

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**INCERTEZAS, VULNERABILIDADE E AVALIAÇÃO DE
RISCO DEVIDO A DESLIZAMENTO EM ESTRADAS**

CÉSAR AUGUSTO HIDALGO MONTOYA

ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.TD 081/13

BRASÍLIA / DF: MARÇO, 2013.

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**INCERTEZAS, VULNERABILIDADE E AVALIAÇÃO DE
RISCO DEVIDO A DESLIZAMENTO EM ESTRADAS**

CÉSAR AUGUSTO HIDALGO MONTOYA

TESE SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A
OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

APROVADA POR:

**PROF. ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD, UnB
(ORIENTADOR)**

**PROF. HERNÁN EDUARDO MARTINEZ CARVAJAL, DSc, UnB.
(EXAMINADOR INTERNO)**

**ANDRÉ LUIZ BRASIL CAVALCANTE, UnB.
(EXAMINADOR INTERNO)**

**GILSON DE FARIAS NEVES GITIRANA JÚNIOR, PhD, UFG
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**NORIS COSTA DINIZ, DSc, IG-UnB
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 25 de Março de 2013.

FICHA CATALOGRÁFICA

HIDALGO-MONTOYA, CÉSAR AUGUSTO	
Incertezas, Vulnerabilidade e Avaliação de Risco Devido a Deslizamento em Estradas (2013)	
xxii, 250 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2013)	
Tese de doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental	
1. Estabilidade de taludes	2. Chuvas
3. Sismos	4. Probabilidade de falha
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

HIDALGO-MONTOYA, C. A. (2013). Incertezas, Vulnerabilidade e Avaliação de Risco Devido a Deslizamento em Estradas. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-081/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 250 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: César Augusto Hidalgo Montoya

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Incertezas, Vulnerabilidade e Avaliação de Risco Devido a Deslizamento em Estradas

GRAU / ANO: Doutor/ 2013

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor se reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

César Augusto Hidalgo Montoya
Calle 34 C # 88B-55 apto 346
Medellín-Colômbia

DEDICATORIA

Com todo meu amor para Ana María, que soube entender a importância deste doutorado, não como um projeto pessoal, mas como meta familiar. Por seu constante e incondicional apoio durante todo este tempo apesar de muitas vezes não ter sido fácil e exigir muitos sacrifícios. A Jose Luís e Pablo Andrés, nossos filhos.

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos especiais a todos aqueles que, de uma ou outra, forma colaboraram para que eu chegasse ao final do meu doutorado com sucesso. Ao meu orientador, André Pacheco de Assis, por sua orientação e por permitir o desenvolvimento das minhas próprias ideias. Aos professores da pós-graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, particularmente aos professores José Camapum de Carvalho, Hernán Martínez e Manoel Porfírio Cordão Neto, coordenadores da pós-graduação em Geotecnia da UnB durante a época dos meus estudos para o doutorado.

Ao meu bom amigo Luís Sozinho Abel com que tive a fortuna de passar mais um tempo lembrando as épocas bem mais difíceis, mas felizes, do mestrado em Geotecnia na UnB. Aos colegas da Geotecnia, de hoje e ontem, que me acolheram, particularmente a Claudia Gómez por sua grande amizade e colaboração.

Às entidades que forneceram dados para este trabalho: Gerência de Concessões de Antioquia e EPM.

Especialmente devo agradecer ao CNPq pelo apoio econômico e financeiro, bem como à Universidade de Medellín por acreditar em mim e oferecer parte do apoio financeiro para este projeto.

Finalmente, ao povo brasileiro, pela acolhida generosa que faz a gente se sentir numa segunda casa.

INCERTEZAS, VULNERABILIDADE E AVALIAÇÃO DE RISCO DEVIDO A DESLIZAMENTO EM ESTRADAS

RESUMO

O principal objetivo desta tese foi o de desenvolver metodologia para a avaliação do risco por movimentos de massa em rodovias localizadas em zonas tropicais montanhosas, incorporando técnicas para tomada de decisões em ambientes de incerteza e variabilidade geotécnica. Para isto foi efetuada uma revisão bibliográfica com o intuito de estabelecer o estado da arte do estudo de risco por movimentos de massa, analisando as metodologias mais usuais no mundo para, assim, identificar as variáveis que intervêm no risco por deslizamento de taludes em estradas e quantificar o seu grau de influência. A metodologia proposta considera dois cenários: o primeiro está definido para avaliações em estradas com uma história de movimentos de massa, e o segundo se orienta para avaliações de risco de estradas novas nas quais não existe informação estatística dos movimentos de massa. A ameaça, ou evento de risco, é incorporada no modelo, considerando que a falha pode ser produzida pela ação dos agentes deflagrantes: chuva e sismo, sendo utilizadas técnicas probabilísticas para análise da estabilidade de taludes e limiares de falha para as chuvas. A vulnerabilidade é determinada por meio de metodologia com atributos descritivos que consideram a exposição dos usuários da estrada. O risco é determinado como resultado da probabilidade anual de falha e as consequências em termos de mortes prováveis e perdas econômicas. A metodologia apresentada foi utilizada na avaliação do risco de uma estrada localizada no noroeste da Colômbia. Para este estudo de caso foi obtida informação de movimentos de massa e de chuvas para um período de quatro anos. Foram obtidos parâmetros de resistência ao cisalhamento e sua incerteza. Foi determinada a incerteza nos outros dados disponíveis para os modelos. Foi feita avaliação das relações entre chuva e escorregamentos em estradas de montanha, e também sobre o efeito da incerteza dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos residuais sobre a estabilidade de taludes. O modelo elaborado permite estimar a probabilidade de ocorrência de deslizamentos considerando as incertezas dos parâmetros geotécnicos e dos fatores deflagrantes, como chuva e sismos, os resultados são consequentes com observações de campo e constituem subsídios e alternativas para a modificação e definição de sistemas de gerenciamento de riscos por deslizamento em estradas e projetos lineares.

UNCERTAINTY, VULNERABILITY AND LANDSLIDES RISK AVALIATION IN ROADWAYS

ABSTRACT

The main objective of this thesis was to develop a methodology for assessing risk of landslides on roadways in mountainous tropical zones, including techniques for decision making in environments of uncertainty and geotechnical variability. A literature review was conducted in order to establish the state of the art on risks of mass movements, analyzing the most common methodologies and identifying the variables involved in the landslide risk on road slopes and quantify the degree influence. The proposed methodology considers two scenarios: the first scenario is for assessments on roads with a history of mass movements, and the second is for risk assessments of new roadways where there is no statistical information of mass movements. The hazard is calculated as the probability of failure due to the action of trigger agents: rainfall and earthquakes. In calculating the probability of failure, probabilistic techniques and failure thresholds for rainfall were used. Vulnerability was determined by a method which uses descriptive attributes to considerate the exposure of roadway users. The risk is measured as the annual probability of death in the roadway due to landslides. The methodology presented was used in the risk assessment of a highway located in the northwest of Colombia. For this case study, information of landslides and rainfall for a period of four years was obtained. Shear strength parameters of soils and its uncertainty were obtained. It was estimated the uncertainty in the data available for the models. An assessment of the relationship between rainfall and landslides on mountain roads, and the effect of the uncertainty of the shear strength parameters of residual soils on slope stability was performed. The model developed to estimate the landslide risk considering the uncertainty of the geotechnical parameters and trigger factors like rainfall and earthquakes. The results are consistent with field observations and can be used in the modification and definition of risk management systems for landslides on roadways and linear projects.

INCERTIDUMBRE, VULNERABILIDAD Y AVALUACIÓN DE RIESGO DEBIDO A DESLIZAMIENTOS EN CARRETERAS

RESUMEN

El principal objetivo de esta tesis fue desarrollar una metodología para la evaluación de riesgo por movimientos de masa en carreteras localizadas en zonas tropicales montañosas, incorporando técnicas para tomada de decisiones en ambientes de incertidumbre y variabilidad geotécnica. Para esto fue realizada una revisión bibliográfica con el propósito de establecer un estado del arte sobre riesgos por movimientos de masa, analizando las metodologías más usuales en el mundo e identificar las variables que intervienen en el riesgo por deslizamiento de taludes en carreteras e cuantificar su grado de influencia. La metodología propuesta considera dos escenarios: el primero está definido para evaluaciones en carreteras con una historia de movimientos de masa, y el segundo está orientado para evaluaciones de riesgo de carreteras nuevas en las cuales no existe información estadística de los movimientos de masa. La amenaza es calculada como la probabilidad de falla debido a la acción de los agentes detonantes lluvia y sismo. Para esto se usaron técnicas probabilísticas en la estabilidad de taludes y umbrales de falla para las lluvias. La vulnerabilidad es determinada por medio de una metodología que usa atributos descriptivos que considera la exposición de los usuarios de la carretera. El riesgo se determina como la probabilidad anual de muerte en carretera debido a movimientos de masa. La metodología presentada se utilizó en la evaluación del riesgo de una carretera localizada en el noroeste de Colombia. Para este caso de estudio se obtuvo información de movimientos de masa y lluvias para un período de 4 años. Se obtuvieron parámetros de resistencia al cortante de los suelos y su incertidumbre. Fue determinada la incertidumbre en los otros datos disponibles para los modelos. Se hizo una evaluación de las relaciones entre lluvia y movimientos de masa en carreteras de montaña y el efecto de la incertidumbre de los parámetros de resistencia al cortante de suelos residuales sobre la estabilidad de taludes. El modelo elaborado permite estimar el riesgo por deslizamientos considerando la incertidumbre de los parámetros geotécnicos e de los factores detonantes como lluvia y sismos con resultados consecuentes con observaciones de campo y los resultados pueden ser usados en la modificación y definición de sistemas de gestión de riesgos por deslizamiento en carreteras y proyectos lineales.

SUMÁRIO

Capítulo	Página	
1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Motivação da Pesquisa	2
1.2	Objetivos da Pesquisa e Escopo	3
1.3	Organização da Tese	4
2	RISCOS POR MOVIMENTOS DE MASSA E AVALIAÇÃO DE INCERTEZAS	6
2.1	Risco, Ameaça e Vulnerabilidade	6
2.1.1	Avaliação de risco	8
2.1.2	Avaliação da vulnerabilidade	14
2.2	Movimentos de Massa	18
2.2.1	Chuva como agente deflagrador	21
2.2.2	Sismo como agente deflagrador	30
2.3	Incertezas em Geotecnia.	40
2.4	Confiabilidade e Probabilidade de Falha	45
2.5	Métodos Probabilísticos	49
2.5.1	Método de Monte Carlo	51
2.5.2	Método FOSM	57
2.5.3	Método das estimativas pontuais	59
2.5.4	Exemplo de aplicação	63
2.6	Lógica <i>Fuzzy</i>	68
2.6.1	Fundamentos da lógica <i>fuzzy</i>	71
2.6.2	Aplicações da lógica <i>fuzzy</i> em análises baseadas em grupos de especialistas	76
2.6.3	Avaliação da incerteza em taludes usando lógica <i>fuzzy</i>	77
2.6.4	Exemplo de aplicação	79
2.7	Avaliação de Risco em Estradas	83
2.8	Risco Aceitável e Admissível	91
2.8.1	Probabilidade de falha admissível	92
2.8.2	Valores históricos de risco	94
2.8.3	Cartas F-N	95
2.8.4	Percepção do risco	100
2.9	Comentários Finais	101
3	MODELO PROPOSTO E METODOLOGIA DA PESQUISA	104
3.1	Modelo para Movimentos de Massa Devidos a Chuvas	105
3.1.1	Estimação da probabilidade de falha	107
3.1.2	Estimação da vulnerabilidade	108
3.1.3	Estimação do risco	108
3.2	Modelo para Deslizamentos Devidos a Sismos	109
3.2.1	Estimação da probabilidade de falha	109
3.2.2	Estimação da vulnerabilidade	114
3.2.3	Estimação do risco	114
3.3	Metodologia Usada Nesta Pesquisa	114
3.3.1	Revisão bibliográfica	114

3.3.2	Elaboração dos modelos	115
3.3.3	Identificação do caso estudo	115
3.3.4	Coleta de informação	117
3.3.5	Elaboração do banco de dados	119
3.3.6	Ensaio de laboratório	119
3.3.7	Avaliação do risco por movimentos de massa detonados por chuva no caso de estudo	120
3.3.8	Avaliação do risco por movimentos de massa detonados por sismo no caso de estudo	120
3.3.9	Elaboração de uma ferramenta computacional para avaliação de risco por movimentos de massa	120
3.4	Caso de Estudo	120
3.4.1	Características gerais da estrada	121
3.4.2	Geologia	123
3.4.3	Climatologia	128
4	ESTIMAÇÃO DA INCERTEZA NOS DADOS	129
4.1	Propriedades dos Solos	129
4.1.1	Propriedades índice dos solos do Stock de Altavista	130
4.1.2	Resistência ao cisalhamento dos solos	134
4.2	Dados de Chuva	138
4.3	Inventário de Movimentos de Massa	142
4.4	Trânsito	147
4.5	Custos das Consequências dos Movimentos de Massa	151
4.5.1	Perdas por fechamento da estrada	151
4.5.2	Custos de reparação da estrada	154
4.5.3	Custos de estabilização de pontos críticos	154
4.5.4	Custo de construção de estradas	156
4.6	Ferramenta computacional	157
4.7	Comentários Finais	159
5	ESTIMAÇÃO DA PROBABILIDADE DE FALHA	160
5.1	Movimentos de Massa Deflagrados por Chuva	160
5.1.1	Determinação do limiar de chuva	160
5.1.2	Avaliação da ameaça	175
5.2	Movimentos de Massa Deflagrados por Sismo	184
5.2.1	Elaboração do modelo	184
5.2.2	Fator de segurança e aceleração crítica	186
5.2.3	Probabilidade de falha dos taludes	190
5.2.4	Avaliação da ameaça	201
5.3	Avaliação da Ameaça em Taludes Individuais na Estrada Caso 1	204
5.3.1	Método de Monte Carlo	205
5.3.2	Método FOSM	207
5.3.3	Método MEP	207
5.3.4	Lógica difusa	208
5.3.5	Método FOSM com solo saturado	210
5.4	Avaliação da Ameaça em Taludes Individuais na Estrada Caso 2	211
6	AValiação da Vulnerabilidade e do Risco	216

6.1	Vulnerabilidade a Partir de Dados da Estrada	216
6.1.1	Exposição do elemento	222
6.1.2	Probabilidade de um veículo ser atingido por um movimento de massa	223
6.1.3	Probabilidade de uma pessoa ser ferida	225
6.1.4	Probabilidade de ocorrer uma fatalidade	225
6.1.5	Consequências derivadas da ocorrência de deslizamentos	225
6.2	Estimação da Vulnerabilidade Expedita	226
6.3	Estimação da Vulnerabilidade em Taludes Individuais	230
7	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	232
7.1	Sobre a Avaliação de Incertezas	232
7.2	Sobre as Análises por Confiabilidade	232
7.3	Sobre Movimentos de Massa Deflagrados por Chuva	233
7.4	Sobre Movimentos de Massa Detonados por Sismo	234
7.5	Sobre a Avaliação de Vulnerabilidade	234
7.6	Recomendações para Futuras Pesquisas	235
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	236

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 2.1. Classificação de Varnes abreviada (Coronado, 2006).....	19
Tabela 2.2. Classificação de movimentos de massa adaptada às condições brasileiras (GEORIO, 1998).....	20
Tabela 2.3. Tipos de movimento de massa induzido por sismo em rochas (Day, 2002)	32
Tabela 2.4. Tipos de movimento de massa induzido por sismo em solos (Modificado de Day, 2002).....	33
Tabela 2.5. Critérios de ameaça baseados em deslocamentos (CGS, 1999).....	39
Tabela 2.6. Dados de referência de coeficiente de variação (Hidalgo & Assis, 2011)	43
Tabela 2.7. Fontes de incerteza em estabilidade de taludes (modificado de Karam, 2005).....	44
Tabela 2.8. Resultados do método de Monte Carlo para estabilidade do muro.....	65
Tabela 2.9. Resultados da avaliação pelo método FOSM.....	66
Tabela 2.10. Resultados da avaliação pelo método das estimativas pontuais.....	68
Tabela 2.11. Resultados da avaliação pela técnica α -cut para diferentes valores de CV	81
Tabela 2.12. Níveis de risco avaliado (Modificado de Wilson <i>et al.</i> , 2005).....	86
Tabela 2.13. Indicador de probabilidade de ruptura (Modificado de Wilson <i>et al.</i> , 2005).....	87
Tabela 2.14. Qualificação da probabilidade temporal (Modificado de Wilson <i>et al.</i> , 2005)...	87
Tabela 2.15. Qualificação da probabilidade de fatalidade (Modificado de Wilson <i>et al.</i> , 2005)	88
Tabela 2.16. Escala da ruptura (Modificado de Wilson <i>et al.</i> , 2005).....	88
Tabela 2.17. Ponderação da velocidade de ruptura (Modificado de Wilson <i>et al.</i> , 2005)	88
Tabela 2.18. Qualificação da magnitude do evento (Modificado de Wilson <i>et al.</i> , 2005).....	89
Tabela 2.19. Qualificação da ameaça (Modificado de Wilson <i>et al.</i> , 2005)	89
Tabela 2.20. Matriz de consequências (Modificado de Wilson <i>et al.</i> , 2005).....	89
Tabela 2.21. Qualificação do nível de consequências (Modificada de Stewart <i>et al.</i> , 2002)...	90
Tabela 2.22. Matriz de níveis de risco estimado	90
Tabela 2.23. Probabilidade de falha admissível (USACE, 1999)	92
Tabela 2.24. Risco médio de morte para um indivíduo devido a vários acidentes naturais e causados pelo homem (<i>US Nuclear Regulatory Commission</i> , 1975)	96
Tabela 2.25. Risco médio para a sociedade de múltiplas mortes ou lesões devido a acidentes causados pelo homem e naturais (<i>US Nuclear Regulatory Commission</i> , 1975)	97

Tabela 3.1. Amostra da apresentação dos dados de trânsito	118
Tabela 4.1. Limites de consistência dos solos do Stock de Altavista	131
Tabela 4.2. Resultado de peso específico e conteúdo de umidade.....	132
Tabela 4.3. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto.....	134
Tabela 4.4. Resultados de ensaios de laboratório para o solo residual.	135
Tabela 4.5. Dados gerais das estações climatológicas	139
Tabela 4.6. Parâmetros de precipitação de cada estação.....	141
Tabela 4.7. Locais críticos para avaliação de risco	147
Tabela 4.8. Registro de trânsito mensal por categorias (GCA, 2010).....	148
Tabela 4.9. Distribuição do trânsito de veículos na estrada período 2006 a 2009.....	149
Tabela 4.10. Estatísticos do trânsito mensal	150
Tabela 4.11. Tarifas nos pedágios na entrada do túnel	152
Tabela 4.12. Tarifas no pedágio na estrada alternativa	152
Tabela 4.13. Média horária de veículos de cada categoria por ano.	152
Tabela 4.14. Custo horário de cada categoria, passando pelo túnel, para cada ano.....	153
Tabela 4.15. Custo horário de cada categoria passando pela via alternativa.	153
Tabela 4.16. Pedágios não arrecadados por causa dos movimentos de massa.....	153
Tabela 4.17. Pedágios arrecadados na estrada alterna devido aos movimentos de massa.....	154
Tabela 4.18. Custos de projetos para estabilização de 15 locais ao longo da estrada.....	156
Tabela 4.19. Dados de custos de construção de estradas na Colômbia.....	157
Tabela 4.20. Custos assumidos para a estrada	158
Tabela 5.1. Precipitação antecedente no setor ocidental com quedas de rocha.	162
Tabela 5.2. Precipitação precedente no setor ocidental com quedas de rocha.....	162
Tabela 5.3. Precipitação antecedente no setor ocidental sem quedas de rochas.....	163
Tabela 5.4. Precipitação precedente no setor ocidental sem quedas de rochas.....	163
Tabela 5.5. Limiares de falha com quedas de rocha	165
Tabela 5.6. Limiares de falha sem quedas de rocha.....	166
Tabela 5.7. Precipitação precedente no setor oriental.....	170
Tabela 5.8. Limiares de falha para o setor oriental	171
Tabela 5.9. Avaliação de limiares para movimentos de massa do ano 2010 usando o limiar do setor ocidental.....	175
Tabela 5.10. Probabilidade anual de excedência e de probabilidade temporal para o setor ocidental.....	176

Tabela 5.11. Probabilidade anual de excedência e probabilidade temporal de falha para o setor oriental.....	178
Tabela 5.12. Locais críticos do setor ocidental sem considerar quedas de rocha	178
Tabela 5.13. Probabilidade anual de excedência e probabilidade temporal para o setor ocidental sem quedas de rocha.....	179
Tabela 5.14. Avaliação da ameaça no setor ocidental.....	180
Tabela 5.15. Avaliação da ameaça no setor oriental	182
Tabela 5.16. Avaliação da ameaça no setor oriental (Continuação)	183
Tabela 5.17. Avaliação da ameaça no setor ocidental sem quedas de rocha	183
Tabela 5.18. Avaliação da ameaça no setor ocidental sem quedas de rocha	184
Tabela 5.19. Parâmetros mecânicos dos solos (Hidalgo <i>et al.</i> , 2012).....	186
Tabela 5.20. Erro ao calcular a probabilidade de falha FOSM-Monte Carlo	193
Tabela 5.21. Resultados de aceleração crítica a área completa da Figura 5.5 e probabilidade de falha com $A_h=0,2g$	196
Tabela 5.22. Resultados de probabilidade do fator de segurança ser menor do que 1,0 quando $A_h=0,2g$, para área completa da Figura 5.5.	197
Tabela 5.23. Probabilidade do deslocamento ser maior do que 5 cm quando $A_h=0,2g$, para área completa da Figura 5.5	197
Tabela 5.24. Resultados de aceleração crítica a área próxima (200 m) da via na Figura 5.5 e probabilidade de falha com $A_h=0,2g$	200
Tabela 5.25. Resultados de probabilidade do fator de segurança ser menor do que 1,0 quando $A_h=0,2g$, para a área próxima (200 m) da via na Figura 5.5.,	201
Tabela 5.26. Resultados de probabilidade dos deslocamentos serem maiores do que 5 cm quando $A_h=0,2g$, para a área próxima (200 m) da via mostrada na Figura 5.5.....	201
Tabela 5.27. Probabilidade temporal de falha dos taludes para o setor oriental	202
Tabela 5.28. Avaliação da ameaça por sismo no setor oriental	203
Tabela 5.29. Sensibilidade de método de Monte Carlo com o número de interações para um talude de 20 m de altura e 45° de declividade.....	206
Tabela 5.30. Sensibilidade da probabilidade de falha com diferentes declividades do talude de 20 m de altura.	206
Tabela 5.31. Resultados da avaliação pelo método FOSM para o talude de 45° seco.	207
Tabela 5.32. Resultados da avaliação pelo método de estimativas pontuais	208

Tabela 5.33. Resultados do fator de segurança usando técnicas de lógica <i>fuzzy</i> para um valor de $\alpha=0,5$	210
Tabela 5.34. Resultados da avaliação pelo método FOSM para o talude de 45° seco.	210
Tabela 5.35. Parâmetros de resistência para análise de incertezas (Modificada de Pava & Raigoza, 2012)	213
Tabela 5.36. Fator de segurança e probabilidade de falha do km5+000 condição seca (Pava & Raigoza, 2012).....	214
Tabela 5.37. Fator de segurança e probabilidade de falha do km5+000 condição saturada ..	214
Tabela 5.38. Probabilidade total de falha do talude km5+000.....	215
Tabela 6.1. Risco de morte na estrada a partir de dados estatísticos setor ocidental	217
Tabela 6.2. Risco de morte na estrada a partir de dados estatísticos do setor oriental.....	218
Tabela 6.3. Modificação dos índices de qualificação da probabilidade temporal.....	219
Tabela 6.4. Modificação dos índices de qualificação da probabilidade de se ter uma fatalidade modificada.....	219
Tabela 6.5. Matriz de consequências	219
Tabela 6.6. Qualificação do nível de consequências modificada.....	220
Tabela 6.7. Matriz de níveis de risco estimado modificado.....	220
Tabela 6.8. Ajustes à estimação do nível de risco NRE para o setor ocidental.	220
Tabela 6.9. Ajustes à estimação do nível de risco NRE para o setor oriental.....	222
Tabela 6.10. Dados de dias com movimentos de massa e trânsito médio diário.	223
Tabela 6.11. Probabilidade de que um veículo seja danificado	224
Tabela 6.12. Probabilidade dum veículo ser atingido se ocorrer um deslizamento	224
Tabela 6.13. Estimação do nível de risco NRE para o setor ocidental	227
Tabela 6.14. Estimação do nível de risco NRE para o setor oriental	229
Tabela 6.15. Estimação do NRE para o setor ocidental sem quedas de rocha.....	229

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 2.1. Ciclo de análise de decisão em função do risco (Modificado de Einstein, 2003)	11
Figura 2.2. Modelo conceitual de investigação (Isaza, 2011).....	16
Figura 2.3. Árvore de eventos para estruturas tipo 3 (Isaza, 2011).....	17
Figura 2.4. Limiar de falha proposto para Antioquia e o Valle de Aburrá (Modificado de Aristizábal <i>et al.</i> , 2010).....	27
Figura 2.5. Localização dos movimentos de massa segundo a área de influência de estações hidrometeorológicas no vale de Aburrá (Aristizabal <i>et al.</i> , 2011).	27
Figura 2.6. Relação entre precipitação média mensal no vale de Aburrá e os movimentos de massa do período 1989-2008 (Aristizabal <i>et al.</i> , 2011)	28
Figura 2.7. Áreas afetadas por deslizamentos deflagrados por sismos (Modificado de Kornforth, 2005)	31
Figura 2.8. Esquema ilustrando o modelo de Newmark (1965).....	34
Figura 2.9. Esquema do modelo usado para o talude infinito	35
Figura 2.10. Exemplo do registro acelerométrico do sismo de Irpinia (PGA 0,156g), Ms 6,8 com aceleração crítica $a_c=0,045g$ (Tomado de Romeo, 2000)	38
Figura 2.11. Curva de fragilidade para um edifício de oito andares (Modificado de Moreno & Bairan, 2010).....	39
Figura 2.12. Representação gráfica do índice de confiabilidade da aproximação FORM (Modificado de Nadim, 2007).....	47
Figura 2.13. Distribuição de frequência de FS (Modificado Nadim <i>et al.</i> , 2005).....	49
Figura 2.14. Variação da probabilidade de falha por deslizamento do muro de arrimo em função do coeficiente de variação dos parâmetros (Hidalgo & Assis, 2010)	50
Figura 2.15. Obtenção de números aleatórios através de uma distribuição (Honjo, 2008)	57
Figura 2.16. Esquema do muro de contenção analisado. (Modificado de Duncan, 2000).....	64
Figura 2.17. Variação da probabilidade de falha em função de coeficientes de variação diferentes para cada parâmetro.	67
Figura 2.18. Exemplo de funções de pertinência (Saboya <i>et al.</i> , 2006).....	73
Figura 2.19. Ilustração da união e interseção de conjuntos fuzzy	75
Figura 2.20. Ilustração do método do vértice	78
Figura 2.21. Função de pertinência do coeficiente de atrito entre solo e concreto	80

