moderada, 3- alta -----	28
Tabela 2.9: Relação entre tipos de análise e escalas de mapeamento. Adaptado de SOETERS e Van WESTEN (1996)-----	29
Tabela 2.10: Resumo dos métodos mais utilizados para análise de estabilidade de taludes, e suas características distintivas. (adaptado de HUNT, 1986)-----	32
Tabela 2.11: Métodos gerais de análise e as condições geológicas adequadas a sua aplicações. (modificado de HUNT, 1986)-----	33
Tabela 2.12: Principais equações de infiltração com base empírica. $i(t)$ é a infiltração e $I(t)$ é a infiltração acumulada. -----	63
Tabela 2.13: As várias equações de fluxo geradas da simplificação da equação de Richards. (Adaptado de EPA, 1998) -----	66
Tabela 2.14.: Relação entre textura do solo e velocidade final de infiltração aproximada (adaptado de Scott, 2001) -----	67
Tabela 3.1: Quantidade e propriedades das amostras coletadas para ensaios de laboratório. -----	96
Tabela 4.1: Classes de declividade adotadas e as respectivas áreas.-----	122
Tabela 4.2: Características geotécnicas de amostras relativas ao material I-R -----	127
Tabela 4.3: Características geotécnicas de amostras relativas ao material II-R -----	129
Tabela 4.4: Características geotécnicas de amostras relativas ao material III-S -----	130

Tabela 4.5: Características geotécnicas de amostras relativas ao material III-S-----	131
Tabela 4.6: Características geotécnicas das amostras relativas ao material VI-A. ---	133
Tabela 4.7: Perfil típico da Unidade U1. -----	137
Tabela 4.8: Índices físicos para várias profundidades - unidade U1. -----	137
Tabela 4.9: Perfil típico da Unidade U2. -----	139
Tabela 4.10: Índices físicos para várias profundidades - unidade U2.-----	139
Tabela 4.11: Perfil típico da unidade U3. -----	140
Tabela 4.12: Perfil típico da unidade U4 -----	141
Tabela 4.13: Índices físicos para várias profundidades - unidade U4.-----	141
Tabela 4.14: Perfil típico da unidade U5 -----	141
Tabela 4.15: Perfil típico da unidade U6. -----	142
Tabela 4.16: Índices físicos para várias profundidades - unidade U4.-----	143
Tabela 4.17: Perfil típico da unidade U7 -----	143
Tabela 4.18: Perfil típico da unidade U8 -----	144
Tabela 4.19: Perfil típico da unidade U9. -----	145
Tabela 4.20: perfil típico da unidade U10-----	146
Tabela 4.21: Porcentagem de ocorrência das unidades na área mapeada-----	148
Tabela 4.22: Índices físicos e resultados da segunda etapa dos ensaios de cisalhamento direto. -----	155
Tabela 4.23: Dados de adensamento antes da saturação e colapso após saturação. -----	155
Tabela 4.24: Características gerais dos escorregamentos mapeados. A identificação de cada escorregamento corresponde aos números no mapa da Figura 4.58. -	166
Tabela 4.25: Resultados obtidos a partir das relações. A identificação de cada escorregamento corresponde aos números no mapa da FIGURA 4.58. -----	175
Tabela 4.26: Localização dos postos pluviométricos utilizados. -----	176
Tabela 4.27: Seqüência de eventos do período de 01 de dezembro a 05 de janeiro de 2000. -----	183
Tabela 5.1: Dados utilizados para cálculo de $K(\theta)$ e equações de $K(\theta)$ para o ensaio E1. -----	192
Tabela 5.2: Dados utilizados para cálculo de $K(\theta)$ e equações de $K(\theta)$ para o ensaio E2 -----	197
Tabela 5.3: Resumo dos valores de v_i e K_{sat} para os ensaio E1 e E2. K_{sat} (1) valor obtido pelo ensaio de infiltração e K_{sat} (2) obtido pelo método de Libardi. -----	200
Tabela 5.4: Dados utilizados para cálculo de $K(\theta)$ e equações de $K(\theta)$ para o ensaio E5 -----	202

Tabela 5.5: Dados utilizados para cálculo de $K(\theta)$ e equações de $K(\theta)$ para o ensaio E6. -----	204
Tabela 5.6: Dados de K_{sat} obtidos em ensaio de laboratório. -----	207
Tabela 5.7: Parâmetros obtidos do ensaio e elaboração das curvas de retenção. ---	208
Tabela 5.8: Equações da variação de ϕ_m em relação a θ , obtidas das curvas de retenção-----	210
Tabela 5.9: Resumo dos parâmetros hidráulicos e de resistência característicos para cada unidade de material inconsolidado. Kc-dado obtido pelo ensaio de coluna; Ki- dado obtido ensaio direto em campo e KI – dado obtido pelo método de Libardi; c_s e ϕ_s – resistência saturada e c_n e ϕ_n – resistência na umidade natural. -----	217
Tabela 6.1: Resumo dos parâmetros fundamentais. -----	229
Tabela 6.2: Eventos de chuva hipotéticos utilizados para exemplificar os procedimentos de aplicação do método proposto.-----	231
Tabela 6.3: Tabela de cálculo da razão I_z/K_z para cada evento a ser utilizado nos exemplos.-----	231
Tabela 6.4: Exemplo de cálculo de $R(t^*)$ no evento 3, para $t = 24$ horas. Valores em negrito indicam respostas durante a chuva. -----	234
Tabela 6.5: Exemplo de cálculo de ψ/Z para o evento 3 para $t = 24$ horas. Valores em negrito indicam carga hidráulica normalizada durante a chuva. -----	239
Tabela 6.6: Planilha de distribuição de evento ao longo do tempo. As lacunas mais escuras indicam a influencia do período de chuvas. -----	243
Tabela 6.7: Planilha de cálculo de ψ/Z final para quatro eventos, baseada na distribuição simples de eventos. -----	244
Tabela 6.8: Planilha de cálculo de ψ/Z final, considerando o último valor de ψ/Z obtido antes do início do novo evento. Os valores em negrito foram os valores somados ao próximo evento.-----	246
Tabela 6.9: Planilha de cálculo de ψ/Z final considerando a acumulada dos valor de ψ/Z obtidos durante todo o período. -----	248
Tabela 6.10: Planilha de cálculo de ψ/Z final considerando todos os valor de ψ/Z obtidos durante todo o período analisado. -----	250
Tabela 6.11: Exemplo simplificado da planilha de cálculo da variação de FS com o tempo para os exemplos de eventos apresentados na TABELA 6.2. Valores em negrito representam o período de ocorrência da chuva. -----	253
Tabela 7.1: Dados utilizados no processo de aplicação do método -----	260

Tabela 7.2: Seqüência de eventos dos meses de dezembro de 1999 e janeiro de 2000, utilizada aplicação do método. -----	260
Tabela 7.3: Fatores de segurança máximos e mínimos na condição inicial, ou seja, antes do início das chuvas. Resultados utilizando parâmetros de resistência saturados e não saturados.-----	262
Tabela 7.4: Profundidades médias de ocorrência dos escorregamentos observados para as diferentes unidades. -----	299
Tabela 7.5: Fatores de seguranças críticos obtidos na retroanálise dos escorregamentos. -----	301

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.2. OBJETIVOS	5
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1. MOVIMENTOS DE MASSA GRAVITACIONAIS	7
2.1.1. Tipos movimentos de massa gravitacionais e mecanismos de ruptura relacionados	11
2.1.1.1. Quedas e Tombamentos	11
2.1.1.2. Escorregamentos	12
2.1.1.3. Rastejos	18
2.1.1.4. Escoamentos ou Fluxo	19
2.1.1.5. Movimentos de massa complexos.	22
2.1.2. Fatores que influenciam na ocorrência de movimentos de massa gravitacionais.	24
2.2. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS	26
2.2.1. Métodos de análise com base determinística	30
2.2.1.1. O fator de segurança (FS)	33
2.2.1.2. Parâmetros envolvidos em análises de estabilidade de talude.	34
2.2.1.3. Métodos baseados em equilíbrio-limite	37
2.2.1.4. Retroanálise.	40
2.2.1.5. Análises em materiais heterogêneos	41
2.2.2. Métodos de análise com base estatística e probabilística.	42
2.2.3. Inventário de escorregamentos	44
2.2.4. Abordagem heurística	45
2.2.5. Combinação de modelagem hidrogeológica com os métodos clássicos de cálculo de estabilidade.	46
2.2.6. Correlação semiquantitativa entre precipitação e ocorrência de escorregamentos.	53
2.3. DINÂMICA DA ÁGUA NO SOLO	58
2.3.1. Infiltração	58
2.3.1.1. Equações Empíricas.	62
2.3.1.2. Equações com base física	63
2.3.2. Fatores que influenciam na infiltração da água no solo.	66
2.3.3. Parâmetros relacionados ao processo de infiltração de água no solo.	71
2.3.3.1. Condutividade hidráulica saturada (K_{sat})	71
2.3.3.2. Condutividade hidráulica não saturada ($K(\theta)$)	72
2.3.3.3. Potenciais de água no solo (ϕ)	73
2.3.3.4. Difusividade hidráulica ($D(\theta)$)	76

2.3.4. Métodos de determinação das propriedades relacionadas à dinâmica da água no solo.	77
2.3.4.1. Parâmetros hidráulicos.....	77
2.3.4.2. Difusividade hidráulica	83
2.3.4.3. Curva de retenção.....	85
3. METODOLOGIA.....	89
3.1 PROCEDIMENTOS DE EXECUÇÃO	90
3.1.1. Etapa 1 – Revisão bibliográfica	92
3.1.2. Etapa 2- Caracterização básica da área de estudo	92
3.1.2.1. Produtos cartográficos básicos em escala 1:2000.	92
3.1.2.2. Fotointerpretação e sensoriamento remoto.	94
3.1.2.3. Investigação de campo.....	95
3.1.2.4. Coleta de amostras e ensaios realizados em laboratório.....	96
3.1.2.5. Definição das unidades e elaboração do mapa de materiais inconsolidados.	98
3.1.2.6. Cadastro das feições de movimentos de massa:.....	98
3.1.2.7. Análise de dados pluviométricos.	99
3.1.3. Etapa 3 - Caracterização das propriedades hidráulicas dos materiais inconsolidados.....	100
3.1.3.1. Ensaios de infiltração.....	100
3.1.3.2. Obtenção da difusividade hidráulica ($D(\theta)$).....	105
3.1.4. Etapa 4 – Desenvolvimento, validação e aplicação do método proposto	105
3.1.5. Etapa 5 – Análise e Conclusões	106
4. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	107
4.1. ASPECTOS GERAIS	107
4.1.1. Localização	107
4.1.2. Geologia	107
4.1.3. Relevo	110
4.1.4. Aspectos climáticos.....	111
4.1.5. Características de ocupação e aspectos sócio-econômicos.	111
4.2. DOCUMENTOS CARTOGRÁFICOS BÁSICOS.....	116
4.2.1. Mapa Topográfico.....	116
4.2.2. Mapa de Documentação	117
4.2.3. Carta de Declividade	122
4.2.4. Mapa da Direção do Fluxo de Massa de Materiais Inconsolidados. --	124
4.3. MATERIAIS INCONSOLIDADOS	126
4.3.1. Descrição dos tipos de materiais inconsolidados	126
4.3.1.1. Materiais inconsolidados de origem residual.....	127

4.3.1.2. Materiais inconsolidados de aterro -----	132
4.3.1.3. Material inconsolidado de origem aluvionar -----	135
4.3.2. Unidades de Materiais Inconsolidados -----	136
4.3.2.1. Unidade U1 -----	137
4.3.2.2. Unidade U2 -----	138
4.3.2.3. Unidade U3 -----	140
4.3.2.4. Unidade U4 -----	140
4.3.2.5. Unidade U5 -----	141
4.3.2.6. Unidade U6 -----	142
4.3.2.7. Unidade U7 -----	143
4.3.2.8. Unidade U8 -----	144
4.3.2.9. Unidade U9 -----	144
4.3.2.10. Unidade U10. -----	145
4.3.3. Mapa de Materiais Inconsolidados -----	146
4.3.4. Parâmetros de resistência dos materiais inconsolidados -----	151
4.4. FEIÇÕES DE MOVIMENTOS DE MASSA GRAVITACIONAIS OBSERVADAS NA ÁREA DE ESTUDO. -----	156
4.4.1. Características das feições de movimentos de massa gravitacionais	160
4.4.2. Mapeamento das feições de movimentos de massa gravitacionais. -	166
4.4.2.1. Relação com o mapa de materiais inconsolidados -----	168
4.4.2.2. Relação com a carta de declividade -----	170
4.4.2.3. Relação com a forma de encostas e ocorrência de drenagens -	170
4.4.2.4. Relação com o mapa de direção de fluxo de materiais inconsolidados -----	173
4.5. PLUVIOSIDADE -----	175
4.5.1. Relação entre a ocorrência de escorregamentos e a pluviosidade. --	183
5. CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES HIDRÁULICAS DOS MATERIAIS INCONSOLIDADOS. -----	189
5.1. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA E NÃO SATURADA -----	189
5.1.1. Ensaio com medida de taxa de infiltração. -----	190
5.1.1.1. Ensaio E1. -----	190
5.1.1.2. Ensaio E2. -----	194
5.1.1.3. Ensaio E3. -----	198
5.1.2. Ensaio sem medida de taxa de infiltração. -----	200
5.1.2.1. Ensaio E5. -----	200
5.1.2.2. Ensaio E6 -----	203
5.1.2.3. Análise dos resultados. -----	206
5.1.3. Ensaio de condutividade hidráulica saturada a carga constante em laboratório -----	206

5.2. CURVAS DE RETENÇÃO	208
5.3. DIFUSIVIDADE HIDRÁULICA ($D(q)$)	210
6. MÉTODO PARA PREVISÃO DE ESCORREGAMENTOS	218
6.1. DESCRIÇÃO DO MODELO MATEMÁTICO	218
6.1.1. Base teórica para obtenção das equações	219
6.2. A ADAPTAÇÃO DO MODELO MATEMÁTICO AO MÉTODO DE PREVISÃO DE ESCORREGAMENTOS	226
6.2.1. Implementação e aplicação do método	228
7. APLICAÇÃO DO MÉTODO PARA PREVISÃO DE ESCORREGAMENTOS TRANSLACIONAIS	259
7.1. ANÁLISE DA CONDIÇÃO INICIAL DE ESTABILIDADE DAS ENCOSTAS.	261
7.2. RESULTADOS DA APLICAÇÃO DO MÉTODO PARA CADA UNIDADE E ANÁLISE DA VALIDADE DE SUA UTILIZAÇÃO.	264
7.2.1. Simulações para avaliação do método proposto.	280
7.3. ANÁLISE PARAMÉTRICA	287
7.4. DISCUSSÃO SOBRE OS RESULTADOS OBTIDOS E AVALIAÇÃO CRÍTICA DO MÉTODO.	295
8. CONCLUSÕES	303
9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	309
 APÊNDICE I - Modelo de ficha de campo	 335
APÊNDICE II - Seções Geológico-Geotécnicas	338
APÊNDICE III - Gráficos de precipitações diárias referentes ao mês de dezembro de 1999	347
APÊNDICE IV - Gráficos de variação do fator de segurança em profundidade, na condição inicial (ausência de chuvas), para cada unidade de materiais inconsolidados analisada	354
APÊNDICE V - Resultados da aplicação do sistema de previsão de escorregamentos. Gráficos de variação do fator de segurança ao longo do tempo para todas as unidades de material inconsolidado, considerando declividades de 20° e 40°	359

1. INTRODUÇÃO

Estudos geológico-geotécnicos destinados à avaliação do potencial de ocorrência de eventos perigosos naturais, principalmente na área urbana, vêm crescendo significativamente nos mais diferentes países. A partir da década de 50, esta área da ciência vem se destacando no campo da Geologia de Engenharia, por auxiliar na escolha de medidas preventivas (estruturais, planejamento, sociais, educativas e monitoramento) e corretivas para ocupação das áreas susceptíveis a diferentes tipos de instabilizações de encostas naturais ou modificados pelo homem.

Os agentes do meio físico associados à contínua urbanização e ao ambiente tropical, característica de países como o Brasil, tem originado situações de risco nas encostas inadequadamente ocupadas, gerando prejuízos, tanto no âmbito social, como econômico ou ambiental, no mínimo catastróficos e muitas vezes irrecuperáveis. Por este motivo justifica-se a necessidade cada vez mais intensa do reconhecimento e entendimento desses processos para que possam ser evitados ou minimizados a partir da previsão de sua ocorrência.

Dentre os eventos perigosos naturais que mais atingem a população brasileira estão os movimentos de massa gravitacionais. Apesar de não ocorrerem exclusivamente em áreas ocupadas por população de baixa renda, a ocupação inadequada das encostas, principalmente nas grandes cidades, é ainda um dos principais fatores responsáveis pela sua ocorrência. No Brasil o estado de São Paulo apresenta graves problemas com este tipo de ocorrência, conforme se observa na FIGURA 1.1.

Na tentativa de solucionar e/ou amenizar os problemas causados pela ocupação inadequada tem se mostrado de fundamental importância, o reconhecimento em detalhe dos mecanismos físicos de instabilização decorrente nas áreas afetadas ou não por algum tipo de evento, e assim, diagnosticar os problemas

existentes e direcionar ou programar as ações preventivas a serem praticadas em uma determinada área.

Figura 1.1: Regiões sujeitas a um ou mais tipos de movimentos de massa gravitacionais no estado de São Paulo (modificado de ZUQUETTE et al., 1996)

Sabe-se que em países tropicais como o Brasil um dos principais fatores deflagradores de movimentos de massa gravitacionais é o volume de água infiltrado pela chuva. Neste sentido, nas décadas de 70 e 80, vários pesquisadores se dedicaram a realizar correlações entre os movimentos de massa gravitacionais e os períodos chuvosos em que ocorreram, para identificar e estabelecer limites críticos de chuva acumulada para ocorrência de escorregamentos. Estes trabalhos foram realizados com êxito sendo que seus resultados são freqüentemente utilizados, destacando-se no âmbito nacional os trabalhos de GUIDICINI e IWASA (1976); TATIZANA *et al.* (1987), WOLLE, (1988), CARVALHO (1989) e mais recentemente D'ORSI *et al.* (1997), LACERDA *et al.* (1998). Internacionalmente, trabalhos como os de CAINE (1980), CANNON e ELLEN (1985) e WIEKZOREK (1987), que também estabeleceram curvas críticas de chuva destacam-se até hoje como referência deste tipo de abordagem. Entretanto, apesar de sua eficiência, estes estudos têm demonstrado que as chuvas que modificam o grau de estabilidade das encostas apresentam características variadas, principalmente com relação à duração e intensidade, e que estão relacionadas com alguns atributos específicos do meio físico, como por exemplo, parâmetros hidráulicos e de resistência ao cisalhamento do solo.

Para isto é necessário que se proceda ao entendimento do mecanismo que rege a atuação dos processos deflagradores e dos atributos predisponentes para a ocorrência de movimentos de massa gravitacionais, considerando-se a influência da chuva através da quantificação do processo de infiltração e distribuição de água na encosta utilizando os princípios da física do solo.

Em geral, os estudos tem sido desenvolvidos basicamente para atender duas situações, a saber:

1-Em casos de obras de engenharia civil com geometria bem definida e de pequena abrangência, podendo ser considerado pontual, e

2-Em encostas naturais com vistas à previsão da ocorrência de escorregamentos, e em geral em extensões areais mais significativas.

No primeiro caso os estudos são desenvolvidos especificamente para a situação estudada, tendo como base as premissas da geologia de engenharia e em virtude de sua abrangência restrita permitem a realização de estudos detalhados das características físicas do local, inclusive com auxílio de instrumentação e monitoramento prolongados, e a utilização predominantemente de métodos determinísticos.

No segundo caso os estudos são desenvolvidos considerando parte dos problemas em termos qualitativos ou semiquantitativos devido, muitas vezes, a dificuldade da caracterização detalhada da área em estudo em virtude de sua extensão. Neste caso, busca-se o conhecimento da variabilidade espacial das características do meio físico através da distribuição areal dos atributos e não unicamente do estudo dos mecanismos pontualmente.

Nos últimos anos, porém, profissionais de diferentes áreas da geologia de engenharia e geotecnia de todo o mundo tem voltado suas pesquisas para análises de previsão de movimentos de massa gravitacionais utilizando métodos analíticos para realizar estimativas de ocorrência de escorregamentos nas mais diferentes escalas de trabalho. Estes métodos buscam combinar modelos simplificados de fluxo de água em meio poroso com métodos determinísticos de cálculo de estabilidade, muitos deles a partir da implementação de modelagens matemáticas.

Dentre os trabalhos desenvolvidos neste âmbito podem se destacar FREDLUND *et al.* (1994), no Canadá, Ng e SHI (1998), no Japão, JAAKKOLA (1998), no Canadá, ENOKI *et al.* (1999), também no Japão e IVERSON (2000), nos Estados Unidos. Alguns trabalhos têm ganhado destaque devido à implementação de programas computacionais que auxiliam a aplicação das modelagens matemáticas, principalmente quando voltados para a obtenção de resultados para áreas de grande extensão. Dentre eles destacam-se os trabalhos de MONTGOMERY e DIETRICH

(1994) com a implementação do programa SHALSTAB, WU e SIDLE que em 1995 apresentaram o dSLAM mais tarde complementado por DHAKAL e SIDLE (2004) que geraram o IDSSM, e mais recentemente os trabalhos de GODT *et al.* (2002) e BAUM *et al.* (2002) que apresentam o programa TRIGRS.

Apesar de estabelecerem uma abordagem analítica e mais próxima da objetividade almejada para elaboração de métodos de previsão de escorregamentos, análises mais abrangentes nem sempre permitem a incorporação das heterogeneidades encontradas no ambiente natural, e principalmente as de origem antrópica. Sendo assim, é natural que sejam utilizados essencialmente para estimativas preliminares de hierarquização da predisposição de áreas a instabilização.

Outra característica apresentada, tanto por métodos que tem base empírica como analítica, é o tipo de dado de chuva utilizado, ou seja, são baseados em geral em valores de chuva acumulados. No entanto, igual importância deve ser dada para eventos com intensidade pequena em que em geral apresentam frequência maior. Estes eventos são importantes, pois tendem a manter a umidade do solo elevada, deixando-o em uma condição mais próxima a saturação. Este fato é reconhecido pela maioria dos pesquisadores, no entanto, ainda não existem trabalhos que quantifiquem esta influencia para períodos chuvosos mais prolongados.

Neste contexto, o trabalho aqui apresentado propõe uma contribuição para os avanços da linha de pesquisa discutida acima. Neste trabalho será apresentado o desenvolvimento de um sistema para previsão de escorregamentos, que permite quantificar a influencia das variações sazonais de precipitação na diminuição da estabilidade das encostas, gerada, essencialmente, pelo aumento da umidade e conseqüente perda da sucção pelo aumento da carga hidráulica no interior do maciço. Tal sistema tem como base a caracterização detalhada do meio físico e principalmente a sua variabilidade em área. Este detalhamento visou também o reconhecimento das propriedades hidráulica dos solos da área para aplicação de um modelo de fluxo de água que integrasse a infiltração na superfície do terreno e a redistribuição da água para o interior da encosta.

Para o desenvolvimento dos trabalhos foi utilizada uma área piloto na qual é comum a ocorrência de movimentos de massa gravitacionais, localizada no Município de Campos do Jordão-SP. Esta área apresenta características bastante peculiares e que chamaram a atenção principalmente pelo fato de que, apesar de já ter sido atingida por vários episódios de escorregamentos, principalmente na época das chuvas, não há um padrão definido para os tipos de chuva que os deflagram. Além disso, alguns locais com potencial aparentemente grande para ocorrência de

movimentos de massa, devido às características da encosta e de ocupação, têm-se mantido estáveis.

Este estudo principiou com o detalhamento das características geológico-geotécnicas da área de estudo, que ainda não havia sido realizado com o nível necessário. Isto foi possível a partir da realização de mapeamento geológico-geotécnico, na escala 1:2000, caracterização hidrogeológica dos materiais inconsolidados superficiais, elaboração de mapas específicos e determinação dos atributos do meio físico que mais influenciam na ocorrência de escorregamentos.

Com o intuito de promover um melhor entendimento dos trabalhos desenvolvidos na pesquisa realizada este documento foi subdividido em nove capítulos.

O Capítulo 1 composto pela introdução e objetivos, que buscou inserir o trabalho desenvolvido no contexto evolutivo de linhas pesquisa relacionadas no Brasil e no Mundo.

No Capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica realizada para balizar e orientar o desenvolvimento dos trabalhos e a escolha das metodologias empregadas, e que esteve presente em todas as fases desta pesquisa.

No Capítulo 3 é apresentada a metodologia utilizada a partir da integração da seqüência de procedimentos utilizados para assim facilitar o entendimento do trabalho como um todo.

Os Capítulos 4 e 5 abrangem todos os resultados obtidos durante os trabalhos de caracterização da área de estudo, e onde estão apresentadas as principais características relacionadas com o meio físico.

Os Capítulos 6 e 7 estão voltados para a apresentação, validação e aplicação do método para previsão de escorregamentos desenvolvido.

Finalmente o Capítulo 8 expõem as principais conclusões e recomendações e o Capítulo 9 apresenta as referências bibliográficas.

1.2. OBJETIVOS

Tendo em vista o que foi apresentado nas páginas anteriores, esta pesquisa teve como objetivo principal a consolidação de uma proposta metodológica, com base quantitativa, para prever a ocorrência de movimentos gravitacionais de massa, que considerasse, além das características de infiltração nas encostas da área de estudo, a influencia o umedecimento contínuo dos materiais inconsolidados na estabilidade das encostas durante períodos de chuva prolongados. Com base nisso, buscou-se a

diferenciação dos padrões gerais de chuvas capazes de deflagrar os escorregamentos na área de estudo.

Além disso, considerando a abrangência das várias áreas de conhecimento envolvidas nas várias etapas desta pesquisa e na necessidade da caracterização da área foram estabelecidos alguns objetivos específicos, quais sejam:

- Identificação e classificação dos movimentos de massa gravitacionais típicos da área de estudo;
- Caracterização e mapeamento detalhado dos materiais inconsolidados;
- Obtenção das propriedades hidráulicas dos materiais inconsolidados e caracterização do processo de infiltração da água no solo.
- Identificação e entendimento do mecanismo de ruptura predominante na área de estudo.
- Implementação do sistema de previsão de escorregamentos informatizado para obtenção das condições de estabilidade ao longo do tempo;
- Hierarquização das áreas mais propícias para a ocorrência de movimentos de massa gravitacionais.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo tem como objetivo apresentar, dentre a pesquisa bibliográfica realizada durante o desenvolvimento do presente trabalho, os principais tópicos relacionados ao estudo de movimentos de massa gravitacionais, buscando embasar o entendimento dos procedimentos adotados para o desenvolvimento do método de previsão de escorregamentos. Em linhas gerais, os assuntos que serão abordados a seguir enfocam as principais classificações de movimentos de massa gravitacionais, considerando os diferentes mecanismos de ruptura; os métodos utilizados para previsão de sua ocorrência; parâmetros e características de infiltração e distribuição da água no interior do maciço, bem como uma abordagem dos principais métodos de obtenção dos parâmetros comumente envolvidos em análise de estabilidade de encostas.

2.1. MOVIMENTOS DE MASSA GRAVITACIONAIS

Considerando-se a importância do reconhecimento dos tipos de movimentos de massa gravitacionais, bem como de sua classificação e descrição, procurou-se neste tópico, apresentar algumas das terminologias e conceituações mais utilizadas para movimentos de massa gravitacionais, além de abordar os principais mecanismos envolvidos na sua ocorrência. Sabe-se que existe uma extensa bibliografia, onde vários autores vêm propondo diferentes classificações. Dentre os brasileiros destacam-se: VARGAS e PICHLER, (1957); FREIRE (1965), e dentre as internacionais: SHARPE (1938), TERZAGHI (1950), VARNES (1958), HASEGAWA (1985), SASSA (1985), HUTCHINSON (1988) e VARGA e GORBUSHINA (1998).

Segundo FELL *et al.* (2000), foi BALTZER (1875)¹ um dos primeiros pesquisadores que considerou quedas, escorregamentos e escoamentos de solos e rochas como os principais mecanismos de movimentos de massa. Posteriormente, avanços nessa classificação foram apresentados por HEIM (1932)² *apud* FELL *et al.* (2000), SHARPE (1938) e TERZAGHI (1950).

No entanto, foram às classificações de VARNES (1954, 1978) e HUTCHINSON (1968 e 1988), que realmente se consagraram no meio científico, sendo desde então as mais utilizadas em programas de pesquisas e também como base para outras classificações, principalmente nas regiões ocidentais ou de domínio da língua inglesa (PIERSON e COSTA, 1987; HUNGR *et al.*, 2001). Essas classificações foram posteriormente revisadas por CRUDEN e VARNES (1996). No entanto, certas palavras-chave definidas nas classificações mais antigas e suas equivalentes em outras línguas, adquiriram uma posição muito firme no vocabulário dos especialistas e do público em geral.

Na tentativa de unificação da linguagem dos movimentos de massa, CRUDEN *et al.* (1994) define escorregamentos como sendo um movimento de massa rochoso, terroso ou de detritos encosta abaixo, e lança um glossário de termos relacionados a estes movimentos (*Multilingual Landslide Glossary*) no qual constam cerca de 50 termos, que são definidos em seis diferentes línguas (Chinês, francês, alemão, espanhol, russo e inglês). Neste trabalho os autores apresentam ainda uma série de ilustrações esquemáticas de feições e tipos de movimentos de massa gravitacionais, seu estado, sua distribuição e estilo de atividade desses movimentos baseados na proposta da UNESCO em 1993.

Baseando-se nas várias classificações existentes DIKAU *et al.* (1996) apresentam um apanhado de descrições de vários tipos de movimentos de massa gravitacionais, enfatizando a sua identificação, seu mecanismo de ruptura e as principais causas relacionadas com sua ocorrência.

RODRIGUES (1998), comparando as peculiaridades de várias classificações disponíveis na literatura, sugere seu agrupamento em classificações gerais ou globais, adaptadas, básicas e específicas.

Seguindo a tendência mundial quanto à utilização de classificações de movimento de massa gravitacionais, as descrições realizadas a seguir, basearam-se

¹ BALTZER, A. (1875). *Über die bergstürze in den Alpen*. Schweizerische Alpenclub, Bern, Jahrbuch *apud* FELL, R.; HUNGR, O.; RIEMER, W.; LEROUEIL, S. (2000). *Stability of natural and excavated slopes*. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTECHNICAL AND GEOLOGICAL ENGINEERING – Keynote Lecture, 2000. Melbourne, Australia, *Proceedings*

essencialmente nos trabalhos de VARNES (1958), pouco detalhado, porém muito claro em suas definições e HUTCHINSON (1988), com uma classificação mais extensa e detalhada, abrangendo um maior número de tipos. Com respeito especificamente a movimentos de massa do tipo fluxo ou escoamento, será abordada a classificação recente de HUNGR *et al.* (2001).

A classificação de VARNES (1958), em contradição ao hábito geotécnico, utilizou o termo movimentos de encostas no lugar do termo escorregamentos, normalmente atribuído a qualquer movimento de massa gravitacional, e baseou-se nos seguintes atributos para a sua identificação:

- tipo de material;
- taxa de movimentação;
- geometria da área de ruptura e do depósito resultante;
- idade;
- causa;
- grau de ruptura da massa deslocada;
- relação ou não da geometria do deslizamento com as estruturas geológicas;
- localização geográfica dos exemplos tipo e;
- o seu estado de atividade.

Sendo os dois primeiros critérios utilizados como critérios-chefes para a classificação. O autor subdivide os movimentos de massa gravitacionais nas cinco classes apresentadas na TABELA 2.1.

Tabela 2.1: Classificação simplificada de VARNES (1958)

Tipo de Movimento			Tipo de material		
			Substrato rochoso	Solos para engenharia civil	
				grossos	Finos
Escorrega- mentos	Quedas		de rochas	de detritos	de solos
	Tombamentos		de rochas	de detritos	de solos
	rotacional	poucas unidades	deslizamento de rochas	deslizamento de detritos	deslizamento de solos
			de blocos rochosos	de blocos detritos	de blocos solo
	translacional	muitas unidades	de rochas	de detritos	de solo
			Espalhamentos laterais		de rochas
	Escoamentos		de rochas (deep cree)	de detritos	de solo
	Complexos		Combinação de dois ou mais tipos de movimentos		

² HEIM, A. (1932). *Landslides and human lives. (Bergsturz und menchen leben)* apud FELL, R.; HUNGR, O.; RIEMER, W.; LEROUILL, S.(2000). *Stability of natural and excavated slopes. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTECHNICAL AND GEOLOGICAL ENGINEERING – Keynote Lecture, 2000. Melbourne, Australia, Proceedings*

HUTCHINSON (1988) baseando-se na classificação de VARNES (1958 e 1978) apresenta uma classificação de movimentos de massa gravitacionais fundamentada na morfologia dos movimentos das encostas e materiais movimentados, com algumas considerações ao mecanismo, material e razão de movimentação (TABELA 2.2). Na sua classificação estão excluídos quaisquer movimentos em grande escala, envolvendo tectônica, subsidências e outras formas de afundamento da superfície.

Tabela 2.2: Classificação de Hutchinson (1988).

Tipos	Subtipos	
Rebound	Artificiais	
	Naturais	
Rastejo	Superficial	-Rastejo de solo ou talus -Rastejo de gelo, gelifluxão
	A grandes profundidades (deep-seated)	
	Anterior a ruptura (pre failure) Posterior a ruptura (post failure)	
Sagging of mountain slopes	Um lado da encosta	-Rotacional -Combinado
	Dois lados da encosta	-Rotacional -Combinado
	Combinado com tombamento	
Escorregamentos	Ruptura confinada	-Taludes naturais -Taludes artificiais
	Rotacionais	-Simples -Sucessivos -Múltiplos
	Compostos	-Liberados por cisalhamento interno -Progressivos
	Translacionais	-em placas (sheet)
		-em lascas (slab/flake)
		-em turfas (peat/bog)
		-em rochas (planar, escalonado, cunha) -detritos (não periglacial e periglacial) -espalhamento lateral repentino
Escoamento ou fluxo (Flow-like form)	mudslides	-Placas -Alongados
	flow slides	-Sem coesão -Materiais ligeiramente cimentados -Rochas brandas muito porosas
	debris flows	-Detritos de rochas intemperizadas -Materiais orgânicos -Materiais provenientes de vulcões
	sturzstroms	
Tombamentos	Descontinuidades pré-existent	- simples - múltiplos
	Fissuras de tração em material intacto	
Quedas	Primárias	
	Secundárias	
Complexos		

Segundo HUTCHINSON (1988), os movimentos de massa gravitacionais são influenciados principalmente pela litologia, geologia estrutural, hidrogeologia, topografia, clima, vegetação, sismicidade e erosão. Esta variedade de fatores, trás como consequência a grande variedade de tipos e processos, tornando-se assim mais difícil a sua identificação.

Estas duas classificações serão abordadas a seguir, no entanto, será dada ênfase apenas aos movimentos de massa gravitacionais cuja ocorrência pode ser mais comumente encontrada no Brasil.

2.1.1. Tipos movimentos de massa gravitacionais e mecanismos de ruptura relacionados

2.1.1.1. Quedas e Tombamentos

Nas quedas uma massa de qualquer tamanho, de solo e/ou rocha é destacada de uma encosta íngreme ou escarpa, ao longo da superfície na qual ocorre pouco ou nenhum deslocamento cisalhante. O deslocamento ocorre principalmente por queda livre, por rolamento ou salto do material, ou seja, tratam-se de movimentos rápidos a extremamente rápidos.

Segundo as classificações vigentes as quedas podem ser subdivididas em duas categorias (FIGURA 2.1):

- a) quedas de rocha ou solo envolvendo destacamento de material intacto da rocha-mãe, sendo o processo de separação progressivo.
- b) quedas de rocha ou matacões que se encontram destacados da rocha-mãe.

No caso *a* o mecanismo que propicia a sua ocorrência é a pressão gerada pela penetração da água em fraturas ou descontinuidades existentes dentro do maciço rochoso as quais encontram-se em geral, abertas e sem preenchimento. Tal pressão acarreta a separação progressiva das paredes da fratura provocando o destacamento de parte da rocha. Quando as fraturas encontram-se preenchidas por algum outro tipo de material o intemperismo químico pode gerar o desgaste do mesmo e o consequente desprendimento de uma das partes do maciço.

No caso *b* onde o bloco já se encontra destacado do maciço, a queda ocorre em geral pelo enfraquecimento do material de sustentação do bloco.

O tombamento, consiste na rotação para fora da encosta, e ocorre quando o vetor resultante das forças atuantes se situa fora ou abaixo do centro de gravidade, em geral, na base do bloco afetado. Estas forças são oriundas da gravidade ou exercidas por unidades adjacentes ou fluidos das descontinuidades.

Quedas

Tombamento

Figura 2.1: Esquema ilustrativo de movimento de massa do tipo queda e tombamento, segundo a classificação de Hutchinson (1988).

Os tombamentos podem culminar em queda ou escorregamento, o que vai depender da geometria da massa deslocada e da orientação e extensão das descontinuidades. Estes tipos de movimentos são mais comuns em massas rochosas com descontinuidades verticalizadas e podem envolver milhões de m^3 (FIGURA 2.1).

2.1.1.2. Escorregamentos

Os escorregamentos são uma consequência da deformação cisalhante que pode ocorrer ao longo de uma ou mais superfícies, podendo abranger materiais rochosos ou solo. As superfícies de deslizamento podem ser visíveis ou razoavelmente inferidas ou ainda estar entre zonas relativamente limitadas. Estes movimentos podem ser ainda progressivos, ou seja, o cisalhamento pode não se iniciar sobre uma superfície de ruptura propriamente dita, mas sim se propagar de uma ruptura localizada de pequena extensão (por exemplo fendas de tração).

Classicamente os escorregamentos são subdivididos em duas classes: os rotacionais e os translacionais. No entanto, HUTCHINSON (1988) define ainda os tipos confinado e composto.

a) Escorregamentos Rotacionais

São escorregamentos onde o material em movimento sofre pouca deformação e em geral envolve apenas uma ou poucas unidades litológicas ocorrendo preferencialmente ao longo de superfícies de deslizamento internas. Apresentam como característica mais comum a geração de uma superfície curva com a concavidade voltada para cima, sendo que as fissuras expostas após a movimentação são concêntricas em planta e côncavas na direção do movimento conforme apresentado na FIGURA 2.2.

Figura 2.2: Ilustração de escorregamentos rotacionais em diferentes tipos de materiais (adaptado de VARNES, 1958)

No caso de escorregamentos mais extensos, perpendicularmente a direção do movimento, a geometria resultante toma a forma de um semicilindro com eixo paralelo a direção do talude. Em geral a porção superior da superfície de escorregamento gera formas verticais, podendo assim ocorrer novos deslizamentos, assim como as regiões laterais da cicatriz por serem também muito íngremes.

Pelo fato desses escorregamentos ocorrerem preferencialmente em materiais homogêneos, a sua incidência em barragens de terra e aterros em geral é bastante freqüente. Nos materiais naturais por serem em geral pouco homogêneos, podem ocorrer deslizamentos com formas mais complexas do que a circular, acompanhando as heterogeneidades internas e descontinuidades.

As ilustrações apresentadas na FIGURA 2.2 representam algumas das situações nas quais podem ocorrer os escorregamentos rotacionais. Tais ocorrências estão diferenciadas, principalmente, em função dos tipos de materiais e estruturas geológicas características dos locais de ocorrência.

Com relação ao mecanismo de ruptura para este tipo de escorregamento, ele está relacionado à infiltração da água da chuva. No caso de materiais homogêneos ou com pequenas variações e de grande espessura (FIGURA 2.2 *a a c*) a perda de equilíbrio do maciço ocorre pela infiltração constante de água a qual atua na resistência ao cisalhamento do solo pela modificação das condições iniciais do solo, como por exemplo a geração da pressão neutra. A perda do equilíbrio, no entanto, é uma função do tipo de material, de suas propriedades hidráulicas e da relação entre a quantidade de água infiltrada e a resistência ao cisalhamento do maciço.

No caso de materiais heterogêneos (FIGURA 2.2 *d a f*), tanto pela sobreposição de vários tipos de materiais como pela presença de estruturas, como fraturas, foliações, zonas de cisalhamento, etc...) a ruptura pode ocorrer pelo mesmo processo como para os solos homogêneos, no entanto, a superfície de ruptura estará condicionada às descontinuidades. Por outro lado, podem ocorrer por processos mais lentos, e dependentes do enfraquecimento dos materiais que preenchem as descontinuidades pela percolação de água, provocando a perda de sustentação do maciço.

b) Translacionais

São escorregamentos onde o material em movimento apresenta grande deformação, e abrange várias unidades semi-independentes, sendo que a massa se rompe por cisalhamento e progride sobre uma superfície plana. Por este motivo são também conhecidos como planares. É comumente controlado por estruturas como superfícies de fraqueza geradas por falhas, juntas, planos de acamamento com variação de resistência ao cisalhamento entre as camadas ou ainda pelo contato entre o substrato rochoso e a camada superficial de solo, residual ou transportado.

Na FIGURA 2.3 observam-se algumas ilustrações dos tipos de movimentos de massa translacionais. No caso dos escorregamentos do tipo *b* a morfologia da superfície de ruptura irá depender das estruturas do maciço.

Figura 2.3: Esquema ilustrativo de alguns tipos de escorregamentos translacionais. (a) em detritos e (b) rochas (adaptado de HUTCHINSON, 1988)

Mais uma vez o principal mecanismo de ruptura mais responsável pela ocorrência destes tipos de escorregamentos está relacionado com a infiltração da água.

A FIGURA 2.4, adaptada das observações de pesquisadores como LACERDA (1989), JOHNSON e SITAR (1990), MONTGOMERY *et al.* (1997) e LEROUEIL (2001) mostra que a água infiltrada e que atua para a ocorrência de escorregamentos não resulta apenas do fluxo vertical da chuva, mas também de outras direções, podendo ascender das fraturas do maciço rochoso encontrado em profundidade, devido ao armazenamento do interior de água subterrânea e também advir da distribuição progressiva entre as camadas com diferentes características de permeabilidade no maciço de solo.

Os detalhes relacionados ao mecanismo interno de redistribuição da água, bem como das componentes físicas do solo que colaboram para isso, será discutido mais detalhadamente adiante.

Figura 2.4: Desenho ilustrativo das várias formas de movimentação e distribuição da água dentro de uma encosta

Segundo o que é encontrado na bibliografia em geral, quando relacionadas à infiltração da água da chuva estes tipos de escorregamentos podem ocorrer a partir dos seguintes mecanismos:

a) Saturação pela base ou ascendente

Isto ocorre em geral quando se encontram sobrepostos dois tipos de materiais com propriedades hidrogeológicas diferentes, de modo que exista uma barreira para movimentação descendente contínua da água dentro do maciço (FIGURA 2.5). Por exemplo, solos mais permeáveis sobrepostos a solos menos permeáveis, ou a presença de substrato rochoso próximo à superfície. Isto faz com que após um determinado tempo haja uma elevação do nível de água, causando a elevação da pressão neutra e conseqüente ruptura do maciço. Neste caso a ruptura pode ocorrer algum tempo após a ocorrência da chuva, o que vai depender da movimentação da água dentro do maciço.

ENOKI *et al.* (1999) estabelecem em seu trabalho uma seqüência sistemática para este mecanismo, dada por três processos:

- a infiltração da água na superfície e conseqüente descida da frente de saturação;
- após a chegada da frente de saturação a uma superfície de descontinuidade tem início à formação de uma superfície freática que se eleva continuamente, enquanto houver uma fonte de água;
- a superfície freática se eleva até um ponto em que ocorre a perda de resistência ao cisalhamento do solo, ocorrendo à ruptura.

Figura 2.5: Mecanismo de ruptura por saturação pela base (ENOKI et al., 1999)

b) Saturação pelo topo ou descendente

Neste caso ocorre a perda de resistência ao cisalhamento pela diminuição da sucção existente em solos não saturados. Isto ocorre pela infiltração contínua da água, a qual eleva a umidade do solo até a diminuição significativa da sucção, isto pode ocorrer após a saturação total do maciço até uma profundidade crítica, ou pode ocorrer até mesmo antes da saturação total, o que vai depender das características de capacidade de retenção do solo (FIGURA 2.6).

Este mecanismo está em geral associado a encostas muito íngremes onde a estabilidade do maciço depende principalmente da coesão do solo incrementado pelas forças de sucção as quais garantem a estabilidade da encosta, mesmo nestas situações. Além disso, é comum a ocorrência dos escorregamentos durante uma seqüência de eventos de chuva ou logo após o mesmo.

Este tipo de mecanismo vem sendo estudado mais intensamente nos últimos anos, tendo como principal coadjuvante o crescente interesse pela mecânica dos solos não saturados, fazendo com que os parâmetros envolvidos na perda de sucção durante a infiltração possam ser mais bem conhecidos.

Figura 2.6: Mecanismo de ruptura por saturação pelo topo.

No caso de movimentos rotacionais em solo, a massa tende a restaurar o seu equilíbrio após algum tempo de movimentação. Já nos escorregamentos translacionais o movimento progride indefinidamente, enquanto a inclinação da superfície de deslizamento permitir ou enquanto a resistência ao cisalhamento permanecer menor do que as forças atuantes.

2.1.1.3. Rastejos

O conceito de rastejo é ainda bastante discutido entre os pesquisadores, no entanto existem alguns mais comumente utilizados.

VARNES (1958) considera rastejo como sendo uma simples deformação contínua influenciada por tensões constantes. O movimento pode ser tão imperceptível, que somente métodos sofisticados podem identificá-lo.

GUIDICINI e NIEBLE (1976) os definem como sendo movimentos lentos e contínuos de material de encostas com limites, via de regra indefinidos.

Para GUIMARÃES e SPADA (1997) o rastejo significa a deformação de um material por uma tensão constante (muitas vezes por uma carga fixa) durante longos períodos de tempo. A estabilização pode durar ou não e em caso afirmativo pode dar lugar a escorregamentos.

De acordo com a bibliografia, estes movimentos podem ser diferenciados em três categorias, enfocando principalmente a porção do terreno atingida e o momento de atuação em relação a ruptura:

a) Superficiais: são movimentos predominantemente sazonais, que envolvem as camadas superficiais do terreno, que sofrem modificações de volume, também sazonais, através da modificação de umidade e temperatura. Estes movimentos diminuem sua velocidade com a profundidade, sendo mais visíveis em profundidades de até 1m.

b) Pré-ruptura: caracteriza-se por uma forma acelerada de rastejo, antecedendo a ocorrência de rupturas cisalhantes. Sua observação é de fundamental importância para a prevenção de rupturas maiores.

c) Pós-ruptura: é a recorrência de movimentação na superfície resultante, após a ruptura. Pode ser utilizada para facilitar os trabalhos de retroanálise.

A detecção da existência destes rastejos é de suma importância na prevenção de movimentos de massa posteriores. Alguns profissionais como, VIEIRA (1997) e GUIMARÃES e SPADA (1997), já vem trabalhando para avaliar a influência dos rastejos nas análises de estabilidade, fazendo simulações em laboratório para a identificação dos diferentes estágios de movimentação associados aos mesmos.

2.1.1.4. Escoamentos ou Fluxo

Os escoamentos são também classificados de várias maneiras, sendo em geral subdivididos em outras categorias. VARNES (1978) subdivide-os em dois grandes grupos, sendo o segundo subdividido em 11 diferentes tipos, os quais são diferenciados principalmente pela velocidade de movimentação e quantidade de finos.

a) Escoamentos em substrato rochoso: são movimentos extremamente lentos aparentando estar relativamente parado ou não apresentar deslocamento.

b) Escoamentos em materiais inconsolidados: estes são mais facilmente reconhecidos do que os anteriores, sendo que ocorre um maior movimento relativo entre as massas de solo. Normalmente a superfície de deslizamento é pouco visível pois o limite entre a massa deslizante e o material local é uma fina superfície de movimento diferencial ou zona de distribuição de tensões.

Este autor chama atenção para a dificuldade de diferenciação entre escorregamentos e escoamentos de detritos, visto que ocorre uma completa gradação

entre um movimento e outro, que irá depender principalmente do conteúdo em água e de sua mobilidade.

Para HUTCHINSON (1988) escoamentos são movimentos de detritos com forma de escoamento (flow-like form) e os subdivide em quatro tipos, distinguidos principalmente pela morfologia e mecanismo atuante. Dentre os mais comuns podem-se destacar os seguintes:

a) Mudslides: são movimentos de detritos acumulados em uma matriz argilosa de ocorrência lenta e sazonal (FIGURA 2.7). São conhecidos também como solifluxão e gelifluxão em regiões periglaciais.

b) Flow slides: a ruptura ocorre em função da sobrecarga exercida pelo aumento da pressão neutra que culmina na perda repentina resistência com conseqüente ruptura e escoamento (fluxo) de massa de material granular ou detritos. Ocorre comumente em taludes naturais ou artificiais, compostos por materiais não coesivos, como silte, areia e aterro hidráulico.

Figura 2.7: Representação esquemática da geometria de alguns tipos de escoamento

c) Debris Flows: é causado principalmente por chuvas repentinas e intensas ou ainda por derretimento de gelo que gera um fluxo de detritos saturado, extremamente rápido e com alto poder de destruição (FIGURA 2.7). Está associado a áreas montanhosas.

PIERSON e COSTA (1987) fazem uma classificação dos tipos de fluxo a partir da caracterização reológica dos movimentos. Para esses autores o fluxo é caracterizado sempre que uma mistura água-sedimento (rocha, solo ou detritos) sofre uma deformação contínua e irreversível em resposta a aplicação de uma determinada tensão.

Em 2001, surge uma nova classificação para os tipos de fluxo que é apresentada por HUNGR *et al.* (2001). Esta classificação foi baseada em alguns critérios de diferenciação como: tipo de material (TABELA 2.3), conteúdo em água, presença de excesso de poro-pressão ou liquefação na origem do movimento, presença de canal de escoamento recorrente ou área de deposição (leque), velocidade e pico de descarga do movimento. Como principal contribuição é apresentada uma tabela de classificação, a qual funciona como um "check list" contendo as principais características de cada tipo de fluxo (TABELA 2.4).

Tabela 2.3: Tipos de materiais envolvidos nos movimentos do tipo fluxo. (HUNGR *et al.*, 2001)

Origem	Caráter	Condição¹	Nome
Variado (marinho, lacustre, fluvial, eólico, vulcânico, antropogenico)	Não-coesivo LP < 5%	seco ou saturado	-cascalho -areia -silte
	Coesivo (LP>5%)	-Plástico ($I_L < 0.5$)	-Argila
		-Líquido ($I_L > 0.5$)	-Argila sensível
Não variado (residual, coluvial, glacial, vulcânico, antropogenico)	Não-coesivo LP < 5%	seco ou saturado	-Detritos ²
	Coesivo (LP>5%)	-Plástico ($I_L < 0.5$)	-Solo
		-Líquido ($I_L > 0.5$)	-Lama
Turfa	Orgânico	-saturado	-Peat
Rocha	Fragmentado	-seco ou saturado	-Rocha

1 Relacionado ao material encontrado momentos antes da ruptura, caso possa ser determinado. Em muitos casos a condição deve ser deduzida a partir do comportamento do movimento, principalmente com relação a velocidade.

2 Os detritos podem conter uma considerável quantidade de matéria orgânica

Tabela 2.4: Classificação dos tipos de fluxo. (HUNGR et al., 2001)

Material	Umidade¹	Condição especial	Velocidade	Nome
silte, areia, cascalho, detritos (tálus)	seco, úmido ou saturado	-sem excesso de poro-pressão -volume limitado	variável	Fluxo de areia (silte, cascalho, detritos) não liqüefeito
Silte, areia, detritos, rocha alterada ²	tão saturado quanto a superfície de ruptura	-material que pode se liquefazer ³ -água constante	extremamente rápido	Deslizamento de fluxo de areia (silte, detritos, rocha) (Sand Flow Slide)
Argila sensível	no limite de liquidez ou acima dele	-liquefação "in situ" ³ -umidade constante ⁴	extremamente rápido	Deslizamento de fluxo de argila (Clay flow slide)
Turfa	saturado	-excesso de poro-pressão	lento a muito rápido	Peat flow
Argila ou Solo	próximo ao Limite de Plasticidade	-movimento lento	rápido	Fluxo de solo
Detritos	saturado	-canalizado ⁵ -aumento de umidade ⁴	extremamente rápido	Fluxo de detritos
Lama	no limite de liquidez ou acima dele	-granulometria fina	muito rápido	Fluxo de lama
Detritos	presença de água livre	-enchente ⁶	extremamente rápido	Enchente de detritos
Detritos	parcial ou totalmente saturado	-não canalizado ⁵ -fonte rasa e íngreme	extremamente rápido	Avalanche de detritos
Rocha fragmentada	variável, principalmente seco	-fonte de rocha intacta -grande volume ⁷	extremamente rápido	Avalanche de rocha

¹Umidade do material na origem, nas proximidades da superfície de ruptura no momento da ruptura

²Rocha altamente porosa

³A presença de liquefação parcial ou total "in situ" do material de origem deve ser observado.

⁴Relativo ao solo de origem "in situ".

⁵Presença ou ausência de um canal definido em grande parte do caminho, e do estabelecimento de uma forma de deposição (leque). O fluxo de detrito 'e um fenômeno recorrente no caminho por onde ele passa, enquanto que a avalanche de detrito não.

⁶Pico de descarga da mesma ordem de uma enchente normal com forças trativas de corrente significantes. presença de detritos flutuantes.

⁷Volume > 10000m³ aproximadamente

2.1.1.5. Movimentos de massa complexos.

São movimentos que envolvem a combinação de um ou mais dos principais tipos de movimentos descritos anteriormente, sendo inclusive mais comuns do que os individuais. Podem ocorrer em várias porções da massa movimentada ou em movimento, ou ainda durante os vários estágios do desenvolvimento da movimentação.

As combinações de movimentos mais freqüentemente observadas são as quedas e rolamentos de blocos associados a escoamentos de materiais grosseiros (detritos) e ainda escorregamentos e escoamentos de solo e detritos. (BONUCELLI, 1999).

Como já citado anteriormente, muitas outras classificações já foram propostas por diversos autores, porém a sua apresentação em termos descritivos seria muito extensa e pouco elucidativa.

RODRIGUES (1998) faz um apanhado das classificações encontradas até o ano de 1995 e mostra as suas características principais através de uma tabela comparativa, além disso aponta ainda as vantagens e desvantagens da utilização de determinadas classificações (TABELAS 2.5 e 2.6).

Tabela 2.5: Características das principais classificações de movimentos de massa gravitacionais. 2-materiais considerados; 3-atributos considerados; 4-tipos de movimentos classificados; 5-origem dos mov. (naturais ou induzidos); 6-se há detalhamento da descrição dos movimentos ou não; 7-existência de versões recentes com adaptações; 8-principais modificações; 9-consideração de processos correlatos ou não.(modificado de RODRIGUES, 1998)

Ítems Autores	Ano	2	3	4	5	6	7	8	9
Sharpe	1938	Solo, rocha, Gelo, mistura	Geomórficos Velocidade	6 básicos	Natural	Sim	Não		Sim
Varnes	1958	Solo, rocha	Geometria	6 básicos	Natural	Sim	1978 e 1985	Vel. e sub-tipos	Não
Freire	1965	Solo, rocha, mistura	Geometria Geomórfico Velocidade	6 básicos	Natural	Sim	Não		Sim
Nemcor	1972	Solo, rocha	Geometria Estruturas	Quedas, Fluxos Rastejo Escorreg.	Natural	Sim	Não		Não
Zaruba e Menci	1976	Solo, rocha	Geometria	-	Natural	Sim	-	-	-
Hasengawa	1985	Solo, rocha	Geomórficos Landform Zona de transferência. Superfície de rompimento	Escorreg Quedas, Fluxos Rastejo	Natural	Sim	Não	-	Não
Sassa	1985	Solo, rocha	Geometria Velocidade Estruturas	Quedas, Tombam. Solifluxão.	Natural	Sim	-	-	Não
Hutchinson	1988	Solo, rocha, mistura	Geomórficos Geometria Estruturas Velocidade	6 básicos recuo ruptura	Natural induzido	Sim	-	-	Sim
Lansheng et al.	1995	Solo, rocha,	-	-	-	-	-	-	-

Tabela 2.6: Vantagens e desvantagens de algumas das classificações propostas (RODRIGUES, 1998)

AUTORES	VANTAGENS	DESVANTAGENS
Sharpe	-Números de processos -Associação velocidade / geologia	-Difícil entendimento
Varnes	-Clareza -Subdivisões -Básica	-não considera movimentos induzidos -não apresenta correlações
Freire	-Detalhada.	-Difícil entendimento
Hasengawa	-Baseada em Sharpe e Varnes	
Sassa	-Atributos considerados -Baseado em Varnes	
Hutchinson	-Modelos dos mecanismos - Mais completa pois considera natural e induzido, e processos correlatos.	-Modelos teóricos (?)

Para os trabalhos que envolvem a previsão da ocorrência de movimentos de massa gravitacionais de qualquer natureza, em encostas naturais, é importante que se tenha em mente que os mesmos ocorrem a partir de uma seqüência de eventos e/ou estágios, cuja caracterização é muito importante.

LEROUÉIL *et al.* (1996) e LEROUÉIL (2001) diferenciam os vários estágios envolvidos na ocorrência de movimentos de massa gravitacionais (FIGURA 2.8) denominando-os de acordo com o que segue:

a) Estágio pré-ruptura: inclui todo e qualquer processo de deformação que pode levar a ruptura. Este estágio é controlado essencialmente por mudanças na resistência, rastejo ou ruptura progressiva.

b) Estágio de ruptura: é caracterizado pela formação de uma superfície contínua de cisalhamento na massa do solo.

c) Estágio pós-ruptura: este inclui a movimentação da massa de solo ou rocha, desde a sua ruptura até o término de sua movimentação. Isto é caracterizada para um aumento da razão de deslocamento seguido da diminuição progressiva da velocidade.

d) Estágio de reativação: quando uma massa de solo desliza ao longo de uma ou mais superfícies de ruptura pré-existentes.

Figura 2.8: Diferentes estágios de movimento de encostas

2.1.2. Fatores que influenciam na ocorrência de movimentos de massa gravitacionais.

As causas básicas da instabilização de encostas são bem conhecidas a partir de uma série de estudos de caso específicos. Algumas são inerentes a solos ou rochas pela sua composição ou estrutura; algumas como inclinação de taludes naturais, são relativamente constantes e outras são variáveis, como a água

subterrânea e água da chuva. Em uma determinada área, a maioria deles pode ser reconhecida e os seus efeitos ranqueados ou pesados, e em alguns eles podem ser mapeados e correlacionados uns com os outros e com rupturas já ocorridas. Entretanto, o objetivo deve ser sempre desenvolver o entendimento do processo envolvido, seu mecanismo, e quando e onde eles ocorrem, o que permite prever a susceptibilidade de um ponto, um local ou grandes áreas.

Tabela 2.7: Principais grupos de fatores que influenciam na ocorrência de movimentos de massa gravitacionais. (Adaptado de CRUDEN e VARNES, 1996)

Agentes Geológicos	<ul style="list-style-type: none"> - Materiais alterados, enfraquecidos ou intemperizados - Materiais cisalhados, fissurados ou fraturados (descontinuidades) - Contrastes na permeabilidade - Contrastes na espessura (material espesso e denso sobreposto a materiais plásticos)
Agentes Morfológicos	<ul style="list-style-type: none"> - Tectonismo ou vulcanismo - Qualquer tipo de erosão - Deposição no topo ou na base da encosta - Remoção da vegetação
Agentes Físicos	<ul style="list-style-type: none"> - Chuva intensa ou excepcionalmente prolongada - Degelo repentino - Intemperismo por congelamento e degelo - Abalo sísmico - Erupção vulcânica - Intemperismo de material expansivo
Agentes Antrópicos	<ul style="list-style-type: none"> - Escavação da encosta ou da sua base (remoção do suporte)-Urbanização - Sobrecarga no topo ou na encosta - Diminuição do nível dos reservatórios - Desmatamento - Irrigação - Mineração - Vibração artificial - Vazamentos

O processo envolvido com os movimentos de encostas caracteriza uma série contínua de eventos a partir do mecanismo de causa e efeito. Em alguns casos, pode ser mais econômico reparar os efeitos de um escorregamento do que remover a causa. No entanto, a utilização de medidas apropriadas de obtenção também requer o claro entendimento do processo que está causando o os escorregamentos (CRUDEN e VARNES, 1996).

Na TABELA 2.7 é apresentada uma subdivisão dos principais fatores que influenciam na ocorrência dos movimentos de massa que foram diferenciados por

CRUDEN e VARNES (1996) em quatro grandes grupos, apresentando os principais agentes de ação.

Considerando a TABELA 2.7, em relação ao meio físico encontrado no Brasil, pode-se dizer que os fatores físicos como ocorrência de chuvas e os fatores antrópicos representados pelo processo de urbanização e desmatamento são os principais agentes causadores de escorregamentos.

2.2. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS

Trabalhos relacionados à estabilidade de encostas têm sido realizados por pesquisadores de diferentes áreas nos últimos 30 anos. Inicialmente as investigações eram orientadas principalmente para resolver problemas de instabilidade em casos particulares e, por este motivo, as pesquisas enfatizavam técnicas de investigação de campo e o desenvolvimento de modelos determinísticos e probabilísticos. No entanto, a heterogeneidade do ambiente natural em escala regional e a grande variabilidade das propriedades geotécnicas vão de encontro à homogeneidade exigida pelos modelos determinísticos (SOETERS e VAN WESTEN, 1996).

Para equacionar esta diferença, seriam necessárias caracterizações geológico-geotécnicas mais detalhadas, as quais levariam a um consumo grande de tempo e gastos elevados, principalmente em função das investigações de campo necessárias para suprir a grande quantidade de dados exigida. Este fato faz com que estes métodos não sejam aplicáveis para grandes áreas de estudo.

Para resolver esse problema, vários outros tipos de análise de estabilidade de encostas têm sido desenvolvidos. Estas análises conduzem à identificação do evento perigoso, com base no estudo cuidadoso da condição natural do meio físico, e dos possíveis mecanismos que possam gerar instabilidades, bem como a análise dos parâmetros possivelmente envolvidos nestes processos.

O tipo de análise utilizada em cada estudo irá depender em muito do tamanho da área estudada, da disponibilidade de tempo, da disponibilidade de dados existentes e, sobretudo dos recursos financeiros disponíveis para a sua realização.

Quanto à escala de trabalho, MANTOVANI *et al.* (1996) apontam a existência de três tipos de escalas preferencialmente utilizadas: regional (<1:100.000), média (1:50.000 a 1:25.000) e a grande (>1:10.000). Tendo como base estes grupos, os autores apresentam um sumário (TABELA 2.8) com os principais tipos de dados necessários, a facilidade de obtenção dos mesmos e as técnicas utilizadas para análise de movimentos de massa.

Na TABELA 2.9 é apresentada a relação entre os tipos, técnicas e características das análises de escorregamentos e as escalas mais adequadas, segundo o trabalho de SOETERS e VAN WESTEN (1996)

Segundo MORGENSTERN (1995) as informações relacionadas abaixo são o passo inicial para toda e qualquer análise de estabilidade, visto que a negligencia ou subestimação de alguma delas pode prejudicar o resultado das análises.

a) Caracterização de campo: compreende a determinação das condições geológicas e hidrogeológicas atuantes, bem como a distribuição dos materiais em campo. Este último é dado principalmente pela diferenciação entre materiais homogêneos, quando as propriedades do material são relativamente iguais por toda a extensão ou materiais heterogêneos, quando os solos são estratificados contendo diferentes características ou massas rochosas contendo descontinuidades.

b) Identificação dos tipos de materiais inconsolidados ou rochas: verificação da presença de descontinuidades preenchidas e não preenchidas e massas rochosas com superfície de ruptura preexistentes. A caracterização dos materiais pode ser feita através de ensaios de campo ou de laboratório e amostragens, resultando em parâmetros de resistência, deformação e permeabilidade.

c) Verificação das condições de drenagem: isto inclui a existência de possíveis poro-pressões que possam ser geradas a curto e longo prazo, caracterizando a utilização de tensões efetivas ou totais.

Tabela 2.8 : Resumo dos dados de entrada para análise de escorregamentos. Adaptado de MANTOVANI et al. (1996). Possibilidade de obtenção dos dados: 1-baixa, 2- moderada, 3- alta.

Tipo de Dado	Método de obtenção	Escala de análise		
		Regional	Média	Grande
Geomorfologia				
1. Mapeamento das unidades de terreno		3	2	1
2. (Sub)Unidades Geomorfologicas	Interpretação de imagem de satélite + visita ao campo	2	3	3
3. Escorregamentos recentes		1	3	3
4. Escorregamentos antigos	Interpretação de fotografia aérea, coleta de registros em revistas, jornais , corpo de bombeiro, etc.	1	3	3
Topografia				
5. Modelo digital de terreno	Coleta de mapas topográfico já existentes e emprego de fotogrametria em foto aérea ou imagem SPOT			
6. Carta de declividade	Obtido do modelo digital de terreno	2	3	3
7. Carta de direção da encosta				
8. Quebras de relevo	Interpretação de fotografia aérea			
9. Concavidades/convexidades	Obtido do modelo digital de terreno ou interpretação detalhada de fotografia aérea	1	1	3
Geologia de Engenharia				
10. Litologias	Busca por mapas geológicos existentes ou realização de mapeamento, utilizando fotos aéreas, imagem de satélite e investigação de campo.	2	3	3
11. Sequencia de materiais	Modelagem a partir do mapa litológico, geomorfológico, carta de declividade e descrições de campo e ensaios de laboratorio	1	2	3
12. Pontos de coleta de amostra	Descrição de campo de solos e afloramentos e realização de ensaio em amostras coletadas para caracterização dos tipos de materiais	2	3	3
13. Geologia estrutural	Imagem de satélite, fotografia aérea e análise de campo.	3	3	3
14. Dados sísmicos (eventos e intensidade)	Análise de registros existentes e questionamentos sobre prejuízos causados	3	3	3
Uso do solo				
15. Infraestrutura recente	Interpretação de foto aérea e imagem de satélite, e mapa topográfico.	2	3	3
16. Infraestrutura antiga	Interpretação de foto aérea e mapa topográfico.	3	3	3
17. Uso do solo recente	Interpretação de foto aérea, classificação de imagem de satélite e confirmação no campo.	2	3	3
18. Uso do solo antigo	Interpretação de foto aérea	2	3	3
Hidrologia				
19. Drenagem	Interpretação de foto aérea e mapa topográfico	3	3	3
20. Áreas de captação	Interpretação de foto aérea, mapa topográfico ou modelamento digital de terreno.	2	3	3
21. Precipitação				
22. Temperatura e evapotranspiração	Coleta de dados meteorológicos existentes	3	3	3
23. Mapas de nível freático	Medidas de campo e modelagem hidrogeológica.	1	1	2

Tabela 2.9: Relação entre tipos de análise e escalas de mapeamento. Adaptado de SOETERS e Van WESTEN (1996)

Tipo de Análise	Técnica	Características	Escala Recomendada		
			Regional (1:100.000)	Media (1:25.000)	Grande (1:10.000)
Inventário	Análise de distribuição de escorregamentos	Análise de distribuição e classificação dos escorregamentos	sim ^b	sim	sim
	Análise de atividade de escorregamentos	Análise temporal das mudanças nas características do meio Cálculo da densidade de escorregamentos em unidades de terreno ou a partir de isoetas	não	sim	sim
	Análise de densidade de escorregamentos		sim ^b	não	não
Análise Heurística	Análise geomorfológica	Utilização de opinião especialista de campo	sim	sim ^c	sim ^c
	Combinação qualitativa de mapas	Utilização de opinião especialista para atribuição de pesos aos parâmetros analisados	sim ^d	sim ^c	não
Análise estatística	Análise Bivariada	Calcula a importância da contribuição de fatores combinados	não	sim	não
	Análise Multivariada	Calcula a equação de previsão a partir de uma matriz de dados	não	sim	não
Análise determinística	Análise de fatores de segurança	Aplicação de modelos hidrológicos e de estabilidade de encostas	não	não	sim ^e

^bsomente com dados confiáveis de distribuição de escorregamentos pois um mapeamento seria muito dispendioso.

^cSomente com forte suporte de outras técnicas quantitativas para obtenção de níveis de objetividade aceitáveis

^dSomente se existe uma base de dados confiáveis de distribuição espacial dos fatores controladores dos escorregamentos.