Figura 2.22. Função de pertinência do ângulo de atrito	80
Figura 2.23. Função de pertinência do peso específico do solo	81
Figura 2.24. Função de pertinência do peso específico do concreto	81
Figura 2.25. Funções de pertinência do fator de segurança para vários níveis de α	82
Figura 2.26. Função de pertinência do fator de segurança, parâmetros com CV=10%	82
Figura 2.27. Função de pertinência do fator de segurança, parâmetros com CV=15%	82
Figura 2.28. Função de pertinência do fator de segurança, parâmetros com CV=20%	83
Figura 2.29. Função de pertinência do fator de segurança, parâmetros com CV=30%	83
Figura 2.30. Curvas de vulnerabilidade direta de uma estrada no oriente da Colômbia (Prieto <i>et al.</i> , 2007)	84
Figura 2.31. Carta F-N mostrando o risco médio anual para uma variedade de obras civis tradicionais e outros projetos (Modificado de Baecher & Christian 2003)	97
Figura 2.32. Probabilidade anual de falha - fator de segurança (Silva <i>et al.</i> , 2008)	98
Figura 2.33. Carta F-N para o risco da sociedade em Hong Kong (ERM, 1998)	99
Figura 3.1. Ilustração da inter-relação da ameaça e da vulnerabilidade para gerar o risco....	105
Figura 3.2. Representação esquemática da metodologia proposta inicialmente	106
Figura 3.3. Representação esquemática da metodologia usada na avaliação de deslizamentos por sismo (Modificado de Hidalgo <i>et al.</i> , 2012)	110
Figura 3.4. Probabilidade de excedência da PGA para o Vale de Aburrá, Colômbia. (Modificado de AMVA, 2007)	112
Figura 3.5. Fluxograma da metodologia de avaliação para estradas existentes.....	115
Figura 3.6. Fluxograma da metodologia de avaliação para estradas novas	116
Figura 3.7. Ilustração dos registros existentes na estrada em estudo.	118
Figura 3.8. Ilustração dos registros existentes na estrada para estimar os custos e volumes.	119
Figura 3.9. Ilustração geral do banco de dados elaborado.	119
Figura 3.10. Localização aproximada da estrada “Conexão Viária Aburra-Cauca” (Mapas tomados de INVIAS, 2012, Wikimedia, 2012a, 2012b).	121
Figura 3.11. Localização da estrada e dos trechos (Imagem tomada de <i>Google Maps</i>)	122
Figura 3.12. Panorâmica da estrada no setor ocidental-Trecho 4	122
Figura 3.13. Panorâmica da estrada no setor oriental-Trecho 2.....	123
Figura 3.14. Processos que afetam depósitos e rochas do Complexo Quebrada grande.....	124
Figura 3.15. Processos morfodinâmicos afetando os xistos do Complexo Cajamarca.	125
Figura 3.16. Processos erosivos superficiais.	126
Figura 3.17. Deslizamento de tipo rotacional.	126

Figura 3.18. Processos erosivos detonantes de vários danos nos taludes.	127
Figura 3.19. Taludes afetados pelos diferentes processos morfodinâmicos.	128
Figura 4.1. Geologia e localização de estações pluviométricas no setor oriental	129
Figura 4.2. Histograma do ângulo de atrito.....	136
Figura 4.3. Histograma da coesão não saturada	136
Figura 4.4. Histograma da coesão saturada efetiva.	137
Figura 4.5. Localização das estações meteorológicas próximas da estrada (Imagem tomada de <i>Google Maps</i>)	138
Figura 4.6. Registros de precipitação diária na estação La Iguaña.	139
Figura 4.7. Registros de precipitação diária na estação Llanos de San Juan.....	140
Figura 4.8. Registros de precipitação diária na estação La Aldea.....	140
Figura 4.9. Registros de precipitação diária na estação San Cristóbal.....	141
Figura 4.10. Média das precipitações diárias registrada nas três estações.	142
Figura 4.11. Distribuição temporal dos movimentos de massa da estrada completa.....	143
Figura 4.12. Distribuição por mês dos movimentos de massa da estrada completa.	143
Figura 4.13. Distribuição temporal dos movimentos de massa no setor ocidental.	144
Figura 4.14. Distribuição temporal de movimentos de massa no setor ocidental, excluindo quedas de rochas e de pedras.	145
Figura 4.15. Distribuição temporal de movimentos de massa no setor oriental.	145
Figura 4.16. Distribuição temporal de volumes gerados na estrada.....	146
Figura 4.17. Distribuição dos movimentos de massa ao longo da estrada.....	146
Figura 4.18. Variação do trânsito durante os quatro anos analisados.	150
Figura 4.19. Comparação do comportamento do trânsito da estrada e a ocorrência de movimentos de massa.	151
Figura 4.20. Volume acumulado de material deslizado medido na caçamba do caminhão... 155	
Figura 4.21. Custo da remoção do material deslizado inclui transporte e disposição final. .. 155	
Figura 4.22. Variação de custos de construção da estrada para diferentes condições (Modificado de Garzón <i>et al.</i> , 2012).....	157
Figura 4.23. Tela de entrada da aplicação e gráficos geradas	159
Figura 5.1. Limiar para a condição de chuva precedente de 15 dias e antecedente de 5 dias. Com dados da estação La Aldea sem considerar quedas de rocha.	167
Figura 5.2. Limiar para a condição de chuva precedente de 15 dias e antecedente de 5 dias. Com dados da estação La Aldea com quedas de rocha	168
Figura 5.3. Comparação do limiar para PA ₃ e PP ₁₅ desta pesquisa com a Equação 2.11.	169

Figura 5.4. Comparação do limiar para PA_3 e PP_{15} desta pesquisa com a equação 2.10.....	173
Figura 5.5. Localização do trecho estudado e geologia	185
Figura 5.6. Modelo digital do terreno	187
Figura 5.7. Mapa de Unidades Geológicas	188
Figura 5.8. Distribuição dos valores de aceleração no nível de rocha esperados na zona para 475 anos de período de retorno. (Hidalgo <i>et al.</i> , 2012, Modificado de AMVA 2007).....	189
Figura 5.9. Distribuição da probabilidade de saturação no vale de Aburrá (Vega, 2013).	192
Figura 5.10. Erro na determinação da probabilidade total de falha em termos do fator de segurança, deslocamento e de aceleração crítica.	194
Figura 5.11. Erro na determinação da probabilidade de falha em termos do fator de segurança em condições secas e saturadas.....	195
Figura 5.12. Erro na determinação da probabilidade de falha em termos da aceleração crítica em condições secas e saturadas.....	195
Figura 5.13. Erro na determinação da probabilidade de falha em termos do deslocamento em condições secas e saturadas.....	196
Figura 5.14. Curva de probabilidade total de falha em termos de β_1	198
Figura 5.15. Distribuição da probabilidade de falha total para $A_h=0,2g$	199
Figura 5.16. Probabilidade total de que a aceleração crítica seja menor do que $0,2g$	199
Figura 5.17. Valores de probabilidade total de falha para $PGA=1,0 g$	200
Figura 5.18. Modelo utilizado no <i>software</i> Slide 6,0,.....	205
Figura 5.19. Intervalo com $\alpha=0,5$ para a coesão.....	209
Figura 5.20. Intervalo com $\alpha=0,5$ para o ângulo de atrito efetivo	209
Figura 5.21. Intervalo com $\alpha=0,5$ para o peso específico úmido.....	210
Figura 5.22. Localização do talude analisado km5+000 (Solingral, 2007).....	212
Figura 5.23. Perfil estratigráfico do talude (Solingral, 2007).	212

LISTA DE SÍMBOLOS, ABREVIACIONES E NOMENCLATURA

a	Aceleração do sismo
A	Ameaça de deslizamento por chuvas
A	Subconjunto de X
a_c	Aceleração crítica
A_h	Aceleração máxima do terreno devida a sismo
A_h	Aceleração produzida pelo sismo dada como fração da aceleração da gravidade
A_i	Área afetada pelo deslizamento de terra duma certa categoria
ALARP	Tao baixo como seja razoável na prática (<i>As Low As Reasonably Practicable</i>)
A_t	Área total pertencente à categoria do deslizamento
a_y	Aceleração horizontal gerada pelo sismo
B	Evento de que os deslocamentos sejam maiores que o nível de referência
B	Subconjunto de X
BSF	<i>Building Stock Fragility</i>
c	Coesão do solo
C1, C2, C3, C4, C5	Indicadores das consequências dos deslizamentos
CAT	Categoria dos veículos nos pedágios
C_D	Custo direto
CDF	Função de distribuição de probabilidade acumulada
CGS	<i>California Geological Service</i>
C_I	Custo indireto
C_{IDV}	Custos pelo incremento das distâncias de viagem quando a estrada permanece fechada muito tempo
C_{NP}	Custo devido à não cobrança dos pedágios durante um tempo t
C_{NP}	Custos de não cobrar o pedágio
CPi	Custo do pedágio para o veículo tipo i se a estrada alternativa não tem pedágio ou a diferença entre os custos dos pedágios quando a alternativa possui pedágio
C_R	Custo de reparar a estrada
C_S	Custo de substituir os elementos danificados
C_T	Custo total associado à ocorrência dos eventos
C_{TT}	Custo das perdas de tempo de trabalho dos funcionários que não conseguem chegar ao trabalho no tempo t
CU	Consolidado e não drenado
CV	Coefficiente de variação
D	Duração da chuva
D_N	Deslocamento calculado
$[D_N]$	Deslocamento do terreno devido ao sismo
D_{Nc}	Deslocamento considerado como o limite a partir do qual se produz o dano
E	Força paralela ao talude devida ao sismo
E[F]	Valor esperado da função F
E_a	Empuxo ativo
EPA	Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos
$f_A(x)$	Função de pertinência de A

$f_B(x)$	Função de pertinência de B
FORM	<i>First order reliability method</i>
FOSM	<i>First order second moment method</i>
FS	Fator ou coeficiente de segurança estático
FS ₁	Fator ou coeficiente de segurança pseudostático
FS _D	Fator de segurança por deslizamento de um muro de arrimo
F _v	Somatório de forças verticais
G(X)	Função de desempenho
GLE	<i>General limit equilibrium method</i>
GTU	Teoria Geral da Incerteza
H	Espessura da zona de falha num talude infinito
h	Hora
H1, H2M H3, H4, H5	Indicadores da ameaça por deslizamento na estrada
H _w	Altura da água com respeito à superfície de deslizamento
I	Intensidade do deslizamento
I _A	Intensidade Arias
i _{ac}	Precipitação acumulada das 96 h precedentes
i _c	Precipitação crítica horária (mm)
I _K	Parâmetro intensidade cinética da categoria do deslizamento
I _M	Parâmetro de intensidade cinemática da categoria do deslizamento
IP	Índice de plasticidade
ISSMGE	<i>International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering</i>
K	Relação entre a aceleração crítica (a_c) e <i>PGA</i>
kN	Kilonewton
K _s	Permeabilidade saturada dos solos
K _s	Razão de impacto especial do deslizamento
L1, L2, L4, L5, L6	Indicadores da probabilidade de falha
LAA	Chuva antecedente acumulada
LL	Limite líquido
ll ₁₅	Chuva acumulada 15 dias antes dos 3 dias
ll ₃	Chuva acumulada de 3 dias antes do evento
LL ₅	Chuva acumulada de 5 dias calculada com o limiar obtido para o local
LL _{5m}	A chuva acumulada de 5 dias calculada a partir dos registros dos pluviômetros
LLan	Chuva anual
LLcrit	Chuva crítica
LP	Limite de plasticidade
M	Magnitude do sismo mais provável no local estudado
M	Metro
M1, M2, M3, M4, M5	Indicadores da magnitude do movimento de massa
Max	Máximo valor
MEP	Método das estimativas pontuais
MG	Estado de Minas Gerais do Brasil
Min	Mínimo valor
Mm	Milímetros
ND _S	Número de falhas no local avaliado
ND _T	Número total de falhas na estrada inteira devido ao fato de que o limiar de chuva foi excedido

NRE	Nível de Risco Estimado
NVi	Número de veículos de tipo i que poderiam passar pela estrada no período em que esta fica fechada
P	Probabilidade de movimento de massa
P(r)	Probabilidade de falha
P($X \leq x$)	Probabilidade de que a variável X seja menor ou igual que um valor x
P($X \geq x$)	Probabilidade de que a variável X exceda um valor x
P[C/T]	Probabilidade condicional de que se apresentem danos se ocorre a falha T
P[T]	Probabilidade de que ocorra um evento ameaçante
PA	Precipitação acumulada, excluindo a precipitação do dia do acidente
PA _j	Chuva acumulada dos dias antecedentes
PD	Precipitação diária do dia do deslizamento
PE	Probabilidade de excedência do Ah
PE	Probabilidade de falha do talude devido à chuva
Per	São as perdas do elemento
PF _{ac}	Probabilidade de que a aceleração crítica seja menor que a Ah
PFE	Probabilidade de falha total em condição estáticas
P _{fns}	Probabilidade de falha em condição não saturada
P _{fs}	Probabilidade de falha do talude devido à ação do sismo em condição saturada
P _{ft}	Probabilidade de falha total
PFTD	Probabilidade de falha total em condição dinâmica
PGA	<i>Pick ground acceleration</i>
PLL	Perda potencial de vidas
PLR	Probabilidade condicional de que se apresente um movimento de massa posto que se atinja o limiar
PM	Probabilidade anual de morte
POS	Probabilidade de ocorrência do sismo
PP _i	Chuva acumulada dos i dias antecedentes
PR	Probabilidade de excedência do limiar
P _s	Probabilidade marginal de que o solo esteja saturado
PT	Probabilidade anual de que se produza um movimento de massa por ação dos sismos
R	Capacidade ou resistência do sistema
R	Precipitação diária
R	Risco
R1, R2, R3, R4, R5	Índices de ponderação da velocidade de falha
R ₁₅	Chuva precedente de 15 dias
R ₃	Chuva antecedente de 3 dias
Rie	Risco de que um elemento apresente danos
r _K	Fator de relevância cinética da categoria do deslizamento
r _M	Fator de relevância cinemática da categoria do deslizamento
R _T	Precipitação correspondente ao limiar de ruptura
S	Demanda ou cargas do sistema
S	Fragilidade dos elementos em risco
S1, S2, S3, S4, S5	Indicadores da escala da falha
SIATA	Sistema de Alerta Precoce do Vale de Aburrá
SPT	Ensaio de penetração normal
T	Duração Dobry

t	Tempo
T1, T2, T3, T4, T5	Indicadores da probabilidade temporal dos indivíduos
TE	Taxa de excedência do limiar
T_o	Duração do registro do acelerograma
U	Conjunto universal
$u(C)$	Função de custo das consequências
UNAL	Universidade Nacional de Colômbia
USACE	Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos
USDT	Departamento de Transportes dos Estados Unidos
V	A vulnerabilidade do elemento
\bar{V}	Índice de vulnerabilidade
$V[F]$	Variância da função F
V1, V2, V3, V4, V5	Indicadores da vulnerabilidade dos usuários da estrada
V_e	Valor do elemento
V_e	Vulnerabilidade de um elemento e
W	Peso do corpo [kN]
W_{BSF}	Peso dos indicadores para estimar vulnerabilidade de edificações
x	Elementos genéricos do conjunto U
X	Variável aleatória
X_U, X_L	Valores extremos de um intervalo da variável X
Z	Função de estado limite
Δx	Acréscimo da variável x
α	Ângulo médio de declividade do talude ou encosta
α	Grau de suporte ou valor de pertinência
β	Índice de confiabilidade
β_1	Índice de confiabilidade calculado em termos da aceleração crítica
β_2	Índice de confiabilidade calculado em termos dos deslocamentos
δ	Ângulo de atrito entre o concreto e o solo
ϕ	Ângulo de atrito do solo
γ	Peso específico do solo
γ_{Con}	Peso específico do concreto
γ_{eq}	Peso específico do fluido equivalente
γ_{sue}	Peso específico do solo de aterro
γ_w	Peso específico da água
λ	Parâmetro da distribuição de Poison
$\mu(X)$	Função de pertinência
μ_M	Média do margem de segurança
μ_r	Média da capacidade ou resistência
μ_s	Média da demanda ou solicitações
μ_Z	Média da função do estado limite Z do fenômeno
θ	Confiabilidade
ρ_{RS}	Covariância da resistência e das cargas
$\sigma[a_c]$	Desvio padrão da aceleração crítica
$\sigma[X]$	Desvio padrão da variável X
σ_M	Desvio padrão do margem de segurança
σ_r	Desvio padrão da demanda
σ_s	Desvio padrão da capacidade
σ_Z	Desvio padrão da função do estado limite Z do fenômeno

1 INTRODUÇÃO

Os movimentos de massa e, em particular, os deslizamentos constituem, junto com as enchentes, uma das ameaças naturais que apresenta o maior grau de recorrência em todo o mundo e, portanto, são causantes de fortes danos às sociedades, particularmente em cidades densamente povoadas em zonas montanhosas. Estimativas realizadas mostram que a quantidade de deslizamentos registrados ao redor do mundo e, especialmente, em países montanhosos, supera as de outras ameaças naturais como sismos, furacões e vulcões (Chen & Lee, 2004, Bonachea, 2006). Em cidades como Medellín, Colômbia, e sua área metropolitana apresenta-se uma tendência similar na qual os movimentos de massa superam aos sismos em nível de danos. Várias cidades brasileiras também se podem incluir nesta situação, e recentemente tem se apresentado grandes danos em estados como Santa Catarina, Rio de Janeiro, Espírito Santo, Minas Gerais, São Paulo, etc.

Por outro lado -- por diversos fatores sociais, econômicos e políticos em vários países da América Latina como Brasil e Colômbia -- tem sido privilegiado o sistema de transporte por rodovias, acima de outros mais eficientes, como o sistema ferroviário, fazendo com que a maior parte da carga e dos passageiros seja transportada por este meio. Estima-se que no ano 2009 no Brasil 61% da carga e 53% dos passageiros de viagens internacionais e interestaduais se deslocaram por estradas (CNT, 2009). Para Colômbia, a partir de dados do seu Ministério do Transporte, estima-se que em 2007, 98% dos passageiros em viagens intermunicipais e interdepartamentais e 70% da carga nacional foram transportados por estradas. Isto faz que o transporte seja uma importante atividade econômica nesses países. Na Colômbia, por exemplo, o transporte representa aproximadamente 4% do PIB, e dentro deste percentual o modo terrestre representa o 71,5% (MINTRANSPORTE, 2008).

Considerando o anteriormente afirmado, e sabendo que o transporte se encontra os fatores que possuem maior peso na competitividade econômica de uma região ou país, observa-se claramente que o funcionamento contínuo das estradas deveria ser prioridade para qualquer país. Porém evidencia-se que os sistemas viários apresentam interrupções frequentes devido a instabilidades nos taludes, particularmente de taludes de corte e em temporadas de chuva.

Os níveis de risco nas estradas acabam sendo altos e a sociedade em geral é afetada devido às perdas diretas e indiretas que estas interrupções geram. Até hoje as estradas têm

sido projetadas para cumprir a função de juntar dois locais baseados em critérios do menor custo possível, mas as consequências dos problemas de instabilidade na sua construção e operação têm sido pouco consideradas na tomada de decisões de construção. Assim é possível ver taludes de grande altura e alta declividade em estradas de alto fluxo veicular, sendo dadas ao serviço sob o intuito de que os taludes vão atingir uma condição de equilíbrio ao longo do tempo, mas os riscos para vida e elementos da estrada não são avaliados adequadamente.

Igualmente, nota-se pouco entendimento sobre as condições e agentes que geram os movimentos de massa, especialmente a relação com a precipitação pluviométrica e os sismos.

As avaliações de risco com técnicas como a da confiabilidade entre outras se apresentam como boa opção para o adequado entendimento dos processos associados com movimentos de massa em estradas e a tomada de decisões na estabilização e são assim usados nesta tese.

1.1 Motivação da Pesquisa

Em zonas montanhosas é comum a ocorrência de deslizamentos de terra e de rochas que produzem altas perdas econômicas, impactos ambientais, lesões e mortes de pessoas. Países como Brasil e Colômbia apresentam problemas de estabilidade de taludes em grandes cidades devido ao crescimento desordenado (Saboya *et al.* 2006), mas também se apresentam problemas nas estradas, pois persiste a falta de adequado planejamento e de projetos que considerem os riscos de forma rigorosa e que incluam as necessárias medidas, estruturais ou não, para sua mitigação. Particularmente, durante as temporadas de chuva, a ocorrência de deslizamentos é crítica. Os deslizamentos e movimentos de massa em geral, constituem uma das maiores causas de prejuízos causados no mundo por fenômenos naturais, sendo atribuídos a estes fenômenos os maiores níveis de prejuízos (Chen & Lee, 2004, Kornforth, 2005, Glade & Crozier, 2005, Bonachea, 2006). Algumas estimativas indicam que 14% dos prejuízos (Bonachea, 2006), e pelo menos 0,54% das mortes causados no mundo por fenômenos naturais são devidos a movimentos de massa (Chowdhury *et al.*, 2010). Na área metropolitana de Medellín, Colômbia, os movimentos de massa representam 35% das ocorrências de desastres, mas apresentam os maiores danos com 74% das mortes e 33% de danos em edificações (Aristizábal & Gomez, 2007). As estradas e outros projetos lineares são elementos muito afetados por deslizamentos, pois a cada ano são gastos milhões de reais com estes eventos, porém muitos dos prejuízos causados por estes deslizamentos não são valorados adequadamente visto decorrerem das perdas indiretas da sociedade resultantes da interrupção da conectividade das estradas.

Na Colômbia, particularmente no departamento de Antioquia e no Vale de Aburra, as vias que as ligam com as do resto do país têm apresentado sérios problemas de instabilidade de taludes causadoras de interrupção da conectividade, perdas materiais, lesões de pedestres, passageiros e motoristas e várias fatalidades. Devido a isto mostra-se necessário a declaração de várias emergências viárias (CCI, 2008) com altos custos como, por exemplo, a emergência viária declarada em janeiro de 2008 pelo Decreto 0126 de 23 de janeiro de 2008 do Governo de Antioquia com custo de 120 bilhões de pesos colombianos aproximadamente, equivalente a 120 milhões de reais no ano 2008.

Em geral se atribui estes problemas a fatores naturais, como precipitações pluviométricas extraordinárias e às frágeis condições geológicas ou geotécnicas de solos e rochas. Porém nos últimos anos isso se evidencia também porque normalmente os taludes nos projetos viários são projetados e construído sob hipóteses bastante simples e não condizentes com os altos níveis de incerteza associados à variabilidade geológica e geotécnica e às limitações de muitos modelos e ferramentas de cálculo usadas para este fim. Além disso se observa que as decisões para construir uma estrada subordinam-se a critérios meramente financeiros e econômicos. Este tipo de abordagens no projeto de estradas vem se refletido em projetos recentes que apresentam graves problemas de instabilidade de taludes produzindo grandes perdas econômicas e lamentáveis lesões e mortes de pessoas. Embora em novas estradas na Colômbia se levem em consideração novos critérios de projeto, aquelas estradas construídas anteriormente continuam apresentando problemas desta natureza, mostrando-se portanto urgente utilizar técnicas de gerenciamento de risco para mitigar o perigo de deslizamentos nestas estradas.

Metodologias de análise que levem em contra a avaliação de risco constituem boa alternativa para o projeto de taludes, considerando a incerteza e as consequências. Porém, atualmente não existe metodologia completamente aceita que permita avaliar o risco por deslizamentos em estradas, considerando os diferentes fatores envolvidos (ameaça e vulnerabilidade). Esta pesquisa irá contribuir para o desenvolvimento de metodologia que permita, de forma sistemática, avaliar os níveis de risco dos usuários em estradas. Como consequência positiva, os projetos poderão ser concebidos com maior segurança e menores incertezas.

1.2 Objetivos da Pesquisa e Escopo

O principal objetivo desta pesquisa foi o de desenvolver metodologia para a avaliação do risco por movimentos de massa em rodovias localizadas em zonas tropicais montanhosas,

incorporando técnicas para tomada de decisões em ambientes de incerteza e variabilidade geotécnica.

Para isto foi realizada revisão bibliográfica com o intuito de estabelecer um estado da arte do estudo de risco por movimentos de massa, analisando as metodologias mais usuais no mundo e identificando as variáveis que intervêm no risco por deslizamento de taludes em estradas e quantificar o seu grau de influência.

Posteriormente foi efetuada avaliação das relações entre chuva e escorregamentos em estradas de montanha, bem como sobre o grau de incerteza dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos residuais sobre a estabilidade de taludes.

Em terceira instância foi desenvolvido um modelo para avaliação da probabilidade de ocorrência de deslizamento em estradas de zonas tropicais e este foi aplicado para avaliar o risco por deslizamentos ou movimentos de massa numa estrada montanhosa.

Finalmente foi desenvolvida uma proposta para avaliação da vulnerabilidade (custo da consequência) a partir da elaboração de curvas de custos diretos e indiretos dos deslizamentos em estradas.

Tudo isto foi compilado para iniciar a elaboração de uma ferramenta computacional que permita sistematizar o processo de avaliação de risco, particularmente na coleta e administração de dados de movimentos de massa.

1.3 Organização da Tese

Esta tese está dividida em sete capítulos cujo conteúdo é resumido a seguir:

No Capítulo 1 expõe-se a importância e relevância do tema proposto, os objetivos e o escopo da pesquisa.

No Capítulo 2 se apresenta uma revisão bibliográfica para estabelecer o embasamento teórico para a elaboração da metodologia de avaliação de risco. Como parte deste capítulo, são apresentados alguns exemplos de aplicação sobre casos hipotéticos para ajudar nas análises.

No Capítulo 3 são discutidas as teorias apresentadas no Capítulo 2, se apresenta a proposta da metodologia geral de avaliação de riscos por deslizamentos em estradas e se descreve a metodologia usada no desenvolvimento da pesquisa e o caso de estudo selecionado.

No Capítulo 4 são apresentados os dados e informações obtidas para a elaboração da pesquisa em relação ao caso de estudo. A informação é processada estatisticamente com o intuito de estimar e avaliar a incerteza dos parâmetros.

No Capítulo 5 é realizada a avaliação da probabilidade de ocorrência de deslizamentos e movimentos de massa na estrada. Inicialmente são realizadas análises baseadas em relações estatísticas entre chuva e deslizamentos para a estrada completa. Depois é avaliada a probabilidade de movimentos de massa detonados por sismo para a estrada completa. Finalmente são feitas análises sobre dois casos de taludes individuais, um deles hipotético, mas representativo das condições da estrada; o segundo caso discorre sobre um talude real.

No Capítulo 6 é realizada a avaliação de vulnerabilidade e risco por movimentos de massa na estrada. Inicialmente são realizadas análises para os deslizamentos detonados por chuva para a estrada completa. Depois é avaliada a vulnerabilidade por movimentos de massa detonados por sismo para a estrada completa. Finalmente são feitas análises sobre dois casos de taludes individuais, um deles hipotético, mas representativo das condições da estrada, o segundo trata de um talude real.

No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões obtidas das análises de risco e são feitas recomendações e sugestões para pesquisas que, no futuro, tratem do assunto.

Como complemento do volume impresso, foi gerado um disco compacto que contém a base de dados gerada para este trabalho. O disco contém a informação de movimentos de massa, precipitação, ensaios de laboratório, e resultados intermediários das análises realizadas e que não foram apresentados neste volume. Os arquivos se apresentam em formatos de Excel Word e Acces.

2 RISCOS POR MOVIMENTOS DE MASSA E AVALIAÇÃO DE INCERTEZAS

Como apresentado no capítulo anterior, os movimentos de massa representam um dos maiores riscos para a vida e as propriedades das pessoas. Quando existem problemas de instabilidade é necessário tomar decisões em relação às intervenções necessárias, as quais quase sempre são decididas sem clara visualização e avaliação dos problemas latentes em caso de sua eventual falha.

A avaliação quantitativa de risco por movimentos de massa permite a tomada de decisões de forma mais racional considerando suas consequências. As análises de risco precisam da determinação da probabilidade de falha e de que se produzam danos nos elementos expostos e, para isto, é necessário introduzir nos cálculos alguma forma de lidar com as incertezas.

Como noutros processos da Geotecnia, a avaliação de risco por movimentos de massa apresenta altos níveis de incerteza, pois muitas são as fontes que a geram. Em particular, a análise de estabilidade de taludes escavados em solos tropicais é bastante afetada pelas incertezas resultantes da variabilidade destes materiais e das dificuldades para sua modelagem. Estas devem ser consideradas e avaliadas, mas em geral isto não acontece, segundo alguns autores isso ocorre por falta de familiaridade dos engenheiros com as técnicas pertinentes (Duncan, 2000, El-Ramly *et al.* 2002).

Existe pouca unicidade no tratamento destes problemas. A seguir são apresentados conceitos teóricos sobre avaliação de risco, passando pela avaliação de incertezas em Geotecnia e avaliação de risco por deslizamento em estradas.

2.1 Risco, Ameaça e Vulnerabilidade

Embora o conceito de risco tenha ganhado muita preponderância nos trabalhos técnicos em anos recentes, existem diferentes percepções e definições do que é risco. Por exemplo, ainda persiste uma linha de pensamento onde o risco é simplesmente a probabilidade de um elemento falhar, porém mais recentemente o conceito tem migrado para uma definição na qual as consequências são a forma de medir o risco.

Numa visão geral do conceito de risco, qualquer situação ou processo que possa apresentar variações nos resultados esperados dentro de um período de tempo determinado,

representa uma situação de risco e tem consequências. Tais consequências podem ser benéficas ou indesejáveis e estas determinam em boa medida que o evento que gera a variação dos resultados seja considerado uma ameaça ou uma oportunidade. Por exemplo, nos mercados financeiros quando se realiza um investimento, existem possibilidades de se obter lucro ou perdas econômicas, devido a que os mercados são cambiantes, portanto a decisão de investimento ficará sujeita a uma avaliação das melhores perspectivas de maximizar o lucro ou minimizar as perdas.

Na engenharia geotécnica, em geral o interesse está centrado no risco resultante de eventos ameaçantes ou perigosos de origem natural, ou gerados pelo homem, e existem várias abordagens na sua definição. Segundo a Sociedade Internacional de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica (ISSMGE, 2004), risco é a probabilidade e severidade de um efeito adverso para a vida, a saúde, a propriedade ou o meio ambiente. Nesta definição, a severidade representa as consequências que têm sido incorporadas nas definições mais recentes. . As definições mais modernas consideram o risco de forma quantitativa como a probabilidade de que um evento adverso ocorra multiplicado pelas consequências da ocorrência do evento (Einstein, 2003, ISO, 2009). Segundo esta última visão, para que uma avaliação de risco realmente subsidie a tomada de decisões é necessário que o risco seja avaliado em termos das consequências, portanto, para efeitos deste trabalho, a avaliação de riscos por processos de estabilidade de taludes em estradas será efetuada determinando as consequências dos danos gerados sobre os elementos expostos, multiplicadas pela probabilidade de que se apresente um dano no elemento exposto.

A probabilidade de dano envolvida na definição de risco, depende de que o evento ameaçante possa ocorrer e que os elementos expostos se mostrem passíveis de danificação perante a ocorrência do evento. No caso dos deslizamentos em estradas, a probabilidade de ocorrer danos depende de que efetivamente se apresentem deslizamentos e que os elementos expostos (via, veículos e pessoas) possam ser afetados. Por exemplo, o risco para um mesmo deslizamento é diferente se o veículo afetado é um automóvel ou um caminhão, já que o primeiro tem menor capacidade de resistir às forças geradas.

Em muitos casos a probabilidade de ocorrência do evento ameaçante é chamada de ameaça, porém isto gera confusão e portanto ameaça será definida de forma mais geral como o evento de risco, ou seja, o evento incerto com probabilidade de ocorrer num dado período de tempo. Segundo autores como Guzzetti *et al.* (1999) a definição de ameaça deve incorporar os conceitos de magnitude, localização geográfica e tempo de recorrência. O primeiro conceito tange à dimensão ou intensidade do fenômeno natural; o segundo implica na

capacidade de identificar o lugar onde o evento pode ocorrer; o terceiro refere-se à frequência temporal do fenômeno.

Para efeitos deste trabalho a ameaça está dada pelos movimentos de massa que podem ocorrer num determinado período de tempo devido a chuvas e sismos. Embora a ameaça não seja sinônimo da probabilidade de ocorrência do evento perigoso, no cálculo da probabilidade de ocorrência de movimentos de massa devem ser incorporadas a magnitude e a temporalidade do evento (ISSMGE, 2004, Fell *et al.*, 2005).

A segunda parte da probabilidade de dano depende da capacidade dos elementos de resistir ou de se adaptar ao fenômeno, também conhecida como resiliência dos elementos. Isto significa que um elemento bem preparado tem alta resiliência e portanto tende a sofrer menos danos do que outro com menos preparo. Aqui entra conceito de vulnerabilidade, definido como a predisposição de um elemento a sofrer danos ou ser afetado diante da ocorrência de um evento de certa intensidade e o nível de perdas esperadas em um elemento ou sistema em relação a uma ameaça especificada. Neste caso a vulnerabilidade será entendida como a predisposição do elemento exposto a ser danificado diante uma falha dos taludes. A vulnerabilidade das estradas também poderia ser considerada não dessa ótica da segurança, mas da conectividade dos locais servidos pela estrada (Berdica, 2002).

Um termo importante em processos de avaliação de risco por movimentos de massa e muitas vezes confundido com risco é o da susceptibilidade. Deve-se entender a susceptibilidade como a facilidade relativa com que um talude pode ser afetado por um movimento de massa e como, em geral, depende de características próprias. Por exemplo, um talude conformado por solos de baixa resistência motra-se mais susceptível do que outro com melhores propriedades. Assim as características que definem a susceptibilidade são: a cobertura de solo, declividade, usos do solo, origem geológica, entre outros. Porém, mesmo que o talude seja muito susceptível, para que se configure uma situação de risco deve existir um agente deflagrador do movimento e deve existir também algum elemento exposto. Muitos mapas elaborados por técnicas de superposição de mapas, muitas vezes apresentados como mapas de risco, em geral representam unicamente a susceptibilidade.

2.1.1 Avaliação de risco

Na literatura existe ampla gama de aplicações e métodos para a avaliação de risco em diferentes tipos de problemas, inclusive aplicações à estabilidade de taludes, mas na Colômbia e no Brasil não é corriqueira a utilização deste tipo de avaliação em projetos viários. E assim

como em outros locais existem ainda discussões sobre o significado de termos como risco, vulnerabilidade e ameaça (Aneas-de-Castro, 2000, Marandola & Hogan, 2004), particularmente em áreas como as das ciências sociais e da saúde isso também tem sido bastante discutido. Quase sempre estas discussões se devem ao fato de não existir nas línguas latinas palavras equivalentes às usadas na língua inglesa. Na engenharia, igualmente, surgem algumas ambiguidades no uso dos termos, mas as definições aceitas atualmente na Geotecnia encontram-se descritas abaixo.

Existem várias abordagens para a avaliação do risco e particularmente o risco geotécnico. Porém ainda não existe um método completamente aceito, estando este tema em permanente atualização. Podem ser destacadas abordagens qualitativas, holísticas e quantitativas.

As abordagens holísticas de risco devem considerar todas as possíveis ameaças e consequências decorrentes de um evento catastrófico. Exemplo de uma abordagem holística foi o trabalho da tese de doutorado de Cardona (2001), que discute em profundidade os conceitos de ameaça, vulnerabilidade e risco considerando aspectos filosóficos e históricos, destacando que desde sempre a humanidade precisou tomar decisões de risco e que, de forma intuitiva, sempre se realiza algum tipo de análise de risco. Também deixa claro que apenas na segunda metade do século XX se começou a dar uma formalização às ferramentas que permitem fazer a modelação de problemas considerando-se os riscos.

De acordo com a discussão de Cardona (2001), a definição matemática do risco de que o elemento e apresente danos quando se produza um evento de intensidade i e durante um período de exposição t está dada da seguinte forma:

$$Rie|_t = f(A_i, V_e)|_t \quad (2.1)$$

onde V_e é a vulnerabilidade do elemento e , A_i é a ameaça do evento de intensidade i .

Entre as abordagens quantitativas pode-se destacar a proposta de Einstein (2003) e Einstein & Souza (2006). Segundo estes autores, pode-se definir o risco como o produto da probabilidade de ocorrência de evento catastrófico como um deslizamento e o custo das perdas:

$$R = P[T] \cdot u(C) \quad (2.2)$$

Onde R é o Risco, P[T] é a probabilidade de que ocorra o evento ameaçante e u(C) é o custo das consequências. C é um vetor de atributos quando se usa uma abordagem de multicritérios para sua determinação.

Considerando que também as consequências são incertas, alguns autores (Einstein, 2003, Remondo et al., 2008) consideram a vulnerabilidade a partir de uma probabilidade condicional, já que só se apresentam consequências se ocorrer o evento, ficando:

$$R = P[T] \times P[C|T] \times u(C) \quad (2.3)$$

onde P[C|T] é a probabilidade condicional de que se produzam danos C desde que ocorra uma falha T.

Os custos das medidas de mitigação e controle também podem e devem ser incorporados nesta abordagem para a determinação do risco de forma quantitativa. De forma esquemática o processo definido por Einstein (2003), desde a avaliação do risco até a tomada de decisões, pode ser apresentado na Figura 2.1. Neste processo se considera a correta coleta de informações, uma fase determinística na qual são selecionadas as variáveis mais significativas, bem como uma fase probabilística onde o risco é avaliado e são tomadas as decisões ou atualizadas as informações para avaliar novamente o risco.

De forma similar a Einstein (2003), Gitirana (2005) descreve o processo de tomada de decisões, denominado teoria da análise de decisão, como dividido em quatro (4) passos principais: (i) enquadramento, (ii) modelamento e coleta de informação, (iii) avaliação do modelo e (iv) decisão. Na primeira etapa o problema é formulado, visando determinar a maior quantidade possível de variáveis envolvidas e em geral é feito por pessoal experiente no tema. Na segunda etapa de modelação e coleta de informação deve incluir quatro passos: o primeiro é a construção do modelo determinístico, após isto se realiza a análise de sensibilidade determinista, depois é estimada a distribuição de probabilidades e finalmente se constrói o modelo probabilístico de decisão.

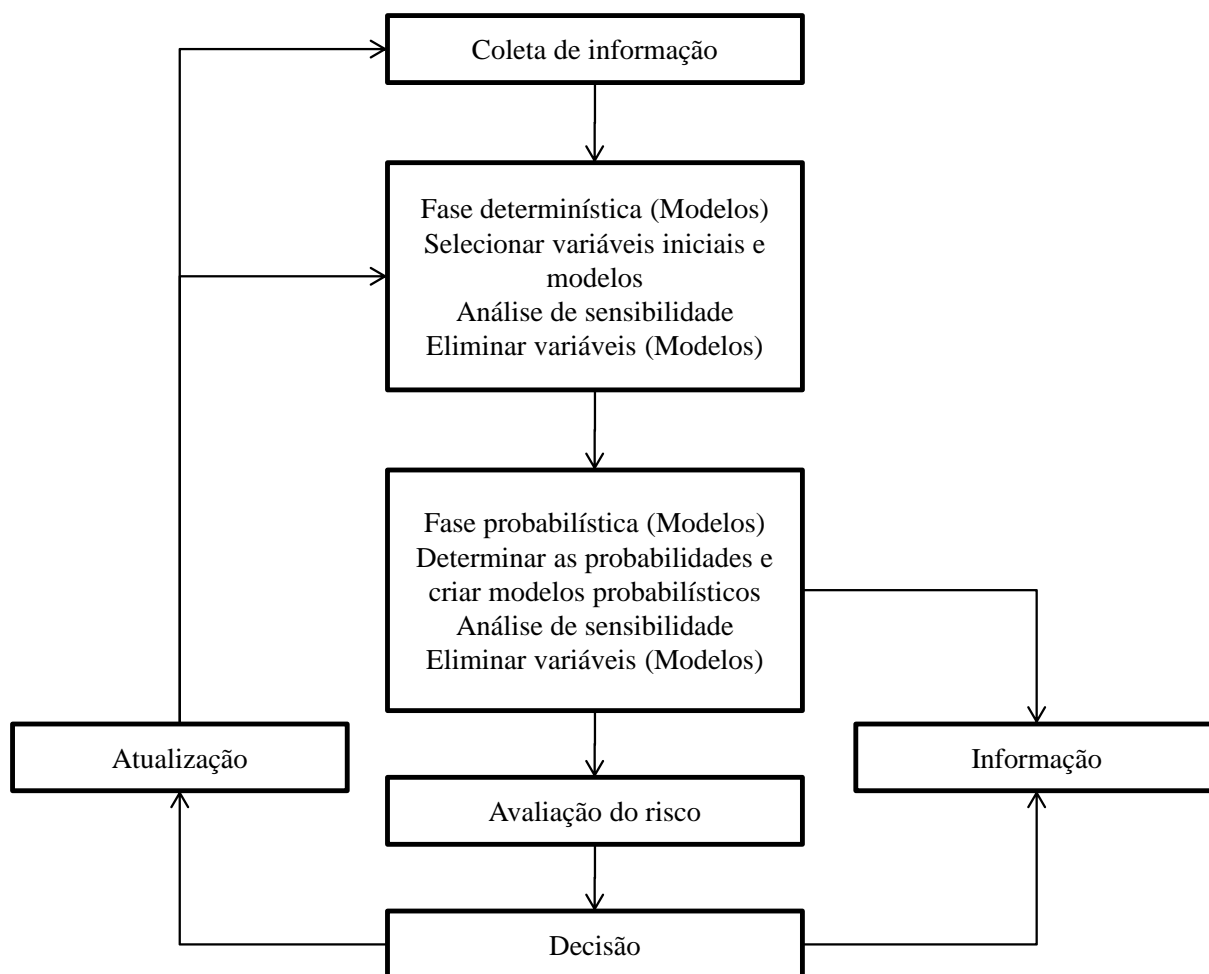


Figura 2.1. Ciclo de análise de decisão em função do risco (Modificado de Einstein, 2003)

Na teoria da análise da decisão, são usadas árvores de decisão para o terceiro passo, e segundo Gitirana (2005) o modelo determinístico produz os valores de saída para cada cenário da árvore. Ele ainda afirma que o modelo determinista pode ser tão simples como uma tabela de valores ou tão complexo como um modelo numérico. As análises de sensibilidade permitem identificar as incertezas que apresentam impacto significativo sobre os resultados e podem assim priorizar os esforços de análise.

Durante a fase de análise e avaliação se aplica o modelo de análise de decisão ao problema e seu desempenho é examinado. Análises de sensibilidade podem ser realizadas para explorar possíveis refinamentos do modelo. Deve-se repetir este processo até que um completo entendimento da estratégia de decisão seja atingido. Os resultados podem ser analisados usando árvores de política e o gráfico de perfil de risco. Finalmente, diz Gitirana (2005), a decisão pode ser tomada baseada nos resultados do modelamento e dos aprendizados.

As abordagens qualitativas baseiam-se em geral na experiência de especialistas no tema e têm sido apresentadas como bem sucedidas por autores como Silva *et al.* (2008), mas apresentam alto conteúdo subjetivo e podem se mostrar ambíguas. Porém estas metodologias são muito úteis na avaliação preliminar do risco e na elaboração de mapas de susceptibilidade.

Em quaisquer das abordagens a variabilidade dos parâmetros e as incertezas nos processos faz com que na avaliação do risco se mostre indispensável o gerenciamento da informação de modo que se reduza o grau de incerteza.

Um dos problemas na hora de avaliar o risco é o de determinar o nível de risco aceitável por uma comunidade ou uma empresa em fase de estudos geotécnicos. Esta definição tem sido delegada ao engenheiro geotécnico, mas nem sempre ficam claros os valores limites para aceitação do risco de uma dada obra. Na Seção 2.8 são apresentadas algumas propostas existentes na literatura no tangente ao risco aceitável.

Segundo Uzieli *et al.* (2006), existem grandes dificuldades para a adequada modelação do risco dos deslizamentos devido a sua complexidade. Particularmente se salientam fatores como a falta de dados confiáveis para a determinação da probabilidade de falha, a forte dependência local dos movimentos, a dificuldade para determinar a extensão espacial do fenômeno, a quantificação da heterogeneidade da vulnerabilidade de diferentes elementos em risco para similares mecanismos de falha e a falta de sazonalidade da vulnerabilidade e, por fim, a probabilidade de falha, fatores estes que dificultam a modelação.

Segundo Fell *et al.* (2005) os processos de gerenciamento de riscos por movimentos de massa passam por dois estágios:

- Análise de risco: análise das ameaças e das consequências, estimação do risco. São calculadas probabilidades de ocorrência dos movimentos de massa e de que os elementos expostos sofram danos.
- Avaliação do risco: as saídas da análise de risco são comparadas a critérios de tolerância e são então adotadas as medidas conducentes ao gerenciamento do risco.

As abordagens, desde a teoria da decisão, mostram como a avaliação de risco deve ser um processo dinâmico, particularmente em se tratando de fenômenos como os movimentos de massa em estrada, e que portanto é necessário o desenvolvimento de ferramentas que permitam manter atualizadas as avaliações. Estimção da ameaça

Como mostrado na Figura 2.1, a avaliação da ameaça normalmente passa pela determinação das condições de estabilidade mediante análises determinísticas e finaliza na estimção da probabilidade de falha. Porém em análises de risco por movimentos de massa, em geral realizadas em escalas regionais, são usadas outras técnicas baseadas em dados

estatísticos e em relações entre movimentos de massa e variáveis tais como a declividade, tipo de material e usos do solo, entre outras.

As avaliações de ameaça regionais em geral usam sistemas de informação geográfica para gerar mapas de susceptibilidade, ameaça ou risco. Segundo Fell *et al.* (2008), existem várias formas de fazer as análises para zoneamento: análises heurísticas, análises baseadas em conhecimento, métodos estatísticos e métodos determinísticos. Para o presente trabalho são de interesse os métodos estatísticos e os probabilísticos.

Os métodos estatísticos utilizam inventários para estabelecer relações entre os movimentos de massa e os fatores ou variáveis que podem determinar sua ocorrência. Porém, as limitações resultam da qualidade dos dados tais como erros nos mapas, inventários incompletos e resolução pobre de alguns conjuntos de dados, pois estes modelos são essencialmente treinados com estes dados. Adicionalmente os resultados de tais modelos não são transferíveis de uma região para outra. Exemplos destes métodos são aqueles baseados em redes neurais, análises multivariadas, e correlações chuva-escorregamento. Exemplos de sua utilização são os trabalhos apresentados por Coronado (2005), Zêzere *et al.* (2005 e 2008), Remondo *et al.* (2008), Jaiswal & Van Westen (2009a, 2009b e 2010), UNAL (2009). Na Seção 2.2.1, é descrita uma abordagem de análise que será utilizada posteriormente para estimar a probabilidade de falha, baseada em dados estatísticos.

Os métodos probabilísticos distribuídos requerem mapas delimitadores da distribuição espacial dos dados de entrada. Além disto, a variabilidade dos dados de entrada pode ser usada para calcular a probabilidade de falha em conjunção com períodos de retorno dos agentes deflagrantes. O principal problema destes métodos é o da excessiva simplificação dos modelos geológicos e geotécnicos e o das dificuldades em predizer as propressões e sua relação com a precipitação. Exemplos do uso destes métodos são os trabalhos de Delgado *et al.* (2006), Salciarini *et al.* (2008) e Godt *et al.* (2008).

Os métodos deterministas podem ser modificados para se incluir avaliações probabilistas usando diferentes técnicas probabilísticas tais como o método de Monte Carlo ou de primeira ordem e segundo momento-FOSM. Exemplos destas abordagens podem ser citados nos trabalhos de Jibson *et al.* (2000), Delgado *et al.* (2006) e Vega (2013).

No caso de taludes individuais, as avaliações de estabilidade baseiam-se em modelos matemáticos dos fenômenos observados tais como métodos do equilíbrio limite e análises de tensão e de deformação. Os métodos de equilíbrio limite tiveram um grande desenvolvimento na segunda metade do século XX: Bishop, Jambu, Morgenstern e Price, Spencer, Lowe-Karafiati, GLE, Sarma, entre outros (Fredlund & Krahn, 1977; Duncan, 1996; Krahn, 2003) e

nos últimos anos têm sido aperfeiçoados em boa medida pelo grande desenvolvimento dos computadores (Krahn, 2003). Igualmente, os métodos de análise tensão-deformação beneficiaram-se significativamente do forte desenvolvimento dos computadores, sendo agora comum o uso de *software* comercial baseado nestes métodos. O desenvolvimento de modelos constitutivos e de novos métodos numéricos mais sofisticados têm sido alavancados pela capacidade cada vez maior dos computadores. Métodos como elementos finitos, diferenças finitas e elementos de contorno são, entre outros, os de maior uso.

Assim como no caso dos modelos distribuídos espacialmente, também têm sido desenvolvidos métodos probabilísticos associados aos métodos de cálculo de estabilidade usando métodos como o método de Monte Carlo, FOSM e o método das estimativas pontuais-MEP-. Em geral estes métodos probabilísticos somente conseguem incorporar nas análises unicamente a variabilidade estatística das variáveis e deixam fora a variabilidade espacial dos solos e a tendenciosidade dos dados (El-Ramly, 2001; El-Ramly *et al.* 2002 e 2003), entretanto quase sempre este erro está do lado da segurança já que existe uma tendência a superestimar a probabilidade de falha. Em análises mais sofisticadas, a variabilidade espacial pode ser incorporada usando métodos da geoestatística. No entanto, El-Ramly utiliza uma correção do método FOSM que introduz esta variabilidade.

A seguir são tratados com maior amplitude os métodos de análise determinística que serão usados nos capítulos posteriores e os métodos probabilísticos serão tratados na Seção 2.5.

2.1.2 Avaliação da vulnerabilidade

Na definição de risco adotada, a probabilidade de dano depende basicamente de duas coisas: que ocorra um deslizamento ou movimento de massa e que a estrada, os veículos ou as pessoas sejam atingidos pelo dano em questão. O risco dependerá dentre outras coisas da magnitude e velocidade do deslizamento, tipo de estrada, tipo de veículo e da presença ou não de pessoas, dentre outras.

Existem várias propostas metodológicas para avaliação de vulnerabilidade, (Carreño *et al.*, 2007, Zêzere *et al.*, 2008, Remondo *et al.*, 2008,) quase todas usando índices de tipo semi-quantitativos nos quais é atribuído um número no intervalo $[0, 1]$, onde zero (0) indica que o elemento não é afetado e um (1) representa a perda total, mas em geral estes índices são atribuídos com critérios qualitativos e baseados na observação.

Recentemente, têm sido apresentadas propostas que consideram diferentes atributos das estruturas (Botero, 2009, Uzielli, 2008) e têm sido aplicadas técnicas probabilísticas para avaliar a vulnerabilidade. Por exemplo, Uzielli *et al.* (2006 e 2008), propuseram a utilização do método de primeira ordem e segundo momento-FOSM para estimar a relevância das incertezas na estimação da vulnerabilidade frente a movimentos de massa.

A metodologia de Botero (2009) foi desenvolvida inicialmente para a avaliação de vulnerabilidade frente a sismos, porém vem sendo modificada e adaptada por Isaza (2011) e Vega (2013) para ser usada na avaliação de vulnerabilidade por movimentos de massa. Segundo Botero (2009), o principal problema da avaliação da vulnerabilidade nos centros urbanos é a dificuldade para obter a informação necessária que permita ser utilizada como ferramenta para prevenir, aliviar e recuperar-se de situação perigosa. Continuando neste contexto mostra-se necessário conhecer a disponibilidade, qualidade e quantidade de dados; assim como a capacidade de processar e analisar dados de forma contínua. Este modelo de avaliação da vulnerabilidade encontra-se representado na Figura 2.2.

Como na primeira instância é calculada a vulnerabilidade física necessária, como o peso do indicador (W_{BSF}), e um valor da fragilidade ou suscetibilidade das estruturas (BSF), obtido diretamente mediante a utilização de árvores de eventos como apresentado na Figura 2.3, que reflete a interação complexa do tipo de estrutura, localização e as instalações. O valor deste indicador BSF inclui quatro atributos: a idade, estado de manutenção, o número de pavimentos e tipo de estrutura.

Como se observa na Figura 2.2 numa abordagem teórica de avaliação, inicialmente são identificadas as necessidades e elaborados os modelos, depois é procurada a informação necessária gerando as ferramentas requeridas para sua gestão e, finalmente, se procuram os dados a serem processados e convertidos em informação para posterior utilização nos modelos e nas avaliações. Outra forma de abordar o problema pode ser desde uma visão mais empírica, na qual, a partir dos dados, se inicia um processo de gerenciamento até sua transformação em informação, para assim se chegar mais tarde à geração de modelos e de avaliações. A segunda opção será uma das abordagens usadas neste trabalho já que a informação existente é escassa e portanto convém gerar um modelo interpretativo dos dados e não criar um modelo melhor teoricamente, mas para o qual não exista informação.

O método proposto por Uzielli *et al.* (2008) é o da derivação de uma abordagem probabilística para se estimar o índice de vulnerabilidade regional apresentada por Uzielli *et al.* (2006), que fornece um quadro para a quantificação das incertezas nas estimativas de

vulnerabilidade e considera a vulnerabilidade como o produto das variáveis aleatórias, da intensidade e da exposição.

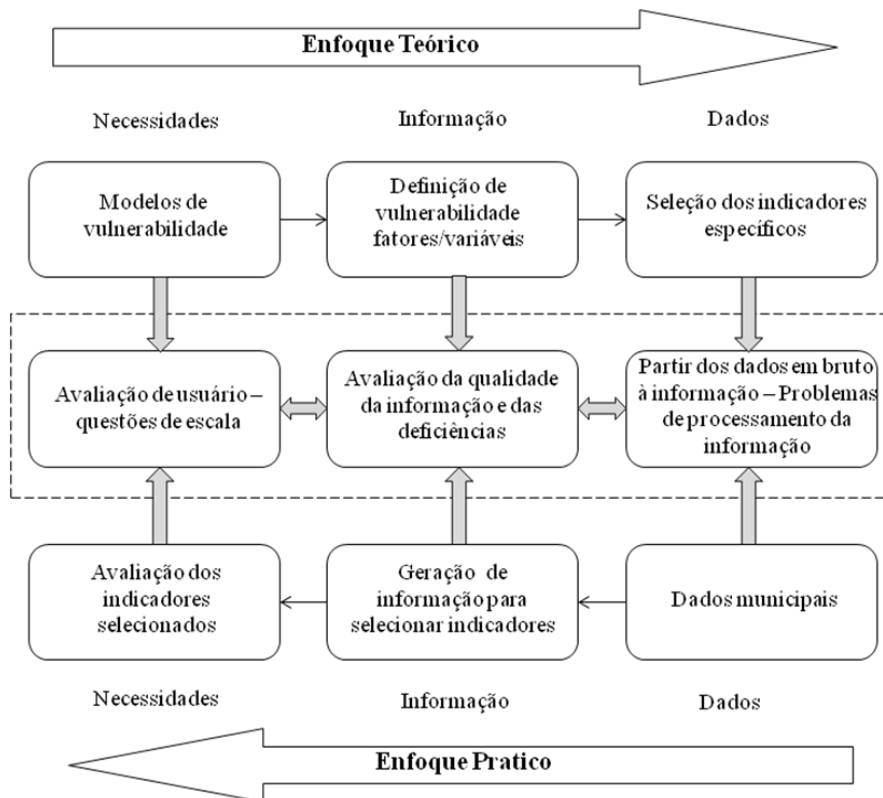


Figura 2.2. Modelo conceitual de investigação (Isaza, 2011).