^eSomente em condições de terreno homogêneas, considerando a variabilidade dos parâmetros geotécnicos.

d) Características geométricas do talude: tentativa de identificação da localização, orientação e forma de ruptura potencial ou existente, principalmente quando é observada a existência de descontinuidades.

BRAND (1982) faz um apanhado das técnicas mais apropriadas para análise de estabilidade de encostas e mecanismos de ruptura, indicando ainda quais os tipos de análises laboratoriais mais apropriadas para análise de solos residuais. Em seu trabalho, o autor subdivide os tipos de análise em:

a) Método clássico de estabilidade de encostas: mais comumente encontrado na forma de análise de equilíbrio limite, do qual são obtidos valores numéricos de fatores de segurança.

b) Método semi-empírico: confia nos históricos de estabilidade e comportamentos de determinados taludes ou encostas, para previsão de ocorrência de instabilidades em locais com características semelhantes.

c) Método de análise de terreno: está baseada no mapeamento geomorfológico e na interpretação de fotografias aéreas para classificação de *landforms* do ponto de vista de estabilidade. Tal classificação pode levar ao zoneamento de terrenos com base no risco e/ou ocorrência de eventos perigosos.

De acordo com BRAND (1982), estas três diferentes abordagens têm sido aplicadas com sucesso. A abordagem clássica tem a vantagem de quantificar o grau de segurança, o que não é possível para os demais métodos. Os métodos semi-empíricos e a análise de terreno estão relacionados, sendo que ambos estão baseados na condição de que as características de estabilidade de uma determinada unidade de terreno pode ser obtida com base na observação do comportamento de áreas semelhantes.

Há uma tendência a correlacionar os métodos semi-empíricos de análise de terreno com modelos de análise de estabilidade clássico (determinísticos e probabilísticos), permitindo um julgamento quantitativo na previsão de rupturas para áreas mais abrangentes.

Sendo assim, buscou-se nesta revisão apresentar alguns métodos de análise de estabilidade de encostas e previsão de movimentos de massa que vêm sendo realizados no Brasil e no mundo. Apesar da grande variedade de métodos existentes, nesta revisão serão abordados os seguintes tipos:

- a) Métodos de estabilidade clássica:
 - Métodos com base determinística.
 - Métodos com base estatística e probabilística.
- b) Métodos semi-empíricos:
 - Inventário de escorregamentos.
 - Abordagem heurística.
- c) Combinação de modelagem hidrogeológica com métodos clássicos de cálculo de estabilidade.
- d) Correlação semiquantitativa entre precipitação e escorregamentos.

2.2.1. Métodos de análise com base determinística

Os métodos de cálculo de estabilidade de taludes, apesar de serem criticados pela bibliografia por gerarem resultados muito localizados e lançarem mão de diversas premissas, são ainda os métodos mais utilizados pelos profissionais da área de geotecnia. Sua popularidade vem da sua simplicidade e facilidade de uso e ainda da grande experiência obtida de sua utilização (MOSTYN e SMALL, 1987).

Estes métodos são em geral aplicáveis onde às condições geológicas e geomorfológicas são homogêneas e os escorregamentos são simples, e têm como vantagem a obtenção de valores quantitativos de estabilidade. Em contrapartida, a sua utilização exige uma série de simplificações podendo, por vezes, comprometer os resultados.

Quanto aos resultados obtidos por estes métodos, verificou-se que são normalmente expressos na forma de fatores de segurança, podendo, no entanto ser adaptados também para a quantificação dos fatores críticos, tais como a declividade e níveis de água.

O modo adequado de utilização dos modelos determinísticos como método de avaliação está ainda relativamente indefinido devido principalmente ao fator escala e à variabilidade dos atributos envolvidos, porém, sabe-se que a sua eficácia já foi comprovada através da aplicação em áreas de pequena extensão (TERLIEN *et al.*, 1995, GÖKCEOGLU e AKSOY, 1996).

Para CHOWDHURY (1988) a avaliação de estabilidade de taludes baseada inteiramente no estudo da topografia, geologia e geomorfologia, pode no máximo ser qualitativa. Sem a utilização de métodos analíticos não seria possível o estudo, por um meio metodológico, da magnitude do risco associado a uma encosta e escorregamentos particulares. No entanto, é importante enfatizar que a sua aplicação somente pode ser justificada pela utilização de informações geotécnicas básicas confiáveis, pois de nada adianta o uso de métodos mais sofisticados de análise quando o problema e as propriedades dos materiais não são bem conhecidos.

Apesar dos problemas relacionados com a coleta de dados suficientes e confiáveis, o uso de modelos determinísticos na análise de eventos perigosos em grandes áreas tem sido possível principalmente com o auxílio do Sistema de Informações Geográficas (SIG), que permitem manusear um grande número de dados e cálculos envolvidos em uma análise determinística.

Explicações sobre os tipos de métodos de cálculo de estabilidade são encontradas em inúmeras bibliografias como: HUNT (1986), MOSTYN e SMALL (1987), NASH (1987), HAMMOND *et al.* (1992) e BROMHEAD (1995), os quais esclarecem as metodologias um tanto complexas nos trabalhos originais, porém sem deixar de citar ainda outros trabalhos importantes realizados através da aplicação destes métodos. Apesar dos conceitos serem basicamente os mesmos, a natureza das hipóteses utilizadas para representar as forças internas da massa de solo distinguem os diferentes métodos, resultando nas diferentes equações de fator de segurança (ESPINOZA *et al.*, 1992).

HUNT (1986) faz um apanhado completo sobre os métodos de análise, diferenciando-os entre a forma da ruptura e tipo de material (homogêneo, não homogêneo e rocha). MOSTYN e SMALL (1987) subdividem a sua aplicação pela complexidade das possíveis rupturas (simples, circulares e não circulares), avaliando ainda outros métodos mais recentes. NASH (1987) e BROMHEAD (1995.) expõem os métodos individualmente dando ênfase maior às equações e deduções das mesmas.

Trabalhos, de exposição ou comparativos dos métodos, foram ainda realizados por LAMBE e WHITMAN (1969), FREDLUND e KRAHN (1977), OBONI (1988) e ESPINOZA *et al.* (1992).

Na TABELA 2.10 são apresentados os principais métodos de cálculo de FS, suas premissas e principais referências. A TABELA 2.11 mostra a correlação destes métodos com as condições geológicas para as quais eles melhor se adaptam.

Visto que a explicação para a maioria dos métodos é encontrada nas bibliografias citadas acima, será, nesta revisão, dada ênfase ao método do talude infinito, que será utilizado no presente trabalho, e aos parâmetros que influenciam nos cálculos do fator de segurança.

Tabela 2.10: Resumo dos métodos mais utilizados para análise de estabilidade de taludes, e suas características distintivas. (adaptado de HUNT, 1986)

Superfície de ruptura	Método	Premissas	Referência
Planar e transcorrente	Talude infinito	Inclinação constante e comprimento ilimitado	Taylor (1948)
	Culmann	Superfície de ruptura planar interceptando o topo e a base	Culmann (1866)
Planar	Cunha ou cunhas	Bloco deslizando ou bloco com forças laterais	Hoek e Bray (1977) Morgenstern (1968)
Circular	Fellenius	Forças laterais dos dois lados são iguais	Fellenius (1936)
	Círculo de atrito	Resultante atuando em arco de ruptura tangencial a um círculo concêntrico de raio $R \sin \phi$	Taylor (1948)
	Bishop	Considera todas as forças atuando nas laterais das fatias	Bishop (1955)
	Bishop modificado	Sistema de forças simplificado	Bishop (1955)
	Spencer	Forças interfatias paralelas	Spencer (1967 e 1981)
Irregular	Morgenstern & Price	Baseado no sistema de forças de Bishop completo	Morgenstern e Price (1965)
	Jambu	Considera as forças interfatias	Jambu (1954 e 1971)

Tabela 2.11: Métodos gerais de análise e as condições geológicas adequadas a sua aplicações. (modificado de HUNT, 1986)

Método geral de análise	Condições geológicas
Talude infinito	Areias não coesivas Solo residual ou coluvial sobre maciços rochosos pouco profundos. Argila dura e fissurada e folhelhos marinhos na zona mais alterada
Cunha simples	Bloco deslizante Camadas de solo ou rochas profundas e bandadas. Solos coesivos duros e intactos e encostas verticais ou muito íngrimes. Aterros de encosta
Superfície Circular (Corpo analisado como um todo)	Encostas homogêneas e isotrópicas, barragens
Superfície circular (método das fatias)	Solo residual ou coluvial espesso. Folhelhos argilosos e marinhos moles Solos coesivos moles a firmes. Solos estratificados : naturais ou em barragens. Aterros sobre substrato mole. Aterros de encostas

2.2.1.1. O fator de segurança (FS)

A mais típica conceituação para fator de segurança consiste na razão entre a resistência existente no solo e as forças que atuam sobre ele, ou seja, que auxiliam a ruptura:

$$FS = \frac{\text{Forças resistentes}}{\text{Forças atuantes}} \quad (1)$$

O FS vai indicar o grau de estabilidade de um talude e ainda a superfície de ruptura crítica, quando este é mínimo. O valor limite entre a condição estável e instável de um talude ou encosta é classicamente considerado como 1,0, sendo que $FS \leq 1$ indica que o talude está instável ou na eminência de romper e $FS > 1$ indica a condição de estabilidade.

DE MELLO (1979) diz que o valor 1 não necessariamente indica a iminência de romper e sim que o fator de segurança real é fortemente influenciado por detalhes geológicos, características de tensão-deformação, distribuição de poro-pressões, tensão inicial, entre outras.

Segundo MORGENSTERN (1995) FS é o fator no qual os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo são reduzidos no intuito de trazer o talude para o estado de equilíbrio-limite ao longo da superfície de ruptura. Este autor cita que o FS desempenha o papel de uma ferramenta empírica onde as deformações são limitadas por quantias tolerantes e restrições econômicas, as quais muitas vezes podem ser adquiridas por experiências precedentes em solos e rochas específicas.

CHUNG (1984) apresenta o conceito de FS parcial, julgando que em taludes já rompidos o FS não pode ser igual ao FS da porção estável. Sendo assim aconselha que as análises devem considerar diferentes FS para as diferentes porções do talude. Esta idéia é também seguida por CHOWDHURY (1988) que cita a adaptação dos métodos de equilíbrio limite para a utilização do fator residual (R), definido por SKEMPTON (1964), o qual é definido para a porção superior de ruptura, ou acima da superfície de ruptura, na qual a resistência ao cisalhamento tenha passado a um valor de resistência residual.

2.2.1.2. Parâmetros envolvidos em análises de estabilidade de talude.

a) Parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Estes parâmetros são representados principalmente pela coesão (c) e ângulo de atrito interno (ϕ), e são amplamente conhecidos no meio geotécnico, tais parâmetros variam de acordo com o tipo de material, condições hidrogeológicas, deformações atuantes e tempo de carregamento.

A obtenção destes parâmetros pode ser realizada a partir de ensaios de cisalhamento direto ou triaxial. O primeiro é mais simples, e realizado em amostras de tamanho 10 X 10 X 5 cm. Neste ensaio a superfície de ruptura é imposta pela caixa de cisalhamento onde as tensões aplicadas são dadas pela tensão normal (σ_1) e a tensão cisalhante (S). Devido a imposição da superfície de ruptura, este ensaio é mais aconselhável para solos homogêneos, pois para solos heterogêneos a superfície de ruptura em geral, é pouco representativa da variabilidade do solo que esta sendo ensaiado. Entretanto, tem como maior vantagem a rapidez e praticidade que vem desde a coleta e confecção do corpo de prova à realização do ensaio propriamente dito, o qual é realizado em aparelhos simplificados. Sendo assim, a sua utilização é bastante difundida no meio técnico e científico.

No ensaio triaxial o corpo de prova é cilíndrico e a altura deve ser pelo menos o dobro do diâmetro que deve ser, no mínimo, de 5 cm, e a superfície de ruptura é livre. Porém, seu maior diferencial está no conjunto de tensões atuantes, que é dado pelas tensões σ_1 , σ_2 e σ_3 , sendo a primeira normal à superfície de ruptura e as outras duas confinantes, o que representa mais fielmente as condições de tensões existentes na natureza).

Portanto, as condições de deformação e de drenagem que se deseja simular irão definir o tipo de ensaio a ser realizado e o tipo de análise a ser realizada com os dados resultantes, podendo englobar os seguintes casos:

- **Resistência de pico drenada (longo prazo):** ocorre quando durante o carregamento é permitida a drenagem do corpo, ocorrendo assim a dissipação da pressão neutra, mobilizando a tensão efetiva (HUNT, 1986). Estas condições podem ocorrer na maioria das encostas naturais ou algum tempo após a realização de corte em um talude. Em análises nestas condições obtêm-se parâmetros de resistência efetiva (c' ou ϕ').

- **Resistência de pico não drenada (curto-prazo):** é a situação contrária à anterior e ocorre quando o carregamento é realizado muito rapidamente, quando comparado à drenagem do corpo ou razão de consolidação, portanto não permitindo a dissipação das pressões neutras (BUENO e VILAR, 1998). Estas condições ocorrem quando taludes são escavados muito rapidamente, durante a construção de barragens de terra ou ainda durante a construção de aterros sobre substrato mole. Neste caso utilizam-se os parâmetros de resistência totais (c e ϕ).

- **Resistência residual:** é a resistência atingida após as condições finais da deformação (após a resistência de pico), quando a sua resistência é estabilizada. Esta situação ocorre geralmente como resultado de grandes deformações, e pode ser observada em regiões de grandes falhamentos ou em solos residuais com planos de fraqueza reliquias (HUNT, 1986). Nestas condições utilizam-se os parâmetros de resistência residuais (c_r e ϕ_r).

Segundo BRAND (1982), a água infiltra com muita facilidade na maioria dos solos residuais e colúvios, podendo atingir rapidamente as condições de saturação em pequenas profundidades. Por este motivo é mais apropriado obter os valores de resistência ao cisalhamento com o corpo de prova saturado.

Atualmente há uma tendência à obtenção de parâmetros de resistência levando-se em consideração a ação da sucção matricial existente nos solos não saturados, uma vez que ela incrementa a coesão, aumentando a resistência ao cisalhamento.

Para elaboração de projetos de taludes o parâmetro sucção não é originalmente utilizado nos cálculos de estabilidade pois representa um incremento na estabilidade do talude, aumentando indiretamente o coeficiente de segurança do projeto, sendo consideradas para os cálculos sempre a pior situação que é a de saturação. Entretanto, em função do crescente interesse na análise quantitativa para previsão de escorregamentos em encostas naturais, a influência da sucção na resistência ao cisalhamento é de suma importância, principalmente nas análises que

consideram a infiltração da chuva como agente deflagrador do escorregamento. Neste caso a perda da sucção pode ocorrer repentinamente ainda durante o evento chuvoso e causar a ruptura caso a estabilidade da encosta dependa dela.

A obtenção da resistência ao cisalhamento considerando-se a influencia da sucção é uma abordagem bastante complexa e ainda bastante discutida no meio científico, principalmente quando relacionado a ensaios de cisalhamento. Estes são em geral bastante demorados e dependem da adaptação dos equipamentos originais utilizados para ensaios de cisalhamento. Mesmo assim grandes avanços já foram realizados neste sentido, como pode ser visto nos trabalhos de HO e FREDLUND (1982), CHING *et al.* (1984), RÖHM e VILAR (1995), VIEIRA (1999). Os fundamentos relacionados à teoria envolvida com a influencia da sucção na resistência ao cisalhamento, bem como a instrumentação relacionada a estes ensaios já foi abordada em diversos trabalhos, dentre eles os de FREDLUND (1978), HO e FREDLUND (1982b), FREDLUND e BARBOUR (1987), FREDLUND (1995), FREDLUND (2000), VANAPALLI e FREDLUND (2000) e REIS e VILAR (2004).

b) Pressão neutra e forças de percolação.

Em taludes naturais, grande parte das instabilizações ocorrem após períodos de chuva intensa ou estação chuvosa, demonstrando que a pluviosidade é, se não o parâmetro mais importante, o mais indispensável nas análises de estabilidade.

Ao contrário do que foi visto acima, para encostas naturalmente estáveis a instabilização depende da perda de sucção, que é influenciada diretamente pelo aumento da pressão neutra, reduzindo a sua resistência ao cisalhamento no plano de ruptura, podendo causar total perda de suporte dos solos. Além disso, o peso do material acima da superfície de ruptura é aumentado pela saturação completa ou parcial, aumentando assim as forças favoráveis a ruptura.

PATTON e HENDRON (1974), propuseram um sistema de percolação de água subterrânea, em nível regional e em materiais uniformemente permeáveis, que segue os modelos apresentados nas FIGURAS 2.9 e 2.10.

“Segundo esse modelo hipotético, a água escoar a partir de regiões mais elevadas do relevo em direção as áreas mais baixas adjacentes, devido à diferença de energia potencial. Geralmente o fluxo é descendente nas áreas elevadas, ou áreas de recarga, e ascendente nas áreas mais baixas ou de descarga. Dessa forma verifica-se a existência de uma distribuição de pressão neutra não hidrostática nas vizinhanças das encostas, mesmo sem a presença de camadas confinantes. A presença de camadas com permeabilidade mais baixa na superfície do talude acentua a diferença

entre a distribuição real para a pressão neutra e a condição hidrostática.” (LACERDA et al., 1997, p. 382).

Figura 2.9: Sistema simplificado de fluxo de água regional em materiais uniformemente permeáveis (adaptado de PATTON & HENDRON, 1974 apud LACERDA et al., 1997)

Figura 2.10: Representação esquemática das linhas de fluxo de um talude. a) fluxo de água considerado paralelamente ao nível de água subterrânea; b) fluxo típico em taludes naturais. (adaptado de HUNT, 1986)

Do ponto de vista específico o potencial de água no solo exerce um papel muito importante na movimentação da água no solo, sendo em geral responsável por variações significativas nos modelos de fluxo apresentados acima. Além disso, como citado anteriormente, o potencial mátrico ou sucção pode gerar um incremento na estabilidade da encosta, o que será discutido com mais detalhe adiante.

2.2.1.3. Métodos baseados em equilíbrio-limite

A teoria de equilíbrio limite é normalmente utilizada para análise de encostas naturais. Por este motivo um grande número de métodos e procedimentos foi desenvolvido com este propósito. Apesar de cada método apresentar propósitos específicos, segundo MORGENTERN e SANGREY (1978), os princípios abaixo são comuns a todos eles:

- A superfície de ruptura ou mecanismo de ruptura deve ser indicado.
- Assume-se que a massa encontra-se no limite de equilíbrio e que a resistência ao cisalhamento do solo ou rocha pode ser mobilizada em qualquer ponto da superfície de ruptura.

- A resistência ao cisalhamento calculada e necessária para o equilíbrio é comparada com a resistência ao cisalhamento disponível. Esta comparação é feita a partir do fator de segurança.
- O mecanismo ou superfície de ruptura com o menor fator de segurança é encontrado através de iterações.

Apesar de muito utilizados, os métodos de análise de equilíbrio limite podem apresentar algumas limitações, que podem impedir a sua utilização ou ainda, em alguns casos, convergir às análises para resultados errôneos.

HUNGR (1997) e CAVAUNIDIS (1987) afirmam que por serem análises bidimensionais, os métodos que consideram o equilíbrio limite resultam em valores de FS subestimado em comparação com análises feitas tridimensionalmente. No entanto, SANCIO (1997) aponta que a maioria dos métodos tridimensionais ainda não está preparada para propostas práticas, pois necessitam de sofisticados programas de computador e ainda um número muito grande de informações; e que os métodos bidimensionais já ultrapassaram esta barreira, sendo utilizados por programas simples e acessíveis com resultados bastante acurados.

Fazem parte deste tipo de método todos aqueles apresentados na TABELA 2.10, porém nesta revisão será dado maior detalhamento ao método do talude infinito

a) Método do talude infinito

O modelo de talude infinito está baseado em uma série de simplificações que o tornam um modelo bastante maleável para aplicação em diferentes situações. No entanto, a principal premissa prevê que a sua utilização deve ser feita para situações em que o comprimento do talude ou encosta é muito maior do que a profundidade da massa potencialmente instável, ou seja, solos rasos. Sendo assim, este modelo vem sendo intensamente aplicado na análise de estabilidade de encostas naturais. Além disso, devido à sua simplicidade, ele apresenta uma boa compatibilidade com programas computacionais, principalmente os que envolvem a utilização de SIG's.

Segundo BORGA *et al.* (2002) a simplicidade do modelo é dada pela simplificação realizada no sistema de forças, que considera todas as forças agindo sempre na direção normal a superfície do solo. Para IVERSON e REID (1992) esta análise unidimensional apresenta a desvantagem de diminuir a precisão dos resultados das análises de encostas onde o fluxo de água ou a topografia produzem forças que variam em direção diferente da normal.

Na FIGURA 2.1 1 observa-se um esquema ilustrativo da decomposição de forças para um talude infinito. Neste modelo o plano de ruptura é paralelo à superfície, apresentando profundidade “d” e inclinação α com a horizontal.

Figura 2.11: Modelo ilustrativo das forças atuantes sobre talude infinito e que são consideradas nos cálculos (adaptado de MOSTYN & SMALL, 1987).

O fato de o talude ser muito longo e uniforme contribui para que as fatias sejam sempre iguais, ou seja as forças laterais (X e E) podem ser consideradas de igual magnitude e de direções contrárias e assim serem anuladas. A superfície de percolação é também considerada como paralela à superfície do talude.

A equação geral de FS para este método é, segundo BROMHEAD (1995):

$$FS = \frac{c + (\gamma_z - \gamma_w hW) \cos^2 \alpha \cdot \tan \phi}{\gamma_z \cdot \sin \alpha \cos \alpha} \quad (2)$$

Onde:

c é a coesão do solo;

α é o ângulo da superfície de ruptura em relação à horizontal;

φ é o ângulo de atrito interno do solo;

γ_z é o peso específico do solo;

γ_w é o peso específico da água;

h é a profundidade do solo na direção normal à superfície;

W é o peso do corpo.

Para valores de c muito baixos em relação a γ_z ou inexistentes utiliza-se a expressão:

$$FS = (1 - r_u) \frac{\tan f}{\tan a} \quad (3)$$

Para os cálculos determinísticos o parâmetro que representa a ação da água é a poro-pressão (u). Para condições sem fluxo a poro-pressão u é considerada como sendo a altura da superfície freática acima da ruptura (Z_w) multiplicada pelo peso específico da água (eq. 3a)

$$u = \gamma_w Z_w \quad (3a)$$

No entanto na maioria das análises, principalmente com base computacional, o parâmetro utilizado para representar a ação da poro pressão é a razão r_u que é expressa pela eq. 3b

$$r_u = \gamma_w h / \gamma_t d = u / \gamma_t d \quad (3b)$$

Segundo MOSTYN e SMALL (1987) a eq.3 o pode ser descrita como:

$$FS = \frac{1 - g_w d_w \tan f}{g_d \tan a} \quad (4)$$

Uma vantagem deste modelo é que ele pode se adaptar a cada situação analisada, de acordo com as condições de drenagem subterrânea ou existência de pressões neutras negativas ou de sucção. Muitos trabalhos, os quais serão apresentados mais adiante, modificaram a equação original de talude infinito para que pudessem ser consideradas situações particulares a partir da introdução de outros parâmetros de cunho específico, como por exemplo, a resistência conferida pelas raízes das plantas e sobrecarga de edificações.

2.2.1.4. Retroanálise.

Análises de pós-ruptura são utilizadas para promover explicações convenientes para rupturas já ocorridas, podendo assim ser utilizados como base para projetos de estabilização nas obras de engenharia. (MORGENSTERN, 1995).

Segundo SILVEIRA *et al.* (1997), a retroanálise é um método rápido e de baixo custo para a avaliação da estabilidade de massas terrosas e/ou rochosas.

Ela consiste na observação e análise de dados precedentes em materiais compreendidos pela mesma formação geológica, permitindo a obtenção dos parâmetros de resistência, como combinações entre valores de coesão e ângulo de atrito interno, para serem empregados em áreas com situações semelhantes. Substituindo, em parte, os tradicionais ensaios, nos casos em que as condições da região não são apropriadas para tanto.

Estas análises podem ser realizadas de diversas maneiras, as quais se baseiam em reconstituir as condições do talude pré-ruptura (geometria e forças atuantes), tendo como premissa o fato de que quando um talude sofre colapso ele atinge a condição de equilíbrio-limite, ou seja o fator de segurança é igualado a 1.

Um dos métodos mais utilizados é o apresentado por HOEK (1967), cuja base teórica e modo de utilização é abordado por diversos trabalhos, dentre eles: QUEIROZ e GAIOTO (1991), LOPES (1995), FIORI (1995), QUEIROZ (1996) e SILVEIRA *et al.* (1997).

Através da análise de trabalhos práticos percebeu-se a freqüente utilização de mais do que um tipo de método para uma mesma situação, haja vista o trabalho de JUCÁ *et al.* (1997), que utiliza os métodos de Bishop, Jambu e Spencer para análise de estabilidade de taludes em solos expansivos. Isto facilita a escolha do resultado mais adequado, ou mesmo a média entre eles, para serem utilizados para fins de projeto ou análise de encostas de geometria definida.

Este fato é resultado da acelerada evolução dos meios computacionais, que facilitam sobremaneira o processo de análise. Atualmente existem diversos programas de computador que auxiliam a aplicação destes métodos, sendo que dentre eles o mais utilizado é o Programa SLOPE/W (GEO-SLOPE, 1985) com o qual a maioria dos métodos pode ser aplicado para uma mesma situação, optando-se sempre pelo resultado que menor FS apresentou. As análises realizadas por este programa estão baseadas em uma geometria inicial e em dados de entrada pertinentes ao material que está sendo analisado. Este programa vem sendo utilizado com muito sucesso quando aplicado a projetos de engenharia e estudos de estabilidade por diversos profissionais (NG e SHI, 1998 e 1998b; GASMO *et al.*, 2000), tanto para análises bidimensionais como tridimensionais.

Para analisar a influencia da infiltração da água na estabilidade estão sendo estudadas maneiras de realização de análise conjunta entre os resultados do SLOPE/W e os resultados obtidos pela aplicação do programa SEEP/W (GEO-SLOPE, 1987) que modela a infiltração da água no maciço com base no conhecimento de parâmetros hidráulicos como K_{sat} e $K(\theta)$ a partir de eventos de chuva individuais. Sabe-se que este tipo de análise pode ser muito eficaz, no entanto, está ainda em desenvolvimento e, além disso, devido a imposição de uma geometria inicial restringe-se a análises muito localizadas. Versões tridimensionais destes softwares já estão disponíveis porém, a sua utilização ainda não é muito difundida.

2.2.1.5. Análises em materiais heterogêneos

WEST *et al.* (1991) enfoca as dificuldades de avaliar a estabilidade de taludes em solos heterogêneos, principalmente pela presença de tamanhos de partículas muito variadas.

Solos heterogêneos, como alguns solos glaciais ou coluviais, contêm partículas com diferentes tamanhos, incluindo matacões, e representam um problema particular em geotecnia. Segundo WEST *et al.* (1991), dificuldades de amostragens e ensaios são bastante documentados, porém problemas metodológicos relacionados a estes casos recebem pouca atenção. A maior parte das normas especificam que a altura da amostra utilizada no cisalhamento direto deve ser dez vezes maior do que a maior

partícula presente, e que o diâmetro da amostra para ensaios triaxiais devem ser cinco vezes maior. Tem-se observado que em casos que esta regra não é seguida, as resistências são superestimadas. No entanto, sabe-se também que o tamanho da amostra ideal para representar esses materiais não depende somente do tamanho das maiores partículas e sim da frequência com que elas ocorrem.

Conforme pode ser constatado no trabalho destes autores, as partículas muito grandes influenciam principalmente na forma da superfície de ruptura, as quais podem ocorrer segundo quatro diferentes mecanismos (FIGURA 2.12):

- a) Fraturamento da partícula;
- b) Desvio em torno das partículas;
- c) Abertura ou aumento da zona de ruptura para incluir partículas adjacentes.
- d) Superfície de ruptura em zig-zag.

Figura 2.12: Modelos de ruptura em solos com granulometria heterogênea. (Modificado de WEST et al., 1991)

Para que ocorra o fraturamento da partícula é necessário que ela esteja bastante alterada, ou seja, de fácil rompimento. O desvio das partículas ocorre quando estas apresentam tamanho muito grande, e preferencialmente onde os solos têm uma distribuição bimodal. Quando a quantidade de partículas é muito grande a configuração da ruptura adquire a forma de *zig-zag*.

2.2.2. Métodos de análise com base estatística e probabilística.

No tópico anterior discutiu-se a utilização dos métodos determinísticos na análise de estabilidade de encostas, no entanto, sabe-se que existem inúmeras incertezas envolvidas neste tipo de análise, principalmente no que diz respeito a confiabilidade e quantidade de dados utilizados.

Os dados de entrada para os cálculos determinísticos de fator de segurança estão sujeitos as incertezas, tanto na medição de parâmetros como no grau de representatividade da amostra no caso de solos muito heterogêneos. Por este motivo, nos últimos anos, consideráveis pesquisas têm sido direcionadas para a aplicação de métodos probabilísticos para análise de locais específicos. Além disso, métodos estatísticos modernos têm sido usados em análises regionais (VARNES, 1984).

A variabilidade e a incerteza relacionada aos parâmetros de resistência do solo pode ser gerada tanto devido à variabilidade das características do solo *in situ* como devido a erros em ensaios laboratoriais ou *in situ*, além disso, as condições de umidade e a água subterrânea variam no tempo e no espaço. Uma consequência disso é que um talude com fator de segurança calculado de 0,9 pode não romper enquanto que um de 1,1 pode romper (HAMMOND *et al.*, 1992 e CHUGH, 1984).

Para amenizar estas diferenças, pode ser utilizada a análise probabilística, que em vez de fornecer um fator de segurança, prevê a probabilidade de ocorrer a ruptura de um talude, utilizando modelos para quantificar as incertezas e a variabilidade associadas à previsão de ruptura. A principal vantagem da análise probabilística é que no lugar de considerar um local como homogêneo, a sua variabilidade pode ser modelada.

Um dos métodos probabilísticos mais utilizados para a análise de estabilidade é o método de simulação de Monte Carlo (HAMMOND *et al.*, 1992). Esta simulação serve para modelar os atributos que não podem ser amostrados ou medidos, mas podem ser expressos como funções matemáticas das propriedades que podem ser medidas ou amostradas, como é o caso do fator de segurança. Além disso, este método é capaz de incorporar a variabilidade de muitos parâmetros de entrada, o que é necessário para a análise de estabilidade em grandes áreas.

LACASSE e NADIM (1996) apresentam uma revisão sobre as incertezas na caracterização das propriedades do solo, incluindo a variabilidade espacial em métodos de medição, expressando a importância da caracterização das incertezas para análise de projetos.

SOETERS e VAN WESTEN (1996) diferenciam a análise estatística em dois diferentes procedimentos:

a) Análise Bivariada: neste tipo de análise cada fator (declividade, geologia, uso, etc) é combinado com o mapa de distribuição dos escorregamentos, e pesos baseados na densidade de escorregamentos são calculados para cada parâmetro.

Este tipo de procedimento é bastante utilizado na análise de risco, principalmente por apresentarem a possibilidade de analisar áreas extensas. Neste sentido são inúmeros os estudos já realizados, que tiveram como pioneiro o trabalho

de BRABB *et al.* (1972), seguido de MENEROUND e CALVINO³ *apud* SOETERS e VAN WESTEN (1996), AMBALAGAN (1991), MONTGOMERY *et al.* (1991), entre outros.

A atribuição dos pesos é ainda muito discutida, principalmente pelo fato de apresentar uma base subjetiva. Vários métodos estatísticos têm sido aplicados para calcular os valores dos pesos dos parâmetros tendo sido abordados em várias publicações, dentre elas SOETERS e VAN WESTEN (1996); BRABB, (1984) e VAN WESTEN, (1993).

b) Análise Multivariada: foi desenvolvida na Itália, e apresentada inicialmente por CARRARA (1983, 1984) e CARRARA *et al.* (1991). Na sua aplicação, todos os fatores relevantes são amostrados em uma malha baseado em unidades morfométricas. Para cada uma das unidades amostradas a presença ou ausência de escorregamentos é determinada. A matriz resultante é então analisada utilizando-se regressão múltipla ou análise discriminante. Com esta técnica podem ser esperados bons resultados em zonas homogêneas ou em áreas com apenas alguns tipos de processos de instabilidade.

A probabilidade de ruptura pode também ser obtida a partir da combinação de modelos determinísticos com simulações de dados estocásticos de intensidade e duração de chuvas e condições hidrológicas (LUZI e PERGALANI, 1995 e LIDA, 1998)

2.2.3. Inventário de escorregamentos

O inventário de escorregamentos está baseado essencialmente em fotointerpretação, investigação de campo e na coleta de dados históricos de ocorrências de escorregamentos na área de estudo. O produto final é a distribuição espacial dos movimentos de massa, que devem ser representados em mapa na forma de áreas afetadas ou como pontos ou símbolos.

De um modo geral este procedimento representa um estágio inicial para trabalhos de zoneamento de áreas susceptíveis a escorregamentos, podendo, a partir daí serem aplicados outros procedimentos de análise de estabilidade. Metodologias para geração de mapas de inventários e susceptibilidade à ocorrência de escorregamentos já foram testadas ou elaboradas para diferentes áreas como são

³ MENEROUND, J.P.; CALVINO, A. (1976). Carte ZERMOS, zones exposées à des risques liés aux mouvements du sol et du sous-sol à 1:25.000 *apud* SOETERS, R.; VAN WESTEN, C.J. (1996) Slope stability: recognition, analysis and zonation. In: TURNER, A.K.; SCHUSTER, R.L.. Landslides investigation and mitigation. Washington: Transportation Research Board, National Research Council - Special Report, 247. Cap. 8, p. 129-177.

apresentados por CHANG (1991), RUIZ (1994), NAGARAJAN e ROY (1994), ZUQUETTE *et al.* (1995), ZUQUETTE *et al.* (1996), BONUCELLI *et al.* (1996), SOETERS e VAN WESTEN, (1996), NAGARAJAN *et al.* (1998), EVANS *et al.* (1998).

Esses inventários podem ser utilizados como uma forma elementar de mapa de eventos perigosos, pois apresenta a localização de um determinado movimento de massa. Eles provêm informações somente dos períodos próximos das datas de obtenção das fotos aéreas ou dos trabalhos de campo e não prevêm mudanças temporais na distribuição dos movimentos de massa. Por este motivo, exige-se um refinamento na investigação, elaborando-se mapas de atividade de movimentos de massa o qual está baseado em uma fotointerpretação multi-temporal.

A distribuição dos escorregamentos pode também ser mostrada na forma de um mapa de densidade. WRIGHT *et al.* (1974), apresentam um método de cálculo de densidade de escorregamentos a partir do círculo de cálculo. Apesar do método não investigar a relação entre movimentos de massa e fatores causais, apresenta a densidade de escorregamentos quantitativamente.

2.2.4. Abordagem heurística

Esse método é baseado na opinião especialista de geomorfólogos. Ele combina o mapeamento de movimentos de massa com as suas características geomorfológicas como o seu principal parâmetro de entrada na determinação do evento perigoso. Podem ser diferenciados dois tipos de abordagem: a abordagem geomorfológica e a combinação qualitativa de mapas.

a) Análise geomorfológica: a base da análise geomorfológica foi apresentada por KIENHOLZ⁴ apud HEGG E KIENHOLZ (1995), que desenvolveu um método de mapeamento direto, onde o evento perigoso é determinado diretamente em campo pelos geomorfólogos, com base em experiência individual e no uso da razão por analogia.

As regras de decisão são por esse motivo difíceis de serem formuladas pois variam de local para local.

O programa francês que produz os mapas ZERMOS na escala 1:25000 (BRABB, 1984, LAMAS e RODRIGUES, 1994) é provavelmente o melhor exemplo deste tipo de abordagem e a reprodutibilidade de seus mapas tem sido largamente discutida.

⁴ KIENHOLZ, H. (1977). *Kombinierte geomorphologische Gefahrenkarte 1:10.000 von Grindelwald* apud HEGG, C.; KIENHOLZ, H. (1995). *Determining paths of gravity-driven slope processes the "vector tree model"*. In: CARRARA, A.; GUZZETTI, F. *Geographic Information Systems in Assessing Natural Hazards*. Netherlands: Kluwer Academic Publishers, p. 79-92.

b) Combinação qualitativa de mapas: Nesse tipo de mapeamento os profissionais usam o conhecimento especialista para atribuir pesos (valores) para uma série de parâmetros em geral distribuídos em mapa. As condições de terreno de um grande número de locais são somadas, de acordo com os seus pesos, resultando em um valor numérico para a ocorrência do evento perigoso, que podem ser agrupados em classes. STEVENSON (1978) desenvolveu um sistema de ranqueamento de eventos perigosos empírico para uma determinada área na Tasmânia. A combinação qualitativa de mapas tornou-se muito popular no zoneamento de encostas instáveis (VAN WESTEN e TERLIEN, 1996, PEZHAM *et al.*, 1998, BOBROWSKY *et al.*, 1998, RODRIGUES, 2003).

Tanto a análise geomorfológica quanto a combinação de mapas é auxiliada por procedimentos de análise de terreno, onde a análise de produto de sensoriamento remoto como fotografias aéreas e imagens de satélite são as principais ferramentas de análise (MANTOVANI, 1996 e BRAND, 1988).

2.2.5. Combinação de modelagem hidrogeológica com os métodos clássicos de cálculo de estabilidade.

Este tipo de análise vem sendo utilizada com maior frequência nas últimas décadas e tem como base a modelagem hidrogeológica⁵, a qual é incorporada a um método determinístico de cálculo de estabilidade para avaliar a possibilidade de ocorrência de escorregamentos deflagrados pela chuva.

Várias técnicas matemáticas têm sido desenvolvidas para prever o comportamento da água em encostas naturais ou modificadas. Técnicas com base física modelam em geral a relação entre os parâmetros que influenciam a infiltração da água no solo e o comportamento da água em subsuperfície. Segundo JAAKKOLA (1998), a abordagem pode ser unidimensional, bidimensional, de elementos ou diferenças finitas e de balanço de massa. O grau de complexidade varia com a abordagem e o valor dos parâmetros obtidos e depende muito da precisão dos parâmetros de entrada.

Modelos simplificados geralmente negligenciam o fluxo transiente através da zona não saturada e assumem que a velocidade de infiltração é sempre maior do que a quantidade de chuva, considerando que qualquer chuva irá recarregar a zona

⁵ O termo modelagem hidrogeológica é aplicado no sentido de modelagem da dinâmica das águas no meio geológico.

saturada instantaneamente. Modelos mais realísticos ou mais complexos, consideram os efeitos da zona não saturada, o que requer ainda estimativas de porosidade efetiva ou umidade volumétrica, potencial de retenção da água no solo, velocidade de infiltração e condutividade hidráulica saturada e não saturada. De qualquer modo, a maioria dos modelos considera a profundidade de solo constante e condições homogêneas de movimentação da água.

Modelos que possuem o objetivo de estabelecer correlações entre a quantidade de chuva e a ocorrência de escorregamentos tem como base o estudo da dinâmica das águas no meio geológico, que pode ser realizada em escala de bacia de redistribuição da água ou localmente, considerando fluxo descendente dentro do maciço.

Neste tipo de análise o método de cálculo de estabilidade comumente utilizado é o do talude infinito, que pela sua simplicidade, já abordada anteriormente, permite que seja aplicado a partir de programas computacionais. Estes, quando associados a um sistema de informações geográficas (SIG) torna possível à análise de áreas extensas, a partir da distribuição espacial dos dados organizados em meio digital, para quantificação de atributos topográficos, geológico-geotécnicos e hidrogeológicos relacionados à ocorrência de escorregamentos. Além disso, permitem que os parâmetros, sejam manipulados e testados com rapidez. No entanto, é de consenso geral que a precisão de seus resultados depende principalmente da obtenção de parâmetros confiáveis e que dificilmente as incertezas, inerentes da variabilidade do meio natural, serão reduzidas a ponto de atingirem a precisão de uma análise local.

Dentre os trabalhos que utilizam esta base de desenvolvimentos destacam-se: MONTGOMERY e DIETRICH (1994), FERNANDES *et al.* (1994), LUZI e PERGALAN (1995), TERLIEN *et al.* (1995), VAN WESTEN e TERLIEN (1996) BURTON e BATHURST (1997), MILLER e SIAS (1997), BORGA *et al.* (1998), COLLISON *et al.* (2000) e BORGA *et al.* (2002).

Há casos em que o modelo, acoplado com os resultados da modelagem hidrogeológica é diretamente aplicado a um determinado cenário. Estes estudos são em geral realizados em áreas menores ou restritas e lançam mão de modelos de distribuição de água mais sofisticados, considerando um maior número de parâmetros. No caso de locais específicos de abrangência local os modelos hidrogeológicos são obtidos a partir da instrumentação de taludes ou encostas e de monitoramentos constantes para avaliação da reação do solo logo após a ocorrência dos eventos chuvosos. Alguns exemplos deste tipo de análise são apresentados por IVERSON (1990), PRADEL e RAAD (1993); ALONSO *et al.* (1995); SPIERENBURG *et al.* (1995);

TERLIEN (1998), CROSTA (1997); FOURIER *et al.* (1998); CROZIER (1999); ENOKI *et al.* (1999), IVERSON (2000), DYKES (2002) e FANNIN (2002).

Os resultados de análises desenvolvidas desta maneira são em geral expressos na forma de mapas. Estes mapas podem expressar valores de FS para áreas individualizadas, com características semelhantes, que foram obtidos com base em simulações de valores de intensidade de chuva; ou podem apresentar valores de chuvas críticas capazes de levar a encosta à ruptura. Tais mapas são elaborados para facilitar a visualização dos resultados e nem sempre são automatizados.

WARD *et al.* (1982) apresentaram um dos primeiros trabalhos de previsão de escorregamentos com base em modelos físicos em escala de bacia. Em seu trabalho as características hidrológicas, como nível d'água, foram consideradas constantes e as características de resistência relacionadas do solo e a ação das raízes foi considerada, estática e designada aleatoriamente. Estes parâmetros forma distribuídos em uma malha onde, para cada célula, o FS foi calculado manualmente. No entanto, além do fato de alguns atributos serem considerados constantes, o que não representa a realidade, a utilização de uma malha não é considerada consistente, principalmente no que diz respeito à atribuição de parâmetros de nível d'água e das variações topográficas.

A seguir serão apresentados alguns dos modelos desenvolvidos e que apresentaram resultados satisfatórios como métodos de previsão de escorregamentos principalmente do tipo translacional e com pequena profundidade de ruptura.

a) Modelo de MONTGOMERY e DIETRICH (1994)

O modelo matemático para a previsão de escorregamentos translacionais rasos desenvolvido por MONTGOMERY e DIETRICH (1994) consiste em um modelo determinístico de talude infinito, que incorpora o controle da topografia e o comportamento hidrológico do maciço. Segundo FERNANDES *et al.* (2001, p.58) “...o modelo apresenta dois módulos, onde o primeiro módulo modela o balanço entre a concentração e a transmissão da água no solo, caracterizando, em última análise, os locais na paisagem que estarão submetidos à saturação. O segundo módulo, baseado no clássico modelo do talude infinito simula a estabilidade de uma porção de solo situada diretamente sobre o embasamento rochoso”. Portanto, o mecanismo de ruptura analisado pelo modelo é aquele que considera o aumento da pressão neutra pela geração de um lençol freático temporário.

b) Modelo SHALSTAB

O modelo de MONTGOMERY e DIETRICH (1994) foi incorporado a um ambiente de SIG gerando o SHALSTAB onde os cálculos são realizados para cada célula individual e permite a hierarquização das áreas analisadas em termos de susceptibilidade a ocorrência de escorregamentos (DIETRICH e MONTGOMERY, 1998). A equação que combina os dois módulos acima, segundo FERNANDES *et al.* (2001), é dada por:

$$\frac{Q_c}{T} = \frac{\sin \theta}{(a/b)} \left[\frac{C'}{\rho_w g z \cos^2 \theta \tan \phi} + \frac{\rho_s}{\rho_w} \left(1 - \frac{\tan \theta}{\tan \phi} \right) \right] \quad (5)$$

onde:

Q_c é a chuva crítica necessária para ocorrer à ruptura,

T é a transmissividade do solo,

a/b é a área de contribuição da água,

θ é a declividade

ρ_w é a densidade global do solo saturado

g é a aceleração da gravidade

z é a espessura do solo,

ρ_s é a densidade global do solo saturado,

ϕ é o ângulo de atrito interno do solo.

C' é a coesão efetiva do solo.

Segundo a eq. 05, pode-se estabelecer que quanto maior o valor absoluto de Q_c/T maior a instabilidade do local. FERNANDES *et al.* (2001) apresentam os resultados na forma de classes de instabilidade, conforme pode ser visto na FIGURA 2.13. Neste mapa, áreas afetadas por escorregamentos são sobrepostas aos resultados da aplicação do SHALSTAB onde se pode notar uma boa correlação.

Figura 2.13: exemplo de mapa resultante da aplicação do modelo SHALSTAB. A legenda indicxa as classes de instabilidade obtidas a partir do modelo. (adaptado de Fernandes et al., 2001)

Este modelo vem sendo utilizado com sucesso em diversas partes dos Estados Unidos sendo aplicado nos estudos de MONTGOMERY (1994), MONTGOMERY *et al.* (1998), BORGA *et al.* (2002) e também no Brasil, como pode ser visto nos trabalhos de BORGA *et al.* (1998), GUIMARÃES *et al.* (1999), GUIMARÃES (2000), FERNANDES *et al.* (2001), VIEIRA (2001) e VIEIRA e FERNANDES (2004).

c) Modelo dSLAM e IDSSM

O modelo dSLAM é um modelo de distribuição de estabilidade com base física que foi desenvolvido por WU e SIDLE (1995). Este modelo está baseado no modelo do talude infinito, no qual é incorporado um modelo hidrogeológico (BEVEN, 1981), o qual permite modelar a variação do nível d'água para uma determinada condição de pluviosidade. Este modelo foi desenvolvido basicamente para regiões florestadas e para a ocorrência de escorregamentos translacionais rápidos e fluxos de detritos. Por este motivo, ao modelo de talude infinito são ainda incorporados parâmetros de coesão gerados pelas raízes das árvores e a sobrecarga da vegetação.

O mecanismo de ruptura considerado tem como base a geração de um fluxo de água paralelo à superfície de contato entre o solo e o substrato rochoso e o conseqüente aumento da pressão neutra.

O modelo foi totalmente incorporado a um SIG (programa ARC/INFO), a partir do qual é possível desenvolver os cálculos analíticos espacialmente.

A maior diferença deste modelo é que a sua análise está baseada em células de cálculo com diferentes morfologias, considerando assim as variações de espessura e formas de relevo, conforme pode ser visto no esquema da FIGURA 2.14.

Figura 2.14: Esquema ilustrativo do modelo topográfico considerado pelo modelo DSLAM. (WU e SIDLE, 1995)

A partir da incorporação de dados de chuva reais ou obtidos de análise estatística de dados históricos, podem ser realizadas simulações cujos resultados são apresentados em termos de FS distribuídos ao longo da área estudada. Este modelo permite que se conheçam as condições de estabilidade das encostas para determinado evento chuvoso, sendo que o programa permite a utilização direta dos gráficos de frequência de chuvas (intensidade X tempo).

A equação de FS utilizada pelo modelo é apresentada na eq. 6, onde o valor de altura do nível d'água é obtido a partir da solução analítica da eq. 7.

$$FS = \frac{\{C + \Delta C + [((Z - h)\gamma_m + h\gamma_{sat} - h\gamma_w) \cos^2 \beta + W \cos \beta] \tan \phi\}}{[(Z - h)\gamma_m + h\gamma_{sat} - h\gamma_w] \text{sen} \beta + W \text{sen} \beta} \quad (6)$$

Onde:

C é a coesão efetiva do solo (kPa);

ϕ é o ângulo de atrito interno efetivo($^\circ$);

ΔC é a coesão atribuída á resistência das raízes (kPa);

W é a sobrecarga da vegetação;

γ_m , γ_{sat} e γ_w são os pesos específicos do solo natural, saturado e da água, respectivamente (kN/m³)

Z é a espessura vertical do solo (m);

h é a altura vertical de coluna d'água no solo (m);

β é o ângulo da encosta ($^\circ$)

$$\varepsilon \frac{\partial h}{\partial t} = -K \sin \beta \frac{\partial h}{\partial x} + i \quad (7)$$

Onde:

ε é a porosidade drenada;

K é a condutividade hidráulica efetiva (m/s);

x é a distância entre dois ponto na base da camada (m);

t é o tempo (s);

i é a entrada de água por unidade de área(m/s).

O modelo considera que a capacidade de infiltração é sempre maior do que a intensidade da chuva, sendo assim, não considera o escoamento superficial.

A principal diferença entre este modelo e o desenvolvido por MONTGOMERY e DIETRICH (1994) está no parâmetro hidrogeológico utilizado para caracterizar o comportamento da água subsuperficial que neste caso é feito com base em K_{sat} . Neste modelo a apresentação dos resultados é feita na forma de distribuição de classes de FS (FIGURA 2.15), acoplado ao SIG, apropriado para análise de áreas extensas.

Figura 2.15: Mapas de FS resultantes da aplicação do modelo dSLAM. A- Distribuição antes da chuva e B- Distribuição após a chuva (WU e SIDLE, 1995)

O modelo dSLAM foi posteriormente modificado e atualizado para ser utilizado em ambiente UNIX, para o qual foi denominado de IDSSM por DHAKAL e SIDLE (2004), os quais testaram o modelo na bacia de Carnation Creek em British Columbia no Canadá, realizando mais de 600 simulações com eventos de chuva diferentes.

2.2.6. Correlação semiquantitativa entre precipitação e ocorrência de escorregamentos.

O desenvolvimento de relações entre chuvas e escorregamentos pode servir como fundamento para prever a sua ocorrência. No entanto, existem alguns problemas inerentes a todas as relações propostas, como a capacidade de definir com bom índice de acerto as condições de umidade precedente, negligenciando a variação

da topografia e a credibilidade dos dados meteorológicos que em geral são coletados de regiões distantes. Além disso, essas relações são conhecidas como sendo localizadas e restritas às regiões de estudo, devendo, portanto, ser obtidas preferencialmente para cada local separadamente. Além disso, para se definir os padrões de chuva é necessário uma grande quantidade de ocorrências de escorregamentos.

FELL (1994) declara que a correlação entre chuva e escorregamentos é prática em muitos casos, para prever a probabilidade de ocorrência de escorregamentos, e, mesmo que ela seja subjetiva e aproximada, deve ser considerada como uma informação válida na não disponibilidade de investigações mais detalhadas como as que foram apresentadas anteriormente.

No Brasil este tipo de correlação vem sendo realizado desde a década de 70 e teve como um dos primeiros trabalhos o “*Ensaio de correlação entre pluviosidade e escorregamentos em meio tropical*” realizado por GUIDICINI e IWASA (1976). Neste trabalho é abordada uma análise detalhada do registro pluviográfico de algumas regiões comumente afetadas por escorregamentos deflagrados pela chuva, localizadas no estados de São Paulo, Rio de Janeiro, Santa Catarina, Minas Gerais e Ceará.

As análises realizadas por GUIDICINI e IWASA (1976) tiveram como principal resultado uma série de cartas de periculosidade, individualizadas para cada região, obtidas com base na análise de três coeficientes, o gradiente de pluviosidade (*gp*) que leva em consideração os episódios de chuva intensa, e os coeficientes de ciclo (*cc* e *ce*) cuja soma gera os coeficientes finais, que leva em consideração o ciclo completo de chuvas.

CAINE (1980) estabeleceu uma curva de intensidades críticas de chuva para escorregamentos translacionais rasos que teve como base 73 registros de pares intensidade e duração de chuvas que deflagraram escorregamentos em vários locais do mundo. A partir destes dados foi elaborado o gráfico de intensidade (mm/h) X duração (h) do qual obteve a seguinte relação:

$$I_r = 14.82D^{-0,39} \quad (8)$$

Nesta mesma linha outros pesquisadores como CANNON e ELLEN (1985) e WIEKZOREK (1987) também estabeleceram curvas para identificar índices críticos de chuvas. Na FIGURA 2.1 6 é apresentado um gráfico comparativo entre as curvas obtidas por estes autores.

Figura 2.16: Gráfico comparativo entre três envoltórias obtidas a partir de correlações entre chuvas e escorregamentos (KEEFER et al., 1987).

Em 1987 TATIZANA *et al.*, apresentam um estudo que correlaciona os registros de escorregamentos dos 30 anos anteriores ocorridos na Serra do Mar no município de Cubatão com registros pluviométricos associados. Neste trabalho é considerada a situação de umidade antecedente do maciço a partir da análise de chuvas acumuladas em 4 dias, e um dos principais resultados foi a apresentação de uma envoltória para escorregamentos induzidos (FIGURA 2. 17), a qual pode ser representada pela equação de correlação abaixo (eq. 9).

$$I(Ac) = 2603.Ac^{-0,933} \quad (9)$$

Onde: I é a intensidade horária, Ac é a acumulada de chuva em 4 dias anteriores (mm).

Além desta envoltória eles obtiveram ainda outras três envoltórias, para escorregamentos esparsos, generalizados, e corridas de lama.

Figura 2.17: Envoltória para escorregamentos induzidos obtida por TATIZANA et al. (1987) para 4 dias de chuva acumulada.

Entretanto, é preciso considerar que as envoltórias apresentadas podem ser utilizadas com restrições, visto que foram obtidas para locais e situações específicas. Outro problema comum a elas é o fato de não indicarem graficamente, as condições limites de sua utilização, como por exemplo as condições extremas de intensidade e duração.

De um modo geral, envoltórias de precipitação críticas são de grande importância para o monitoramento da ocorrência de escorregamentos, principalmente porque formam a base para a geração de sistemas de alerta em tempo real. Estes podem ser implementados a partir de medidas de precipitação obtidas por uma rede de sensores de chuva, onde as medidas totais ou parciais de precipitação são comparadas com as envoltórias de chuva crítica e quando necessário o alerta de perigo é acionado (JACOB e WEATHERLY (no prelo)). No entanto, sistemas como estes demandam uma infraestrutura complexa com monitoramento constante durante a estação chuvosa. Além disso, para garantir a precisão do sistema devem ser elaboradas envoltórias específicas para cada região monitorada.

KEEFER *et al.* (1987) desenvolveram um sistema de alerta em tempo real para a Baía de São Francisco na Califórnia. O sistema foi baseado na relação empírica e teórica entre chuvas e ocorrência de escorregamentos, na determinação de áreas geologicamente susceptíveis a escorregamentos. O modelo de cálculo utilizado baseia-se na obtenção de um volume crítico de água (Q_c – eq. 10) que pode ser retido

na zona saturada antes que a pressão neutra aumente de maneira que leve a encosta a ruptura.

$$Q_c = (u_w c / \gamma_w) \cdot n_{ef} \quad (10)$$

$$u_{wc} = Z \gamma_t [1 - (\tan \theta - \tan \phi)] \quad (11)$$

Onde:

γ_w é o peso específico da água;

n_{ef} é a porosidade efetiva do solo;

u_w é a pressão neutra;

c é a coesão do solo;

γ_t é a massa específica do solo;

θ é a declividade;

ϕ é o ângulo de atrito interno.

Este sistema foi testado durante as tempestades de 12 a 21 de fevereiro de 1986, que geraram 800 mm de chuva na região. Apesar de análises posteriores demonstrarem que eram necessárias algumas modificações e desenvolvimentos adicionais, o sistema previu com sucesso a ocorrência dos maiores escorregamentos.

Em 1996 o Rio de Janeiro implantou o sistema de alerta para escorregamentos causados por chuvas intensas (D'ORSI *et al.*, 1997), o Rio-Alerta. O sistema é implementado a partir das informações obtidas por uma rede de 30 pluviômetros automáticos que se encontram ligados a um sistema remoto de aquisição controlado por uma estação central de controle.

A obtenção dos valores de chuvas críticas foi baseada no estudo de TATIZANA *et al.* (1987), e o critério adotado pelo sistema foi a chuva acumulada de 24 horas, utilizando o limite de 100 mm/24h como de decisão e de 175 mm/24h como alerta, além disso, precipitações de 70 mm/h também acionam o alerta.

2.3. DINÂMICA DA ÁGUA NO SOLO

Nas últimas décadas, grande parte dos trabalhos relacionados com a estabilidade de encostas, tem demonstrado a importância das chuvas para a instabilização de taludes e deflagração de movimentos de massa gravitacionais. Sendo assim, a quantificação dos parâmetros que controlam o processo de infiltração de água nas encostas, ou seja identificar e quantificar os fatores que determinam o avanço da água e a sua real influencia na estabilidade, tornou-se indispensável na análise das condições das encostas.

A presença da água no interior de um maciço geológico gera o aumento da pressão neutra, a qual reduz a resistência ao cisalhamento do solo, levando-o a ruptura. Além disso, a água aumenta do peso do maciço acima da superfície de ruptura e contribui para a geração das forças favoráveis a ruptura.

Os mecanismos de ruptura que ocorrem a partir da infiltração da água no solo já foram enfocados em tópicos anteriores, no entanto, para que entender o mecanismo propriamente dito é preciso conhecer os componentes que fazem parte do processo. Isto será abordado neste tópico.

2.3.1. Infiltração

LIBARDI (2000), considera a infiltração como sendo a entrada de água no solo através de sua superfície, ou seja, da interface solo-atmosfera. Assim, durante uma chuva, parte dela pode infiltrar e movimentar-se para o interior do maciço e parte pode escoar pela superfície do solo.

O processo de infiltração pode ocorrer por gravidade ou capilaridade, caminhando da superfície onde se supõe haver um suprimento de água, para o interior do maciço, avançando como uma frente de encharcamento (frente de saturação ou umedecimento) com o decorrer do tempo.

O parâmetro comumente utilizado para quantificar a infiltração da água no solo é a velocidade ou taxa de infiltração, que é definida como a quantidade de água que atravessa a unidade de área da superfície do solo por unidade de tempo.

É fato experimental que, durante o processo de infiltração, estando o solo inicialmente seco, a taxa de infiltração decresce com o tempo, atingindo um valor final constante o qual é denominado de capacidade de infiltração. (MIYAZAKI, 1993; ARAÚJO FILHO e RIBEIRO, 1996 e WILSON, 1997)

A característica da curva de infiltração ter uma alta taxa de infiltração inicial é dada devido a existência de um gradiente matricial entre as zonas úmidas e secas, o qual diminui à medida que ocorre a transferência de água. Ou seja, à medida que a saturação ocorre essa diferença de potenciais diminui e a taxa de infiltração também.

Ainda em relação à curva de infiltração admite-se que quando o solo atinge o estágio de regime estacionário, ou seja a velocidade de infiltração torna-se constante, esta pode ser comparada ou até mesmo igualada a condutividade hidráulica saturada. Sendo assim, para eventos chuvosos com intensidades menores ou iguais a condutividade hidráulica saturada, toda a água irá infiltrar no solo. Porém para os casos onde a intensidade da chuva excede a condutividade hidráulica saturada, a infiltração será total apenas nos instantes iniciais até que a superfície do solo esteja saturada. Após esse instante tem início o fluxo superficial ou *runoff*, ou seja a quantidade de água excedente irá percolar sobre a superfície do terreno.

Outro conceito bastante discutido e que está relacionado ao movimento da água no solo é o termo capacidade de campo. A definição mais comumente utilizada na bibliografia é a de que a capacidade de campo é a quantidade de água retida pelo solo após a drenagem de seu excesso, ou seja, quando a velocidade do movimento descendente de água é praticamente nula. Para solos permeáveis de estrutura e textura uniforme a capacidade de campo pode ser alcançada de dois a três dias depois de encerrada a infiltração da água. Segundo REICHARD, (1986) o conceito de capacidade de campo pode ser considerado um critério prático para a determinação do limite máximo de água que um solo pode reter após o término da drenagem interna por gravidade.

Segundo EPA (1998) a distribuição da água durante a infiltração é um processo muito dinâmico e pode ser representado por 5 diferentes fases ou zonas:

1. Zona saturada: os espaços porosos são preenchidos pela água. Em geral esta zona estende-se por poucos milímetros.

2. Zona de transição: essa zona é caracterizada por um rápido decréscimo da umidade com a profundidade e pode estender-se por alguns centímetros.

3. Zona de transmissão: esta é caracterizada por uma pequena mudança na umidade com a profundidade, podendo ser considerada como uma zona não saturada mais longa e de umidade uniforme.

4. Zona de umedecimento: nessa zona ocorre um grande decréscimo da umidade com a profundidade, aproximando-se da umidade inicial.

5. Frente de molhamento: essa zona é caracterizada por um intenso gradiente hidráulico e forma um limite abrupto entre a zona úmida e a seca.

Abaixo da zona cinco não se observa movimento descendente de água.

O mecanismo de ruptura abordado anteriormente, que tem como base o contínuo umedecimento do solo a partir da percolação de água, pode ser mais bem entendido a partir na FIGURA 2.18. Esta figura apresenta um modelo de distribuição de água em um perfil de solo uniforme, quando mantida uma pequena carga hidráulica na superfície do mesmo.

No caso de condições transientes de entrada de água, gerada a partir da ocorrência de precipitação, a formação da camada superficial de saturação somente será alcançada se a intensidade do evento chuvoso for maior do que a capacidade de infiltração do solo superficial, ou a duração do evento for suficientemente longa para que ocorra o acúmulo d'água. Caso contrário a distribuição da água no perfil é dada apenas por uma frente de umedecimento não necessariamente saturada.

Figura 2.18: Modelo de distribuição da água no solo em relação à profundidade (BODMAN e COLEMAN⁶, apud EPA, 1998)

A FIGURA 2.19 mostra o comportamento da água no perfil de solo com a profundidade e o tempo, onde o processo pode ser subdividido em três estágios: infiltração, redistribuição e drenagem, as quais independem da saturação da porção superficial.

⁶ BODMAN, G.B.; COLEMAN, E.A.(1944). Moisture and energy conditions during downward entry of water into soils. apud EPA – United States Environmental Protection Agency (1998). Estimation of infiltration rate in the vadose zone: Compilation of simple mathematical models. In: RAVI, V.; WILLIAMS, J.R. ed., v. 1, 84 p.

Figura 2.19: Comportamento da frente de saturação com o tempo para três fases. (Adaptado de EPA, 1998)

Considerando-se o exemplo da FIGURA 2.19 e a ocorrência de apenas um evento chuvoso o processo ocorre da seguinte forma:

a) Infiltração: neste estágio ocorre o umedecimento progressivo do solo, representado pelas curvas t_1 e t_2 , partindo de um perfil de umidade inicial t_0 .

b) Redistribuição: neste estágio, depois de cessada a entrada de água, ocorre à redistribuição da água já infiltrada a partir do movimento descendente da mesma. Neste estágio há um decréscimo da umidade com o tempo, onde parte da água existente nas porções superiores escoam para regiões mais profundas (curvas t_3 e t_4).

c) Drenagem: neste estágio ocorre uma homogeneização da umidade ao longo do perfil de solo, havendo uma diminuição constante (curvas t_5 e t_6), o que ocorre até o solo chegar na capacidade de campo.

Caso ocorram eventos consecutivos de chuva, o perfil de distribuição irá variar mais heterogeneamente ao longo do tempo, dada a sucessão de várias frentes de molhamento. Neste caso o estágio de drenagem pode ser mascarado pela sucessão de eventos fazendo com que o solo mantenha-se continuamente com a umidade acima da capacidade de campo. Na FIGURA 2.20 é apresentada uma seqüência de perfis de infiltração resultantes da ocorrência de eventos de chuva consecutivos.

Figura 2.20: Perfis de umidade resultantes de uma seqüência de evento. (a) sete dias após o 1º evento chuvoso, (b) oito dias após o 1º e um dia após o 2º; (c) 12 dias após o 1º e cinco dias após o 2º; (d) 12 dias após o 1º. (adaptado de MYAZAKI, 1993)

Na tentativa de expressar matematicamente o fluxo da água dentro de um maciço poroso, várias equações de infiltração já foram propostas. Segundo SCOTT (2000) as equações de infiltração podem ser classificadas em dois grandes grupos: as de base empíricas e as de base física. Para EPA (1998) as equações de infiltração podem ser subdivididas em: a) Modelos empíricos; b) Modelos de Green-Ampt e c) Modelos baseados na equação de Richards.

2.3.1.1. Equações Empíricas.

Equações empíricas são aquelas obtidas a partir de dados experimentais resultando em equações específicas para determinados tipos de condições de contorno.

As soluções empíricas são apresentadas na forma de equações simplificadas onde os seus parâmetros são gerados por meio de ajuste de curvas obtidas a partir de medidas reais. Essas equações promovem estimativas de infiltração acumulada e de velocidades de infiltração, não contribuindo para a obtenção de informações a respeito da distribuição de água no solo.

Dentre os muitos trabalhos desenvolvidos para a obtenção de soluções empíricas para a infiltração podem-se destacar: KOSTIAKOV (1932), HORTON (1940), USDA Soil Conservation Service (1957) e HOLTAN (1961). As principais equações de infiltração deste grupo estão descritas na TABELA 2.12.

Tabela 2.12: Principais equações de infiltração com base empírica. $i(t)$ é a infiltração e $I(t)$ é a infiltração acumulada.

Equação	Expressão	Observações
Kostiakov (1932)	$i(t) = \alpha t^{-\beta}$ $I(t) = [(\alpha/1-\beta)t^{(1-\beta)}]$	$\alpha > 0$ e $0 < \beta < 1$ são constantes empíricas t = tempo
Horton (1940)	$i(t) = i_f + (i_0 - i_f)e^{-\gamma t}$ $I(t) = i_f t + 1/\gamma(i_0 - i_f)(1 - e^{-\gamma t})$	i_0 e i_f são vel. de infiltração inicial e final γ é uma constante empírica
Holtan (1961)	$I(t) = i_f + ab(\omega - I)^{1.4}$	$0.25 < a < 0.8$ é uma cte relativa a condição na superfície; b é um fator de escala; ω é o déficit de umidade inicial (cm)

2.3.1.2. Equações com base física

As equações com base física estão baseadas em procedimentos analíticos, que levam em consideração os princípios da física do solo. PHILIP (1957) e GREEN e AMPT (1911) foram os primeiros a obter equações desta natureza, obtendo soluções numéricas para perfis de solo homogêneo com profundidade infinita e umidade inicial uniforme.

a) Equação de Philip

Na prática a equação de Philip pode ser resumida por:

$$I(t) = S_{or}t^{1/2} + At \quad (12)$$

$$i(t) = 0.5S_{or}t^{-1/2} + A \quad (13)$$

Onde A é a velocidade de infiltração constante após longos períodos e está intimamente relacionada com a condutividade hidráulica saturada (K_{sat}), e S_{or} é a sorptividade, parâmetro que governa os estágios iniciais de infiltração. A sorptividade é dada pela eq. 14, onde i é a infiltração acumulada em metros em um determinado tempo t . (DIRKSEN, 1991).

$$S_{or} = i_{ac} / t^{1/2} \quad (14)$$

b) Equação de Green-Ampt

A equação de Green-Ampt, desenvolvida em 1911, tem sido objeto de consideráveis avanços na física do solo aplicada devido a sua simplicidade e performance satisfatória em diversos estudos.

Este modelo parte do princípio de que a água penetra no perfil de solo seguindo a forma de um pistão, ou seja, tem um horizonte bem definido entre a porção saturada e a não saturada, caminhando continuamente para a profundidade do perfil de solo. Este modelo de infiltração é muito semelhante ao adotado por BODMAN e

COLEMAN (1944), porém mais simplificado, considerando apenas duas condições, a saturada e não saturada.

A equação de Green-Ampt (EPA, 1998) é a seguinte:

$$I(t) = K_{sat}t - (h_f - h_s)(\theta_s - \theta_o) \log_e [1 - I(t)/(h_f - h_s)(\theta_s - \theta_o)] \quad (15)$$

Onde:

$I(t)$ é a infiltração acumulada até o tempo t e é igual a $Z(q_s - q_o)$;

θ_s é a umidade volumétrica saturada;

θ_o é a umidade volumétrica inicial;

h_s é a carga de pressão na superfície e é igual a profundidade de água na superfície, e;

h_f é a pressão neutra negativa abaixo do frente de saturação.