A definição de vulnerabilidade segundo *ISSMGE* depende da ameaça que atua assim como do elemento vulnerável. Em consonância com esta abordagem, aqui Uzielli (2008) propõe um modelo quantitativo do índice de vulnerabilidade física que combina a gravidade da ação do deslizamento e a capacidade dos elementos vulneráveis para resistir à ação de certo grau de severidade:

$$V = I \cdot S \tag{2.4}$$

onde V indica índice de vulnerabilidade com implícitas as consequências no evento; I indica a intensidade do deslizamento e S indica a fragilidade dos elementos em risco. A intensidade e fragilidade são expressas em termos adimensionais com valores no intervalo $[0, 1]$. Assim, em consonância com a definição *ISSMGE*, o parâmetro definido varia de 0 a 1.

A fragilidade apresenta a susceptibilidade como a falta de capacidade intrínseca dos elementos a serem investigados para preservar sua integridade física e funcionalidade no

curso da interação física com um deslizamento. Deve-se esclarecer que a fragilidade aqui definida é independente das características do deslizamento (Uzielli, 2008).

O quadro proposto por este autor é capaz de se adaptar a qualquer modelo de fatores de fragilidade, desde que se encontre definido no intervalo de zero (não frágil) até um (muito frágil). Na adaptação de Isaza (2011), muitos modelos para o cálculo provisório da fragilidade de uma série de categorias de elementos de risco são propostos. Estes modelos deverão ser considerados apenas como propostas iniciais sujeitas a melhorar, calibrar e aperfeiçoar.

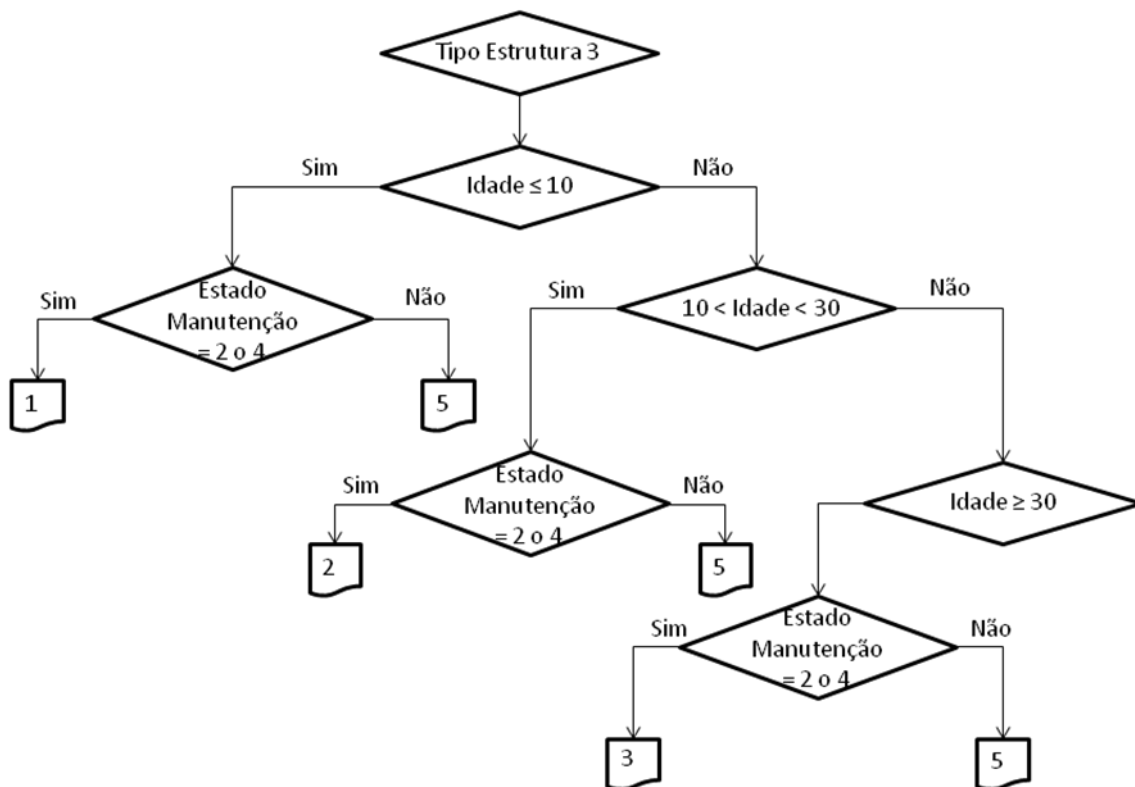


Figura 2.3. Árvore de eventos para estruturas tipo 3 (Isaza, 2011).

Isaza (2011) ainda afirma que a fragilidade deve ser avaliada tanto para estruturas como para as pessoas dentro ou fora delas. Igualmente, baseado nos trabalhos de Hungr (1997) e Uzielli (2008), trata-se a intensidade de deslizamentos de terra quantitativamente usando uma variedade de parâmetros como velocidade máxima, o deslocamento total, deslocamento diferencial, a espessura da massa em movimento, a espessura dos depósitos após o movimento cessar, a erosão e outros.

Hungr (1997), definiu intensidade como "um conjunto de parâmetros espacialmente distribuídos que descrevem a destruição de um deslizamento de terra". Embora a definição qualitativa da intensidade possa ser facilmente aceita, uma definição quantitativa ainda não está disponível. A intensidade do deslizamento de terra foi abordada e definida

quantitativamente, usando uma variedade de parâmetros. Os parâmetros são: velocidade máxima, deslocamento total, deslocamento diferencial (em relação aos pontos adjacentes ao ponto em questão), a profundidade da massa em movimento, a profundidade dos depósitos após o movimento cessar, a profundidade da erosão, energia cinética por unidade de área, a pressão máxima, a pressão de impacto, tensão normal ou cisalhante máxima na superfície do solo, entre outros (Isaza, 2011).

Propõe-se um parâmetro de intensidade, que represente as características cinéticas e cinemáticas da interação entre a massa deslizante e a área de referência. As características cinéticas relacionam-se à energia cinética da massa deslizante, ou seja, os danos causados pelo impacto sobre os elementos vulneráveis. A intensidade cinemática conta para os efeitos relacionados com o tamanho do deslizamento de terra. O modelo geral proposto para a intensidade de um deslizamento de terra que atua em qualquer uma das categorias vulneráveis é:

$$I = k_s \cdot [r_K \cdot I_K + r_M \cdot I_M] \quad (2.5)$$

onde k_s é a razão do impacto espacial definida como $k_s = A_i/A_t$, A_i a área afetada pelo deslizamento de terra pertencente à categoria; A_t é a área total pertencente à categoria; r_K é o fator de relevância cinética da categoria; r_M é o fator de relevância cinemática da categoria; I_K é o parâmetro intensidade cinética da categoria, e I_M é o parâmetro de intensidade cinemática da categoria.

2.2 Movimentos de Massa

A unificação de conceitos, critérios e da terminologia para a avaliação de riscos por movimentos de massa é processo iniciado na década de 1980 com autores como Varnes (1984) e Whitman (1984) e tem apresentado importantes desenvolvimentos compilados e analisados por autores como Fell *et al.* (2005), Picarelli *et al.* (2005), Hungr *et al.* (2005), Roberds (2005) e Leroi *et al.* (2005) entre outros. Em geral o termo movimentos de massa refere-se a processos geológicos exógenos de tipo natural ou induzido, que envolvem mobilização de volumes de materiais tais como rocha, solo e detrito, encosta abaixo por ação da gravidade (Bromhead, 1998, Abramson *et al.*, 2001, Ortigão & Sayão, 2004).

Para passar à análise de risco por movimentos de massa é necessário identificar e entender como ocorrem estes movimentos, que características possuem e quais as variáveis envolvidas e que devem ser estudadas.

Atualmente se encontra bem difundida e aceita internacionalmente uma classificação destes movimentos de massa de acordo com o mecanismo e material preponderante no movimento. Esta classificação dos movimentos de massa, foi apresentada por Varnes em 1978 e modificada posteriormente por Cruden e Varnes em 1990. Esta classificação considera dois aspectos básicos: o tipo de ruptura e a natureza do material mobilizado (Coronado, 2006). A partir dessa classificação básica têm sido elaboradas adaptações para considerar os termos próprios de cada região e as características da dinâmica ambiental. Na Tabela 2.1 se apresenta uma classificação básica de Varnes e na Tabela 2.2 a adotada pela fundação GEORIO no manual de projeto para encostas.

Tabela 2.1. Classificação de Varnes abreviada (Coronado, 2006)

Tipo de movimento		Tipo de material		
		Rocha	Solos	
			Predominantemente grosso	Predominantemente fino
Quedas		Queda de blocos	Queda de detritos	Queda de solo
Tombamentos		De rocha	De detritos	De solo
Deslizamentos	Rotacionais	De rocha	De detritos	De solo
	Translacionais			
Expansões laterais		De rocha	De detritos	De solo
Corridas ou fluxos		De rochas	De detritos	De solo
			Rastejo	
Complexos		Combinação de dois ou mais tipos de movimentos		

As próprias características dos materiais, a forma geométrica e os carregamentos externos geram as condições propícias ao processo de instabilidade. Assim, nas análises de risco devem ser consideradas causas de tipo:

- Geológicas: materiais fracos ou sensitivos, materiais alterados, materiais fissurados ou descontínuos, orientação desfavorável, e contraste entre permeabilidade ou rigidez dos materiais.
- Morfológicas: elevação tectônica ou vulcânica, rebote glacial, erosão superficial ou subterrânea, assoreamento, deflorestação, congelamento e descongelamento, expansão e contração.

- Antrópicas: Escavação dos taludes ou dos seus pés, carregamento do talude ou da sua crista, esvaziamento rápido de reservatórios, deflorestação, irrigação, mineração, vibrações artificiais, infiltração de água desde tubulações.

Conhecer estes fatores e características permite determinar a susceptibilidade do talude ou encosta afetado por movimentos de massa, porém para a ocorrência do movimento de massa é preciso um agente detonante o deflagrante que inicie o processo.

Tabela 2.2. Classificação de movimentos de massa adaptada às condições brasileiras (GEORIO, 1998)

Processo	Características do movimento, material e geometria
Rastejo ou fluência	Vários planos de deslocamento internos. Velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas e descendentes com a profundidade. Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes. Solo, depósitos, rocha alterada/fraturada. Geometria indefinida
Escorregamentos	Poucos planos de deslocamento (externos). Velocidades médias (km/h) a altas (m/s). Pequenos a grandes volumes de material. Geometria e materiais variáveis. Planares: solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza. Circulares: solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas. Em cunha: solos e rochas com dois planos de fraqueza
Quedas	Sem planos de deslocamento. Movimentos tipo queda livre ou em plano inclinado. Velocidades muito altas (vários m/s). Material rochoso. Pequenos e médios volumes. Geometria variável: lascas, placas, blocos, etc. Rolamento de matacão. Tombamento
Corridas	Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação). Movimento semelhante ao de um fluido viscoso. Desenvolvimento ao longo de drenagens. Velocidades médias a altas Mobilização de solo, rocha, detritos e água grandes volumes de material. Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas.

Os agentes detonantes ou deflagradores são os fatores que induzem a dinâmica do deslizamento, gerando com maior ou menor intensidade da mobilização. Entre eles destacam-se as atividades vulcânicas e antrópicas, bem como chuvas e sismos. Para este trabalho os fatores provenientes de sismos e de chuvas se apresentam como de maior interesse.

Em vários países, como Colômbia e Brasil, se verifica que a maior parte dos movimentos de massa é deflagrada pela chuva. Existem vários trabalhos mostrando que os deslizamentos ocorrem quando se apresentam condições críticas de chuva acumulada nos solos (Okada *et al.*, 1994, Echeverri e Valencia, 2004, Zêzere *et al.* 2005, Moreno *et al.*, 2006, Jaiswal e Van Westen, 2009, Jaiswal *et al.*, 2010). Estas relações constituem prática em várias formas para gestão de riscos como, por exemplo, na implementação de sistemas de alarme ou de alerta precoce baseados na medição da chuva para prevenção de acidentes (Okada *et al.*, 1994, Aristizábal *et al.*, 2010). Ainda é relativamente pouca a utilização destas relações na

avaliação quantitativa do risco, mas elas têm sido usadas na avaliação de ameaças (Jaiswal & Van Westen, 2009, Jaiswal *et al.*, 2010).

A ocorrência de um movimento de massa depende tanto de fatores internos como das propriedades mecânicas do solo ou da rocha e de fatores externos como a precipitação ou os sismos. Devido à frequência de ocorrência em áreas da zona andina colombiana a precipitação pluviométrica apresenta maior impacto do que outros agentes detonadores (Echeverri & Valencia, 2004, Moreno *et al.*, 2006; Aristizábal & Gómez, 2007).

Embora a possibilidade de sismos detonadores de movimentos de massa seja clara, e por isso também será abordada, maior ênfase será dada às chuvas devido ao seu nível de risco.

2.2.1 Chuva como agente deflagrador

As condições hidráulicas e hidromecânicas do terreno e o estado de saturação do solo determinam as condições de estabilidade das encostas e taludes já que as chuvas têm duplo efeito: diminuição da coesão aparente dos materiais e incremento da poropressão. Esta influência das chuvas sobre a estabilidade de taludes depende da duração e da sua intensidade e, de acordo com isto, se caracteriza o tipo de movimento de massa que se pode apresentar.

Prosseguem as tentativas para a elaboração de modelos que permitam modelar de forma acoplada os processos de movimentos de massa e de precipitação (Rahardjo *et al.*, 2001, Gitirana, 2005, Karam, 2005, Godt *et al.*, 2008, Salciarini *et al.*, 2008, Cascini *et al.*, 2010, Conte & Troncone, 2012). Estes autores utilizam modelos que consideram o avanço gradual da frente úmida e a diminuição da sucção e, em consequência, a resistência ao cisalhamento dos solos, porém estes métodos ainda se baseiam em grandes simplificações, como a declividade da superfície do terreno e homogeneidade do solo. Assim a obtenção dos parâmetros de entrada se mostra onerosa, fato pelo qual são ainda recomendados unicamente para avaliações preliminares quando existe boa quantidade de medições dos parâmetros envolvidos (Conte & Troncone, 2012). Pela própria complexidade do fenômeno de chuva-infiltração-movimento de massa, em geral a avaliação destas relações ainda se baseia em métodos empíricos.

Rahardjo *et al.*(2001), mediante análises de estabilidade considerando o efeito das chuvas precedentes identificaram que tanto a chuva diária como a chuva antecedente constituem importantes fatores deflagradores para a ocorrência de deslizamentos. Por outro lado indicam que a chuva diária ou o limiar isoladamente não podem ser usados como um determinante para deslizamentos já que como se acrescenta a chuva antecedente se

incrementa também a permeabilidade do solo e subsequentes chuvas podem deflagrar um deslizamento. No estudo realizado foi identificada uma relação crítica para chuvas antecedentes maiores que 60 mm combinadas com chuvas diárias maiores que 90 mm (150 mm em seis dias).

Hong Kong é talvez o um dos locais onde ocorrem os maiores avanços no entendimento dos fenômenos chuva-escorregamento e suas correlações. Tem-se estudado relações empíricas entre a chuva e movimentos de massa, verificando-se que a infiltração de chuva nos solos não saturados, com frequência resulta em grandes mudanças na sucção do solo que pode resultar na iniciação da instabilidade. A resposta hidrológica às chuvas de alta intensidade apresentam contornos de sucção altamente paralelos à superfície do talude e a sucção se reduz até zero em pequenas profundidades (Chen & Lee, 2004).

Também em Hong Kong foi formulada uma correlação rigorosa entre chuvas e movimentos de massa utilizando uma base de dados com informação do período 1985-2000. Foram consideradas diferentes durações da precipitação pluviométrica e verificado que a chuva de 24 h apresentava as melhores características para ser usada como critério, porém outros critérios como a chuva máxima de 3 h e a chuva antecedente de 30 dias também causam movimentos de massa. Verificaram também que a correlação de percentagens acumulativas determinada no trabalho não devia servir como correlação rigorosa de movimentos de massa e chuva em terrenos naturais. Porém a correlação determinada para tormentas a partir da correlação anualizada para movimentos de massa em terrenos naturais é de uso confiável. No trabalho referido se esclareceu o fato de que o movimento de massa não necessariamente acontece concomitantemente com o máximo valor da chuva de 24 h. A correlação pode determinar corretamente o número teórico de movimentos de massa como resultado de um evento de chuva, todavia pode também superestimar a magnitude da chuva que deflagra os movimentos de massa. Porém estes pesquisadores advertem que este fato não é importante já que o objetivo da correlação é o de avaliar a ocorrência de movimentos de massa e não o de determinar de forma acurada a intensidade das chuvas que os deflagram (Ko, 2005).

Rahardjo *et al.*(2005), a partir de estudos em parcelas experimentais em solos residuais em Singapura e de modelações numéricas concluíram que a contribuição da chuva na infiltração diminui com o aumento da quantidade de chuva e que parece existir um limiar acima do qual a chuva somente produz escoamento. Nos solos estudados por eles este limiar foi de 10 mm de chuva acumulada.

Mediante estudos paramétricos, Rahimi *et al.* (2010) verificaram que a estabilidade de taludes em solos bem drenados ($k_s \geq 10^{-4}$ m/s) é mais afetada por chuvas de alta intensidade,

sendo esta intensidade de chuva somente uma fração do coeficiente de permeabilidade saturado do solo. Por outro lado, determinaram que taludes em solos com deficiência na drenagem (i.e., $k_s \leq 10^{-6}$ m/s) são mais afetados por chuvas de baixa intensidade nas quais a intensidade é igual ao coeficiente de permeabilidade saturado do solo. Afirmam ainda que o fator de segurança em solos com drenagem pobre apresenta os menores valores e resultam sensíveis à forma da curva característica de retenção de umidade mais significativamente do que no caso de solos bem drenados. Finalmente, concluíram que quando o talude é submetido a intensidades de chuva menores do que a intensidade de chuva crítica (limiar), considerando solos com diferentes permeabilidades, mas com os mesmos parâmetros da curva característica de retenção de umidade, o nível de estabilidade pode ser o mesmo para todos os taludes. Rahardjo *et al.* (2007) verificaram também que em taludes em solos de baixa permeabilidade, $k_s < 10^{-6}$ m/s, a chuva antecedente apresenta maior influência sobre a estabilidade do que chuvas de alta intensidade, mas de baixa duração.

Brunetti *et al.* (2010) usaram duas abordagens estatísticas independentes, bayesiana e frequentista, junto com equações de tipo exponencial para relacionar a intensidade da chuva e a duração da chuva e assim obter limiares de chuva para Itália e a região do Abruzzo. Usaram registros de 753 sobre eventos que geraram movimentos de massa. Com este processo conseguiram definir múltiplos limiares baseados em diferentes níveis de probabilidade de excedência.

No Brasil têm sido realizados trabalhos em diferentes cidades e com diferentes objetivos. Um dos mais conhecidos é o trabalho realizado com o intuito de se criar o sistema de alerta precoce no Rio de Janeiro. As relações foram estabelecidas com chuvas horárias e chuvas acumuladas de 96 h (Ortigão *et al.* 2001). Com isto se obteve um limiar de falha dado pela expressão (Ortigão, 2000):

$$i_c = e^{(-1,14 \ln(i_{ac}) + 9,17)} \quad (2.6)$$

onde i_c é a precipitação crítica horária (mm) e i_{ac} é a precipitação acumulada das 96 h precedentes.

Castro (2006), com base nos estudos realizados de correlação da pluviosidade com os escorregamentos para a cidade de Ouro Preto, MG, conclui que a chuva acumulada é de grande importância no desencadeamento deste tipo de movimento de massa. Ela é responsável pela saturação do solo até o ponto de ruptura do talude. Por outro lado o valor da chuva acumulada e os dias que mais interferem no processo de instabilização podem variar de

um ano para outro. Baseado no cadastro elaborado neste trabalho foi possível determinar que a chuva acumulada de cinco dias apresenta a maior influência na deflagração dos escorregamentos. O valor mínimo de precipitação acumulada necessária para provocar a ruptura das encostas de Ouro Preto também varia muito de ano para ano e possui relação direta com as chuvas acumuladas anteriores. Este valor mínimo foi estimado pelas análises realizadas em 22mm de chuva acumulada em cinco dias e, segundo o autor, pode ser utilizado como parâmetro para tomada de decisões e para um plano de monitoramento dos movimentos de massa.

O valor encontrado de chuva acumulada em cinco dias em que aumenta a probabilidade de ocorrência de acidentes mais severos foi de 128mm. Este valor poderá ser utilizado como patamar para maior atenção em épocas de chuvas. Encontrou-se uma equação do tipo potência que correlaciona a precipitação diária (PD) com a precipitação acumulada (PA) em cinco dias, excluindo a precipitação do dia do acidente. Os valores obtidos possuem aplicação prática no monitoramento das chuvas para a predição e prevenção dos escorregamentos, servindo de base para intervenções da defesa civil através da equação:

$$PD = 6386,6xPA^{-1,3847} \quad (2.7)$$

onde PD a precipitação diária do dia do escorregamento PA a precipitação acumulada, excluindo a precipitação do dia do acidente.

Além disso, foi realizado um zoneamento das áreas de risco, classificando-as em alto, médio e baixo risco, de acordo com a quantidade de registros de ocorrências, tamanho da área afetada e as condições locais verificadas em trabalhos de campo (Castro *et al.*, 2012).

Tomando como referência os trabalhos realizados anteriormente na cidade de Rio de Janeiro, Azevedo (2011) estudou o caso das relações de chuva e movimentos de massa na zona urbana da cidade. Comparando os acumulados as curvas de chuva acumulada diárias e horárias encontrou que a reação do terreno depende do fator temporal atrelado às chuvas e que não é simples determinar uma única relação para uma área grande como a cidade de Rio de Janeiro e que devem ser definidas relações por regiões correspondentes a grupos de estações.

O efeito detonante da chuva sobre os movimentos de massa pode ser estimado mediante o estabelecimento de limiares de falha nos quais se estabelecem relações entre a intensidade ou duração da chuva antes e durante o evento de movimento de massa. Na literatura existem vários trabalhos que relacionam a chuva acumulada durante os 3 dias

anteriores ao evento, chamada chuva antecedente e a chuva acumulada durante os 15 dias precedentes à anterior, denominada chuva precedente (Echeverri & Valencia, 2004).

Na Colômbia também têm sido realizados trabalhos para estabelecer relações entre as precipitações e os movimentos de massa, em nível nacional, como o trabalho de Castellanos *et al.* (1996) que determinaram a chuva crítica em função da chuva anual e a duração da precipitação:

$$LL_{crit} = 51,42 + 0,4035LL_{an} \quad (2.8)$$

$$D = 3,2829(LL_{crit})^{0,4157} \quad (2.9)$$

onde LL_{crit} é a chuva diária acumulada em mm que causa o movimento de massa, e LL_{an} é a chuva anual em mm e D é a duração da chuva em dias.

No ano 2004, Echeverri e Valencia, estudando a relação entre a chuva e os deslizamentos em encostas naturais da bacia do riacho La Iguaná na cidade de Medellín, Colômbia, determinaram para o período 1980-2001 um limiar de ameaça para a chuva precedente de 15 dias (R_{15}) e a chuva antecedente de 3 dias (R_3). Com 40 registros de deslizamentos e dados de chuva da estação San Cristóbal de empresas Públicas de Medellín, e propuseram um limiar de ameaça excedido em 95% dos dados por eles processados segundo a equação:

$$A = R_3 - 60 + 0,55R_{15} \quad (2.10)$$

onde: A é a ameaça por chuva, R_3 é a chuva antecedente de 3 dias e R_{15} é a chuva acumulada dos 15 dias precedentes a R_3 .

Posteriormente Moreno *et al.* (2006) estudando as relações entre chuvas e movimentos de massa no departamento de Antioquia, Colômbia, para o período 1974-1998, com um total de 283 deslizamentos determinaram um limiar com a forma:

$$R_3 = 75 - 0,5R_{15} \quad (2.11)$$

onde R_3 é a chuva antecedente de 3 dias e R_{15} é a chuva acumulada dos 15 dias precedentes a R_3 .

Observa-se certa similitude entre estas duas equações, fato lógico se considerado que a bacia do riacho La Iguaná está localizada no departamento de Antioquia. As diferenças entre as duas equações estão associadas às diferenças nos períodos do tempo analisados e às condicionantes geológicas e antrópicas. Estas últimas podem ser mais substanciais na bacia da Iguaná devido a sua proximidade com zonas altamente urbanizadas da cidade de Medellín. Cabe anotar que estas duas equações foram propostas para movimentos de massa em encostas e não para taludes em corte.

O limiar proposto por Moreno *et al.* (2006), que se apresenta na Figura 2.4, foi adotado pelo sistema de alerta precoce do vale de Aburrá, Colômbia-SIATA e define quatro regiões de ameaça: a região A, caracterizada por níveis baixos de chuva, apresenta 25% dos eventos, fato que permite supor que tais eventos acham-se associados a condições diferentes da chuva antecedente, como pode também ser a intervenção antrópica; na região B se localizam escassos movimentos em massa e corresponde a condições de baixa umidade no solo e fortes pancadas de chuva isoladas que possivelmente não conseguem desencadear movimentos de massa; a região C corresponde a uma chuva acumulada antecedente de 15 dias entre 70 mm e 150 mm, onde ocorre o 20 % dos eventos; e finalmente a região D, que corresponde a uma chuva acumulada de 15 dias de 150 mm, onde ocorre o 55 % dos eventos (Aristizábal *et al.*, 2010).

Ainda para o Vale de Aburrá, verifica-se que os maiores condicionantes para ocorrência de movimentos de massa são as chuvas sazonais, isto é a chuva acumulada de longo prazo da ordem de 60 mm para 30 dias, 160 mm para 60 dias e 200 mm para 90 dias (Aristizábal *et al.*, 2011), as duas últimas quantidades são denominadas chuva antecedente acumulada (LAA). Porém os autores chamam atenção para se ter cuidado com estes resultados já que estes demandam maiores pesquisas e verificações para sustentar as conclusões. Os mesmos autores concluem que novos trabalhos deverão ser realizados usando probabilidades de excedência baseadas em séries de chuva e considerando os dias de evento e não evento. Estes autores usaram uma base de dados composta por 408 registros de movimentos de massa mostrados nas Figuras 2.5 e 2.6. É de se observar que os registros de movimentos de massa estão concentrados em certas zonas da cidade, fato explicado por serem zonas de muita influência antrópica e também porque a base de dados usada privilegia os eventos que apresentam impactos econômicos ou sobre a integridade das pessoas. Isto é um fator a se considerar em futuras pesquisas. Este problema é bastante comum em bases de dados deste tipo.

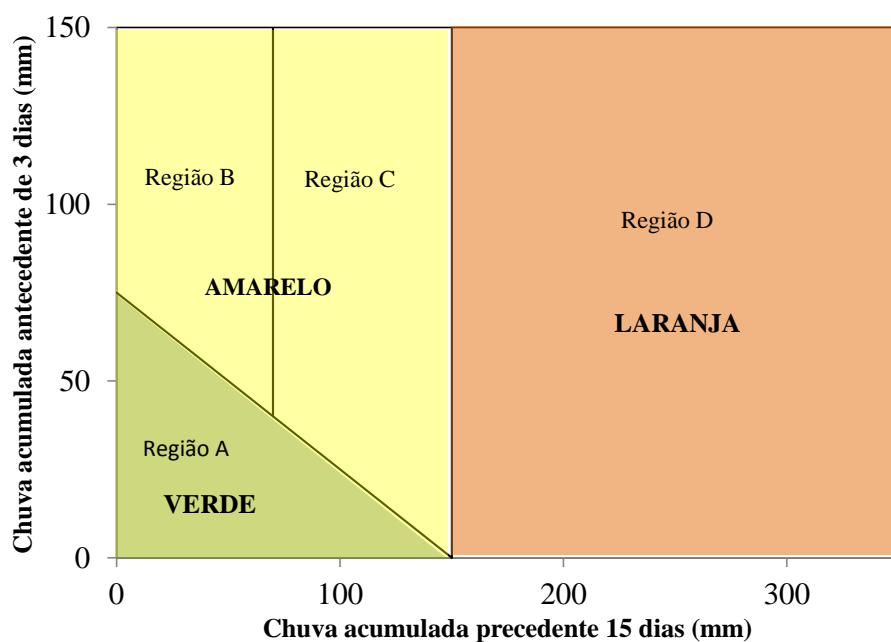


Figura 2.4. Limiar de falha proposto para Antioquia e o Valle de Aburrá (Modificado de Aristizábal *et al.*, 2010).

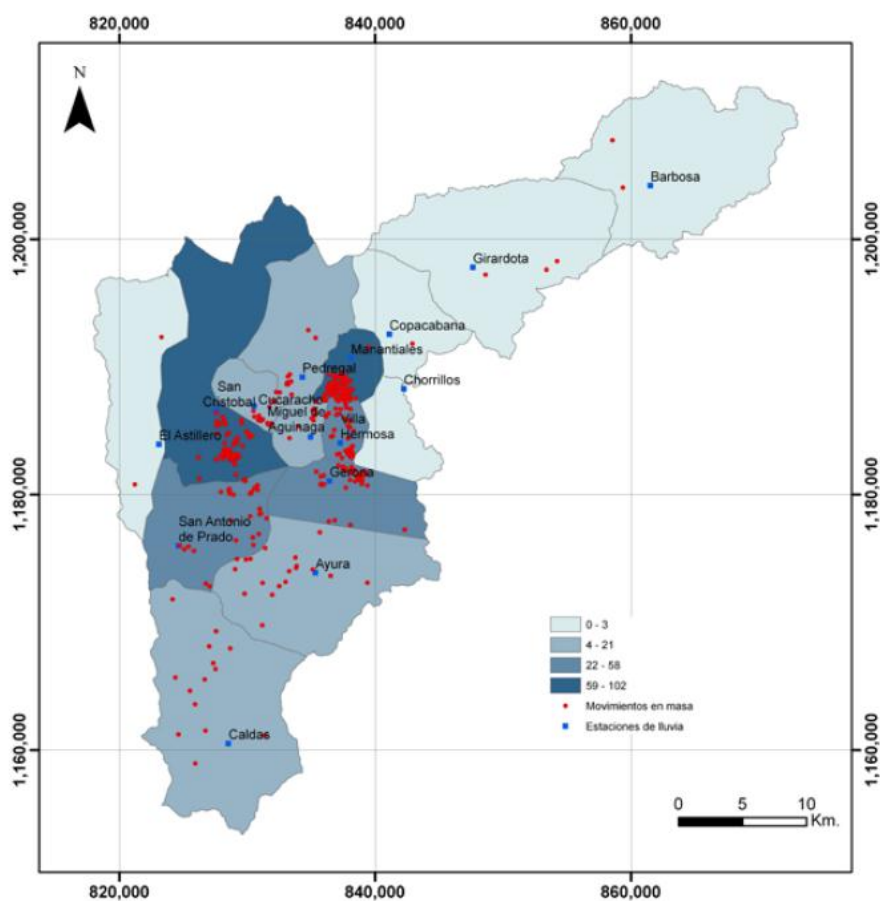


Figura 2.5. Localização dos movimentos de massa segundo a área de influência de estações hidrometeorológicas no vale de Aburrá (Aristizabal *et al.*, 2011).

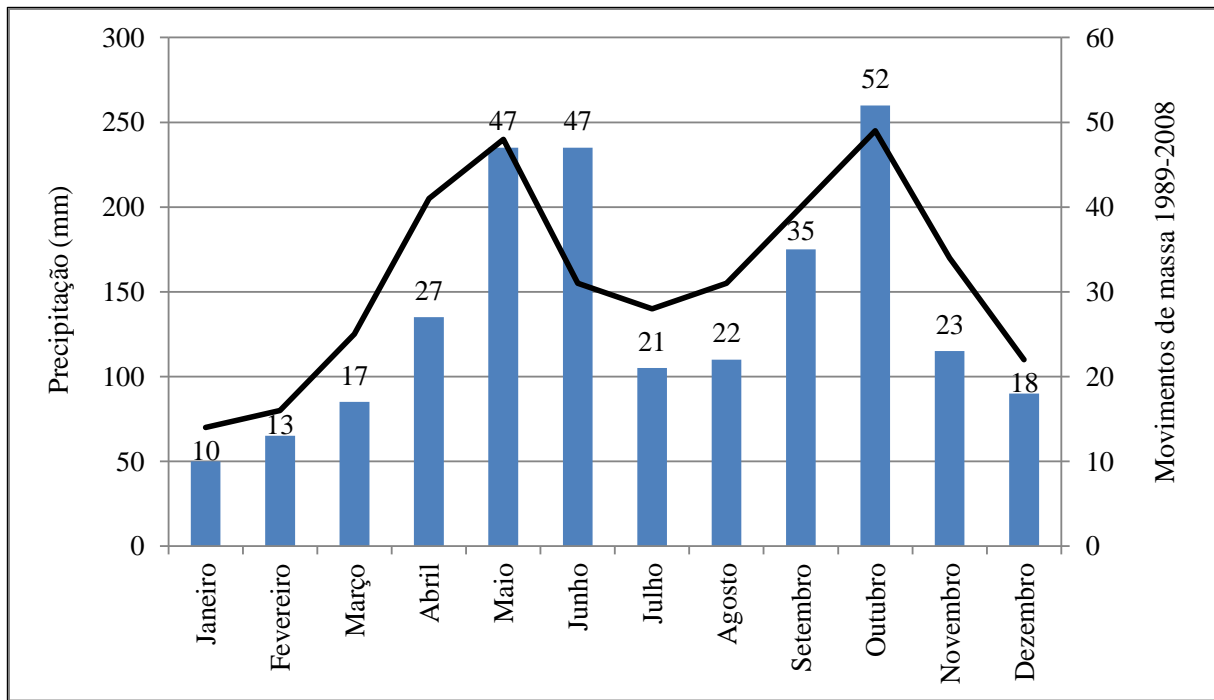


Figura 2.6. Relação entre precipitação média mensal no vale de Aburrá e os movimentos de massa do período 1989-2008 (Aristizabal *et al.*, 2011)

Zêzere *et al.* (2005), estudando o efeito da oscilação do Atlântico Norte sobre a estabilidade de taludes em várias regiões de Portugal, determinaram que deslizamentos superficiais estão relacionados com chuvas intensas por períodos entre um e quinze dias, no entanto movimentos de massa complexos, profundos e de tipo rotacional estão mais relacionados com chuvas menos intensas com durações entre 30 e 90 dias.

Segundo Zêzere *et al.* (2005), chuvas intensas são responsáveis por rápidos incrementos da poropressão e pela perda da coesão aparente de solos não coesivos, que resultam na falha do talude na interface entre o solo e o baseamento de rocha impermeável. Chuvas menos intensas, mas de longa duração, permitem que o fluxo atinja o nível freático e a ocorrência de falhas profundas devido à redução da resistência ao cisalhamento dos materiais afetados.

Segundo Ko *et al.* (2004), a probabilidade de movimento de massa pode ser calculada como o produto da probabilidade condicional de que a instabilidade possa ocorrer dado que se apresente a chuva crítica ou que o limiar seja excedido com a probabilidade do evento crítico ou limiar:

$$P = PLR \times PR \quad (2.12)$$

onde P é a probabilidade de movimento de massa, PLR é a probabilidade condicional de que ocorra certo movimento de massa que atinja o limiar e PR é a probabilidade de excedência do limiar.

Depois de determinar o limiar de chuvas, para o qual existe alta probabilidade de que se produza um movimento de massa, é necessário calcular tal probabilidade. Para isto existem dois passos: primeiro se deve calcular a percentagem de registros que excedem o limiar que indica a probabilidade e, como segundo parâmetro, deve-se determinar a probabilidade anual de excedência. Uma forma de calcular a probabilidade anual de excedência, definida como a probabilidade de que um evento de certa magnitude dada seja excedido em algum determinado ano, é usando a distribuição de Poisson.

Jaiswal & Van Westen (2009 e 2010) realizaram pesquisas nas quais usaram limiares empíricos para estimar a probabilidade de falha em taludes de estradas do sul da Índia. Com o mesmo critério da Equação 1.12 e usando a distribuição de Poisson na qual se estima a taxa λ que representa o número médio de eventos que ocorrem numa unidade de tempo ou de espaço (Navidi, 2006). A expressão para a distribuição de Poisson é:

$$P(X \leq x) = \sum_{n=0}^x \frac{\lambda^n}{n!} e^{-\lambda} \quad (2.13)$$

$$P(X > x) = 1 - P(X \leq x) \quad (2.14)$$

onde x e n são inteiros positivos e λ é um parâmetro que denota o número médio de eventos (X) que ocorrem no tempo t que pode ser estimado como:

$$\hat{\lambda} = \frac{X}{t} \quad (2.15)$$

Hidalgo e Assis (2010 e 2011) combinaram estas relações empíricas para avaliar o risco por movimentos de massa numa estrada a partir de dados de chuvas considerando unicamente nos dias em que houve movimentos de massa e sem considerar a probabilidade de excedência do limiar. Cabe anotar que nestas avaliações o risco é indicativo de probabilidade

mas não foram quantificadas as consequências. Os limiares obtidos nesses trabalhos apresentam relações entre chuva de longa duração de 15 dias e imediata de 5 dias. Um dos limiares obtidos para taludes escavados foi:

$$l_5 = -0,25l_{15} + 30 \quad (2.16)$$

onde l_5 é a chuva acumulada de 5 dias antes do evento e l_{15} é a chuva acumulada 15 dias antes dos 5 dias.

2.2.2 Sismo como agente deflagrador

Embora na Colômbia e no Brasil exista a percepção de que o principal agente deflagrador de movimentos de massa é a chuva, os sismos são reconhecidos como uma das maiores causas dos movimentos de massa no mundo (Keefer, 2000). Também é considerado que uma das principais causas de danos pelos sismos são os movimentos de massa (Jibson, 1993) e que muitas vezes os danos produzidos pelos movimentos de massa superam os danos causados pela ação sísmica propriamente dita (Jibson *et al.*, 1998). Por exemplo, no sismo de Alaska em 1964, 50% das perdas econômicas foram atribuídas a movimentos de massa, e um sismo na China em 1920 matou número superior a 120.000 pessoas (Keefer, 2000). O nível de danos por sismos também tem sido avaliado em termos das áreas afetadas por movimentos de massa (Keefer, 1984, Kornforth, 2005). Como se observa na Figura 2.7, a extensão das áreas afetadas é proporcional à magnitude do sismo sendo, que para sismos das magnitudes verificadas na Colômbia para o projeto de edificações resistentes a sismo, poderiam causar danos em áreas da ordem de 2000 a 5000 km².

Segundo Day (2002) os movimentos de massa devidos a sismos podem ser classificados como amostrado na Tabela 2.3 para taludes em rocha e na Tabela 2.4 para taludes em solos. Estas classificações apresentadas por Day (2002) baseiam-se no estudo estatístico publicado por Keefer (1984), no qual a partir da análise de 40 sismos ocorridos em diferentes partes do mundo se identificou as quedas de rocha e solos como os movimentos de maior frequência de ocorrência e associados com movimentos de baixa intensidade. Deslizamentos de taludes superficiais e interrompidos são causados provavelmente por sismos de curta duração e alta intensidade que caracterizam os pequenos sismos. Os movimentos de massa de maiores profundidades são iniciados por sismos de alta intensidade e longa duração.

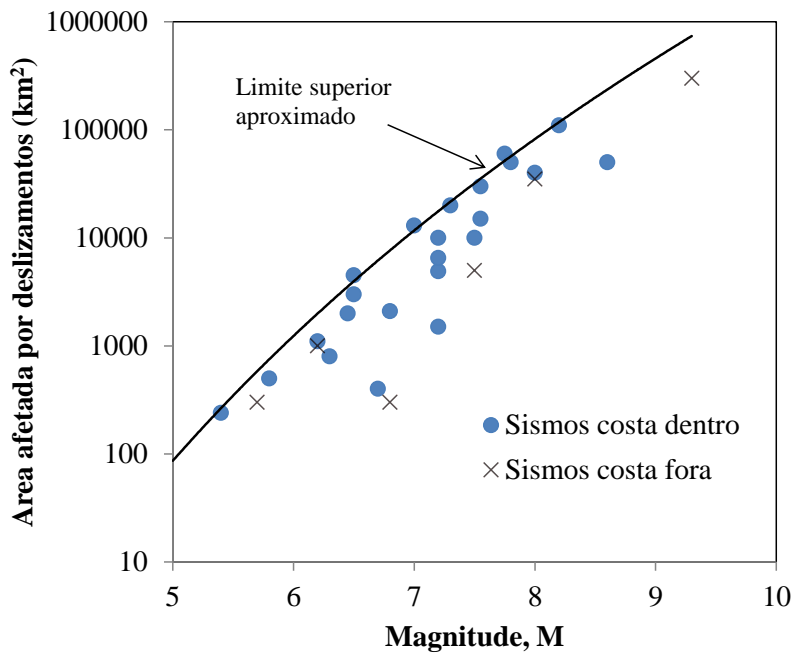


Figura 2.7. Áreas afetadas por deslizamentos deflagrados por sismos (Modificado de Kornforth, 2005)

Embora tenham sido desenvolvidos outros métodos de avaliação de estabilidade de taludes para superfícies de ruptura circulares e não circulares que incorporam o efeito sísmico (Sarma, 1979, Lowe & Karafiath, 1960) e outros métodos desenvolvidos inicialmente para condições estáticas tenham sido modificados para se considerar a ação sísmica de forma pseudo-estática, em geral o risco por deslizamentos provocados por sismos é avaliado através de métodos baseados no modelo proposto por Newmark (1965) e simplificado mediante modificações realizadas por vários autores (Jibson, 1993; Kramer & Smith, 1997; Romeo, 2000; Wartman *et al.* 2003; Jibson, 2007; Godt *et al.*, 2008). Estas metodologias têm sido usadas fundamentalmente na avaliação de ameaça e susceptibilidade (Jibson *et al.*, 2000, Luzi *et al.* 2000, Delgado *et al.*, 2005).

O modelo de Newmark, ilustrado na Figura 2.8, propõe modelar o talude como um bloco de atrito sobre plano inclinado no qual o efeito do sismo é introduzido como força paralela ao talude (E) que o instabiliza e que se calcula como:

$$E = Wa_y \tag{2.17}$$

onde: W é o peso do corpo e a_y é a aceleração horizontal gerada pelo sismo.

Tabela 2.3. Tipos de movimento de massa induzido por sismo em rochas (Day, 2002)

Tipo principal de movimento de massa	Subdivisão	Tipo de material	Declividade máxima do talude	Comentários
Quedas	Quedas de rocha	Rochas debilmente cimentadas, intensamente fraturadas ou intemperizada, que contêm conspícuos planos de fraqueza mergulhando para fora do talude ou contendo blocos dentro de uma matriz fraca.	40° 1,2:1	Particularmente comum perto dos bordes das cristas, e sobre saliências, cortes artificiais e taludes sobre escavados por atividade erosiva.
Deslizamentos	Deslizamento de rocha	Rochas debilmente cimentadas, intensamente fraturadas ou intemperizada, que contêm conspícuos planos de fraqueza mergulhando para fora do talude ou contendo blocos dentro de uma matriz fraca.	35° 1,4:1	São particularmente comuns em encostas íngremes e canais, em taludes de cortes artificiais e sobre escavados por erosão ativa. Ocasionalmente se reativam depósitos de deslizamentos pré-existentes.
	Avalanches de rocha	Rochas intensamente fraturadas e que exibem uma das seguintes propriedades: Intemperismos significativo, planos de fraqueza mergulhando fora do talude, pobre cimentação, ou evidência de prévios movimentos de massa.	25° 2,1:1	Usualmente estão restritas a taludes com alturas maiores que 150 m que têm sido sobre-escavados por erosão. Podem ser acompanhados por explosões de ar que levam árvores e estruturas muito além do limite dos rejeitos depositados.
	Descenso de rochas	Rochas intensamente fraturadas, depósitos de desprendimentos de rocha pré-existent, xistos, e outras rochas contendo camadas de materiais fracamente cimentados ou intemperizado.	15° 3,7:1	Com frequência são usadas superfícies circulares ou curvas em lugar das superfícies planares
	Deslizamento de blocos de rocha	Rochas com planos de acamamento contínuos ou planos de fraqueza similares mergulhando fora do talude	15° 3,7:1	Similar a deslizamentos de rocha

Tabela 2.4. Tipos de movimento de massa induzido por sismo em solos (Modificado de Day, 2002)

Tipo principal de movimento	Subdivisões	Tipo de material	Declividade mínima do talude	Comentários
Quedas	Quedas de solos	Solos granulares levemente cimentados ou com ligas de argila	40° (1,2:1)	Particularmente comum em margens de riachos, frente de terraços, escarpas costeiras, e taludes de escavações.
Deslizamentos	Avalanches de solos	Solos soltos não saturados	25° (2,1:1)	Ocasionalmente pode ser a reativação de depósitos de avalanches de solos pré-existent
	Deslizamentos descontínuos de solos	Solos soltos não saturados	15° (3,7:1)	Algumas vezes são descritos como corrimentos de solo ou corrimentos do subsolo
	Deslizamento de blocos de solo	Areias ou siltes soltos, parcial ou totalmente saturados. Aterros de areia ou silte não compactados ou levemente compactados. Escarpas com camadas horizontais ou sub-horizontais de areia ou silte soltos e saturados	2,3° (2,5:1)	Particularmente comum em áreas de deslizamentos pré-existent ao longo de rios e zonas de inundação costeiras e sobre aterros construídos sobre materiais de fundação moles e saturados
Fluxos e corrimentos laterais	Fluxo lento de solo	Argilas rijas parcial ou totalmente saturadas e depósitos de fluxos de terra pré-existent	10° (5,7:1)	Um exemplo pode ser o de uma argila sensível
	Fluxo de lama	Aterros cheios compostos de areia e saturados; não compactados ou ligeiramente compactado.	2,3° (25:1)	Inclui fluxos de detritos que, de modo típico originam afundamento nas cabeceiras de córregos e encostas adjacentes; tipicamente viajam a dezenas de km por hora ou mais, e podem causar danos a quilômetros da área de origem.
	Fluxo subaquático	Solos granulares fofos e saturados	0,5° (110:1)	Particularmente comum em margens de deltas
	Corrimento lateral	Siltes e areias fofas parcial ou completamente saturadas, cheios de areia não compactadas ou ligeiramente compactadas.	0,3° (190:1)	Particularmente comuns em zonas de inundação de rios e em litorais, aterros construídos sobre materiais de fundação moles e saturados, deltas, leques aluviais, margem de lagos e praias.

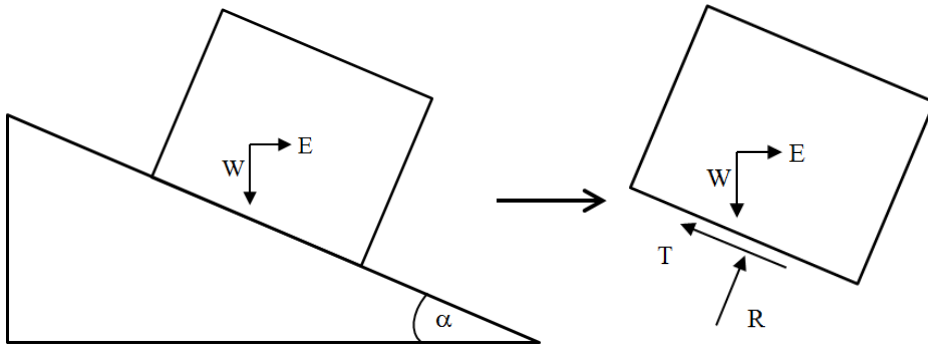


Figura 2.8. Esquema ilustrando o modelo de Newmark (1965)

Com o intuito de calcular a probabilidade de falha de um talude incorporando o efeito da aceleração sísmica, considerou-se um modelo de talude infinito. Para este modelo tem-se que o fator de segurança do talude, baseado no modelo da Figura 2.9, está dado como:

$$FS_1 = \frac{c}{\gamma H \cos \alpha (\sin \alpha + A_h \cos \alpha)} + \frac{(\gamma H - \gamma_w H_w) \cos \alpha \tan \phi}{\gamma H (\sin \alpha + A_h \cos \alpha)} \quad (2.18)$$

onde FS_1 é o fator de segurança pseudo-estático, H é a espessura da zona que falha e H_w é a altura da água (m), c é a coesão do solo (kPa), ϕ é o ângulo de atrito interno do solo ($^\circ$), γ é o peso específico do solo (kN/m^3), γ_w é o peso específico da água (kN/m^3) e A_h é a aceleração produzida pelo sismo dada como fração da aceleração da gravidade.

Um interessante indicador de susceptibilidade do talude a ser instabilizado por um sismo é o da aceleração crítica. Aceleração crítica é a aceleração necessária para desencadear um movimento de massa no talude, é portanto denominada aceleração crítica (a_c). Em princípio poderia ser usado qualquer modelo de equilíbrio limite para determinar a aceleração necessária para que se rompa o equilíbrio estático. Neste trabalho será utilizado o modelo de talude infinito como se ilustra na Figura 2.9 de onde, a partir da Equação 2.18 fazendo o fator de segurança igual a 1,0 se obtém a expressão:

$$a_c = (FS - 1) \tan \alpha \quad (2.19)$$

onde a_c é a aceleração crítica, α é o ângulo de inclinação médio do talude ou encosta e FS é o fator de segurança estático dado como:

$$FS = \frac{c}{\gamma H \cos^2 \alpha \tan \alpha} + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \quad (2.20)$$

onde FS é o fator de segurança estático, α é o ângulo de inclinação médio do terreno, c a coesão, ϕ o ângulo de atrito, γ o peso específico do solo e H é a espessura da camada que desliza.

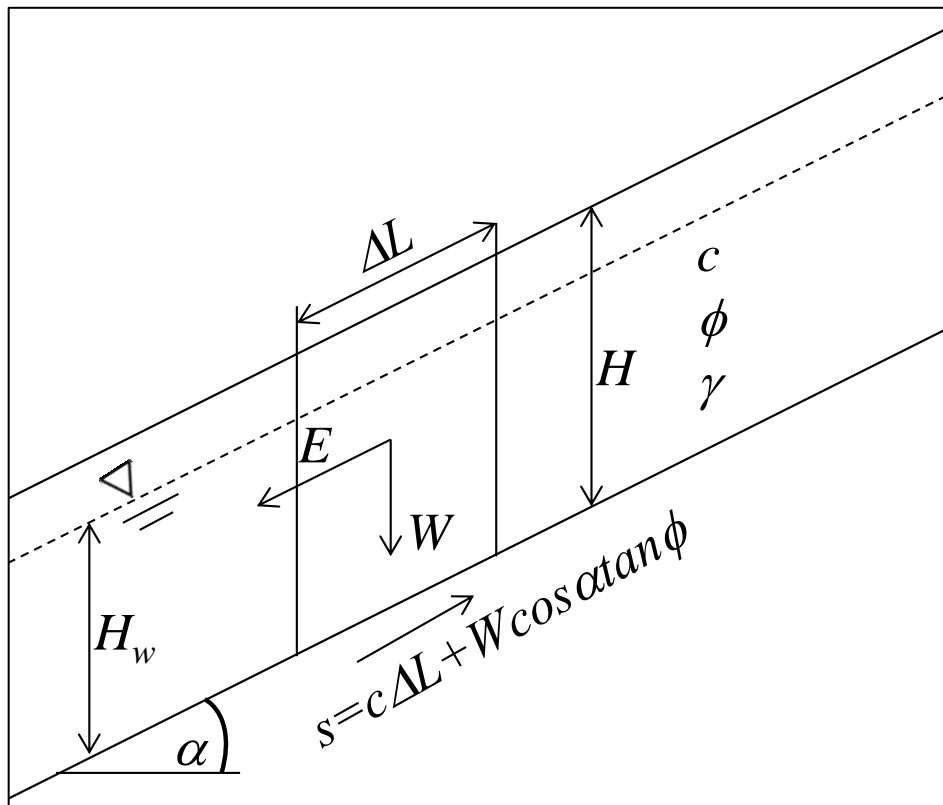


Figura 2.9. Esquema do modelo usado para o talude infinito

Depois de se obter o valor da aceleração crítica, compara-se com a aceleração pico esperada para a área de estudo e se determina a probabilidade de excedência, ou seja, a probabilidade anual de que a aceleração crítica seja superada. Para isto são requeridos registros históricos ou modelos elaborados para efeitos de microzoneamento sísmico. Na literatura é recomendado que -- para garantir a continuidade do funcionamento de obras de infraestrutura vitais como gasodutos, usinas hidroelétricas, barragens e outras -- se devem considerar sismos até com períodos de retorno de 2000 anos (probabilidade anual de excedência 0,0005) no lugar do período de retorno de 475 anos usado nos códigos de edificação (Wijewickreme *et al.*, 2005).

Embora indiquem a susceptibilidade devido à instabilidade proveniente de sismos, às vezes os resultados da aceleração crítica podem ser pouco indicativos do risco de fato

existente. Pode se mostrar mais interessante determinar o fator de segurança através dum valor definido da aceleração e da probabilidade de falha.

O fato de que o talude ou encosta atinja um fator de segurança igual a 1,0 não implica que se apresentem danos já que os deslocamentos do solo poderiam ser desprezíveis, também por isto é usual que os deslocamentos máximos do terreno devidos ao sismo sejam calculados, e existem várias propostas para estimar estes deslocamentos (Newmark, 1965, Jibson , 1993, Bray, 2007 e Bray & Travararou, 2007). Em princípio, como proposto por Newmark e se ilustra na Figura 2.10, o deslocamento acumulado D está dado pela dupla integral sobre o tempo (t) da aceleração do sismo segundo a equação:

$$D = \int_0^t \int_0^t [a(t) - a_c g] dt^2 \quad (2.21)$$

onde a_c é aceleração crítica, g é a aceleração da gravidade, t é o tempo e a a aceleração registrada.

A partir de trabalhos desenvolvidos principalmente na Califórnia, e mediante análises de regressão, têm sido estabelecidas correlações que permitem estimar os deslocamentos em função da aceleração crítica (a_c) e da acelerações pico (PGA) ou da intensidade do sismo como as desenvolvidas por Jibson (1993 e 2007):

$$\log D = 0,607(0,020)\log I_A - 3,719(0,049)K + 0,852(0,030) \pm 0,365 \quad (2.22)$$

e

$$\log D_N = 0,215 + \log \left[\left(1 - \frac{a_c}{PGA} \right)^{2,341} \left(\frac{a_c}{PGA} \right)^{-1,438} \right] \pm 0,51 \quad (2.23)$$

onde D_N é o deslocamento em cm, I_A é a intensidade Arias em cm/s e K é a relação entre a aceleração crítica (a_c) e PGA .