Devido à clareza e simplicidade de aplicação do modelo de Green-Ampt muitas foram as suas aplicações no meio científico, principalmente quando adaptadas a condições e objetivos específicos. Dentre os trabalhos que consideram as condições originais do modelo podem-se destacar: MOREL-SEYTOUX e KANJI (1974), BRAKENSIEK (1977), HACHUN e ALFARO (1980), PHILIP (1993) e SWARZENDRUBER (2000). Dentre os trabalhos que realizaram adaptações estão o de BOUWER (1969), que considerou condições de umidade inicial não uniforme e solos estratificados; HILLEL e GARDNER (1970), consideram camada resistente na superfície, MEIN e LARSON (1973) para solos homogêneos e infiltração constante; JAMES e LARSON (1976), e CHU (1978) considerado precipitação variável e FREYBERG *et al.* (1980) avaliou a profundidade da lâmina d'água na superfície.

c) Equação de Richards

Em meados de 1930, Richards (RICHARD, 1931), consolidou os esforços feitos pelas primeiras gerações de pesquisadores da física do solo para formular uma teoria geral para o movimento da água em solos não saturados (LIBARDI, 2000 e RAATS, 2001).

A equação de Richards é uma equação diferencial que descreve o fluxo não saturado, assumindo a presença de uma fase de ar que pode existir livremente em qualquer porção de um meio poroso ou região de fluxo, cuja única pressão atuante é a atmosférica (MARINELLI e DURNFORD, 1998). A obtenção de sua equação foi feita a partir da combinação da equação de fluxo de Darcy-Buckingham (eq. 16), e a equação

da continuidade (eq. 17) que define o fluxo transiente no meio poroso. (LIBARDI *et al*, 1980).

$$q = -K(\theta) \nabla \phi(\theta) \quad (16)$$

$$\frac{\partial q}{\partial t} = - \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \right) \quad (17)$$

Onde:

q é o fluxo de água em cm/s;

$K(\theta)$ é a condutividade hidráulica não saturada em cm/s

ϕ é sucção total em cm em função da umidade volumétrica e

z é a coordenada vertical, positiva e igual a zero na superfície.

A equação de Richards, originalmente, considera o fluxo em três dimensões, x , y e z , e é dada por:

$$\frac{\partial q}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[K(q) \frac{\partial f_t}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[K(q) \frac{\partial f_t}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[K_z(q) \frac{\partial f_t}{\partial z} \right] \quad (18)$$

Explicações mais detalhadas sobre os desdobramentos matemáticos envolvidos na sua obtenção podem ser encontradas e RICARDS (1931), HILLEL (1971), BEAR (1979) e JURY *et al.* (1991).

No entanto, sabe-se, que a solução analítica para a equação de Richards é bastante complexa, principalmente por abranger as três direções de fluxo. Sendo assim, é comum a apresentação de soluções analíticas que considerem apenas uma parcela unidimensional de fluxo, para a solução de problemas de fluxo em meio poroso não saturado. Considerando-se apenas o fluxo unidimensional a equação simplificada é dada pela eq. 19.

$$\frac{\partial q}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K(q) \frac{\partial f_t}{\partial x} \right) \quad (19)$$

Na TABELA 2.13 estão apresentadas algumas soluções analíticas da equação de Richards encontradas na bibliografia e que foram obtidas a partir de diferentes simplificações, e restrito às condições de solos homogêneos e umidade constante.

As publicações de SWARZENDRUBER e CLAGUE (1989), EPA (1998), SCOTT (2000) e RAATS (2001) trazem um apanhado das diversas soluções obtidas para a equação de Richards. Segundo BACCHI e REICHARDT (1988), a maioria destas soluções apresentam variações apenas nas técnicas de medida de fluxo e dos gradientes de potencial no solo.

Tabela 2.13: As várias equações de fluxo geradas da simplificação da equação de Richards. (Adaptado de EPA, 1998)

Equação	Expressão e observações
Philip (1957)	$Y = T^{1/2} + \lambda T$; λ = constante entre 0 e 1
Knight (1973)	$Y = \pi/4 \ln[1 + \operatorname{erf}(4T/\pi)^{1/2}] + 2T$
Parlange (1975)	$2Y - [1 - \exp(-2T^{1/2})] = 2T$
Brutsaert (1977)	$Y = T + [T^{1/2} / (1 + \alpha T^{1/2})]$; $\alpha = 2/3$ ou 1
Collis-George (1977)	$Y = T + 1/N [\tan h (N^2 T)]^{1/2}$; N = constante adimensional entre 1 e 4
Schwartzendruber e Cangue (1989)	$Y = T + 1/\alpha [1 - \exp(-\alpha T^{1/2})]$; α = constante relativa as propriedades hidráulicas do solo
Equações adimensionais de T e Y	$T = K_s^2 t / S^2$ e $Y = K_s l / S^2$; S é a sorptividade

Existem ainda outras soluções mais gerais, como é o caso das apresentadas por PHILIP (1969), EAGLESON (1978), WARRICK (1975), SISSON *et al.* (1980), MOREL-SEYTOUX (1984) e IVERSON, (2000), as quais consideram condições transientes de entrada de água no solo ou condições de umidade inicial variadas.

2.3.2 Fatores que influenciam na infiltração da água no solo.

A infiltração da água no solo depende muito dos parâmetros físicos e também de fatores associados às características do local no qual está sendo aplicada a água. Segundo DUNNE e LEOPOLD⁷ *apud* HARDEN e SCRUGGS (2003), a infiltração não é um processo único mas sim uma mistura de processos que envolvem a gravidade e a força de atração entre moléculas de água e solo, que integram três processos independentes: 1) entrada na superfície, 2) Estocagem da água no solo e 3) transmissão dentro do solo.

LOAGUE e GANDER (1990) após analisar uma série de medidas de infiltração na qual encontraram uma variabilidade grande de resultados, concluem que a velocidade de infiltração não pode ser explicada apenas pela textura do solo e sugere que a atividade animal, vegetação e clima em muito afetam a velocidade de infiltração. Além disso, WOODS *et al.* (1997) aborda que, considerando um mesmo tipo de perfil

⁷ DUNNE, T. LEOPOLD, L. (1978). *Water in environmental planning*. Freeman, San Francisco *apud* HARDEN, C.P., SCRUGGS, P.D. (2003) *Infiltration on mountain slopes: a comparison of three environments*. *Geomorphology*, v.55, p. 5-24.

de solo, a posição na encosta também afeta significativamente a variabilidade de valores de velocidade de infiltração. No entanto, a variação não é constante e pode variar de região para região.

a) Textura do solo

A textura do solo irá influenciar no processo de infiltração da água não somente pelo tipo de partículas que o compõem, mas principalmente pela sua distribuição granulométrica e a estrutura das partículas que formam a matriz do solo. Estas características irão definir a porosidade do solo e o grau de interligação entre um poro e outro, o que por sua vez irá influenciar na maior ou menor capacidade de transmissão da água na matriz.

Teoricamente, solos com textura predominantemente argilosa tendem a apresentar velocidades de infiltração mais baixas do que solos com textura mais arenosa, no entanto, sabe-se que nem sempre isto ocorre na natureza, sendo que solos quimicamente evoluídos comumente encontrados em regiões tropicais, que contenham algum tipo de argila, podem apresentar velocidades de infiltração maiores do que solos mais arenosos. Este comportamento esta em geral, relacionado com as propriedades morfológicas e composicionais das partículas do solo como densidade, tipo de argilomineral e presença de matéria orgânica. Segundo ASCE (1996) quando a densidade da partícula aumenta, a porosidade e a infiltração diminuem. O contrário acontece com a presença de matéria orgânica, cujo aumento facilita a infiltração. Quanto ao tipo de argilomineral, a presença de minerais expansivos como a montmorilonita ajuda a diminuir a taxa de infiltração, enquanto que a presença de minerais não expansivos como a caulinita age de forma contrária.

Na TABELA 2.14 são apresentados alguns valores comparativos de velocidade de infiltração para diferentes tipos de textura.

Tabela 2.14.: Relação entre textura do solo e velocidade final de infiltração aproximada (adaptado de Scott, 2001)

Textura do solo	Velocidade final de infiltração	
	m/s x 10 ⁻⁷	mm/h
Arenosa	> 5.5	> 2.0
Areno siltosa	2.8 – 5.5	1.0 – 2.0
Argilosa	0.3 – 1.4	0.1 – 0.5

b) Heterogeneidade do solo

Perfis de solo naturais são raramente homogêneos, podendo conter camadas distintas ou horizontes com características hidráulicas e físicas específicas. As

heterogeneidades encontradas nos perfis de solos residuais que influenciam o processo de infiltração da água podem ocorrer tanto lateralmente quanto verticalmente.

Heterogeneidades verticais ocorrem em geral pela sobreposição de camadas mais ou menos permeáveis, por exemplo, quando camadas mais permeáveis estão sobrepostas a camadas menos permeáveis estas últimas tendem a dificultar ou impedir o fluxo descendente da água podendo levar a redução rápida da taxa de infiltração. Por outro lado, quando camadas mais permeáveis estão a superfície e sobrepostas a camadas menos permeáveis a velocidade de infiltração tende a diminuir mais lentamente. Na FIGURA 2.21 é apresentado um exemplo do comportamento das curvas de infiltração em função destas características.

Figura 2.21.: Comportamento de infiltração da água no solo para: a) Solo uniforme, b) Camada porosa na superfície e c) Camada argilosa ou crosta na superfície. (Adaptado de ASCE, 1996)

As macroporosidades existentes no solo são também um tipo de heterogeneidade, e tem grande influencia no processo de infiltração da água no solo sendo que em geral causa um aumento a taxa de infiltração. JAAKKOLA (1995) afirma que essas estruturas porosas podem potencialmente formar redes anastomosadas e efetivamente drenar a água através do talude mais rapidamente do que o fluxo natural entre a matriz e o solo.

Devido a aleatoriedade de sua distribuição, as macroporosidades podem ser identificadas, porém dificilmente quantificadas, sendo que resultam principalmente da decomposição das raízes, bioturbação animal ou de mecanismos de erosão em subsuperfície (DUNNE *et al.*, 1991), ocorrendo preferencialmente na porção superficial do perfil.

Outro tipo de macroporosidade esta relacionada com a presença das argilas expansivas na superfície do solo, que quando muito secas sofrem contração, gerando rachaduras as quais tendem a aumentar a velocidade de infiltração inicial do solo. No

entanto, devido ao umedecimento do solo estas argilas voltam a se expandir e diminuindo a velocidade de infiltração (SCOTT, 2001)

c) A cobertura vegetal

Solos com cobertura vegetal na superfície tendem a apresentar valores de taxa de infiltração mais elevada do que os solos desnudos. A presença da vegetação retarda o processo de escoamento superficial, aumentando o tempo de contato entre a água e a superfície do solo possibilitando que uma maior quantidade de água consiga infiltrar no solo. Além disso, a presença das raízes aumenta a porosidade da porção superficial também aumentando a capacidade de infiltração (JAAKKOLA, 1995).

A ausência da vegetação facilita o impacto das gotas da chuva, que decompõe os agregados do solo e compactam a sua superfície, diminuindo a capacidade de infiltração.

d) A umidade inicial do solo

A principal influencia da umidade inicial do solo no processo de infiltração está relacionado com o tempo necessário para que a taxa de infiltração atinja um valor constante e ocorra a saturação do solo. Sendo assim, quanto maior for a umidade inicial do solo, menor a velocidade de infiltração inicial e mais rápido é alcançada a velocidade constante (SCOTT, 2001).

Além disso, para um solo inicialmente mais seco maior será a quantidade de água necessária para preencher todos os poros e mais tempo será necessário para alcançar a velocidade constante. Isto irá influenciar também na profundidade alcançada pela frente de saturação, sendo que para um mesmo valor de volume de água acumulada e um mesmo espaço de tempo, um perfil de solo com umidade inicial mais alta, irá apresentar profundidade de saturação maior do que um perfil de solo com umidade inicial baixa. Um exemplo desta influencia pode ser visto na FIGURA 2.22 que apresenta a configuração de dois perfis de umidade obtidos por FREYBERG *et al.* (1980) para duas situações de umidade inicial diferentes.

Figura 2.22: Perfis de umidade obtidos para duas situações de umidade inicial diferentes. a) umidade inicial de 43,9% e b) umidade inicial de 23,5%. (adaptado de FREYBERG et al., 1980)

e) A declividade do terreno

A declividade do terreno irá influenciar sobretudo na quantidade de água disponível na superfície do terreno para ser infiltrada pelo solo e não a velocidade de infiltração propriamente dita.

Em terrenos com declividade alta a água precipitada tende a escoar mais rapidamente, diminuindo o tempo de contato entre a água e a superfície do terreno e conseqüentemente a sua disponibilidade para ser infiltrada. Por outro lado, nas declividades mais baixas o escoamento superficial é retardado, contribuindo para a infiltração da água no solo. Isto também irá influenciar na profundidade alcançada pela frente de saturação e no tempo necessário para ocorrer a saturação, como pode ser observado na FIGURA 2.2 3 que mostra a profundidade alcançada pela frente de saturação em diferentes situações de declividade.

Figura 2.23: Perfis de umidade para diferentes situações de declividade. (adaptado de Miyazaki, 1993)

2.3.3. Parâmetros relacionados ao processo de infiltração de água no solo.

Para quantificar o processo de infiltração e para tornar possível a sua utilização em projetos de engenharia geotécnica, é necessária a caracterização de parâmetros que representem o modo como a água se movimenta no solo. Dentre os parâmetros comumente utilizados estão a velocidade de infiltração (v_i), a condutividade hidráulica saturada (K_{sat}) e não saturada ($K(\theta)$) e a difusividade hidráulica ($D(\theta)$). O primeiro deles, definido e discutido no tópico anterior, está relacionado ao modo como a água penetra a partir da superfície do terreno, enquanto que, K_{sat} , $K(\theta)$ e $D(\theta)$, estão relacionados ao movimento da água no interior do maciço, e por este motivo serão discutidos separadamente neste tópico. Considerando-se a importância de $K(\theta)$ e a sua relação direta com o estado de saturação do solo, serão ainda discutidos os termos relacionados aos potenciais de água no solo.

2.3.3.1. Condutividade hidráulica saturada (K_{sat})

A condutividade hidráulica constitui uma das mais importantes propriedades que governa o movimento da água nos solos. A água em estado líquido nos solos, flui graças aos gradientes de potencial existentes, sendo a direção do fluxo da zona com maior potencial para uma de menor potencial.

Segundo LIBARDI (2000) “a condutividade hidráulica é um coeficiente que expressa a facilidade com que um fluido é transportado através de um meio poroso e

que depende, portanto, tanto das propriedades do meio como das propriedades do fluido.” Como principais propriedades relacionadas ao solo tem-se a distribuição de tamanho e forma das partículas, a porosidade, a tortuosidade e a estrutura; e do fluido, o peso específico e a viscosidade, influenciada principalmente pela variação de temperatura.

Sendo assim, é de consenso geral que o movimento da água no solo, quando laminar, pode ser quantificado pela Lei de Darcy, a qual pode ser expressa como:

$$q = K_{sat} A \frac{h_1 - h_2}{L} \quad (20)$$

Onde q é a velocidade de descarga, $h_1 - h_2$ é a diferença de carga total, K_{sat} é a condutividade hidráulica saturada, L o comprimento do solo e A é a área.

Existe uma tendência da comunidade científica de utilizar o termo permeabilidade para quantificar o movimento da água no solo, no entanto, diferentemente da condutividade hidráulica, a permeabilidade depende apenas das propriedades do solo e não das propriedades do fluido que o está percolando.

O coeficiente de condutividade hidráulica pode ser obtido através de medidas diretas, com ensaios em campo ou em laboratório, ou por métodos indiretos, em que é determinado por intermédio de correlações. Alguns desses métodos serão abordados nos tópicos seguintes.

Devido à complexidade da obtenção destes parâmetros, é comum a utilização de valores de K_{sat} baseados em trabalhos já existentes. Sendo que as relações são geralmente feitas a partir das características texturais.

2.3.3.2. Condutividade hidráulica não saturada ($K(q)$)

Segundo LIBARDI (2000) a condutividade hidráulica não saturada é aquela que ocorre no solo em qualquer condição de teor de umidade menor que a de saturação, ou seja quando o espaço poroso é parcialmente preenchido por água e parcialmente preenchido por ar.

Nesta condição a movimentação do fluido é muito mais lenta quando comparada à condição saturada. Isto ocorre principalmente pelo fato de que o fluido movimenta-se preferencialmente pela fase líquida do solo, sendo assim, quando há uma diminuição de “ q ” do solo, a secção transversal de área de fluxo também diminui, logo a facilidade de movimentação de água no meio poroso é dificultada. Sendo assim, quanto maior a quantidade de água existente nos poros mais rápida será a movimentação da água no solo (MIYAZAKI, 1993).

Outro fator que influencia o movimento da água no meio poroso não saturado é o potencial mátrico do solo, cuja influencia varia também em função do conteúdo em água presente nos poros. Este parâmetro será explicado com mais detalhe a seguir.

Matematicamente, admite-se que o fluxo não saturado, assim como o fluxo saturado, pode também ser descrito pela Lei de Darcy, com a diferença de que a condutividade hidráulica não é constante, sendo portanto representada pela eq. 21 abaixo:

$$q = -K(\theta) \frac{\partial \phi_m}{\partial z} \quad (21)$$

onde, ϕ_m é o potencial mátrico, $K(\theta)$ é a condutividade hidráulica não saturada e z é a profundidade.

A equação geral diferencial que descreve o fluxo em meio não saturado foi obtida por Richards e já foi apresentada anteriormente (eq. 19).

Em termos de comportamento, a curva de $K(\theta)$ versus θ apresenta, de um modo geral, uma forma exponencial na qual o aumento de K é diretamente proporcional ao aumento de θ . Para umidades baixas, a variação de K é em geral menos acentuada do que para umidades maiores, onde pequenos aumentos de umidade podem gerar uma grande variação de $K(\theta)$.

2.3.3.3. Potenciais de água no solo (f)

A presença dos potenciais de água no solo é dada essencialmente em função da intensidade de energia existente entre as partículas do solo e a solução que o percola, e em termos práticos, caracteriza a capacidade de retenção de água de um solo. Esta energia é controlada por diversos fatores, dentre eles, o tipo de solução que percola o solo, a força da gravidade, a capilaridade, a pressão atmosférica e as forças de atração entre a partícula e a solução.

Sabe-se da literatura que o potencial total da água no solo é composto pelas seguintes parcelas:

- **Potencial Gravitacional (f_g):** é dado pela diferença entre o campo gravitacional terrestre e a força da gravidade que atua sobre a água no solo, sendo que este varia de acordo com a posição dentro do perfil.

- **Potencial Pneumático (f_p):** é dado pela diferença entre a pressão da atmosfera exterior e a pressão de ar dentro do solo.

- **Potencial Osmótico (f_{osm}):** é dado pela diferença de composição entre a água com presença de sais minerais e substância orgânica e a água pura

- **Potencial matricial (f_m):** diz respeito às interações entre a matriz de solo e a solução no solo, incluído a força associada à absorção e capilaridade, responsáveis pela retenção da água no solo.

Abordagens mais detalhadas sobre os potenciais de água no solo podem ser encontradas em diversas bibliografias, dentre elas KLUTE (1986), LIBARDI (1995 e 2000), DIRKSEN (2000); SMITH e MULLINS (2000).

Para estudos relacionados a dinâmica da água voltada a obtenção da condutividade hidráulica não saturada, no entanto, é comum considerar o potencial total como relacionado diretamente ao componente matricial ou seja o potencial mátrico do solo ou sucção. Sendo assim, neste trabalho será dada ênfase para este parâmetro.

A maneira mais comumente utilizada para representar as características do potencial mátrico é através da curva de retenção, que representa a relação entre o potencial matricial e o teor de umidade ou grau de saturação do solo. Esta curva pode ser ainda chamada de curva de sucção ou curva característica (FIGURA 2.24), e segundo SILLERS e FREDLUND (2001) ela pode ser vista como uma função sigmoideal contínua que descreve a capacidade de um solo de reter ou estocar a água quando submetida a várias sucções.

Figura 2.24: Modelo esquemático de uma curva de retenção (FREDLUND *et al.*, 1994)

A curva de retenção fornece uma ferramenta conceitual e interpretativa com a qual o comportamento dos solos não saturados pode ser entendido. Enquanto o solo muda de um estado saturado para o estado não saturado, a distribuição das fases do solo muda enquanto o estado de tensões varia (VANAPALI e FREDLUND, 2001).

Muitos são os trabalhos que mostram que a curva de retenção pode ser utilizada para a obtenção de várias outras propriedades do solo, como por exemplo: a resistência ao cisalhamento (VANAPOLLI *et al.*, 1996; FREDLUND *et al.*, 1995;

FREDLUND, 1995), absorção química, capacidade de armazenamento (AGUIAR NETTO *et al.*, 1999), umidade volumétrica, condutividade hidráulica (VAN GENUCHTEN, 1980; FREDLUND *et al.*, 1994; PAULETTO *et al.*, 1988; VEREECKEN, 1995), distribuição de poros (CRESSWEL e PAYDAR, e 2000; TULI *et al.*, 2001), condutividade termal e variação de volume.

Os métodos mais comumente usados para a obtenção da curva de retenção de um solo são: a câmara de pressão, o funil de placa porosa, o papel de filtro, que são métodos de laboratório; e pelos tensiômetros, que são instrumentos de medida para a obtenção da sucção *in situ*, onde não necessariamente é confeccionada uma curva de retenção, visto que os valores de sucção são obtidos diretamente pelos aparelhos de medição.

Para obtenção da curva de retenção a partir de métodos laboratoriais é necessário que os valores de potencial mátrico obtidos sejam comparados a modelos teóricos já existentes.

Um dos modelos teóricos mais comumente utilizados para ajustar a curva de retenção foi obtido por VAN GENUCHTEN (1980) (eq. 22), a partir de modificações no modelo de MUALEN (1976) que teve como base uma curva de retenção obtida empiricamente.

$$\left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) = \frac{1}{[1 + (\alpha\phi)^n]^m} \quad (22)$$

Onde:

θ é a umidade volumétrica

θ_s é a umidade volumétrica saturada

θ_r é a umidade volumétrica residual

ϕ é a sucção

ϕ_r é a sucção correspondente a θ_r .

α é um valor aproximado de ϕ na θ de entrada de ar

n é o parâmetro que controla a inclinação do ponto de inflexão da curva de retenção.

m é um parâmetro relacionado com a umidade volumétrica residual.

A determinação dos parâmetros de ajuste, m , n e a , é em geral realizada com auxílio de programas computacionais pois depende da realização de iterações com valores empíricos de sucção obtidos a partir dos ensaios de laboratório. Com os parâmetros de ajuste em mãos o modelo teórico pode ser reaplicado para a obtenção da sucção para um determinado conjunto de valores de umidade volumétrica chegando-se à curva de retenção propriamente dita.

Visto que o ajuste da curva baseia-se principalmente nos valores de sucção obtidos no ensaio, é importante que o número de amostras ensaiadas em laboratório seja suficiente para que o ajuste da curva apresente um bom coeficiente de correlação, sendo assim, quanto maior o número de amostras maior a precisão do resultado.

Para qualquer um dos métodos a curva de retenção pode ser obtida através do procedimento de secagem, no qual a amostra é previamente saturada e exposta a potenciais matriciais crescentes, ou seja, diminuindo-se a umidade do solo; ou por umedecimento, quando a amostra seca tem o potencial matricial reduzido gradualmente, aumentando-se a umidade.

2.3.3.4. Difusividade hidráulica ($D(q)$)

A difusividade hidráulica é o parâmetro que controla o fluxo de água em meios onde a ação da gravidade e o fenômeno de histerese (diferença de comportamento da curva de sucção de um solo obtidas pelo processo de secagem e umedecimento) podem ser negligenciados, caracterizando o fluxo horizontal. Segundo DIRKSEN (1991) para meios homogêneos onde processos de fluxo e umedecimento constantes podem ser considerados a equação da difusividade pode ser obtida a partir da equação de fluxo de Darcy:

$$q = -D(\theta) \frac{\partial \phi}{\partial z} \Rightarrow D(\theta) = K(\theta) \left[\frac{d\phi}{d\theta} \right] [\theta] \quad (23)$$

Onde:

$D(\theta)$ é a difusividade hidráulica em $m.s^{-2}$;

ϕ é a sucção;

θ é a umidade volumétrica.

A equação diferencial de fluxo obtida por Richards pode também ser representada em função de $D(\theta)$, conforme apresentado na eq. 24. A equação original considera o movimento em três direções, no entanto, a eq. 24 considera apenas a direção z , sendo mais comumente utilizada nesta forma.

$$\frac{\partial q}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(D(q) \frac{\partial q}{\partial z} \right) \quad (24)$$

Segundo KUTÍLEK e NIELSEN (1994) e MIYAZAKI, (1993), a utilização da $D(\theta)$ nas equações de fluxo como a de Richards se deve ao fato de reduzir o número de

variáveis necessárias. Esta substituição não tem um significado físico direto e é definido matematicamente. O fato de $D(\theta)$ apresentar uma menor variação em relação a variação de θ do que $K(\theta)$, é também uma vantagem de sua utilização nas análises de fluxo.

Explicações mais detalhadas do desenvolvimento matemático envolvido na substituição de $K(\theta)$ por $D(\theta)$ nas equações de fluxo podem ser encontradas em DIRKSEN (1991) e LIBARDI (1995 e 2000).

Da mesma forma como para a $K(\theta)$ a curva de $D(\theta)$ obtida para a maioria dos solos apresenta um comportamento ascendente em relação a θ , ou seja quanto maior o valor de θ maior o valor de $D(\theta)$. No entanto, para valores de umidade muito baixos, em geral $<10\%$, pode haver um decréscimo do valor de D com o aumento de θ . Além disso, no ramo mais seco da curva o aumento de D em função de θ é mais lento do que no ramo mais úmido, onde a curva é em geral mais acentuada.

O comportamento ascendente da curva de difusividade pode depender ainda do tipo de solo. Para solos argilosos que estejam confinados e não sejam expansivos é comum que o valor de $D(\theta)$ decresça em função do aumento de θ .

KUTÍLEK e NIELSEN (1994) afirmam que, enquanto $D(\theta)$ sofre uma variação de cinco ordens de magnitude entre o ramo seco e úmido da curva, $K(\theta)$ varia em sete ordens de magnitude. Isto faz com que a inclinação da curva de $D(\theta)$ versus θ seja mais suave do que a de $K(\theta)$ versus θ .

2.3.4. Métodos de determinação das propriedades relacionadas à dinâmica da água no solo.

2.3.4.1. Parâmetros hidráulicos

Como visto nos tópicos anteriores os parâmetros hidráulicos como a K_{sat} , $K(\theta)$, v_i e $D(\theta)$ são de fundamental importância para o estudo do movimento da água nas encostas. Entretanto, a obtenção desses parâmetros é notoriamente difícil, demorada e na maioria das vezes bastante dispendiosa, sendo considerado como um dos principais obstáculos na caracterização do meio físico para elaboração de projetos, avaliação de risco, entre outros.

Segundo BORGES *et al.* (1997) e NISHIYAMA (1998) devido às dificuldades de proceder-se a quantificação da infiltração sob condições de chuvas naturais em áreas extensas, torna-se imprescindível a adoção de um método de simulação que apresente valores próximos da situação real. Além disso, as propriedades solo-água

podem variar temporal e espacialmente e o método escolhido deve considerar esses efeitos. (FABIAN e OTTONI FILHO, 1997). Por este motivo os ensaios *in situ* são os mais recomendados para a sua obtenção, representando uma maior proximidade com a situação real.

De acordo com a literatura, as técnicas para obtenção destas propriedades podem ser realizadas diretamente no campo ou em laboratório. Dentre os métodos de campo serão aqui abordados os seguintes métodos: simuladores de chuva, infiltrômetro de anel ou de cilindro, infiltrômetro de disco, permeâmetro de Guelph, perfil instantâneo e método de umidade de Libardi, e dentre os de laboratório será apresentado o permeâmetro de carga constante.

Os ensaios de infiltração de campo são normalmente realizados a partir da aplicação de água em um local específico e de área pré-definida sendo que os parâmetros esperados são obtidos em geral a partir da medida de velocidade de consumo de água.

a) Simuladores de chuva

Esse tipo de equipamento tem sido desenvolvido para emular os efeitos das chuvas naturais, como a distribuição das gotas, velocidade e ângulo de impacto e intensidade. No Brasil, a sua utilização é rara, principalmente devido ao alto custo envolvido na sua implementação.

Estes simuladores promovem o máximo controle de quando e como o dado de chuva deve ser coletado e o montante de chuva a ser aplicado. No caso de chuvas naturais a obtenção das combinações desejadas de intensidade e duração pode levar muito tempo, ou seja, com os simuladores é possível coletar uma grande quantidade de dados em um curto período de tempo. No entanto, a maioria dos simuladores não considera o efeito das chuvas transientes para tempos de chuva muito curtos, ou seja, para um mesmo evento chuvoso a intensidade de chuva é comumente considerada igual (SCOTT, 2001). Em comparação aos infiltrômetros de cilindro, representam um custo muito elevado e, além disso, exigem uma área maior para a realização do ensaio.

b) Infiltrômetro de anel ou cilindro,

Este método pode ser utilizado tanto para calcular a velocidade de infiltração da água no solo como para a obtenção da K_{sat} .

O arranjo da instrumentação é composto por um cilindro (diâmetro de 30cm e altura de 20cm) e um reservatório de água graduado que está conectado ao cilindro através de uma mangueira. O anel é introduzido no solo até aproximadamente 10cm e

o reservatório é mantido em uma posição mais alta do que o anel para que possa haver um gradiente hidráulico razoável. Para a realização do ensaio é introduzida água tanto no cilindro como no reservatório, no qual são feitas leituras de consumo de água com o tempo.

Este método geralmente conduz a superestimação da velocidade de infiltração em razão da formação de um fluxo lateral de água. Sendo assim aconselha-se a utilização do infiltrômetro de cilindro duplo (FIGURA 2.25), o qual tende a minimizar o efeito do fluxo lateral, uma vez que a verticalidade da infiltração do cilindro interno (infiltrômetro) é assegurada pela infiltração que se processa no cilindro externo (efeito de bordadura) (NISHIYAMA, 1998; FABIAN e OTTONI, 1997; MERTENS *et al.*, 2002).

O cilindro duplo consiste na instalação de um outro cilindro cujo diâmetro em geral é de 60 cm, o qual também deve ser preenchido com água, no entanto, as medidas de infiltração são realizadas apenas no cilindro central. O ensaio com o infiltrômetro pode ser realizado tanto para carga constante quando o nível de água dentro do anel não varia, como a carga variável quando o nível de água varia com o tempo.

Figura 2.25: Modelo esquemático do equipamento utilizado no ensaio de infiltração de duplo cilindro

A velocidade de infiltração é obtida a partir da utilização da eq. 25 abaixo, que tem como base as leituras realizadas no reservatório ao longo do tempo:

$$v_i = \frac{\Delta h}{\Delta t} \times 60 = \frac{h_n - h_{n-1}}{t_n - t_{n-1}} \times 60 \quad (25)$$

Onde:

v_i é a velocidade de infiltração para cada *instante i*;

$h_n - h_{n-1}$ é a diferença de nível d'água no reservatório e

$t_n - t_{n-1}$ é a diferença de tempo entre uma leitura e outra

A velocidade de infiltração pode ser calculada para cada instante, porém, comumente considera-se como efetivo o valor obtido após atingir a infiltração constante.

A partir deste ensaio podem também ser obtidos valores de condutividade hidráulica a qual será discutida posteriormente.

A principal vantagem desse método é que somente uma pequena área é necessária para a realização do ensaio, porém é representativo das heterogeneidades do solo. Além disso, tem um custo mínimo de instalação, é de simples utilização e não necessita grande quantidade de água.

Os valores de condutividade hidráulica, relacionados aos ensaios com os infiltrômetros descritos acima, pode ser calculada através da aplicação da lei de Darcy descrita pela eq. 26.

$$K_{\text{sat}} = \frac{Q}{\left(\frac{H + Z_w}{Z_w}\right) \cdot A \cdot t} \quad (26)$$

Onde:

K_{sat} é a condutividade hidráulica saturada de campo;

Z_w é a profundidade da frente de saturação;

A é a área transversal do anel;

t é o tempo entre as duas medidas;

Q é o volume total de água infiltrada no solo;

H é a profundidade da água no anel;

c) Infiltrômetro de disco

O infiltrômetro de disco consiste em um instrumento utilizado para medidas rápidas de condutividade hidráulica *in situ*. O princípio deste método envolve a introdução de água dentro de um anel de teste, selado, que esteja em contato com o solo, no qual são realizadas medidas de velocidade de infiltração ao longo do tempo. Esta medida é obtida a partir da variação de volume de água observado no reservatório existente no próprio instrumento. Seguindo, portanto, o mesmo princípio do infiltrômetro de anel, porém resulta em medidas pontuais ($0,3 \text{ m}^2$), e por este motivo não reflete totalmente as heterogeneidades presentes no solo. (SAI e ANDERSON, 1990; ANGULO-JARAMILLO *et al.*, 2000;)

d) Permeâmetro de Guelph.

O equipamento consiste em um permeâmetro de carga constante que trabalha sob o princípio do tubo de Mariotte, e permite determinar a condutividade hidráulica

saturada, o potencial matricial de fluxo, e a sorção do solo no campo (REYNOLDS e ELDRICK, 1985).

A diferença entre este instrumento e o anterior é que o contato entre solo e água é feito a partir de pequenos furos cilíndricos no solo. Segundo SAI e ANDERSON (1990), o volume de solo testado é muito pequeno, sendo o resultado pouco representativo dos valores reais de condutividade hidráulica. Porém trata-se de um método barato, simples e relativamente rápido em comparação aos outros métodos.

Sua praticidade permite que sejam feitos ensaios em diversos pontos em um curto período de tempo. Este método tem sido utilizado com frequência, no Brasil e no mundo, apresentando bons resultados. (REYNOLDS e ELDRICK (1987), GUPTA *et al.*, (1993), SOTO (1999) e VIEIRA (2001).

e) Perfil instantâneo.

Trata-se de um procedimento bastante difundido no meio científico e que foi utilizado pela primeira vez por RICHARDS *et al.* (1956) e simplificado por HILLEL *et al.* (1972). Este método de campo consiste na aplicação de água em uma parcela de solo, delimitada por um cilindro de borda alta, mantendo-se uma lâmina de água na superfície de maneira que o perfil se torne tão úmido quanto possível.

Com auxílio da instalação de tensiômetros em várias profundidades de interesse o processo de saturação do solo é monitorado, até o momento em que aparelho não mostrar mais variação nas medidas com o tempo, ou seja, o processo de infiltração tornou-se constante. Atingida esta condição, interrompe-se o fornecimento de água e cobre-se a superfície do solo com uma lona ou outro material impermeável, para evitar a evaporação e a entrada de água na superfície.

Desta maneira a água contida no perfil será redistribuída em profundidade pelo processo de drenagem interna, e à medida que este processo ocorre, medidas periódicas de umidade e quando necessário de potencial mátrico são realizadas.

Quando não é possível a utilização de tensiômetros, a quantidade de água necessária para saturar o solo até a profundidade desejada deve ser estimada por meio de correlação com os índices físicos, como por exemplo, a porosidade.

As umidades em profundidade e ao longo do tempo podem ser obtidas por meio de uma sonda de nêutrons ou a partir do processo de tradagem, com coleta de amostras para realização da secagem em estufa.

As condições de contorno consideradas para a realização deste ensaio são as seguintes:

- 1) $\theta = \theta(z)$, $t = 0$, $z > 0$
- 2) $\theta = \theta_i$, $t > 0$, $z = \infty$

$$3) \theta = 0, \quad t > 0, \quad z = 0$$

A partir dos dados de umidade obtidos é então analisada a variação da umidade com o tempo para cada profundidade. Para analisar os dados são utilizados métodos de cálculo específicos como é o caso do método de fluxo e método de umidade de Libardi (LIBARDI, 1995).

f) Método de umidade de Libardi (LIBARDI *et al*, 1980)

Este método foi proposto por LIBARDI *et al*. (1980) e consiste em um método de cálculo para obtenção dos valores de $K(\theta)$, utilizando a variação de umidade obtida a partir dos dados resultantes do método de perfil instantâneo abordado acima.

A aplicação do método parte do princípio de que a umidade ao longo do perfil até a profundidade de penetração da água deve sempre decrescer com o tempo e que a variação da umidade com o tempo segue uma função linear (BACCHI e REICHARD, 1988).

Com base nesta função linear obtém-se determinados parâmetros, γ , γ_m e b que dependem dos coeficientes angular e linear da função de variação de θ e $\theta_{\text{médio}}$ com o tempo.

Considerando-se estes parâmetros é possível obter o valor da condutividade hidráulica inicial, relativa ao grau de saturação máximo, através da eq. 27.

$$K_o = z \cdot e b \cdot \gamma / \gamma_{\text{médio}} \quad (27)$$

Onde:

K_o é a condutividade hidráulica na umidade máxima,

z é a profundidade e

b , γ e γ_m são parâmetros obtidos das curvas de variação da θ com o tempo.

Admitindo-se que $K(\theta)$ varia de uma maneira exponencial com a umidade á partir da eq. 28, é possível obter os valores de $k(\theta)$ para qualquer valor de umidade volumétrica desejado.

$$K(\theta) = K_o e^{\gamma(\theta - \theta_o)} \quad (28)$$

Onde θ é a umidade volumétrica e θ_o é a umidade volumétrica inicial.

g) Permeâmetro de carga constante.

Este ensaio é realizado em laboratório e tem como base a percolação de água através de um corpo de prova ajustado a um cilindro. Este ensaio pode ser realizado a partir de colunas grandes ou pequenas de amostras, indeformadas ou compactadas.

No caso das colunas grandes elas podem chegar a 1 metro ou mais de comprimento e são geralmente compostas por amostras de solo deformadas e/ou compactadas (LIBARDI, 2000). No caso das colunas pequenas, a amostra pode ser deformada ou mais comumente indeformada, para que seja possível a obtenção de parâmetros mais próximos da situação real, e a altura da coluna pode variar de 10 a 20 cm, dependendo do caso. Os valores de condutividade obtidos por este ensaio são em geral superestimados em relação aos ensaios de campo. O cálculo do parâmetro K é feito com base na equação de Darcy adaptada para as condições do ensaio (eq. 29)

$$K = \frac{V_a \cdot L}{A \cdot t(h + L)} \quad (29)$$

Onde:

V_a é o volume de água percolado durante o tempo t;

A é a área da secção transversal da amostra;

L é o comprimento da coluna de solo e

h é a carga hidráulica no topo da amostra (nível d'água acima da amostra).

2.3.4.2. Difusividade hidráulica

A difusividade hidráulica é um parâmetro que pode ser obtido a partir de métodos de laboratório ou *in situ*, considerando-se o estado transiente de umedecimento do solo.

DIRKSEN (1991) apresenta vários métodos para cálculo e obtenção dos parâmetros envolvidos no processo de transporte de água no solo e dentre os que levam a obtenção da difusividade hidráulica podem se destacar dois principais: o método da placa porosa (GARDNER, 1958) e DOERING (1965) e o método de transformação de Boltzmann, complementado por ARYA *et al.* (1972). O primeiro método está baseado nos resultados obtidos em ensaios de laboratório, enquanto que o segundo pode ser utilizado tanto a partir de ensaios de laboratório como de infiltração *in situ*.

O método pode ser aplicado a partir dos resultados obtidos do ensaio de infiltração horizontal, considerando a curva representativa do caminamento do frente de saturação. O método propõe a obtenção da difusividade graficamente ou através da utilização de uma equação diferencial.

O método gráfico apresenta-se relativamente mais simples onde se busca a elaboração de uma curva de correlação entre umidade volumétrica (θ) e a variável σ de Boltzmann conforme a FIGURA 2.26. Esta variável está representada por $x/\sqrt{t}$, onde x é a distância do fronte de saturação ou da amostra coletada e t é o tempo de chegada da frente até aquela profundidade. O valor de difusividade para qualquer umidade será igual à metade do produto entre a inclinação da curva obtida e a área indicada na FIGURA 2.26. A função $\sigma(\theta)$ pode ser determinada experimentalmente medindo-se a distribuição da umidade no solo em um tempo fixo ou a mudança de umidade em uma profundidade pré-fixada.

Figura 2.26: Solução gráfica do método de transformação de Boltzmann.

Outro método bastante difundido para a obtenção de $D(\theta)$ em função de θ é a partir da correlação entre os dados da curva de retenção e a curva de $K(\theta)$ em função de θ .

Este método tem como base a utilização da eq. 23.

$$q = -D(\theta) \frac{\partial \phi}{\partial z} \Rightarrow D(\theta) = K(\theta) \left[\frac{d\phi_m}{d\theta} \right] [\theta]$$

Para a obtenção dos valores de $D(\theta)$ a partir desta equação é necessário que se utilize a curva de retenção como base para a obtenção dos valores de $d\phi_m/d\theta = \phi_{m2} - \phi_{m1} / \theta_2 - \theta_1$, conforme ilustrado na FIGURA 2.27. Estes valores representam a variação de potencial mátrico em relação à variação de umidade, ou seja, a tangente da curva de retenção para cada umidade.

Figura 2.27: Exemplo de cálculo de $d\phi_m/d\theta$ a partir da curva de retenção.

Obtendo-se portanto, valores de $d\phi_m/d\theta$ para diversos valores de θ tem-se a curva $d\phi_m/d\theta$ versus θ e, por regressão, a equação que melhor representa a relação. Para obter, efetivamente, a curva $D(\theta)$ versus θ é necessário, portanto, aplicar a eq. 23 multiplicado-se $K(\theta)$ pelo valor de $d\phi_m/d\theta$ para um valor de referência de θ .

2.3.4.3. Curva de retenção

a) Câmara de pressão

Ela é composta basicamente por uma câmara fechada, capaz de suportar altas pressões, munida de uma placa porosa, sob a qual é colocada uma amostra de solo. A amostra e a placa porosa são inicialmente saturadas, e em seguida aplica-se uma pressão. Esta pressão fará com que a solução que está no solo seja expelida, passando para a placa porosa, e deixando o recipiente por um orifício na base da câmara. Quando o movimento da água cessa é obtida a medida da umidade do solo. Este procedimento se repete para diferentes pressões, até que se obtenha uma gama grande de valores de umidade versus pressão. Este equipamento é comumente utilizado para medir valores de sucção entre -100 e -1500 kPa. (FIGURA 2.28).

Figura 2.28: esquema ilustrativo da câmara de pressão.

b) Funil de placa porosa

Este equipamento é utilizado para medir pressões entre 0 e -10 kPa, cuja faixa não pode ser medida pela câmara de pressão. No caso do funil, a pressão de aplicação é dada pela altura do reservatório de água, ou seja, a medida que se aumenta esta altura, a pressão aumenta e a água é expelida do solo, o que é verificado pelo gotejamento da água para fora do funil (FIGURA 2. 29). Quando o gotejamento cessa, obtém-se a umidade do solo da mesma forma como no método da câmara de pressão.

Figura 2.29: Funil de placa porosa. a- saturação do solo, b- aplicação da tensão. (Libardi, 1995)

c) Papel de filtro.

O método do papel de filtro é considerado bastante simples e barato (HOUSTON *et al.*, 1994, SWARCRICK, 1995 e MARINHO, 1995). Este método tem o mesmo princípio dos demais citados, no entanto, a placa porosa é substituída pelo papel de filtro e não há aplicação de pressões, ocorrendo a passagem da umidade do solo para o papel e não do papel para o solo, como no caso da placa porosa.

Este procedimento pode ser realizado a partir do contato direto ou não do papel de filtro com o solo (FIGURA 2.30). O método que utiliza o contato do papel com o solo mede, essencialmente, a sucção matricial do solo, pois permite que o fluxo capilar ocorra entre as partículas do solo e as fibras do papel sem que a água perca a continuidade, implicando na interação do papel de filtro e a água do poro com todas as suas propriedades. Por outro lado, o método que não permite o contato entre solo e papel, ou seja, permite apenas o fluxo de vapor, mede a sucção total do solo, uma vez que o espaço de ar deixado entre ambos impede a migração de sais fazendo com que o fluxo se dê apenas na forma de vapor de água pura. Este último é utilizado para medidas de sucção mais elevadas.

Figura 2.30: Representação dos tipos de fluxo entre a amostra e o papel de filtro. (modificado de MARINHO, 1995)

No primeiro deles o papel é colocado em contato com o solo, ocorrendo à passagem da umidade do solo para o papel sem contato com a atmosfera. No outro, papel e solo são mantidos dentro de um recipiente fechado e sem contato com a atmosfera externa, onde o equilíbrio de umidade entre solo e papel é feito a partir do vapor de água que está presente no ambiente do recipiente. Para ambos os métodos, uma vez atingido o equilíbrio, são medidas a massa úmida e seca do papel e do solo a fim de obter a umidade.

A partir dos valores de umidade e das curvas de calibração já existentes para cada tipo de papel de filtro, são obtidos então os valores de sucção.

As equações de calibração mais frequentemente utilizadas são as de CHANDLER e GUTIERREZ (1986):

$$S = 10^{6,05 - 2,48 \log w} \quad p/w \geq 47\% \quad (30a)$$

$$S = 10^{4,84 - 0,0622w} \quad p/w \leq 47\% \quad (30b)$$

Os valores de sucção obtidos no ensaio são utilizados como base para obtenção dos parâmetros m , n e a , para obtenção da curva de retenção final.

d) Tensiômetro.

É um instrumento que permite a medida de sucções *in situ*. O instrumento é composto por uma haste equipada com uma ponta porosa que possui a mesma finalidade das placas utilizadas nos demais ensaios citados (FIGURA 2.31).

A principal diferença está no modo de obtenção do valor de sucção propriamente dito, que no caso do tensiômetro mais modernos é feito diretamente no vacuômetro que fica acoplado a parte superior do aparelho. Em alguns casos a aquisição dos dados pode ser feita diretamente por um sistema de aquisição de dados computadorizado.

Figura 2.31 : Modelo esquemático de tensiômetro (FREDLUND, 1989)

Este método é um dos mais utilizados no meio científico, principalmente quando diz respeito ao estudo de infiltração em encostas naturais ou taludes de corte, resultando na modelagem do fluxo de água. O seu monitoramento durante longos períodos de tempo gera a relação entre a variação da sucção em função das precipitações sazonais, sendo assim, muito oportuno em análises de estabilidade de encostas (FREDLUND e RAHARDJO, 1993; FERNANDES *et al.*, 1994; LIM *et al.*, 1996; GULLA e SORBINO, 1996; BRESSANI, 1997; BAUTERS *et al.*, 2000; DIKES e THORNES, 2000 e ZHANG *et al.* 2000).

Quanto a precisão dos métodos de obtenção da curva de retenção, ZAPATA *et al.* (2000), concluem que a grande variabilidade encontrada na medição experimental da sucção, e o número de fontes de erro nos valores medidos levam a conclusão de que, mesmo alguns dos pesquisadores mais experientes tem dificuldade de conseguir obter uma curva única para um determinado solo.

3. METODOLOGIA

A caracterização geológico-geotécnica do meio físico é um processo intrínseco de todo e qualquer estudo relacionado com meio ambiente, seja ele em grande ou pequena escala. Quando voltado para estudos de estabilidade de encostas, mais especificamente, esta caracterização baseia-se na investigação detalhada das propriedades geológico-geotécnicas do maciço afetado e do seu entorno. No entanto, sabe-se que os procedimentos metodológicos empregados para este fim desenvolvem-se de acordo com cada caso ou situação analisada.

O desenvolvimento do presente estudo baseou-se essencialmente no emprego dos princípios básico do mapeamento geotécnico de detalhe, associado à utilização de um conjunto de técnicas para obtenção de propriedades geológico-geotécnicas e hidráulicas dos materiais inconsolidados. Além disso, as ocorrências recentes de movimentos de massa gravitacionais na área de estudo permitiram estudar e entender o seu mecanismo de ruptura, de maneira que a utilização dos princípios da mecânica dos solos em conjunto com as leis físicas do fluxo da água no solo, culminou na elaboração de um procedimento com o qual é possível prever a variação da estabilidade das encostas ao longo do tempo, e assim prever a ocorrência de escorregamentos.

Com relação à metodologia de mapeamento geotécnico empregada optou-se pela elaboração de uma metodologia própria, adaptada ao propósito do estudo, que é o de previsão de um processo natural específico.

Os procedimentos utilizados para o mapeamento geotécnico tiveram como principal objetivo à individualização de áreas com propriedades geológico-geotécnicas diferentes entre si, de maneira a facilitar o processo de análise de movimentos de massa gravitacional. Com base nesta subdivisão de áreas foi realizada a caracterização das propriedades hidráulicas do conjunto de materiais inconsolidados que compõem cada uma delas.

A medição das propriedades hidráulicas foi realizada a partir da utilização de técnicas pontuais de medição *in situ* com obtenção relativamente rápida dos resultados, os quais permitiram incorporar a influencia da variabilidade dos materiais inconsolidados. Desta maneira evitou-se a utilização de técnicas de instrumentação de encostas, comumente utilizadas em estudos de caracterização do processo de infiltração e movimentação de água nas encostas, cujos resultados são obtidos, em geral, em longo prazo.

3.1 PROCEDIMENTOS DE EXECUÇÃO

As atividades desenvolvidas neste trabalho estão apresentadas no fluxograma da FIGURA 3.1 e estão embasadas em cinco etapas principais:

- 1- Revisão bibliográfica;
- 2- Caracterização básica da área de estudo;
- 3- Caracterização das propriedades hidráulicas e movimentação da água nas encostas;
- 4- desenvolvimento e aplicação do método de previsão de movimentos de massa gravitacionais;
- 5- Análise dos resultados.

Os principais procedimentos de execução desenvolvidos em cada uma destas fases encontram-se descritos a seguir.

Os resultados obtidos nas fases 1 a 3 permitiram a caracterização completa do meio físico e forneceram a base para a aplicação do método de previsão de ocorrência de movimentos de massa gravitacionais proposto na fase 3. Esta fase engloba o desenvolvimento e validação do método, que propõe o acompanhamento, por meio de modelos matemáticos, da variação de estabilidade de um conjunto de encostas, antes, durante e após a ocorrência das chuvas.

Figura 3.1 – Fluxograma das etapas desenvolvidas no trabalho.

3.1.1. Etapa 1 – Revisão bibliográfica

Antes de dar início aos estudos relacionados com a área escolhida, propriamente dita, foi realizada uma revisão bibliográfica. Esta esteve direcionada, principalmente, para bibliografias que estivessem relacionadas com a análise de movimentos de massa gravitacionais, abordando desde as principais classificações de movimentos de massa gravitacionais e mecanismos associados, até os tipos de investigação geológico-geotécnica e análises de estabilidade de encostas voltadas para a previsão de qualquer tipo de movimento de massa gravitacional. Além disso, buscou-se entender a importância de cada propriedade geotécnica relacionada ou que pudesse influenciar a estabilidade de encostas naturais, dando ênfase especial ao processo de infiltração e movimentação de água nas encostas.

Esta etapa foi de fundamental importância para o presente trabalho, pois permitiu identificar os avanços científicos já alcançados nesta área, principalmente no que diz respeito a metodologias já desenvolvidas no Brasil e no mundo.

Paralelamente à revisão geral, foi realizada a busca por estudos realizados em regiões que englobassem a área de estudo, para obtenção de informações geológicas e geotécnicas já existentes, que pudessem auxiliar na etapa de caracterização da área.

3.1.2. Etapa 2- Caracterização básica da área de estudo

Nesta etapa foram obtidas e/ou elaboradas todas as informações básicas referentes à área de estudo, como, documentos cartográficos, caracterização dos materiais inconsolidados, análise de fotografias aéreas e análise de dados pluviométricos.

3.1.2.1. Produtos cartográficos básicos em escala 1:2000.

a) Mapa topográfico

Este mapa foi elaborado a partir da compilação de quatro folhas topográficas principais, em escala 1:2000, cedidas pela SABESP, com curvas de nível espaçadas de 1m. A sua articulação pode ser vista na FIGURA 3.2, sendo denominadas da seguinte maneira:

- 13 - Avenida Adhemar de Barros
- 14 - Praça Francisco Miraglia
- 20 - Hospital Leonor Mendes de Barros
- 21 – Capivari.

Figura 3.2: Articulação das folhas topográficas utilizadas na composição do mapa topográfico da área de estudo (Fonte SABESP).

A região central da área, que compreendia as áreas mais elevadas, encontrava-se desprovida de levantamento planialtimétrico nesta escala. Esta área foi então complementada pela utilização de outras três folhas topográficas, originadas de levantamentos de propriedades particulares para fins de loteamento de pequena extensão. Para tanto foram utilizadas as seguintes bases:

- EMUHAB – Escala 1:5000 com curvas de nível em intervalos de 10 m.
- Carta Jardim Frei Orestes de 1990 – Escala 1:500 com curvas de nível em intervalos de 1m, cedida pela EMUHAB.
- Carta Bairro Bela Vista – Escala 1:1000 com curvas de nível em intervalos de 1m. (Propriedade de D. Celina Guinle de Paula Machado)

Devido às diferentes escalas, estas folhas foram reduzidas ou ampliadas conforme a necessidade, de modo que se ajustassem à escala 1:2000. Entretanto, apesar desta compilação, não foi possível sanar toda a deficiência de curvas de nível em intervalos de 1m, permanecendo no topo da área, apenas curvas de nível em intervalos de 10m.

O mapa resultante foi rasterizado e georreferenciado, para corrigir possíveis distorções e também adequá-lo a um sistema de coordenadas geográficas, e posteriormente digitalizado com o auxílio do AutoCAD R14.

b) Carta de Declividade

A elaboração desta carta teve como base o mapa topográfico, sendo os valores de declividade obtidos manualmente a partir da aplicação do método de DE BIASI (1970). Este, utiliza um ábaco de valores de declividade, que são obtidas pela relação

entre a distância horizontal entre as curvas de nível e a diferença de altitude entre elas.

c) Mapa de documentação

O mapa de documentação foi também elaborado com base nas folhas topográficas originais, de onde foram extraídas informações como ruas, drenagens e os principais acessos à área que serviram como auxiliares nas etapas de campo.

O sistema de drenagens que se encontrava pouco detalhado na folhas originais, foi complementado a partir da interpretação de fotografias aéreas. As drenagens, extraídas das fotos, foram introduzidas no mapa de documentação por meio de rasterização e com o auxílio do AutoCad R14. Posteriormente, o posicionamento das drenagens foi conferido em campo para as devidas correções.

A presença e localização de novas ruas, caminhos e acessos existentes na área foram também atualizados durante a investigação de campo, devido a várias modificações ocorridas nos últimos anos.

Nesta base foram então localizados todos os pontos descritos, bem como os pontos de coleta de amostras e dos ensaios realizados em campo.

d) Carta de direção de fluxo de massa de materiais inconsolidados

Esta carta foi elaborada manualmente, e teve como base a carta de declividade associada à rede de drenagens atualizada. Nesta carta, a indicação de direção de fluxo foi obtida em função da declividade da encosta, da presença das drenagens e da forma da encosta.

Como critério de indicação da direção considerou-se principalmente o sentido da maior declividade, e quando uma determinada área, com mesma declividade, estava associada à presença de drenagens, a direção preferencial voltava-se para a mesma. A forma das encostas foi considerada para indicação geral de fluxo, sendo que para encostas de forma côncava, a direção geral do fluxo voltava-se para o centro da concavidade.

3.1.2.2. Fotointerpretação e sensoriamento remoto.

A interpretação das fotografias aéreas foi de grande importância e foi utilizada em várias etapas deste trabalho. Foram utilizadas fotografias aéreas do ano de 1977 e 1982, na escala 1:8000, ampliadas para 1:2000, cuja análise abrangeu as seguintes fases:

- **preliminar** : realizada antes da etapa de campo, para avaliação das formas das encostas, traçado de drenagens e obtenção de informações mais detalhada de ruas, caminhos e acessos ;
- **intermediária**: realizada durante as etapas de campo, como auxiliar na localização dos pontos descritos, detalhamento de drenagens e caminhos e na localização das feições de movimentos de massa cadastrados.
- **posterior**: realizada após a etapa de campo, auxiliando na interpretação dos resultados e na elaboração do mapa de materiais inconsolidados.

Além das fotografias aéreas foi utilizada uma imagem do tipo IKONOS, na escala 1:2000, obtida no início de 1999, a qual auxiliou tanto na localização das feições de movimentos de massa recentemente ocorridos, como na localização atualizada de moradias.

3.1.2.3. Investigação de campo

A investigação de campo foi realizada em duas fases principais, a primeira delas, realizada ao longo do ano 2000, esteve voltada para o mapeamento geológico-geotécnico de detalhe e coleta de amostras deformadas e indeformadas; e a segunda fase, realizada durante o ano de 2001, objetivou, principalmente, a realização dos ensaios de campo. Além destas, outras visitas de campo foram ainda realizadas, com frequência semestral, para verificação de ocorrência de novos movimentos de massa e atualização de mapas.

Durante o mapeamento foi dada ênfase à identificação dos diferentes tipos de materiais inconsolidados, e a sua distribuição em termos de perfis típicos e disposição em relação à encosta, atentando para as seguintes características:

- espessuras máximas e mínimas das camadas;
- tipo de contato entre os diferentes tipos de materiais inconsolidados, e;
- sequência de sobreposição em perfil.

Para orientar as etapas de campo, foram elaboradas dez seções topográficas transversais à área, obtidas com base no mapa topográfico. Os caminhamentos de campo foram realizados com base nestes alinhamentos, visando a descrição de pontos localizados o mais próximo possível das mesmas. Este processo facilitou sobremaneira a interpretação da distribuição dos perfis típicos ao longo das encostas e a elaboração do mapa de materiais inconsolidados, uma vez que o posicionamento dos perfis típicos ao longo das seções facilitou a interpretação dos seus limites de abrangência.

Nesta etapa foram descritos 98 pontos de campo, cujas observações foram orientadas a partir de fichas de campo conforme o modelo apresentado no ANEXO I.

3.1.2.4. Coleta de amostras e ensaios realizados em laboratório.

Durante as etapas de campo foram realizadas coletas de amostras deformadas e indeformadas para a realização dos ensaios em laboratório, os quais serão descritos na apresentação dos resultados (Capítulos 4 e 5). Na TABELA 3.1 está apresentada a quantidade, o tipo de amostras coletadas e a que ensaio foi destinada. Os ensaios foram todos realizados no laboratório de mecânica dos solos do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos.

Tabela 3.1: Quantidade e propriedades das amostras coletadas para ensaios de laboratório.

Nº de amostras	Tipo de amostra	Tipo de ensaio
13	Deformada	Caracterização
44	Indeformada - Anéis de PVC com 5 cm de altura e 7,5 cm de diâmetro	Índices físicos
12	Indeformada – cilindro de PVC com 15 cm de altura e 10 de diâmetro (FIGURA 3.2).	Condutividade hidráulica saturada
60	Indeformada - Anéis de PVC com 5 cm de altura e 7,5 cm de diâmetro	Papel de filtro (curva de retenção) Extração de anéis com 1cm de altura e 3,7cm de diâmetro.
5	Indeformada – 5 blocos de 30 cm X 30cm	Ensaio de cisalhamento direto

a) Ensaios de caracterização geotécnica

Em laboratório foram realizados os ensaios indicados abaixo, utilizando-se as amostras deformadas e indeformadas:

- Peso Específico dos Sólidos, com base na Norma ABNT-NBR 6508.
- Análise Granulométrica Conjunta, com base na Norma ABNT-NBR 7181, para obtenção distribuição granulométrica do solo.
- Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade com base nas normas ABNT-NBR 6459 e ABNT-NBR 9180, respectivamente, para o cálculo Índice de Plasticidade.
- Porosidade (n).
- Peso específico natural (γ_{nat}).

A partir dos ensaios citados, foram obtidos ainda, através de correlações matemáticas, o índice de vazios (e) e a peso específico aparente seco (γ_d).

b) Ensaio de cisalhamento direto

Foram realizados a partir de corpos de prova extraídos de blocos de amostras indeformadas. A dimensão dos corpos de prova utilizados foi de 10 x 10cm e o ensaio de cisalhamento foi do tipo adensado rápido.

Para cada ensaio foram cisalhados três corpos de prova para tensões normais de 15kPa, 30kPa e 50 kPa e a velocidade de cisalhamento foi de 0,5 mm/min. Estes ensaios foram realizados para condições de umidade natural e saturada.

O processo de saturação do corpo de prova foi realizado na própria caixa de cisalhamento sendo que o umedecimento ocorreu da base para o topo do corpo de prova. Durante o processo de umedecimento da amostra foram também realizadas medidas de colapso do solo.

Antes do cisalhamento os corpos de prova foram submetidos ao adensamento, havendo medição da variação de volume.

c) Ensaio para obtenção da curva de retenção

Para obtenção da curvas de retenção foi utilizada a técnica do papel de filtro, baseado no trabalho de MARINHO (1995). O desenvolvimento do ensaio seguiu o procedimento abordado no Capítulo 2, considerando o método de contato entre solo e papel de filtro.

Para a realização dos ensaios utilizaram-se amostras cilíndricas de diâmetro médio de 3,7cm e altura média de 1cm, extraídas das amostras indeformadas coletadas em anéis de PVC, resultando um total de 15 amostras para cada solo analisado. O papel de filtro utilizado foi do tipo Watmann n° 42 e o tempo de contato entre papel e solo foi de 20 dias.

Após este período, as umidades do solo e papel filtro foram obtidas e os resultados foram analisados no programa CURVARET 2.16 (1992) utilizando-se como base de ajuste dos pontos o modelo de VAN GENUTCHEN (1980) dado pela eq. 22 .

e) Ensaio de condutividade hidráulica em laboratório.

Estes ensaios foram realizados com auxílio de um permeâmetro de carga constante para amostras cilíndricas, indeformadas, apresentando diâmetro de 10cm e altura de 15cm.

A realização do ensaio consistiu na colocação do corpo de prova, devidamente acomodado no próprio cilindro de PVC onde foi coletado, no permeâmetro, o qual foi submetido a uma altura de carga h de coluna d'água que percolou o corpo de prova. O volume de água percolado foi coletado em intervalos de tempo pré-estabelecidos e, medidos, até que a variação se tornasse constante.

Os valores de condutividade hidráulica saturada foram calculados a partir da aplicação da Lei de Darcy representada pela eq. 26 .

3.1.2.5. Definição das unidades e elaboração do mapa de materiais inconsolidados.

A definição das unidades de materiais inconsolidados foi realizada com base nos perfis típicos identificados em campo, considerando-se como pertencentes a uma mesma unidade os perfis que apresentassem características como tipos de material inconsolidado, distribuição e espessuras de camadas semelhantes. Uma vez diferenciadas as unidades analisou-se a sua distribuição em área e ao longo das encostas, para a elaboração do mapa de materiais inconsolidados.

Os limites entre as unidades foram definidos com base na análise de fotografias aéreas, em conjunto com os pontos descritos em campo.

Concomitantemente foram analisadas as seções topográficas onde os perfis de materiais inconsolidados referentes aos pontos descritos encontravam-se localizados. Tais seções permitiram visualizar a variação de espessura do pacote de materiais inconsolidados ao longo da encosta.

Após a elaboração do mapa preliminar a área de influencia de cada unidade foi verificada em campo para a realização dos devidos ajustes. Uma vez finalizado, o mapa foi rasterizado, georreferenciado e digitalizado no AutoCad R14.

3.1.2.6. Cadastro das feições de movimentos de massa:

O mapeamento das feições de movimentos de massa gravitacionais foi realizado concomitantemente com os trabalhos de campo, buscando-se principalmente as seguintes informações:

- a) Profundidade de ruptura, obtida em geral no topo da cicatriz;
- b) Materiais inconsolidados envolvidos;
- c) Dimensão aproximada da cicatriz e localização no mapa base;
- d) Identificação do tipo de movimentos de massa gravitacional.

Devido à grande extensão atingida pelos movimentos de massa gravitacionais estudados, e também pela dificuldade de visualização de seus limites, a realização do item c foi auxiliada pela observação de fotografias aéreas e principalmente pela interpretação da imagem IKONOS, na escala 1:2000, obtida poucos dias após a ocorrência dos eventos. A partir dela foi possível mapear os limites das feições, os quais foram posteriormente inseridos na base cartográfica da área com auxílio do programa AutoCad R14. Este processo foi realizado sem grande distorção, visto que a imagem inicial já se encontrava georreferenciada. Fotografias terrestres, obtidas nos

locais de ocorrência dos eventos foram também utilizadas para auxiliar na identificação mais precisa dos limites das cicatrizes.

Para avaliar a relação entre a ocorrência dos movimentos de massa gravitacionais cadastrados e as características do meio físico, foram realizadas correlações entre o mapa de feições e as seguintes características:

- a) Carta de declividade;
- b) Mapa de materiais inconsolidados;
- c) Forma das encostas e presença de drenagens;
- d) Mapa de direção de fluxo de massa de materiais inconsolidados.

As correlações foram realizadas a partir da sobreposição manual do mapa de localização das feições e os documentos cartográficos citados acima. No caso do item *c* a correlação foi realizada em função do modelo digital de terreno elaborado no programa SURFER 7.0. O critério utilizado para análise das correlações dos itens *a* e *b* foi o topo da feição de escorregamento mapeada e para os itens *c* e *d* foi à feição como um todo.

3.1.2.7. Análise de dados pluviométricos.

Foram coletados dados de chuvas referentes a dois postos de coleta situados próximos à área de estudo, D2-001 e D2-096, cedidos pelo Departamento de Água e Energia – DAEE.

A partir destes dados, foi realizada uma análise bastante abrangente, considerando-se os totais de chuvas anuais, mensais e diários para os últimos 63 anos, seguida de uma análise mais específica relacionada com o período de dezembro de 1999, janeiro, fevereiro e dezembro de 2000 e janeiro de 2001. Para estes períodos foram obtidos dados horários de chuva (precipitação a cada 10 minutos), extraídos diretamente dos pluviogramas.

Esta última análise permitiu a individualização e seleção dos eventos de chuva individuais para análise de correlação entre a sua ocorrência e a ocorrência de movimentos de massa gravitacionais. Tais dados foram ainda utilizados na validação do método para previsão de escorregamentos translacionais proposto no presente trabalho e pertinente à Etapa 4.

A correlação entre os eventos de chuva ocorridos nos meses estudados com as ocorrências de escorregamentos auxiliou na identificação do tipo de chuva (quantidade e duração do evento chuvoso) que provocaram os escorregamentos estudados.

Além disso, a correlação entre as ocorrências de escorregamentos com as chuvas e as características do meio físico, dentre eles dos materiais inconsolidados,

da morfologia das encostas e das características dos próprios escorregamentos estudados, foram a base para a definição preliminar do mecanismo de ruptura atuante nas encostas da área de estudo.

3.1.3. Etapa 3 - Caracterização das propriedades hidráulicas dos materiais inconsolidados.

Esta etapa consistiu basicamente da obtenção das propriedades hidráulicas dos materiais inconsolidados na área de estudo. Esta caracterização esteve fundamentada nos ensaios de infiltração de campo, a partir dos quais foi possível obter as curvas de infiltração, a condutividade hidráulica saturada (K_{sat}) e não saturada ($K(\theta)$) e a difusividade hidráulica. A partir destes resultados foi possível conhecer a variação das propriedades hidráulicas nos materiais inconsolidados tanto em área como em profundidade.

Os locais para realização dos ensaios foram escolhidos em função da unidade de material inconsolidado, dando preferência a locais próximos à ocorrência de algum tipo de movimento de massa gravitacional. Sendo assim, os resultados obtidos para estes locais foram atribuídos a outras áreas ou unidades que apresentavam perfis de materiais inconsolidados semelhantes, desta maneira foi possível diminuir o número de ensaios de campo necessários para a completa caracterização das propriedades hidráulicas da área.

3.1.3.1. Ensaios de infiltração

a) Ensaios com medidas de infiltração

Estes ensaios foram realizados a partir da utilização conjunta do método do duplo cilindro, para a obtenção da curva de infiltração, da velocidade de infiltração (v_i) e do K_{sat} , e da técnica do perfil instantâneo com aplicação do método de cálculo de Libardi, para a obtenção de curva de $K(\theta)$ versus θ .

O ensaio com o duplo cilindro seguiu o procedimento apresentado no Capítulo 2, sendo que a curva de infiltração foi obtida a partir de medidas periódicas de entrada de água no solo. A infiltração da água foi cessada quando a taxa de infiltração apresentou-se constante por pelo menos dez medidas consecutivas. Com base nestes dados foram calculados os valores de velocidade de infiltração com o tempo.

O equipamento utilizado para a realização do ensaio de duplo anel pode ser visto na FIGURA 3.3.