Segundo critérios do CGS (1999) se pode considerar que deslocamentos superiores a 5 cm são potencialmente perigosos para as pessoas e as construções comuns (Godt *et al.*, 2008), porém para obras de infraestrutura lineares, que podem suportar grandes deformações, o limite admissível de deslocamentos pode ser de até 300 mm para aterros sanitários (Anderson *et al.*, 2001) e podem ultrapassar 1,0 m em tubulações para petróleo. Outra forma para estas relações, que considera a intensidade do sismo, está dada como:

$$\log D_N = 1,460 \log I_a - 6,642 a_c + 1,546 \pm 0,409 \quad (2.24)$$

onde D_N é o deslocamento em cm, I_a é a intensidade Arias (m/s), a_c é a aceleração crítica (g), o último término é o desvio padrão do modelo em cm.

A intensidade Arias está definida como:

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{T_0} (a(t))^2 dt \quad (2.25)$$

onde: I_a é a intensidade Arias (m/s), $a(t)$ a aceleração do sismo como função do tempo e T_0 é a duração do registro do acelerograma.

Segundo Jibson (1993) a intensidade Arias pode ser estimada em função da PGA mediante a expressão da equação:

$$I_a = 0,9T(PGA)^2 \quad (2.26)$$

onde: I_a é a intensidade Arias (m/s), PGA é a aceleração máxima (g), T é a duração Dobry, definida como o tempo requerido para calcular o percentual de 90% central da intensidade Arias. T se pode estimar a partir da seguinte equação:

$$\log T = 0,432M - 1,83 \quad (2.27)$$

onde M é a magnitude do sismo mais provável no local estudado.

Uma forma de apresentar o efeito da variação da intensidade dos sismos são as curvas de fragilidade. Estas são muito usadas na engenharia sísmica e definidas como a representação gráfica da função de distribuição acumulada da probabilidade de se alcançar ou exceder um estado de dano limite específico, tais curvas dão portanto resposta estrutural ante uma ação sísmica determinada (Moreno & Bairan, 2010). Na Figura 2.11 se apresenta exemplo de curva de fragilidade para estrutura de concreto de cinco andares. Outra forma de apresentar estas avaliações são as das curvas de capacidade usadas para estimar a resposta de uma estrutura ante dado nível de aceleração espectral ou de demanda sísmica. As curvas de capacidade são gráficas da resistência à carga lateral da estrutura vs deslocamento lateral. Mediante este tipo de curvas é possível identificar a capacidade a fluência e a capacidade última de uma estrutura (Carreño & Cardona, 2005). Neste trabalho serão geradas curvas de

fragilidade, dadas como a probabilidade de ocorrência de danos, como forma de avaliar a ameaça em estradas.

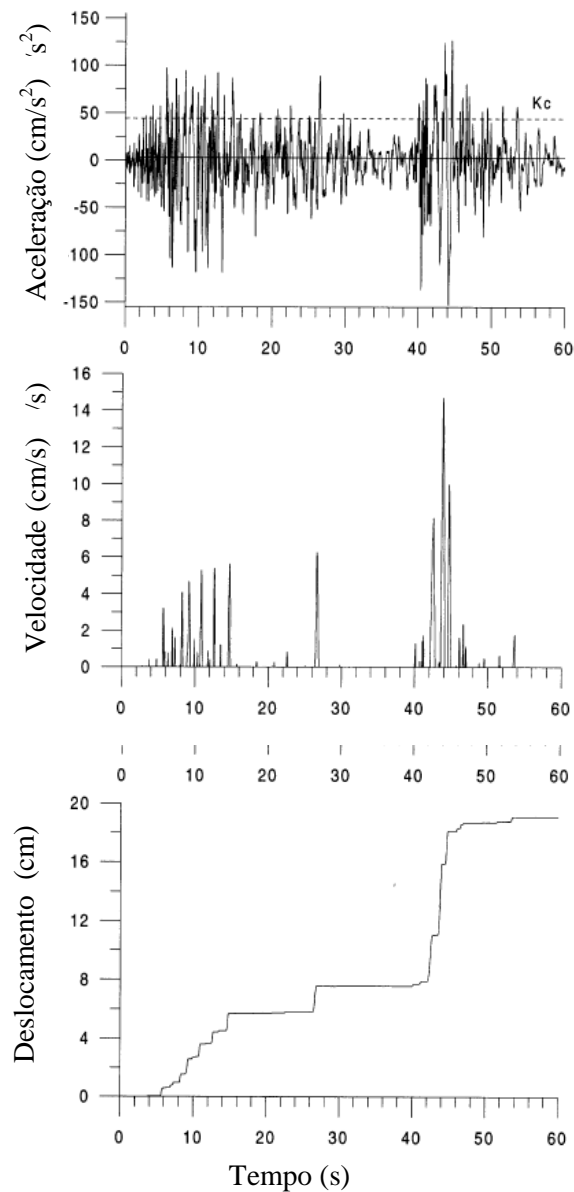


Figura 2.10. Exemplo do registro acelerométrico do sismo de Irpinia (PGA 0,156g), Ms 6,8 com aceleração crítica $a_c=0,045g$ (Tomado de Romeo, 2000)

Considerando as possíveis formas de avaliar a probabilidade de falha das obras lineares, se considerou também a possibilidade de que, uma vez que falhe o talude, sejam gerados deslocamentos que possam produzir danos; para tanto foram usados alguns conceitos das curvas de fragilidade e de capacidade.

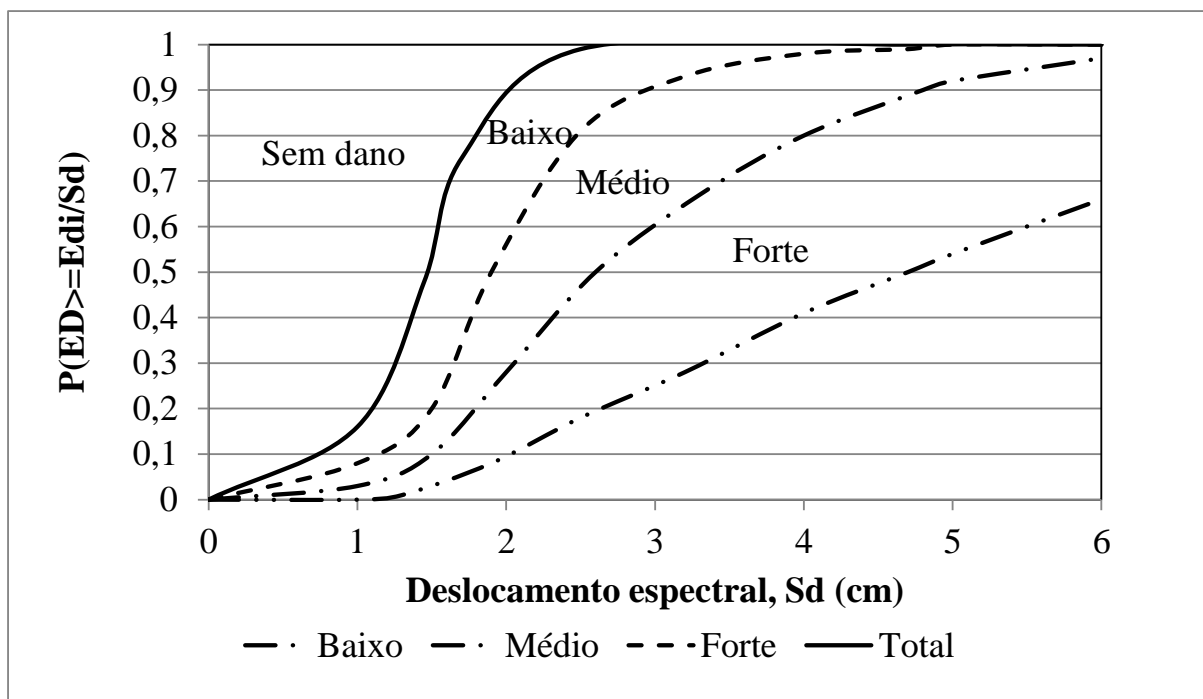


Figura 2.11. Curva de fragilidade para um edifício de oito andares (Modificado de Moreno & Bairan, 2010)

Combinando os conceitos de deslocamento devido a sismos da Equação 2.24 com o conceito de curva de fragilidade é possível pensar numa curva de fragilidade ou de capacidade do talude. Isto se faz considerando a probabilidade de superar determinado valor de deslocamento, como os valores da Tabela 2.5, considerados limiares adequados para diferentes níveis de ameaça.

Tabela 2.5. Critérios de ameaça baseados em deslocamentos (CGS, 1999)

Ameaça de movimento de massa	Deslocamento (cm)
Muito baixa	$D_N < 5$
Baixa	$5 < D_N < 15$
Moderada	$15 < D_N < 30$
Alta	$D_N > 30$

Estes valores representam critérios para os diferentes níveis de ameaça definidos para avaliação de risco sísmico na Califórnia (CGS, 1999; Saygili & Rathje, 2009), segundo estes critérios, locais que apresentem deslocamentos maiores do que 5 cm deveram ser submetidos a estudos de detalhe.

As probabilidades assim obtidas constituem a probabilidade condicional de que se apresentem deslocamentos nos locais dado que o talude chegou a um estado de falha por efeito da ação sísmica ($P [B|A]$). A probabilidade de que se apresentem danos num local será dada então pela probabilidade da interseção entre os eventos A e B, ou seja, pela probabilidade de que o talude falhe por efeito do sismo ($P[A]$) e que também se produzam deslocamentos maiores do que o limite considerado ($P [A \cap B]$) e se calcula pela expressão:

$$P(A \cap B) = P(B|A)P(A) \quad (2.28)$$

onde A é o evento de que o talude apresente um fator de segurança menor do que 1,0, B o evento de que os deslocamentos sejam maiores do que o nível de referência e $B|A$ é o evento de que os deslocamentos sejam maiores do que o valor de referência dado que o talude se rompa.

2.3 Incertezas em Geotecnia.

Em geral, e como primeira aproximação, as fontes de incertezas em Geotecnia têm sido classificadas em incerteza dos dados e dos modelos (Einstein, 2003, Nadim, 2007). Outros autores como Baecher & Christian (2003) e Christian (2004) classificam as incertezas na engenharia geotécnica em três grandes categorias: variabilidade natural, incertezas no conhecimento e incertezas nos modelos de decisão.

A variabilidade natural acha-se associada à aleatoriedade inerente aos processos naturais, manifestando-se como variabilidade no tempo para fenômenos ocorridos num único local (variação temporal), ou variabilidade no espaço para eventos produzidos em diferentes locais ao mesmo tempo (variação espacial), ou variações tanto no espaço como no tempo. Uma forma de avaliar a variabilidade natural é a de usar modelos matemáticos simplificados ou modelos físicos os quais propiciam apenas uma aproximação do fenômeno natural.

As incertezas no conhecimento resultam da carência de dados, da ausência de informação de eventos e processos, ou da falta de entendimento das leis físicas que limitam a capacidade para modelar o mundo real. Às vezes esta incerteza pode ser chamada também de epistêmica, subjetiva ou interna. A incerteza pode ser devida unicamente a informação incompleta e, neste caso, trata-se de incerteza epistêmica; esta constitui a principal fonte de incerteza na maioria dos problemas práticos e implica em que, para poder minimizá-la, seja

necessário melhorar a coleta de dados (Dubois, 2010) já que os processos probabilísticos só permitem avaliar a incerteza ou a variabilidade aleatória (Aven, 2010).

Em aplicações geotécnicas as incertezas no conhecimento podem ser divididas em três subcategorias: incerteza na caracterização do local, incerteza nos modelos e incerteza nos parâmetros.

A incerteza na caracterização do local resulta da inadequada interpretação da geologia subsuperficial. Isto provém da incerteza dos dados e da exploração, incluindo erros de medição; inconsistência e heterogeneidade dos dados; manipulação dos dados e erros de transcrição; e inadequada representatividade da amostragem devido a limitações de tempo e espaço. Outro fator a se considerar se relaciona às limitações econômicas na realização da exploração e da amostragem.

A incerteza dos modelos depende do nível de precisão com que o modelo matemático escolhido representa a realidade. Esta incerteza reflete a inabilidade de um modelo ou técnica de projeto em representar com precisão o verdadeiro comportamento físico do sistema, ou também da inabilidade do projetista em identificar o melhor modelo. Por exemplo, em estabilidade de taludes é comum o uso de modelos em estado plano de deformações e, nestes casos, em geral os movimentos de massa são tridimensionais. Como amostras de avaliação da incerteza dos modelos tem-se apresentado os trabalhos de Phoon & Kulhawy (2003) e Cassidy *et al.* (2008).

A incerteza nos parâmetros depende da precisão com que os parâmetros do modelo podem ser estimados. Essa inexatidão na determinação dos valores dos parâmetros a partir de ensaios ou de calibração de dados é exacerbada pelo número limitado de observações, resultando em imprecisão estatística.

Para a obtenção de parâmetros do solo podem ser destacadas as seguintes fontes de incerteza:

- Erro estatístico devido à quantidade insuficiente de ensaios, medições piezométricas etc.
- Dados tendenciosos (bias), que são aspectos do comportamento real, persistentemente alterados pelos ensaios, resultados de instrumentação etc.
- Erros de ensaio (ruídos) são aqueles associados à precisão da calibração e medições, a exatidão das leituras etc.
- Variabilidade espacial (natural ou inerente) dos parâmetros, que é a diferença real das características do comportamento devidas a diferenças de composição, intemperismo e história de tensões entre um ponto e outro.

Os dois primeiros aspectos analisados contribuem para o que se denomina “erro sistemático”, que atua independente da posição ou do tamanho do volume de análise ou superfície de ruptura, e afeta principalmente a média do parâmetro. Aqui o aumento do número de ensaios (para diminuir o erro estatístico) deve ser avaliado segundo a experiência do engenheiro (para compensar os dados tendenciosos). Os dois últimos itens contribuem principalmente na dispersão dos dados e constituem as fontes de incerteza consideradas no desenvolvimento desta tese.

Quando não se dispõe de número suficiente de ensaios, pode-se, em caráter preliminar, utilizar coeficientes de variação estimados (desvio padrão sobre a média) a partir de valores típicos que têm mostrado pouca variabilidade temporal e espacial (Whitman, 1984, USACE, 1999, Duncan, 2000, Phoon *et al.*, 2003). Na Tabela 2.6 são apresentadas faixas típicas de coeficientes de variação dos parâmetros geotécnicos de interesse para análises de estabilidade de taludes.

A variabilidade dos parâmetros geotécnicos com influência nos processos de análise de risco por escorregamento pode ser considerada mediante técnicas estatísticas e probabilísticas. Segundo o USACE (1999) há como se estimar os valores dos momentos probabilísticos de várias formas, dentre as quais pode-se citar:

- Análises estatísticas de determinações em ensaios para o parâmetro desejado
- Ensaios índice que podem ser correlacionados ao parâmetro desejado, e
- Baseados em critério e experiência quando não há dados disponíveis.

Estas duas últimas opções demandam cuidadosa avaliação, pois o nível de incerteza cresce gradualmente desde o primeiro até os últimos. No caso de análise de confiabilidade utilizando correlações ou dados definidos pela experiência pode-se abordar o problema assumindo um coeficiente de variação maior do que no caso de dados medidos diretamente ou de técnicas baseadas na lógica *fuzzy*, úteis no paralelo ao uso de informação incerta.

Em estabilidade de taludes considera-se que as variáveis mais incertas são a espessura dos solos, a resistência, a porosidade, o coeficiente de permeabilidade, o regime de fluxo subsuperficial e a intensidade da chuva. Na Tabela 2.7 ilustra-se o efeito das diferentes fontes de incerteza sobre vários parâmetros associados à estabilidade de taludes segundo Karam (2005). Porém, conforme observações realizadas na Seção 2.2.1, a duração da chuva é também uma variável de alta incerteza assim como os conteúdos de umidade.

A incerteza em Geotecnia sempre existe e, segundo Christian (2004), esta pode ser ignorada, pois é administrável através de projetos de conservação, usando o método observacional ou quantificando-a. Tradicionalmente, na prática da engenharia geotécnica, a

incerteza dos parâmetros e dos modelos tem sido tratada por meio da magnitude dos fatores de segurança ou pela confiança na experiência dos engenheiros encarregados dos projetos. Outra forma usada é a do método observacional, no qual se ajustam os projetos na medida em que a construção avança, mas em muitos casos esta tem sido ignorada. Porém as novas exigências dos projetos e o desenvolvimento de novas técnicas exigem e permitem que se avalie a incerteza de forma mais rigorosa nos processos de projeto geotécnico.

Tabela 2.6. Dados de referência de coeficiente de variação (Hidalgo & Assis, 2011)

Parâmetro	Coeficiente de variação (%)	Fonte
Peso específico	3-7	Ribeiro, 2008*
Peso específico submerso	4-8	USACE, 1994*
Coesão	0-10	Duncan, 2000
Ângulo de atrito efetivo	40 (20 a 80)	
	2-13	Ribeiro, 2008*
	3,7-9,3 areias e 7,5-10,1 argilas	USACE, 1994*
Resistência não drenada de argilas	13-40	Ribeiro, 2008*
	11-45	USACE, 1994*
Coeficiente de permeabilidade (k)	20-90	USACE, 1994*
Coeficiente de adensamento (Cv)	33-68	Duncan, 2000
Pressão de pré-adensamento (Pp)	10-35	Duncan, 2000
Índice de compressão (Cc)	10-37	Duncan, 2000
Número de golpes SPT (N)	15-45	Ribeiro, 2008*
Resistência à compressão uniaxial de metassiltitos	29-55	Hidalgo e Assis, 2003 ^a
Resistencia à compressão uniaxial de metacalcáreos	18-40	Hidalgo e Assis, 2003a, Hidalgo <i>et al.</i> , 2003b

*Ambos os autores apresentam dados de diversas fontes sem indicar a representatividade

Por outro lado existem novas exigências normativas, como as do Eurocódigo 7, que pedem uma avaliação da variação dos parâmetros envolvidos nas análises de estado limite e a determinação das causas e os modos para se obter um estado limite (falha); as possíveis consequências da falha em termos de riscos de vida, lesões e potenciais perdas econômicas; a aversão pública à falha; e os custos e procedimentos necessários para reduzir o risco de falha (Orr & Breyse, 2008).

Tabela 2.7. Fontes de incerteza em estabilidade de taludes (modificado de Karam, 2005)

Estado natural	Fontes de incerteza			
	Variabilidade espacial/temporal	Incerteza na medição		Incerteza do modelo
		Erro	Bias	
Zona afetada				
Geologia				
SOLO				
Espessura	H	M	L	L
Composição estratigráfica (homogêneo/heterogêneo)	L	M	M	L
Propriedades de resistência	M	M	M	L
Peso específico	L	L	L	L
Distribuição do tamanho de poros	M	M	M	M
Distribuição granulométrica	M	M	M	M
Porosidade	M	M	M	H
Condutividade	M	M	L	M
TOPO ROCHOSO				
Geometria das fraturas	M	M	H	M
Resistência	L	M	M	H
Condutividade	M	M	M	M
Condições da superfície				
Vegetação	M	L	L	L
Fendas e microporos	M	M	M	M
Hidrologia				
Profundidade do nível freático	M	M	L	L
Régime de fluxo subsuperficial	M	M	H	M
Antecedentes de conteúdo de umidade	M	M	M	M
CHUVA				
Intensidade	H	H	M	M
Duração	M	M	L	L
Geometria do talude				
Declividade	M	L	L	L
Profundidade do topo rochoso	M	M	L	L

Nota: H: A maioria dos casos, M: em alguns casos, L: raramente, (modelo=interpretação da exploração dos resultados de ensaios)

Nos últimos anos vem aumentando muito o interesse por introduzir nos estudos geotécnicos metodologias que permitam uma avaliação racional da incerteza associada a estes processos. Este objetivo vem demandando métodos probabilísticos para avaliar o risco de movimentos de massa como, por exemplo, o método de Monte Carlo usado há vários anos na avaliação da probabilidade de falha e de ameaça (El-Ramly, 2001, El-Ramly *et al.* 2002 e 2003, Zhoua *et al.*, 2003; Giasi *et al.*, 2003; Matsiy *et al.*, 2006; Cho, 2007) e se encontra implementado em *software* de análises de estabilidade de taludes como Slope/W (Geoslope,

2008) e Slide (Rocscience, 2010). Outros métodos probabilísticos que incluem ferramentas como as Análises de Primeira Ordem Segundo Momento (FOSM) e o Método Avançado de Primeira Ordem e Segundo Momento (MFOSM) também têm sido usados para determinar a confiabilidade dos taludes frente à falha (Hassan & Wolff, 2000; El-Ramly 2001. El-Ramly *et al.* 2002 e 2003, Giasi *et al.*, 2003, Uzielli *et al.*, 2006).

Além destas aplicações, ligadas à estabilidade de taludes, em diferentes aplicações na Geotecnia têm sido usados métodos estatísticos, por exemplo, na avaliação de confiabilidade e incerteza na mecânica de rochas (Einstein, 2003) e desastres naturais (Einstein & Souza, 2006), dentre outras. Além disto são também utilizados na obtenção de índices para avaliação do risco (Aristizábal & Gomez, 2007, Bonachea, 2006, Uzielli *et al.*, 2008).

2.4 Confiabilidade e Probabilidade de Falha

Uma forma de se avaliar a incerteza é mediante análises por confiabilidade. A confiabilidade pode ser entendida como a possibilidade que possui um sistema para realizar as funções para as quais foi concebido. Por outro lado uma falha configura todo comportamento que possa ser considerado anômalo.

As análises de confiabilidade tratam da relação entre as cargas que um sistema pode sofrer e a capacidade deste para suportá-las. Em Geotecnia tanto as cargas como a resistência mostram-se incertas, daí os resultados desta interação também são incertos. Em estatística, pode-se definir a confiabilidade como:

$$\theta = 1 - P(r) \quad (2.29)$$

onde θ é a confiabilidade e $P(r)$ é a probabilidade de que se produza a falha.

Atualmente, é comum expressar a confiabilidade na forma do chamado índice de confiabilidade, que se relaciona com uma probabilidade de ruptura. Pode-se entender neste contexto que a ruptura inclui não somente rupturas catastróficas, mas qualquer diferença inaceitável entre o comportamento esperado e o observado. O índice de confiabilidade, segundo a proposta de Hasofer & Lind de 1974 (Nadim, 2007) conhecida como o método de confiabilidade de primeira ordem FORM, por suas siglas em inglês, está definido como:

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} \quad (2.30)$$

onde μ_Z y σ_Z são a média e o desvio padrão da função do estado limite Z do fenômeno, definida da forma:

$$Z = R - S \quad (2.31)$$

Onde R é a capacidade e S é a demanda ou cargas do sistema. No caso dos taludes, R está dado pela resistência ao cisalhamento dos solos e S está definido pelas forças ou componentes das forças que causam o movimento.

Tanto as cargas ou demanda, como a resistência ou capacidade são variáveis aleatórias analisáveis estatisticamente. Supondo que a resistência e as cargas apresentam médias μ_R e μ_S e desvios padrões σ_R e σ_S respectivamente, e partindo das definições básicas da média e da variância é possível provar que a média e a variância da margem de segurança são:

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad (2.32)$$

$$\sigma_M^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 - 2\rho_{RS} \sigma_R \sigma_S \quad (2.33)$$

onde ρ_{RS} é a covariância da resistência e das cargas, μ_r , é a média da capacidade ou resistência, μ_s , é a média da demanda ou solicitações, σ_r , desvio padrão da capacidade, σ_r , desvio padrão da demanda σ_M , desvio padrão da margem de segurança e μ_M média da margem de segurança.

A partir da Equação 2.33 e considerando que as variáveis R e S são independentes, pode-se demonstrar que o índice de confiabilidade se calcula pela equação a seguir (Christian *et al.*, 1994, Baecher & Christian, 2003):

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2.34)$$

O índice de confiabilidade β representa a distância entre a média da margem de segurança e o valor crítico $Z=0$ em unidades do desvio padrão e pode ser representado como na Figura 2.12.

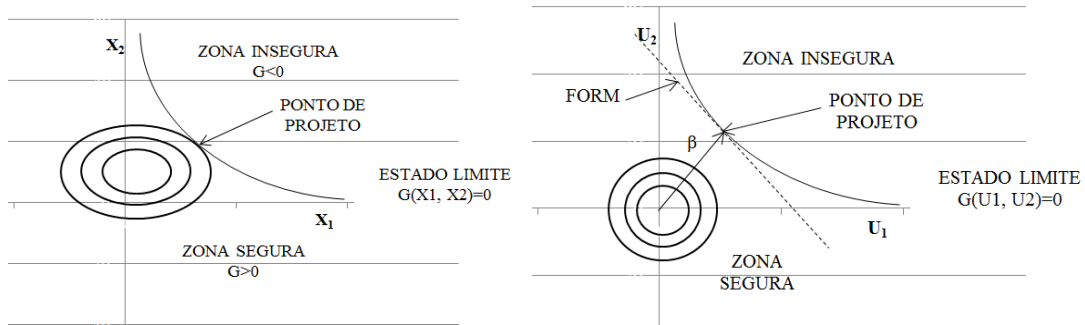


Figura 2.12. Representação gráfica do índice de confiabilidade da aproximação FORM
(Modificado de Nadim, 2007)

A Equação 2.34 pode ser transformada facilmente para determinar o índice de confiabilidade, β , do coeficiente ou fator de segurança (FS), podendo ser definido pela seguinte expressão (Christian *et al.*, 1994; Baecher & Christian, 2003,; Nadim *et al.*, 2005):

$$\beta = \frac{(E[FS] - 1)}{\sigma[FS]} \quad (2.35)$$

onde $E[FS]$ é o valor esperado e $\sigma[FS]$ é o desvio padrão do fator de segurança respectivamente. A Equação 2.35 se obtém dividindo a Equação 2.34 pela média da demanda μ_s . Cabe notar que, neste caso, o FS crítico é igual a 1,0.

Em princípio a Equação 2.35 é usada de forma geral para qualquer distribuição de probabilidade do fator de segurança, porém é muito usual privilegiar o uso da distribuição de probabilidade normal. O uso da distribuição normal implica supor que as distribuições da resistência do solo ou da rocha e das cargas aplicadas também sejam normais. Entretanto o método da confiabilidade pode ser usado se as distribuições não são normais como apresentado por Baecher & Christian (2003), Nadim *et al.* (2005), Nadim (2007), e Wu (2008). Isto é de grande importância na Geotecnia já que muitos parâmetros geotécnicos são melhor descritos com distribuições como a lognormal.

No caso em que as variáveis independentes apresentem distribuições de tipo lognormal o índice β se calcula segundo a expressão (Duncan, 2000, Kulhawi & Phoon, 2002, Nadim, 2007):

$$\beta = \frac{\ln \left(E[FS] \sqrt{\frac{1 + CV_S^2}{1 + CV_R^2}} \right)}{\sqrt{\ln \left[(1 + CV_S^2)(1 + CV_R^2) \right]}} \quad (2.36)$$

ou

$$\beta_{LN} = \frac{\ln \left(\frac{E[FS]}{\sqrt{1 + CV^2}} \right)}{\sqrt{\ln(1 + CV^2)}} \quad (2.37)$$

onde CV, CV_S e CV_R são os coeficientes de variação do fator de segurança, das cargas e da resistência respectivamente. Para conhecer mais detalhes deste índice e sobre o uso de outras distribuições podem ser consultadas referências como Baecher & Christian (2003), Christian (2004), Wu (2007) ou Nadim (2007). Sendo determinada desta forma a probabilidade de falha pode ser calculada usando-se uma distribuição normal (Chowdhury & Flentje, 2003).

O método de confiabilidade relaciona o índice β à probabilidade de ruptura, que permite avaliações mais consistentes da estabilidade. A probabilidade de falha está dada pela porção da área abaixo da curva unitária de distribuição de frequência (função densidade de probabilidade) do FS correspondentes aos valores de FS inferiores a 1,0, Isto pode ser determinado de qualquer tabela de função de distribuição de probabilidade normal com média 0 e desvio padrão 1 ou utilizando ferramentas computacionais como o *Excel*[®].

Na Figura 2.13 é ilustrada a relação entre o fator de segurança e probabilidade de falha em dois casos: um com uma distribuição de probabilidades do fator de segurança com média alta, mas desvio padrão igualmente alto, que apresenta maior probabilidade de falha que a outra distribuição que apresenta média menor, mas também menor dispersão dos dados. Em geral a probabilidade de falha em obras de construção civil é muito baixa e, por isto, pode se recomendar usar o índice de confiabilidade como indicador da estabilidade (Phoon, 2004).

A probabilidade de falha é muito sensível à dispersão. Por exemplo, Hidalgo & Assis (2010) mostraram que a probabilidade de falha por deslizamento de um muro de arrimo se incrementa em 250% quando o coeficiente de variabilidade dos parâmetros passa de 0,1 para 0,15. Na Figura 2.14 se apresentam os resultados reportados.

Em geral, além da determinação da incerteza das variáveis de entrada, o principal problema para calcular o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha está na estimação

das médias e nos desvios padrões das variáveis dependentes. A seguir apresentam-se alguns métodos para estimá-los.

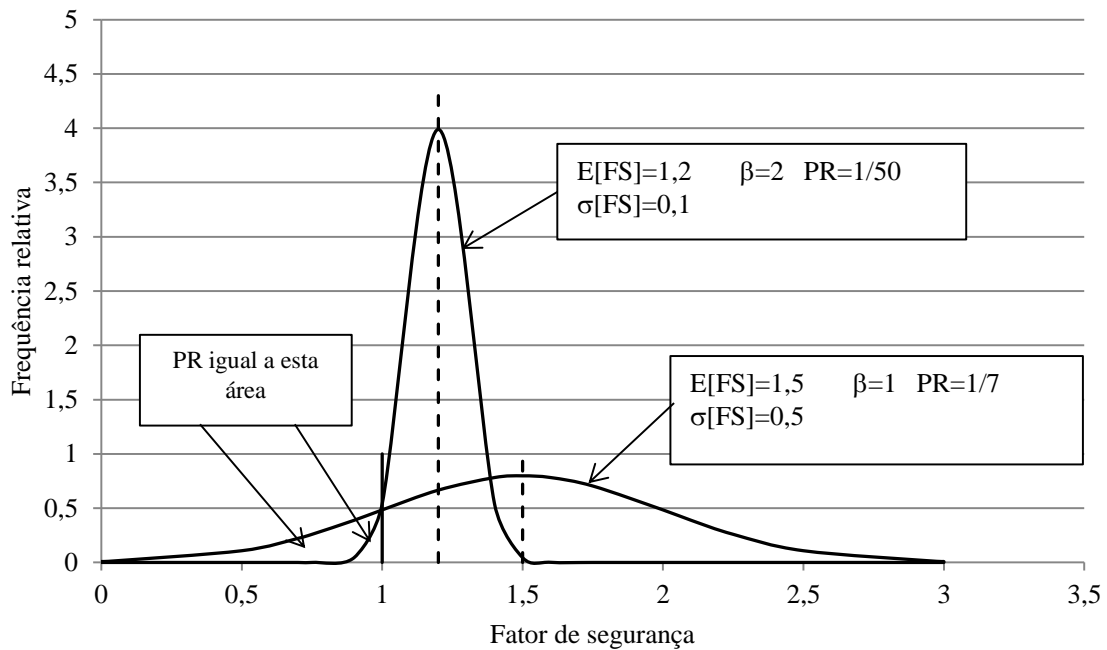


Figura 2.13. Distribuição de frequência de FS (Modificado Nadim *et al.*, 2005)

2.5 Métodos Probabilísticos

Métodos probabilísticos são aqueles que permitem avaliar a distribuição de probabilidades de uma variável dependente em função do conhecimento das distribuições estatísticas das variáveis independentes que a geram. Este método tem sido usado em avaliação de ameaça por movimentos de massa por autores como Luzi *et al.* (2000), Refice & Capolongo (2002) e Delgado *et al.* (2006) e de vulnerabilidade por Uzielli (2008).

Segundo Gitirana (2005) os modelos baseados em abordagens probabilísticas podem ser muito adequados quando são requeridos modelos complexos para determinar o desempenho das variáveis. A combinação de um eficiente método probabilístico e análises do ciclo de decisão provém método mais adequado e útil para avaliação de ameaças.

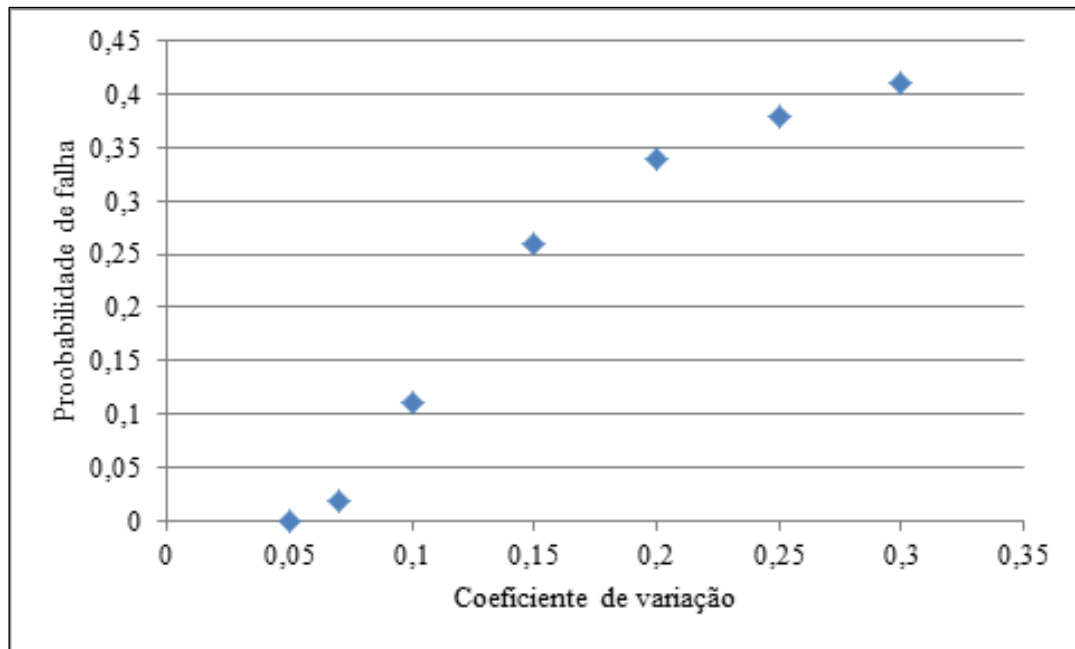


Figura 2.14. Variação da probabilidade de falha por deslizamento do muro de arrimo em função do coeficiente de variação dos parâmetros (Hidalgo & Assis, 2010)

A análise probabilística distingue-se da determinística por considerar a variabilidade dos parâmetros de cálculo particularmente a dispersão natural, para isto tem que ser conhecida uma distribuição de valores para cada parâmetro (variáveis aleatórias); obtendo ou assumindo uma distribuição de probabilidade para o fator de segurança. Quanto à forma de se estimar a distribuição para o FS, diversos métodos probabilísticos têm sido desenvolvidos para gerar a distribuição de funções de variáveis dependentes:

- Métodos "exatos";
- Aproximações da série de Taylor da variável dependente;
- Método das Estimativas Pontuais.

Os métodos ditos exatos exigem que as funções de distribuição de probabilidade de todas as variáveis independentes sejam inicialmente conhecidas. Na falta destas, geralmente assume-se uma distribuição normal, ou lognormal, ou até mesmo uniforme. O principal método nesta categoria é o método de Monte Carlo. A principal vantagem desta metodologia é que se obtém a distribuição completa da variável dependente. Como desvantagem o método exige considerável tempo, grande esforço computacional e programas específicos.

Numa segunda categoria se incluem vários métodos baseados em truncamentos da série de Taylor para a função da variável dependente. Um destes métodos é dito de Primeira Ordem Segundo Momento (FOSM) no qual o valor médio da variável dependente é calculado

a partir dos valores médios das variáveis independentes. O desvio padrão é calculado a partir das variâncias dos parâmetros de entrada e das derivadas da variável dependente em relação a cada variável independente. Estas derivadas nem sempre são de fácil determinação. Como vantagens estes métodos possuem uma formulação matemática mais simples; não requerem grandes esforços computacionais e permitem quantificar a influência de cada variável independente na variância da variável dependente. Como desvantagem, não obtêm uma distribuição completa da variável dependente devendo-se adotar hipóteses sobre esta distribuição. Além do mais a probabilidade de ruptura máxima nem sempre se relaciona à superfície de ruptura como fator de segurança mínimo.

Numa terceira categoria está o Método das Estimativas Pontuais (Rosenbleuth, 1975). O Método de Rosenbleuth dispensa, *a priori*, o conhecimento das funções de distribuição das variáveis independentes, utilizando apenas os valores das estimativas pontuais calculados na média mais um desvio padrão e média menos desvio padrão de cada variável. A variável dependente é calculada para estes pontos, obtendo-se uma amostra da qual se pode calcular sua média e desvio padrão. O método é versátil e de fácil aplicação. Deve-se, entretanto, assumir uma distribuição para a variável dependente e supõe-se que a distribuição de cada variável independente seja simétrica.

2.5.1 Método de Monte Carlo

Consiste na geração aleatória de determinado número, N , de valores para as variáveis aleatórias independentes. Com estes valores são realizadas N análises determinísticas com base numa determinada função de desempenho $G(x)$ dependente. O conjunto dos valores obtidos através da função $G(x)$ é tratado como amostra de uma população, e desta forma, os valores de média e variância da função de desempenho são obtidos respectivamente a partir das seguintes equações:

$$G(\bar{X}) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N G(X)_i \quad (2.38)$$

$$V[G(X)] = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N [G(X)_i - G(\bar{X})]^2 \quad (2.39)$$

A geração dos valores das variáveis independentes pode ser obtida por meio de *softwares* e possui como dados os seus valores médios, os seus desvios padrões e a sua forma de distribuição.

A principal aplicação da técnica de Monte Carlo está na aproximação da função de probabilidade para uma ou mais variáveis aleatórias. Parece praticamente desnecessário dizer que a simulação de Monte Carlo requer uma velocidade alta para os cálculos e também que se consiga a geração de grande quantidade de números, porém com o estado atual de desenvolvimento dos computadores praticamente qualquer equipe de computação se mostra eficiente para a maioria das avaliações em estabilidade de taludes.

A simulação de Monte Carlo é uma técnica de amostragem e, por essa razão, seus resultados estão sujeitos a erros. À medida que o número de elementos de amostra de $G(X)$ aumenta, os erros vão diminuindo e a solução se torna exata quando este número tende ao infinito. Por isto esta técnica em geral requer um número grande de análises determinísticas para chegar-se a uma solução adequada (Ribeiro, 2008). Porém, no atual estado de desenvolvimento dos computadores a quantidade de cálculos não é problema na maioria das análises de rotina (Chowdhury *et al.*, 2010), mas em casos de análises com elementos finitos ainda hoje é inviável.

Neste método é necessário gerar números aleatórios que seguem funções de densidade de probabilidade arbitrárias. Porém torna-se relativamente fácil gerar tais números aleatórios visto ser dada uma sequência uniforme de números aleatórios no intervalo (0,1). Com base na história do desenvolvimento, os métodos podem ser classificados como geração de números pseudo aleatórios e geração de sequências de baixa discrepância ou números quase aleatórios (Honjo, 2008) ou técnicas de otimização como a amostragem Latin-Hypercube (Nadim, 2007).

Em primeiro lugar, os números pseudo aleatórios são uma sequência de números obtidos por cálculos deterministas que parecem números aleatórios. Este é um método adequado para que um computador gere uma grande quantidade de números aleatórios reproduzíveis e hoje é utilizado comumente (Honjo, 2008). Usualmente se assume que os números pseudo aleatórios compartilham as seguintes condições:

1. Uma grande quantidade de números aleatórios deve ser gerada instantaneamente.
2. Se existe um ciclo na geração (e geralmente existe), este deve ser suficientemente longo para gerar grande quantidade de números aleatórios.
3. Os números aleatórios devem ser reproduzíveis
4. Os números aleatórios devem possuir adequadas propriedades estatísticas, que possam ser examinadas usualmente por meio de testes estatísticos como, por exemplo, o teste de bondade de ajuste chi quadrada.

O método típico de geração de números pseudo aleatório inclui o método do quadrado do meio e relações de recorrência linear, também chamado método linear congruente.

A forma geral das relações de recorrência linear pode ser dada pela seguinte equação:

$$x_{n+1} = a_0x_n + a_1x_{n-1} + \dots + a_{n-j}x_{n-j} + b \pmod{P} \quad (2.40)$$

onde mod P implica que $x_{n+1} = a_0x_n + a_1x_{n-1} + \dots + a_jx_{n-j} + b - Pk_n$

$k_n = [(x_{n+1} + a_1x_{n-1} + \dots + a_jx_{n-j} + b)/P]$ denota o maior inteiro positivo em

$$(x_{n+1} = a_0x_n + a_1x_{n-1} + \dots + a_jx_{n-j} + b)/P \quad (2.41)$$

A forma simples da Equação 2.40 pode ser dada como:

$$x_{n+1} = x_n + x_{n-1} \pmod{P} \quad (2.42)$$

Este é chamado o método de Fibonacci. Se os números aleatórios gerados são de 2 dígitos inteiros e supõem que os dois números são $x_1=11$ e $x_2=36$, e $P = 100$, os números gerados são 47,83,30,14,43, . . .

As versões modificadas da Equação 2.40 constituem o método das congruências multiplicativo e o método das congruências misto, os quais são ainda comumente usados e se pode conseguir programas com facilidade (Honjo, 2008).

Por outro lado as sequências de baixa discrepância ou de números quase aleatórios permitem a aplicação de uma das mais importantes aplicações da Simulação de Monte Carlo: a resolução de problemas de integração multidimensionais, os quais incluem análises de confiabilidade. O problema pode ser descrito geralmente como uma integração multidimensional em um hipercubo:

$$I = \int_0^1 \dots \int_0^1 f(x_i) dx \quad [x = (x_1, x_2, \dots, x_k)] \quad (2.43)$$

O problema resolvido pelo método de Monte Carlo pode ser descrito pela equação a seguir:

$$S(N) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N f(x_i) \quad (2.44)$$

onde: x_i • representa os N pontos aleatórios gerados no hipercubo unitário.

O erro de $|S(N)-I|$ é proporcional a $O(N^{-1/2})$, que está relacionado com o número amostrado N. Porém, quando se quer melhorar a exatidão da integração por um dígito é necessário incrementar 100 vezes o número de pontos de amostragem.

Com o intuito de melhorar a exatidão da integração, foi desenvolvido o método chamado Sequências de Baixa Discrepância no propósito de gerar sequências de pontos no hipercubo multidimensional com o mínimo de discrepância possível, ou seja com a máxima uniformidade possível. De fato, as sequências de baixa discrepância permitem melhorar a exatidão da integração in k dimensões em proporção a $O(\log N)^k/N$ ou menos (Honjo, 2008).

Baseado neste desenvolvimento, o termo sequências de baixa discrepância-LDS é mais usado do que números quase aleatórios para evitar confusão entre os números pseudo e os quase aleatórios (Honjo, 2008).

Finalmente, o método mais popular para gerar números aleatórios baseia-se em funções de distribuição de probabilidade-PDF arbitrárias. Esta técnica é conhecida como o método de transformação inversa. Seja X uma variável aleatória cuja função de distribuição acumulada-CDF- é $F_X(x)=p$. $F_X(x)$ é uma função não decrescente, e $0 \leq p \leq 1,0$. Assim, a seguinte transformação inversa sempre existe para qualquer p:

$$F_X^{-1}(p) = \min[x: F_X(x) \geq p] \quad 0 \leq p \leq 1,0 \quad (2.45)$$

Para usar esta transformação inversa, qualquer variável X que segue CDF $F_X(x)$ pode ser gerada baseada em números aleatórios uniformes no intervalo (0,1) como mostrado na Figura 2.15. Notar que U é uma variável aleatória no intervalo (0,1)

$$X = F_X^{-1}(U) \quad (2.46)$$

Algumas das transformações inversas frequentemente utilizadas são resumidas embaixo:

Distribuição normal

$$F_X(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma_x^2}} e^{-(x-\mu_x)^2/(2\sigma_x^2)} \quad (x \geq 0) \quad (2.47)$$

$$X = \sigma_x \sqrt{\frac{12}{K}} \left(\sum_{i=1}^K r_i - \frac{K}{2} \right) + \mu_x \quad (2.48)$$

Distribuição exponencial

$$F_X(x) = 1 - \exp[-\lambda x] \quad (x \geq 0) \quad (2.49)$$

$$X = F_X^{-1}(U) = \frac{1}{\lambda} \ln(1 - U) \quad (2.50)$$

A equação acima pode ser reescrita como a seguir:

$$X = F_X^{-1}(U) = -\frac{1}{\lambda} \ln(U) \quad (2.51)$$

Distribuição de Cauchi

$$f_X(x) = \frac{\alpha}{\pi[\alpha^2 + (x-\lambda)^2]} \quad a > 0, \lambda > 0, -\infty < x < \infty \quad (2.52)$$

$$F_X(x) = \frac{1}{2} + \pi^{-1} \tan^{-1} \left(\frac{x-\lambda}{\alpha} \right) \quad (2.53)$$

$$X = F_X^{-1}(U) = \lambda + \alpha \tan \left[\pi \left(U - \frac{1}{2} \right) \right] \quad (54)$$

Distribuição Gumbel

$$F_X(x) = \exp[-\exp[-a(x - b)]] \quad (-\infty < x < \infty) \quad (2.55)$$

$$X = F_X^{-1}(U) = -\frac{1}{a} \ln(-\ln(U)) + b \quad (2.56)$$

Distribuição Frechet

$$F_X(x) = \exp \left[- \left(\frac{v}{x-\varepsilon} \right)^k \right] \quad (\varepsilon < x < \infty) \quad (2.57)$$

$$X = F_X^{-1}(U) = v(-\ln(U))^{-1/k} + \varepsilon \quad (2.58)$$

Distribuição Weibull

$$F_X(x) = \exp \left[- \left(\frac{\omega-x}{\omega-v} \right)^k \right] \quad (-\infty < x < \omega) \quad (2.59)$$

$$X = F_X^{-1}(U) = (\omega - v)(\ln(U))^{1/k} + \omega \quad (2.60)$$

Distribuição Pareto generalizada

$$F_X(x) = 1 - \left(1 + \gamma \frac{x-\mu}{\sigma} \right)^{-1/\gamma} \quad (\mu \leq x) \quad (2.61)$$

$$X = F_X^{-1}(U) = \frac{\sigma}{\gamma} [(1 - U)^{-\gamma} - 1] + \mu \quad (2.62)$$

Os números aleatórios normais considerados de uso mais frequentemente próximo aos números aleatórios uniformes, não apresentam transformação inversa de forma explícita. Uma das formas mais comuns para se gerar números aleatórios normais é a de se utilizar o método de Box & Muller (Honjo, 2008): Sejam U_1 e U_2 duas variáveis independentes aleatórias e uniformes. Baseado nestas variáveis, dois números aleatórios normais padrão podem ser gerados por meio das seguintes equações:

$$Z1 = \frac{(-2\ln(U1))^{1/2}}{2 \cos(2\pi U2)} \quad (2.63)$$

$$Z2 = \frac{(-2\ln(U1))^{1/2}}{2 \sin(2\pi U2)} \quad (2.64)$$

Os modelos comerciais para análise de estabilidade de taludes como Slide (Rocscience, 2010), Slope/W (Geoslope, 2010) e programas para avaliação de risco e tomada

de decisões como @Risk (Palisade, 2011) e Crystalball (Oracle, 2008) utilizam os modelos de tipo Monte Carlo e Hipercúbico Latino com a PDF arbitrária. Em geral se considera o método hipercúbico latino como o mais eficiente na geração da distribuição da função de distribuição da função objetivo (Palisade, 2011).

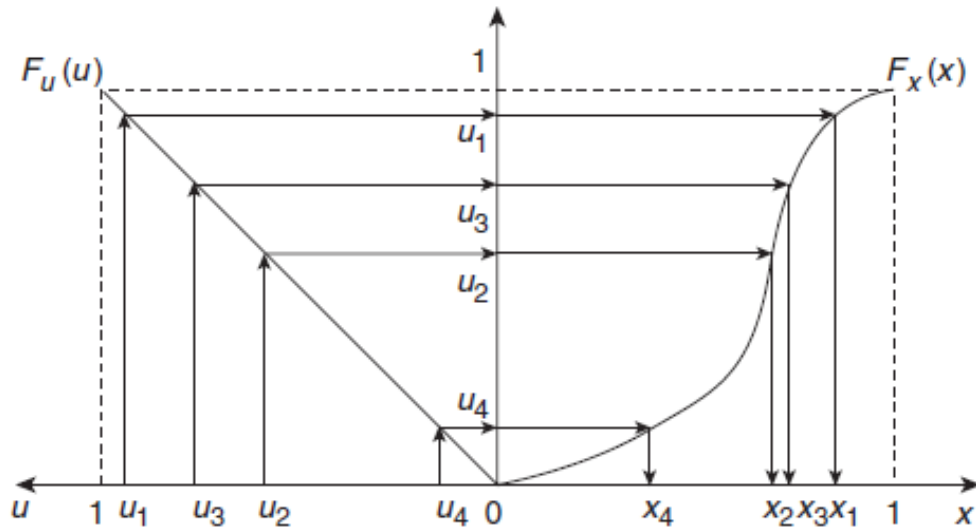


Figura 2.15. Obtenção de números aleatórios através de uma distribuição (Honjo, 2008)

2.5.2 Método FOSM

O denominado método FOSM ("First Order, Second Moment") utiliza a série de Taylor para a determinação da distribuição de probabilidade de uma função com um número de variáveis aleatórias e corresponde à segunda categoria dos métodos probabilísticos desenvolvidos (Baecher & Christian, 2003).

A função de expansão da série de Taylor se trunca para formar este método. As saídas e entradas de dados são expressas por valores esperados e pelos desvios padrão. As vantagens deste tipo de solução radicam em que os cálculos matemáticos são simplificados e se requer apenas o conhecimento dos valores dos momentos das distribuições estatísticas das variáveis que formam a função (Assis *et al.*, 2001) para calcular assim a variância e a média da forma:

$$V[f(x)] = [f'(x)]V(x) + [f''(x)]V(x) + \dots \quad (2.65)$$

$$E[f(x)] = f(\bar{x}) \quad (2.66)$$

onde $V[f(x)]$ é a variância da função $f(x)$, $f'(x)$ é a derivada de $f(x)$ $f''(x)$ é a segunda derivada de $f(x)$ e $V(x)$ é a variância da variável x . $E[f(x)]$ é o valor esperado de $f(x)$ e $\bar{f}(\bar{x})$ é a função avaliada no valor médio de x .

Na expansão da série de Taylor de uma função de 2 variáveis $F(x, y)$ nos pontos (x, y) -- conservando somente termos de primeira ordem (lineares), tomando \bar{x} e \bar{y} para ser os respectivos valores esperados das variáveis e aplicando o formulário para distribuições de duas variáveis -- se obtém as seguintes aproximações:

$$E[f(x, y)] = f(\bar{x}, \bar{y}) \quad (2.67)$$

$$V[f(x, y)] = \left(\frac{\partial F}{\partial x}\right)^2 V(x) + \left(\frac{\partial F}{\partial y}\right)^2 V(y) + 2\left(\frac{\partial F}{\partial x}\right)\left(\frac{\partial F}{\partial y}\right)\text{cov}(x, y) \quad (2.68)$$

Para N variáveis aleatórias não correlacionadas, $F(x_1, x_2, \dots, x_N)$, conservando-se somente os termos lineares na Série de Taylor, se obtém as equações gerais

$$E[F] = F(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_N) \quad (2.69)$$

$$V[F] = \sum_{i=1}^N \left(\frac{\partial F}{\partial x_i}\right)^2 V(x_i) \quad (2.70)$$

onde $\bar{x}_i = E[x_i]$

A função F é avaliada nos pontos médios de todas as variáveis, assim como a variância de F . Nas expressões anteriores, a série de Taylor foi truncada a partir dos termos de segunda ordem, desprezando-se portanto os efeitos dos terceiros e quartos momentos probabilísticos. No entanto esta aproximação é plenamente aceitável para fins práticos (Baecher & Christian, 2003). Os valores das derivadas podem ser obtidos mediante o cálculo analítico, todavia é mais usual e recomendado usar a aproximação numérica apresentada por Christian *et al.* (1994) segundo a qual se pode estimar a derivada com a seguinte equação:

$$\frac{\partial F}{\partial x_i} = \frac{F(x_i + \Delta x_i) - F(x_i)}{\Delta x_i} \quad (2.71)$$

onde: Δx_i é um acréscimo da variável x_i .

De acordo com a formulação deste método, a principal dificuldade situa-se na estimação das derivadas parciais; isto converge com apreciações de autores como Gitirana (2005). No entanto uma grande vantagem do método está em se poder determinar a participação de cada variável na incerteza da variável dependente ou na função de estado.

2.5.3 Método das estimativas pontuais

Rosenblueth (1975) propôs um método aproximado que simplifica muito a tarefa de determinar os momentos estatísticos, já que diferentemente do método FOSM não é necessário determinar as derivadas. Alguns autores criticam este método por considerar que assim se compromete a exatidão dos momentos calculados e que tal método carece de rigor matemático, porém, Baecher & Christian (2003) argumentam que o método está rigorosamente fundamentado e que se trata de fato de uma efetiva aplicação do procedimento da quadratura Gaussiana na procura de momentos de uma função aleatória.

O método apresentado de forma indutiva por Rosenblueth consiste em estimar os momentos de ordem inferior (média, desvio padrão, coeficiente de assimetria) da variável dependente em função das variáveis aleatórias independentes, das quais se deveriam conhecer dois momentos estatísticos: média e desvio padrão (ou pelo menos suas estimativas), sem necessidade de se conhecer as distribuições de probabilidade completas das variáveis independentes ou da dependente.

Supondo que exista uma função bem definida que una a variável dependente e as independentes, com procedimentos simples, pode-se então trabalhar com a variabilidade sem introduzir complexidades numéricas muito grandes na análise determinística. Trata-se de ponderar a participação de cada variável, calculando os valores da função de densidade de probabilidade arbitrariamente escolhida para cada variável independente (X_i), que resultará em concentrações P_i onde se terão pontos de estimativa da variável dependente ($F(X)$), que servirão para o cálculo dos momentos de $F(X)$.

Na dedução da formulação deste método são considerados três casos, (1) quando $F(X)$ é função de uma variável X , cuja média, variância e o coeficiente de assimetria são conhecidos, (2) quando $F(X)$ é função de uma variável X cuja distribuição é simétrica e aproximadamente Gaussiana; e (3) quando $F(X)$ é função de variáveis X_1, X_2, \dots, X_n , cujas

distribuições são simétricas e podem estar correlacionadas. Em todos os casos os cálculos se realizam em dois pontos e se usa a notação a seguir:

$$E[Y^m] \approx P_+ y_+^m + P_- y_-^m \quad (2.72)$$

onde Y é a função determinística de referência, $Y=F(X)$

$E[Y^m]$ é o valor esperado de F(X) elevado à potencia m

m: número que corresponde à ordem do momento estatístico que se calcula.

y_+ é o valor de F(X) avaliado no ponto x_+ , que é maior do que a média, μ_x

y_- é o valor de F(X) avaliado no ponto x_- , que é menor do que a média, μ_x

P_+ , P_- são pesos relativos de cada termo

O problema a partir daqui consiste em se encontrar os valores adequados de x_+ , x_- , P_+ , P_- considerando vários casos.