Para o cálculo de K_{sat} foi utilizada a eq. 29, apresentada no tópico que considera a profundidade da frente de saturação, além de outros dados do ensaio. A profundidade da frente de saturação foi obtida a partir da tradagem realizada logo após a finalização do ensaio, sendo considerado como saturado o trecho em que o grau de saturação apresentou valores maiores do que 95%.

Figura 3.3: Equipamento utilizado para ensaio de infiltração a carga constante. (a) Reservatório graduado para medida do volume conectado ao infiltrômetro e (b) Detalhe do infiltrômetro de cilindro duplo

A técnica de perfil instantâneo, apresentada no Capítulo 2, foi adaptada, utilizando-se tradagens em vez de tensiômetros na determinação da profundidade da frente de saturação e variação da umidade com o tempo. A área destinada as tradagens limitou-se à área de abrangência do cilindro interno.

A aplicação do método de cálculo de Libardi foi realizada com base nos valores de umidade obtido nas tradagens.

Originalmente a aplicação do método de Libardi, em geral utilizado para profundidades grandes de solo, exige que o tempo de monitoramento da variação de umidade seja superior a dez dias e que o espaçamento entre as medidas seja de pelo menos 24 horas. Entretanto, no caso deste trabalho, devido à pequena espessura de material inconsolidado e ao interesse principal na porção superficial do perfil, foi possível utilizar um tempo de monitoramento máximo de cinco dias e um espaçamento entre as tradagens inferior a 24 horas.

A base teórica desenvolvida por LIBARDI *et al* (1980) já foi apresentada anteriormente, porém, o método de cálculo de $K(\theta)$ é complexo e envolve uma série de detalhes, os quais serão descritos passo a passo a seguir.

- **Procedimento de aplicação do método de umidade de LIBARDI et al (1980).**

O método de umidade de Libardi, consiste na obtenção de $K(\theta)$ a partir dos valores de redistribuição da umidade ao longo do perfil de solo inicialmente saturado ou em condições próximas à saturação. Obtida a saturação desejada foram realizadas medidas de umidade do solo em profundidade, que neste caso foi realizado a partir de amostras de trado com intervalos de 10cm entre coletas (FIGURA 3.4a). A primeira coleta foi realizada logo após o término da aplicação da água para caracterizar a condição inicial de umidade, denominada de T0.

A coleta foi feita até uma profundidade z de interesse, entretanto os dados utilizados para os cálculos de $K(\theta)$ corresponderam à porção que se encontrava mais próxima à saturação, considerando-se sempre z igual a zero na superfície do terreno.

Após cada coleta o solo foi encoberto com lona para evitar o máximo possível a perda de água pela superfície, conforme mostrado na FIGURA 3.4b.

O número de coletas realizadas variou para cada ensaio, sendo que o processo de coleta foi finalizado quando a umidade de solo podia ser considerada próxima a inicial, sendo para tanto utilizada a avaliação tátil-visual.

Paralelamente à realização das coletas pertinentes ao ensaio de infiltração, foi realizada a coleta de amostras indeformadas em várias profundidades, para a obtenção dos índices físicos que permitiram o cálculo da umidade volumétrica e do grau de saturação, necessários para o cálculo de $K(\theta)$.

Figura 3.4: Disposição dos furos de coleta de amostra (a) e cobertura de lona para diminuição da evapotranspiração (b).

Uma vez obtidos os valores de umidade volumétrica para cada profundidade e para cada tempo T de redistribuição foi realizado o cálculo de $K(\theta)$ a partir da seguinte seqüência de procedimentos (LIBARDI (2000)):

1 - Elaboração dos gráficos de $\theta_0 - \theta$ (onde θ_0 é a umidade no tempo t_0 , e θ é a umidade no tempo t qualquer) versus $\ln t$ (onde t é o tempo decorrido desde t_0 , em horas), para cada profundidade. Por regressão, obtém-se a equação de reta dos pontos no gráfico e com isto o valor de γ (parâmetro auxiliar adimensional), com base na eq. 31a onde a é o coeficiente angular da reta, conforme exemplificado na FIGURA 3.5.

$$a = 1/\gamma$$

(31a)

Figura 3.5: Gráfico de variação da umidade volumétrica com o tempo e exemplo de cálculo de g .

2 - Elaboração dos gráficos de $\bar{\theta}_0 - \bar{\theta}$ (onde $\bar{\theta}$ é a umidade média até cada profundidade, calculada nos tempos t_0 e t de redistribuição da água, respectivamente) versus $\ln t$. Destes gráficos se obtém os valores de $1/\gamma_{\text{médio}}$, a partir da eq. 31b e da mesma forma como apresentado na FIGURA 3.5.

$$a = 1/\gamma_{\text{médio}} \quad (31b)$$

3 - O parâmetro b é também obtido através do gráfico elaborado a partir das umidades médias, e equivale ao coeficiente linear da equação da reta de ajuste.

4 - A partir dos valores de γ , $\gamma_{\text{médio}}$, b , e z obteve-se o valor de K_0 para cada profundidade, utilizando-se a eq. 32.

$$K_0 = z \cdot e^{b \cdot \gamma / \gamma_{\text{médio}}} \quad (32)$$

5 - Com os valores de K_0 , θ e θ_0 foi possível obter a equação de condutividade hidráulica em função da umidade, a partir da eq. 28 e reapresentada abaixo:

$$K(\theta) = K_0 e^{\gamma(\theta - \theta_0)}$$

• Ensaios sem obtenção de medidas de infiltração

Estes ensaios consistiram da utilização direta da técnica do perfil instantâneo com aplicação do método de umidade de Libardi. Neste caso, foi obtida somente a curva de K versus θ .

Nestes ensaios, o tempo e a área de aplicação da água na superfície do solo foram aumentadas em relação aos ensaios com utilização do infiltrômetro de duplo cilindro, de maneira que o solo pudesse ser saturado até a profundidade de interesse. Além disso, antes de dar início ao ensaio foi feita uma estimativa da quantidade de água mínima necessária para a saturação do solo, com base principalmente nos índices físicos, como por exemplo índice de vazios, uma vez que a instalação de tensiômetros não foi realizada.

A água foi aplicada a uma área com diâmetro de 60 cm, delimitada pela cravação de um cilindro de metal, sendo que as tradagens foram realizadas apenas na porção central do cilindro. O procedimento de cálculo de $K(\theta)$ foi realizado do mesmo modo como para os outros ensaios.

3.1.3.2. Obtenção da difusividade hidráulica ($D(q)$)

Para o cálculo da difusividade foi utilizado o método que correlaciona o potencial mátrico do solo, representado pela curva de retenção, com a curva de $K(\theta)$, conforme apresentado no Capítulo 2.

A obtenção dos valores de $d\phi_m/d\theta$ referente a cada valor de umidade volumétrica foi feita diretamente na curva de retenção, obtendo-se manualmente a tangente da curva de retenção para um dado valor de umidade, conforme a FIGURA 2.27.

A partir dos valores de $d\phi_m/d\theta$ obtidos para os diversos valores de umidade, foi elaborada uma curva de correlação entre estes valores e a umidade volumétrica, gerando uma equação de correlação (FIGURA 3.6). Esta equação, quando multiplicada pelo valor de $K(\theta)$, resulta no valor de $D(\theta)$.

Figura 3.6: Exemplo ilustrativo da curva de correlação entre df_m/dq e q .

3.1.4. Etapa 4 – Desenvolvimento, validação e aplicação do método proposto

Esta etapa foi dedicada ao desenvolvimento do método de previsão de movimentos de massa gravitacionais, o qual tem como base o modelo teórico de movimento de água no solo proposto por IVERSON (2000), que acoplado ao modelo de talude infinito, permite prever a ocorrência de escorregamentos translacionais no tempo e no espaço.

O modelo, que tem a base teórica fundamentada na equação de Richards, e que ainda não havia sido testado para seqüências de eventos chuvosos, foi desenvolvido e adaptado neste trabalho para que pudesse demonstrar a variação do fator de segurança de uma determinada área ou encosta antes, durante e após a ocorrência de eventos chuvosos.

Tendo como base a teoria apresentada por IVERSON (2000) as equações foram inicialmente adaptadas às condições encontradas na área de estudo, principalmente com relação ao mecanismo de ruptura definido. Em seguida, com auxílio do Microsoft Excel a utilização das equações foi sistematizada de forma a automatizar a sua aplicação para qualquer cenário de interesse.

Para obtenção de resultados mais próximos da realidade e que considerassem a influencia de seqüências extensas de eventos chuvosos, foram realizados inúmeros testes. Estes testes tiveram como base a utilização da seqüência de eventos chuvosos reais ocorridos durante os meses de novembro e dezembro de 1999 e janeiro de 2000 associadas às características geológico-geotécnicas e hidráulicas de uma das unidades de materiais inconsolidados mapeadas.

Posteriormente, para avaliar a eficiência e precisão das planilhas implementadas, e, principalmente do método proposto, este foi aplicado a todas as outras unidades de materiais inconsolidados e os resultados foram comparados com a real ocorrência de movimentos de massa gravitacionais.

Com base na validação do método foram obtidas também as profundidades críticas de ruptura, tendo como base as análises realizadas e considerando a profundidade que atingiu o menor FS.

Paralelamente a este trabalho foram desenvolvidas ainda algumas simulações que objetivaram testar o método em estudo, assim como uma análise paramétrica para verificar a significância de cada um dos parâmetros que fazem parte das equações utilizadas.

3.1.5. Etapa 5 – Análise e Conclusões

Nesta etapa foram analisados os resultados obtidos com a aplicação do método proposto, bem como realizada uma análise crítica dos resultados obtidos e definidas as conclusões a respeito da sua precisão e dos tipos de chuva capazes de deflagrar a ocorrência de escorregamentos para cada um dos cenários.

4. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

4.1. ASPECTOS GERAIS

4.1.1. Localização

A área de estudo localiza-se no perímetro urbano da cidade de Campos do Jordão, e está situada entre as coordenadas UTM 437.950/439.100 W e 7.485.520/7.484.660 N, na porção leste do estado de São Paulo (FIGURA 4.1). A área apresenta uma extensão aproximada de 1km², e abrange os Bairros Santo Antônio, Britador, Bela Vista e Andorinhas.

4.1.2. Geologia

Em termos regionais e de acordo com os trabalhos realizados por MODENESI (1980) e HIRUMA (1999) a área em estudo encontra-se inserida nos domínios do Grupo Paraíba, no qual predominam rochas metamórficas de médio e alto grau, como migmatitos, gnaisses, rochas metadioríticas e granulitos. Secundariamente podem ocorrer xistos, quartzitos e metaconglomerados, em geral na forma de lentes, bem como algumas intrusões magmáticas.

A área de estudo, mais especificamente, é constituída em sua totalidade por rochas migmatíticas, caracterizadas principalmente, pela alternância de bandas de neossoma e paleossoma, cujas espessuras variam de decamétrica, quando há predominância do neossoma, a centimétrica, quando há predominância de paleossoma.

Figura 4.1: Mapa de localização da área de estudo

Figura 4.2: Principais litotipos encontrados no Planalto de Campos do Jordão. Adaptação do mapa geológico simplificado apresentado por HIRUMA et al (2001)

O paleossoma é geralmente de natureza gnáissica, tendo como principais minerais o feldspato, quartzo e biotita, apresentando foliação dada pelos minerais máficos, concordante com o bandamento. O neossoma é granítico, constituído essencialmente por quartzo e feldspato. Os minerais secundários mais comuns são óxidos e hidróxidos de alumínio e ferro e os argilominerais. Segundo IPT (1978) as bandas se apresentam dobradas, transpostas e redobradas e este conjunto se acha cortado por veios, lentes e bolsões róseos de natureza quartzo-feldspática de texturas granítica e pegmatítica. De acordo com investigação de campo desenvolvida no presente trabalho, constatou-se que o bandamento apresenta atitude média N76E/55NW, a foliação N70E/75NW e algumas fraturas N30W/85NE.

Em termos de tectônica, sabe-se que a região de Campos do Jordão encontra-se inserida no Planalto de Campos do Jordão (ALMEIDA *et al.*, 1976), sendo delimitado por duas grandes falhas transcorrentes reativadas, de direção NE e idade Pré-Cambriana e Eopaleozóica (HIRUMA *et al.*, 2001), denominadas Falha de Jandiuvira (FIGURA 4.2) e Falha do Paiol Grande ou São Bento do Sapucaí.

Estudos de neotectônica desenvolvidos na região do Planalto de Campos do Jordão (MODENESI, 1988b, RICCOMINI, 1989, SAADI, 1991, HIRUMA, 1999 e MODENESI *et al.* (2002)) indicam evidências de tectonismo recente nesta região, as quais podem estar relacionadas com o recente desenvolvimento e deflagração de processos geomorfológicos, tais como erosão e movimentos de massa.

HIRUMA (1999) e HIRUMA *et al.* (2001), verificaram que as feições morfotectônicas mapeadas no sudeste do Planalto, como anfiteatros suspensos, vales assimétricos e escarpas retilíneas, estão associadas a falhamentos recentes (Neopleistoceno e Holoceno) e com componentes normais, resultantes da reativação tectônica em zonas de fraqueza pré-cambriana como a Zona de Cisalhamento de Jundiuvira. Por outro lado, feições como cristas truncadas e divisores de água pouco nítidos podem estar associadas a falhas transcorrentes. Feições como capturas de drenagens e rios em gancho podem ocorrer associados aos dois tipos de falha.

4.1.3. Relevo

A região de Campos do Jordão encontra-se inserida no chamado Planalto de Campos do Jordão, compreendendo o trecho da Mantiqueira entre os rios Sapucaí-Mirim e das Bicas, limitado a sudeste pela escarpa da serra e a nordeste pelo alinhamento das serras de Água Limpa, de Pouso Frio e da Coimbra. (MODENESI, 1980 e 1983). O Planalto apresenta altitude máxima de 2000 m, porém o relevo encontra-se intensamente dissecado, principalmente na região de Santo Antônio do Pinhal.

Com relação à área de estudo propriamente dita, o relevo é bastante íngreme, apresentando uma amplitude de aproximadamente 130m, com altitude variando de 1580 m a 1730 m. As declividades das encostas são em sua maioria superiores a 25°, principalmente na sua porção inferior, conforme apresentado adiante no mapa de declividade. Na FIGURA 4.3 é apresentada a área de estudo inserida no contexto regional de relevo. Nela observa-se que as feições de relevo da área são comuns a outras áreas.

As encostas caracterizam-se por apresentar predominância da forma retilínea, do topo até a base; ou ligeiramente convexa na porção superior da encosta e retilínea na base. Na região leste da área há predominância de topos de interflúvios com formas suavemente arredondadas, enquanto que na região oeste os topos são ligeiramente pontiagudos. Estas encostas encontram-se recortadas pelos afluentes da margem esquerda do rio Capivari, que atravessa a cidade de Campos do Jordão.

Figura 4.3: Área de estudo inserida no contexto regional de relevo.(Fotografia aérea de 1973).

4.1.4. Aspectos climáticos

A temperatura média anual medida na área está em torno de 14°C, com temperaturas máximas de até 30°C nos meses de janeiro e fevereiro e mínimas de 3,2°C negativos em junho e julho.

A pluviosidade total anual varia entre 1.200 e 2.000 mm, apresentando uma concentração superior a 80% nos meses de outubro a março. As máximas dos meses de dezembro e janeiro dos últimos 60 anos variaram entre 400 e 900 mm. De acordo com MODENESI (1980) a região apresenta um clima tropical de altitude.

4.1.5. Características de ocupação e aspectos sócio-econômicos.

A área foi inicialmente ocupada na década de 60, tendo um crescimento lento até a metade da década de 70, que ocorreu predominantemente, nas regiões de meia encosta inferior dos bairros Santo Antônio e Britador, conforme pode ser visto na

fotografia aérea na FIGURA 4.4a. Após a segunda metade da década de 70 houve uma ocupação mais acelerada destes bairros, provocando o adensamento das moradias nas regiões menos íngremes e a ocupação generalizada das encostas até o topo da área. Isto pode ser visto claramente na fotografia aérea da FIGURA 4.4b onde se observa também o início da ocupação do Bairro Andorinhas. Até o final de 1990 a área encontrava-se totalmente ocupada, com exceção do Bairro Bela Vista cuja ocupação teve início na década de 1980, e estende-se até os dias atuais.

A população encontrada na área é predominantemente de baixa renda, vivendo em condições precárias de moradia, cuja situação é fruto de apropriação inicialmente indevida dos terrenos, mais tarde legalizada pelo governo. Como consequência, as encostas encontram-se ocupadas de maneira inadequada, sendo que os cortes e aterros são, muitas vezes, realizados pelos próprios moradores, resultando em cortes praticamente sub-verticais, e aterros pouco compactados, compostos por materiais heterogêneos.

Após os escorregamentos catastróficos ocorridos no início de 2000, que atingiram principalmente os Bairros Britador e Santo Antônio, uma ação emergencial promovida pela prefeitura municipal, em conjunto com o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) e a Empresa Municipal de Habitação (EMUHAB), removeu grande parte das moradias que se encontravam em situação de perigo. Atualmente estas áreas encontram-se ainda desabitadas, e desprovidas das condições de saneamento básico. Parte da disposição geral da ocupação atual pode ser vista nas FIGURAS 4.5 e 4.6.

Figura 4.4: Fotografia aérea da área de estudo. A - ano de 1972 e B – ano de 1982 .

Figura 4.5: Fotografia panorâmica atual de parte da área de estudo. Bairros Britador e Bela Vista.

Figura 4.6: Exemplo de ocupação no Bairro Santo Antônio.

Apesar do ocorrido em 2000 as regiões ocupadas continuam em condições precárias de moradia, principalmente com relação aos cortes e aterros.

Nas FIGURAS 4.7 e 4.8, observam-se exemplos da disposição de moradias, que se encontram muito próximas a cortes sub-verticais tanto na frente quanto atrás das mesmas.

Além dos problemas relacionados com a ocupação inadequada, em alguns locais o destino dado ao lixo doméstico é um fator agravante. O lixo doméstico é muitas vezes disposto ao ar livre, em terrenos baldios, em geral muito íngremes e em situação instável, ou simplesmente utilizado como material de aterro para a construção de novas moradias.

Figura 4.7: *Condição típica de moradia, localizada próxima a encosta muito íngreme situada no Bairro Britador.*

Figura 4.8: *Condição típica de moradia, localizada próxima ao corte com aproximadamente 4 metros de altura (Bairro Santo Antônio).*

É importante observar que a situação descrita acima não é comum a todos os bairros estudados, uma vez que as condições das moradias nos bairros Bela vista e Andorinhas, tanto em relação a instalação quanto qualidade das moradias, é menos precária. Isto é um reflexo do predomínio de declividades mais amenas e também da maior valorização dada aos terrenos que compõe estes bairros.

4.2. DOCUMENTOS CARTOGRÁFICOS BÁSICOS

A elaboração dos documentos cartográficos básicos da área de estudo foi de fundamental importância para a realização da presente pesquisa. Os mapas serviram como base para a elaboração dos mapas específicos, como o de materiais inconsolidados e de localização de escorregamentos, e principalmente, como auxiliar nas etapas de coletas de dados, aplicação do método e apresentação dos resultados.

Os mapas foram todos elaborados na escala 1:2000, porém, para facilitar o seu manuseio, optou-se por apresentá-los de forma reduzida, com escalas menores.

4.2.1. Mapa Topográfico

O procedimento utilizado para a compilação dos mapas topográficos já existentes e elaboração do mapa topográfico final, como visto anteriormente, demandou a realização de reduções e ampliações que possibilitassem a sua utilização na escala 1:2000. No entanto, apesar da distorção implícita na mudança de escala das

folhas, verificou-se que as mesmas se encaixaram praticamente sem nenhum problema, não prejudicando a sua utilização em etapas posteriores.

O mapa topográfico resultante (FIGURA 4.9) serviu de base para a elaboração de praticamente todos os outros documentos cartográficos, que serão apresentados nos próximos tópicos.

A partir do mapa topográfico, e com o auxílio do programa SURFER 7.0, foi possível gerar um modelo de terreno, o qual representa relativamente bem às formas de relevo presentes na área de estudo (FIGURA 4.10). Neste modelo foram também introduzidas as redes de drenagens, cuja posição mostra uma correlação com a forma das encostas, estando a maioria em encostas côncavas.

4.2.2. Mapa de Documentação

O mapa de documentação teve como função principal auxiliar nas etapas de campo, no sentido de orientar os caminhamentos realizados, a localização geográfica dos pontos descritos e dos locais de coleta de amostras.

Devido ao grande número de informações obtidas em campo, e para facilitar a visualização das mesmas, serão apresentados dois mapas de documentação denominados A e B. O mapa de documentação A contém a localização dos pontos descritos (FIGURA 4.11) e o mapa de documentação B contém a localização dos pontos de coletas de amostras e ensaios de campo realizados (FIGURA 4.12).

Como citado anteriormente, durante os trabalhos de campo, verificou-se a existência de ruas e caminhos construídos recentemente e que não constavam nas folhas topográficas antigas. Grande parte deles é uma consequência da ocorrência dos escorregamentos do ano 2000, quando boa parte das vias de acesso foi destruída, levando assim à construção de caminhos alternativos, os quais tiveram que ser integrados ao novo mapa.

Figura 4.10 : Modelo digital de terreno com sobreposição das drenagens.

4.2.3. Carta de Declividade

Diferentemente do que é proposto pelo método original de DE BIASI (1970), onde o valor da declividade é apresentado em %, neste trabalho o valor da declividade foi apresentado em graus($^{\circ}$), sendo as classes de declividade divididas em intervalos de 5° . Isto facilitou a utilização do mapa durante o processo de análise de estabilidade, uma vez que esta é a unidade utilizada nos cálculos de estabilidade.

A carta de declividade resultante pode ser vista na FIGURA 4.13 e encontra-se subdividida em 13 classes, conforme apresentado na TABELA 4.1.

Tabela 4.1: Classes de declividade adotadas e as respectivas áreas.

Classes	Declividade	Total em área (m²)	Área mínima (m²)	Área máxima (m²)	%
1	0-5 $^{\circ}$	29.015,00	5,36	53,23	5,23
2	5-10 $^{\circ}$	50.790,50	0,18	7,07	9,16
3	10-15 $^{\circ}$	79.990,00	22,58	39,92	14,42
4	15-20°	119.892,00	76,34	14.058,75	21,62
5	20-25 $^{\circ}$	70.655,00	74,57	5.455,30	12,74
6	25-30°	80.788,00	45,62	6.245,21	14,57
7	30-35 $^{\circ}$	66.105,00	6,13	6.285,75	11,92
8	35-40 $^{\circ}$	37.434,00	49,20	5.651,00	6,75
9	40-45 $^{\circ}$	2.521,00	256,11	883,00	0,45
10	45-50 $^{\circ}$	4.435,00	98,00	1.011,00	0,80
11	50-55 $^{\circ}$	5.234,00	54,80	786,51	0,94
12	55-60 $^{\circ}$	1.802,00	78,80	588,00	0,32
13	>60 $^{\circ}$	5.963,00	5.963,00	5.963,00	1,08

Analisando-se a carta de declividade resultante e a TABELA 4.1, é possível distinguir a existência de dois grandes grupos de declividade, ou seja, regiões em que há predominância de declividades entre 20 $^{\circ}$ e 40 $^{\circ}$ (classes 5 a 8) e em que há predominância de declividades menores do que 20 $^{\circ}$ (classes 1 a 4). Observa-se ainda que as primeiras ocorrem principalmente nos Bairros Britador, Santo Antônio e parte do Andorinhas e as últimas predominam no Bairro Bela Vista.

Figura 4.13: Carta de declividade.

Declividades maiores que 40° ocorrem em geral em zonas restritas e não chegam a 1% da área total. A declividade máxima observada é de 65° (classe 13), encontra-se no Bairro Britador, e é resultante de uma antiga frente de lavra desativada, tratando-se portanto de uma encosta não natural.

Como esperado, verificou-se ainda que as declividades entre 20° e 40° encontram-se preferencialmente na metade inferior da encosta, e as declividades menores que 20° são comumente encontradas na metade superior das encostas e no topo dos morros.

4.2.4. Mapa da Direção do Fluxo de Massa de Materiais Inconsolidados.

Um dos resultados obtidos a partir do mapa de declividade foi o mapa da direção preferencial do fluxo de massa de materiais inconsolidados (FIGURA 4.14).

A partir deste mapa áreas com direção de fluxo semelhante, porém, de pequena abrangência, foram agrupadas, gerando assim os caminhos preferenciais do fluxo de massa, identificando ainda os locais preferenciais para depósito da massa deslocada.

Os locais identificados para depósito da massa deslocada apresentam em geral declividade menor do que 5° e são caracterizadas preferencialmente por estradas ou regiões próximas às drenagens no sopé das encostas. Estas áreas foram delimitadas através fotointerpretação e corrigidas com base nos estudos de campo.

4.3. MATERIAIS INCONSOLIDADOS

A diferenciação dos tipos de materiais inconsolidados que compõem os perfis encontrados nas encostas da área em estudo foi realizada com base nos resultados da caracterização geológico-geotécnica e nas características macroscópicas observadas durante a investigação de campo. Desta forma foram identificados oito diferentes tipos de materiais inconsolidados, os quais podem ser diferenciados de acordo com a sua origem e composição, sendo que cada tipo apresenta características particulares, as quais norteiam a sua identificação em campo.

Quanto à composição, os materiais inconsolidados encontrados são bastante semelhantes por toda a área, apresentando apenas variações texturais decorrentes da própria heterogeneidade do substrato rochoso migmatítico.

A contrastante variação de cores resultante da superposição de camadas, é também uma característica marcante, apresentando uma tendência a disposição de materiais de tons amarelo amarronzados sobre materiais de cor avermelhada.

Quanto à origem eles podem ser residuais, de aterro e aluviais. Materiais de origem coluvial são encontrados apenas em alguns pontos na porção inferior das encostas, e são, em geral, dificilmente individualizados.

Os resultados obtidos a partir dos ensaios de caracterização e que orientaram a diferenciação dos tipos de materiais serão apresentados juntamente com a descrição dos mesmos a seguir.

O parâmetro mais utilizado na diferenciação dos tipos de materiais inconsolidados foi à textura. Valores de índices físicos como porosidade e peso específico seco foram também obtidos para várias amostras ao longo da área e em profundidade, porém, devido à dispersão observada dos resultados, estes não foram utilizados como critério de diferenciação dos tipos de materiais inconsolidados.

4.3.1. Descrição dos tipos de materiais inconsolidados

Devido às peculiaridades encontradas na área de estudo e da necessidade de detalhamento específico para o trabalho que foi desenvolvido optou-se pela utilização de uma classificação própria de materiais inconsolidados. Esta classificação baseou-se essencialmente em características texturais, de grau de alteração e de origem dos materiais inconsolidados.

4.3.1.1. Materiais inconsolidados de origem residual

Os solos residuais são encontrados em praticamente toda a extensão da área, estando em geral associados com horizontes superficiais ricos em raízes e matéria orgânica. As características texturais e de espessura dos perfis residuais estão essencialmente subordinadas à rocha mãe, uma vez que o bandamento característico do migmatito pode colocar lado a lado porções com diferentes graus de intemperismo, gerando perfis de diferentes profundidades.

Estes foram diferenciados em solos residuais de alteração e saprólitos. Os de alteração podem ser do tipo I-R e II-R e os saprólitos do tipo III-S, IV-S e V-S.

a) Residual 1 (I-R)

Trata-se de um material composto predominantemente por silte e areia fina, com pouca ocorrência de argila (TABELA 4.2). Além disso, pode conter grânulos e/ou nódulos tubuliformes, de composição não definida, com diâmetro médio de 1cm e comprimento de até 5cm. Estes se encontram dispersos aleatoriamente na camada, e podem estar associados ou não à presença de raízes ou matéria orgânica. Pode ocorrer em cores que variam de marrom a amarelo mostarda.

O contato entre este material e a camada inferior ocorre de maneira gradacional, sendo por vezes de difícil visualização ou caracterizado por uma zona de transição.

Nas porções mais elevadas da área (topo das encostas) é freqüente a presença de veios de quartzo preservados, em meio à camada, com espessuras em geral inferiores a 3 cm (FIGURA 4.15).

Próximo à superfície é comum a presença de raízes e camadas com enriquecimento em matéria orgânica, apresentando espessuras máximas de 0,3 m (FIGURA 4.16).

Tabela 4.2: Características geotécnicas de amostras relativas ao material I-R

Nº de identificação	γ_s (g/cm ³)	Granulometria (%)			Textura	Limites de consistência (%)		
		argila	silte	areia		LL	LP	IP
4	2,640	0	46	54	areia fina siltosa	Não Plástico		
7A	2,671	0	44	56	areia fina siltosa	Não Plástico		
8A	2,797	14	30	56	areia média siltosa	Não Plástico		

Este tipo de material inconsolidado apresenta porosidades em geral bastante elevadas, podendo chegar até 60 % em alguns locais, porém valores entre 50 e 55% são mais comuns. As altas porosidades estão associadas às porções mais superficiais, onde é comum a presença de raízes e macroporos.

Figura 4.15: Exemplo de camada de material inconsolidado do tipo I-R, com presença de veios de quartzo.

Figura 4.16: Porção superficial de perfil residual de solo, rico em raízes, associado a matéria orgânica (a) e não associado (b).

b) Residual 2 (II-R)

Trata-se de um solo com textura mais argilosa do que o I-R, podendo ocorrer quantidades variáveis de argila, no entanto, as quantidades de silte e areia são ainda predominantes (Tabela 4.3). Ocorre em geral nas cores vermelha clara a escura, porém quando em transição para o saprólito pode apresentar coloração levemente roxa.

Sua composição é em geral homogênea, podendo apresentar, localmente, veios de quartzo, principalmente quando próximo ao contato com material do tipo I-R. Um exemplo de ocorrência deste tipo de material pode ser visto na FIGURA 4.17.

Tabela 4.3: Características geotécnicas de amostras relativas ao material II-R

Nº de identificação	ρ_s (g/cm ³)	Granulometria (%)			Textura	Limites de consistência (%)		
		argila	silte	areia		LL	LP	IP
7B	2,789	43	25	32	argila arenosa	44,1	29,6	14,5
8B	2,795	20	31	43	areia média silto-argilosa	Não analisada		

Localmente e próximo à superfície da camada podem ocorrer concentrações pouco espessas (< 5 cm) de óxido de manganês e/ou ferro.

O contato entre as camadas I-R e II-R ocorre comumente de maneira gradacional apresentando uma faixa estreita de transição, conforme pode ser visto na FIGURA 4.18.

As características de porosidade deste material variam bastante, porém, apresentam em geral valores menores do que o material do tipo I-R. Os valores de porosidade encontrados em média de 50%.

Figura 4.17: Material inconsolidado do tipo II-R.

Figura 4.18: Contato gradacional entre os materiais residuais I-R e II-R, com indicação da zona de transição.

c) Material Saprolítico 1 (III-S):

É resultante da decomposição da porção gnaissica da rocha mãe, resultando em uma textura predominantemente de areia argilosa, que ainda conserva as características da estrutura migmatítica (FIGURA 4.19). De acordo com o que pode ser visto na TABELA 4.4, a quantidade de silte e argila pode variar em aproximadamente 20%, porém, a quantidade de argila praticamente não variou nas amostras analisadas. Para este tipo de saprólito foram encontrados valores de porosidade entre 45 e 53 %.

Sua cor é predominantemente vermelha, podendo ocorrer pequenas faixas esbranquiçadas (caulinitizadas) ou amareladas. O estado de decomposição deste material varia ao longo da área e principalmente em profundidade.

Tabela 4.4: Características geotécnicas de amostras relativas ao material III-S

Nº de identificação	γ_s (g/cm ³)	Granulometria (%)			Textura	Limites de Consistência (%)		
		argila	silte	areia		LL	LP	IP
6	2,647	41	16	43	areia fina argilosa	37,1	23,1	13,9
8C	2,751	34	40	26	silte argiloso	Não analisada

Figura 4.19: Material saprolítico III-S. (a) Bandamento composicional remanescente do migmatito (composição gnaissica). (b) Estado mais avançado de decomposição.

d) Material Saprolítico 2 (IV-S):

É o resultado da decomposição da porção mais granítica do migmatito. Conforme pode ser visto na TABELA 4.5 o conteúdo em argila é nulo para todas as amostras analisadas, havendo uma predominância de areia fina e silte.

Assim como o material III-S, este mantém as estruturas da rocha original, conforme mostrado na FIGURA 4.20. Quanto à porosidade, os valores encontrados são mais elevados do que o saprólito do tipo III-S, variando de 50 até 60%.

Tabela 4.5: Características geotécnicas de amostras relativas ao material III-S

Nº de identificação	rs g/cm ³	Granulometria (%)			Textura	Limites de consistência (%)		
		argila	silte	areia		LL	LP	IP
1	2,795	0	35	65	areia fina siltosa	Não Plástico		
3	2,699	0	42	58	areia fina siltosa	Não Plástico		
7C	2,645	0	58	42	silte arenoso	Não Plástico		

Devido à predominância de minerais mais resistentes ao intemperismo do que no saprólito do tipo III-S, a sua decomposição é mais lenta, dando origem a perfis de materiais inconsolidados pouco profundos. Esta característica faz com que estes materiais sejam encontrados formando taludes de grande extensão e alta declividade.

Figura 4.20: Exemplo de material inconsolidado tipo IV-S.

e) Material saprolítico 3 (V-S):

É caracterizado pela intercalação métrica a decimétrica do material saprolítico 1(III-S) e 2(IV-S), cuja alteração diferencial gera intercalação de faixas mais alteradas de textura argilosa, e menos alteradas de textura silte arenosa.

Esta classe de materiais está presente em aproximadamente 40% da área de estudo e pode ser facilmente identificada pela variação de cores (FIGURA 4.21).

Figura 4.21: Exemplo de material inconsolidado da classe V-S (Ponto 83).

4.3.1.2. Materiais inconsolidados de aterro

A existência de aterros é bastante comum na área. Estes, além de apresentarem texturas variadas, podem ser compostos por materiais de diversos tipos, como, por exemplo, vidro, embalagens plásticas, tecidos, madeira, entre outros, claramente originados de lixo doméstico. Estes tipos de aterro são encontrados com mais frequência na porção oeste do Bairro Santo Antônio, tanto em terrenos baldios como junto às moradias, e podem apresentar profundidades de até um metro.

Os aterros são em geral mal compactados, principalmente quando compostos pelas misturas citadas acima, porém apresentam-se naturalmente compactados quando compostos apenas por materiais arenosos de diversas texturas.

É provável que muitos dos aterros estudados tenham sido resultado da remoção de material para abertura das ruas que cortam ou dão acesso à área, como é o caso das ruas Beija-Flor e Adhemar de Barros.

Na região leste da área os aterros são menos freqüentes, estando presente apenas localmente, associados às moradias, e apresentando pequena espessura.

Foram definidos dois tipos principais de materiais inconsolidados de aterro, denominados de VI-A e VII-A, que serão descritos a seguir.

a) Material de aterro 1 (VI-A):

Trata-se de um material inconsolidado heterogêneo, cuja textura é basicamente silto arenosa podendo conter pequena quantidade de argila, como mostrado na TABELA 4.6. A heterogeneidade é dada pela presença de seixos centimétricos e fragmentos de rocha predominantemente migmatíticos dispersos em meio à matriz silto arenosa. Ocorre predominantemente na cor marrom ou arroxeada com variações na tonalidade (FIGURA 4.22).

Tabela 4.6: Características geotécnicas das amostras relativas ao material VI-A.

Nº de identificação	γ_s (g/cm ³)	Granulometria (%)			Textura	Limites de consistência (%)		
		argila	silte	areia		LL	LP	IP
5	2,631	0	52	48	silte arenoso	Não Plástico		
9	2,806	17	10	73	areia fina argilosa	Não analisadas		

Este material é encontrado em geral no topo dos perfis. A presença de raízes é também bastante comum e o contato com as camadas inferiores é em geral abrupto, porém em alguns casos ele pode ser de difícil visualização.

Localmente pode conter proporções maiores de fragmentos de rocha, de tamanho centimétrico. Neste caso, é freqüentemente encontrado como aterro de moradia e aparentemente melhor compactado que o aterro do tipo 2 (FIGURA 4.23).

Figura 4.22: Exemplo de material de aterro tipo VI-A

Figura 4.23: Exemplo de material do tipo VI -A. Áreas circuladas indicam fragmentos de rocha.

b) Material de aterro 2 (VII-A):

Sua principal característica é a heterogeneidade textural, sendo composto por materiais de diversas origens.

Sua caracterização foi realizada de maneira tátil visual, devido à dificuldade de coleta de amostra representativa, constatando-se assim a predominância de silte e areia, além de grande conteúdo em seixos, pedaços de rochas e detritos como plásticos, vidros, madeira, entre outros.

Este tipo de material apresenta-se em geral pouco compactado, e é encontrado com mais frequência na região leste da área. A FIGURA 4.24a e b mostram exemplos de ocorrência deste tipo de aterro.

Figura 4.24: Aspectos do material inconsolidado tipo VII-A.

4.3.1.3. Material inconsolidado de origem aluvionar

Este tipo de material inconsolidado está representado apenas pelo tipo VIII-T e caracteriza-se por ser um material de origem retrabalhada por intermédio de rios e drenagens. Este tipo de material é comumente encontrado nas regiões mais próximas das principais drenagens, sendo dificilmente encontrado nas regiões mais elevadas da área.

a) Material aluvionar (VIII-T):

Este material apresenta composição predominantemente arenosa com forte presença de argila. Sua plasticidade é alta e a presença de matéria orgânica pode ser identificada devido à sua coloração escura (FIGURA 4.25).

Este material pode apresentar seixos centimétricos predominantemente arredondados que se encontram distribuídos aleatoriamente ou concentrados em camadas. Está disposto em geral sobre os perfis residuais ou diretamente sobre o substrato rochoso, nas regiões mais próximas aos fundos de vale.

Figura 4.25: Exemplo de material inconsolidado do tipo VIII-AI.

4.3.2. Unidades de Materiais Inconsolidados

Apesar da pouca variedade de materiais inconsolidados encontrados na área, durante os trabalhos de campo verificou-se que um mesmo tipo de material poderia ser encontrado com diferentes profundidades, disposto em seqüências diferentes ao longo da encosta, ou ainda estar ou não presente em meio ao perfil. Então, com base nas observações de campo, foram definidos um total de 13 perfis típicos distribuídos em 10 unidades de materiais inconsolidados.

As características de cada unidade são apresentadas a seguir, juntamente com o perfil típico mais representativo. Para facilitar a visualização dos diferentes perfis típicos foram utilizadas tabelas contendo as características necessárias para a sua identificação em campo com desenho ilustrativo. As hachuras das camadas no desenho do perfil seguem a identificação mostrada abaixo:

I-R

II-R

III-S

IV-S

V-S

VI-A

VII-A

VIII-T

Rocha alterada

RX

Rocha Sã

Contato abrupto

Contato gradacional

Características como graduação granulométrica e tipo de contato entre as camadas estão indicadas na forma de números, cujo significado é o seguinte:

<i>Quanto a granulometria</i>		<i>Quanto ao tipo de contato</i>
1	<i>decrecente para a base</i>	<i>abrupto</i>
2	<i>crescente para a base</i>	<i>gradual</i>
3	<i>inexistente</i>	-----

4.3.2.1. Unidade U1

Esta unidade apresenta uma profundidade total de materiais inconsolidados superior a 3m, cujo contato com a superfície do saprólito é dificilmente encontrado, com exceção do ponto 57, onde ele ocorre a 3m de profundidade. A seqüência de camadas que melhor representa esta unidade é apresentada na TABELA 4.7.

A característica mais marcante desta unidade é a presença constante do material VI-A na superfície, com profundidades variando de 0,5 a 1m, como pode ser visto na FIGURA 4.26.

Na TABELA 4.8 são apresentados valores de índices físicos encontrados em profundidade para o ponto 55, caracterizado pelas amostras I2A-F, que se encontram dentro desta unidade. Pode-se verificar, que apesar do perfil ser composto por diferentes tipos de materiais inconsolidados, a variação ao longo do perfil é muito pequena.

Tabela 4.7: Perfil típico da Unidade U1.

Tabela 17.1 - Perfil típico da Unidade U1.				Perfil
Tipos de M. I.	Espessura (m)	Gradação granulométrica	Contato	
VI-A	0,5-1	1	1	
I-R	0,3-0,7	2	2	
II-R	1-2,5	1	---	
Obs.	Presença de veios de quartzo em meio a camada I-R			?

Tabela 4.8: Índices físicos para várias profundidades - unidade U1.

<i>Amostra</i>	<i>Prof. Coleta (cm)</i>	<i>e</i>	<i>γ_d (g/cm³)</i>	<i>n (%)</i>	<i>γ_n (g/cm³)</i>	<i>w(%)</i>
I-2A	Superficial	1,249	1,194	55,5	1,473	23,4
I-2B	20	1,181	1,231	54,2	1,513	22,9
I-2C	40	1,064	1,301	51,5	1,682	29,3
I-2D	105	0,939	1,385	48,4	1,778	28,4
I-2E	135	1,076	1,344	51,8	1,741	29,6
I-2F	160	1,342	1,191	57,3	1,544	29,6

Figura 4.26: Exemplo de perfil típico da unidade U1.

4.3.2.2. Unidade U2

Esta unidade possui características semelhantes à U1. A principal diferença está relacionada com a profundidade total do perfil, que neste caso não ultrapassa 3m. Nesta unidade o material do tipo VI-A é apenas encontrado localmente, sendo que a porção superficial é caracterizada pela presença do material I-R, cuja profundidade pode chegar a 1m. Quando presente, o material VI-A ocorre com profundidades máximas de 0,2 m. As demais características desta unidade podem ser vistas na TABELA 4.9.

Nesta unidade, em alguns locais, é possível visualizar uma parte do saprólito, sendo que a espessura da porção aflorante chega no máximo a 1 m.

Em alguns locais é comum a ocorrência de porções de composição quartzosa preservadas em meio a camada de material II-R, como pode ser visto na FIGURA 4.28.

Na TABELA 4.10 é apresentada a variação dos índices físicos em profundidade, encontrada no ponto 72 e característica para esta unidade.

Tabela 4.9: Perfil típico da Unidade U2.

Tipos de M. I.	Espessura (m)	Gradação granulométrica	Contato	Perfil
I-R	0,5-1	1	2
II-R	1-2	2	2	
III-S	> 1	---	---	
Obs.	Presença de raízes e matéria orgânica no topo da camada I-R. Veios de quartzo dispersos nas camadas I-R e II-R Localmente podem ocorrer camadas superficiais do tipo VI-A			?

Tabela 4.10: Índices físicos para várias profundidades - unidade U2.

Amostra	Prof. Coleta (cm)	e	γ_d (g/cm ³)	n (%)	γ_n (g/cm ³)	w(%)
I-12A	Superficial	1,670	1,006	62,5	1,321	31,3
I-12B	50	0,984	1,354	49,6	1,614	19,2
I-12C	80	0,864	1,433	46,3	1,567	10
I-12D	115	0,852	1,434	46,0	1,638	13,23
I-12E	150	1,032	1,373	50,8	1,626	18,4
I-12F	160	1,122	1,315	52,9	1,767	34,4
I-12G	200	1,146	1,300	53,4	1,784	37,2

Figura 4.28: Perfil de solo representativo da unidade U2. Presença local de camada de material VI-A.

4.3.2.3. Unidade U3

É semelhante à unidade U1 pois se caracteriza por apresentar uma camada espessa de aterro do tipo VI-A sobreposto ao perfil residual típico. A espessura total pode chegar a 3 m, sendo que a camada de material I-R tem profundidade máxima de 0,5m (TABELA 4.11).

A diferença entre esta unidade e a U1 é que se observa o contato com o material saprolítico do tipo III-S. Além disso, é comum a presença de fragmentos de rocha na base do material II-R.

Tabela 4.11: Perfil típico da unidade U3.

Tipos de M. I.	Espessura (m)	Gradação granulométrica	Contato	Perfil
VI-A	0,5-1,5	3	1
I-R	0,2-0,5	1	2	
II-R	1-1,5	3	2	
III-S	>1	3	---	
Obs.	Presença de fragmentos de rocha na base da camada II-R			

4.3.2.4. Unidade U4

Apresenta profundidade máxima de 2m, com distribuição equivalente de materiais I-R e II-R. A profundidade da camada II-R varia lateralmente, de acordo com o tipo de saprólito, podendo chegar até 2m em locais onde há predominância da porção gnáissica do bandamento migmatítico.

Esta unidade é a segunda maior, estando presente em aproximadamente 15% da área mapeada.

Em alguns locais, principalmente próximo às ruas, pode ocorrer material de aterro VI-A, comumente de profundidade inferior a 0,3m. Assim como na unidade U2, nesta unidade, em alguns locais, é possível visualizar uma parte do saprólito, sendo que a espessura da porção aflorante chega no máximo a 1 m. Isto ocorre preferencialmente em locais onde foram realizados cortes profundos na encosta.

Amostras indeformadas coletadas em profundidade no ponto 7 apresentaram valores de índices físicos variados em profundidade, conforme pode ser visto na TABELA 4.13.

Tabela 4.12: Perfil típico da unidade U4

Tipos de M. I.	Espessura (m)	Gradação granulométrica	Contato	Perfil
I-R	0,5-1	1	1
II-R	0,5-1	2 ou 3*	1	
V-S	> 1			
Obs.	* 3 quando em contato com III-S e 2 quando em contato com IV-S			?

Tabela 4.13: Índices físicos para várias profundidades - unidade U4.

Amostra	Prof. Coleta (cm)	e	γ_d (g/cm ³)	n (%)	γ_n (g/cm ³)	w(%)
I-6A	30	1,085	1,288	52,0	1,603	24,5
I-6B	50	0,970	1,363	49,2	1,778	30,5
I-6C	180	1,283	1,218	56,2	1,627	33,6
I-6D	150	0,862	1,493	46,3	1,920	28,6
I-6E	200	1,090	1,294	52,2	1,706	31,8

4.3.2.5. Unidade U5

Esta unidade apresenta a mesma seqüência de materiais da unidade U4, porém a camada II-R apresenta espessura inferior (TABELA 4.14). Portanto, este perfil apresenta profundidade máxima de 1,5m. Além disso, observa-se a ocorrência de porções de coloração escura, aparentemente ricas em matéria orgânica, entre as camadas I-R e II-R.

Nas porções da unidade U5 localizadas na região leste da área, foi verificada a presença da rocha migmatítica, de difícil visualização em outros locais (FIGURA 4.29a).

Tabela 4.14: Perfil típico da unidade U5

Tipos de M. I.	Espessura (m)	Gradação granulométrica	Contato	Perfil
I-R	0,7-1	1	1
II-R	0,2-0,5	1 ou 2	2	
IV-S	> 1,5			
Obs.	Horizonte rico em matéria orgânica e presença de raízes no topo do perfil. Presença de fragmentos de rocha alterada junto ao contato da camada II-R e IV-S			?

a) Unidade U5a.

Esta unidade varia da unidade U5 apenas por apresentar predominância do saprólito do tipo IV-S na camada inferior (FIGURA 4.29b).

Figura 4.29: Perfil representativo da unidade U5(a)- (Ponto 10) e U5b(b)- (Ponto 31).

4.3.2.6. Unidade U6

Apresenta pequena profundidade, chegando a apenas 0,7m da superfície até o topo do saprólito, porém é composta por um perfil residual completo cujas camadas apresentam espessura pequena (TABELA 4.15).

Tabela 4.15: Perfil típico da unidade U6.

<i>Tipos de M. I.</i>	<i>Espessura (m)</i>	<i>Gradação granulométrica</i>	<i>Contato</i>	<i>Perfil</i>
VII-A	0,4	3	1	
I-R	0,2	3	2	
II-R	0,1	3	2	
III-S/V-S	> 1			
Obs.	Profundidade de V-S pode ser maior nas faixas mais gnaissicas			?

Unidade U6b.

Esta unidade difere da unidade U6 pela ausência do material II-R, e também pelo enriquecimento em matéria orgânica da camada I-R. As espessuras dos demais materiais permanecem iguais a U6.

Índices físicos obtidos para a unidade U6 são apresentados na TABELA 4.16. Estes valores foram obtidos no ponto 85.

Tabela 4.16: Índices físicos para várias profundidades - unidade U4.

<i>Amostra</i>	<i>Prof. Coleta (cm)</i>	<i>e</i>	<i>r_d (g/cm³)</i>	<i>n (%)</i>	<i>r_n (g/cm³)</i>	<i>w(%)</i>
I-3A	30	1,266	1,185	55,9	1,552	31
I-3B	50	0,915	1,402	47,8	1,754	25,1
I-3C	80	1,087	1,296	52,1	1,680	29,6
I-3D	100	1,017	1,341	50,4	1,703	27
I-3E	150	1,103	1,286	52,4	1,639	27,4
I-3F	200	1,276	1,189	56,1	1,580	32,9

4.3.2.7. Unidade U7

Esta unidade é caracterizada principalmente pela ausência de material do tipo II-R, ocorrendo a transição direta do material IR para saprolito do tipo V-S (TABELA 4.17). Localmente podem ser encontradas porções de material de aterro do tipo VI-A, em geral de pequena profundidade. Um exemplo de ocorrência desta unidade pode ser visto na FIGURA 4.30.

Esta unidade está presente principalmente na região norte da área, abrangendo aproximadamente 25% da área mapeada.

Tabela 4.17: Perfil típico da unidade U7

<i>Tipos de M. I.</i>	<i>Espessura (m)</i>	<i>Gradação granulom.</i>	<i>Contato</i>	<i>Perfil</i>
I-R	0,7	1	2
V-S	> 1,5

Figura 4.30: Exemplo de perfil típico da unidade U7.

4.3.2.8. Unidade U8

Esta unidade está presente apenas na região oeste da área, e a sua principal característica é a presença de uma espessa camada de material do tipo VII-A diretamente sobre o saprólito (TABELA 4.18). Localmente podem ocorrer camadas delgadas de material arenoso do tipo I-R em contato gradacional com o saprólito, e também afloramentos da rocha migmatítica alterada.

Tabela 4.18: Perfil típico da unidade U8

Tabela 4.16: Perfil típico da unidade G6				
Tipos de M. I.	Espessura (m)	Gradação granulométrica	Contato	Perfil
VII-A	1-1,2	3	1
III-S/V-S	> 1	---	---	
Obs.	Localmente, ocorrência de camada delgada de material I-R entre as camadas.			

4.3.2.9. Unidade U9

Nesta unidade predomina o afloramento de todos os tipos de saprólito identificados (TABELA 4.19). Localmente pode se observar também gradação suave

do saprólito para a rocha migmatítica alterada na porção inferior do perfil. A rocha sã pode também ser encontrada em alguns pontos, predominantemente nas regiões próximas às drenagens, e, naturalmente na área da pedreira.

Tabela 4.19: Perfil típico da unidade U9.

Tabela 1. Perfil tipológico da unidade U9.				Perfil
Tipos de M. I.	Espessura (m)	Gradação granulométrica	Contato	
III-S / IV-S / V-S	>2	3	2	
Rocha alterada	---	---	---
Obs:	Localmente presença de vegetação e material arenoso e rico em raízes na superfície			

No topo do perfil há, em geral, presença de material arenoso pouco espesso, rico em raízes (FIGURA 4.31).

Figura 4.31: Exemplo de perfil da unidade U9.

4.3.2.10. Unidade U10.

Esta unidade ocorre nas regiões mais baixas da área e é caracterizada pela presença do material do tipo VIII-T sobrejacente à rocha alterada (TABELA 4.20). Nesta unidade é muito comum a presença de afloramentos da rocha migmatítica sã na base do perfil (FIGURA 4.32).

Tabela 4.20: perfil típico da unidade U10

Tipos de M. I.	Espessura (m)	Gradação granulométrica	Contato	Perfil
VIII-T	1-1,5	3	1
Rocha alterada	---	---	1	
Rocha sã	---	---	---

Figura 4.32: Exemplo de ocorrência da unidade U10.

4.3.3. Mapa de Materiais Inconsolidados

Com base nas unidades de materiais inconsolidados definidas, foi elaborado um mapa da distribuição destas na área de estudo, o qual está apresentado na FIGURA 4.33. A disposição geral das unidades ao longo da área mostra que as unidades U1, U2, U4 e U5 apresentam uma distribuição dispersa em toda a área, sendo que as duas primeiras predominam nos topos e as outras duas são encontradas, principalmente, nas encostas. Além disso, estas quatro unidades reunidas representam mais de 60% da área mapeada.

A unidade U7 é também bastante abrangente, ocorrendo em 25% da área, concentrada, principalmente, na região norte. As demais unidades estão presentes em áreas pouco extensas, predominantemente na porção oeste.

Figura 4.33: Mapa de materiais inconsolidados.

A unidade U10 ocorre em geral próximo às drenagens, no entanto, devido a dificuldades de individualização, o seu mapeamento foi apenas possível na porção central, do lado oeste da área.

Na TABELA 4.21 é apresentada a distribuição de cada unidade em termos da porcentagem de ocorrência.

A relação entre as unidades mapeadas e configuração da encosta fica clara a partir das secções topográficas elaboradas. Nelas é possível visualizar a disposição das diferentes unidades de materiais inconsolidados ao longo das encostas e também a continuidade lateral entre elas.

Tabela 4.21: Porcentagem de ocorrência das unidades na área mapeada

<i>Unidade</i>	<i>% de ocorrência</i>	<i>Unidade</i>	<i>% de ocorrência</i>
U1	14.4	U6	3.5
U2	10	U6a	4.5
U3	2.5	U7	25.5
U4	19	U8	3
U5	5.5	U9	3
U5a	4.5	U10	4.5

Nas FIGURAS 4.34 e 4.35 são apresentadas duas secções geológico-geotécnicas, as quais cortam a área transversalmente, e abrangem o maior número de unidades e formas de encosta possível, sendo assim as mais representativas das características da área. As demais secções, acompanhadas de informações como tipo e profundidade de solo e pontos descritos podem ser vistos no APÊNDICE II.

De acordo com as secções apresentadas verifica-se que as unidades de materiais inconsolidados de maior profundidade (2 a 4 metros), como é o caso das unidades U1 e U2 estão dispostos nas porções superiores das encostas e em geral relacionados a declividades menores do que 40°. Em contrapartida, unidades com profundidade de materiais inconsolidados pequena, como é o caso das unidades U6 a U10, encontram-se em geral nas encostas mais íngremes dispostas na maioria das vezes na sua porção inferior. Já, as unidades com profundidades intermediárias de materiais inconsolidados, entre 1 e 2m, como é o caso das unidades U4, U5 e 5a, U6 e U6a, encontram-se preferencialmente em encostas com declividade média a alta, entre 30 e 40 graus. Vale salientar que a descrição acima não significa uma regra, mas apenas uma tendência geral de disposição das unidades.

SEÇÃO GEOLOGICO-GEOTÉCNICA D

Figura 4.34: Seção geológico-geotécnica D.

SEÇÃO GEOLOGICO-GEOTÉCNICA F

Figura 4.35: Seção geológico-geotécnica F.

4.3.4. Parâmetros de resistência dos materiais inconsolidados

Neste tópico são apresentados os resultados referentes aos valores de coesão (c) e ângulo de atrito interno (f), obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto, cujo procedimento de execução foi descrito no Capítulo 3.

Sabe-se, a partir do que foi exposto nos capítulos anteriores que para estudos de estabilidade de encosta é de suma importância a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais inconsolidados, bem como da envoltória de resistência ao cisalhamento.

Devido à pequena espessura de materiais inconsolidados encontrados na área de estudo e com a ocorrência de movimentos de massa gravitacionais está relacionada predominantemente à porção superficial do solo, a caracterização da resistência teve-se principalmente à porção silte arenosa superficial, representada principalmente pelo material residual do tipo I-R e de aterro do tipo VI-A. A coleta das amostras indeformadas foi realizada em quatro diferentes locais da área, a uma profundidade média de 50 cm e de maneira que a menor quantidade possível de raízes e seixos ou fragmentos de rocha fossem incorporados ao bloco.

Para avaliar a influencia da umidade na resistência ao cisalhamento dos solos foram realizados, para um mesmo ponto, tanto ensaios com amostra saturada como ensaios na umidade natural do solo.

a) Resultados do Bloco 1

Esta amostra foi obtida próximo ao ponto 59, no topo da área, nos domínios da unidade U2, sendo representativa do material inconsolidado do tipo I-R. O ensaio realizado na umidade natural é denominado B1_nat e na umidade saturada B1_sat.

As envoltórias de cisalhamento obtidas a partir das curvas de tensão e deformação resultantes tanto para o ensaio B1_sat quanto B1_nat estão apresentados nas FIGURAS 4.36 e 4.37, respectivamente.

Os valores de c e f foram obtidos a partir do gráfico de tensão cisalhante *versus* tensão normal, considerando-se para a elaboração das envoltórias a tensão cisalhante de pico. A partir da eq. 33, que representada pela envoltória de resistência do solo foram obtidos os valores de c e f .

$$\tau = \sigma \cdot \text{tg}f + c \quad (33)$$

onde σ é a tensão normal, f é o ângulo de atrito interno e c é a coesão.

Os valores de f encontrados para ambos os ensaios foram muito semelhantes e próximos a **29°**. Já, o intercepto de coesão apresentou variação de **1,68 kPa** para a amostra saturada a **9,8 kPa** para a amostra na umidade natural.

Figura 4.36: Envoltória de resistência para a amostra do Bloco 1 na condição saturada.

Figura 4.37: Envoltória de resistência para a amostra do Bloco 1 na umidade natural.

b) Resultados do Bloco 3

Este bloco foi obtido próximo ao ponto 20, que se encontra na unidade U5. O material inconsolidado é representativo do tipo I-R, sendo que a amostra B3_sat representa o ensaio na umidade saturada e a amostra B3_nat o ensaio na umidade natural de campo. As envoltórias de resistência obtidas para ambos os ensaios estão apresentadas nas FIGURA 4.38 e 4.39.

Os valores de coesão obtidos variaram de **0,41 kPa**, para a condição saturada, a **5,25 kPa**, para a natural, enquanto o valor de ϕ manteve-se em torno de **31°** para ambos os casos.

Figura 4.38: Envoltória de resistência para amostra do bloco 3 na condição saturada.

Figura 4.39: Envoltória de resistência para amostra do bloco 3 na umidade natural.

c) Resultados do Bloco 4:

Este bloco é também representativo do material inconsolidado do tipo I-R encontrado na porção superficial da unidade U4 e foi obtido na região próxima ao ponto 7.

A condição de ensaio saturado é dada pela amostra B4_sat e a condição natural pela amostra B4_nat, e as envoltórias resultantes estão apresentadas nas FIGURA 4.40 e 4.41.

A partir das envoltórias obtiveram-se valores de c e ϕ de **0,4 kPa e 33,5°** para condição saturada e **10 kPa, e 26°**, para a condição natural, respectivamente.

Figura 4.40: Envoltória de resistência para as amostra do bloco 4 na condição saturada..

Figura 4.41: Envoltória de resistência para as amostra do bloco 4 na condição saturada.

d) Resultados do Bloco B5

Este bloco foi obtido na região do ponto 90 (unidade U6) e é representativo do aterro do tipo VI-A. Por ser um material mais heterogêneo do que I-R a modelagem dos corpos de prova foi dificultada, principalmente devido a presença de pequenos seixos. Sendo assim, optou-se pela realização apenas do ensaio em condição saturada, representado pela amostra B5_sat.

A envoltória de resistência obtida para esta amostra está apresentada na FIGURA 4.42, sendo que os valores de c e f obtidos foram **0,61 kPa** e **31,3°**, respectivamente.

Figura 4.42: Envoltória de resistência para amostra do bloco 5 para a condição saturada.

A TABELA 4.22 apresenta o resumo dos resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento e a TABELA 4.23 os adensamentos e colapsos verificados durante o ensaio.

Tabela 4.22: Índices físicos e resultados da segunda etapa dos ensaios de cisalhamento direto.

Amostra	Unidade	n (%)	e	G. S. inicial (%)	c kPa	$f(^{\circ})$
B1_sat	U2	62	1,7	~ 100	1,68	29,5
B1_nat	U2	62	1,67	42	9,8	28,5
B3_sat	U5	57	1,3	~ 100	0,41	31,4
B3_nat	U5	60	1,5	50	5,25	31
B4_sat	U4	65	2,1	~ 100	0,4	33,5
B4_nat	U4	65	2,1	55	10	26
B5_sat	U6	61	1,58	~ 100	0,61	31,3

Tabela 4.23: Dados de adensamento antes da saturação e colapso após saturação.

Amostra	Adensamento (mm)			Colapso		
	15 kPa	30 kPa	50 kPa	15 kPa	30 kPa	50 kPa
B1_sat	0,94	2,12	2,59	----	----	----
B1_nat	0,69	1,19	2,79			
B3_sat	1,42	2,03	2,51	0,42	0,39	0,44
B3_nat	0,67	1,4	2,45			
B4_sat	0,93	1,29	1,94	0,12	0,21	0,35
B4_nat	1,29	1,44	2,53			
B5_sat	1,46	1,45	2,94	0,66	0,6	0,49

Para os ensaios saturados verificou-se que a coesão chegou muito próxima a zero, variando de 0,4 kPa a 0,61 kPa, e o f , variou de $29,5^{\circ}$ a 33° , sendo dois dos resultados em torno de 31° . Para os ensaios não saturados verificou-se uma variação de 5,25 kPa até 10 kPa para valores de c , mostrando um intervalo maior do que para os ensaios saturados, o que já era o esperado, porém, com significado muito pequeno em termos de variabilidade.

4.4. FEIÇÕES DE MOVIMENTOS DE MASSA GRAVITACIONAIS OBSERVADAS NA ÁREA DE ESTUDO.

O Município de Campos do Jordão vem sofrendo com a ocorrência de movimentos de massa gravitacionais em toda a sua extensão, deixando cicatrizes visíveis na maioria das encostas. Estas feições, no entanto, permanecem durante períodos prolongados em regiões desabitadas, o que não ocorre na região urbana, onde são rapidamente encobertas, dificultando a realização de investigações geológico-geotecnicas ou o mapeamento das feições.

Na área de estudo esta situação não é diferente, pois se trata de uma área urbanizada e os resultados dos movimentos de massa gravitacionais são ainda mais catastróficos. Apesar da sua ocorrência ser apenas anunciada quando resulta em perdas econômicas e de vidas, sabe-se, que a ocorrência destes eventos é freqüente, presente praticamente todos os anos, em escalas pequenas, ocorrendo em geral dentro das propriedades dos moradores ou em áreas sem ocupação.

Além disso, mesmo no caso de eventos mais abrangentes, ocorridos no passado, os registros técnicos são em geral inexistentes e as evidências morfológicas foram apagadas pela dinâmica de transformação intrínseca do ambiente urbano. Por este motivo a busca por feições de movimentos de massa gravitacionais na área de estudo restringiu-se apenas a períodos recentes, enfocando os ocorridos no início de 2000, com atenção para novas ocorrências destes até os dias atuais.

Segundo informações da Defesa Civil de Campos do Jordão e dos próprios moradores, os escorregamentos na área de estudo, tiveram início entre os dias 01 e 02 de janeiro de 2000 e continuaram até o dia 04. Os primeiros eventos ocorreram nas encostas do Bairro Britador, nas regiões próximas à pedreira desativada (FIGURA 4.43), e em seguida, as demais regiões do bairro foram atingidas, como pode ser visto na FIGURA 4.44. Ainda durante os dias 02 a 04 de janeiro foram atingidas as encostas do Bairro Santo Antônio, com ocorrências mais isoladas, porém com características muito semelhantes (FIGURAS 4.45 e 4.46), e concomitantemente em outros locais no Bairro do Britador, sendo que o momento preciso de cada ocorrência não foi identificado.

Além dos escorregamentos visíveis e passíveis de mapeamento na escala adotada, ocorreram ainda outros escorregamentos, muito localizados, em geral atingindo apenas uma propriedade e muitas vezes sem causar a destruição de moradias (FIGURA 4.47).

Figura 4.43: Fotografia de escorregamento obtida logo após a ocorrência no bairro Britador. Enfoque para a região lateral da pedreira onde ocorreram os primeiros eventos.

Figura 4.44: Escorregamentos translacionais ocorridos no bairro Britador. Enfoque a abrangência dos escorregamentos por toda a encosta.

Figura 4.45: Escorregamentos translacionais ocorridos no bairro Santo Antônio. Notar a disposição em meio às moradias não atingidas, e os destroços de outras moradias destruídas.

Figura 4.46: Detalhe de um dos escorregamentos mostrados na FIGURA 4.47. Linha tracejada aponta o limite da cicatriz

Figura 4.47: Escorregamento de pequena extensão localizado em corte na porção posterior a moradia. Linha tracejada aponta o limite da cicatriz.

4.4.1. Características das feições de movimentos de massa gravitacionais

Com base na classificação de VARNES (1978) e HUTCHINSON (1988), os movimentos de massa gravitacionais observados foram classificados como sendo do tipo complexo, onde se observa a ocorrência de movimento translacional seguido de escoamento (FIGURA 4.48). Escorregamentos translacionais sem escoamento também ocorrem, e estão em geral associados a encostas de pequena extensão (FIGURAS 4.48 e 4.49).

Figura 4.48: Escorregamentos ocorridos no bairro do Britador. 1) Escorregamento translacional não seguido de escoamento e 2) Escorregamento translacional seguido de escoamento.

A parte translacional dos escorregamentos complexos foi identificada em campo, principalmente pela sua superfície de ruptura, a qual encontrava-se paralela à encosta e também pela massa deslocada, a qual apresentava considerável deformação, o que não ocorreria caso os escorregamentos fossem rotacionais.

O escoamento foi identificado como uma continuação do movimento translacional, que provavelmente ocorreu em função do aumento rápido e contínuo da umidade do material inconsolidado, transformando o movimento translacional em um movimento cuja superfície de rompimento não pode mais ser diferenciada.

Observou-se ainda em campo, que a massa transportada sofreu um aumento em seu volume à medida que materiais como entulho foram englobados durante a

movimentação, gerando volumes de material com potencial destrutivo ainda mais elevado do que o inicial (FIGURA 4.50).

Figura 4.49: Escorregamento translacional não seguido de escoamento ocorrido no bairro Britador

Figura 4.50: Fotografia de alguns escorregamentos ocorridos no bairro Britador, ao longo de toda encosta, mostrando a destruição das moradias.

Verificou-se ainda que as feições apresentavam profundidade de ruptura máxima de 1,5m na região do topo, a qual diminuía gradativamente para a base do escorregamento (FIGURA 4.51a). No caso da ocorrência seguida de escoamentos a identificação da profundidade ficou comprometida devido à dificuldade de reconhecimento da superfície de contato entre material deslocado e não deslocado. Uma evidência da pouca profundidade dos escorregamentos pode ser vista na FIGURA 4.51b onde se observa a permanência intacta das árvores em meio à cicatriz e convergência dos escorregamentos para a porção central da encosta côncava. As linhas tracejadas indicam os limites sugeridos para cada cicatriz.

Figura 4.51: Escorregamentos translacionais seguidos de escoamento. a) Detalhe da superfície de ruptura e, b) Presença das árvores em meio a cicatriz e convergência dos escorregamentos para a porção central da encosta côncava. As linhas tracejadas indicam os limites sugeridos para cada cicatriz.

De acordo com o que pode ser identificado em campo, as rupturas ocorreram inicialmente no topo das encostas ou cortes e a massa de solo e detritos deslocou-se

ao longo das mesmas, muitas vezes agregando-se a outra ruptura ocorrida nas regiões inferiores. Esta movimentação foi interrompida apenas pela presença de terrenos aplainados, em geral com declividades menores do que 15° . Em alguns locais, como é o caso das ruas estreitas do Bairro Britador, a massa de solo em movimento ultrapassou as pequenas barreiras de baixa declividade, devido, principalmente, à alta velocidade adquirida durante a movimentação e ao volume de material englobado. Este processo foi facilitado ou até mesmo incrementado em função das altas declividades existentes nas encostas do bairro.

Na FIGURA 4.52 é apresentado um desenho esquemático da geometria das cicatrizes encontradas na área, tanto em planta como em perfil.

Figura 4.52: Esquema ilustrativo da morfologia dos escorregamentos

Na FIGURA 4.53 podem-se observar algumas feições de escorregamentos ocorridos lado a lado, cujos limites são de difícil identificação, fazendo com que os

mesmos representem, praticamente, uma feição única, tanto na extensão quanto lateralmente.

Uma das consequências da dinâmica destes escorregamentos é que em alguns locais nem mesmo os muros de contenção contendo drenos, foram capazes de suportar a massa de solo e detritos em movimento ou a ocorrência da ruptura. É comum encontrar este tipo de estrutura rompida, destruída ou com os drenos obstruídos por solo e detritos (FIGURAS 4.54 e 4.55).

Figura 4.53: Escorregamentos translacionais ocorridos em seqüência formando feições muito próximas e de difícil individualização, localizadas no Bairro Santo Antônio.

Figura 4.54: Muro de contenção destruído.

Figura 4.55: Drenos obstruídos por detritos em muro de contenção rompido.

Quanto aos materiais inconsolidados envolvidos nos escorregamentos, verificou-se que as rupturas ocorreram preferencialmente em meio às camadas de materiais dos tipos I-R, VI-A e VII-A.

A superfície exata de ruptura foi de difícil identificação, porém pode-se dizer que em locais ausentes da cobertura de material de aterro (VI-A ou VII-A), a superfície de ruptura foi encontrada na região de transição entre os materiais inconsolidados do tipo I-R e II-R ou próximo a ela.

Por outro lado, nos locais onde ocorrem aterros espessos, a superfície de ruptura foi encontrada na base destes, conforme representado esquematicamente nas FIGURAS 4.56a e b.

No entanto, as maiores profundidades de ruptura, e que conseqüentemente causaram maiores danos, foram observadas em locais onde ocorrem perfis compostos por aterros, sobrepostos a solos residuais, com a superfície de ruptura ocorrendo em meio a camadas espessas de material I-R. (FIGURA 4.5 6c). Nestas condições, a ruptura ocorrerá, independente da quantidade dos aterros e tem maior possibilidade de atingir várias moradias.

Figura 4.56: Relação entre o tipo de material inconsolidado e profundidade de ruptura.

4.4.2. Mapeamento das feições de movimentos de massa gravitacionais.

O mapeamento das feições observadas em campo foi realizado de acordo com o que foi apresentado no Capítulo 3 e teve como resultado principal o mapa de feições de movimentos de massa gravitacionais (FIGURA 4.57). Além disso, a descrição detalhada de campo permitiu identificar características como extensão, áreas atingidas, volume e tipo de materiais mobilizados e o tipo de cada movimento de massa gravitacional ocorrido (TABELA 4.24).

Conforme pode ser visto na TABELA 4.24, os escorregamentos apresentam dimensões variadas, abrangendo desde áreas menores do que 100 m² até maiores do que 7.000 m². A partir destas áreas e da profundidade de ruptura foi feita uma estimativa de volume de material inicialmente deslocado.

Com base no mapa e nas descrições de campo foram realizadas algumas correlações que permitiram associar a ocorrência de escorregamentos com determinadas características do meio físico, cujos resultados serão discutidos a seguir.

Estas correlações objetivaram a identificação das características do meio físico que mais influenciaram na ocorrência dos escorregamentos, auxiliando assim para direcionar os estudos subseqüentes.

Tabela 4.24: Características gerais dos escorregamentos mapeados. A identificação de cada escorregamento corresponde aos números no mapa da Figura 4.58.

Identificação	Profundidade no topo (m)	Área atingida (m²)	Volume aproximado (m³)
1a	0,5-1	3178	1371
1b	0,5-1	1183	636
1c	0,5-1	1985	965
2	1-1,5	207	108
3	1-1,5	514	281
4	1-1,5	675	356
5	1-1,5	102	87
6	0,7-1	7.821	4274
7	0,5-1	2.220	711
8	1	3.256	1271
9	0,7-1	463	161
10	0,7-1	253	94
11	0,7-1	221	62
12	0,5-0,7	660	282
13	0,5-1,5	533	252
14*	0,5-1	<100	<60
15*	0,5-1	<100	<60
16	0,5-1	<100	<60

Figura 4.57: Mapa de localização das feições de movimentos de massa gravitacionais cadastrados.

4.4.2.1. Relação com o mapa de materiais inconsolidados

O resultado da avaliação entre os dois mapas está apresentado na FIGURA 4.58. Nela é possível verificar as áreas com maior e menor predominância de feições de escorregamentos em relação às unidades de materiais inconsolidados. No mapa observa-se uma frequência maior de escorregamentos na região do Bairro do Britador onde predominam as unidades U4, U5 e U5, representadas pelas feições 6, 8 a 11, 14 e 15. A área de abrangência destes escorregamentos é muito variada, observando-se desde feições de grande abrangência (feições 6, 7 e 8), como de abrangência localizada. Com exceção da feição 13, a profundidade máxima de ruptura observada para estas unidades foi de um metro.

Do mesmo modo, as Unidades U1 e U2 estão relacionadas às feições 1a, 1b, 1c e 7 que também representam escorregamentos de grande abrangência com profundidade de ruptura máxima de um metro. No caso da U1 foi observada também a ocorrência de feições com pequenas abrangências, localizadas no conjunto de feições 14. As feições 2 a 5 e 12, cuja abrangência foi relativamente pequena, ocorreram na unidade U3, e apresentaram profundidade de ruptura predominante de 1,5 m, caracterizando-se como uma das mais profundas. A unidade U6 esteve associada à ocorrência do conjunto de escorregamentos da feição 16, os quais não puderam ser diferenciados, porém, sabe-se que apresentam profundidade de ruptura máxima de um metro e abrangem áreas inferiores a 100 m².

A Unidade U7 esta associada apenas a ocorrência de um escorregamento representado pela feição 12, cuja profundidade de ruptura variou de 0,5 a 0,7 m. Para as demais unidades (U6a, U8, U9 e U10) não foram observados escorregamentos.

4.4.2.2. Relação com a carta de declividade

Quanto à relação dos escorregamentos com as declividades observou-se que os escorregamentos ocorreram em declividades variadas, porém, com predominância em encostas com inclinações maiores do que 25° , sendo que os mais significativos em termos de áreas atingidas ocorreram no intervalo de 30° a 40° , conforme apresentado no mapa da FIGURA 4.59. Para declividades maiores do que 40° a ocorrência de escorregamentos ficou restrita a áreas muito localizadas e de pequena extensão. Para declividades menores do que 20° não foram observadas ocorrências de eventos.

4.4.2.3. Relação com a forma de encostas e ocorrência de drenagens

Esta relação está apresentada na FIGURA 5.60, que mostra as feições mapeadas sobrepostas ao modelo digital de terreno com as drenagens.

Quanto à forma das encostas verificou-se que mais que 50% das ocorrências de escorregamentos estão associadas a encostas de forma côncava. Além disso, estes escorregamentos foram os mais abrangentes e que apresentaram as maiores profundidades de ruptura.

As encostas com forma planar ou retilínea apresentaram, também, um número elevado de escorregamentos, porém, de menor abrangência e com profundidades máximas de ruptura de um metro.

As encostas convexas apresentaram poucas ocorrências, tais como as feições 8, 9 e 13, sendo que a feição 8 apresenta grande abrangência.

Quanto às drenagens verificou-se que de todas as feições, apenas seis não estão associadas à presença de drenagens, apresentando portanto uma grande correlação com as mesmas. Além disso verificou-se que os maiores escorregamentos ocorreram em encostas que apresenta a forma côncava com a presença de drenagens.

Figura 4.59: Relação entre as feições de escorregamentos e a declividade.

Figura 4.60: Modelo digital de terreno superposto pelo sistema de drenagens e as feições de escorregamentos.

4.4.2.4. Relação com o mapa de direção de fluxo de materiais inconsolidados

A direção de movimentação apresentada pelos escorregamentos mostrou uma boa correlação com o mapa de direção de fluxo elaborado. Isto foi obtido para praticamente todas as feições mapeadas, sendo que a direção de fluxo apontada pelas flechas indicativas concorda com a direção geral de movimentação da massa de material inconsolidado rompida, conforme pode ser observado na FIGURA 4.61.

Tal comportamento já era esperado, uma vez que os movimentos de massa estudados são do tipo gravitacional.

Nas regiões representadas pelos conjuntos de feições 14, 15 e 16 esta análise é dificultada pela dificuldade de individualização das feições, no entanto, sabe-se pela observação em campo, que a direção de movimentação ocorreu de acordo com a direção das flechas indicativas. Com relação à feição 6 observa-se que houve um pequeno desvio do movimento em comparação à direção apontada pelas flechas.

Em virtude dos resultados apresentados pode-se dizer que o mapa de direção de fluxo pode ser utilizado como uma ferramenta para previsão de áreas atingidas no caso da ocorrência de novos escorregamentos, e portanto ser utilizado para realização de análise de risco.

Na TABELA 4.25 é apresentado um resumo quantitativo dos resultados obtidos a partir das relações realizadas e mostradas anteriormente.

Tabela 4.25: Resultados obtidos a partir das relações. A identificação de cada escorregamento corresponde aos números no mapa da FIGURA 4.58.

Identificação	Declividade predominante (°)	Unidade envolvida	Tipo de encosta	Presença de drenagem
1a	30-40	U1 e U4	Côncava	Sim
1b	30-40	U1 e U4	Côncava	Sim
1c	30-40	U1 e U4	Côncava	Sim
2	30-40	U3	Côncava	Sim
3	30-35	U3	Côncava	Sim
4	20-25	U3	Côncava	Sim
5	20-25	U3	Côncava	Sim
6	35-40	U5	Côncava	Sim
7	35-40	U2	Plana	Não
8	30-35	U4	Convexa	Não
9	25-30	U5	Convexa	Não
10	30-35	U5 e U4	Côncava	Não
11	30-35	U5	Côncava	Sim
12	25-30	U7	Plana	Sim
13	25-30	U4	Convexa	Não
14*	25-40	U1 e U4	Plana	Não
15*	30-40	U5 e U4	Plana	Sim/Não
16	20-40	U6	Côncava/Plana	Sim/não

4.5. PLUVIOSIDADE

A coleta de dados pluviográficos teve como objetivo abranger o maior número possível de informações sobre a distribuição de chuvas na área, permitindo nortear a análise de sua correlação com a ocorrência dos escorregamentos na área de estudo e, além disso, buscar o padrão de chuvas característico da região.

A cidade de Campos do Jordão possui um total de 9 postos pluviográficos, distribuídos por toda a região, sendo que apenas dois continuam ativos. Os demais foram desativados nas décadas de 50, 60 e 70. Apesar disso, a coleta de dados não foi prejudicada, sendo que os postos ativos apresentam uma boa proximidade da área de estudo, um dos pré-requisitos utilizados para escolha dos dados. Além disso estão localizadas em altitudes compatíveis com a área de estudo, o que prevê uma equivalência de frequência das chuvas, conforme será apresentado adiante.

Os dados de chuva foram obtidos dos seguintes postos:

Tabela 4.26: Localização dos postos pluviométricos utilizados.

Identificação	Nome	Bacia	Altitude (m)	UTM (N)	UTM (E)
D2 001	Vila Capivari	Capivari	1600	7.486.494,780	441.810,454
D2 096	Campos do Jordão	Sapucai	1600	7.489.596,287	449.216,662

O posto D2 001 é o mais próximo da área de estudo, encontrando-se a uma distância de 3 km. Deste posto foram obtidos os dados de chuvas diárias referentes ao período de 1937 a 2000, ou seja, dos últimos 63 anos, não sendo possível a obtenção de dados mais recentes devido à desativação do posto.

O posto D2 096 é mais distante do que o anterior, e está a aproximadamente 10 km da área de estudo, porém, possui dados mais recentes, sendo que sua aquisição teve início em 1972 e continua até os dias atuais. Trata-se de uma estação bastante completa em termos de equipamentos, no entanto, em visita feita recentemente constatou-se que estes se encontram desgastados ou sem manutenção.

A análise dos dados pluviométricos anuais permitiu constatar que o município de Campos dos Jordão apresenta as estações secas e chuvosas bem definidas. De acordo com o gráfico de máximos e mínimos de precipitação mensal mostrado na FIGURA 4.62, verifica-se que a estação chuvosa ocorre nos meses de setembro a março, sofrendo variações gradativas na quantidade de chuva. Os meses mais chuvosos são dezembro e janeiro, com precipitações mensais máximas de 890 mm e 777 mm e mínimas de 62,3mm e 104,8 mm, respectivamente. A estação seca ocorre de abril a agosto, tendo as maiores baixas nos meses de julho e agosto, quando foram observados valores mensais máximos de 192 e 167 mm e mínimos de 0,6mm e 0,3 mm respectivamente.

Figura 4.62: Valores médios de precipitação (máximos e mínimos) mensal medidos desde 1937 (Posto D2 001)

Quanto aos totais de precipitação anuais verificou-se que apresentam uma média anual de 1800 mm, com predominância de picos superiores 1500 mm e uma minoria próxima a 2500 mm. O maior pico ocorreu em 1950 com uma precipitação de quase 3500mm, conforme pode ser visto no gráfico da FIGURA 4.63. A título de comparação, nesta figura foi apresentado o gráfico de totais anuais referente ao posto de aquisição de dados D2 096. Este gráfico mostra que a diferença entre os valores obtidos nos dois postos é pequena, verificando-se que o posto D2 096 apresenta valores um pouco mais elevados do que o posto D2 001, porém a tendência de variação entre anos mais e menos chuvosos é semelhante.

Figura 4.63: Precipitação total anual nos postos D2 001 e D2 096.

Devido ao interesse específico nos meses mais chuvosos, foram elaborados gráficos individuais dos totais mensais dos meses de novembro, dezembro e janeiro, para os últimos 63 anos. O gráfico do mês de novembro mostrou uma tendência mais homogênea mantendo a média durante todo o período analisado. Por outro lado os gráficos de dezembro e janeiro apresentaram uma tendência mais aleatória com presença de picos variando de 500 até 900mm mensais. Um fato interessante é que os valores extremos predominaram nas décadas de 40 e 50, sendo que nas últimas

três décadas a distribuição foi mais homogênea, mantendo uma média de 230 mm, seguido do mês de janeiro de 2000, com pico de 600mm novamente. Estes gráficos podem ser vistos na FIGURA 4.64.

A distribuição diária das chuvas durante os meses de dezembro e janeiro foi também analisada. Verificou-se a partir destes dados que tanto durante o mês de dezembro quanto de janeiro as chuvas apresentam uma distribuição equilibrada, onde eventos chuvosos ocorrem, praticamente, todos os dias ou apresentam intervalos de poucos dias.

Figura 4.64: Totais mensais de novembro, dezembro e janeiro dos últimos 63 anos (Posto D2 001).

Nos anos em que a média das chuvas foi normal, os valores diários apresentam-se constantes e em pequena quantidade (FIGURA 4.65 - ano 98/99), enquanto que nos anos em que a quantidade de chuva está acima da média a distribuição é caracterizada pela presença de picos isolados de altas precipitações ao longo do período, acompanhado em geral de períodos de chuva mais esparsas (FIGURA 4.65 – anos 73/74 e 89/90). Existem ainda algumas ocorrências raras em que o montante de chuva é extremo e a distribuição é homogênea, como é o caso da seqüência 1945/1946 apresentada na FIGURA 4.65.

Figura 4.65: Exemplos de distribuição diária de chuvas de dezembro a janeiro para diferentes totais precipitados.

Dentre os dados analisados, especial atenção foi dada à distribuição de chuvas dos meses relacionados aos escorregamentos ocorridos no início de 2000, ou seja, novembro e dezembro de 1999 e janeiro de 2000.

Durante estes três meses ocorreu um total de chuva de 953 mm, sendo que 377 mm referem-se aos 4 primeiros dias de janeiro, que sozinhos representaram praticamente todo o montante precipitado no mês de dezembro, que foi de 392 mm (FIGURA 4.66). A distribuição das chuvas nos dois primeiros meses foi relativamente homogênea, com ocorrência de um pico de 75 mm no dia 04 de dezembro e um período de estiagem de aproximadamente sete dias na metade do mês de dezembro. Em análise comparativa com os dados dos outros anos verificou-se que estiagens nesta época ocorreram em 20 % dos anos analisados. O mês de novembro teve um total de chuvas de 67 mm, o que esteve muito abaixo da média dos outros anos.

Figura 4.66: Gráfico de distribuição das chuvas no período de novembro de 1999 até janeiro de 2000. (D2 096)

O tipo de distribuição das chuvas ao longo do dia é de fundamental importância para o estudo de eventos deflagradores de escorregamentos, visto que ao longo do dia podem ocorrer diversos eventos chuvosos com diferentes intensidades e que são muitas vezes mascarados pelos totais de chuva diários.

Para analisar este fator, foram analisados dados detalhados de chuva referentes ao período de 01 de dezembro de 1999 e 05 de janeiro de 2000, os quais estão relacionados com a ocorrência dos escorregamentos. Os valores de precipitação utilizados foram extraídos diretamente dos pluviogramas diários, sendo considerados os valores precipitados a cada 10 minutos.

A análise detalhada da distribuição da chuva ao longo do dia neste período mostrou que precipitações diárias de mesmo valor podem ocorrer de maneiras diferentes, gerando valores de intensidade também diferentes, o que influencia diretamente na quantidade de chuva infiltrada na superfície do terreno.

Os gráficos referentes à distribuição diária do período analisado estão apresentados no APÊNDICE III, sendo alguns deles discutidos a seguir.

Nos gráficos da FIGURA 4.67 apresenta-se a distribuição de chuva dos dias 1 e 11 de dezembro, cuja precipitação total foi de aproximadamente 30 mm cada dia. Neste gráfico observa-se que no caso do dia 1º as chuvas mantiveram-se concentradas em um período de 1,5 h, gerando uma intensidade de 0,3 mm/min, enquanto que no dia 11 esta mesma quantidade de chuva esteve distribuída ao longo de todo o dia, ocorrendo a uma intensidade média de 0,03 mm/min, ou seja muito inferior ao dia 01. Neste caso a quantidade total de chuva foi pequena, podendo parecer insignificante, no entanto, quando este mesmo processo ocorre para precipitações mais elevadas a diferença pode ser o limite entre a ocorrência ou não escorregamentos.

Figura 4.67: Gráficos comparativos entre a distribuição horária de chuva, para intensidade total de 30 mm para os dias 01/12/1999 e 11/12/1999.

Na FIGURA 4.68 é feita uma comparação entre a distribuição dos dias 04 de dezembro e 03 de janeiro, cuja precipitação total foi de aproximadamente 80 mm para cada uma delas. No dia 04 de dezembro as chuvas ficaram concentradas em um período de 8 horas, praticamente com uma intensidade de 0,15 mm/min, enquanto que no dia 03 de janeiro as chuvas foram contínuas durante 24 horas, ocorrendo a uma intensidade 0,05 mm/min, 3 vezes menor do que do dia 04. O mesmo ocorreu com o dia 02 de janeiro, em que a precipitação total foi de 120 mm, mas esteve distribuída ao longo de todo o dia e apresentou uma intensidade de 0,09mm/min.

Figura 4.68: Gráfico comparativo entre distribuição horária de chuva, para intensidade total de 80 mm aproximadamente.

Com base nos gráficos obtidos os eventos de chuva ocorridos neste período foram individualizados e caracterizados pela sua quantidade e duração (intensidade em m/s), para que pudessem ser utilizados na aplicação do método de previsão de escorregamentos proposto. O tempo mínimo de duração analisado foi de 10 minutos e o intervalo mínimo considerado entre eventos foi de 20 minutos.

Neste período foram individualizados 31 eventos, cujas características podem ser vistas na TABELA 4.27, onde verifica-se que os eventos apresentam uma grande variedade de intensidades, porém, todas dentro do intervalo de $2,6E^{-7}$ m/s até $5,8E^{-6}$ m/s, sendo portanto de baixa intensidade.

Tabela 4.27: Seqüência de eventos do período de 01 de dezembro a 05 de janeiro de 2000.

Evento	Quant. (mm)	Dur. (min)	Int. (mm/ min)	Int. (m/s)	Evento	Quant. (mm)	Dur. (min)	Int. (mm/ min)	Int. (m/s)
1	91,8	460	0,200	3,3E ⁻⁰⁶	17	15,5	160	0,097	1,6E ⁻⁰⁶
2	3,2	50	0,064	1,1E ⁻⁰⁶	18	13,9	370	0,038	6,3E ⁻⁰⁷
3	6,5	90	0,072	1,2E ⁻⁰⁶	19	2,4	70	0,034	5,7E ⁻⁰⁷
4	1,4	90	0,016	2,6E ⁻⁰⁷	20	8,9	200	0,045	7,4E ⁻⁰⁷
5	21,7	110	0,197	3,3E ⁻⁰⁶	21	3,4	170	0,020	3,3E ⁻⁰⁷
6	3,5	10	0,350	5,8E ⁻⁰⁶	22	6,2	70	0,089	1,5E ⁻⁰⁶
7	19,1	200	0,096	1,6E ⁻⁰⁶	23	19,7	60	0,328	5,5E ⁻⁰⁶
8	2,5	130	0,019	3,2E ⁻⁰⁷	24	6,1	90	0,068	1,1E ⁻⁰⁶
9	3,2	160	0,020	3,3E ⁻⁰⁷	25	9	50	0,180	3,0E ⁻⁰⁶
10	9,9	240	0,041	6,9E ⁻⁰⁷	26	2,4	60	0,040	6,7E ⁻⁰⁷
11	8,8	60	0,147	2,4E ⁻⁰⁶	27	10,1	110	0,092	1,5E ⁻⁰⁶
12	37,1	720	0,052	8,6E ⁻⁰⁷	28	4,5	180	0,025	4,2E ⁻⁰⁷
13	18,7	270	0,069	1,2E ⁻⁰⁶	29	6,5	210	0,031	5,2E ⁻⁰⁷
14	3,1	80	0,039	6,5E ⁻⁰⁷	30	43,1	240	0,180	3,0E ⁻⁰⁶
15	1,7	90	0,019	3,1E ⁻⁰⁷	31	321,4	4050	0,079	1,3E ⁻⁰⁶
16	2,6	170	0,015	2,5E ⁻⁰⁷					

4.5.1. Relação entre a ocorrência de escorregamentos e a pluviosidade.

Informações obtidas de moradores dos bairros afetados, bem como de integrantes da Defesa Civil de Campos do Jordão, os escorregamentos mais significativos ocorreram entre os dias 02 e 04 de janeiro de 2000.

Os eventos chuvosos ocorridos no início de janeiro (entre os dias 01 e 04) geraram um total de 371 mm de chuva, sendo que destes, aproximadamente 320 mm ocorreram entre os dias 02 e 04 e foram representados por um único evento contínuo, com duração de aproximadamente 60 horas, conforme apresentado na TABELA 4.27 e APÊNDICE III. Este fato induz a idéia de que este último evento chuvoso tenha sido o principal causador dos escorregamentos ocorridos. Entretanto, uma análise mais detalhada da distribuição de chuvas no início de janeiro e a sua correlação com o início dos escorregamentos mostram que esta relação não ocorreu de maneira tão direta.

Constatou-se através da referida análise, que os primeiros escorregamentos ocorreram mesmo antes do início dos eventos chuvosos de maior intensidade, ou seja, tiveram início logo após as chuvas do dia 01/01 e continuaram durante todo o dia 02 e 03. No dia 1º verificou-se uma precipitação aproximada de 50 mm, a qual deu

continuidade à seqüência de 400mm de chuva acumuladas desde o início de dezembro, conforme pode ser observado na FIGURA 4.69. Além disso, sabe-se que antes de iniciarem os escorregamentos na área de estudo, outras encostas do município de Campos do Jordão já haviam rompido, tendo sido registradas ocorrências desde a madrugada do dia 1º de janeiro, conforme informações da própria Defesa Civil.

Figura 4.69: Gráfico comparativo entre chuva diária e acumulada durante o mês de dezembro e início de janeiro de 2000.

Estes fatos indicam que apesar da elevada quantidade de chuva ocorrida nos primeiros quatro dias de Janeiro, as encostas, provavelmente, já se encontravam na iminência de ruptura, em decorrência das chuvas contínuas ocorridas durante todo o mês de dezembro, as quais, possivelmente, deixaram as encostas em uma condição de umidade muito próxima à saturação. Quando considerada a intensidade de ocorrência das chuvas entre 01/12/1999 e 04/01/2000 esta hipótese fica ainda mais evidente pois o período de ocorrência dos escorregamentos apresentou valores de intensidade menos elevados do que durante o início de dezembro, conforme apresentado na FIGURAS 4.70.

Portanto, há que se considerar que para a deflagração dos escorregamentos ocorridos nos dias 02, 03 e 04, possivelmente não seria necessária à incidência de eventos de chuva de tão elevada quantidade. No entanto, é natural que as chuvas destes dias tenham piorado ainda mais a condição das encostas.

Figura 4.70: Intensidade de chuva acumulada entre 01/12/1999 e 04/01/2000.

Relações entre ocorrências de escoamentos e a incidência de chuvas é um hábito bastante comum no Brasil e no mundo, e que em geral apresentam bons resultados, principalmente quando elas permitem a elaboração de curvas críticas, como por exemplo, as obtidas por CAINE (1980), TATIZANA *et al.* (1987) e D'ORSI (1997). Entretanto, este tipo de análise exige que se tenham dados históricos de ocorrências de escoamentos e que estes sejam em número relativamente grande para garantir a consistência dos resultados. Para a área de estudo, a escassez de dados históricos desta natureza, não permitiu até o momento o estabelecimento de nenhuma curva consolidada que pudesse definir os tipos de chuva capazes de deflagrar a ocorrência dos escoamentos. Por este motivo foram realizadas tentativas de correlações das chuvas deflagradoras dos escoamentos do início do ano 2000 com as curvas de intensidade crítica obtidas por TATIZANA *et al.* (1987) (FIGURA 4.71), em estudos na Serra do Mar, e D'ORSI (1997) (FIGURA 4.73) no Rio de Janeiro, a fim de verificar se existe alguma semelhança ou se as mesmas são aplicáveis à área de estudo.

As relações foram feitas de modo que fossem plotados nos devidos gráficos as quantidades e intensidades de chuva ocorridas para os períodos antecedentes aos dias dos escoamentos, considerando para isso o período de 30 de dezembro de 1999 a 05 de janeiro de 2000. Para a elaboração do gráfico da figura 4.72 consideraram-se ocorrências diárias de escoamentos entre no período de 01 a 05 de janeiro.

Figura 4.71.: Envoltória para ocorrência de escorregamentos de TATIZANA et al.. (1987) com os pontos referentes à ocorrência de escorregamentos na área de estudo.(Base de dados pluviométricos do posto D2 096).

Figura 4.72: Valores de chuva críticos obtidos para a área de estudo pela equação de TATIZANA et al. em comparação aos valores ocorridos na realidade. (Base de dados pluviométricos do posto D2 096).

No caso da envoltória de TATIZANA et al. (1987) (FIGURA 4.71) nota-se que os pontos relativos aos escorregamentos da área de estudo encontram-se abaixo da linha crítica do gráfico, o que indica que as intensidades de chuva necessárias à ruptura são muito menores do que para a região da Serra do Mar, para qual o gráfico em questão foi elaborado. A relação entre os valores obtidos com a aplicação da

equação de TATIZANA *et al.* e as chuvas deflagradoras da área está apresentada na FIGURA 4.7 2. Este gráfico apresenta em detalhe a diferença entre a chuva crítica calculada e a ocorrida.

Para o caso da envoltória obtida por D'ORSI (1997) (FIGURA 4.73), para o Rio de Janeiro, a relação entre os dados mostrou-se também pouco representativa, sendo que todos os pontos relativos às ocorrências da área de estudo encontram-se muito abaixo da linha de intensidade crítica do referido gráfico.

Portanto, depreende-se desta análise que as características das chuvas que levam as encostas da área de estudo são muito peculiares e assim necessitam de uma abordagem diferente ou mais detalhada.

Figura 4.73: Gráficos comparativos entre as envoltórias para ocorrência de escorregamentos obtidas por D'ORSI (1997) e os pontos referentes à ocorrência de escorregamentos da área de estudo

Estudos realizados recentemente pelos pesquisadores do IPT (RIDENTE *et al.*, 2001) em conjunto com a Prefeitura de Campos do Jordão, permitiram uma aproximação da quantidade de chuva crítica necessária para deflagração dos escorregamentos. Estes estudos utilizaram como exemplo três grandes episódios de movimentos de massa ocorridos no município desde a década de 70 (Vila Albertina em 1972, em todo o município em 1991 e 2000) e estabeleceram correlações com os registros de chuvas observados para períodos de 3 dias antecedentes as ocorrências. Estes estudos mostraram que, na maioria dos casos, os escorregamentos ocorreram após uma sequência de chuvas de no mínimo 70 mm diários ou que totalizassem 200 mm em três dias. Desde então, este índice vêm sendo utilizado pela Defesa Civil do município como alerta para as áreas mais íngremes e mais propícias para ocorrência de movimentos de massa. No entanto, ainda pouco se conhece a respeito da

verdadeira influência da infiltração da chuva nas encostas da área de estudo e do mecanismo de ruptura que as leva à perda de estabilidade.

Uma característica marcante dos episódios de movimentos de massa mais significativos registrados até o momento é de que a sua ocorrência está relacionada com uma distribuição de chuvas relativamente homogêneas no período que vai de novembro a fevereiro, seguidas de chuvas mais intensas.

Estes fatos vêm a reforçar a hipótese sugerida anteriormente neste trabalho, de que as rupturas ocorrem pelo umedecimento progressivo do solo. Ou seja, durante a estação chuvosa a umidade se mantém relativamente alta devido a infiltração constante da água no solo, até que a incidência de chuvas de alta intensidade elevam rapidamente a sua umidade, de maneira que a entrada de água no maciço seja maior do que a sua redistribuição interna, fazendo com que o solo chegue rapidamente ao estado saturado e conseqüentemente à ruptura.

5. CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES HIDRÁULICAS DOS MATERIAIS INCONSOLIDADOS.

O conhecimento das características hidráulicas de uma encosta é de fundamental importância para o entendimento de como se processa o movimento de água no seu interior e a sua relação com a infiltração da água da chuva, especialmente em termos quantitativos.

O presente capítulo aborda os resultados obtidos na segunda etapa de trabalhos realizados, conforme apresentado na metodologia. Nele serão apresentados os valores de condutividade hidráulica saturada (K_{sat}) e não saturada ($K(\theta)$), difusividade hidráulica ($D(\theta)$), velocidade de infiltração e potencial mátrico (ψ) obtidos para diferentes tipos de materiais inconsolidados.

A fim de incrementar a qualidade dos dados de K_{sat} , a sua obtenção foi feita tanto a partir de ensaios de campo como de laboratório, sendo que os primeiros consideram a variabilidade dos solos em escala natural enquanto os últimos, devido à praticidade, permitiram analisar uma maior variedade de materiais inconsolidados.

5.1. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA E NÃO SATURADA

Os locais selecionados para realização dos ensaios de infiltração foram escolhidos de modo que melhor representassem os materiais inconsolidados, diferenciados durante a etapa de mapeamento, além disso, buscou-se a realização dos ensaios em diferentes unidades de materiais inconsolidados de maneira que a influência da seqüência de materiais em profundidade pudesse ser verificada.

Devido à densidade de moradias existentes na área, a maioria dos ensaios foi realizada dentro de propriedades particulares, inibindo a realização de um número

muito grande de tradagens para coleta de amostras. Contudo, este fato não prejudicou a obtenção dos resultados.

5.1.1. Ensaios com medida de taxa de infiltração.

5.1.1.1. Ensaio E1.

Este ensaio foi realizado no topo da área de estudo, próximo ao ponto 69, nos domínios da unidade U2. Neste ponto o perfil de solo é composto essencialmente por uma camada de aproximadamente 1 m de material do tipo IR que grada para IIR até aproximadamente 2,5 m de profundidade. Os resultados obtidos representam essencialmente o material inconsolidado do tipo IR.

O tempo total de infiltração da água no infiltrômetro foi de três horas, sendo este processo finalizado quando atingido o estado de infiltração constante.

Com os dados obtidos das medidas de infiltração com o tempo foi obtido o gráfico de infiltração, que está apresentado na FIGURA 5.1. Nele pode-se observar a rápida diminuição da taxa de infiltração nos primeiros 30 minutos do ensaio, variando de 80mm/h para 11mm/h. A partir daí a taxa diminui mais lentamente chegando a um valor final de 7mm/h ou $1,6E^{-6}$ m/s.

Figura 5.1: Curva de infiltração obtida pelo ensaio E1.

Depois de encerrada a infiltração, foi realizada a primeira tradagem de umidade máxima, denominada t_0 . A título de comparação é apresentado na FIGURA 5.2 o gráfico que representa a condição de umidade inicial do solo e umidade depois de ocorrida a infiltração. Este gráfico mostra que o solo já apresentava uma umidade inicial elevada, com um grau de saturação médio de 80%. Esta situação inicial fez com que o solo chegasse à saturação rapidamente, necessitando apenas que um pequeno volume da água fosse infiltrado.

Figura 5.2: Perfis de umidade obtidos antes (inicial) e após (final) a realização do ensaio E1

Para o cálculo de K_{sat} foram considerados os 60 cm iniciais por apresentarem grau de saturação maiores do que 95%. Para este cálculo foram utilizados os seguintes dados:

$$Q = 932,4 \text{ cm}^3$$

$$H = 5 \text{ cm}$$

$$Z_w = 60 \text{ cm}$$

$$T = 7200 \text{ s}$$

$$A = 706,85 \text{ cm}^2$$

Obtendo-se portanto um valor de K_{sat} de $1,7E^{-6} \text{ m/s}$.

Para aplicação do método de umidade de Libardi foram realizadas mais três coletas durante o período de redistribuição da água no solo, além da coleta inicial t_0 . Estas coletas estão representadas pelas curvas t_1 , t_2 e t_3 na FIGURA 5.3, e referem-se aos intervalos de 1, 2 e 3 horas de redistribuição em relação à coleta t_0 , respectivamente.

No gráfico da FIGURA 5.3 pode-se observar a variação da umidade ao longo do tempo apresentado em termos de umidade relativa. As tradagens foram realizadas até 200 cm de profundidade, no entanto, a partir dos 120 cm a variação de umidade tornou-se muito inconstante, dificultando a sua interpretação, sendo portanto apresentados apenas os resultados até esta profundidade.

Figura 5.3: Perfis de umidade obtidos a partir das coletas em vários tempos de redistribuição.

Obedecendo a premissa de que para a aplicação do método de Libardi a umidade deve sempre decrescer com o tempo, para este ensaio, o cálculo de $K(\theta)$ foi realizado até a profundidade de 50cm.

Os cálculos foram realizados de acordo com o procedimento apresentado no Capítulo 3, sendo o valor de $K(\theta)$ obtido para as profundidades de 10, 20, 30, 40 e 50cm, e apresentados na TABELA 5.1 na forma de equações. Nesta tabela encontram-se também os valores de g , $g_{\text{médio}}$, b e K_0 , obtidos dos gráficos auxiliares.

Tabela 5.1: Dados utilizados para cálculo de $K(q)$ e equações de $K(q)$ para o ensaio E1.

Prof (cm)	g	$g_{\text{médio}}$	b	q_0	K_0 (m/s)	$K(q)$ (m/s)
0-10	27,03	29,41	0,0097	0,42	$1,2E^{-6}$	$1,2E^{-6} \cdot e^{27,03(\theta-0,42)}$
10-20	34,25	30,86	0,0084	0,40	$2,4E^{-6}$	$2,4E^{-6} \cdot e^{34,25(\theta-0,40)}$
20-30	53,76	34,60	0,009	0,41	$3,9E^{-6}$	$3,9E^{-6} \cdot e^{53,76(\theta-0,41)}$
30-40	53,76	37,17	0,0113	0,42	$5,5E^{-6}$	$5,5E^{-6} \cdot e^{53,76(\theta-0,42)}$
40-50	34,25	38,46	0,0125	0,43	$6,4E^{-6}$	$6,4E^{-6} \cdot e^{34,25(\theta-0,47)}$

A partir das equações obtidas e apresentadas na TABELA 5.1, foram calculados os valores de $K(\theta)$ para qualquer umidade desejada. Deste modo foram obtidas as curvas de variação de $K(\theta)$ em função da umidade para cada profundidade analisada, conforme apresentado no gráfico da FIGURA 5.4.

Figura 5.4: Gráfico de variação de $K(q)$ em função de q para cada profundidade do ensaio E1.

Neste gráfico observa-se que a maior variação de $K(\theta)$ ocorreu entre as profundidades de 30 a 50 cm, onde variou em média de $3E^{-12}$ m/s, no estado mais seco para $1E^{-5}$ m/s, no estado mais úmido. De 0 a 30 cm de profundidade a variação de $K(\theta)$ foi menos acentuada, sendo de $4E^{-10}$ m/s, para a umidade mais baixa, e $5E^{-6}$ m/s para a umidade mais elevada.

Na FIGURA 5.5 é apresentada a variação de $K(\theta)$ em profundidade para umidade saturada. Este gráfico mostra que o valor de $K(\theta)$ pode variar de $2E^{-6}$ m/s, na superfície, até $7E^{-6}$ m/s, a 50cm de profundidade.

Figura 5.5: Gráfico de variação de $K(q)$ com a profundidade na umidade saturada para o ensaio E1.

5.1.1.2. Ensaio E2.

Este ensaio foi realizado nos domínios da unidade U1, localizado próximo ao ponto 55 (Mapa de Documentação B – FIGURA 4.12). O perfil de solo apresenta uma camada de material de aterro de aproximadamente 0,2 m na superfície, que é representativo do material VI-A. Abaixo desta camada encontra-se o perfil residual composto por 0,8m de material do tipo I-R gradando para material II-R, com espessura superior a 1m.

A velocidade de infiltração constante foi alcançada após quatro horas de ensaio. A curva de infiltração pode ser vista na FIGURA 5.6, de onde se obteve a velocidade de infiltração constante a 20mm/h, ou seja $5,5E^{-6}$ m/s.

Figura 5.6: Curva de infiltração obtida para o ensaio E2.

Em comparação com o ensaio E1, verificou-se um aumento de aproximadamente três vezes na velocidade de infiltração. Este resultado reflete a natureza heterogênea da camada de material de aterro VI-A, que compõe a porção superficial deste perfil de solo.

No gráfico da FIGURA 5.7 pode-se observar o perfil de umidade antes e depois do ensaio. Neste gráfico verifica-se que o solo encontrava-se com um grau de saturação médio de 60% antes do início da infiltração, e portanto abaixo da umidade inicial encontrada no ensaio E1.

Figura 5.7: Perfis de umidade antes (inicial) e após (t_0) a realização do ensaio E2.

Para o cálculo de K_{sat} foram utilizados os dados abaixo, considerando-se os 60 cm iniciais do perfil.

$$Q = 2.064,6 \text{ cm}^3$$

$$H = 4,5 \text{ cm}$$

$$Z_w = 30 \text{ cm}$$

$$T = 5.400 \text{ s}$$

$$A = 706,85 \text{ cm}^2$$

Obtendo-se portanto um valor de K_{sat} de $5E^{-6} \text{ m/s}$.

Após a coleta inicial na saturação máxima (t_0) foram realizadas mais três coletas denominadas de t_1 , t_2 e t_3 nos tempos de redistribuição de 2, 3 e 5 horas em relação a t_0 , respectivamente.

Na FIGURA 5.8 são apresentados os perfis de umidade obtidos ao longo do tempo. Estes resultados mostram que a tendência de redistribuição da água é muito semelhante àquela encontrada no ensaio E1, onde a redução de umidade é mais visível para pequenas profundidades, sendo que abaixo de 100cm ocorre a sobreposição dos perfis de umidade.

Figura 5.8: Perfis de umidade ao longo do tempo referente ao ensaio E2.

Da mesma forma como realizado para o ensaio E1 foram então calculados os valores de $K(\theta)$ até 90 cm de profundidade, conforme apresentado na TABELA 5.2.

Na FIGURA 5.9 são apresentadas as curvas de variação de $K(\theta)$ com a umidade para cada profundidade analisada. Os gráficos mostram que até 60cm de profundidade $K(\theta)$ apresenta valor mínimo de $2E^{-8}$ m/s e máximo de $2E^{-5}$ m/s . Para

profundidades maiores do que 60 cm os gráficos mostram uma variação maior, sendo que $K(\theta)$ mínimo foi de $2E^{-12}$ m/s e máximo de $2E^{-5}$ m/s.

Tabela 5.2: Dados utilizados para cálculo de $K(q)$ e equações de $K(q)$ para o ensaio E2

Prof (cm)	g	g médio	b	q ₀	K ₀ (m/s)	K(q) (m/s)
0-10	11,19	11,53	0,071	0,47	$5,3E^{-6}$	$5,3e^{-6} \cdot e^{11,19(\theta-0,47)}$
10-20	18,12	13,14	0,0387	0,40	$8,5E^{-6}$	$8,5e^{-6} \cdot e^{18,12(\theta-0,40)}$
20-30	18,28	14,12	0,0231	0,42	$9,0E^{-6}$	$9,0e^{-6} \cdot e^{18,28(\theta-0,42)}$
30-40	18	14,77	0,0139	0,43	$9,7E^{-6}$	$9,7e^{-6} \cdot e^{18(\theta-0,43)}$
40-50	15,34	14,86	0,0109	0,44	$1,1E^{-5}$	$1,1e^{-5} \cdot e^{15,34(\theta-0,44)}$
50-60	18	15,24	0,0075	0,43	$1,3E^{-5}$	$1,3e^{-5} \cdot e^{18(\theta-0,43)}$
60-70	30,30	16,23	0,0048	0,41	$1,4E^{-5}$	$1,4e^{-5} \cdot e^{30,30(\theta-0,41)}$
70-80	45,25	17,48	0,0074	0,45	$1,8E^{-5}$	$1,8e^{-5} \cdot e^{45,25(\theta-0,435)}$
80-90	37	18,45	0,0069	0,44	$1,7E^{-5}$	$1,7e^{-5} \cdot e^{37(\theta-0,44)}$

Figura 5.9: Gráficos de variação de $K(q)$ em função de q para cada profundidade do ensaio E2.

Considerando-se a variação em profundidade apenas dos valores saturados (K_{sat}) (FIGURA 5.10), obtiveram-se valores que variam de $6E^{-6}$ m/s na superfície até $7,6E^{-5}$ m/s a 90cm de profundidade.

Figura 5.10: Gráfico de variação de $K(q)$ com a profundidade para a umidade próxima a saturação.

5.1.1.3. Ensaio E3.

Este ensaio foi realizado na região oeste da área, onde predominam os perfis de solo menos espessos e caracterizados pela presença de material de aterro do tipo VII-A. Mais especificamente, foi realizado no ponto 85 (Mapa de Documentação B – FIGURA 4.12), caracterizado pelo perfil típico de materiais inconsolidados da unidade U6. Localmente é composto por uma camada de 0,3 m de material do tipo VII-A no topo do perfil, seguido do material I-R com espessura de 0,2 m, que grada para material saprolítico III-S passando por uma delgada porção do material do tipo II-R, originado da transição do material I-R para III-S.

O ensaio de infiltração durou aproximadamente quatro horas. A taxa de infiltração final alcançada após a estabilização foi de 330 mm/h que equivale a $9,1E^{-5}$ m/s (FIGURA 5.11). Este valor elevado é uma consequência das características de heterogeneidade do aterro existente na superfície do perfil, onde as macroporosidades são comumente encontradas, sendo provavelmente as que mais influenciam na taxa de infiltração.

Figura 5.11: Curva de infiltração obtida a partir do ensaio E3.

Na FIGURA 5.12 é apresentado o gráfico contendo os perfis de saturação no início do ensaio (inicial) e logo após a realização do ensaio. Neste gráfico observa-se que houve a saturação do perfil até a profundidade de 60 cm sendo, portanto, utilizada esta profundidade para o cálculo de K_{sat} , além os seguintes dados:

$$Q = 32.700,60 \text{ cm}^3$$

$$H = 6,25 \text{ cm}$$

$$Z_w = 60 \text{ cm}$$

$$T = 5.400 \text{ s}$$

$$A = 706,85 \text{ cm}^2$$

Obtendo-se um valor de K_{sat} igual a $7,7E^{-5} \text{ m/s}$.

Figura 5.12: Perfis de umidade obtidos a partir do ensaio E3.

Neste ensaio os dados de umidade obtidos das coletas realizadas no período de redistribuição não puderam ser utilizados, devido à ocorrência de chuvas durante a coleta. A chuva influenciou na redistribuição da umidade no solo, uma vez que os perfis resultantes mostraram aumento da umidade com o tempo em alguns pontos do perfil.

Sendo assim, para a caracterização deste perfil será apenas utilizada a K_{sat} e a v_i obtidas em função do ensaio de infiltração.

De acordo com o que é encontrado na bibliografia a velocidade de infiltração final, obtida na curva de infiltração, deve estar próxima ao valor da condutividade hidráulica saturada do solo. Tal afirmação foi corroborada pelos resultados obtidos nos ensaios, onde se verificou que os valores de v_i encontrados estão muito próximos aos valores de K_{sat} obtidos pelo cálculo do perfil instantâneo, conforme pode ser visto na TABELA 5.3. Isto também ocorre com relação aos valores de K_{sat} obtidos pelo método de Libardi, que se apresentam, também, muito próximos ao valor de v_i .

Tabela 5.3: Resumo dos valores de v_i e K_{sat} para os ensaios E1 e E2. K_{sat} (1) valor obtido pelo ensaio de infiltração e K_{sat} (2) obtido pelo método de Libardi.

Ensaio	v_i	K_{sat} (m/s)(1)	K_{sat} (m/s) (2)
E1	1,6E ⁻⁶	1,7E ⁻⁶	3,8E ⁻⁶
E2	5,5E ⁻⁶	5E ⁻⁶	9,5E ⁻⁶
E3	9,1E ⁻⁵	7,7E ⁻⁵	----

5.1.2. Ensaios sem medida de taxa de infiltração.

5.1.2.1. Ensaio E5.

Este ensaio foi realizado próximo ao ponto 9, localizado na área de abrangência da unidade U7. O material do tipo I-R encontrado na porção superficial do perfil apresenta características texturais mais homogêneas do que outros locais.

Superficialmente observou-se a presença de raízes pouco profundas de gramíneas associadas à camada de material do tipo I-R com aproximadamente 70cm de espessura. Esta camada apresenta um contato gradacional com uma camada de material saprolítico V-S, o qual tem espessura superior a 1,5m.

A infiltração da água foi realizada em um período de cinco horas, em um cilindro com 60 cm de diâmetro, mantendo-se uma lâmina d'água de seis centímetros na superfície do solo.

As coletas das amostras foram realizadas em diferentes tempos de redistribuição:

- Coleta t_0 : logo depois de encerrada a infiltração (0 h);
- Coleta t_1 : 18 horas após a coleta t_0 ;
- Coleta t_2 : 25 horas após a coleta t_0 ;
- Coleta t_3 : 41 horas após a coleta t_0 .

O gráfico de distribuição da umidade em profundidade e ao longo do tempo pode ser visto na FIGURA 5.13. Neste pode-se observar que de um modo geral o perfil de saturação máxima acompanha o comportamento do perfil inicial, até a profundidade de 70cm a partir da qual não houve mais variação da umidade.

Figura 5.13: Perfis de umidade e grau de saturação, obtidos para o ensaio E5.

Conforme o gráfico da FIGURA 5.13, neste ensaio verificou-se mais uma vez que a umidade decresce mais rapidamente para saturações iniciais mais elevadas, sendo que entre t_0 e t_1 (redistribuição de 18h) houve uma redução de aproximadamente 20%, enquanto que entre t_1 e t_3 (redistribuição de 23h entre as coletas), a variação foi de aproximadamente 10% apenas.

Os cálculos de $K(\theta)$ foram realizados até a profundidade de 50cm e os dados obtidos dos gráficos auxiliares, juntamente com as equações de $K(\theta)$ resultantes, estão apresentadas na TABELA 5.4.

Tabela 5.4: Dados utilizados para cálculo de $K(q)$ e equações de $K(q)$ para o ensaio E5

Prof (cm)	g	g médio	b	q_0 (GS)	K_0 (m/s)	$K(q)$ (m/s)
0-10	23,15	16,92	-0,0720	0,45 (97%)	$3,1E^{-7}$	$3,1E^{-7} \cdot e^{23,15(\theta-0,45)}$
10-20	40,32	20,96	-0,0439	0,45 (97%)	$4,5E^{-7}$	$4,5E^{-7} \cdot e^{40,32(\theta-0,45)}$
20-30	12,03	17,70	-0,0768	0,47 (100%)	$1,9E^{-6}$	$1,9E^{-6} \cdot e^{12,03(\theta-0,47)}$
30-40	15,27	17,15	-0,0867	0,45 (97%)	$1,7E^{-6}$	$1,7E^{-6} \cdot e^{15,27(\theta-0,45)}$
40-50	27,78	18,32	-0,0843	0,44 (95%)	$7,3E^{-7}$	$7,3E^{-7} \cdot e^{27,78(\theta-0,44)}$

O gráfico da FIGURA 5.14, resultante da aplicação das equações apresentadas na TABELA 5.4, mostra a variação de $K(\theta)$ em função da umidade para cada uma das profundidades analisadas.

Os resultados referentes a este ensaio mostram que para valores baixos de umidade a $K(\theta)$ varia de $3,4E^{-13}$ m/s para $2,2E^{-8}$ m/s enquanto que para umidades mais próximas à saturação o $K(\theta)$ varia de $4,9E^{-7}$ m/s para $2,3E^{-6}$ m/s. Representando, portanto, uma variação maior do que as obtidas nos ensaios E1 e E2.

A partir do gráfico da FIGURA 5.15, que apresenta a variação de $K(\theta)$ para umidade próxima a saturação, verifica-se que o $K(\theta)$ variou de $5E^{-7}$ m/s no topo a $1,7E^{-6}$ m/s a 50cm de profundidade, e pode ser representado por um valor médio de $1,5E^{-6}$ m/s.

Figura 5.14: Gráfico de variação de $K(q)$ para cada profundidade analisada do ensaio E5.

Figura 5.15: Variação de $K(q)$ em profundidade para a umidade saturada referente ao ensaio E5.

5.1.2.2. Ensaio E6

Este ensaio foi realizado em um local próximo ao ensaio E5, no entanto, é representativo da unidade U4. O perfil de materiais inconsolidados é localmente composto por uma camada de aproximadamente 70 cm de material do tipo I-R, sendo que os primeiros 20 cm apresentam raízes de gramíneas e matéria orgânica, seguida de uma camada menos espessa de material do tipo II-R, o qual grada para o saprólito do tipo V-S. A porosidade média encontrada para este perfil foi de 51%.

O período de infiltração de água foi de cinco horas, seguida de quatro coletas:

Coleta t_0 : logo após o término da infiltração (0 h);

Coleta t_1 : 18 horas após t_0 ;

Coleta t_2 : 25 horas após t_0 ;

Coleta t_3 : 41 horas após t_0 .

Figura 5.16: Perfis de umidade obtidos do ensaio E6.

O gráfico apresentado na FIGURA 5.16 apresenta os perfis de umidade obtidos em cada coleta. A partir destes resultados e da mesma forma como para os demais ensaios, foram obtidas as equações de $K(\theta)$, para as profundidades de 10, 20, 30, e 50cm (TABELA 5.5).

Tabela 5.5: Dados utilizados para cálculo de $K(q)$ e equações de $K(q)$ para o ensaio E6.

Prof (cm)	g	$g_{\text{médio}}$	b	$q_a(\text{GS})$	$K_o \text{ (m/s)}$	$K(q) \text{ (m/s)}$
0-10	9,56	7,43	-0,1790	0,58(100%)	$6,8E^{-7}$	$6,8E^{-7} \cdot e^{9,56(\theta-0,58)}$
10-20	10,10	7,58	-0,1974	0,58(100%)	$1E^{-6}$	$1E^{-6} \cdot e^{10,10(\theta-0,58)}$
20-30	11,38	7,9	-0,11915	0,54(100%)	$1,2E^{-6}$	$1,2E^{-6} \cdot e^{11,38(\theta-0,54)}$
30-50	10,99	11,50	-0,1091	0,52	$5E^{-6}$	$3,6E^{-6} \cdot e^{10,99(\theta-0,52)}$

Os valores apresentados na TABELA 5.5 mostram que a K_o varia pouco em profundidade. A partir das equações de $K(\theta)$ foram obtidas as curvas apresentadas no gráfico da FIGURA 5.17. Os resultados mostram que para umidades muito baixas o valor de $k(\theta)$ varia entre $1E^{-10}$ m/s até $3E^{-8}$ m/s enquanto que para as umidades mais próximas a saturação $K(\theta)$ varia $6E^{-7}$ m/s até $7E^{-6}$ m/s.

Figura 5.17: Gráfico de variação de $K(q)$ em função da umidade para cada profundidade analisada.

Figura 5.18: variação de $K(q)$ em profundidade o grau de saturação máximo.

O gráfico da FIGURA 5.18 mostra a variação de $K(\theta)$ em profundidade para a umidade saturada e apresenta um comportamento semelhante ao obtido para o ensaio E5, principalmente até 40 cm, sendo que para ensaio E6 observa-se um aumento mais acentuado da K_{sat} para profundidades maiores que 40cm.

5.1.2.3. Análise dos resultados.

Comparando-se os resultados de $K(\theta)$ obtidos pelos quatro ensaios, nota-se que todos os locais analisados apresentam características semelhantes de comportamento, principalmente quanto à variação de $K(\theta)$ com a umidade, visto que as diferenças entre as curvas obtidas se resume em variações de diferentes intensidades entre a condição máxima ou mínima de saturação.

Os resultados obtidos corroboram os modelos teóricos apresentados por ASCE (1996), NANDAGIRI e PRASAD (1996) e EPA (1998), onde o aumento de $K(\theta)$ é diretamente proporcional ao aumento da umidade.

Os resultados obtidos pelos ensaios de infiltração de campo mostraram que o material inconsolidado de aterro VII-A (unidades U6 e U8) e representado pelo ensaio E3, apresenta o valor mais elevado de K_{sat} , ($7,7E^{-5}$ m/s), seguido do aterro do tipo VI-A, encontrado nas unidades U1 e U3, com K_{sat} da ordem de $9,5E^{-6}$ m/s.

O material inconsolidado do tipo I-R, encontrado na porção superficial das unidades U2, U4, U5 e U7, e representado pelos ensaios E1, E5 e E6, apresenta os valores mais baixos de K_{sat} , porém com uma pequena variação entre as unidades. Para a unidade U2 o valor médio encontrado foi de $3,8E^{-6}$ m/s, para a unidade U4 foi $9E^{-7}$ m/s e para a unidade U7 foi de $1,5E^{-6}$ m/s.

5.1.3. Ensaio de condutividade hidráulica saturada a carga constante em laboratório

Estes ensaios foram realizados visando obter valores de K_{sat} para uma variedade maior de materiais inconsolidados, localizados em diferentes pontos da área e unidades de materiais inconsolidados, visto que a impossibilidade de acesso a alguns locais não permitiu a realização dos ensaios de campo em todos os locais desejados.

Os ensaios de laboratório apresentam a vantagem de utilizar amostras pequenas e de fácil obtenção e manuseio; por outro lado, podem interromper a continuidade natural das macroporosidades encontradas em campo, não considerando as características naturais de heterogeneidade, devido às pequenas dimensões dos corpos de prova.

A equação utilizada para o cálculo do K_{sat} é a eq. 32, apresentada no Capítulo 2 e que está baseada na Lei de Darcy.

As amostras foram coletadas em diversos pontos da área, os quais estão apresentados no mapa de documentação B. A maioria das amostras representa a

porção superficial do perfil de solo (material I-R e VI-A), apresentando em geral grande quantidade de raízes e matéria orgânica.

Os resultados obtidos estão apresentados na TABELA 5.6, onde se encontra também a correspondência com a unidade de mapeamento em que foi coletada e qual o tipo de material inconsolidado representa.

Tabela 5.6: Dados de K_{sat} obtidos em ensaio de laboratório.

Amostra	K (m/s)	Unidade	Tipo de Material Inconsolidado
K1	$1,34E^{-4}$	U2 (E1)	I-R
K2	$9,27E^{-5}$	U2	I-R
K3	$7,78E^{-5}$	U4	I-R
K4	$9,82E^{-5}$	U4/U5	I-R
K5	$2,1E^{-4}$	U3	VI-A
K6	$1,52E^{-4}$	U6	VII-A
K7	$7,63E^{-5}$	U5	I-R
K7a	$5,63E^{-5}$	U5	I-R
K8	$1,37E^{-4}$	U4 (E6)	I-R
K9	$5,43E^{-5}$	U1 (E2)	VI-A
K10	$3,51E^{-5}$	U1	II-R
K11	$5,19E^{-5}$	U2	I-R

De acordo com os resultados obtidos puderam ser definidas algumas tendências, conforme discutido numa sequência.

Para o material do tipo I-R foi encontrado um valor mínimo de K_{sat} de $5,63E^{-5}$ m/s e máximo de $1,34E^{-4}$ m/s. Para o material inconsolidado do tipo II-R, que esta representada pela amostra K10, o valor obtido foi de $3,51E^{-5}$ m/s, ou seja, inferior ao mínimo obtido para o material I-R.

No caso dos materiais de aterro obtiveram-se valores mínimos de $5,43E^{-5}$ m/s e máximo de $2,1E^{-4}$ m/s, para o tipo VI-A, sendo muito semelhante aos resultados obtidos para I-R, e o valor de $1,52E^{-4}$ m/s para aterro do tipo VII-A.

Comparando-se estes resultados com os resultados obtidos pelos ensaios de campo, nota-se que há uma superestimação dos valores de K_{sat} , havendo um aumento de aproximadamente duas ordens de grandeza em relação ao ensaio de campo, visto que tanto para o material I-R como para VI-A foram encontrados, nos ensaios *in situ*, valores máximos da ordem de $9,5E^{-6}$ m/s.

5.2. CURVAS DE RETENÇÃO

A importância de se conhecer a curva de retenção de um solo já foi discutido anteriormente neste trabalho, e é fundamental para o estudo do movimento da água no solo e estabilidade de encostas, representando o comportamento do potencial mátrico em relação à variação da umidade no solo. Neste trabalho, a obtenção das curvas de retenção teve a finalidade de permitir o cálculo da difusividade hidráulica ($D(\theta)$) quando associada aos valores de $K(\theta)$.

Foram analisadas amostras coletadas nos pontos 71 (amostra A) e 9 (amostra B). Ambas as amostras são representativas do material inconsolidado do tipo I-R, no entanto a amostra A foi coletada mais próxima ao contato do material I-R com o II-R, enquanto que a amostra B foi coletada bem próxima à superfície.

O método do papel de filtro utilizado para obtenção das curvas de retenção já foi descrito anteriormente, sendo que neste tópico serão apresentados apenas os resultados. Vale salientar que as curvas foram obtidas pelo processo de secagem e o efeito de histerese não foi considerado.

Na TABELA 5.7 estão apresentados os valores de m , n , q_r , q_s e a , obtidos a partir dos cálculos realizados no programa CURVARET e nas FIGURAS 5.19 e 5.20 estão apresentadas as curvas de retenção propriamente ditas, obtidas a partir da aplicação do modelo de Van Genuchten (eq. 22).

Tabela 5.7: Parâmetros obtidos do ensaio e elaboração das curvas de retenção.

Amostra	q_{max} (ensaio)	q_{min} (ensaio)	$q_{residual}$ (CURVARET)	m	n	a (kPa)	n (poros.)	valor de entrada de ar
A	0,346	0,026	0,062	0,1069	1,1197	4,602	47,5%	0,1 kPa
B	0,352	0,0229	0,005	0,2697	1,3693	0,509	49,4%	0,5 kPa

Figura 5.19: Curva de retenção da amostra A.

Figura 5.20: Curva de retenção da amostra B.

Observando-se as curvas de retenção obtidas, verificou-se um comportamento semelhante para ambas as amostras, sendo que a curva A apresenta-se um pouco mais suave em comparação à curva B. Os valores de entrada de ar são também muito parecidos (0,1 kPa para a curva A e 0,5 kPa para a curva B) sendo que estes valores baixos indicam que para valores próximos da saturação a sucção é praticamente inexistente.

Comparando-se os resultados obtidos com os modelos de curvas de retenção encontrados na bibliografia (HOUSTON *et al.*, 1994; FREDLUND *et al.*, 1994 e DIRKSEN, 1991), verificou-se que as curvas das amostras A e B adequaram-se bem aos modelos existentes para solos de composição arenosa. Quanto aos trabalhos

brasileiros verificou-se, também, alguma semelhança, principalmente com relação às curvas obtidas para solos arenosos por CARVALHO (1989).

5.3. DIFUSIVIDADE HIDRÁULICA ($D(q)$)

A difusividade hidráulica é um dos parâmetros hidráulicos mais importantes para este trabalho e a sua obtenção teve como base os dados de $K(\theta)$ e as curvas de retenção, conforme explicado no Capítulo 3.

As equações que correlacionam a razão $\partial\phi_m/\partial\theta$ com as várias umidades analisadas, obtidas das curvas de retenção das amostras A e B, são apresentadas na TABELA 5.8 e os gráficos referentes nas FIGURAS 5.21 e 5.22.

Tabela 5.8: Equações da variação de f_m em relação a q , obtidas das curvas de retenção

Amostra	Equação de $\partial f_m/\partial q =$
A	$0,00001.\theta^{-13.979}$
B	$0,0691.\theta^{-4.035}$

Figura 5.21: Curva de correlação entre a razão $\partial f_m/\partial q$ e a umidade para a amostra A.

Figura 5.22: Curva de correlação entre a razão d_m/d e a umidade para a amostra B.

Nas FIGURAS 5.23 a 5.30 estão apresentados os gráficos de $D(\theta)$ para cada profundidade analisada e os gráficos da variação de $D(\theta)$ para o grau de saturação máximo em profundidade.

Figura 5.23: Curvas de $D(q)$ em função da umidade volumétrica para o ensaio E1.

Figura 5.24: Curva de variação de $D(q)$ com a profundidade para a umidade próxima à saturação, relativas o ensaio E1.

Os resultados observados nos gráficos apresentados mostram que, com exceção do ensaio E6, todas as curvas de $D(\theta)$ apresentam aumento de D em função do aumento de θ , principalmente a partir de $\theta = 0,2 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$. Além disso, verificou-se que há um aumento de $D(\theta)$ em relação a $K(\theta)$ de pelo menos duas ordens de grandeza para umidades baixas, a qual diminui em função do aumento da umidade.

De acordo com o que é encontrado na bibliografia, mesmo que relativo a ensaios de laboratório, pode se dizer que o comportamento dos materiais inconsolidados analisados, bem como os valores de $D(\theta)$ obtidos são coerentes e condizem com alguns trabalhos analisados, como BRUCE e KLUTE (1956) e GUPTA *et al.* (1974).

Ainda em comparação a $K(\theta)$, verificou-se que a gama de variação dos valores de $D(\theta)$ entre valores extremos de umidades é menor, ou seja, enquanto que para $K(\theta)$ a diferença é de pelo menos seis ordens de grandeza, para $D(\theta)$ é de no máximo três.

Figura 5.25: Curvas de $D(q)$ em função da umidade volumétrica para o ensaio E2.

Figura 5.26: Curva de variação de $D(q)$ com a profundidade para a umidade próxima à saturação, relativas ao ensaio E2.

Figura 5.27: Curvas de $D(q)$ em função da umidade volumétrica para o ensaio E5.

Figura 5.28: Curva de variação de $D(q)$ com a profundidade para a umidade próxima à saturação, relativas ao ensaio E5.

Figura 5.29: Curvas de $D(q)$ em função da umidade volumétrica para o ensaio E6.

Figura 5.30: Curva de variação de $D(q)$ com a profundidade para a umidade próxima a saturação, relativas ao ensaio E6.

Para o parâmetro $D(\theta)$, os valores máximos obtidos correspondem ao estado de umidade abaixo da saturação (entre 90 e 95%), ou seja, aquele em que ainda existe a influência do potencial mátrico, porém estando muito próximo a K_{sat} . Matematicamente, tem-se que quanto mais próximo da saturação, mais próximo de 1 está a razão $\partial\phi_m/\partial\theta$ e, tendo como base a eq. 22, tem-se que:

$$\theta \rightarrow \theta_{max} \quad e \quad D(\theta) \rightarrow K(\theta)$$

Esta condição pode ser claramente observada nas FIGURAS 5.23 a 5.30 onde verifica-se que quanto maior o grau de saturação do solo, mais próximo de $K(\theta)$ estão os valores de $D(\theta)$ e, portanto, quanto menor o grau de saturação, mais estes valores se distanciam.

Quanto ao ensaio E1 (FIGURAS 5.23 e 5.24), observou-se que para umidades volumétricas muito baixas o $D(\theta)$ varia entre $7E^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ e $3E^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, e para valores próximos a saturação (θ entre 0,39 e 0,42), varia entre $2,8E^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ e $1,5E^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$. Em profundidade o D_{max} variou entre $2E^{-6}$ e $1E^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$.

Para o ensaio E2, a variação de $D(\theta)$ com a umidade observou-se que até 60cm de profundidade há pouca variação, sendo que para umidades mais baixas as curvas apresentam um decréscimo com o aumento da umidade. Esta tendência é modificada a partir da umidade volumétrica de 25%, onde a $D(\theta)$ aumenta com a umidade. Porém, de um modo geral a variação entre os extremos de umidade mostrou-se muito pequena, estando entre $3,5E^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ e $2,3E^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$. A partir dos 60 cm de profundidade a variação entre os extremos de umidade é maior e aumenta continuamente com o aumento da umidade. Para a menor umidade foram obtidos valores entre $3,3E^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$ e $7,7E^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, e para a umidade próxima a saturação (θ entre 0,40 e 0,45) entre $3,1E^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ e $8,1E^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$. Em profundidade (FIGURA 5.26) este solo mostrou uma variação relativamente grande, quando considerados os valores entre 90 e 95% de saturação, sendo que $D(\theta)$ variou de $8E^{-6}$ até $1,5E^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$.

Para o ensaio E5, com exceção da profundidade de 20 cm a variação de $D(\theta)$ com a umidade foi muito pequena, conforme pode ser visto na FIGURA 5.27. Para umidades muito baixas obtiveram-se valores entre $8,6E^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ e $5,8E^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ e para D_{max} , valores entre $5,4E^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ e $3E^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Os resultados obtidos pelo ensaio E6 mostraram uma leve diminuição da $D(\theta)$ com a umidade até $0,3 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$, e acima desta umidade a curva torna-se praticamente constante para todas as profundidades. Para umidades inferiores a $0,3 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ o valor de $D(\theta)$ variou de $8,2E^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ para $4,9E^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ enquanto que para umidade próxima à saturação, variou de $3,6E^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ a $3,3E^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Diante da grande quantidade de dados apresentada neste capítulo, buscou-se elaborar uma tabela comparativa entre os parâmetros hidráulicos, com base nas unidades de materiais inconsolidados, que pudesse orientar a aplicação dos procedimentos propostos neste trabalho.

O critério utilizado para a seleção dos dados referentes a cada unidade deu-se principalmente com base no tipo de material inconsolidado encontrado na primeira camada de cada unidade e com base nos resultados obtidos por ensaios diretamente

nas unidades de material inconsolidado, como é o caso do tipo I-R. Para os valores de K_{sat} obtidos pelo método de LIBARDI *et al* (1980) foi feita a média dos valores obtidos em perfil. Na TABELA 5.9 estão apresentados os parâmetros hidráulicos e os valores de c e ϕ , tanto para a condição saturada para a condição de umidade natural, conforme indicado na descrição dos resultados (Capítulo 4).

Tabela 5.9: Resumo dos parâmetros hidráulicos e de resistência característicos para cada unidade de material inconsolidado. K_c -dado obtido pelo ensaio de coluna; K_i - dado obtido ensaio direto em campo e K_l – dado obtido pelo método de Libardi; c_s e f_s – resistência saturada e c_n e f_n – resistência na umidade natural.

Unidade	K saturado (m/s)			D_{max} (m ² /s)	V_l (m/s)	γ_s (N/m ³)	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA			
	K_c	K_i	K_l				c_s (kPa)	f_s	c_n (kPa)	f_n
U1	5,4E ⁻⁵	5E ⁻⁶	9,5E ⁻⁵	7,6E ⁻⁵	5,5 ⁻⁶	27200	1,68	29,6°	9,8	28,9°
U2	9E ⁻⁵	1,7E ⁻⁶	3,8E ⁻⁶	1E ⁻⁵	6,1 ⁻⁶	27800	1,68	30,5°	9,8	28,5°
U3	2E ⁻⁴	5E ⁻⁶	9,5E ⁻⁵	7,6E ⁻⁵	1,6E ⁻⁶	27200	1,68	29,6°	9,8	28,9°
U4	1E ⁻⁴	----	9E ⁻⁷	3,3E ⁻⁶	1,6E ⁻⁶	27500	0,4	31°	10	26°
U5	6,5E ⁻⁵	----	9E ⁻⁷	3,3E ⁻⁶	1,6E ⁻⁶	27200	0,4	31°	5,25	31°
U6 e U8	1,5E ⁻⁴	----	7,7E ⁻⁵	7,7E ⁻⁶	8E ⁻⁵	27200	0,61	31°	5,25	31°
U7	----	----	1,5E ⁻⁶	1,7E ⁻⁶	1,7E ⁻⁷	27200	0,4	33°	10	26°

6. MÉTODO PARA PREVISÃO DE ESCORREGAMENTOS

Neste capítulo serão apresentados os procedimentos para previsão de escorregamentos desenvolvido no presente trabalho. Para tanto será apresentada inicialmente a sua base teórica, considerando a origem das equações que integram o modelo matemático utilizado. Esta base teórica será então incorporada a uma seqüência de procedimentos de cálculo e aplicação de diversos parâmetros, a qual será apresentada com detalhe para que haja um perfeito entendimento de todos os caminhos a serem seguidos para a correta aplicação dos procedimentos propostos.

Além disso, serão discutidas a validade do modelo e a precisão do método em questão, o qual é testado a partir da utilização de seqüências de eventos chuvosos reais e comparados com a ocorrência dos escorregamentos ocorridos no início de 2000.

6.1. DESCRIÇÃO DO MODELO MATEMÁTICO

O método utilizado está baseado na teoria desenvolvida por IVERSON (2000), cujo principal resultado consiste em uma série de equações que englobam combinações entre uma solução da equação de Richards (RICHARDS, 1930) e o modelo de talude infinito. Esta combinação permite quantificar a variação da carga hidráulica no solo em resposta à infiltração de chuva, em regime transiente, podendo-se considerar, além da quantidade de chuva, a duração de cada evento chuvoso. Estes resultados, associados ao modelo de talude infinito permitem quantificar a influência da carga hidráulica na variação do fator de segurança.

Esta contribuição que será proposta a seguir traz a vantagem de poder ser aplicado tanto para áreas localizadas como de grande abrangência, desde que as premissas como tipo de mecanismo de ruptura e de escorregamentos sejam adotadas.

6.1.1. Base teórica para obtenção das equações

A base teórica do modelo utilizado neste trabalho, que será apresentada a seguir, está baseada nos princípios abordados e discutidos no trabalho de IVERSON (2000), IVERSON e MAJOR (1987), REID (1994), MONTGOMERY e DIETRICH (1994) e DIETRICH *et al.* (1995), bem como em informações pessoais de Iverson durante período de Doutorado *Sandwich* realizado na Universidade de British Columbia em Vancouver no Canadá. Os termos e parâmetros pertinentes às equações obtidas pelo autor foram posteriormente adaptados à situação da área de estudo e utilizados para o presente trabalho. Maiores informações sobre os desmembramentos matemáticos pertinentes às equações que serão apresentadas podem ser encontradas na bibliografia citada.

Como frisado anteriormente, o modelo é baseado essencialmente na equação de Richards, a qual governa o fluxo de água em qualquer umidade e em regime transiente na encosta. Sendo assim, a partir dela é possível obter a variação da carga hidráulica gerada no solo em função da infiltração da chuva, para profundidades relativamente próximas à superfície.

Considerando-se um sistema de coordenadas cartesianas originadas em um ponto qualquer na superfície do terreno (FIGURA 6.1), a equação de Richards, já introduzida no Capítulo 2, pode ser escrita da seguinte maneira (HURLEY e PANTELIS, 1985)

$$\frac{\partial \psi}{\partial t} \frac{d\theta}{d\psi} = \frac{\partial}{\partial x} \left[K_L(\psi) \left(\frac{\partial \psi}{\partial x} - \sin \alpha \right) \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[K_L(\psi) \left(\frac{\partial \psi}{\partial y} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[K_z(\psi) \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} - \cos \alpha \right) \right] \quad (34)$$

Onde:

ψ é a carga hidráulica, dada em metros;

θ é a umidade volumétrica;

α é o ângulo de inclinação;

$K_L(\psi)$ é a condutividade hidráulica não saturada nas direções x e y, respectivamente e

$K_z(\psi)$ é a condutividade hidráulica não saturada na direção e z.

Figura 6.1: Sistema de coordenadas consideradas pela equação de Richards.

O parâmetro K_L é a condutividade hidráulica nas direções x e y e K_z na direção z da encosta, que variam em função de Ψ , a qual denota uma função não linear. Devido a isso é conveniente a normalização deste parâmetro em função da condutividade hidráulica máxima (K_{sat}) para qualquer ponto do domínio de fluxo, bem como relacioná-las à difusividade hidráulica, conforme as eqs. 35 e 36.

$$K_L^* = \frac{K_L(\Psi)}{K_{sat}}, \quad K_z^* = \frac{K_z(\Psi)}{K_{sat}} \quad (35)$$

$$D_L = \frac{K_L(\Psi)}{C(\Psi)}, \quad D_z = \frac{K_z(\Psi)}{C(\Psi)}, \quad D_0 = \frac{K_{sat}}{C_0} \quad (36)$$

Onde $C(\Psi) = \frac{d\theta}{d\Psi}$, é a variação de umidade volumétrica por unidade de variação de Ψ , a qual pode ser comparada às variações representadas pela curva de retenção do solo; e C_0 indica o valor mínimo de $C(\Psi)$, tipicamente observado quando o solo está próximo à saturação. Logo, D_0 pode ser considerada a difusividade característica máxima que governa a transmissão de carga hidráulica no solo. D_z e D_L são as difusividades hidráulicas nas direções z e L .

Uma vez que o objetivo da normalização da equação de Richards foi a obtenção da variação de carga hidráulica em profundidade $Z = H$, referente a um ponto x e y em área e em função da infiltração da chuva ocorrida em qualquer ponto de uma bacia, Iverson definiu ainda as seguintes variáveis normalizadas,

$$\Psi^* = \frac{\Psi}{H}, \quad z^* = \frac{z}{H}, \quad x^* = \frac{x}{\sqrt{A}}, \quad y^* = \frac{y}{\sqrt{A}} \quad (37)$$

Estas variáveis envolvem duas escalas de comprimento. A escala H , dada em metros, que atua na direção z e refere-se à carga hidráulica Ψ , que se desenvolve na profundidade H em resposta da chuva a curto prazo. A escala $\sqrt{A}$ refere-se às

direções x e y , onde A é a área, em m², da bacia de captação que deve influenciar na geração de ψ , em função de períodos prolongados de chuva. Neste caso, entende-se curto prazo como sendo períodos que se estendem de minutos a meses e longo prazo para períodos que podem variar de anos a várias décadas.

Considerando-se escalas de comprimento (H e $\sqrt{A}$), e a sua relação com o tempo de geração da resposta ψ , tornou-se fundamental estabelecer uma relação entre as escalas de comprimento e de tempo.

Considerando-se ainda que a transmissão da água no meio poroso é um processo transiente, e comandado pelas suas propriedades hidráulicas, Iverson (2000) utilizou o parâmetro D_0 para estabelecer as seguintes relações:

- $\frac{A}{D_0}$, que estima o mínimo tempo necessário para que haja a transmissão de água de uma área A até um ponto x, y e z qualquer;
- $\frac{H^2}{D_0}$ que estima o mínimo tempo necessário para transmissão de água da superfície do terreno até a profundidade H.

A razão entre estas duas escalas de tempo leva à obtenção da razão de comprimento dada na eq. 38, representada pelo parâmetro ε , o qual foi de fundamental importância para o processo de simplificação matemática da equação de Richards.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{H^2 D_0}{A D_0}} = \frac{H}{\sqrt{A}} \quad (38)$$

Para o desenvolvimento da solução analítica da equação de Richards para períodos a curto-prazo, Iverson utilizou como base um tempo t normalizado, e identificado por $t^* = tD_0/H^2$. Sendo assim, substituindo esta expressão, juntamente com as eqs. 35, 36 e 37 na eq. 34 multiplicando todos os termos por H/K_{sat} e realizando algumas simplificações algébricas obteve-se a eq. 39.

$$\frac{C(\psi)}{C_0} \frac{d\psi^*}{dt^*} = \varepsilon^2 \frac{\partial}{\partial x^*} \left[K_L^* \left(\frac{\partial \psi^*}{\partial x^*} - \frac{1}{\varepsilon} \sin \alpha \right) \right] + \varepsilon^2 \frac{\partial}{\partial y^*} \left[K_L^* \left(\frac{\partial \psi^*}{\partial y^*} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial z^*} \left[K_z^* \left(\frac{\partial \psi^*}{\partial z^*} - \cos \alpha \right) \right] \quad (39)$$

Assumindo-se $\varepsilon \ll 1$, os termos contendo ε e ε^2 podem ser desprezados. Portanto, a eq. 39 se reduz a uma equação que considera apenas o fluxo na direção z (eq. 40).

$$\frac{C(\psi)}{C_0} \frac{d\psi^*}{dt^*} = \frac{\partial}{\partial z^*} \left[K_z^* \left(\frac{\partial \psi^*}{\partial z^*} - \cos \alpha \right) \right] \quad (40)$$

Esta equação (eq. 40) expressa em termos da coordenada vertical $Z^* = x^* \sin \alpha + z^* \cos \alpha$ torna-se, portanto, a equação padrão de Richard's para fluxo vertical, que considera a inclinação do terreno, α , representada pela eq.(41).

$$\frac{C(\psi)}{C_0} \frac{d\psi^*}{dt^*} = \cos^2 \alpha \frac{\partial}{\partial Z^*} \left[K_z^* \left(\frac{\partial \psi^*}{\partial Z^*} - 1 \right) \right] \quad (41)$$

No entanto, ainda nesta forma reduzida, a não linearidade da equação torna a sua solução analítica muito difícil. Portanto, para solucionar este problema tiveram que ser estabelecidas formas limitadas da equação, ou seja, limitando a sua utilização somente para solos inicialmente muito úmidos ou inicialmente muito secos. Isto se tornou possível diferenciando-se o termo em parênteses e utilizando a definição de carga total $h = \psi - (x \sin \alpha + z \cos \alpha)$ (IVERSON, 1990) em conjunto com a Lei de Darcy para fluxo vertical, $I_z = -K_z \left(\frac{\partial h}{\partial Z} \right)$. Reescreveu-se a eq. 41 de modo que contenha termos de fluxo gravitacional e pressão de difusão distintos no membro direito da equação (eq. 42).

$$\frac{C(\psi)}{C_0} \frac{d\psi^*}{dt^*} = \cos^2 \alpha \left[K_z^* \frac{\partial^2 \psi^*}{\partial Z^{*2}} - \frac{I_z}{K_z} \frac{\partial K_z^*}{\partial Z^*} \right] \quad (42)$$

A eq. 42 demonstra que se os solos estiverem suficientemente úmidos, de maneira que $K_z \rightarrow K_{sat}$ e $C(\psi) \rightarrow C_0$, o termo relacionado ao fluxo gravitacional, I_z/K_z , pode ser desconsiderado, resultando uma equação de carga hidráulica de difusão (eq. 43)

$$\frac{\partial \psi}{\partial t^*} = \frac{C_0 K_z^* \cos^2 \alpha}{C(\psi)} \frac{\partial^2 \psi^*}{\partial Z^{*2}} \quad (43)$$

Onde a difusividade normalizada é igual a $C_0 K_z \cos^2 \alpha / C(\psi)$.

Limitando a sua utilização para solos em condição inicialmente úmida, é possível considerar $K_z \approx K_{sat}$ e $C(\psi) \approx C_0$ como base para a simplificação da eq. 44, chegando a seguinte equação de fluxo:

$$\frac{\partial \psi}{\partial t} = D_0 \cos^2 \alpha \frac{\partial^2 \psi}{\partial Z^2} \quad (44)$$

Para obter a solução analítica da eq. 44 foi necessário estabelecer condições iniciais e de contorno apropriadas, as quais estão apresentadas nas eqs. 45a a 45c.

$$\Psi(Z,0) = (Z - d_z)\beta, \quad (45a)$$

$$\frac{\partial \Psi}{\partial Z}(\infty, t) = \beta \quad (45b)$$

$$\frac{\partial \Psi}{\partial Z}(0, t) = \begin{cases} -I_z/K_z + \beta & t \leq T \\ \beta & t > T \end{cases} \quad (45c)$$

Onde a condição inicial eq. 45a assume a distribuição de carga hidráulica estática; d_z é o nível de água estático, medido na direção z e $b = \cos^2 \alpha - I_z/K_z \cos \alpha$.

A condição de contorno da eq. 45b estabelece que para profundidades abaixo do nível d'água, o fluxo vertical transiente decai para zero, persistindo a condição de pressão estática.

A condição indicada pela eq. 45c estabelece que a lei de Darcy governa a entrada de água na superfície do terreno ($Z=0$), onde as razões de infiltração estática (β) e transiente (I_z/K_z), são iguais a I_z se $t \leq T$, e a zero se $t > T$. A condição $I_z/K_z = 1$ define a máxima razão de infiltração. Caso a razão ultrapasse este valor tem início o fluxo superficial.

A solução da eq. 44, considerando estas condições iniciais e de contorno é dada pelas eq. 46a e eq. 46b.

$$\Psi(Z, t \leq T) = \beta(Z - d) + \frac{I_z}{K_z} \left[\left(\frac{\hat{D}t}{\pi} \right)^{1/2} \exp\left(-\frac{Z^2}{\hat{D}t}\right) - \text{Zerfc}\left(\frac{Z}{\sqrt{\hat{D}t}}\right) \right] \quad (46a)$$

$$\Psi(Z, t \geq T) = \Psi(Z, t \leq T) - \frac{I_z}{K_z} \left[\left(\frac{\hat{D}(t-T)}{\pi} \right)^{1/2} \exp\left(-\frac{Z^2}{\hat{D}(t-T)}\right) - \text{Zerfc}\left(\frac{Z}{\sqrt{\hat{D}(t-T)}}\right) \right] \quad (46b)$$

onde $\hat{D}$ é a difusividade hidráulica efetiva que é dada pela eq. 47

$$\hat{D} = 4D \cos^2 \alpha \quad (47)$$

onde α é o ângulo de inclinação.

Dividindo-se as eqs. 45a e 45b por Z , obteve-se a forma simplificada apresentada nas eqs. 48a e 48b.

$$\frac{\Psi}{Z}(Z, t \leq T) = b \left(1 - \frac{d}{Z}\right) + \frac{I_z}{K_z} [R(t^*)] \quad (48a)$$

$$\frac{y}{Z}(Z, t \geq T) = b(1 - \frac{d}{Z}) + \frac{I_z}{K_z} [R(t^*) - R(t^* - T^*)] \quad (48b)$$

Onde:

$$T^* = \frac{T}{\frac{Z^2}{D}} \quad (49a)$$

e

$$t^* = \frac{t}{\frac{Z^2}{D}} \quad (49b)$$

são os tempos T e t normalizados e $R(t^*)$ e $R(t^*) - R(t^* - T^*)$ são as funções que quantificam a resposta do solo frente à infiltração transiente da água que leva em consideração apenas o tempo de chuva e são dadas por:

$$R(t^*) = \sqrt{\frac{t^*}{p}} \exp\left(\frac{-1}{t^*}\right) - \operatorname{erfc}\left(\frac{1}{\sqrt{t^*}}\right) \quad (50)$$

e

$$R(t^*) - R(t^* - T^*) = \sqrt{\frac{t^*}{p}} \exp\left(\frac{-1}{t^*}\right) - \operatorname{erfc}\left(\frac{1}{\sqrt{t^*}}\right) - \sqrt{\frac{(t^* - T^*)}{p}} \exp\left(\frac{-1}{(t^* - T^*)}\right) - \operatorname{erfc}\left(\frac{1}{\sqrt{(t^* - T^*)}}\right) \quad (51)$$

As eqs. 48a e 48b calculam a carga hidráulica (ψ) normalizada pelo parâmetro Z , para períodos de tempo t ocorridos durante a chuva e após a chuva, respectivamente.

O membro direito, para ambas as equações, significa a soma da carga hidráulica existente com a carga hidráulica transiente. A carga hidráulica existente, dada por $\beta(1-d/z)$, é estática e atuante no solo antes do início da chuva. A carga hidráulica transiente atua em função da infiltração da água da chuva, e é representada por dois fatores fundamentais e complementares entre si, que são os termos $R(t^*)$ (função de resposta) e I_z/K_z .

Os termos $R(t^*)$ e $R(t^* - T^*)$, obtidos através das eqs. 50 e 51, dependem apenas dos fatores tempo (t^* e T^*), no entanto, sabe-se que a variação transiente de carga hidráulica não depende apenas do fator tempo de chuva, mas também do fator intensidade, o qual é representado por I_z/K_z . Este termo indica a razão de recarga do maciço, ou do meio poroso onde atua a carga hidráulica, sendo que I_z é a intensidade da chuva e K_z é a condutividade hidráulica na direção z e na condição saturada.

Sendo assim, esta razão irá influenciar diretamente na resposta do solo durante e após a chuva, sendo que, quanto maior esta razão, maior a resposta e conseqüentemente mais alterada estará a estabilidade inicial da encosta. Como

frisado anteriormente, a razão máxima de infiltração é igual a um, sendo que acima deste valor tem início o fluxo superficial de água.

Assim, a partir da aplicação das eqs. 48a a 51, é possível determinar a variação de $\Psi(Z,t)$ para diversas profundidades e tempos de interesse, conhecendo-se apenas os valores de K_{sat} , D_o , a intensidade e a duração da chuva.

Para que os resultados de $\Psi(Z,t)$ tenham algum significado prático na análise de estabilidade é necessário que estes sejam incorporados à algum método de cálculo de estabilidade, que neste caso utiliza um modelo de talude infinito.

A escolha deste modelo justifica-se pela necessidade de uma quantidade de dados relativamente pequena, dentre eles a declividade (α), a coesão (c), o ângulo de atrito (ϕ) e a profundidade Z de ruptura, como já enfatizado no Capítulo 2.

Apesar de o método de talude infinito ser considerado um método bastante simplificado, é largamente utilizado principalmente por permitir a incorporação de outros parâmetros, que denotam particularidades do meio físico em estudo, em geral de influência localizada e não constante, tais como resistência dada pela vegetação, sobrecarga em função de edificações ou variações de pressão neutra e/ou sucção. Sua eficácia já pôde ser comprovada por inúmeros trabalhos, principalmente aqueles relacionados à quantificação de FS para identificação de áreas mais ou menos susceptíveis a escorregamentos.

No caso do modelo de talude infinito utilizado no trabalho de IVERSON (2000), o qual será também utilizado no presente trabalho, foi incorporada a parcela relacionada com o valor de resposta de carga hidráulica dada pela influência da chuva. Sendo assim, o autor subdividiu o FS em duas parcelas, conforme apresentado na eq. 52.

O fator de segurança para profundidade (Z) e tempo (t) de interesse, é calculado a partir da seguinte equação:

$$FS(Z,t) = FS_0(Z) + FS'(Z,t) \quad (52)$$

A parcela $FS_0(Z)$ representa o FS dado, principalmente, em função das condições geométricas do talude, considerando a declividade α e a profundidade Z , e das condições de resistência do solo, dadas em função de c e ϕ (eq. 53).

$$FS_0(Z) = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{c}{\gamma_s Z \sin \alpha \cos \alpha} \quad (53)$$

A parcela $FS'(Z,t)$ representa o FS dado em função da influencia da umidade do solo, que tem como parâmetros de maior influência a carga hidráulica normalizada (ψ/Z) (eq. 54).

$$FS'(Z,t) = -\frac{\gamma_w}{\gamma_s} \cdot \frac{\tan \phi}{\sin \alpha \cos \alpha} \cdot \begin{cases} \psi/Z(Z, t^* \leq T^*) \\ \text{ou} \\ \psi/Z(Z, t^* \geq T^*) \end{cases} \quad (54)$$

Aplicando-se as eqs. 48a e 48b, o $FS(Z,t)$ pode ser conhecido tanto durante a chuva quanto após a chuva. Porém, caso o evento chuvoso não tenha ocorrido, ou seja, $\psi/Z = 0$, a parcela $FS'(Z,t)$ pode ser desconsiderada, e a estabilidade da encosta é obtida pela parcela $FS_0(Z)$, que demonstra a condição natural de estabilidade.

6.2. A ADAPTAÇÃO DO MODELO MATEMÁTICO AO MÉTODO DE PREVISÃO DE ESCORREGAMENTOS

A intenção da utilização do modelo de fluxo de IVERSON (2000) acoplado ao cálculo de fator de segurança para o presente estudo tem como objetivo, não somente o conhecimento da resposta do solo frente a um evento chuvoso, e sim para uma seqüência de eventos, a fim de propor um sistema que possa permitir uma permissão para a situação de estabilidade de uma encosta ou região para períodos de interesse.

Em seu trabalho, IVERSON (2000) mostrou a validade do modelo, testando-o para cenários reconhecidos pela ocorrência constante de escorregamentos translacionais, com base em uma estimativa de eventos chuvosos individuais a longo e em curto prazo, obtendo para tanto, resultados satisfatórios. No entanto, sabe-se que para inúmeras áreas suscetíveis a escorregamentos deste tipo, assim como para a área em estudo, a sua ocorrência não está somente relacionada à ocorrência de um evento, mesmo que de grande intensidade, e sim a uma seqüência de eventos de intensidades variadas e períodos irregulares.

O autor menciona ainda que a partir da soma das respostas ou cargas hidráulicas é possível obter a reação acumulada pela sobreposição de eventos chuvosos. Entretanto, a relação de influencia entre um evento e outro ainda não havia sido testada, de maneira conhecer a variação da carga hidráulica na encosta com o tempo. Isso se mostrou como um dos maiores obstáculos na aplicação do método como sistema de previsão de escorregamentos em tempo real.

Além da questão exposta acima, outra adaptação teve de ser implementada no que diz respeito ao mecanismo de ruptura considerado pelo modelo. Como explicado anteriormente, a carga hidráulica normalizada (ψ/Z) final depende tanto da ação da parcela de carga hidráulica inicial ($\beta(1-d/Z)$) quanto da ação da parcela transiente

$(I_z/K_z(R(t^*))$ ou $(I_z/K_z(R(t^*-T^*)))$). Neste caso, o mecanismo de ruptura é dado pela subida da água existente em uma superfície freática ou barreira hidráulica de pequena profundidade, incrementada pela carga hidráulica transiente, em virtude da infiltração da chuva (FIGURA 6.2).

Figura 6.2: Mecanismo de ruptura considerado pelo modelo original de Iverson (IVERSON, 2000).

Entretanto, a partir dos estudos realizados na região de Campos do Jordão (caracterização geológico-geotécnica, sondagens, ensaios de infiltração, etc.) verificou-se a inexistência de um nível freático próximo à superfície. Além disso, os perfis de materiais inconsolidados e a pequena variação da condutividade hidráulica em profundidade, demonstram a inexistência de uma barreira hidráulica significativa, que pudesse justificar a geração de um nível freático temporário próximo à superfície.

Figura 6.3: Esquema ilustrativo do mecanismo de ruptura sem presença de nível freático preexistente ou temporário.

Sendo assim, considerou-se que na área o modelo de ruptura se dá, mais provavelmente, pela perda de resistência ao cisalhamento do material inconsolidado durante a propagação da frente de saturação causada pela infiltração da chuva, através de um processo gradativo de umedecimento do solo e geração da carga hidráulica.(FIGURA 6.3), cujas características já foram apresentadas com mais detalhe na revisão bibliográfica.

Portanto, devido à inexistência de um nível freático ou condição inicial, o primeiro termo do membro direito das eq. 48a e eq. 48b ($\beta(1-d/Z)$) é igual a zero, tornando-se assim uma equação dependente unicamente da parte transiente de carga hidráulica, conforme apresentado nas eq. 55a e eq. 55b abaixo.

$$\frac{\Psi}{Z}(Z, t \leq T) = \frac{I_z}{K_z} [R(t^*)] \quad (55a)$$

$$\frac{\Psi}{Z}(Z, t \geq T) = \frac{I_z}{K_z} [R(t^*) - R(t^* - T^*)] \quad (55b)$$

6.2.1. Implementação e aplicação do método

A aplicação do modelo de fluxo de IVERSON (2000), adaptado para a situação estabelecida para a área de estudo foi realizada com o auxílio do Microsoft Excel 2000, onde foram desenvolvidas planilhas para facilitar a organização dos dados, bem como verificar e obter resultados a partir das equações para cada uma das etapas de execução.

A seguir será apresentada uma seqüência de procedimentos resultantes da implementação do sistema de previsão de escorregamentos, sendo que para cada etapa serão apresentados e discutidos os principais resultados e a sua importância no contexto geral da aplicação do método.

A FIGURA 6.4 apresenta um esquema ilustrativo simplificado da seqüência de procedimentos adotada para a implementação do método, o qual encontra-se subdividido em seis etapas.

Os parâmetros indispensáveis para a correta utilização do método proposto se apresentam na TABELA 6.1 . Os parâmetros que devem ser obtidos previamente dizem respeito principalmente às características geológico-geotécnicas do solo, da geometria da encosta e de pluviosidade.

Tabela 6.1: Resumo dos parâmetros fundamentais.

Parâmetro	Significado	Unidade
K_{sat}	condutividade hidráulica saturada	m/s
D₀	difusividade hidráulica máxima (umidade próxima à saturação).	m ² /s
g_s	Peso específico dos sólidos	N/m ³
g_w	Peso específico da água	N/m ³
H	Profundidade desejada	m
a	Ângulo da encosta (declividade)	graus(°)
f	Ângulo de atrito interno do solo.	graus(°)
c	Coesão do solo	Pa
I_z	Intensidade da chuva: razão entre quantidade e tempo	m/s
I_z/K_z	Razão de recarga	adimensional

O procedimento será apresentado passo a passo, de modo a facilitar o entendimento dos resultados obtidos em cada cálculo, porém, a planilha de cálculo desenvolvida durante o estudo permite a obtenção concomitante de todas as parcelas, e dos valores de fator de segurança que variam ao longo do tempo, e um exemplo da planilha completa será apresentado no final da apresentação.

Cabe salientar ainda que a sistemática de utilização do método, bem como a sua calibração foi realizada com base na utilização da seqüência de eventos de chuva ocorridas em dezembro de 1999 e janeiro de 2000 e das características geológico-geotécnicas da unidade U2. No entanto, as etapas que serão apresentadas a seguir estão embasadas em eventos hipotéticos para facilitar o seu entendimento.

Figura 6.4: Esquema ilustrativo das etapas envolvidas na aplicação do sistema de cálculo elaborado.

1º ETAPA:

A etapa inicial da utilização do método consiste na individualização dos períodos contínuos de chuva, denominados de eventos, ocorridos durante o período de análise. Esta fase pode variar para cada caso, pois irá depender da qualidade e quantidade de dados de chuva existentes, ou do detalhamento desejado. No entanto, quanto mais detalhada for esta individualização, melhor será o resultado final.

Para cada evento deve ser calculada a intensidade (I_z) e para o caso das previsões em tempo real a identificação do horário de início e fim do evento é igualmente importante.

Para uma melhor compreensão do método de cálculo, as etapas subseqüentes estarão baseadas nos quatro eventos hipotéticos apresentados na TABELA 6.2.

Tabela 6.2: Eventos de chuva hipotéticos utilizados para exemplificar os procedimentos de aplicação do método proposto.

Evento	Quantidade (mm)	Duração (T) (min)	Intensidade I_z (m/s)	Horário de início (h:min)	Horário de término
1	19,1	30	$1,1E^{-05}$	6:30	7:00
2	1,5	90	$2,8E^{-07}$	10:00	11:30
3	8,8	180	$8,1E^{-07}$	15:00	18:00
4	18,7	300	$1,0E^{-06}$	18:40	23:40

2º ETAPA

Com base nos dados de intensidade de chuva obtidos na etapa 1 calcula-se a razão I_z/K_z , a partir de um valor de K_{sat} de referência, para cada evento, individualmente. Este processo indicará a razão de recarga que atuará tanto durante como após o término da chuva.

Por exemplo: considerando-se um K_{sat} de $5E^{-6}$ m/s o cálculo de I_z/K_z para o Evento 1 da TABELA 6.2 ficaria da seguinte forma:

$$\frac{I_z}{K_z} = \frac{1,1E^{-5}}{5E^{-6}} = 2,2 \quad \bullet \quad 1$$

Obs.: O valor máximo da razão de recarga deve ser igual a 1.

A TABELA 6.3 mostra os resultados para todos os eventos da TABELA 6.2.

Tabela 6.3: Tabela de cálculo da razão I_z/K_z para cada evento a ser utilizado nos exemplos.

Evento	Quantidade (mm)	Duração (T) (min)	I_z (m/s)	K_{sat} (m/s)	I_z/K_z
1	19,1	30	$1,1E-05$	$5E^{-6}$	1
2	1,5	90	$2,8E-07$	$5E^{-6}$	0,056
3	8,8	180	$8,1E-07$	$5E^{-6}$	0,163
4	18,7	300	$1,0E-06$	$5E^{-6}$	0,208

3º ETAPA

Esta etapa está relacionada ao cálculo da função de resposta $R(t^*)$. Ela deve ser calculada para cada evento individualmente e para tempos t pré-definidos, de acordo com a precisão desejada. Para tanto são utilizadas as eqs. 47, a 49a e 49b para a obtenção dos tempos normalizados T^* , t^* e $\hat{D}$, respectivamente, e a eqs. 50 e 51 para o cálculo de $R(t^*)$ para $t \leq T$ e $t > T$.

Considerando o evento com duração T de 3 horas (TABELA 6.2) será apresentado a seguir um exemplo de cálculo dos parâmetros citados acima.

Dados:

$$K_{\text{sat}} = 5E^{-6} \text{ m/s}$$

$$D_0 = 5E^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\alpha = 30^\circ$$

$$Z = 0,5 \text{ m}$$

$$T = 3 \text{ h} = 10.800 \text{ s}$$

$$t_{(0,5)} = 0,5 \text{ h} = 30 \text{ min} = 1800 \text{ s } (t \leq T).$$

$$t_{(6)} = 6 \text{ h} = 360 \text{ min} = 21.600 \text{ s } (t > T).$$

a) Cálculo da difusividade efetiva $\hat{D}$:

$$\hat{D} = 4.D_0.\cos^2\alpha \Rightarrow \hat{D} = 4 \cdot 5E^{-5} \cdot \cos^2 30 \Rightarrow \hat{D} = 1,5E^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$$

b) Cálculo de T^* e t^* :

$$T^* = \frac{T}{\frac{Z^2}{\hat{D}}} \Rightarrow T^* = \frac{10.800}{\frac{0,5^2}{1,5E^{-4}}} \Rightarrow T^* = 6,48$$

$$t_{(0,5)}^* = \frac{t}{\frac{Z^2}{\hat{D}}} \Rightarrow t_{(0,5)}^* = \frac{1.800}{\frac{0,5^2}{1,5E^{-4}}} \Rightarrow t_{(0,5)}^* = 1,08$$

$$t_{(6)}^* = \frac{t}{\frac{Z^2}{\hat{D}}} \Rightarrow t_{(6)}^* = \frac{21.600}{\frac{0,5^2}{1,5E^{-4}}} \Rightarrow t_{(6)}^* = 12,96$$

c) Cálculo de $R(t^*)$ para $t \leq T$ ($t = 30 \text{ min}$):

$$R(t_{(0,5)}^*) = \sqrt{\frac{t^*}{p} \exp\left(\frac{-1}{t^*}\right) - \text{erfc}\left(\frac{1}{\sqrt{t^*}}\right)} \Rightarrow R(1,08) = \sqrt{\frac{1,08}{3,1415} \exp\left(\frac{-1}{1,08}\right) - \text{erfc}\left(\frac{1}{\sqrt{1,08}}\right)}$$

$$R(1,08) = 0,0583$$

d) Cálculo de $R(t^*)$ para $t > T$ ($t = 360$ min):

$$R(t_{(6)}^*) - R(t_{(6)}^* - T^*) = \sqrt{\frac{t^*}{p}} \exp\left(\frac{-1}{t^*}\right) - \operatorname{erfc}\left(\frac{1}{\sqrt{t^*}}\right) - \sqrt{\frac{(t^* - T^*)}{p}} \exp\left(\frac{-1}{(t^* - T^*)}\right) - \operatorname{erfc}\left(\frac{1}{\sqrt{(t^* - T^*)}}\right)$$

$$R(12,96) - R(12,96 - 6,48) = \sqrt{\frac{21,96}{3,1415}} \exp\left(\frac{-1}{12,96}\right) - \operatorname{erfc}\left(\frac{1}{\sqrt{12,96}}\right) - \sqrt{\frac{(12,96 - 6,48)}{3,1415}} \exp\left(\frac{-1}{(12,96 - 6,48)}\right) - \operatorname{erfc}\left(\frac{1}{\sqrt{(12,96 - 6,48)}}\right)$$

$$R(12,96) - R(12,96 - 6,48) = \mathbf{0,5331} \quad \bullet \quad \mathbf{R(t^*)(t > T) = 0,5331}$$

O exemplo de cálculo apresentado acima se refere apenas a dois tempos t isolados, sendo um deles ($t_{(0,5)}$), logo após o início da chuva, e outro ($t_{(6)}$), 3 horas após o término da chuva. No entanto, com a aplicação constante das equações pode se obter a evolução de $R(t^*)$ ao longo do tempo. Para exemplificar o cálculo da variação de $R(t^*)$ ao longo do tempo, são apresentados na TABELA 6.4 os valores de $R(t^*)$ para intervalos de tempo t de 30 minutos, considerando as condições de $D_0 = 5E^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$, α de 30° , $Z = 0,5\text{m}$ e um intervalo de tempo entre 0 e 24 horas.

Os valores mostrados na TABELA 6.4 estão representados graficamente na FIGURA 6.5, considerando os valores de resposta no eixo y e do tempo no eixo x . Para melhorar a visualização da continuidade da resposta, no gráfico são apresentados tempos maiores de análise do que os apresentados na TABELA 6.4.

Tabela 6.4: Exemplo de cálculo de $R(t^*)$ no evento 3, para $t = 24$ horas. Valores em negrito indicam respostas durante a chuva.

T (tempo decorrido) (h)	t^*	T^*	$R(t^*) (t \leq T)$	$R(t^*) (t > T)$	$R(t^*)$ final (contínuo)
0	0	0	0	----	0
0,5	1,1	1,1	0,0583	----	0,0583
1	2,2	2,2	0,1859	----	0,1859
1,5	3,2	3,2	0,3141	----	0,3141
2	4,3	4,3	0,4344	----	0,4344
2,5	5,4	5,4	0,5470	----	0,5470
3	6,5	6,5	0,6526	----	0,6526
3,5	7,6	6,5	0,7523	0,6940	0,6940
4	8,6	6,5	0,8469	0,6609	0,6609
4,5	9,7	6,5	0,9370	0,6229	0,6229
5	10,8	6,5	1,0232	0,5888	0,5888
5,5	11,9	6,5	1,1060	0,5590	0,5590
6	13,0	6,5	1,1857	0,5331	0,5331
6,5	14,0	6,5	1,2627	0,5104	0,5104
7	15,1	6,5	1,3372	0,4903	0,4903
7,5	16,2	6,5	1,4094	0,4724	0,4724
8	17,3	6,5	1,4795	0,4562	0,4562
8,5	18,4	6,5	1,5477	0,4417	0,4417
9	19,4	6,5	1,6141	0,4284	0,4284
9,5	20,5	6,5	1,6789	0,4162	0,4162
10	21,6	6,5	1,7422	0,4051	0,4051
10,5	22,7	6,5	1,8041	0,3947	0,3947
11	23,8	6,5	1,8646	0,3852	0,3852
11,5	24,8	6,5	1,9239	0,3762	0,3762
12	25,9	6,5	1,9820	0,3679	0,3679
12,5	27,0	6,5	2,0391	0,3601	0,3601
13	28,1	6,5	2,0950	0,3528	0,3528
13,5	29,2	6,5	2,1500	0,3459	0,3459
14	30,2	6,5	2,2041	0,3394	0,3394
14,5	31,3	6,5	2,2572	0,3333	0,3333
15	32,4	6,5	2,3095	0,3275	0,3275
15,5	33,5	6,5	2,3610	0,3219	0,3219
16	34,6	6,5	2,4117	0,3167	0,3167
16,5	35,6	6,5	2,4617	0,3117	0,3117
17	36,7	6,5	2,5110	0,3069	0,3069
17,5	37,8	6,5	2,5595	0,3023	0,3023
18	38,9	6,5	2,6075	0,2980	0,2980
18,5	40,0	6,5	2,6548	0,2938	0,2938
19	41,0	6,5	2,7015	0,2898	0,2898
19,5	42,1	6,5	2,7476	0,2859	0,2859
20	43,2	6,5	2,7932	0,2822	0,2822
20,5	44,3	6,5	2,8382	0,2786	0,2786
21	45,4	6,5	2,8827	0,2752	0,2752
21,5	46,4	6,5	2,9267	0,2719	0,2719
22	47,5	6,5	2,9702	0,2687	0,2687
22,5	48,6	6,5	3,0132	0,2656	0,2656
23	49,7	6,5	3,0558	0,2627	0,2627
23,5	50,8	6,5	3,0980	0,2598	0,2598
24	51,8	6,5	3,1397	0,2570	0,2570

Figura 6.5: Gráfico de resposta do solo ($R(t^*)$) ao longo do tempo obtido em função do tempo de chuva, para a profundidade de 0,5 m.

No gráfico da FIGURA 6.5 observa-se que a curva $R(t^*) \times t$ apresenta um aumento brusco de $R(t^*)$ durante as primeiras quatro horas e após este período uma redução mais gradativa. Além disso, pode-se observar que o pico de resposta foi alcançado aproximadamente uma hora após o término da chuva o que indica que mesmo após o término da chuva ainda ocorreu um aumento na resposta $R(t^*)$.

Figura 6.6: Gráfico obtido para a função $R(t^*)$ para o evento 3 considerando 1,5 m de profundidade.

O pico de resposta, antes ou depois do término da chuva irá depender também da profundidade analisada. Por exemplo, na FIGURA 6.6 a análise para a mesma condição analisada na FIGURA 6.5, porém para a profundidade de 1,5m, tem um

comportamento diferente em termos de relação pico de $R(t^*)$ versus tempo T de chuva. Pode-se observar que o pico foi formado aproximadamente sete horas após o término da chuva. Por outro lado, o valor de $R(t^*)$ para 0,5m ($R(t^*) = 0,7$) é muito maior do que para 1,5m ($R(t^*) = 0,088$), mostrando também que quanto mais próximo da superfície, mais forte será a resposta do solo. É importante lembrar que nesta etapa ainda não está sendo considerado o fator intensidade da chuva, e sim apenas o tempo de duração (T) da chuva.

A relação profundidade versus resposta ($R(t^*)$) fica mais evidente ainda na FIGURA 6.7, que mostra os valores de pico para várias profundidades para o evento 3, e a sua nítida redução com a profundidade.

Figura 6.7: Variação de $R(t^*)$ em profundidade para o evento 3. a) Variação com o tempo e b) Variação de $R(t^*)$ de pico em profundidade

Para fins comparativos, na FIGURA 6.8 é apresentado um gráfico do conjunto dos quatro eventos (TABELA 6.2) e a variação da resposta em função do tempo T de chuva, para a profundidade de 0,5m. Neste gráfico não está sendo considerada a distribuição dos eventos ao longo do tempo. Nele pode-se observar que o controle do tempo de chuva é um fator muito importante, caso a intensidade seja ignorada, pois quanto maior o tempo de chuva mais intensa é a resposta do solo.

Figura 6.8: Função de $R(t^*)$ com o tempo para todos os eventos, sem considerar a sua distribuição no tempo. As linhas tracejadas indicam os tempos T de chuva para cada um dos eventos.

4ª ETAPA

Nesta etapa é incorporado o valor de intensidade da chuva, na forma da razão de recarga (I_z/K_z), para o cálculo da carga hidráulica normalizada (ψ/Z), conforme a eq. 55a e a eq. 55b.

Uma vez calculados os valores da função resposta do solo para cada tempo e profundidade (3ª Etapa), calcula-se o valor de ψ/Z multiplicando-se o valor de I_z/K_z pelo $R(t^*)$ e $(R(t^*) - R(t^* - T^*))$ para períodos durante a chuva e posteriores à chuva, respectivamente.

Será apresentado a seguir um exemplo de cálculo de ψ/Z considerando o evento com duração T de 3 horas (TABELAS 6.2 e 6.3) para os tempos t de 0,5h e 3h,.

Dados:

$$R(t_{(0,5)}^*) = 0,0583 \quad (t \leq T).$$

$$R(t_{(6)}^*) = 0,5331 \quad (t > T).$$

$$I_z/K_z = 0,163$$

a) Cálculo de y/Z para $R(t^*_{(0,5)})$:

$$\frac{\psi}{Z}(Z, t \leq T) = \frac{I_z}{K_z} [R(t^*)] \Rightarrow \frac{y}{Z}(0,5, t \leq T) = 0,163.0,0583$$

$$\frac{y}{Z}(0,5, t \leq T) = 0,0095$$

b) Cálculo de y/Z para $R(t^*_{(6)})$:

$$\frac{\psi}{Z}(Z, t \geq T) = \frac{I_z}{K_z} [R(t^*) - R(t^* - T^*)] \Rightarrow \frac{y}{Z}(0,5, t > T) = 0,163.0,5331$$

$$\frac{y}{Z}(0,5, t > T) = 0,0868$$

Para exemplificar um cálculo individual de variação da carga hidráulica com o tempo t , serão utilizados os resultados apresentados na TABELA 6.4 (cálculo de $R(t^*)$ para o evento 3). Os resultados são apresentados na TABELA 6.5, considerando-se o I_z/K_z correspondente ao evento 3 igual a 0,163.

Tabela 6.5: Exemplo de cálculo de ψ/Z para o evento 3 para $t = 24$ horas. Valores em negrito indicam carga hidráulica normalizada durante a chuva.

t (tempo decorrido) (h)	t^*	T^*	I_z/K_z	$R(t^*)$ ($t \leq T$)	$R(t^*)-R(t^*-T^*)$ ($t > T$)	ψ/Z $p/(t \leq T)$ e ($t > T$)
0	0	0	0	0	----	
0,5	1,1	1,1	0,163	0,0583	----	0,0095
1	2,2	2,2	0,163	0,1859	----	0,0303
1,5	3,2	3,2	0,163	0,3141	----	0,0512
2	4,3	4,3	0,163	0,4344	----	0,0708
2,5	5,4	5,4	0,163	0,5470	----	0,0891
3	6,5	6,5	0,163	0,6526	----	0,1064
3,5	7,6	6,5	0,163	0,7523	0,6940	0,1131
4	8,6	6,5	0,163	0,8469	0,6609	0,1077
4,5	9,7	6,5	0,163	0,9370	0,6229	0,1015
5	10,8	6,5	0,163	1,0232	0,5888	0,0959
5,5	11,9	6,5	0,163	1,1060	0,5590	0,0911
6	13,0	6,5	0,163	1,1857	0,5331	0,0869
6,5	14,0	6,5	0,163	1,2627	0,5104	0,0832
7	15,1	6,5	0,163	1,3372	0,4903	0,0799
7,5	16,2	6,5	0,163	1,4094	0,4724	0,0770
8	17,3	6,5	0,163	1,4795	0,4562	0,0743
8,5	18,4	6,5	0,163	1,5477	0,4417	0,0720
9	19,4	6,5	0,163	1,6141	0,4284	0,0698
9,5	20,5	6,5	0,163	1,6789	0,4162	0,0678
10	21,6	6,5	0,163	1,7422	0,4051	0,0660
10,5	22,7	6,5	0,163	1,8041	0,3947	0,0643
11	23,8	6,5	0,163	1,8646	0,3852	0,0628
11,5	24,8	6,5	0,163	1,9239	0,3762	0,0613
12	25,9	6,5	0,163	1,9820	0,3679	0,0600
12,5	27,0	6,5	0,163	2,0391	0,3601	0,0587
13	28,1	6,5	0,163	2,0950	0,3528	0,0575
13,5	29,2	6,5	0,163	2,1500	0,3459	0,0564
14	30,2	6,5	0,163	2,2041	0,3394	0,0553
14,5	31,3	6,5	0,163	2,2572	0,3333	0,0543
15	32,4	6,5	0,163	2,3095	0,3275	0,0534
15,5	33,5	6,5	0,163	2,3610	0,3219	0,0525
16	34,6	6,5	0,163	2,4117	0,3167	0,0516
16,5	35,6	6,5	0,163	2,4617	0,3117	0,0508
17	36,7	6,5	0,163	2,5110	0,3069	0,0500
17,5	37,8	6,5	0,163	2,5595	0,3023	0,0493
18	38,9	6,5	0,163	2,6075	0,2980	0,0486
18,5	40,0	6,5	0,163	2,6548	0,2938	0,0479
19	41,0	6,5	0,163	2,7015	0,2898	0,0472
19,5	42,1	6,5	0,163	2,7476	0,2859	0,0466
20	43,2	6,5	0,163	2,7932	0,2822	0,0460
20,5	44,3	6,5	0,163	2,8382	0,2786	0,0454
21	45,4	6,5	0,163	2,8827	0,2752	0,0448
21,5	46,4	6,5	0,163	2,9267	0,2719	0,0443
22	47,5	6,5	0,163	2,9702	0,2687	0,0438
22,5	48,6	6,5	0,163	3,0132	0,2656	0,0433
23	49,7	6,5	0,163	3,0558	0,2627	0,0428
23,5	50,8	6,5	0,163	3,0980	0,2598	0,0423
24	51,8	6,5	0,163	3,1397	0,2570	0,0419

Os valores de ψ/Z apresentados na TABELA 6.5 são apresentados graficamente na FIGURA 6.9, porém para períodos de tempo mais longos.

Comparando-se a curva de valores de ψ/Z com a curva de $R(t^*)$ na FIGURA 6.9, pode-se observar a influencia da quantidade e/ou intensidade de chuva no valor

real da carga hidráulica, sendo que os valores de ψ/Z são muito menores do que os de $R(t^*)$.

A importância que cada evento representa dentro de um período chuvoso pode ser também observado quando o fator intensidade de chuva é incluído nos cálculos. Ao comparar as FIGURAS 6.8 e 6.10, pode-se verificar que o aumento constante de $R(t^*)$ (FIGURA 6.8), não mais é observado quando a intensidade é incorporada (FIGURA 6.10), sendo que cada evento adquire a sua influencia particular na condição geral do solo, determinada pela combinação entre a intensidade e a duração da chuva.

Figura 6.9: Gráficos comparativos entre a $R(t^*)$ e ψ/Z para o evento 3.

Figura 6.10: variação de ψ/Z ao longo do tempo para os quatro eventos. As linhas tracejadas indicam o limite de chuva T correspondente a cada evento.

Um exemplo claro da influencia individual de cada evento pode ser visto na FIGURA 6.11 onde é apresentada a comparação entre dois eventos extremos (Eventos 1 e 4 da TABELA 6.2), sendo um deles de alta intensidade e curta duração (Evento 1) e outro de baixa intensidade e duração prolongada (Evento 4).

Figura 6.11: Exemplo comparativo entre os valores de y/Z obtidos para dois eventos com diferentes razões de recarga.

Neste exemplo (FIGURA 6.11) observa-se que mesmo apresentando quantidade total de chuva aproximada (média de 18,5mm), os resultados de ψ/Z são muito diferentes entre si, sendo que o evento 4, com uma razão de recarga menor, porém mais prolongado, obteve um pico de carga hidráulica de 0,21 enquanto que o evento 1 com razão de recarga igual a 1 e período curto de duração obteve um pico de ψ/Z de apenas 0,12.

No entanto, sabe-se que a influencia da carga hidráulica na ocorrência ou não de ruptura nem sempre depende de eventos isolados, e sim de uma seqüência de eventos cuja sobreposição pode gerar valores de carga hidráulica variáveis ao longo do tempo.

5º ETAPA

Nesta etapa é realizada a quantificação de uma carga hidráulica relativa à seqüência dos eventos ao longo do tempo.

A maior dificuldade encontrada para a obtenção da carga hidráulica acumulada pela seqüência dos eventos que se aproximasse da real, foi o modo de incorporar os resultados de cada evento ao evento subsequente, continuamente com o tempo. Ou

seja, quantificar o efeito acumulado dos eventos, de maneira que fosse possível determinar com mais eficácia o fator de segurança final da encosta.

Para que a sobreposição das cargas hidráulicas geradas pela infiltração da chuva fosse consistente, partiu-se do princípio de que o detalhamento temporal das respostas deveria ser o maior possível, e que o valor da ψ/Z deveria ser obtido para intervalos de tempo pré determinados, como por exemplo, de hora em hora ou a cada 30 minutos.

Portanto, depois de montadas as planilhas de cálculo para cada uma das etapas explicadas anteriormente, culminando no cálculo de ψ/Z para cada instante, foi elaborada uma planilha na qual os valores de ψ/Z gerados para cada evento fossem distribuídos ao longo de uma escala de tempo, conforme exemplificado na TABELA 6.6.

A alternativa inicial para a integração dos eventos foi considerar a carga hidráulica gerada por um determinado evento contínuo ao longo do tempo, mesmo após o final da chuva, até o início do novo evento, e então considerar os valores do novo evento do mesmo modo e assim sucessivamente, para cada evento, de maneira que o seu efeito fosse distribuído ao longo do tempo, conforme exemplificado na TABELA 6.7 e na FIGURA 6.12.

No entanto, os resultados mostraram que a análise realizada deste modo não consideraria a situação de ψ/Z vigente ao final de cada evento, o qual já se encontrava diferente da inicial. Este tipo de cálculo levou a elevações e reduções muito bruscas da ψ/Z entre um evento e outro, como ocorrido entre os eventos 1 e 2, e 3 e 4, exemplificados na FIGURA 6.12. Além disso, o valor final de ψ/Z para cada intervalo de tempo estaria relacionado ao evento individual, não havendo sobreposição de valores.

Tabela 6.6: Planilha de distribuição de evento ao longo do tempo. As lacunas mais escuras indicam a influência do período de chuvas.

t (horário)	t (tempo decorrido) (h)	y/Z Evento 1	y/Z Evento 2	y/Z Evento 3	y/Z Evento 4
00:00	0				
00:30	0,5				
01:00	1				
01:30	1,5				
02:00	2				
02:30	2,5				
03:00	3				
03:30	3,5				
04:00	4				
04:30	4,5				
05:00	5				
05:30	5,5				
06:00	6				
06:30	6,5	Início			
07:00	7	fim			
07:30	7,5				
08:00	8				
08:30	8,5				
09:00	9				
09:30	9,5				
10:00	10		Início		
10:30	10,5				
11:00	11				
11:30	11,5		Fim		
12:00	12				
12:30	12,5				
13:00	13				
13:30	13,5				
14:00	14				
14:30	14,5				
15:00	15			Início	
15:30	15,5				
16:00	16				
16:30	16,5				
17:00	17				
17:30	17,5				
18:00	18			fim	
18:30	18,5				Início
19:00	19				
19:30	19,5				
20:00	20				
20:30	20,5				
21:00	21				
21:30	21,5				
22:00	22				
22:30	22,5				
23:00	23				
23:30	23,5				fim
00:00	24				

Tabela 6.7: Planilha de cálculo de y/Z final para quatro eventos, baseada na distribuição simples de eventos.

t (horário)	t (tempo decorrido) (h)	y/Z Evento 1	y/Z Evento 2	y/Z Evento 3	y/Z Evento 4	y/Z total
00:00	0					0
00:30	0,5					0
01:00	1					0
01:30	1,5					0
02:00	2					0
02:30	2,5					0
03:00	3					0
03:30	3,5					0
04:00	4					0
04:30	4,5					0
05:00	5					0
05:30	5,5					0
06:00	6					0
06:30	6,5	0,0583				0,0583
07:00	7	0,1276				0,1276
07:30	7,5	0,1281				0,1281
08:00	8	0,1204				0,1204
08:30	8,5	0,1125				0,1125
09:00	9	0,1056				0,1056
09:30	9,5	0,0997				0,0997
10:00	10		0,0032			0,0032
10:30	10,5		0,1859			0,1859
11:00	11		0,3141			0,3141
11:30	11,5		0,3762			0,3762
12:00	12		0,3611			0,3611
12:30	12,5		0,3385			0,3385
13:00	13		0,3178			0,3178
13:30	13,5		0,2999			0,2999
14:00	14		0,2844			0,2844
14:30	14,5		0,2709			0,2709
15:00	15			0,0095		0,0095
15:30	15,5			0,0303		0,0303
16:00	16			0,0512		0,0512
16:30	16,5			0,0708		0,0708
17:00	17			0,0891		0,0891
17:30	17,5			0,1064		0,1064
18:00	18			0,1131		0,1131
18:30	18,5				0,0386	0,0386
19:00	19				0,0653	0,0653
19:30	19,5				0,0903	0,0903
20:00	20				0,1137	0,1137
20:30	20,5				0,1356	0,1356
21:00	21				0,1563	0,1563
21:30	21,5				0,1760	0,1760
22:00	22				0,1947	0,1947
22:30	22,5				0,2126	0,2126
23:00	23				0,2177	0,2177
23:30	23,5				0,2077	0,2077
00:00	24				0,1971	0,1971

Figura 6.12: Gráfico resultante de um teste de cálculo da variação da carga hidráulica com o tempo.

Outro teste realizado foi utilizando o último valor obtido antes do início do evento e acrescentar no evento seguinte em todos os intervalos de tempo (TABELA 6.8). Por exemplo, o último valor de ψ/z do evento 1 existente antes do início do evento 2 foi somado a todos os resultados deste evento, de maneira que a cada início de um novo evento o valor de carga hidráulica já existente fosse considerado.

A aplicação deste procedimento de cálculo mostrou que os valores de ψ/Z aumentam continuamente com o tempo (FIGURA 6.13). Porém, sabe-se que mesmo após o início de um novo evento a parcela de ψ/Z gerada pelo evento anterior diminui com o tempo, e neste caso considera-se somente o valor do último intervalo de tempo antes do início do novo evento.

Tabela 6.8: Planilha de cálculo de y/Z final, considerando o último valor de y/Z obtido antes do início do novo evento. Os valores em negrito foram os valores somados ao próximo evento.

t (horário)	t (tempo decorrido) (h)	y/Z Evento 1	y/Z Evento 2	y/Z Evento 3	y/Z Evento 4	y/Z total
00:00	0					0
00:30	0,5					0,0000
01:00	1					0,0000
01:30	1,5					0,0000
02:00	2					0,0000
02:30	2,5					0,0000
03:00	3					0,0000
03:30	3,5					0,0000
04:00	4					0,0000
04:30	4,5					0,0000
05:00	5					0,0000
05:30	5,5					0,0000
06:00	6					0,0000
06:30	6,5	0,0583				0,0583
07:00	7	0,1276				0,1276
07:30	7,5	0,1281				0,1281
08:00	8	0,1204				0,1204
08:30	8,5	0,1125				0,1125
09:00	9	0,1056				0,1056
09:30	9,5	0,0997				0,0997
10:00	10	0,0945	0,0032			0,0978
10:30	10,5		0,1859			0,1049
11:00	11		0,3141			0,1120
11:30	11,5		0,3762			0,1155
12:00	12		0,3611			0,1146
12:30	12,5		0,3385			0,1134
13:00	13		0,3178			0,1122
13:30	13,5		0,2999			0,1112
14:00	14		0,2844			0,1104
14:30	14,5		0,2709			0,1096
15:00	15		0,0143	0,0095		0,0239
15:30	15,5			0,0303		0,0447
16:00	16			0,0512		0,0656
16:30	16,5			0,0708		0,0852
17:00	17			0,0891		0,1035
17:30	17,5			0,1064		0,1207
18:00	18			0,1131		0,1275
18:30	18,5			0,1077	0,0386	0,1463
19:00	19				0,0653	0,1730
19:30	19,5				0,0903	0,1980
20:00	20				0,1137	0,2214
20:30	20,5				0,1356	0,2433
21:00	21				0,1563	0,2640
21:30	21,5				0,1760	0,2837
22:00	22				0,1947	0,3024
22:30	22,5				0,2126	0,3203
23:00	23				0,2177	0,3254
23:30	23,5				0,2077	0,3154
00:00	24				0,1971	0,3048

Figura 6.13: Gráfico resultante de procedimento de cálculo da variação da carga hidráulica com o tempo considerando a soma da constante baseada no último valor de y/Z antes do início de um novo evento.

Um outro procedimento de cálculo considerou o efeito acumulado dos valores de ψ/Z ao longo do tempo, conforme pode ser verificado na tabela de exemplo (TABELA 6.9). Com este tipo de acúmulo observou-se que ocorre um aumento constante da carga hidráulica com o tempo chegando-se a valores muito elevados de ψ/Z mesmo para tempos muito longos após o término da chuva. Dessa maneira não haveria possibilidade de ψ/Z retornar ao valor inicial ou próximo a ele após períodos prolongados de estiagem.

O resultado obtido por este modo é apresentado graficamente na FIGURA 6.14 na qual fica claro o aumento constante de carga hidráulica e a grande diferença entre os valores individuais de carga hidráulica em relação aos valores acumulados.

Tabela 6.9: Planilha de cálculo de y/Z final considerando a acumulada dos valor de y/Z obtidos durante todo o período.

t (horário)	t (tempo decorrido) (h)	y/Z Evento 1	y/Z Evento 2	y/Z Evento 3	y/Z Evento 4	y/Z (Total)
00:00	0					
00:30	0,5					0,0000
01:00	1					0,0000
01:30	1,5					0,0000
02:00	2					0,0000
02:30	2,5					0,0000
03:00	3					0,0000
03:30	3,5					0,0000
04:00	4					0,0000
04:30	4,5					0,0000
05:00	5					0,0000
05:30	5,5					0,0000
06:00	6					0,0000
06:30	6,5	0,0583				0,0583
07:00	7	0,1276				0,1276
07:30	7,5	0,1281				0,1281
08:00	8	0,1204				0,1204
08:30	8,5	0,1125				0,1125
09:00	9	0,1056				0,1056
09:30	9,5	0,0997				0,0997
10:00	10	0,0946	0,0032			0,0032
10:30	10,5	0,0901	0,1859			0,0103
11:00	11	0,0862	0,3141			0,0174
11:30	11,5	0,0828	0,3762			0,0209
12:00	12	0,0797	0,3611			0,0201
12:30	12,5	0,0770	0,3385			0,0188
13:00	13	0,0745	0,3178			0,0177
13:30	13,5	0,0722	0,2999			0,0167
14:00	14	0,0701	0,2844			0,0158
14:30	14,5	0,0682	0,2709			0,0151
15:00	15	0,0664	0,2592	0,0095		0,0095
15:30	15,5	0,0648	0,2487	0,0303		0,0303
16:00	16	0,0633	0,2395	0,0512		0,0512
16:30	16,5	0,0619	0,2311	0,0708		0,0708
17:00	17	0,0605	0,2236	0,0891		0,0891
17:30	17,5	0,0593	0,2168	0,1064		0,1064
18:00	18	0,0581	0,2105	0,1131		0,0386
18:30	18,5	0,0570	0,2048	0,1077	0,0386	0,0653
19:00	19	0,0560	0,1995	0,1015	0,0653	0,0903
19:30	19,5	0,0550	0,1945	0,0959	0,0903	0,1137
20:00	20	0,0540	0,1900	0,0911	0,1137	0,1356
20:30	20,5	0,0532	0,1857	0,0869	0,1356	0,1563
21:00	21	0,0523	0,1817	0,0832	0,1563	0,1760
21:30	21,5	0,0515	0,1780	0,0799	0,1760	0,1947
22:00	22	0,0507	0,1744	0,0770	0,1947	0,2126
22:30	22,5	0,0500	0,1711	0,0743	0,2126	0,2177
23:00	23	0,0493	0,1680	0,0720	0,2177	0,2077
23:30	23,5	0,0486	0,1650	0,0698	0,2077	0,1971
00:00	24	0,0479	0,1622	0,0678	0,1971	0,1876

Figura 6.14: Exemplo gráfico da sobreposição dos eventos a partir da acumulada dos valores de y/Z ao longo do tempo.

Além destas alternativas outras foram testadas até se obter um resultado que se mostrasse mais conveniente e que considerasse a variação contínua da carga hidráulica mesmo após períodos longos de estiagem. Naturalmente, os diversos procedimentos de cálculo testados com os eventos hipotéticos foram também testados com as seqüências reais de eventos chuvosos e correlacionados a ocorrência de escorregamentos, conforme será apresentado adiante, chegando-se, entretanto, a mesma conclusão.

Sendo assim, o melhor resultado foi obtido considerando-se todos os valores de ψ/Z remanescentes de cada evento para todo o período. Isto é obtido de maneira que seja considerado o somatório de todos os valores de ψ/Z gerados em cada intervalo de tempo analisado, não desconsiderando, portanto, nenhum valor de ψ/Z ocorrido após o término dos eventos como demonstrado na TABELA 6.10.

Dessa maneira aplica-se para cada intervalo de tempo a seguinte equação:

$$\psi/Z_{\text{total}}(t_x, Z_y) = \psi/Z_{\text{ev1}}(t_x, Z_y) + \psi/Z_{\text{ev2}}(t_x, Z_y) + \psi/Z_{\text{ev3}}(t_x, Z_y) + \dots + \psi/Z_{\text{evx}}(t_x, Z_y) \quad (56)$$

Utilizando-se como exemplo os valores de carga hidráulica incidentes as 20:00 horas para a profundidade de 0,5 m apresentado na Tabela 6.10, a eq. 56, ficaria representada da seguinte maneira:

$$\psi/Z_{\text{total}}(20;0,5) = \psi/Z_{\text{ev1}}(20;0,5) + \psi/Z_{\text{ev2}}(20;0,5) + \psi/Z_{\text{ev3}}(20;0,5) + \psi/Z_{\text{ev4}}(20;0,5)$$

$$\psi/Z_{\text{total}}(20;0,5) = 0,0540 + 0,1900 + 0,0911 + 0,1137$$

$$\psi/Z_{\text{total}}(20;0,5) = 0,4488$$

Tabela 6.10: Planilha de cálculo de ψ/Z final considerando todos os valor de ψ/Z obtidos durante todo o período analisado.

t (horário)	t (tempo decorrido) (h)	ψ/Z Evento 1	ψ/Z Evento 2	ψ/Z Evento 3	ψ/Z Evento 4	ψ/Z (Total)
00:00	0					0,0000
00:30	0,5					0,0000
01:00	1					0,0000
01:30	1,5					0,0000
02:00	2					0,0000
02:30	2,5					0,0000
03:00	3					0,0000
03:30	3,5					0,0000
04:00	4					0,0000
04:30	4,5					0,0000
05:00	5					0,0000
05:30	5,5					0,0000
06:00	6					0,0000
06:30	6,5	0,0583				0,0583
07:00	7	0,1276				0,1276
07:30	7,5	0,1281				0,1281
08:00	8	0,1204				0,1204
08:30	8,5	0,1125				0,1125
09:00	9	0,1056				0,1056
09:30	9,5	0,0997				0,0997
10:00	10	0,0946	0,0032			0,1529
10:30	10,5	0,0901	0,1859			0,2760
11:00	11	0,0862	0,3141			0,4003
11:30	11,5	0,0828	0,3762			0,4590
12:00	12	0,0797	0,3611			0,4408
12:30	12,5	0,0770	0,3385			0,4155
13:00	13	0,0745	0,3178			0,3923
13:30	13,5	0,0722	0,2999			0,3721
14:00	14	0,0701	0,2844			0,3545
14:30	14,5	0,0682	0,2709			0,3391
15:00	15	0,0664	0,2592	0,0095		0,3351
15:30	15,5	0,0648	0,2487	0,0303		0,3438
16:00	16	0,0633	0,2395	0,0512		0,3539
16:30	16,5	0,0619	0,2311	0,0708		0,3638
17:00	17	0,0605	0,2236	0,0891		0,3733
17:30	17,5	0,0593	0,2168	0,1064		0,3824
18:00	18	0,0581	0,2105	0,1131		0,3817
18:30	18,5	0,0570	0,2048	0,1077	0,0386	0,4081
19:00	19	0,0560	0,1995	0,1015	0,0653	0,4222
19:30	19,5	0,0550	0,1945	0,0959	0,0903	0,4357
20:00	20	0,0540	0,1900	0,0911	0,1137	0,4488
20:30	20,5	0,0532	0,1857	0,0869	0,1356	0,4613
21:00	21	0,0523	0,1817	0,0832	0,1563	0,4735
21:30	21,5	0,0515	0,1780	0,0799	0,1760	0,4853
22:00	22	0,0507	0,1744	0,0770	0,1947	0,4968
22:30	22,5	0,0500	0,1711	0,0743	0,2126	0,5080
23:00	23	0,0493	0,1680	0,0720	0,2177	0,5069
23:30	23,5	0,0486	0,1650	0,0698	0,2077	0,4911
00:00	24	0,0479	0,1622	0,0678	0,1971	0,4750

Na FIGURA 6.15 os valores de ψ/Z obtidos para cada evento e apresentados na TABELA 6.10 estão distribuídos graficamente ao longo do tempo. Nela pode-se observar que cada evento apresenta um efeito continuado da condição inicial do solo, ou seja, mesmo que após o término do evento, ψ/Z diminua com o tempo, esta parcela de carga hidráulica influenciará o valor de ψ/Z total, após a ocorrência dos eventos subsequentes.

Este procedimento faz com que mesmo um evento ocorrido há muito tempo tenha seu efeito incorporado na carga hidráulica final, como exemplificado pela ação do evento 1 na carga hidráulica final (FIGURA 6.15), que mesmo depois de 96 horas ainda atua na modificação da condição inicial do solo.

Figura 6.15: Variação de y/Z para os eventos distribuídos ao longo do tempo

O resultado para a variação da carga hidráulica total com o tempo, é mostrado na FIGURA 6.16, onde o valor de carga hidráulica total e acumulada a cada fração de tempo é comparada com a carga hidráulica gerada pelos eventos individuais.

Figura 6.16: Variação de y/Z total em relação aos eventos individuais distribuídos ao longo do tempo

6º ETAPA

Os resultados da variação de ψ/Z obtidos na etapa 5 formam a base para o cálculo da variação dos fatores de segurança ao longo do tempo, para verificação da condição de estabilidade da encosta.

Para estes cálculos são utilizados os dados geométricos (α e Z) da encosta ou da área em estudo, bem como os dados de resistência ao cisalhamento (c e ϕ) do solo a ser analisado. Não há uma regra quanto ao tipo de dado de resistência a ser utilizado, ou seja, se consideradas tensões efetivas ou não. Isto irá depender de cada tipo de análise que se deseja realizar ou do dado disponível.

O cálculo dos fatores de segurança deve ser realizado a partir da aplicação da eq. 52, desmembrada nas eqs. 53 e 54, e aplicadas na mesma planilha de cálculo de ψ/Z total.

O exemplo de cálculo que será apresentado a seguir tem como base o cálculo do FS para o valor de ψ/Z obtidos na hora 18 (TABELA 6.10), além dos demais valores apresentados abaixo.

Exemplo:

Dados: $\alpha = 30^\circ$

$Z = 0,5 \text{ m}$

$\gamma_w = 9.800 \text{ N/m}^3$

$\gamma_s = 27.200 \text{ N/m}^3$

$c = 9.800 \text{ N/m}^3$

$\phi = 29^\circ$

$t = 18 \text{ horas}$

a) Cálculo da parcela de $FS_0(Z)$ de $FS(Z,t)$:

$$FS_0(Z) = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{c}{\gamma_s Z \sin \alpha \cos \alpha} \Rightarrow FS_0(0,5) = \frac{\tan 29}{\tan 30} + \frac{9800}{27200 \cdot 0,5 \cdot \sin 30 \cdot \cos 30}$$

$$FS_0(0,5) = 2,795$$

b) Cálculo da parcela $FS'(Z,t)$ de $FS(Z,t)$:

$$FS'(Z,t) = -\frac{\gamma_w}{\gamma_s} \cdot \frac{\tan f}{\sin \alpha \cos \alpha} \cdot y / Z \Rightarrow FS'(0,5;18) = -\frac{9800}{27200} \cdot \frac{\tan 29}{\sin 30 \cos 30} \cdot 0,3817$$

$$FS'(0,5;18) = -0,1587$$

c) Cálculo do FS (Z,t)

$$FS(Z,t) = FS_0(Z) + FS'(Z,t) \Rightarrow FS(0,5;18) = 2,795 + (-0,1587) \Rightarrow FS(0,5;18) = 2,63$$

Utilizando-se como base os valores de ψ/Z apresentados na TABELA 6.10 foram calculados os FS para todo o período analisado nestes exemplos, conforme o apresentado na TABELA 6.11.

Tabela 6.11: Exemplo simplificado da planilha de cálculo da variação de FS com o tempo para os exemplos de eventos apresentados na TABELA 6.2. Valores em negrito representam o período de ocorrência da chuva.

t	y/Z Ev1	y/Z Ev 2	y/Z Ev 3	y/Z Ev 4	y/Z (Total)	FS ₀	FS'	FS
00:00					0,0000	2,70	0,00	2,70
00:30					0,0000	2,70	0,00	2,70
01:00					0,0000	2,70	0,00	2,70
01:30					0,0000	2,70	0,00	2,70
02:00					0,0000	2,70	0,00	2,70
02:30					0,0000	2,70	0,00	2,70
03:00					0,0000	2,70	0,00	2,70
03:30					0,0000	2,70	0,00	2,70
04:00					0,0000	2,70	0,00	2,70
04:30					0,0000	2,70	0,00	2,70
05:00					0,0000	2,70	0,00	2,70
05:30					0,0000	2,70	0,00	2,70
06:00					0,0000	2,70	0,00	2,70
06:30	0,0583				0,0583	2,70	-0,02	2,68
07:00	0,1276				0,1276	2,70	-0,05	2,65
07:30	0,1281				0,1281	2,70	-0,05	2,65
08:00	0,1204				0,1204	2,70	-0,04	2,65
08:30	0,1125				0,1125	2,70	-0,04	2,66
09:00	0,1056				0,1056	2,70	-0,04	2,66
09:30	0,0997				0,0997	2,70	-0,04	2,66
10:00	0,0946	0,0032			0,1529	2,70	-0,04	2,66
10:30	0,0901	0,1859			0,2760	2,70	-0,04	2,66
11:00	0,0862	0,3141			0,4003	2,70	-0,04	2,66
11:30	0,0828	0,3762			0,4590	2,70	-0,04	2,66
12:00	0,0797	0,3611			0,4408	2,70	-0,04	2,66
12:30	0,0770	0,3385			0,4155	2,70	-0,03	2,66
13:00	0,0745	0,3178			0,3923	2,70	-0,03	2,66
13:30	0,0722	0,2999			0,3721	2,70	-0,03	2,67
14:00	0,0701	0,2844			0,3545	2,70	-0,03	2,67
14:30	0,0682	0,2709			0,3391	2,70	-0,03	2,67
15:00	0,0664	0,2592	0,0095		0,3351	2,70	-0,03	2,67
15:30	0,0648	0,2487	0,0303		0,3438	2,70	-0,04	2,66
16:00	0,0633	0,2395	0,0512		0,3539	2,70	-0,05	2,65
16:30	0,0619	0,2311	0,0708		0,3638	2,70	-0,05	2,65
17:00	0,0605	0,2236	0,0891		0,3733	2,70	-0,06	2,64
17:30	0,0593	0,2168	0,1064		0,3824	2,70	-0,06	2,63
18:00	0,0581	0,2105	0,1131		0,3817	2,70	-0,07	2,63
18:30	0,0570	0,2048	0,1077	0,0386	0,4081	2,70	-0,07	2,63
19:00	0,0560	0,1995	0,1015	0,0653	0,4222	2,70	-0,07	2,62
19:30	0,0550	0,1945	0,0959	0,0903	0,4357	2,70	-0,08	2,62
20:00	0,0540	0,1900	0,0911	0,1137	0,4488	2,70	-0,09	2,61
20:30	0,0532	0,1857	0,0869	0,1356	0,4613	2,70	-0,10	2,60
21:00	0,0523	0,1817	0,0832	0,1563	0,4735	2,70	-0,10	2,60
21:30	0,0515	0,1780	0,0799	0,1760	0,4853	2,70	-0,11	2,59
22:00	0,0507	0,1744	0,0770	0,1947	0,4968	2,70	-0,11	2,59
22:30	0,0500	0,1711	0,0743	0,2126	0,5080	2,70	-0,12	2,58
23:00	0,0493	0,1680	0,0720	0,2177	0,5069	2,70	-0,12	2,57
23:30	0,0486	0,1650	0,0698	0,2077	0,4911	2,70	-0,12	2,57
00:00	0,0479	0,1622	0,0678	0,1971	0,4750	2,70	-0,12	2,58

Os valores de FS estão apresentados graficamente na FIGURA 6.17. É importante observar que há uma variação do FS com o tempo e que, quando

comparada ao FS gerado pelos eventos individuais (FIGURA 6.17) ocorrem diferenças significativas. Com isso fica clara a necessidade de que todos os eventos sejam considerados na análise final do FS. Nota-se, também, uma maior influência do evento 4, que é o evento de maior duração, em relação ao evento 1, chegando a FS mais baixos, mostrando, mais uma vez, a importância da relação entre intensidade e duração.

É importante salientar que este procedimento pode ser realizado para várias profundidades e desta maneira permite obter a profundidade mais susceptível a ruptura, com menor FS.

No caso do exemplo hipotético utilizado, caso aumentássemos a profundidade de análise para 2m ocorreria uma redução significativa no FS (FIGURA 6.18). Entretanto, isto será discutido com mais detalhes adiante, quando utilizados exemplos reais de eventos.

Figura 6.17: Gráfico de variação de FS para cada evento individual e para o FS total gerado pela sobreposição da seqüência de eventos.

Figura 6.18: Gráfico de variação de FS com o tempo para a profundidade de 2 m.

O procedimento de cálculo mostrado nestas seis etapas encontra-se organizado na forma de planilhas automatizadas e inter-relacionadas. Devido à complexidade das equações e da sua adaptação para as planilhas automatizadas, esta foi uma etapa bastante trabalhosa no decorrer dos estudos desenvolvidos, sendo que foram inúmeras as tentativas de correlação entre as várias etapas de cálculo apresentadas acima. Além disso, buscou-se uma maneira de organização que pudesse eliminar a possibilidade de erros durante a sua utilização e ainda oferecer o detalhamento suficiente para os eventos de chuva e a sua distribuição no tempo.

A organização das planilhas foi realizada de maneira que permitisse o menor número possível de substituições dos valores dos parâmetros que compõe as equações. Dessa maneira, modificando-se o valor de um parâmetro na primeira planilha, o valor final de FS é calculado automaticamente.

Apesar de terem sido apresentadas acima seis etapas de cálculo, na prática, a sua aplicação pode ser subdividida em dois grandes grupos. Um deles que engloba as etapas 1 a 4, onde são obtidos os valores de ψ/Z para cada evento individualmente e outro que engloba as etapas 5 e 6, onde os eventos são distribuídos ao longo do tempo e onde é realizada a sua sobreposição para o cálculo de ψ/Z total e o FS final.

O primeiro grupo (grupo 1) é subdividido em planilhas individuais para cada evento, ou seja, em cada planilha se obtém o valor de ψ/Z gerado por um determinado evento de chuva, sendo para isto considerado o tempo T de chuva iniciando sempre no tempo $t = 0$. Em cada planilha de evento o cálculo de ψ/Z pode ser obtido para várias profundidades, sendo o cálculo realizado em tabelas individuais (FIGURA 6.19). Para automatizar o vínculo dos resultados obtidos nas planilhas do grupo 1 com as do grupo 2, é necessário que o intervalo de tempo considerado seja igual para ambas as

planilhas. Por exemplo: se para o cálculo da variação de FS com o tempo (grupo 2) é utilizado um intervalo de tempo de 30 min e um período total de análise de 700 horas, o cálculo feito para obtenção de ψ/Z em cada evento deve seguir esta divisão do espaço amostral.

O segundo grupo tem como base a distribuição dos eventos ao longo do tempo, e está correlacionada com as planilhas do grupo 1. Os valores de ψ/Z obtidos para cada evento são vinculados automaticamente para as células correspondentes à sua ocorrência no tempo, conforme apresentado na TABELA 6.11, onde cada coluna corresponde a um evento, e a partir daí é realizado o somatório do ψ/Z para cada intervalo de tempo utilizado, e em seguida calculado o FS (FIGURA 6.19).

As FIGURAS 6.19 e 6.20 mostram um exemplo da configuração dos arquivos no Microsoft Excel, considerando os mesmos eventos hipotéticos utilizados até o momento.

Sabe-se que apesar de bastante versátil, o Microsoft Excel é limitado para um número muito grande de planilhas. Nos testes realizados com os eventos reais, como será visto adiante, o número máximo de planilhas inseridas foi de 35, sendo obtida a variação do FS para três diferentes profundidades e considerados 32 eventos num período de 35 dias de análise. Apesar de parecer suficiente, o limite de 32 eventos por análise é ainda muito pequeno quando considerados períodos mais prolongados de tempo, como por exemplo, uma estação chuvosa completa.

Microsoft Excel - ExemploProced_tabela.XLS

Arquivo Editar Exibir Inserir Formatar Ferramentas Dados Janela Ajuda

Digite uma pergunta

80%

Arial

10

N I S

€ % 000 000 000

AA233

	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	
1																								
2	Cálculo da carga de pressão para o evento 3																							
3																								
4	Dados	Iz/Kz	0,16		Eventos	Precip.	Precip.	T	T	Iz	K _{z,at}	Iz/Kz												
5		Z	1 m			(mm)	(m)	(min)	(s)	(m/s)	5,00E-06	corrigido												
6		α	30		1	19,1	0,0191	30	1800	1,1E-05	2,122	1,000												
7		cosα	0,87		2	1,5	0,0015	90	5400	2,8E-07	0,056	0,056												
8		cos2α	0,75		3	8,8	0,0088	180	10800	8,1E-07	0,163	0,163												
9		Do	5,0E-05		4	18,7	0,0187	300	18000	1,0E-06	0,208	0,208												
10		D^	1,50E-04																					
11																								
12	Valores de entrada (Grupo 1)				Cálculo de R(t*) : utilizado para R(t*) t<T								Cálculo de R(t*-T*) : auxiliar para cálculo de R(t*) para t>T											
13								(1)	(2)	(3)	erfc	(4)												
14	T*	horas	Z	Z²	D^	t (s)	t*	R(t*)	1/raiz t*	erfc (2)	corrigido	R(t*)	t* - T*	R(t*-T*) (1)	1/raiz (t*-T*)	erfc (6)	corrigido	R(t*-T*)	R(t*) - R(t*-T*)	Iz/Kz	ΔZ			
15		0,2	1	1	1,50E-04	720	0,11	0,000	3,043	0,001	0,000	0,000							0,0000	0,163	0,0000			
16		0,5	1	1	1,50E-04	1800	0,27	0,007	1,925	0,007	0,007	0,000							0,0002	0,163	0,0000			
17		1,0	1	1	1,50E-04	3600	0,54	0,065	1,361	0,054	0,054	0,011							0,0109	0,163	0,0018			
18		1,5	1	1	1,50E-04	5400	0,81	0,148	1,111	0,116	0,116	0,031							0,0314	0,163	0,0051			
19		2,0	1	1	1,50E-04	7200	1,08	0,232	0,962	0,174	0,174	0,058							0,0583	0,163	0,0095			
20		2,5	1	1	1,50E-04	9000	1,35	0,313	0,861	0,224	0,224	0,089							0,0886	0,163	0,0144			
21		3,0	1	1	1,50E-04	10800	1,62	0,387	0,786	0,267	0,267	0,121							0,1205	0,163	0,0196			
22	1,62	3,5	1	1	1,50E-04	12600	1,89	0,457	0,727	0,304	0,304	0,153	0,270	0,0072	1,925	0,007	0,007	0,0002	0,1529	0,163	0,0249			
23	1,62	4,0	1	1	1,50E-04	14400	2,16	0,522	0,680	0,336	0,336	0,186	0,540	0,0651	1,361	0,054	0,054	0,0109	0,1750	0,163	0,0285			
24	1,62	4,5	1	1	1,50E-04	16200	2,43	0,583	0,642	0,364	0,364	0,219	0,810	0,1477	1,111	0,116	0,116	0,0314	0,1871	0,163	0,0305			
25	1,62	5,0	1	1	1,50E-04	18000	2,70	0,640	0,609	0,389	0,389	0,251	1,080	0,2323	0,962	0,174	0,174	0,0583	0,1925	0,163	0,0314			
26	1,62	5,5	1	1	1,50E-04	19800	2,97	0,694	0,580	0,412	0,412	0,283	1,350	0,3125	0,861	0,224	0,224	0,0886	0,1941	0,163	0,0316			
27	1,62	6,0	1	1	1,50E-04	21600	3,24	0,746	0,556	0,432	0,432	0,314	1,620	0,3873	0,786	0,267	0,267	0,1205	0,1935	0,163	0,0315			
28	1,62	6,5	1	1	1,50E-04	23400	3,51	0,795	0,534	0,450	0,450	0,345	1,890	0,4570	0,727	0,304	0,304	0,1531	0,1918	0,163	0,0313			
29	1,62	7,0	1	1	1,50E-04	25200	3,78	0,842	0,514	0,467	0,467	0,375	2,160	0,5219	0,680	0,336	0,336	0,1859	0,1894	0,163	0,0309			
30	1,62	7,5	1	1	1,50E-04	27000	4,05	0,887	0,497	0,482	0,482	0,405	2,430	0,5828	0,642	0,364	0,364	0,2185	0,1866	0,163	0,0304			
31	1,62	8,0	1	1	1,50E-04	28800	4,32	0,930	0,481	0,496	0,496	0,434	2,700	0,6401	0,609	0,389	0,389	0,2508	0,1836	0,163	0,0299			
32	1,62	8,5	1	1	1,50E-04	30600	4,59	0,972	0,467	0,509	0,509	0,463	2,970	0,6943	0,580	0,412	0,412	0,2827	0,1806	0,163	0,0294			
33	1,62	9,0	1	1	1,50E-04	32400	4,86	1,012	0,454	0,521	0,521	0,492	3,240	0,7459	0,556	0,432	0,432	0,3141	0,1776	0,163	0,0289			
34	1,62	9,5	1	1	1,50E-04	34200	5,13	1,052	0,442	0,532	0,532	0,520	3,510	0,7950	0,534	0,450	0,450	0,3449	0,1746	0,163	0,0285			
35	1,62	10,0	1	1	1,50E-04	36000	5,40	1,089	0,430	0,542	0,542	0,547	3,780	0,8419	0,514	0,467	0,467	0,3753	0,1717	0,163	0,0280			
36	1,62	10,5	1	1	1,50E-04	37800	5,67	1,126	0,420	0,552	0,552	0,574	4,050	0,8870	0,497	0,482	0,482	0,4051	0,1689	0,163	0,0275			
37	1,62	11,0	1	1	1,50E-04	39600	5,94	1,162	0,410	0,561	0,561	0,601	4,320	0,9303	0,481	0,496	0,496	0,4344	0,1661	0,163	0,0271			
38	1,62	11,5	1	1	1,50E-04	41400	6,21	1,197	0,401	0,570	0,570	0,627	4,590	0,9721	0,467	0,509	0,509	0,4633	0,1635	0,163	0,0266			
39	1,62	12,0	1	1	1,50E-04	43200	6,48	1,231	0,393	0,578	0,578	0,653	4,860	1,0125	0,454	0,521	0,521	0,4916	0,1610	0,163	0,0262			
40	1,62	12,5	1	1	1,50E-04	45000	6,75	1,264	0,385	0,586	0,586	0,678	5,130	1,0515	0,442	0,532	0,532	0,5195	0,1585	0,163	0,0258			
41	1,62	13,0	1	1	1,50E-04	46800	7,02	1,296	0,377	0,593	0,593	0,703	5,400	1,0894	0,430	0,542	0,542	0,5470	0,1562	0,163	0,0254			
42	1,62	13,5	1	1	1,50E-04	48600	7,29	1,328	0,370	0,600	0,600	0,728	5,670	1,1262	0,420	0,552	0,552	0,5740	0,1539	0,163	0,0251			
43	1,62	14,0	1	1	1,50E-04	50400	7,56	1,359	0,364	0,607	0,607	0,752	5,940	1,1620	0,410	0,561	0,561	0,6006	0,1517	0,163	0,0247			
44	1,62	14,5	1	1	1,50E-04	52200	7,83	1,389	0,357	0,613	0,613	0,776	6,210	1,1968	0,401	0,570	0,570	0,6268	0,1496	0,163	0,0244			
45	1,62	15,0	1	1	1,50E-04	54000	8,10	1,419	0,351	0,619	0,619	0,800	6,480	1,2308	0,393	0,578	0,578	0,6526	0,1476	0,163	0,0240			
46	1,62	15,5	1	1	1,50E-04	55800	8,37	1,448	0,346	0,625	0,625	0,824	6,750	1,2640	0,385	0,586	0,586	0,6781	0,1456	0,163	0,0237			
47	1,62	16,0	1	1	1,50E-04	57600	8,64	1,477	0,340	0,630	0,630	0,847	7,020	1,2964	0,377	0,593	0,593	0,7031	0,1437	0,163	0,0234			
48	1,62	16,5	1	1	1,50E-04	59400	8,91	1,505	0,335	0,636	0,636	0,870	7,290	1,3281	0,370	0,600	0,600	0,7279	0,1419	0,163	0,0231			
49	1,62	17,0	1	1	1,50E-04	61200	9,18	1,533	0,330	0,641	0,641	0,892	7,560	1,3591	0,364	0,607	0,607	0,7523	0,1402	0,163	0,0228			
50	1,62	17,5	1	1	1,50E-04	63000	9,45	1,560	0,325	0,645	0,645	0,915	7,830	1,3894	0,357	0,613	0,613	0,7764	0,1385	0,163	0,0226			
51	1,62	18,0	1	1	1,50E-04	64800	9,72	1,587	0,321	0,650	0,650	0,937	8,100	1,4192	0,351	0,619	0,619	0,8002	0,1368	0,163	0,0223			
52	1,62	18,5	1	1	1,50E-04	66600	9,99	1,613	0,316	0,654	0,654	0,959	8,370	1,4484	0,346	0,625	0,625	0,8237	0,1352	0,163	0,0220			
53																								

Microsoft Excel - ExemploProced_tabela.XLS

Arquivo

Editar

Exibir

Inserir

Formatar

Ferramentas

Dados

Janela

Ajuda

Figura 6.20: Exemplo ilustrativo da planilha de cálculo para aplicação do sistema de cálculo. Enfoque para planilha do grupo 2 (Cálculo de FS considerando eventos 1 a 4).

7. APLICAÇÃO DO MÉTODO PARA PREVISÃO DE ESCORREGAMENTOS TRANSLACIONAIS

Este processo consistiu basicamente na aplicação dos procedimentos apresentados no capítulo anterior para seqüências reais de eventos chuvosos ocorridos nos meses de dezembro de 1999 e janeiro de 2000, durante os quais ocorreram escorregamentos. Isto fez com que o método fosse avaliado a partir da correlação entre os resultados obtidos com a seqüência real de eventos e a ocorrência de escorregamentos. Além disso, este procedimento permitiu analisar outros aspectos relativos à ocorrência de escorregamentos na área de estudo, como a sensibilidade de cada unidade de materiais inconsolidados em relação à infiltração da chuva e a profundidade de ruptura mais provável de cada unidade analisada.

A aplicação do método teve como base as unidades de materiais inconsolidados definidos durante o mapeamento geológico-geotécnico, bem como os parâmetros hidráulicos e de resistência ao cisalhamento relativos a cada uma delas.

O método foi aplicado para praticamente todas as unidades e para as declividades de 20°, 30° e 40°, com exceção as unidades U9 e U10, as quais não apresentaram ocorrência de movimentos de massa gravitacionais,. Os dados relativos às características dos materiais inconsolidados utilizados nas análises estão apresentadas na TABELA 7.1, e os dados referentes aos eventos considerados estão apresentados na TABELA 7.2.

Tabela 7.1: Dados utilizados no processo de aplicação do método

Unidades	K_{sat} (m/s)	D_{max} (m ² /s)	v_i (m/s)	ρ_s (N/m ³)	saturados		Não saturados	
					c_s (kPa)	f_s (°)	c_n (kPa)	f_n (°)
U1	9,5E ⁻⁶	7,6E ⁻⁵	5,5E ⁻⁶	27200	0,61	31°	9,8	29°
U2	3,8E ⁻⁶	1E ⁻⁵	1,6E ⁻⁶	27500	1,68	31°	9,8	29°
U3	9,5E ⁻⁶	7,6E ⁻⁵	5,5E ⁻⁶	27200	0,61	31°	9,8	29°
U4	9E ⁻⁷	3,3E ⁻⁶	1,6E ⁻⁶	27500	0,41	33°	10	26°
U5	9E ⁻⁷	3,3E ⁻⁶	1,6E ⁻⁶	27500	0,41	31°	5,25	31°
U6 e U8	7,7E ⁻⁵	7,7E ⁻⁵	7,7E ⁻⁵	27200	0,61	31°	9,8	29°
U7	1,5E ⁻⁶	1,7E ⁻⁶	1,6E ⁻⁷	27500	0,41	31°	10	26°

Tabela 7.2: Sequência de eventos dos meses de dezembro de 1999 e janeiro de 2000, utilizada aplicação do método.

Evento	Quantida de (mm)	Duração (min)	I_z (m/s)	Evento	Quantida de (mm)	Duração (min)	I_z (m/s)
1	91,8	460	3,3E ⁻⁰⁶	17	15,5	160	1,6E ⁻⁰⁶
2	3,2	50	1,1 E ⁻⁰⁶	18	13,9	370	6,3E ⁻⁰⁷
3	6,5	90	1,2 E ⁻⁰⁶	19	2,4	70	5,7E ⁻⁰⁷
4	1,4	90	2,6 E ⁻⁰⁷	20	8,9	200	7,4E ⁻⁰⁷
5	21,7	110	3,3E ⁻⁰⁶	21	3,4	170	3,3E ⁻⁰⁷
6	3,5	10	5,8E ⁻⁰⁶	22	6,2	70	1,5E ⁻⁰⁶
7	19,1	200	1,6E ⁻⁰⁶	23	19,7	60	5,5E ⁻⁰⁶
8	2,5	130	3,2E ⁻⁰⁷	24	6,1	90	1,1E ⁻⁰⁶
9	3,2	160	3,3E ⁻⁰⁷	25	9	50	3,0E ⁻⁰⁶
10	9,9	240	6,9E ⁻⁰⁷	26	2,4	60	6,7E ⁻⁰⁷
11	8,8	60	2,4E ⁻⁰⁶	27	10,1	110	1,5E ⁻⁰⁶
12	37,1	720	8,6E ⁻⁰⁷	28	4,5	180	4,2E ⁻⁰⁷
13	18,7	270	1,2E ⁻⁰⁶	29	6,5	210	5,2E ⁻⁰⁷
14	3,1	80	6,5E ⁻⁰⁷	30	43,1	240	3,0E ⁻⁰⁶
15	1,7	90	3,1E ⁻⁰⁷	31	321,4	4050	1,3E ⁻⁰⁶
16	2,6	170	2,5E ⁻⁰⁷				

A FIGURA 7.1 apresenta graficamente os valores de I_z/K_z para cada evento e cada unidade analisada, de maneira que as diferenças de razões de infiltração entre as unidades sejam verificadas comparativamente. Neste gráfico é possível verificar os valores de I_z/K_z encontrados para as diferentes unidades de materiais inconsolidados podem apresentar grandes diferenças, podendo variar até mesmo de 0,2 a 1 para um mesmo evento, como por exemplo no evento 5 do gráfico (FIGURA 7.1). Este fato demonstra que a significância de um determinado evento varia com a unidade, ou seja, as unidades apresentam sensibilidades diferentes aos diferentes eventos chuvosos.

A FIGURA 7.2 apresenta, para fins comparativos com a ocorrência de eventos individuais, a distribuição do total diário precipitado nos meses de dezembro de 1999 e janeiro de 2000.

Figura 7.1: Gráfico de I_z/K_z para todas as unidades analisadas em relação aos valores de precipitação do período.

Figura 7.2: Gráfico de precipitação diária para o período analisado. (Dezembro de 1999 à janeiro de 2000)

7.1. ANÁLISE DA CONDIÇÃO INICIAL DE ESTABILIDADE DAS ENCOSTAS.

Antes de discutir a aplicação do método para as encostas da área, será apresentada a análise das condições iniciais de estabilidade das encostas, ou seja, sem a ocorrência das chuvas. Isto foi realizado com base na aplicação do modelo de talude infinito e nas próprias equações de FS pertinentes ao método (eqs. 52 a 54).

Para tanto considerou-se $FS'(Z,t)$ igual a zero, devido à ausência da carga hidráulica ψ/Z , resultando, portanto, somente na utilização da eq. 53.

Estas análises, de certa maneira nortearam as análises individuais realizadas para cada unidade de materiais inconsolidados, pois foi possível estabelecer para quais profundidades as encostas encontravam-se na eminência de ruptura, ou seja, para as quais o FS se iguala a um, mesmo sem a influencia da chuva.

As análises foram realizadas tanto para a situação saturada (c_s e ϕ_s) como para a umidade natural (c_n e ϕ_n).

Os resultados de FS máximos e mínimos, obtidos para diversas situações de profundidade de ruptura, antes da ocorrência das chuvas, estão apresentadas na TABELA 7.3, em três condições de declividade.

Os dados de c_n , c_s , ϕ_n , ϕ_s e ρ_s utilizados para cada unidade são os apresentados na TABELA 7.1, e a profundidade máxima de atuação destes valores para cada unidade, estão indicados na TABELA 7.3. Foram obtidos ainda os resultados para cada unidade, os quais podem ser vistos no APÊNDICE IV. Nele podem ser comparados, para uma mesma unidade, os resultados obtidos para as diferentes declividades analisadas.

Tabela 7.3: Fatores de segurança máximos e mínimos na condição inicial, ou seja, antes do início das chuvas. Resultados utilizando parâmetros de resistência saturados e não saturados.

Unidade (Prof. máx. de M.I.)	a (°)	Análise dados c_s e f_s			Análise dados c_n e f_n		
		FS máximo	FS mínimo	Prof. FS = 1 (m)	FS máximo	FS mínimo	Prof. FS = 1(m)
U1 (1,7 m)	20	2,22	1,56	>> 10 m	12,73	2,18	>> 10 m
	30	1,48	0,99	> 1,3 m	9,28	1,43	>> 10 m
	40	1,12	0,69	> 0,2 m	7,98	1,09	> 2 m
U2 (1 m)	20	3,42	1,71	>> 10 m	12,61	2,63	>> 10 m
	30	2,39	1,10	> 3 m	9,28	1,79	> 10 m
	40	1,91	0,79	> 0,3 m	7,98	1,39	> 2 m
U3 (2 m)	20	2,22	1,56	>> 10 m	12,73	2,08	>> 10 m
	30	1,48	0,99	> 1,4 m	9,28	1,38	>> 10 m
	40	1,12	0,68	> 0,2 m	7,98	1,03	> 2,1 m
U4 (1 m)	20	1,80	1,39	>> 10 m	12,65	2,47	>> 10 m
	30	1,19	0,88	> 0,2 m	9,24	1,68	> 3 m
	40	0,88	0,61	> 0 m	7,92	1,32	> 1,7 m
U5 (1 m)	20	2,11	1,70	>> 10 m	7,59	2,24	>> 10 m
	30	1,39	1,08	>> 3,1 m	5,45	1,48	>> 3 m
	40	1,02	0,75	> 0,2 m	4,59	1,10	> 1,3 m
U6 (0,7m)	20	2,22	1,62	>> 10 m	12,73	3,12	>> 10 m
	30	1,48	1,03	> 1,2 m	9,28	2,15	> 10 m
	40	1,12	0,73	> 0,2 m	7,98	1,71	> 2,1 m
U7 (0,7 m)	20	1,80	1,741	>> 10 m	12,65	2,96	>> 10 m
	30	1,19	0,89	> 0,2 m	9,24	2,04	>> 3 m
	40	0,8	0,62	> 0 m	7,97	1,64	> 1,7 m
U8 (1,2m)	20	2,22	1,58	>> 10 m	12,73	2,46	>> 10 m
	30	1,48	1	> 1,4 m	9,28	1,65	> 10 m
	40	1,12	0,70	> 0,2 m	7,98	1,27	> 2,1 m

Na TABELA 7.3 observa-se que os valores de FS máximos obtidos para todas as unidades, quando considerada a condição saturada, estão muito próximos a 1 ou até mesmo abaixo dele, principalmente quando testados para declividades mais acentuadas. Valores muito baixos de FS foram, também, obtidos para as

profundidades máximas (0,7 a 2 m) de materiais inconsolidados considerados, no entanto, sabe-se que na área de estudo taludes com estas características mantêm-se estáveis mesmo durante a chuva.

Por outro lado, quando considerados os parâmetros de resistência ao cisalhamento para condições não saturadas (c_n e ϕ_n), o que implica principalmente em valores de coesão mais elevados, verificou-se que houve um aumento do FS geral para todas as unidades analisadas, embora, também, tenham sido constatados valores muito baixo de FS quando consideradas situações de alta declividade ($\geq 40^\circ$).

Em análises de estabilidade comumente realizadas são utilizadas as piores condições possíveis de resistência ao cisalhamento, ou seja, os parâmetros de um solo saturado. No entanto, no caso do presente estudo, de acordo com os FS encontrados nesta análise, notou-se que utilizando estas condições os taludes encontram-se naturalmente instáveis ou muito próximos à ruptura. Além disso, para algumas unidades, como por exemplo, a U4 o FS chega a 1 para qualquer profundidade.

Este tipo de comportamento já vem sendo estudado há várias décadas (BISHOP e BLIGHT, 1963 e FREDLUND, 1978 e 1989). Tais estudos verificaram que a sucção ou potencial mátrico exerce influencia direta sobre a coesão do material inconsolidado, representando um aumento na resistência ao cisalhamento do solo, de maneira que mesmo para solos com declividade elevada, ou em situações aparentemente críticas de ruptura, as encostas mantêm-se estáveis. Portanto, estes estudos mostram a importância da utilização deste parâmetro em análises de estabilidade elaboradas tanto para encostas naturais como taludes artificiais. No entanto, devido ao detalhamento matemático exigido para a incorporação do incremento conferido pela sucção na resistência do solo, as análises de estabilidade tornam-se muito complexas e dificilmente aplicáveis para áreas de ampla abrangência. Este fato depara-se ainda com a necessidade da realização de ensaios de cisalhamento mais complexos, abrangendo controle da sucção e a variação da umidade com o tempo, sendo realizado principalmente para estudos de cortes individuais ou muito localizados, onde se utilizam outros métodos de análise de estabilidade.

Considerando-se, portanto, as condições abordadas acima, ou seja, que as encostas encontram-se com FS baixo mesmo antes do início da chuva, e sabendo-se que não ocorrem rupturas na ausência das mesmas, e que provavelmente a sucção existente no solo é responsável pela estabilidade das mesmas em situações críticas de declividade; optou-se pela utilização dos parâmetros de resistência obtidos para os solos parcialmente saturados (c_n e ϕ_n) na aplicação do método proposto. Entretanto,

sugere-se que este tipo de análise seja realizado conforme cada situação estudada, caso o método aqui apresentado seja utilizado para regiões com características diferentes das referentes à área de estudo em questão.

7.2. RESULTADOS DA APLICAÇÃO DO MÉTODO PARA CADA UNIDADE E ANÁLISE DA VALIDADE DE SUA UTILIZAÇÃO.

Neste tópico serão apresentados os resultados obtidos a partir da aplicação do método proposto, de acordo com a seqüência de procedimentos apresentada no Capítulo 6. Para cada unidade analisada foram utilizados os dados apresentados nas TABELAS 7.1 e 7.2.

As profundidades máximas de análise consideradas para cada unidade foram definidas a partir do mapeamento geológico-geotécnico realizado, conforme as características de espessura de cada unidade, considerando-se em geral a profundidade obtida até a base do material I-R, e na sua ausência, de qualquer dos materiais que constituem aterros.

Os resultados encontrados estão apresentados separadamente por unidade de materiais inconsolidados nos gráficos das FIGURAS 7.3 a 7.10.

Os gráficos apresentam o tempo decorrido em horas, tendo seu início no dia 02 de dezembro de 1999, sendo que a hora zero indica o início deste dia. Os gráficos finalizam no dia 04 de dezembro (hora 792), após o término das chuvas mais abundantes (Evento 31) e fim da ocorrência de escorregamentos. Em todos os gráficos encontra-se representado por uma linha vertical tracejada, o dia 02 de janeiro, que indica o início da ocorrência dos escorregamentos. Os gráficos apresentados nas FIGURAS 7.3 a 7.10 referem-se à análise realizada para a declividade de 30°, sendo que os resultados para as declividades de 20° e 40° são apresentadas no APÊNDICE V.

Figura 7.3: Gráfico de variação do FS ao longo do período analisado para a unidade U1. A linha vertical tracejada indica o início do dia 02 de Janeiro de 2000.

Figura 7.4: Gráfico de variação do FS ao longo do período analisado para a unidade U2. A linha vertical tracejada indica o início do dia 02 de Janeiro de 2000

Figura 7.5: Gráfico de variação do FS ao longo do período analisado para a unidade U3. A linha vertical tracejada indica o início do dia 02 de Janeiro de 2000.

Figura 7.6: Gráfico de variação do FS ao longo do período analisado para a unidade U4. A linha vertical tracejada indica o início do dia 02 de Janeiro de 2000.

Figura 7.7: Gráfico de variação do FS ao longo do período analisado para a unidade U5. A linha vertical tracejada indica o início do dia 02 de Janeiro de 2000

Figura 7.8: Gráfico de variação do FS ao longo do período analisado para a unidade U6. A linha vertical tracejada indica o início do dia 02 de Janeiro de 2000.

Figura 7.9: Gráfico de variação do FS ao longo do período analisado para a unidade U7. A linha vertical tracejada indica o início do dia 02 de Janeiro de 2000.

Figura 7.10: Gráfico de variação do FS ao longo do período analisado para a unidade U8. A linha vertical tracejada indica o início do dia 02 de Janeiro de 2000.

Analisando-se estes gráficos, verificou-se que há um comportamento semelhante entre algumas das unidades, dentre as quais podem se distinguir dois grupos:

- a) O conjunto de unidades que apresentou algum tipo de resposta ou variação de FS ao longo do tempo (Unidades U1 a U5), e;
- b) O conjunto das unidades onde praticamente não houve variação de FS durante o período de chuvas considerado (Unidades U6 a U8).

No que diz respeito às variações de FS, mesmo que diferentes para cada unidade dos grupos *a* e *b*, pode-se dizer que os resultados obtidos pela aplicação do método confirmaram a ocorrência de escorregamentos observada para o período analisado, visto que, as unidades pertencentes ao grupo *a* mostraram ocorrência de escorregamentos, enquanto que as unidades pertencentes ao grupo *b* não mostraram ocorrência. De acordo com o que foi apresentado no Capítulo 4, sabe-se que as principais ocorrências de escorregamentos foram observadas nas unidades U1 a U5, as quais fazem parte do grupo *a*.

Mais especificamente, os gráficos das FIGURAS 7.3 a 7.7 mostram uma contínua diminuição do FS ao longo dos 10 primeiros dias de chuva (tempo “*t*” entre zero e 250 horas), seguida de uma elevação constante do FS até o tempo $t = 480$ horas a partir do qual ocorre uma pequena diminuição do FS ou pequenas oscilações do mesmo, com variação dependente das características geológico-geotécnicas de cada unidade, durante o período entre 480 e 696 horas. A partir deste momento observa-se um decréscimo constante e brusco do FS para todos os gráficos, até chegar aos valores mais baixos de todo o período.

Comparando-se a descrição acima, com os períodos de chuva observados no gráfico da FIGURA 7.2, pode-se observar que a seqüência de chuvas ocorridas na primeira quinzena do mês de dezembro exerceu uma influencia importante na condição de umidade do maciço durante o período de estiagem (tempo “*t*” entre 270 e 480 horas), ocorrido no início da segunda quinzena de dezembro. Estas chuvas fizeram com que se mantivesse em uma condição de FS abaixo da condição inicial, ou seja, não permitindo a recuperação completa do maciço durante o período de ausência de chuvas, e influenciando o comportamento do FS no final do mês de dezembro.

Apesar de não mostrarem uma perfeita correlação entre o início dos escorregamentos e FS relativamente baixos ou iguais a 1, os gráficos mostram uma redução brusca de FS que coincide com a ocorrência dos escorregamentos.

Sabe-se que os escorregamentos ocorridos dentro da área de estudo tiveram início no dia 02 de janeiro e continuaram durante os dias 03 e 04, em diversos locais da área de estudo. Os resultados da aplicação do método mostram que, em regiões com declividade da ordem de 30° , o FS decresceu constantemente a partir do final do dia 02 e durante todo o dia 03 até o dia 04, no entanto, apesar desta redução, os valores de FS não chegaram a 1, valor que teoricamente indicaria o momento da ruptura.

Por outro lado, quando analisadas mais detalhadamente, as condições e/ou os locais onde ocorreram os escorregamentos, nota-se que estes tiveram início nas regiões mais íngremes do bairro do Britador, e com declividades em geral maiores do que 30° . Conforme pode ser visto no APÊNDICE V nas unidades U1, U3 e U5, para a declividade de 40° , os valores de FS encontram-se muito mais baixos no dia 02 (FIGURAS 7.11 a 7.13). Assim, com o decorrer do tempo, e a continuidade da chuva, locais onde as declividades eram menores do que 40° tornaram-se, também, instáveis, e sofreram ruptura nos dias 03 e 04 de janeiro.

Na FIGURA 7.14 é apresentado um gráfico compilado da variação de FS para todas as unidades analisadas através do qual busca-se mostrar comparativamente a diferenças entre as respostas de FS obtidas para cada unidade.

Figura 7.11: Gráfico da variação de FS para a unidade U1 e declividade de 40°. A linha vertical tracejada em preto indica o início do dia 01 de Janeiro de 2000.

Figura 7.12: Gráfico da variação de FS considerando a unidade U4 e a declividade de 40° . A linha vertical tracejada em preto indica o início do dia 01 de Janeiro de 2000

Figura 7.13: Gráfico da variação de FS para a unidade U5 e declividade de 40° . A linha vertical tracejada em preto indica o início do dia 01 de Janeiro de 2000.

Figura 7.14: Gráfico de variação do FS com o tempo obtidos para todas as unidades, considerando declividade de 30° e profundidade de 0,5m.

A partir dos gráficos apresentados nas FIGURAS 7.3 a 7.10 e no gráfico comparativo apresentado na FIGURA 7.14, pode-se fazer ainda as seguintes observações:

- a) Há uma diferença nítida entre as variações de FS ocorridas para as diferentes profundidades, sendo que quanto maior a profundidade de análise, menor a amplitude de variação de FS ao longo do período. Esta é uma característica unânime nas unidades analisadas.
- b) As unidades U1 e U3 foram as que mostraram variações mais significativas de FS durante todo o período analisado, sendo que mostraram recuperações mais rápidas em função da ocorrência de eventos chuvosos.
- c) As unidades U6 e U8 foram unidades que apresentam a menor variação para todo o período, principalmente no final do período ($696 < t < 770$ horas), quando apresentaram apenas um pequeno decréscimo no FS enquanto que para as demais unidades o decréscimo foi bastante acentuado;
- d) A reação apresentada pela unidade U2 foi muito semelhante à das unidades U1 e U3, mostrando-se muito sensível à variação dos eventos chuvosos. No entanto, ao final do período o FS, teve um decréscimo menos expressivo do que as outras duas;
- e) A unidade U5 foi a que apresentou os menores valores de FS para todo o período, o que fica evidente na FIGURA 7.14. Porém, além disso, pode-se observar que o decréscimo do FS ao longo do tempo foi mais suave, ou seja, a recuperação do solo com relação ao período entre eventos não foi tão forte quanto para as demais unidades. Por exemplo, durante o período de estiagem ($270 < t < 480$ horas) foi a unidade que mostrou a menor recuperação, sendo que o valor de FS atingido antes do reinício das chuvas ($t = 480$ horas) encontrava-se muito abaixo do FS inicial.
- f) A unidade U4 teve um comportamento muito semelhante ao da unidade U5, uma vez que apresentou apenas recuperações lentas do FS no maciço durante o período analisado, entretanto, diferenciou-se da mesma pelos valores de FS.
- g) A unidade U7 apresentou apenas um decréscimo de FS mais acentuado para $0 < t < 12$ horas e para $720 < t < 770$ horas, permanecendo constante durante o intervalo de tempo entre um e outro, demonstrando desta maneira uma maior sensibilidade para eventos de precipitação intensa e pequena duração, como é o caso dos eventos 1, 30 e 31.

A partir destes resultados é possível verificar que o método aplicado apresentou-se coerente no que diz respeito à sensibilidade das unidades. Conforme

detalhado no Capítulo 4, os escorregamentos observados na área de estudo ocorreram preferencialmente nas unidades U1 a U5, com maior frequência na U4 e U5, e praticamente inexistiram nas Unidades U6, U7 e U8, situação esta prevista pela aplicação do método.

Além disso, esta análise mostrou que a aplicação deste modelo ajustou-se relativamente bem a real ocorrência dos escorregamentos, visto que, apesar do FS muitas vezes não chegar a 1, os gráficos apresentam uma redução significativa do FS no início de janeiro.

Apesar destes resultados decidiu-se por realizar algumas outras simulações com o método proposto, analisando resultados de comparações entre a influencia de diferentes eventos considerados individualmente.

7.2.1. Simulações para avaliação do método proposto.

Para as simulações realizadas e apresentadas a seguir foi utilizada como base a unidade U2.

a) Simulação 1

Os resultados obtidos a partir da aplicação do método para a sequência real de eventos apresentados no tópico anterior, mostraram que para a maioria dos casos ocorreu uma recuperação significativa dos valores de FS durante as horas 240 e 450, cujo intervalo corresponde ao período de ausência de chuvas. Em função disso decidiu-se por verificar a real influência dos eventos ocorridos antes deste período na geração dos valores de FS obtidos no início de janeiro.

Nesta simulação foram considerados apenas os eventos 27 a 31, sendo seu resultado comparado com os resultados da análise completa (Eventos 1 a 31), conforme mostrado na curva vermelha da FIGURA 7.15. Os resultados mostraram que realmente houve um aumento no FS quando desconsiderados alguns eventos, o que indica que os eventos ocorridos durante o mês de dezembro de 1999 influenciaram e modificaram a condição inicial do solo de maneira que mantiveram o FS em valores menores do que o inicial.

Entretanto, esta análise mostrou que os eventos 27 a 31 tiveram uma influencia decisiva no decréscimo do FS no início de janeiro, uma vez que, mesmo isoladamente, geram a redução brusca no FS.

Figura 7.15: Resultado comparativo entre a análise normal e a simulação 1. a) Considerando eventos 20 a 31 (dias 23/12 a 03/01) e b) Considerando eventos 28 a 31 (dias 01/01 a 03/01)

Comparando-se a quantidade de chuva registrada durante os 4 primeiros dias de janeiro com o histórico de chuvas da região, nota-se que o conjunto apresentou quantidades e durações muito elevadas e pouco comuns. Outro fator importante a ser considerado é que, segundo os registros, os escorregamentos tiveram início no dia 02 de janeiro, ou seja, no início do evento 31. Por este motivo buscou-se analisar com mais detalhe a real influencia destes eventos, na ocorrência dos escorregamentos.

A FIGURA 7.16 mostra o gráfico que desconsidera a sequência de eventos até o evento 30, de maneira que a sequência não tenha influencia do evento 31. Neste gráfico verifica-se que caso as chuvas tivessem cessado após o evento 30, em 12 h o solo teria iniciado o processo de recuperação do FS, demonstrado pelo aumento gradativo do FS.

Figura 7.16: Análise considerando os eventos 1 a 30.

No entanto, na FIGURA 7.17, onde as curvas de FS para a seqüência de eventos 1 a 30, 1 a 31 e evento 31 são apresentadas individualmente, observa-se que o evento 31 mantém constante a redução do FS após o término do evento 30. Com isso no início do dia 1º a curva já apresenta um FS muito inferior indicando que as chuvas ocorridas até então tiveram influencia na condição de estabilidade do maciço, diminuindo a sua resistência ao cisalhamento, o levando a uma condição próxima a ruptura.

Figura 7.17: Gráfico comparativo entre os FS obtidos a partir da seqüência de eventos 1 a 31, 1 a 30 e para o evento 31 considerado isoladamente.

b) Simulação 2:

Nesta simulação foram analisadas comparativamente as curvas de FS obtidas considerando-se eventos individuais com diferentes características de intensidade e

duração. Com isso foi possível verificar a influência das características de alguns dos eventos ocorridos, em função da quantidade de chuva, duração e intensidade.

A FIGURA 7.18 apresenta uma comparação entre eventos com intensidades semelhantes, porém, com durações muito diferentes, como é o caso dos eventos 1 ($I_z = 3,3E^{-6}$ m/s durante 460 min) e 31 ($I_z = 1,3E^{-6}$ m/s durante 4050 min).

Figura 7.18: Análise comparativa entre os eventos 1 e 31, com intensidade semelhante e duração diferente. A linha tracejada indica o início da recuperação do evento 1.

Neste gráfico (FIGURA 7.18) nota-se que houve uma grande diferença entre as curvas, sendo que o evento 31 chega a um valor mínimo de FS mais baixo do que o evento 1. No entanto, uma análise mais detalhada permite constatar que durante as primeiras 24 horas os FS gerados ao longo do tempo pelo evento 1 são mais baixos do que para o evento 31. Além disso, para o evento 1 o início da recuperação ocorre algumas horas após o término da chuva, enquanto que para o evento 31 a recuperação tem início praticamente junto com o término da chuva.

Esta característica pode variar entre as unidades, como por exemplo, para a unidade U4 (FIGURA 7.19). Para esta unidade as curvas apresentam características um pouco diferentes, sendo que se considerarmos o período inicial de 24 horas (linha tracejada) observa-se uma diferença de FS ainda maior entre os eventos do que o observado na FIGURA 7.18. Além disso, o início da recuperação relativa ao evento 31 ocorre 28 horas após o término da chuva, sendo, portanto, muito diferente do que ocorre na unidade U2. Isto está relacionado principalmente com o valor baixo de D_0 da unidade U4 em comparação à unidade U2, o que faz com que a distribuição da água no interior do solo seja mais lenta e, portanto, apresentando resposta mais retardada

em relação ao término da chuva. Em vista disso, a recuperação das condições do solo ocorre também mais lentamente após o término da chuva.

Figura 7.19: Resultado da simulação 2 entre os eventos 1 e 31 para a unidade U4.

Os exemplos apresentados nas FIGURAS 7.18 e 7.19 indicam que apesar da intensidade do evento 1 ser semelhante a do evento 31, este último persistiu por muito mais tempo, o que justifica a ocorrência dos escorregamentos durante o evento 31 e não durante o evento 1. A característica de duração está ainda à presença da chuva antecedente, que no caso do evento 31, contribuiu ainda mais para a ocorrência de escorregamentos quando considerada a seqüência completa de eventos.

Na FIGURA 7.20 é analisado o comportamento da curva de variação de FS ao longo do tempo em decorrência dos cinco primeiros eventos ocorridos no início de dezembro. No gráfico *a* são apresentadas três curvas, sendo que uma delas representa os eventos acumulados com o tempo e as outras duas eventos considerados individualmente. O gráfico *b* mostra os valores de carga hidráulica gerados pela ação individual de cada evento de chuva e a sua distribuição.

Figura 7.20: a) curvas de FS de segurança gerados por eventos considerados em seqüência e individualmente. B) variação de carga hidráulica para os eventos individuais.

No gráfico a fica claro que a curva de eventos acumulados é a que apresenta menor FS ao longo do tempo. Além disso, nota-se que a curva do evento 1, considerado isoladamente, mostra um aumento constante do FS após o final do evento ocorrido na hora 6, o que significa que a ocorrência do evento 2 fez com que a carga hidráulica se mantivesse alta mesmo após o término do evento 1. O mesmo é mostrado em relação ao evento 5, sendo que caso não tivessem sido considerados os 4 eventos anteriores à situação de FS no início do evento 5 seria mais elevado do que a situação real.

O gráfico *b* mostra que os eventos 1 e 5 foram os que apresentaram maior influência na carga hidráulica, no entanto, é importante salientar que apesar disso os eventos 2, 3 e 4, que ocorreram no intervalo entre estes eventos são, também, importantes, pois contribuíram para manter elevada a carga hidráulica.

Deve-se considerar, sobretudo, que este é apenas o exemplo da influência de alguns eventos, no entanto, quando da ocorrência de uma grande quantidade de eventos consecutivos, como em dezembro de 1999, este acúmulo torna-se mais significativo e até mesmo decisivo para a ocorrência de escorregamentos.

As simulações apresentadas nas FIGURA 7.21 e 7.22 mostram os testes comparativos realizados para uma quantidade hipotética de chuva de 200 mm, precipitada em 2 dias consecutivos, porém, a partir de eventos com diferentes intensidades. A simulação da FIGURA 7.21 mostra a influência da precipitação de 200 mm ocorridos em 2 eventos, sendo um em cada dia e que geraram um $I_z/K_z = 1$. A simulação da FIGURA 7.22 mostra a mesma quantidade de precipitação ocorrida durante os dois dias, porém na forma de 10 eventos individuais sendo que cada um gerou um $I_z/K_z = 0,73$.

Figura 7.21: Simulação 2 – Precipitação de 200mm em 2 dias a partir de 1 evento diário de 100mm ($I_z/K_z = 1$).

Figura 7.22: Simulação 2 – Precipitação de 200mm em 2 dias a partir de 10 eventos diários de 20 mm ($I_z/K_z = 0,73$).

O resultado mostrou que mesmo com precipitação semelhante, a seqüência de ocorrência dos eventos que irá determinar a verdadeira influência da quantidade precipitada. Isso ocorre porquê para uma razão de infiltração de 1, boa parte da chuva precipitada escoava pela superfície do terreno, enquanto, para um razão de infiltração de 0,73, ou seja, a intensidade precipitada é menor do que a K_{sat} na superfície, fazendo com que toda a água precipitada infiltre no solo.

7.3. ANÁLISE PARAMÉTRICA

Esta análise teve como objetivo avaliar a sensibilidade do método em função da variação de alguns parâmetros que compõe a sua base matemática. Sabe-se que esta análise apenas reflete as relações matemáticas das equações, no entanto, devido à complexidade da seqüência de utilização das equações, muitas vezes a importância dos diversos parâmetros que as compõem fica pouco explícita. Além disso, a análise paramétrica mostrou a forma e a grandeza de variação de cada parâmetro, refletindo assim a verdadeira necessidade de obtenção de determinados parâmetros para a aplicação do método.

As análises realizadas tiveram como base as características da unidade U1 e os parâmetros analisados foram K_{sat} , D_o , α , Z , c e ϕ , sendo considerada a seqüência de eventos chuvosos ocorridos em dezembro de 1999.

a) Variação no parâmetro K_{sat} :

Para esta análise foram considerados valores de K_{sat} variando de $1E^{-4}$ m/s a $1E^{-7}$ m/s. Para proceder a análise foi utilizada a seqüência de eventos de 1 a 20 e os resultados estão apresentados na FIGURA 7.23.

Figura 7.23: Variação de FS ao longo do tempo em função da variação de K_{sat} .

Para este parâmetro observa-se que, de um modo geral, o FS é diretamente proporcional ao valor de K_{sat} . No entanto, nota-se que quando considerados vários eventos, esta relação se mantém, mas a sua variação não é constante ao longo do tempo, ou seja, em algum momento os valores de FS podem se igualar para diferentes valores de K_{sat} . Isto ocorre devido à influência da razão I_z/K_z , que está limitada ao valor máximo de 1, a qual tem ação direta sobre ψ/Z e conseqüentemente sobre o FS.

Sendo assim, se a intensidade da chuva for muito elevada, a razão I_z/K_z pode ser igual a 1 para vários valores de K_{sat} e assim representar valores de ψ/Z semelhantes.

A análise quantitativa mostrou que para a faixa de valores de K_{sat} utilizada o FS apresentou um decréscimo entre 28 e 45 %.

b) Variação no parâmetro Do:

Os valores de Do variaram na mesma proporção do K_{sat} , ou seja $1E^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ até $1E^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, de maneira que os resultados pudessem ser comparados. Para esta análise foi também utilizada a sequência de eventos 1 a 20.

O resultado (FIGURA 7.24) mostrou que o FS decresce em média de 5% com o aumento de Do, ou seja, muito menos do que a reação apresentada em função da variação de K_{sat} . Em contrapartida, observou-se que para $Do = 1E^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$, a curva do FS apresenta muito mais oscilações do que para os outros valores de Do, sendo que, a partir de $1E^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, a diferença entre as curvas é praticamente insignificante.

Isto reflete a importância da mobilidade da água no interior do solo, visto que para valores elevados de K_{sat} , como foi o caso de $1E^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$, a resposta do solo é muito mais rápida, e uma diferença de uma unidade de grandeza entre os valores de Do pode representar uma grande diferença nos resultados.

Figura 7.24: Variação de FS ao longo do tempo em função da variação de Do.

c) Variação no parâmetro declividade (a):

O resultado obtido para este parâmetro (FIGURA 7.25) mostra que o FS de uma encosta diminui em até 70 % com o aumento da declividade. Além disso, pode-se perceber que o decréscimo do FS não é linear, conforme apresentado na FIGURA 7.26, que representa os valores de FS obtidos na hora 6 do gráfico da FIGURA 7.26.

Este gráfico (FIGURA 7.26) mostra que para $\alpha > 20^\circ$ a diferença entre os valores de FS é muito menor do que para $\alpha < 20^\circ$.

Figura 7.25: Variação de FS ao longo do tempo em função da variação de α .

Figura 7.26: Gráfico de variação de FS para $t = 6h$ da FIGURA 6.40.

Por outro lado deve-se considerar que antes de chegar ao cálculo de FS a declividade tem grande influência sobre a obtenção dos valores de ψ/Z , ou seja, a declividade do terreno ajuda a controlar a disponibilidade de água para infiltração na encosta. Este fato é demonstrado na FIGURA 7.27 que apresenta a variação de ψ/Z com a variação da declividade. Neste caso observa-se que ψ/Z é diretamente

proporcional à declividade, e além disso, que a tendência de decréscimo é mais homogênea (FIGURA 7.28).

Figura 7.27: Variação de y/Z para diferentes valores de a .

Figura 7.28: Variação de FS para $t = 6h$ da FIGURA 6.41.

d) Variação no parâmetro profundidade (Z):

Para esta análise foram consideradas as profundidades de 0,5, 1,2 e 4 metros, considerando-se a seqüência dos cinco primeiros eventos.

Este parâmetro apresentou a mesma tendência de variação de a , sendo inversamente proporcional ao FS (FIGURA 7.29) e diretamente proporcional a ψ/Z (FIGURA 7.30).

Com relação ao FS, observou-se uma redução média de 54% para o intervalo de Z utilizado, e com relação à carga hidráulica os valores variam de 0,7 até 0, como por exemplo, na hora 8 no gráfico da FIGURA 7.30. Vale salientar que estes testes foram, também, realizados para as demais unidades sendo constatadas variações semelhantes para todas elas.

Figura 7.29: Variação de FS ao longo do tempo em função de diferentes valores de Z .

Figura 7.30: Variação de y/Z para diferentes valores de Z .

e) Variação no parâmetro coesão (c):

Para esta análise considerou-se a coesão variando de 10.000 Pa, valor máximo de coesão obtido para os solos em estudo, até zero, valor de coesão obtido para solos saturados. A FIGURA 7.31 mostra o resultado desta análise, no qual se observa que, como esperado, o FS é diretamente proporcional à coesão, chegando a gerar um decréscimo de 65% no valor de FS. Além disso, observou-se que o FS varia linearmente para qualquer variação na coesão.

Figura 7.31: Variação de FS ao longo do tempo em função da coesão.

f) Variação no ângulo de atrito interno (ϕ)

Para esta análise foram considerados valores de ϕ variando entre 20° e 35° , típica para materiais inconsolidados desta natureza.

A análise realizada (FIGURA 7.32) mostrou que o valor do FS aumenta em aproximadamente 20% com o aumento de ϕ , e que esta variação ocorre linearmente, do mesmo modo como para a coesão. Além disso, a FIGURA 7.32 mostra que quanto menor o valor de ϕ , menor é a amplitude de variação de FS.

Figura 7.32: Variação de FS ao longo do tempo em função de f .

A partir da análise paramétrica desenvolvida foi possível verificar a sensibilidade do método para determinados parâmetros, e a partir daí caracterizar os parâmetros cuja obtenção é imprescindível para a obtenção de resultados confiáveis.

Considerando os parâmetros que influenciam na geração da carga hidráulica, pode-se dizer que o Do influencia pouco em comparação com a K_{sat} , que apresentou variação de até 70% no FS final.

A declividade também teve grande influência, tanto na variação da carga hidráulica como na de FS, sendo até mesmo maior do que a influência da espessura do material inconsolidado.

Com relação aos parâmetros que não influenciam no fluxo da água no solo e sim o cálculo dos FS, o método mostrou-se mais sensível à variação da coesão do que de f . Isto faz com que a indicação correta deste parâmetro é fundamental para que o método reflita as condições naturais da encosta e seja confiável para a previsão de escorregamentos.

Portanto, desta análise, conclui-se que, além da intensidade e duração da chuva, os quais já foram abordados anteriormente, os valores de K_{sat} , α e c são parâmetros indispensáveis para a aplicação do método em estudo. Sendo assim, é necessário que a obtenção destes seja a mais precisa possível. Porém, isto não significa que se possa dar menos atenção aos demais parâmetros, para os quais o método apresentou menor sensibilidade.

Devido à dificuldade de obtenção de alguns parâmetros é comum a utilização de valores obtidos em áreas semelhantes ou já existentes na bibliografia. No entanto, é importante salientar que a precisão dos resultados é diretamente relacionada à confiabilidade dos dados utilizados.

7.4. DISCUSSÃO SOBRE OS RESULTADOS OBTIDOS E AVALIAÇÃO CRÍTICA DO MÉTODO.

De acordo com o que foi apresentado nos capítulos 6 e 7 podem ser tecidas algumas considerações sobre a influência da chuva na estabilidade das encostas da área de estudo e, também, sobre o método proposto e as suas particularidades.

A preocupação inicial do presente estudo foi o desenvolvimento de um guia de procedimentos através do qual fosse possível conhecer os tipos de chuvas críticas para a ocorrência de escorregamentos a partir de um modelo de fluxo capaz de representar as condições de infiltração e redistribuição de água nas encostas. No entanto, a implementação do método de previsão mostrou que há uma certa dificuldade em se estabelecer com exatidão os tipos de chuvas críticas para a área estudada, uma vez que a sua influência não depende apenas de quantidades e durações específicas de chuva e sim de uma seqüência de chuvas que possibilite o umedecimento contínuo do solo. Além disso, a influência de condicionantes específicos para cada unidade de materiais inconsolidados, tais como profundidade de solo, propriedades hidráulicas e de resistência e declividades, implicam em uma variabilidade muito grande de resultados. Portanto, através da aplicação caso a caso, torna-se fácil e prático conhecer a condição de estabilidade da encosta para um determinado momento a partir do conhecimento da seqüência de chuvas antecedentes, e assim conhecer a intensidade e duração crítica para o evento seguinte.

A influência de eventos seqüenciais de chuva foi comprovada através das simulações realizadas, que mostram que as chuvas muito intensas em geral podem apresentar um efeito menor na estabilidade, do que eventos de pequena intensidade, porém, com longa duração ou ocorridos em seqüência.

Entretanto, o mecanismo de ruptura definido e que parte do princípio de que a ruptura ocorre devido à geração de cargas hidráulicas limites, capazes de causar a perda da resistência ao cisalhamento do solo, permite que se estabeleçam alguns padrões de chuva mais propícios para a ocorrência de escorregamentos, e da análise quantitativa dos parâmetros controladores da entrada e distribuição da água no solo.

Considerando os parâmetros hidráulicos definidos no modelo de fluxo e de geração de carga hidráulica estabelecido por IVERSON (2000), distinguem-se dois fatores controladores deste processo. Um deles é a razão de infiltração, dada pelo I_z/K_z e controlada basicamente pela K_{sat} e o outro a difusividade hidráulica, que, influenciada pela declividade, gera a difusividade hidráulica normalizada $\hat{D}$. O primeiro

atua essencialmente no controle de entrada de água na superfície, sendo que o valor máximo igual a 1 é a condição básica para a geração de frente de saturação, e o outro controla a distribuição da água no interior do solo ou escoamento interno. Sendo assim, para que seja possível a geração de carga hidráulica, e também o seu acúmulo ao longo do tempo, é necessário que haja um equilíbrio entre a infiltração da água e o escoamento interno.

Para que essa condição seja satisfeita, parte-se do princípio de que o escoamento interno seja suficientemente grande para que a água infiltrada possa alcançar uma profundidade crítica, sem resultar, porém, na perda da carga hidráulica.

Neste sentido, considerando essencialmente estes dois parâmetros, puderam ser definidos para a área de estudo, três diferentes padrões de infiltração, baseadas nas características hidráulicas obtidas para cada unidade de materiais inconsolidados:

Padrão A: Áreas com K_{sat} da ordem de $1E^{-5}$ m/s, e $\bar{D}$ máximo da ordem de $1E^{-4}$ m²/s, que ocorrem preferencialmente nas unidades U1 e U3;

Padrão B: Áreas com K_{sat} da ordem de $1E^{-6}$ m/s e $\bar{D}$ máximo da ordem de $1E^{-5}$ m²/s, encontradas nas unidades U2, U4, U5 e U7;

Padrão C: Áreas com K_{sat} e $\bar{D}$ máximo da ordem de $1E^{-4}$ m/s e $1E^{-4}$ m²/s, respectivamente, e características das unidades U6 e U8.

Considerando, portanto, o $I_z/K_z = 1$ como fator determinante da geração da frente de saturação responsável pela geração de cargas hidráulicas, na relação infiltração X percolação interna e com base nas teorias estudadas, pode-se dizer que em termos de susceptibilidade a ocorrência de escorregamentos as áreas com padrão B prevalecem sobre as de padrão A e estas, por sua vez, prevalecem sobre as de padrão C.

Utilizando esta relação simplificada, e analisando as características de condutividade hidráulica dos padrões sugeridos, conclui-se que para geração de $I_z/K_z = 1$ nas áreas com padrão C, seria necessária uma intensidade média de chuva de 360 mm/h, ou seja, de ocorrência rara. Além disso, a presença de valores de $\bar{D}$ da ordem de $1E^{-4}$ m²/s faz com que ocorra uma percolação interna muito acelerada. Esta situação seria crítica nos casos em que existe uma barreira hidráulica e onde o mecanismo de ruptura compreende a geração de lençol freático temporário.

Com relação às áreas com padrão A, a razão de infiltração igual a 1 poderia ser alcançada com valores de intensidade iguais a 36 mm/h, ou seja, 10 vezes menor do que para as áreas de padrão C. Tais precipitações têm ocorrência mais comum. Além disso, o valor mais baixo de $\bar{D}$ auxilia na distribuição mais lenta da água no interior do maciço, facilitando a sua permanência.

Portanto, continuando o mesmo raciocínio, as áreas com padrão *B* são as mais propícias para escorregamentos, sendo que chuvas com intensidade de 3,6 mm/h são capazes de gerar razões de infiltração iguais a 1. Porém, a existência de valores de $\bar{D}$ mais baixos podem resultar em um tempo maior de chuva para que a frente de saturação chegue à profundidade considerada crítica à estabilidade.

Esta hierarquização pôde ser observada através da ocorrência dos escorregamentos de 2000, quando as áreas que apresentaram a maior quantidade de escorregamentos, e que também, apresentaram as primeiras ocorrências foram as de padrão *B*. Áreas de padrão *A* foram também atingidas, no entanto, suas ocorrências foram tardias e nas áreas de padrão *C* não foram observadas ocorrências.

Considerando-se os resultados obtidos pela aplicação dos procedimentos de cálculo e a correlação com a ocorrência de escorregamentos no ano de 2000, observou-se que a sua aplicação gerou resultados muito favoráveis visto que as respostas na variação dos fatores de segurança obtidas ao longo do tempo corresponderam com as variações de intensidade e duração da seqüência das chuvas testada, e principalmente, com a ocorrência dos escorregamentos no final do período.

Apesar disso, deve-se ter em mente, que o modelo de fluxo utilizado neste estudo, assim como na maioria dos métodos de previsão já elaborados e que consideram modelos de fluxo, compreende ainda algumas simplificações capazes de gerar limitações e que devem ser consideradas no estudo. Sendo assim, uma análise crítica da sua aplicabilidade, e principalmente das suas características enquanto método de previsão de escorregamentos permitiu estabelecer algumas observações sobre seus aspectos positivos e negativos.

- Quanto ao modelo de fluxo utilizado:

O modelo de fluxo utilizado por IVERSON (2000), apesar de estar baseado na equação de Richards, considerada uma das mais completas, não permite ainda considerar a variação das propriedades hidráulicas em profundidade ou a sua variação ao longo do tempo, limitando-se apenas à utilização de um valor de K_{sat} e um de D_0 . Isto resulta na geração de valores menos precisos com relação à variação das propriedades hidráulicas em profundidade, e principalmente, ao longo do tempo, uma vez que a variação deste parâmetro pode modificar a geração de cargas hidráulicas durante a infiltração da água. Sendo assim, o modelo pode ser aplicado com maior segurança em áreas onde prevaleça a homogeneidade hidráulica de materiais inconsolidados.

Em contrapartida, este modelo de fluxo permite que sejam conhecidos os valores de carga hidráulica antes, durante e após a ocorrência de eventos chuvosos,

resultado que até o momento somente seria possível a partir da utilização de instrumentação de campo como piezômetros e tensiômetros, ou através de simulações em locais específicos realizados com o auxílio de softwares especializados.

- Quanto ao método de cálculo de estabilidade:

O modelo de talude infinito é um dos mais utilizados nos meios técnico e científico, principalmente por ser simples e por permitir a incorporação de parâmetros que se adaptem às condições estudadas. No entanto, para áreas urbanizadas onde predominam situações de corte e aterro, talvez fosse mais propícia à adequação de outro modelo de cálculo de estabilidade que se adaptasse melhor a geometria das superfícies de ruptura. Entretanto, esta aplicação somente seria possível para previsão de escorregamentos em áreas muito localizadas.

Além disso, a aplicação de todo e qualquer método de cálculo de estabilidade depara-se ainda com a dificuldade de adequação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento às heterogeneidades encontradas nos solos naturais, o que implica na obtenção de resultados quantitativos aproximados.

- Quanto ao método implementado:

A implementação do método mostrou-se bastante satisfatória nos exemplos e testes realizados, mostrando-se muito prática, de fácil utilização, sendo que sua implementação não exige recursos computacionais muito avançados. Logicamente, se os cálculos estiverem associados a um sistema automatizado preciso de obtenção de dados de chuva e vinculado a um sistema que permita a análise de uma grande quantidade de eventos de chuva, a sua aplicação pode ser otimizada. No caso das planilhas desenvolvidas no Microsoft Excel, observou-se que este programa fica limitado a um número máximo de aproximadamente 40 planilhas. Esta quantidade nem sempre é suficiente para o caso de análises detalhadas e de longo prazo.

Uma das principais vantagens do método é a possibilidade de ser utilizado para qualquer área cujo mecanismo de ruptura obedeça às bases nele consideradas, podendo ser empregado para qualquer escala de trabalho. Neste caso, naturalmente, o reconhecimento das características do meio físico é de suma importância e deve ser compatível com a escala adotada. Ainda, para que a sua aplicação apresente resultados adequados é importante que sejam utilizados dados de pluviosidade os mais detalhados possíveis e preferencialmente originados de alguma fonte próxima à área de estudo.

Por ser um método que considera o efeito das chuvas transientes a partir da análise de seqüências de chuva, ele pode ser utilizado em tempo real, como parte um

sistema de alerta. Porém, isto somente se torna possível se este estiver vinculado a um sistema informatizado e automatizado que possa receber dados de chuva periódicos e que seja capaz de comportar uma grande quantidade de dados.

Para que seja possível o estabelecimento de um sistema de alerta a partir do método apresentado, é essencial a adoção de profundidades e Fatores de Segurança críticos.

Conforme pôde ser observado na análise de variação do FS, o modelo utilizado no presente trabalho resulta em fatores de segurança decrescentes com a profundidade, no entanto, sabe-se que, devido às pequenas espessuras de solo, as rupturas da área não ocorrem a grandes profundidades. Na TABELA 7.4 são apresentadas as profundidades médias dos escorregamentos ocorridos nas diferentes unidades. Tais valores correspondem, provavelmente, aos que melhor representam a profundidade de ruptura, sendo os de utilização mais aconselhável em um futuro sistema de alerta. Nas FIGURAS 7.33 a 7.35 são apresentados os gráficos de variação do FS para as principais classes de declividade, considerando as profundidades apresentadas na TABELA 7.4.

Tabela 7.4: Profundidades médias de ocorrência dos escorregamentos observados para as diferentes unidades.

Unidade	U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7
Profundidade Média dos escorregamentos por unidade (m)	0,7	0,75	1,25	0,9	0,85	0,75	0,6

Figura 7.33: Variação do FS considerando as profundidades médias de ruptura e $a = 20^\circ$.

Figura 7.34: Variação do FS considerando as profundidades médias de ruptura e $a = 30^\circ$.

Figura 7.35: Gráfico de variação do FS considerando as profundidades médias de ruptura e a declividade de 40° .

Além disso, para a avaliação de valores críticos de FS, procedeu-se uma retroanálise considerando parâmetros de declividade e profundidade de ruptura correspondentes às condições observadas nos locais dos escorregamentos (FIGURA 7.34). Esta análise resultou em valores relativamente elevados de FS nos horários correspondentes às rupturas de janeiro de 2000. Tal fato deve-se, provavelmente, a uma menor resistência dos materiais *in situ*, quando comparada às resistências obtidas em laboratório, aplicadas na análise. Esta situação é comumente descrita na

bibliografia, e pode decorrer de diversos fatores, como o efeito de escala, a presença de estruturas reliquias nos solos residuais ou a existência de heterogeneidades nos materiais de aterro.

De modo geral, dificuldades desta natureza têm sido enfrentadas com a adoção de um FS crítico maior que 1, de modo a compensar a menor resistência operacional do maciço. Conforme visto na análise paramétrica, existe uma relação direta e linear entre c e FS, o que permite afirmar que a adoção de um FS crítico maior equivale à adoção de uma coesão menor com manutenção do FS crítico em 1.

Além de elevados, os valores de FS críticos obtidos nesta retroanálise apresentaram uma variação grande, de 1,35 até 2,35, o que sugere que cada unidade tem um comportamento diferente frente aos fatores que controlam a resistência operacional do maciço.

Desta forma, deve-se adotar um FS crítico distinto para cada unidade. Realizando-se uma análise comparativa entre as FIGURAS 7.33 a 7.35, juntamente com a FIGURA 7.36, bem como as frequências de escorregamentos das diferentes unidades, pôde-se chegar aos FS críticos apresentados na TABELA 7.5.

Figura 7.36: Variação do FS considerando as condições de profundidade e declividade nos locais dos escorregamentos.

Tabela 7.5: Fatores de segurança críticos obtidos na retroanálise dos escorregamentos.

Unidade	U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7
FS crítico	1,92	1,93	1,53	1,70	1,45	1,62	1,77

Apesar dos resultados obtidos na FIGURA 7.36 foram adotados valores de FS crítico mais baixos, uma vez que escorregamentos são menos freqüentes nestas unidades.

É importante que tal tipo de análise seja refinada, no futuro, através da observação de novos escorregamentos.

8. CONCLUSÕES

O presente trabalho apresentou as pesquisas realizadas em parte da área urbana de Campos do Jordão – SP, que visaram, entre outros aspectos, a caracterização e quantificação dos tipos de chuva, baseadas na relação intensidade e duração, capazes de deflagrar os movimentos de massa que, freqüentemente, tem atingido as encostas do município. Tendo como base uma das principais seqüências de escorregamentos ocorridas nos últimos tempos, e a quantificação do processo de infiltração da água nas encostas, este estudo culminou na elaboração de um sistema de previsão de escorregamentos.

Durante a etapa de caracterização do meio físico puderam ser observados pelo menos oito tipos de materiais inconsolidados, cuja composição varia de silte arenoso até silte argiloso. Dentre os materiais estudados cinco são do tipo residual, originados do substrato de rochas migmatíticas, dois são de aterro e um transportado. Estes materiais inconsolidados possuem espessura média aproximada de 2 m e estão distribuídos heterogeneamente na área de estudo, sendo mais espessos na região mais elevada, onde a declividade é baixa, diminuindo para a base da encosta, de declividade mais acentuada. A diferenciação dos perfis de materiais inconsolidados, dada pela seqüência de sobreposição dos diversos materiais, permitiu definir 10 unidades, cuja distribuição em planta gerou o mapa de materiais inconsolidados.

Os valores de condutividade hidráulica saturada e não saturada, difusividade hidráulica e velocidade de infiltração foram obtidos essencialmente para os solos superficiais, observando-se uma certa variabilidade nos resultados, tanto em área quanto em profundidade. Os materiais inconsolidados de composição silto-arenosa a silto-argilosa de origem residual (I-R) mostraram-se menos permeáveis do que os materiais de aterro (VI-A e VII-A), com valores médios de K_{sat} variando entre $3,8E^{-6}$ m/s e $9E^{-7}$ m/s para o residual e entre $7,7E^{-5}$ m/s e $9,5E^{-6}$ m/s para os de aterro.

Quanto a $K(\theta)$, o padrão de variação encontrado foi muito semelhante entre os diferentes tipos de solo, sendo que quanto maior a umidade menor a $K(\theta)$ e quanto mais próximo à saturação, menor a variação entre os valores. Em profundidade não foram observadas variações bruscas de $K(\theta)$, visto que as variações são menores do que uma ordem de grandeza, ocorrendo em geral, um aumento da $K(\theta)$ com a profundidade.

As curvas de $D(\theta)$ encontradas seguem o mesmo padrão das curvas obtidas para $K(\theta)$. Para este parâmetro, os solos residuais, cujo D_0 varia entre $1,7E^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ e $9E^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, também apresentam valores menores do que os solos de aterro, cujo D_0 varia entre $7,6E^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ e $7,7E^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$.

Quanto aos parâmetros de resistência, os materiais inconsolidados superficiais apresentaram valores de coesão variando entre 5250 kPa e 10000 kPa e de atrito interno entre 26° e 30° .

Considerando-se a importância de obter uma base de dados confiável, e que possibilitasse a caracterização da variabilidade de características do meio físico estudado, pode-se dizer que o presente trabalho alcançou resultados muito satisfatórios. Isto foi possível devido à utilização de ferramentas de análise que consideraram a variabilidade natural dos materiais inconsolidados *in situ*, como por exemplo os ensaios de infiltração e o mapeamento geológico-geotécnico realizado em escala de detalhe (1:2.000)

Da análise dos movimentos de massa gravitacionais ocorridos no município de Campos do Jordão no início do ano 2000, depreende-se que são, em sua maioria, escorregamentos do tipo translacional, seguidos ou não por escoamento. São escorregamentos cuja profundidade da superfície de ruptura variou entre 0,5 e 1m e que, em proporções variadas, mobilizaram, essencialmente, materiais inconsolidados do tipo I-R, VI-A e VII-A. As correlações realizadas entre a sua localização e a presença de drenagens, da morfologia das encostas e do mapa de declividade, mostraram que a ocorrência dos escorregamentos esteve claramente relacionada a duas principais características, quais sejam, locais com declividades superiores a 30° , associadas à encostas com geometria côncava a retilínea, com presença de drenagens. Isto mostra a influência da infiltração da água, visto que estas áreas tendem a concentrar o fluxo da água da chuva, aumentando a sua disponibilidade para infiltração no solo, o que não ocorre nas encostas com geometria convexa. O mapa de fluxo de materiais inconsolidados mostrou também uma boa correlação entre as direções preferenciais obtidas e a direção de fluxo seguida pelos escorregamentos ocorridos.

As unidades de materiais inconsolidados mais atingidas pelos escorregamentos são a U3, U4 e U5. As unidades U1, U2 e U7 também apresentaram escorregamentos, porém, em menor quantidade e de ocorrência tardia em relação aos demais. As unidades U6 e U8 praticamente não apresentaram ocorrências.

Apesar destes escorregamentos estarem relacionados com um período de chuvas intensas, como as ocorridas nos dias 01 a 05 de janeiro de 2000, a correlação entre o momento de ocorrência destes escorregamentos e a precipitação ocorrida durante o período de dezembro de 1999 a início de janeiro de 2000 mostrou que os primeiros escorregamentos ocorreram antes do início das chuvas mais intensas e se estenderam até o final destes eventos. Além disso, a análise das chuvas ocorridas no período precedente aos escorregamentos indicou a presença de chuvas contínuas de incidência diária e de baixa à média intensidade. Corroborando, desta forma, os estudos realizados por diversos pesquisadores em locais com características semelhantes. Este fato mostra que a deflagração de escorregamentos não está relacionada somente com a ocorrência de chuvas intensas, e sim que ela depende também da distribuição das chuvas ao longo do período precedente à sua ocorrência.

A ausência de barreiras hidráulicas, de lençol freático profundo, e a presença de solos não saturados, ausência de condicionantes estruturais ou superfície preferencial de ruptura, permitiu concluir que o principal mecanismo que leva as encostas à ruptura tem como base um processo de umedecimento contínuo, e por consequência, a diminuição da resistência ao cisalhamento dada pela perda continuada da coesão até uma profundidade onde a estabilidade fica comprometida.

O sistema de previsão desenvolvido neste trabalho baseou-se essencialmente em um modelo de fluxo que visa conhecer a influência de precipitações transientes na geração da carga hidráulica necessária para reduzir a estabilidade de uma encosta até o ponto em que ocorra a ruptura. Os resultados da aplicação do modelo de fluxo e da carga hidráulica gerada durante um determinado evento chuvoso, associado ao modelo de talude infinito, geram valores indicativos da variação da estabilidade na forma de fatores de segurança. Apesar das equações pertinentes ao modelo terem sido obtidas por Iverson (IVERSON, 2000) e testadas por ele para eventos de chuva hipotéticos de longa e curta duração, a integração das equações dos modelos de fluxo e talude infinito para seqüências de eventos de chuva foi possível apenas a partir da sistematização matemática desenvolvida neste trabalho. Tal sistematização promoveu a possibilidade de aplicação do conjunto de equações para períodos prolongados de chuva onde a variação do fator de segurança de uma encosta ou área pode ser conhecida a qualquer momento. Este se tornou um dos principais diferenciais do método, quando comparado com os métodos tradicionais de previsão de

escorregamentos, que correlacionam determinada quantidade de chuva com a ocorrência de escorregamentos.

Os resultados alcançados com a sua aplicação para os eventos de chuva ocorridos entre dezembro de 1999 e o início de janeiro de 2000 mostraram-se satisfatórios, pois apresentaram uma boa correlação entre a ocorrência real dos escorregamentos no início de 2000 e a redução brusca dos fatores de segurança para o mesmo período. Além disso, a incidência variada dos eventos chuvosos durante o mês de dezembro mostrou a geração de variações nos fatores de segurança em diferentes amplitudes. Outro aspecto importante da aplicação do método foi a compatibilidade com as profundidades de ruptura observados entre os escorregamentos ocorridos e os valores obtidos a partir da aplicação do método. Para as condições de fluxo de água e de resistência dos materiais inconsolidados vigentes na área a aplicação do método mostrou que a infiltração da água não chega a exercer influência para profundidades maiores do que as encontradas na área de estudo.

As simulações realizadas tanto considerando eventos individuais ou seqüências de eventos hipotéticos, mostraram características importantes e relacionadas com o mecanismo de ruptura considerado. As simulações mostraram, sobretudo, que a distribuição da chuva é um fator mais importante do que a quantidade de chuva precipitada, e que, além disso, uma seqüência de chuvas de baixa intensidade ocorrendo sucessivamente, pode gerar resultados mais críticos para a estabilidade da encosta do que chuvas de grande intensidade e de curta duração. Além disso, foi possível identificar que a coesão é um dos parâmetros geológico-geotécnicos que mais influenciam na deflagração dos escorregamentos, visto que a sua redução produz reduções bastante significativas no fator de segurança, conforme apresentado no Capítulo 7.

Entretanto, um dos grandes ganhos do método desenvolvido neste trabalho está relacionado com a possibilidade de conhecer a variação de estabilidade de uma encosta ao longo do tempo e em resposta às chuvas transientes. Sabe-se que resultados próximos a este já foram alcançados por outros pesquisadores, no entanto, estes trabalhos levam em consideração o monitoramento contínuo da encosta através da utilização de instrumentação em áreas restritas e análises comparativas com variação da precipitação. Entretanto, o modelo de fluxo aqui utilizado permite avaliar a variação da carga hidráulica ao longo do tempo com base em parâmetros hidráulicos dos materiais inconsolidados, da geometria das encostas e da pluviosidade, o que viabiliza a sua utilização para áreas de qualquer extensão e com propriedades variáveis. Além disso, a sistematização desenvolvida neste trabalho torna-o aplicável

também em outros locais, desde que obedecidas as premissas básicas de mecanismo de ruptura e obtenção das propriedades adequadas.

Outra conclusão importante é o fato de que o estabelecimento de quantidades de chuva críticas não se aplica à área de estudo e, além disso, torna-se desnecessária, visto que a aplicação contínua do método de previsão estabelece automaticamente a condição de estabilidade da encosta, mostrando se a mesma encontra-se ou não na iminência de ruptura.

Apesar dos avanços alcançados neste trabalho, existem ainda alguns aspectos, principalmente com relação ao modelo de fluxo utilizado, que merecem atenção. De acordo com o que foi mostrado, este modelo trabalha com valores fixos de K_{sat} e D_0 (na condição saturada), ou seja, ele não considera as variações no valor de D_0 em profundidade e nem de $K(\theta)$ e $D(\theta)$ em função da variação da umidade. Sabe-se, no entanto, que em encostas naturais ou em locais com grande variabilidade de materiais inconsolidados estes parâmetros podem variar bastante. Para estes locais a aplicação do modelo e método proposto pode não ser adequada ou resultar em resultados menos precisos. Para áreas onde a variabilidade das propriedades do meio físico ocorre em área e não em profundidade, a aplicação do sistema torna-se mais precisa, pois as áreas podem ser individualizadas em qualquer tamanho. Sendo assim, a precisão de sua aplicação pode variar de acordo com a heterogeneidade do meio em profundidade.

É importante salientar, que caso a coleta de dados de chuva permita conhecer em detalhe os eventos chuvosos ocorridos ao longo do tempo, este sistema, auxiliado por um equipamento de informática que permita a inclusão de uma grande quantidade de dados de chuva, pode funcionar como um sistema de alerta em tempo real. Entretanto, para que isso seja possível, faz-se necessária a análise de outras seqüências de chuva que levaram à geração de escorregamentos, para que os valores de fatores de segurança críticos sugeridos neste trabalho preliminarmente sejam aferidos ou sejam encontrados valores mais precisos através da retroanálise.

Para a continuidade dos estudos é recomendável que sejam estudadas maneiras de incorporar ao modelo as heterogeneidades encontradas no meio natural, tanto em termos de distribuição das propriedades hidráulicas e de resistência como da influência da vegetação. Além disso, é imprescindível que este método seja testado também para as ocorrências futuras de escorregamentos tanto em Campos do Jordão como em outras áreas, de modo que o mesmo possa ser calibrado e otimizado de forma progressiva.

Para a área de estudo específica é de suma importância que seja implementado um sistema e automatizado de coleta de dados de chuva, de modo a facilitar a utilização do presente método.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, F.F.M. de.(1976). The System of Continental Rifts bordering the Santos Basin, Brazil. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON CONTINENTAL MARGINS OF ATLANTICAL TYPE, 1976, *Anais, Acad. Bras. Ciênc.*, 48, p. 15-26.
- ALONSO, E.; GENS, A.; LLORET, A.; DELAHAYE, C. (1995). Effect of rain infiltration on the stability of slopes. In: ALONSO & DELAGE, ed. *Unsaturated Soils*. p. 241–249.
- AMBALAGAN,R. (1992). Landslide hazard evaluation and zonation mapping in mountainous terrain. *Engineering geology*,. vol.32, p.269-277.
- ÂNGULO-JARAMILLO, R.; VANDERVAERE, J.; ROULIER, S.; THONY, J.; GAUDET, J.; VAUCLIN, M. (2000). Field measurement of soil surface hydraulic properties by disc and ring infiltrometers. A review and recent developments. *Soil & Tillage Research*, v.55, p.1-29.
- ARAÚJO FILHO, J.C.; RIBEIRO, M.R. (1996). Infiltração da água em cambissolos do baixio de Irecê (BA). *R. Bras. Ci. Solo*, v. 20, p. 363-370.
- ARYA, L.M.; FARRELL, D.A.; BLAKE, G.R. (1975). A field study of soil water depletion patterns in presence of growing soybean roots: I. Determination of hydraulic properties in the soil. *Soil Science Society of American Journal*, v. 39, p. 424-430.
- ASCE (1996) Infiltration. In: ASCE manuals and reports on engineering practice, 28, 2nd ed. *Hydrology Handbook*. Cap. 3, p. 75-124.

- AGUIAR NETTO, A.O.; NACIF, P.G.S.; REZENDE, J.O. (1999). Avaliação do conceito de capacidade de campo para um latossolo amarelo coeso do estado da Bahia. *Revista brasileira de ciências do solo*, v. 23, p. 661-667.
- BACCHI, O. O.S.; REICHARDT, K. (1988). Escalonamento de propriedades hídricas na avaliação de métodos de determinação da condutividade hidráulica de solos. *Rev. Bras. Ci. Solo*, v. 12, p. 217-223.
- BAUM, R.L.; HARP, E.L.; MCKENNA, J.; MCMULLEN, S.R.; KIBLER, J.D.; BARRET, E. (2002) Application of near-real-time monitoring to study of coastal bluff instability, Snohomish country, Washington. In: THE GEOLOGICAL SOCIETY OF AMERICA ANNUAL MEETING – CORDILLERAN SECTION, 98, 2002. (Apresentação oral).
- BAUTERS, T.W.J.; DiCARLO, D.A.; STEENHUIS, T.S.; PARLANGE, J.-Y. (2000). Soil water content dependent wetting front characteristics in sands. *Journal of Hydrology*, 231-232, p. 244-254.
- BEAR, J. (1979). *Hdraulics of groundwater*. McGraw-Hill, New York, 569 p..
- BEVEN, K. (1972). *Dynamics of fluids in porous media*. Dover, Mineola. New York.
- BISHOP, A.W.; BLIGHT, G.E. (1963) The principal of effective stress in saturated and partly saturated soils. *Geotechnique*, v. 13, n. 3, p. 177-197.
- BOBROWSKY, P.T., CHUNG, C.J., GARSON, D., GUTHRIE, R. (1998). Quantitative landslide hazard mapping on Northern Vancouver Island, BC, Canada. In: INTERNATIONAL IAEG CONGRESS, 8, 1998. *Resumos*, Rotterdam, Balkema, p. 2031-2037
- BODMAN, G.B.; COLEMAN, E.A.(1944) Moisture and energy conditions during downward entry of water into soils. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.* V. 8, p. 116-122.
- BONUCCELLI, T.J. (1999). *Estudo dos movimentos gravitacionais de massa e processos erosivos com aplicação na área urbana de Ouro Preto (MG)-escala 1:10000*. São Carlos. 497 p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo. 1999.

- BONUCCELLI, T.J, SOUZA, M.L., ZUQUETTE, L. V.(1996)Landslides in urban areas: triggering factors in the historical city, Ouro Preto, Brazil. In:*Landslides*. CHACÓN, IRIGARAY, FERNANDEZ (eds). Balkema, p. 117-124.
- BORGA, M, FONTANAM, D.G., DA ROS, D. MARCHI, L. (1998) Shallow landslide hazard assessment using a physically based model and digital elevation data. *Environmental Geology*, v. 35, p.81-88.
- BORGA, M.; FONTANA, G.D.; GREGORETTI, C.; MARCHI, L. (2002). Assessment of shallow landsliding by using a physically based model of hillslope stability. *Hydrological Processes*. /no prelo/
- BORGES, K.M.R.; NISHIYAMA, L. (1997). Contribuição preliminar aos estudos da erosão no município de Uberlândia - MG: Avaliação sob o aspecto de infiltração da água em ensaios *in situ* com o uso de infiltrômetro de duplo cilindro. *Sociedade e natureza*, v.9, p.167-177.
- BOUWER, H. (1969). Infiltration of water into nonuniform soils. J. Irrigation and Drainage Division of ASCE, v. 95, p. 451-462.
- BRABB, E.E.. (1984). Innovate approaches to landslides hazard and risk mapping. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LADSLIDES, 4, Toronto, 1984.*Resumos*, Rotterdam, Balkema vol.1, pp.307-323.
- BRABB, E.E.; PAMPEYAN, E.H.; BONILLA, M.G. (1972) Landslide susceptibility in San Mateo County, California, scale 1:62.500. *USGS Miscellaneous Field Studies Map*: MF-360.
- BRAND, E.W. (1982). Analysis and design in residual soils. In: ASCE GEOTECHNICAL ENG. DIVISION SPECIALTY CONFERENCE. – Engineering and construction in tropical and residual soil, Honolulu, 1982. *Proceedings*, p 11-15.
- BRAND, E.W.. (1988). Landslide risk assessment in Hong Kong. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LADSLIDE, 5, Lausanne, 1988. *Resumos*, Rotterdam, Balkema, p.1059-1073,

- BRESSANI, L.A. (1997). Field suction measurements in a residual soil slope. In: PAN AMERICAN SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 2, CONFERÊNCIA BRASILEIRA DE ESTABILIDADE DE TALUDES, 2, Rio de Janeiro, 1997. *Anais*, v.1, p. 363-369.
- BROMHEAD, E.N.(1995). *The stability of slopes*. USA, Chapman & Hall.
- BRUCE, R. R., KLUTE, A. (1956). The measurement of soil-moisture diffusivity, *Soil Sci. Soc. Am. Proc.*, v. 20, p.458-462.
- BUENO, B.S., VILAR, O. M. (1998). *Mecânica dos solos II*. 2 ed. São Carlos, EESC-USP.
- BURTON, A.; BATHURST, J.C. (1998). Physically based modelling of shallow landslide sediment yield at a catchment scale. *Environmental Geology*, v.35, p. 89-99.
- CAINE, N. (1980). The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flows. *Geographic Annaler*, v. 62a, p. 23-27.
- CANNON, S.H.; ELLEN, S. (1985). Abundant debris avalanches: San Francisco Bay region, California, *California Geology*, p.267-272.
- CARRARA, A. (1983). Multivariate models of landslide hazard identification. *Mathematical Geology*, v.15, n.3, p.403-426.
- CARRARA, A. (1984). Landslide Hazard Mapping: Aims and Methods. *Mouvements de Terrains*. Association Française de Géographie Physique, Colloque de CAEN, 1984, pp.141-151.
- CARRARA, A., CARDINALI, M., DETTI, R., GUZZETTI, F., PASQUI, V., REICHENBACH, P. (1991). GIS techniques and statistical models in evaluating landslide hazard. *Earth Surfaces Processes and Landforms*, v.16, p.427-445.
- CAVALHO, C.S. (1989). *Estudo da infiltração em encostas de solos insaturados na serra do mar*. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 1989.

- CAVAUNIDES, S., (1987). On the ratio of factors of safety in slope stability analysis. *Géotechnique*, v. 37, n.2, p. 207-210.
- CHANDLER, R.J., GUTIERREZ, C.I. (1986). The filter paper method of suction measurement. *Géotechnique*, v.36, p.265-268.
- CHANG, S.C.(1991). The Simprecise mapping and evaluation system for engineering geological and landslide hazard zonation. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 1991, Amsterdam. *Resumos*, Rotterdam, Balkema, v.2, p. 905-910.
- CHING, R.K.H.,SWEENEY, D.J. ; FREDLUND, D.G. (1984).increase in factor of safety due to soil suction for two Hong Kong slopes. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 4, Toronto, 1984. *Proceedings*, v.1, p. 17-59.
- CHU, S.T. (1978) Infiltration during na unsteady rain. *Water Resources Research*, v. 14(3), p. 461-466.
- CHOWDHURY, R.N. (1988). Analysis methods for zssessing landslides risk – recent developments. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LADSLIDES, 5, Lausanne, 1988. *Resumos*, Rotterdam, Balkema, p. 515-524
- CHUGH, A.K. (1984) Variable factor of safety in slope stability analysis. *Geotechnique*, v. 1, p. 57-64
- COLLISON, A.; WADE, S.; GRIFFITHS, J.; DEHN, M. (2000). Modeling the impact of predicted climate change on landslide frequency and magnitude in SE England. *Engineering Geology*, v. 55, p. 205-218.
- CRESSWELL, H.P.; PAYDAR, Z.(2000). Functional evaluation of methods for predicting the soil water characterisitic. *Journal of Hidrology*, v.227, p. 160-172.
- CROSTA, G.(1997). Regionalization of rainfall thresholds: an aid to landslide hazard evaluation. *Environmental Geology*, v.35, p. 131-145.
- CROZIER, M.J. (1999). Prediction of rainfall-triggered landslides: a test of antecedent water status model. *Earth Surface Processes and Landforms*, v. 24, p. 825-833.

- CRUDEN, D.M.; KRAUTER, E.; LEFEBURE, G.; TER-SHEPANIAN, G.I.; ZHANG, Z.Y. (1994). Describing landslides in several languages: the multilingual landslide glossary. In: INTERNATIONAL IAEG CONGRESS, 7, 1994. *Resumos*. Rotterdam, Balkema. p. 1325-1333.
- CRUDEN, D.M., VARNES, D.J. (1996). Landslides: type and processes. In: TURNER, A.K.; SCHUSTER, R.L.. *Landslides investigation and mitigation*. Washington: Transportation Research Board, National Research Council - Special Report, 247. Cap. 3, p. 36-75.
- DE BIASE (1970). Cartas de declividade, confecção e utilização. *Geomorfologia*, v. 21, p. 8-12.
- DE MELLO, V.F.B.. (1979). Statistics, reliability theory and safety factors. In: EUROPEAN CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, DESIGN PARAMETERS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, 7, 1979. *Resumos*, v. 4, P. 112-113.
- DHAKAL, A.S.; SIDLE, R.C. (2004). Distributed simulation of landslides for different rainfall conditions. *Hydrological Processes*, v.18, p. 757-776.
- DIETRICH, W.E.; MONTGOMERY, D.R. (1998). SHALSTAB: A digital terrain model for mapping shallow landslide potencial. *National Council For Air And Stream Improvement*, 26p.
- DIETRICH, W.E.; REISS, R.; HSU, M-L.; MONTGOMERY, D.R. (1995). A process based model for colluvial soil depth and shallow landsliding using digital elevation data. *Hydrological Processes*, v. 9, p. 383-400.
- DIKAU, R.; BRUNSDEN, D.; SCHROTT, L. IBSEN, M. (1996). *Landslide recognition: identification, movement and causes*. John Wiley & Sons – England. 250p.
- DIRKSEN, C. (1991). Unsaturated hydraulic conductivity In: SMITH, K.A., MULLINS, C.E. ed. *Soil analysis (Physical methods)* Cap. 5, p. 209-267.
- DOERING, E.J. (1965). Soil-water diffusivity by the one-step method. *Soil Science*, v. 99, p. 322-326.

- D'ORSI, R.; D'ÁVILA, C.; ORTIGÃO, J.A.R.; DIAS, A.; MORAES, L.; SANTOS, M.D.. (1997). Rio-Watch: the Rio de Janeiro Landslide Watch System. In: PAN AMERICAN SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 2, CONFERÊNCIA BRASILEIRA DE ESTABILIDADE DE TALUDES, 2, Rio de Janeiro, 1997. *Anais*, v. 1, p. 21-30.
- DUNNE, T; ZHANG, W.; AUBRY, B.F. (1991). Effects of rainfall, vegetation and microtopography on infiltration and runoff . *Water Res. Research*, v. 27(9), p. 2271-2285.
- DYKES, A.P.; THORNES, J.B. (2000) Hillslope hydrology in tropical rainforest steeplands in Brunei. *Hydrological Processes*, v. 14, p.215-235.
- DYKES, A.P. (2002). Weathering-limited rainfall-triggered shallow mass movements in undisturbed steepland tropical rainforest. *Geomorphology*, v.46, p., 73-93.
- EAGLESON, P.S. (1978) Climate, soil and vegetation 3. A simplified model os soil moisture movement into the liquid phase. *Water Resources Research*, v. 14(5), p. 722-730.
- ENOKI, M.; KOKUBU, A. A.; IKEDA, Y. (1999). Infiltration of rainwater and slope failure. In: GRIFFITHS, STOKES & THOMAS eds. *Landslides*. Balkema, Rotterdam. p. 27-35.
- EPA – United States Environmental Protection Agency (1998). Estimation of infiltration rate in the vadose zone: Compilation of simple mathematical models. In: RAVI, V.; WILLIAMS, J.R. ed., v. 1, 84 p.
- EPA – United States Environmental Protection Agency (1998). Estimation of infiltration rate in the vadose zone: Application of selected mathematical models. In: WILLIAMS, J.R.; OUYANG, Y.; CHEN, J.; RAVI, V. ed ., v. 2, 117 p.
- ESPINOZA, R.D.; REPETTO, P.C.; MUHUNTHAN, B. (1992).General framework for stability analysis of slopes. *Géotechnique*, v. 42, p. 603-615.

- EVANS, N.C., KING, J.P., WOODS, N.W. (1998). Natural terrain landslides hazard in Hong Kong. In: INTERNATIONAL IAEG CONGRESS, 8, 1998. Rotterdam, Balkema, p. 1003-1010.
- FABIAN, A.J.; OTTONI FILHO, T.B. (1997) Determinação de curvas de infiltração usando uma câmara de fluxo. *R. Bras. Ci. Solo*, v. 21, p.325-333.
- FANNIN, R. J.. (2002) Debris flows on logged hillslopes: field observations and the application for natural hazards risk assessment. In: THE GEOLOGICAL SOCIETY OF AMERICA ANNUAL MEETING – CORDILLERAN SECTION, 98, 2002. (Apresentação oral).
- FELL, R. (1994). Landslide risk assessment and acceptable risk. *Canadian Geotechnical journal*, v. 31, p. 261-272
- FELL, R.; HUNGR, O.; RIEMER, W.; LEROUÉIL, S.(2000). Stability of natural and cuts and fills in soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTECHNICAL AND GEOLOGICAL ENGINEERING – Keynote Lecture, 2000. Melbourne, Australia, *Proceedings*
- FERNANDES, N.F; COELHO NETTO, A.L.; LACERDA, W.A. (1994). Surface hydrology of layered colluvium mantles in unchannelled valleys – south-eastern Brazil. *Earth Surface Processes and Landforms*, v.19, p. 609-626.
- FERNANDES, N.F.; GUIMARÃES, R.F.; GOMES, R.A.T.; VIEIRA, B.C.; MONTGOMERY, D.R.; GREENBERG, H. (2001). Condicionantes geomorfológicos dos deslizamentos nas encostas: avaliação de metodologias e aplicação de modelo de previsão de áreas susceptíveis. *Rev. Bras. de Geomorfologia*, v. 2, n.1, p. 51-71.
- FIORI, A.P. 1995. Estudo da estabilidade de vertentes da área de Guaraqueçaba. *Boletim Paranaense de Geociências*, v.43, n.1, p. 25-40.
- FOURIE, A.B.; ROWE, D.; BLIGHT, G.E..(1999) The effect of infiltration on the stability of the slopes of a dry ash dump. *Geotechnique*, v.49, n.1, p.1-13.
- FREDLUND, D.G. (1978) Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal* . v. 16, p. 121-139.

_____. (1989) Negative pore-pressures in slope stability. In: SIM. SULAMERICANO DE DESLIZAMIENTOS, Paipa – Colômbia. (1989) *Proceedings*.

_____. (1995 A) The scope of unsaturated soil mechanics: an overview. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 1. Paris, France (1995). *Proceedings*, v. 3, p. 1155-1177.

_____. (1995 B). The stability of slopes with negative pore-water pressures. In: IAN ROYD DONALD SYMPOSIUM ON MODERN DEVELOPMENTS IN GEOMECHANICS, Melbourn, Austrália. *Proceedings*, p.99-116.

_____. (2000) The 1999 R.M. hardy lecture: the implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering. *Canadian Geotechnical Journal* . v. 37, p. 963-986.

FREDLUND, D.G.; BARBOUR, S.L. (1987) Integrated seepage modeling and slope stability analyses: a generalized approach for saturated/unsaturated soils. Chapter 1. Anderson, M/G., Richards, K.S. (eds) John Wiley and Sons, 3-33 pp.

FREDLUND, D.G.; KRAHN, J. (1977) Comparison of slope stability methods of analysis. *Canadian geotechnical journal*, v.14(3), p. 429-439.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, J. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons.

FREDLUND, D.G.; XING, A.; HUANG, S. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, v.31, p.533-546.

FREDLUND, D.G.; VANAPALLI, S.K.; XING, A.; PUFAHL, D.E. (1995) Predicting the shear strength function for unsaturated soil using the soil-water characteristic curve. *Unsaturated Soils*, p. 63–69.

FREYBERG, D.L.; REEDER, J.W.; FRANZINI, J.B.; REMSON, I. (1980) Application of the Green-Ampt Model to infiltration under time-dependent surface water depths. *Water Resources Research*, v. 16(3), p. 517-528.

- GARDNER, W.R. (1958). Some steady-state solutions for the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. *Soil Science*, v. 85, p. 228-232.
- GASMO, J.M.; RAHARDJO, H.; LEONG, E.C.(2000) Infiltration effects on stability of a residual soil slope. *Computers and geotechnics*, v.26, p.145-165.
- GEO-SLOPE (1985). SLOPE/W: for slope stability analyses user's guide. Geo-slope International. Calgary, Alberta, Canada, 500 pp.
- GEO-SLOPE (1987). SEEP/W – version 5: for finite element seepage analyses user's guide. Geo-slope International. Calgary, Alberta, Canada, 439 pp.
- GODT, J. W., SAVAGE, W.Z., BAUM, R. L.. (2002) A Model for spatially and temporally distributed landsliding triggered by rainfall infiltration. In: THE GEOLOGICAL SOCIETY OF AMERICA ANNUAL MEETING – CORDILLERAN SECTION, 98, 2002. (Apresentação oral).
- GÖKCEOGLU, C., AKSOY, H. (1996). Landslide susceptibility mapping of the slope in the residual soils of the Mengen region (Turkey) by deterministic stability analysis and image processing techniques. *Engineering Geology*, v.44, p. 147-161.
- GREEN, W.H; AMPT, G.A.(1911). Studies in soil physics. I. The flow of air and water through soils. *J. Agr. Sci.*, v. 4, p. 1-24.
- GUIDICINI, G.; IWASA, O.Y.. (1976). Ensaio de correlação entre pluviosidade e escorregamento em meio tropical, IPT, São Paulo, n°. 1080, 48 p.
- GUIDICINE, G., NIEBLE, C.M.(1976). *Estabilidade de taludes naturais de escavação*. São Paulo. Edgar Blücher, 170 p..
- GUIMARÃES, R.F. (2000). *A modelagem matemática na avaliação de áreas de risco a deslizamentos: o exemplo das bacias dos rios Quitite e Papagaio (RJ)*. Rio de Janeiro. Tese (Doutorado) – Departamento de Geologia, Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2000.

- GUIMARÃES, R.F.; MONTGOMERY, D.R.; GREENBERG, H.M; GOMES, R.A.T.; FERNANDES, N.F. (1999). Application of a model for the topographic control on shallow landsliding to catchments near Rio de Janeiro. In: Annual Conference of the Intl. Assoc. of Mathematical Geology. Trondheim, 1999. *Proceedings*. p. 359-354.
- GUIMARÃES, R. B., SPADA, J.L.G.(1997). Creep and the prediction of slides in soils. In: PANAMERICAN SYMPOSIUM OF LANDSLIDES & COBRAE, 2, Rio de Janeiro, 1997. *Anais*. São Paulo, ABGE, v.1, p.353-362
- GULLÁ, G.; SORBINO, G. (1996). Soil suction measurements in a landslide involving weathered gneiss. INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF LANDSLIDES, 7, Trondheim, 1996. *Proceedings*, Balkema, Rotterdam, v. 2, p. 749-754.
- GUPTA, S. C., FARREL.D. A., LARSON, W. E. (1974) Determining effective soil water diffusivities from one-step outflow experiments. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.*, v. 38, p. 710-716.
- HACHUM, A.Y.; ALFARO, J.F. (1980). Rain infiltration into layered soils: prediction. ASCE– *J. of the Irrig.and Drain.Div.*, p.311-319.
- HARDEN, C.P.; SCRUGGS, D.P. (2003) Infiltration on mountain slopes: a comparison of three environments. *Geomorphology*, v. 55, p. 5-24.
- HAZEGAWA, S. (1985). Classification of slopes movements forms-their description and interpretation. In: INTERNATIONAL CONFERENCE AND FIELD WORKSHOP ON LANDSLIDES,4, 1985, Tokyo. *Resumos*,p. 11-16.
- HEGG, C.; KIENHOLZ, H. (1995). Determining paths of gravity-driven slope processes the “vector tree model”. In: CARRARA, A.; GUZZETTI, F. *Geographic Information Systems in Assessing Natural Hazards*. Netherlands: Kluwer Academic Publishers, p. 79-92
- HILLEL, D. (1971). Soil and water, physical principals and processes. *Academic Press*, New York, 288.

- HILLEL, D.; GARDNER, W.R.(1970). Measurement of unsaturated conductivity diffusivity by infiltration through an impeding layer. *Soil Science*, v. 43, p.109-149.
- HILLEL, D.A.; KRENTOS, V.K.; STILIANOV, Y. (1972). Procedure and test of an internal drainage method for measuring soil hydraulic characteristics *in situ*. *Soil Sci.*, v. 114, p. 395-400.
- HIRUMA, S.T. (1999). *Neotectônica no Planalto de Campos do Jordão, SP*. São Paulo-SP. 106 p. Dissertação (Mestrado)- Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo 1999.
- HIRUMA, S.T.; RICCOMINI, C.; MODENESI-GAUTTIERI. M. C. (2001). Neotectônica no planalto de Campos do Jordão. *Rev. Bras. Geoc.*, v. 31(3), p. 375-384.
- HOLTAN, H.N. (1961) A concept for infiltration estimates in watershed engineering. USD-ARS. P. 41-51.
- HORTON, R.E. (1940). Na approach toward a physical interpretation of infiltration-capacity. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.*, v. 5, p. 399-417.
- HOUSTON, S.L.; HOUSTON, W.N.; WAGNER, A. (1994) Laboratory filter paper suction measurements. *Geotech. Testing J.*, v. 17, p. 185-194.
- HOEK, E. (1967). *Estimating the stability of excavated slopes in opencast mines*. Institution of Mining and Metallurgy. London, v. 79, p. A109-A139
- HO, D.Y.F.; FREDLUND, D.G.(1982) Increase in strength due to suction for two Hong Kong soils In: GEOTECHNICAL CONFERENCE ON ENGINEERING AND CONSTRUCTION IN TROPICAL AND RESIDUAL SOILS (ASCE), Honolulu, Hawaii (1982). *Proceedings*, p. 263-295.
- HO, D.Y.F.; FREDLUND, D.G.(1982b) A multistage triaxial test for unsaturated soils. *Geotechnical Testing Journal*, v. 5, p. 18-25.
- HUNGR, O. (1988). A review of the classification of landslides of the flow type. *Environmental & Engineering Geoscience*, v. 7(3), p. 221-238.

- HUNGR, O., EVANS, S.G.. (1988). Engineering evaluation of fragmental rockfall hazard. INTERNATIONAL IAEG CONGRESS,5, Lausanne 1988. Rotterdam, Balkema, p. 685-690
- HUNGR, O.(1997). Slope stability analysis. In: PAN AMERICAN SYMPOSIUM LANDSLIDES E COBRAE, 2. Rio de Janeiro, 1997. *Anais*. São Paulo, ABGE, v. 3, p. 123-136.
- HUNT, R.E. (1986). *Geotechnical engineering techniques and practices*. USA, McGraw-Hill.
- HURLEY, D.G.; PANTELIS, G.(1985). Unsaturated and saturated flow through a thin porous layer on a hillslope. *Water Resources Research*, v. 21, p. 821-824.
- HUTCHINSON, J.N..(1988). General report: morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hidrology. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LADSLIDES, 5, Lausanne, 1988. *Resumos*, Rotterdam, Balkema, p. 3-29.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO – IPT. (1978) Geologia da região administrativa 3 (Vale do Paraíba) e parte da região administrativa 2 (Litoral) do Estado de São Paulo. *Monografias (1) e Mapa Geológico*, 78 pp.
- IVERSON, R.M. (1990). Groundwater flow fields in infinite slopes. *Géotechnique*. v. 40, n.1, p. 139-143.
- IVERSON, R.M. (2000). Landslides triggering by rain infiltration. *Water resources research*. v. 36, p. 1897-1910.
- IVERSON, R.M.; MAJOR, J.J. (1987). Rainfall, groundwater flow, and seasonal movement at Minor Creek landslide, northwestern California: physical interpretation of empirical relation, *Geol. Soc. America Bull.*, v. 99, p.579-594.
- IVERSON, R.M.; REID, M.E. (1992).Gravity-driven groundwater flow and slope failure potencial: 1. Elastic effective-stress model. *Water resources research*. v. 28, p. 925-938.

- JAAKKOLA, J. (1998). *Forest groundwater hydrology: implications for terrain stability in coastal British Columbia*. Vancouver/Canadá. 158p. Dissertação (Mestrado) – Department of Civil Engineering - The University of British Columbia
- JAKOB, M., WEATHERLY, H. (no prelo). A hydroclimatic threshold for landslides initiation on the North Shore mountains of Vancouver, British Columbia.
- JAMES, L.G.; LARSON, C.L.(1976) Modeling infiltration and redistribution of soil water during intermittend application. *Transactions of ASAE*, v. 19(13), p. 482-488.
- JOHNSON, K.A., SITAR, N. (1990) Hydraulic conditions leading to debris flow initiations. *Canadian Geotechnical Journal*, v.27, p. 789-801.
- JUCÁ, J. F. T., PONTES FILHO, I.D.S., FERREIRA, R.N. (1997). Estabilidade de taludes em solos expansivos. In: PANAMERICAN SYMPOSIUM OF LANDSLIDES & COBRAE, 2, Rio de Janeiro, 1997. Anais. São Paulo, ABGE, v.1, p.371-379.
- JURY, W.A.; GARDNER, W. R.; GADNER, W.H. (1991). *Soil Physics*. 5th ed, John Wiley & Sons, New York, 328 p.
- KEEFER,D.K., WILSON, R.C., MARK, R. K.,BRABB, E.E., BROWIII, W.M., ELLEN, S.D.,HARP, E.L., WIECZOREK, G.F., ALGER, C.S., ZATKIN, R.S. (1987). Real time landslide warning during heavy rainfall. *Science*, v. 238, p. 921-925
- KIENHOLZ, H. (1977). Kombinierte geomorphologische Gefahrenkarte 1:10.000 von Grindelwald. *Geographica Bernesia G4*. Institute of Geography, University of Berne, 204 pp.
- KLUTE, A. (1986). Methods of soil analysis: Part 1. Physical and mineralogical methods. 2nd ed. In: AGRONOMY MONOGRAPH , vol9, Am. Soc. of Agronomy, v.9.
- KOSTIAKOV, A.N.(1932). On the dynamics of the coefficient of water percolation in soils and on the necessity for studing it from a dynamic point of view for purposes of amelioration. In: TRANS. COMM. INTERN. SOC. SOIL SCI.,6, Moscou, Part A, 17-21.

- KUTILEK, M.; NIELSEN, D. R.. (1994). *Soil hydrology*. Cremlingen-Destedt : Catena Verlag. 370 p
- LACASSE, S.; NADIM, F.(1996). Uncertainties in characterising soil properties. *Uncertainty in the Geological Environment, Geotechnical Special Publication – ASCE*, nº 58.
- LACERDA, W.A. (1989). Fatigue of residual soils due to cyclic pore pressure variation. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12, 1989, Rio de Janeiro, *Proceedings*, v. 5, p. 3085-3087.
- LACERDA, W.A ., SANTOS Jr., O . F. , EHRLICH, M.(1997). Efeitos das variações de poro-pressão sobre a estabilidade de encostas em solos residuais. In: PANAMERICAN SYMPOSIUM OF LANDSLIDES & COBRAE, 2, Rio de Janeiro, 1997. Anais. São Paulo, ABGE, v.1, p.381-388.
- LAMAS, P.C., RODRIGUES-CARVALHO, J.A.(1994). A case of landslide hazard zonation in Almada country. In: INTERNATIONAL IAEG CONGRESS, 7, Lisboa, 1994. *Resumos*, Rotterdam, Balkema, p.2239-2243.
- LAMBE, T.W., WHITMAN, R.V. (1969). *Soil mechanics*. New York, John Wiley & Sons.
- LEROUEIL, S. (2001). Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms. *Géotechnique*, v. 51, n, 3, p.197-243.
- LEROUEIL, S.; VAUNAT, J.; PICARELLI, L.; LOCAT, J.; FAURE, R.; LEE, H. (1996). A geotechnical characterization of slope movements. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF LANDSLIDES, 7, Trondheim, 1996, Balkema, Rotterdam, v.1, p. 53-74.
- LIBARDI, P. L. (1995). *Dinâmica da água no solo*. ESALQ/USP. Piracicaba-SP. 497p.
- LIBARDI, P. L. (2000). *Dinâmica da água no solo*. ESALQ/USP. Piracicaba-SP. 497p, 2nd ed.

- LIBARDI, P. L.; REICHARDT, K.; NIELSEN, D.P.; BIGGAR, J.W. (1980) Simple field methods for estimating soil hydraulic conductivity. *Soil. Sci. Am. Journal*, v. 44, p. 3-7.
- LIDA, T. (1999). A stochastic hydro-geomorfolological model for shallow landsliding due to rainstorm. *Catena*, v. 34, p. 293-313.
- LIM, T.T., RAHARDJO, H., CHANG, M.F., FREDLUND, D.G..(1996) Effect of rainfall on matric suctions in a residual soil slope. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 33, p. 618-628.
- Loague, k.; gander, g. (1990) R-5 revisited: spacial variability of infiltration on a small rangeland catchment. *Water Resources Research*, v. 26(50, p. 957-971.
- LOPES, J.A.U.1995.*Estimativa de estabilidade de taludes artificiais a partir do exame de cicatrizes de escorregamentos naturais*. Curitiba. 56p
- LUZI, L., PERGALANI, F. (1996). Applications of statistical and GIS techniques to slope instability zonation (1:50.000 Fabriano geological map sheet). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v.15, p. 83-94.
- HAMMOND, C., HALL, D., MILLER, S., SWETIK, P. (1992). Level I stability analysis (LISA) Documentation for Version 2.0. In: *General Technical Report INT-285 – United States Department of Agriculture/Forest Service*. Intermountain research station, Ogden, UT, 190 p.p..
- MANTOVANI, F; SOETERS, R.,VAN WESTEN, C.J..(1996).Remote sensing techniques for landslide studies and hazard zonation in Europe. *Geomorphology*, v. 15, p. 213-225.
- MARINELLI, F.; DURNFORD, D.S. (1998) Semianalytical solution to Richards equation for layered porous media. *Journal of Irrig. and Drain. Engin.*, v. 124(6), p. 290-299.
- MARINHO, A.M.(1995) A técnica do papel de filtro para medida de sucção. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1995, Rio Grande do Sul. *Anais*, p. 112-125.

- MEIN, R.G.; LARSON, C. L. (1973) Modeling infiltration during a steady rain. *Water Resources Research*, v. 9(2), p. 384-394.
- MILLER, D.J.; SIAS, J. (1998). Deciphering large landslides: linking hydrological groundwater and slope stability models through GIS. *Hydrological Processes*, v.12, p. 923-941.
- MIYAZAKI, T. (1993). *Water flow in soils*. New York, Marceli Dekker, Inc.
- MERTENS, J.; JAQUES, D.; VANDERBORGHT, J.; FEYEN, J. (2002). Characterisation of the field-saturated hydraulic conductivity on a hillslope: in situ single ring pressure infiltrometer measurements. *Journal of Hydrology*, v.263, p.217-229.
- MODENESI, M. S. (1980). Intemperismo e morfogênese no planalto de Campos do Jordão. *Rev. Bras. Geoc.*, v. 10, p. 213-225.
- MODENESI, M. S. (1983). Weathering and morphogenesis in tropical plateau. *Catena*, v. 10(3), p. 237-251.
- MODENESI-GAUTTIERI. M. C.; HIRUMA, S.T., RICCOMINI, C. (2002). Morphotectonics of a high plateau on the northwestern flank of the Continental Rift of Southeastern, Brazil. *Geomorphology*, v. 43(3/4), p. 257-271.
- MONTGOMERY, D.R. (1994). Road surface drainage, channel initiation, and slope stability. *Water Resources Research*, v. 30, p. 1925-1932.
- MONTGOMERY, D.R.; SULLIVAN, K.; GREENBERG, M.H. (1998). Regional test of a model for shallow landsliding. *Hidrological Processes*, v. 12, p. 943-955.
- MONTGOMERY, D.R.; WRIGHT, R.H.; BOOTH, T. (1991). Debris flow hazard mitigation for colluvium-filled swales. *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, v. 28, p. 303-323.
- MONTGOMERY D.R., DIETRICH, W.E. (1994) A physically based model for the topographic control on shallow landsliding. *Water Resources Research*, v. 30, p. 1153-1171.

- MONTGOMERY D.R., DIETRICH, W.E.; TORRES, R.; ANDERSON, S.P.; HEFFNER, J.T.; LOAGUES, K. (1997). Hydrologic response of a steep unchanneled valley to natural and applied rainfall. *Water Resources Research*, v. 33(1), p. 91-109.
- MOREL-SEYTOUX, H.J. (1984). From excess infiltration to aquifer recharge: a derivation based on theory of flow of water in unsaturated soils. *Water resources research*, v. 20(9), p. 1230-1240.
- MOREL-SEYTOUX, H.J.; KANJI, J. (1974) Derivation of an equation of infiltration. *Water Resources Research*, v. 10(4), p. 795-800.
- MORGENSTERN, N.R. (1995). The role of analysis in the evaluation of slope stability. Landslides, In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LANDSLIDE, 1995. *Resumos*, Rotterdam, Balkema, p. 1615-1629
- MORGENSTERN, N.R., SANGREY, D.A. (1978). Methods of stability analysis. In: *Landslides: analysis and control*. SCHUSTER, R.L., KRIZEK, R.J. (eds.). Transport research board, Special report n°. 176. National academy of Sciences, 155-171 p.
- MORGENSTERN, N.R., PRICE, V.E. (1965). The analysis of the stability of generalised slip surfaces. *Géotechnique*, v.15, p. 144-151.
- MOSTYN, G.R.; SMALL, J.C. (1987). Methods of stability analysis. In: WALKER, B.; FELL, R.. ed. *Soil slope instability and stabilisation*. Cap. 3, p.71-113.
- MUALEM, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Research*, v. 12(3), p. 513-522.
- NAGARAJAN, R.; ROY, A. (1994) Zonation of areas susceptible to landslides in parts of Pindar river (India). In: INTERNATIONAL IAEG CONGRESS, 7, Portugal-Lisboa, 1994. Rotterdam, Balkema, p. 2155-2160
- NAGARAJAN, R.; ROY, A., KUMAR, R.V., MUKHERJEE, A., KHIRE, M.V. (1998) Landslide hazard susceptibility mapping based on terrain and climatic factors for tropical monsoon regions. *Bul. Eng. Geol. Env.*, v. 58, p. 275-287.

- NANDARIGI, L., PRASAD, R. (1996) Field evaluation of unsaturated hydraulic conductivity models and parameter estimation from retention data. *Journal of Hidrology*, v.179, p. 197-205.
- NASH, D. (1987). A comparativ review of limit equilibrium methods of stability analysis. In: ANDERSON, M.G.; RICHARDS, K.S. ed. *Slope stability geotechnical engineering and geomorphology*. Great-Britain, John Wiley & Sons. Cap. 2, p.11-75.
- NISHYIAMA, L. (1998). *Procedimentos de mapeamento geotécnico como base para análise e avaliações ambientais do meio físico em escala 1:100.000 - aplicação no município de Uberlândia-MG*. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos. 1998.
- Ng, C.W.W.; SHI, Q.(1998). Influence of rainfall intensity and duration on slope stability in unsaturated soils. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, v.31, p. 105-113.
- Ng, C.W.W.; SHI, Q.(1998b). A numerical investigation of the stability of unsaturated soil slopes subjected to transient seepage. *Computers and geotechnics*, v.22, n. 1, p. 1-28.
- OBONI, F. (1988). General report: analysis methods and forecasting behaviour. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LADSLIDES, 5, Lausanne, 1988. *Resumos*, Rotterdam, Balkema, p. 491-499.
- PATTON, F.D.; HENDRON, A.J.. (1974). General report on mass moviments. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF THE IAEG, 2, (1974), São Paulo, v.5, p. 1-57.
- PAULETTO, E.A. LIBARDI, P.L., MANFRON, P.A.; MORAES, S.O.(1988). Determinação da condutividade hidráulica de solos a partir de curva de retenção de água. *Revista brasileira de ciências do solo*, v.12, p.189-195.
- PEZHAM, M.R., JAFARI, M.S., FEIZNIA, S., AHMADI, H..(1998). A statistical approach for logical modeling of landslide hazard zonation. In: INTERNATIONAL IAEG CONGRESS, 8, 1988. *Resumos*, Rotterdam, Balkema, p. 965-969.
- PHILIP, J.R.(1957). The theory of infiltration 4. Sorptivity and algebraic infiltration equations. *Soil Science*, v. 84, p. 257-264.

- PHILIP, J.R. (1969). *Theory of Infiltration. Advances in Hidroscience*. Academic Press, New York, NY. p. 215-296.
- PHILIP, J.R. (1993). Variable-head ponded infiltration under constant or variable rainfall. *Water Resources Research*, v. 29(7), p. 2155-2165.
- PIERSON, T.C.; COSTA, J.E. (1987) A rheologic classification of subaerial sediment-water flows. *Geological Society of America – Reviews in Engineering Geology*, v. 7, p. 1-11.
- PRADEL, D.; RAAD, G.(1993) Effect of permeability on surficial stability of homogeneous slopes. *Journal of geotechnical engineering*, v. 119, n.2, p.315-332.
- QUEIROZ, R.C., GAIOTO, N. (1991). Study of slope stability on tropical regions utilising back analysis. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 6, Amsterdam, 1991. Resumos. Rotterdam, Balkema, p.1399-1403.
- QUEIROZ, R.C.(1996). *Aplicação do método de retroanálise no estudo de estabilidade de taludes de estrada situada em solos oriundos da Formação Adamantina. São Carlos*. 98p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo. 1996.
- RAATS, P.A.C. (2001) Development in soil-water physics since the mid 1960s. *Geoderma*, v.100, p.355-387.
- REIS, R.M.; VILAR, O.M.(2004) Resistência ao cisalhamento de dois solos residuais de gnaiss não saturado. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 5, São Carlos, 2004. *Anais*, ABMS, v. 1, p.109-114.
- REICHARD, K. (1986). Revisão da literatura: variabilidade espacial de solos e experimentação de campo. *Rev. Bras. Ciên. Solo*, v. 10(1), p. 1-6.
- REYNOLDS, W.D.; ELRICK, D.E. (1985). *In situ* measurement of field-saturated hydraulic conductivity, sorptivity and alpha-parameter using the Guelph Permeameter, *Soil Science*, v. 140(4), p. 292-302.

- REYNOLDS, W.D.; ELRICK, D.E. (1987). Laboratory and numerical assessment of the Guelph Permeameter method, *Soil Science*, v. 144(4), p. 282-299.
- RICCOMINI, C. (1989). *O rift continental do sudeste do Brasil. São Paulo-SP*. 256 p. Tese (Doutorado) - Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo.1989.
- RICHARDS, L.A.(1931). Capillary conduction of liquids through porous mediums, *Physics*, v. 1, p. 318-333.
- RICHARDS, L.A.; GARDNER, W.R.; OGATA, G.(1956). Physical processes determining water loss from soil. *Soil Science Society of American*, v. 20, p. 310-314.
- RIDENTE, J.L.J; OGURA, T.A.; MACEDO, E.S.; GOMES,L.A.; DINIZ, N.C; ALBERTO,M.C; SANTOS, P.H.P. dos. (2002). Acidentes associados a movimentos gravitacionais de massa ocorridos em Campos do Jordão, SP, em Janeiro do ano de 2000: ações técnicas após o desastre. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL, 10, Ouro Preto/MG, 2002. *Anais* (CDR).
- RODRIGUES, B.B. (1998). *Inventário e análise da susceptibilidade aos movimentos de massa gravitacionais e erosão na região de Águas de Lindóia/SP-escala 1:10000*. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.1998.
- RÖHM, S.A., VILAR, O.M. (1995) Shear strength of an unsaturated soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 1. Paris, France (1995). *Proceedings*, v. 1, p. 189-193.
- RUIZ, R.M.M, GIJÓN, M.F. (1994). Methodology for landslides hazard map 1:10000 in area of Monachil (Granada-Spain). In: INTERNATIONAL IAEG CONGRESS, 7, Lisboa, 1994. Resumos, p.2059-2064.
- SAI, J.O.; ANDERSON, D.C..(1990). Field hydraulic conductivity tests for compacted soil liners. *Geotech. Testing Journal*, v. 13 (3), p.215-225.

- SANCIO, R. (1997). General report - slope stability analysis. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE TALUDES, COBRAE,1, 1992, Rio de Janeiro. v.3, p137-144.
- SASSA, K. (1985). The geotechnical classification of landslides. INTERNATIONAL CONFERENCE AND FIELD WORKSHOP ON LANDSLIDES, 1985, Tokyo. *Proceedings*, p. 31-40.
- SCOTT, H.D. (2000) Soil water flow processes in the field. In: *Soil Physics – Agricultural and Environmental Applications*, Iowa State University Press, 421p.
- SILLERS, W.S.; FREDLUND, D.G.(2001). Statistical assessment of soil-water characteristic curve models for geotechnical engineering. *Can. Geotech. J.*, v. 38, p. 1297-1313.
- SILVEIRA, K.D., GIACHETI, H.L., QUEIROZ, R.C. (1997). Retroanálise de um talude ferroviário de sedimento cenozóico. In: PANAMERICAN SYMPOSIUM OF LANDSLIDES & COBRAE, 2, Rio de Janeiro, 1997. *Anais*. São Paulo, ABGE, v.1, p.453-467.
- SISSON, J.B.; FERGUSON, A.H.; VAN GENUCHTEN, M, Th. (1980). Simple method for predicting drainage from field plots. *Soil Sc. Soc. of Am. J.*, v. 44, p. 1147-1152.
- SKEMPTON, A.W.(1964). 4th Rankine lecture: long term stability of clay slopes. *Géotechnique*, v. 14(2), p. 77-101.
- SMITH, K.A.; MULLINS C.E. (2000). *Soil and environmental analysis: physical methods*. 2nd ed Marcel Dekker, New York (Revised and Expanded).
- SOTO, M. A. A. (1999). *Estudo da condutividade hidráulica em solos não saturados*. 121p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo. 1999.
- SOETERS, R.; VAN WESTEN, C. J. (1996). Slope stability: recognition, analysis and zonation. In: TURNER, A.K.; SCHUSTER, R.L.. *Landslides investigation and mitigation*. Washington: Transportation Research Board, National Research Council - Special Report, 247. Cap. 8, p. 129-177.

- SPIERENBURG, S.E.J. ; VAN ESCH, J.M.; KOEHORST, B.A.N. (1995). Slope stability during infiltration. In: ALONSO & DELAGE, ed. *Unsaturated Soils*. p. 309–314.
- STEVENSON, P.C.(1978). The Evolution of a Risk-Zoning System for Landslide Areas. United States *Geological Survey*
- SWABRICK, G.E. (1995) Measurement of soil suction using the filter paper method. *Unsaturated Soils*, p. 653-658
- SWARZENDRUBER, D (2000). Derivation of a two-term infiltration equation from the Green-Ampt model. *J. of Hydrology*, v.236, p. 247-251.
- SWARZENDRUBER, D.; CLAGUE, F.R. (1989). Na inclusive infiltration equation for downward water entry into soils. *Water Resources Research*, v. 25(4), p. 619-626.
- TATIZANA, C. et al (1987) Análise de correlação entre chuvas e escorregamentos na Serra do Mar, no município de Cubatão. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 5, 1987. São Paulo, ABGE, v.2, p. 225-236.
- TERLIEN, M.T.J. (1998). The determination of statistical and deterministic hydrological landslide-tiggering thresholds. *Environmental Geology*, v.35, p. 124-130.
- TERLIEN, M.T.J., VAN ASCH, Th. W. J., VAN WESTERN, C.J..(1995). Deterministic modelling in GIS-based landslides hazard assessment. In: CARRARA, A., GUZZETTI, F. eds. *Geographical Information Systems in Assessing Natural Hazards*. Kluwer Academic Publishers, p.57-77.
- TERZAGHI, K. (1950). *Mechanisms of landslides*. Harward University. Publicação 488, p.88-123
- TULI, A.; KOSUGI, K.; HOPMANS, J.W. (2001). Simultaneous scaling of soil water retention and unsaturated hydraulic conductivity functions assuming lognormal pore-size distribution. *Adv. Water Resource*, v.24, p. 677-688.
- USDA Soil Conservation Service. (1957) *Hydrology. National Engineering Handbook* . Section 4, supplement A.

- VAN WESTEN, C.J.(1993) Training package for Geographic Information System in slope stability zonation. ITC Publication, Enschede, The Netherlands, n. 15, 245 p.
- VAN WESTEN, C.J., TERLIEN, M.T.J.(1996). Deterministic landslide hazard analysis in GIS. A case study from Manizales (Colombia). *Earth Surface Processes and Landforms*, v.21, p. 853-868.
- VAN GENUCHTEN, M-Th.(1980) A closed form equation of predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sc. Soc. of Am. J.*, v. 44, p. 892-898.
- VANAPALLI, S.K.; FREDLUND, Del G.; PUFAHL, D.E. (1996). The relationship between the soil-water characteristic curve and the unsaturated shear strength of a compacted glacial till. *Geotech. Testing J.*, v. 19, p. 259-268.
- VANAPALLI, S.K.; FREDLUND, D. G. (2000). Comparison of different procedures to predicted unsaturated soil shear strength. In: Advanced in unsaturated geotechnics. Geotechnical Special Publication n° 99 – ASCE. Shackelford, D.C..
- VARNES, D.J.(1958). *Slope movements, types and processes*. In: ECKEL, E.B., ed. Landslides and engineering practice. p. 20-47
- VARNES, D.J. (1978) *Slope movements, types and processes*. In: Landslides Analysis and Control , Special report 176. National Academic of Sciences, Washington, D.C.
- VARNES, D.J. (1984). Landslides hazard zonation: a review of principles and practice. UNESCO, 63 p..
- VARGAS, M. (1999). Revisão histórico-conceitual dos escorregamentos da Serra do Mar. Solos e Rochas. V. 22(1), p. 53-83.
- VARGAS M., PICHLER, E. (1957) residual soil and rock slides in Santos (Brazil) In: INT. CONG. SOIL MEC. AND FUND. ENG., 4, London, 1957. *Proceedings*, v.2, p.394-398.
- VEREecken, H.(1995) Estimating the unsaturated hydraulic conductivity from theoretical models using simple soil properties. *Geoderma*, v. 65, p. 81-92.

- VIEIRA, A.M.(1999). *Variação sazonal da sucção em um talude de solo residual de gnaíse*. 123p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 1999.
- VIEIRA, B.C.(2001). *Caracterização in situ da condutividade hidráulica saturada os solos e sua influência nos deslizamentos da bacia do rio Papagaio, maciço da Tijuca (RJ)*. 130 p. Tese (Mestrado) - Universidade do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2001.
- VIEIRA, B.C.; FERNANDES, N.F. (2004). Landslides in Rio de Janeiro: The role played by variations in soil hydraulic conductivity. *Hidrological Processes*, v. 18, p. 791-805.
- WARD, T.J.; RUH-MING, L.; SIMONS, D.B. (1982). Mapping landslide hazards in forest watershed. *Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE*, n. 108, p. 319-324.
- WARRICK, A.W. (1975) Analytical solution to the one-dimensional linearized moisture flow for arbitrary input. *Soil Science*, v. 120, n.2, p. 79-84.
- WEST, L.J., HENCHER, S.R., COUSENS, T.W. (1991). Assessing the stability of slopes in heterogeneous soils. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 6, Amsterdam, 1991. *Resumos*. Rotterdam, Balkema, p. 591-595.
- WIECZOREK, G.F. (1987) Effects of rainfall intensity and duration on debris flows in Central Santa Cruz mountains, California. *Reviews in Engineering Geology*, v. 3,. P. 93-104.
- WILSON, W. (1997). Surface flux boundary modeling for unsaturated soils. In: National Conference of the ASCE Geo Institute, 1th, Utah State University, Logan/Utah, 1997, p. 1-28.
- WOLLE, C.M. (1986). *Análise dos escorregamentos translacionais numa região de Serra do Mar no contexto de uma classificação de mecanismos de instabilização de encostas*. 406 p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 1986.

- WOLLE, C.M.; CARVALHO, C.S. (1989). Rain-induced landslides in southeastern Brazil. *Solos e Rochas*, v. 12, p. 27-36.
- WOODS, E.; SIVAPALAN, M.; ROBINSON, J. (1978) Modeling the spatial variability of subsurface runoff using a topographic index. *Water Resources Research*, v. 33(5), p. 1061-1073.
- WRIGHT, R.H.; CAMPBELL, R.H.; NIELSEN, T.H. (1974). Preparation and use of isopleth maps of deposits. *Geology*, v. 2, p. 483-485.
- WU, W.;SIDLE, R.C. (1995). A distributed slope stability model for steep forested basins. *Water resources research*, v. 31, n.8, p. 2097-2110.
- ZHANG, J., JIAO, J.J., YANG, J. (2000) In situ rainfall infiltration studies at a hillside in Hubei Province, China. *Engineering Geology*, v. 57, p. 31-38.
- ZAPATA, C. E., S.K.; HOUSTON, W.N., HOUSTON, S.L., WALSH, K. D. (2000).Soil-water characteristic curve variability. In: *Advanced in unsaturated geotechnics*. Geotechnical Special Publication nº 99 – ASCE. Shackelford, D.C..
- ZUQUETTE, L. V. ; GANDOLFI, N. ; RODRIGUES, J. E. ; PARAGUASSU, A. B.; PEJON, O, CERRI, L. E.. (1996). Preliminary inventory of natural hazards in Brazil. In: CONGRESO NACIONAL Y CONFERENCIA INTERNACIONAL DE GEOLOGIA AMBIENTAL Y ORDENACIÓN DEL TERRITÓRIO, 4, 1996, Granada-Espanha. *Resumos*, v. 3, p269-284.
- ZUQUETTE, L. V. ; PEJON, O. J. ; GANDOLFI, N. ; PARAGUASSU, A. B. (1995) Considerações básicas sobre a elaboração de cartas de zoneamento de eventos perigosos e riscos associados. *Geociências*, v. 14, n. 2 , p.9-39.

APÊNDICE I – Modelo de ficha de campo

Ponto: _____		Data: ____/____/____	
Coordenadas UTM: _____		Altitude: _____	
Observações: _____			

Croqui:			
Declividade: _____		Vegetação _____ :	
_____		_____	
Condições de drenagem: _____		Hidrogeológicas: _____ (escoamento, _____)	
_____		_____	
Tipo de encosta: _____			
Substrato Rochoso			
Rocha: _____			
Mineralogia: _____			

Espessura visível: _____			
Presença _____		de _____ estruturas	
(atitudes): _____			

<u>Material Inconsolidado</u>	
Observações: _____	
<p style="text-align: center; margin-top: 0;"><u>Descrição dos materiais</u></p> <p>(Textura, cor, espessura, continuidade lateral e vertical, porosidade, mineralogia, possíveis estruturas reliquiares)</p> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/>	
-Tipo de ocupação:_____	
-Medidas corretivas:_____	

APÊNDICE II – Seções Geológico-Geotécnicas

SEÇÃO GEOLOGICO-GEOTÉCNICA B

SEÇÃO GEOLOGICO-GEOTÉCNICA C

SEÇÃO GEOLOGICO-GEOTÉCNICA E

SEÇÃO GEOLOGICO-GEOTÉCNICA G

SEÇÃO GEOLOGICO-GEOTÉCNICA H

SEÇÃO GEOLOGICO-GEOTÉCNICA I

SEÇÃO GEOLOGICO-GEOTÉCNICA J

APÊNDICE III – Gráficos de precipitações diárias referentes ao mês de dezembro de 1999.

APÊNDICE IV – Gráficos de variação do fator de segurança em profundidade, na condição inicial (ausência de chuvas), para cada unidade de materiais inconsolidados analisada.

APÊNDICE V – Resultados da aplicação do sistema de previsão de escorregamentos. Gráficos de variação do fator de segurança ao longo do tempo para todas as unidades de material inconsolidado, considerando declividades de 20° e 40° .