Caso 1: Quando F(X) é função de uma variável X, cuja média, variância e o coeficiente de assimetria são conhecidos – Rosenblueth apresenta quatro condições que devem ser satisfeitas para os que os momentos de ordem inferior de X sejam modelados exatamente:

$$P_+ + P_- = 1 \quad (2.73)$$

$$P_+ x_+ + P_- x_- = \mu_x \quad (2.74)$$

$$P_+ (x_+ - \mu_x)^2 + P_- (x_- - \mu_x)^2 = \sigma_x^2 \quad (2.75)$$

$$P_+ (x_+ - \mu_x)^3 + P_- (x_- - \mu_x)^3 = v_x \sigma_x^3 \quad (2.76)$$

Nestas equações σ_x é o desvio padrão de X, v_x é a assimetria (i.e. $v_x = \mu_x^3 / \sigma_x^3$). Uma solução simples para esta equação é:

$$x_+ = \mu_x + \left[\frac{v_x}{2} + \sqrt{1 + \left(\frac{v_x}{2} \right)^2} \right] \sigma_x \quad (2.77)$$

$$x_- = \mu_x + \left[\frac{v_x}{2} - \sqrt{1 + \left(\frac{v_x}{2} \right)^2} \right] \sigma_x \quad (2.78)$$

$$P_+ = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{v_x}{2} \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{v_x}{2} \right)^2}} \right] \quad (2.79)$$

$$P_- = 1 - P_+ \quad (2.80)$$

Uma grande simplificação ocorre quando a assimetria é zero ou algo desprezível. A distribuição de X é então simétrica e:

$$P_- = P_+ = \frac{1}{2} \quad (2.81)$$

$$x_+ = \mu_x + \sigma_x \quad x_- = \mu_x - \sigma_x \quad (2.82)$$

Caso 2: Quando $F(X)$ é uma função de uma variável X cuja distribuição é simétrica e aproximadamente Gaussiana, x pode ser estimada em mais de dois pontos, por exemplo, numa estimativa de três pontos pode ser usado um ponto central $x = \mu_x$ e dois pontos x_+ e x_- simetricamente distribuídos ao redor da média. O peso para o valor médio é denominado P , e a outra notação permanece igual, então:

$$2P_+ + P = 1 \quad (2.83)$$

$$2P_+(x_+ - \mu_x)^2 = \sigma_x^2 \quad (2.84)$$

$$2P_+(x_+ - \mu_x)^4 = 3\sigma_x^4 \quad (2.85)$$

A Equação 2.88 surge do fato de que o valor esperado momento central de uma distribuição normal é $3\sigma^4$. A solução deste sistema de equações é a seguinte:

$$P = \frac{2}{3}P_+ = P_- = \frac{1}{6} \quad (2.86)$$

$$X_{\pm} = \mu_x \pm \sqrt{3\sigma_x} \quad (2.87)$$

Por analogia com o caso 1 e sendo y_{μ} o valor de Y avaliada em μ_x

$$E[Y^m] \approx P_+ y_+^m + P y_{\mu}^m + P_- y_-^m \quad (2.88)$$

Caso 3: sendo o caso mais usual, para o caso onde F(X) depende de n variáveis aleatórias sem estar correlacionadas entre si. Rosenblueth (1975) e Baecher & Christian (2003) apresentam em detalhe a dedução das expressões deste método. É tomado como ponto de partida o caso de três variáveis para, depois, generalizar as seguintes fórmulas para a estimativa da média e do desvio padrão de F(X).

$$\bar{Y} = \frac{1}{2^n} \sum_{i=1}^{2^n} (y_i) \quad (2.89)$$

$$\sigma_Y^2 = \frac{1}{2^n} \sum_{i=1}^{2^n} (y_i - \bar{Y})^2 \quad (2.90)$$

Os valores de y_i são obtidos com a aplicação da função que define a dependência entre F(X) e as variáveis independentes, substituindo alternadamente os valores dessas variáveis por $\bar{X}_j \pm \sigma_j$ com $j=1,2,\dots,n$, obtendo-se dessa forma os 2^n valores de y_i .

Em geral se tomam combinações dos valores nas estimativas pontuais máximas ($X_i + \sigma[X_i]$) e mínimas ($X_i - \sigma[X_i]$) para cada variável independente. Portanto são necessárias 2^n

análises separadas. Nas análises de estabilidade, pelo método das fatias a cada análise, se realiza uma nova procura da superfície crítica que pode diferir significativamente daquela calculada com os valores médios do método FOSM.

Assumindo-se uma distribuição normal (Gauss) para os valores do fator de segurança (F_i) calculados com as variáveis nas estimativas pontuais, o fator de segurança médio $E[F]$ e o seu desvio padrão podem ser calculados pelo primeiro e segundo momento da distribuição:

$$E[F] = \sum_{i=1}^n \frac{F_i}{n} \quad (2.91)$$

$$\sigma[F] = \left(\sum_{i=1}^n \frac{(F_i)^2}{n} - \left(\sum_{i=1}^n \frac{F_i}{n} \right)^2 \right)^{1/2} \quad (2.92)$$

2.5.4 Exemplo de aplicação

Neste exemplo se utilizaram os mesmos métodos probabilistas da seção anterior para avaliar a probabilidade de falha por deslizamento da estrutura de contenção mostrada na Figura 2.16, adaptada de Duncan (2000). Nesta estrutura se consideram materiais de uso normal em obras deste tipo como são o concreto e os solos de aterro compostos por areias siltosas compactadas. O método de Monte Carlo foi usado por meio do programa @Risk. O processo foi baseado nas equações abaixo. Por definição, o fator de segurança por deslizamento é:

$$FS_D = \frac{\sum F_V \tan \delta}{E_a} \quad (2.93)$$

onde: F_V é a somatória das forças verticais; δ ângulo de atrito entre o solo e a base do muro; E_a Componente horizontal do empuxo ativo.

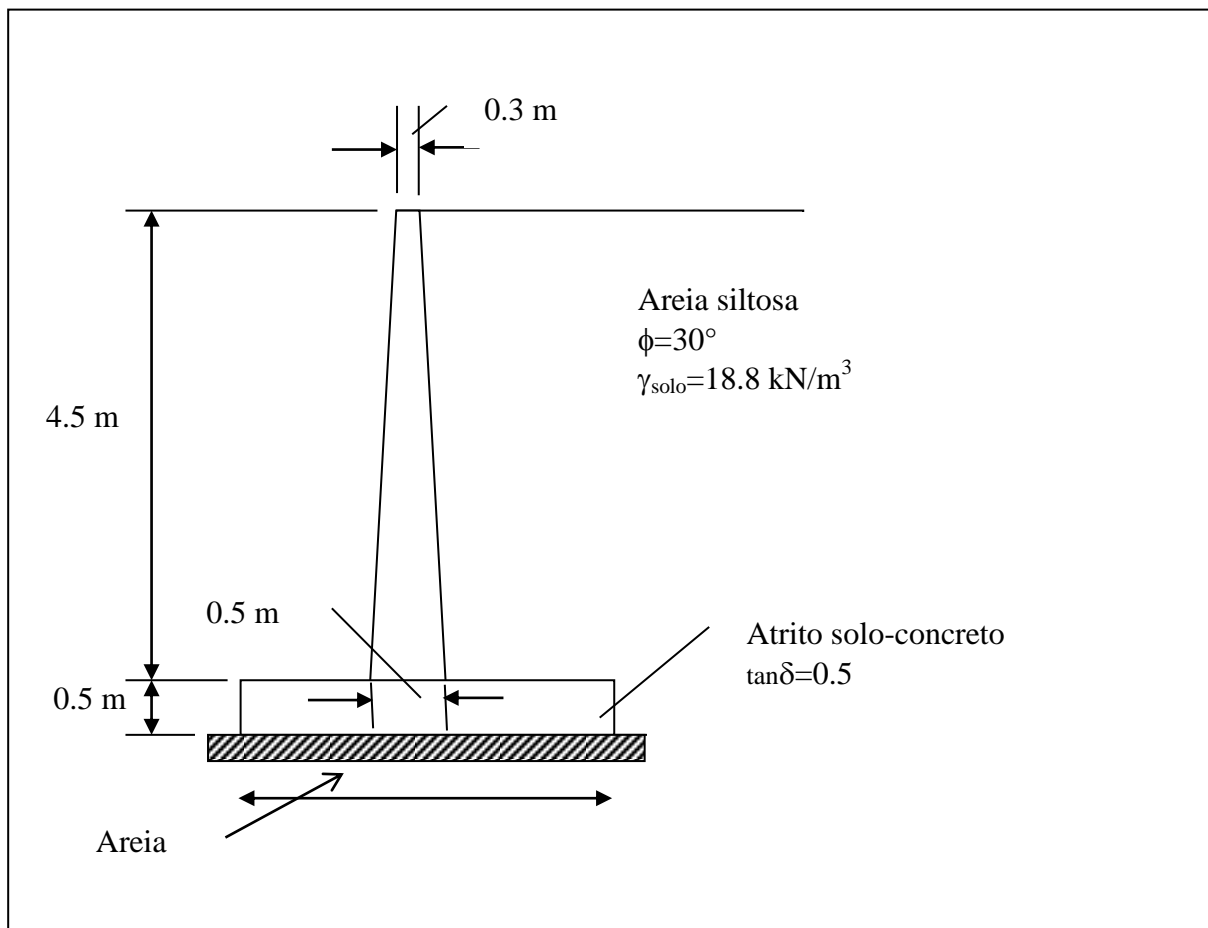


Figura 2.16. Esquema do muro de contenção analisado. (Modificado de Duncan, 2000)

Considerando que o solo do aterro se comporta como um fluido equivalente de peso específico γ_{eq} e que o empuxo ativo atua só na direção horizontal segundo a teoria de Rankine, as forças verticais atuantes correspondem unicamente ao peso do muro e ao peso próprio do solo compactado, pode-se então escrever a Equação 2.93 como:

$$FS_D = \frac{(3,7\gamma_{\text{conc}} + 9,9\gamma_{\text{sue}})\tan\delta}{12,5\gamma_{\text{sue}}\tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)} \quad (2.94)$$

onde: γ_{conc} : peso específico do concreto (kN/m^3); γ_{sue} : peso específico do solo de aterro (kN/m^3); ϕ ângulo de atrito do solo atrás do muro.

2.5.4.1 Método de Monte Carlo

Na avaliação pelo método de Monte Carlo foram consideradas distribuições normais para as propriedades dos materiais. Obteve-se uma probabilidade de falha de 8,4% com 100 interações (Tabela 2.8).

Tabela 2.8. Resultados do método de Monte Carlo para estabilidade do muro

Número de interações	Fator de segurança médio	Desvio padrão	Probabilidade de falha
100	1,75	0,54	0,084
10000	1,76	0,56	0,083

2.5.4.2 Método FOSM

Substituindo os valores médios de cada parâmetro na Equação 2.9 se obtém o valor esperado do fator de segurança por deslizamento $E(FS)=1,73$

A partir da Equação 2.9 e desta última equação, fazendo $f=FS_D$ e tomando acréscimos de cada uma das variáveis definidas se realizaram os cálculos apresentados na

Tabela 2.9. Os acréscimos assumidos foram de 10% da média já que segundo resultados de Farias & Assis (1998), valores menores não melhoram a precisão dos cálculos.

A partir dos resultados da

Tabela 2.9 se obteve os seguintes valores de variância e desvio padrão do fator de segurança:

$$(\sigma(FS))^2=0,32$$

$$\sigma(FS)=0,57$$

Com estes valores do desvio padrão e do valor esperado se obtém um índice de confiabilidade de 1,29. Com este valor e considerando uma distribuição normal se obtém uma probabilidade de falha de $9,7 \times 10^{-2}$ para este muro de contenção. Isto pode ser interpretado no sentido de que para cada 97 estruturas deste tipo que se construam, uma apresentará comportamentos abaixo do desejável ou que de cada 97 m de muro construído, 1 m apresentará este comportamento indesejado. Quer dizer, a falha neste caso não implica necessariamente uma ruptura catastrófica.

Isto significa que, com a variabilidade que apresentam os parâmetros envolvidos, existe uma probabilidade de $9,7 \times 10^{-2}$ de que o fator de segurança por deslizamento seja

inferior a 1,0. De acordo com o valor desta probabilidade de falha se poderia dizer que a estabilidade do muro está abaixo do que seria desejável (USACE, 1999; Sayed *et al.*, 2008).

Tabela 2.9. Resultados da avaliação pelo método FOSM

Parâmetro	$\gamma_{sue}(\text{kN/m}^3)$	$\tan\delta$	ϕ (°)	$\gamma_{conc}(\text{kN/m}^3)$
Média (X)	18,8	0,5	30	23,5
Δx_i	1,88	0,05	3	2,35
$F(x_i+\Delta x_i)$	1,69	1,91	1,97	1,79
Δf	-0,05	0,174	0,227	0,055
$\frac{\partial f}{\partial x_i}$	-0,026	3,486	0,075	0,023
$\left(\frac{\partial f}{\partial x_i}\right)^2$	0,0007	12,152	0,0057	0,0005
$V(x_i)$	2,25	0,024	5,76	1,988
$\left(\frac{\partial f}{\partial x_i}\right)^2 V(x_i)$	0,0016	0,2916	0,0332177	0,001109
Contribuição (%)	0,5	89	10	0,3

A partir dos resultados de contribuição de cada parâmetro na variância, se pode ver que os parâmetros que apresentam maior influência na estabilidade desta estrutura de contenção são o atrito entre o muro e a fundação, bem como o ângulo de atrito do solo que conforma o aterro com 89% e 10% respectivamente. Isto significa que a probabilidade de falha apresenta pouca influência da variação do peso dos materiais que exercem a função estabilizante. Por isto as análises deverão se concentrar fundamentalmente na variação do ângulo de atrito que influi tanto no coeficiente de atrito entre muro e nos empuxos assim como na qualidade dos materiais usados para o aterro.

Outro aspecto importante é a sensibilidade da probabilidade de falha com a dispersão dos dados. Como mostrado na Figura 2.17, a probabilidade de falha deste muro aumenta quando o coeficiente de variação aumenta. Convém se observar que nos cálculos foram considerados coeficientes de variação iguais para todos os parâmetros, porém quando são diferentes apresentam variações como apresentado em diamantes azuis na Figura 2.19. A influência da dispersão se verifica também quando se comparam estes resultados com valores reportados por Ribeiro (2008) o qual utilizou valores de desvio padrão diferentes e encontrou probabilidades de falha maiores para este mesmo problema.

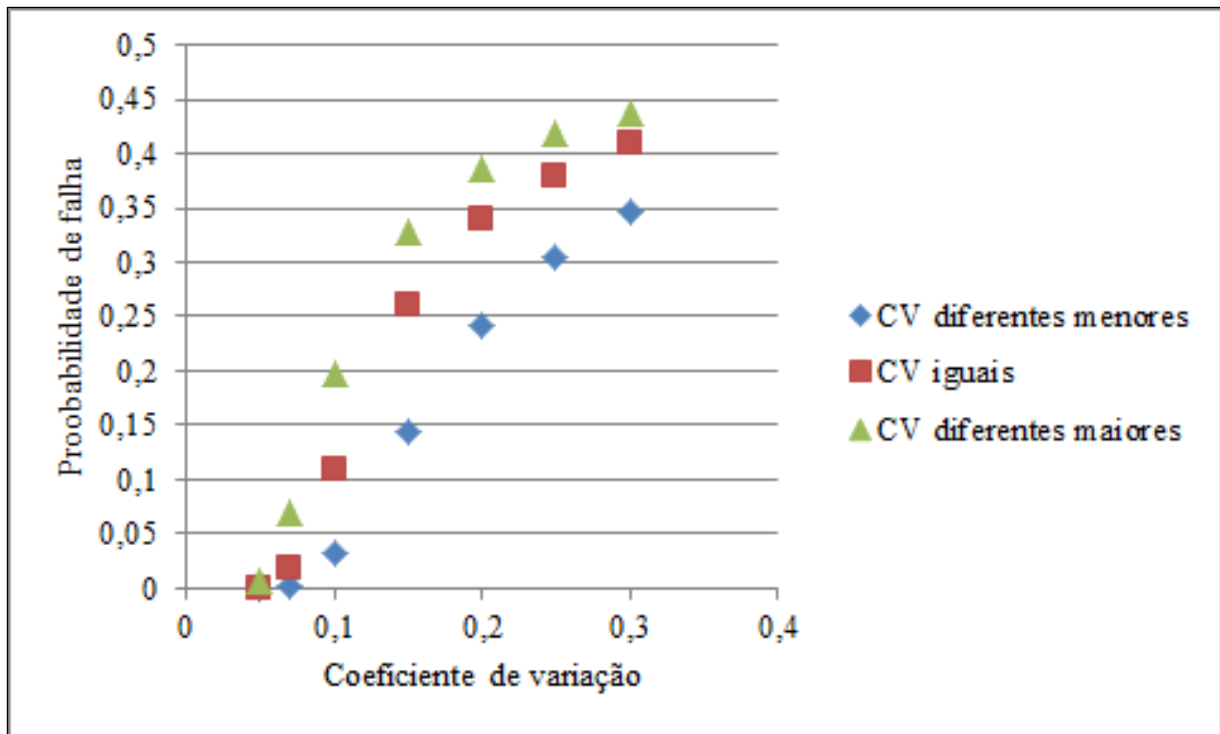


Figura 2.17. Variação da probabilidade de falha em função de coeficientes de variação diferentes para cada parâmetro.

2.5.4.3 Método das estimativas pontuais

Na seção anterior comprovou-se mediante o método FOSM que 98% da variabilidade do fator de segurança são devidos ao ângulo de atrito do solo na parte posterior do muro e entre a base do muro e o solo da fundação. Aproveitando esta situação a avaliação pelo método das estimativas pontuais foi realizada considerando que o fator de segurança depende somente destas duas variáveis. Assim, substituindo os valores médios do peso específico do recheio e do concreto na Equação 2.9, esta se transforma em:

$$FS_D = 1,16 \frac{\tan \delta}{\tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)} \quad (2.95)$$

Considerando as possíveis combinações da Tabela 2.10 se obteve um valor esperado do fator de segurança de 1,74 e um desvio padrão de 0,24. Estes dois valores foram cruzados para determinar o índice de confiabilidade, obtendo um índice de confiabilidade de 3,0 que corresponde a uma probabilidade de falha de 1×10^{-3} . Apreciam-se grande diferença numérica

entre os resultados dos métodos, em geral os valores determinados para o fator de segurança, desvio padrão, índice de confiabilidade e probabilidade de falha são comparáveis àqueles do método FOSM. Para verificar isto, se aplicou o método das estimativas pontuais com as variáveis que não foram consideradas, analisando depois o caso de três e quatro variáveis.

Tabela 2.10. Resultados da avaliação pelo método das estimativas pontuais

Combinação		FS _i	(FS _i -E(FS)) ²
F++	$FS_D = 1,16 \frac{\tan(\delta + \Delta\delta)}{(\phi + \Delta\phi)}$	2,10	0,1298
F+-	$FS_D = 1,16 \frac{\tan(\delta + \Delta\delta)}{(\phi - \Delta\phi)}$	1,73	0,0001
F-+	$FS_D = 1,16 \frac{\tan(\delta - \Delta\delta)}{(\phi + \Delta\phi)}$	1,72	0,0005
F--	$FS_D = 1,16 \frac{\tan(\delta - \Delta\delta)}{(\phi - \Delta\phi)}$	1,42	0,1063

Quando se incluiu uma variável adicional, o peso específico do recheio, se obteve valores iguais aos determinados com as duas variáveis. Posteriormente foi incluído o peso específico do concreto como variável, se obtendo um valor esperado de 1,98 e um desvio padrão de 0,45; com este se obteve um índice de confiabilidade de 2,14 e uma probabilidade de falha de $1,5 \times 10^{-2}$.

Em geral se observa que com o método das estimativas pontuais se obtém resultados comparáveis aos do método FOSM, considerando as variáveis de maior peso na variabilidade, mas com a inclusão de todas as variáveis os resultados podem mudar substancialmente.

2.6 Lógica Fuzzy

Em geral, os problemas de estabilidade de taludes com que se depara o engenheiro são muito complexos e as soluções geralmente propostas apresentam alto conteúdo de incerteza; isto é algo que se deve entender e tratar de diminuir, principalmente para a tomada de decisões.

Já foi mostrado na Seção 2.3 que tradicionalmente o aspecto mais importante, que aumenta os níveis de incerteza nos processos, é o da imprecisão associada às técnicas de

aquisição da informação. Recentemente tem sido identificado um terceiro aspecto que poderia ser considerado uma fonte de incerteza este é o da ambiguidade, ou seja, a dificuldade associada experimentada ao se descrever adequadamente um fenômeno ou dado mediante a linguagem.

Isto se mostra de particular importância nas análises de risco onde devem ser usados alguns parâmetros obtidos a partir da experiência dos profissionais bem como descrições que podem apresentar ambiguidades. Em geral em Geotecnia o engenheiro enfrenta problemas com graus de complexidade tão altos que impossibilitam elaborar modelos abrangentes de todas as variáveis e de todos os intervalos de variação destas. Para poder chegar a soluções realizáveis, habitualmente se recorre a grandes simplificações, em muitas ocasiões apoiadas unicamente na experiência pessoal do projetista. Em estabilidade de taludes e avaliação de risco isto é mais comum particularmente na hora de definir os parâmetros de entrada em análises regionais ou definir os critérios de tomada de decisões.

Nos últimos anos nota-se cada vez mais grande interesse por introduzir nos estudos geotécnicos metodologias que permitam uma avaliação racional da incerteza associada a tais processos.

Segundo Dubois & Prade (1988) imprecisão e a incerteza podem ser consideradas como dois aspectos complementares de uma realidade simples, com informação imperfeita. Para estes autores, a imprecisão se relaciona como conteúdo de um item de informação ou valor, no entanto, a incerteza se relaciona com a veracidade dos fatos. Sob esta ótica, e pensando em termos coloquiais, a incerteza de um valor pode ser entendida ou interpretada por meio de qualificadores tais como “provável”, “possível”, “necessário”, “plausível” ou “acreditável” numa tentativa de avaliá-la adequadamente. Porém aqui caberia perguntar: “provável”, “possível”, “necessário”, “plausível” ou “acreditável” são os valores? Dubois disse ainda que quando se fala de “provável”, se pensa imediatamente na teoria da probabilidade e da estatística desenvolvidas conceitual e matematicamente nos últimos dois séculos, pois vários destes desenvolvimentos formam a base dos métodos probabilistas apresentados acima, ou do julgamento subjetivo usado em Direito. Quando se trata dos termos “possível” e “necessário” ou “acreditável” e “plausível”, não é tão claro o desenvolvimento teórico e matemático, mas nas últimas três décadas observa-se um desenvolvimento em direção ao que se tem denominado de a teoria da possibilidade a qual utiliza a lógica *fuzzy* como ferramenta.

Nesta linha de pensamento, se propõe uma teoria geral da incerteza (Zadeh, 2005), GTU como acrônimo inglês de *General Theory of Uncertainty*, na qual se parte das teses

afirmadoras de que a incerteza é atributo da informação e de que a informação é estatística por natureza e também de que, fundamentalmente, a informação é restrição generalizada sobre os valores que uma variável admite assumir. A peça central da GTU é o conceito de uma restrição ou limitante generalizada, um conceito derivado da lógica difusa e que representa interessante alternativa às análises estatísticas tradicionais no tratamento da incerteza.

Segundo seu próprio criador (Zadeh, 2008), a pergunta de se existe uma necessidade pela lógica difusa é assunto associado a longa história de discussões e de debates por existirem muitos preconceitos em torno da lógica difusa. Esclarece o autor: a lógica difusa não é difusa e que, na realidade, a lógica difusa é uma precisa lógica da imprecisão e do raciocínio aproximativo. Mais especificamente, diz que se deveria encarar a lógica difusa deveria como tentativa de mecanização de duas ressaltáveis capacidades humanas como são, em primeiro lugar, conversar, arrazoar e tomar decisões racionais em um ambiente de imprecisão, incerteza e informação incompleta, conflitiva, parcialidade de veracidade e, em segundo lugar, a capacidade de se desenvolver grande variedade de tarefas físicas e mentais sem qualquer medição ou cálculo. De fato, o autor ressalta que uma das principais contribuições da lógica difusa até agora sem reconhecimento é seu alto poder de aumentar a precisão, denominada “*precisiation*”.

Por outra parte as técnicas Fuzzy têm sido usadas em muitas aplicações na Geotecnia como, por exemplo para avaliar problemas de estabilidade de taludes (Juang *et al.*, 1998, Giasi *et al.*, 2003, Ercanoglu & Gokceoglu, 2004, Saboya *et al.*, 2006, e Aksoy & Ercanoglu, 2007) e túneis em solos lateríticos (Chissolucombe, 2009) entre outros.

Existe uma teoria geral da incerteza GTU que, como mencionado anteriormente, postula ser a primeira chave o fato de que a informação não deve ser simplesmente considerada como estatística, porém, de maneira mais geral, como uma restrição generalizada (*generalized constraint*). Em segundo lugar se abandona a lógica binária, típica dos sistemas digitais (1,0), pela lógica difusa, que contempla a gradualidade em todas suas variáveis e, em terceiro lugar, busca descrever a informação em linguagem natural, ou seja, linguagem ambígua em que falam os humanos diferentemente do formal utilizado nas máquinas. Zadeh tem indicado o caminho para se chegar a uma linguagem formal a partir do se tornar a linguagem natural precisa. A partir deste olhar, a probabilidade, ou um conjunto aleatório, são unicamente modalidades de informação considerada como uma limitação generalizada.

Na GTU, a incerteza está entrelaçada à informação através do conceito de estrutura granular que, segundo o autor, constitui conceito com papel chave na interação do ser humano como mundo real. É como se apresentar um grânulo de uma variável X, ou uma agrupação de valores de X desenhados juntos devido ao fato de serem indistinguíveis, equivalentes, similares, próximos ou por sua funcionalidade. Como exemplo, se indica que um intervalo é um grânulo. Igual caso ocorre quando se trata de um intervalo *fuzzy* e também de uma distribuição de probabilidades em forma de sino. Nesta teoria se considera que a teoria da probabilidade normal é um caso particular coberto pela GTU.

A granulação é um conceito penetrante no conhecimento humano. Por exemplo, se cita que os grânulos da idade são conjuntos difusos chamados: jovem, meia-idade, e velho. Em Geotecnia e, particularmente, em estabilidade de taludes os conjuntos difusos poderiam ser: seguro, inseguro, estável, instável, metaestável Também se indica que, no caso da altura, podem ser muito curto, curto, médio, alto e muito alto. Os grânulos da verdade podem ser: certo, quase certo, não muito verdadeiro, muito certo etc., sendo assim colocada em primeira ordem de importância a variável linguística na maioria das aplicações da lógica difusa.

2.6.1 Fundamentos da lógica *fuzzy*

As análises mediante a técnica da lógica difusa ou simplesmente pela lógica *fuzzy* ganham grande espaço no mundo científico desde sua introdução em 1965 por Lofti A. Zadeh (1965) principalmente devido ao interesse suscitado na tecnologia e ciências da computação, mas, igualmente, se difunde noutras áreas do conhecimento.

A lógica *fuzzy* permite processar dados incertos. Uma característica especial é a de representar uma forma de manuseio de informações imprecisas, muito distinta da teoria de probabilidades e prover também um método de traduzir expressões verbais, vagas, imprecisas e qualitativas comuns na comunicação humana em valores numéricos (Simões e Shaw, 2007). Ao contrário do que a lógica booleana que segue o princípio bivalente ou binário onde a lógica só permite dois estados possíveis (verdadeiro e falso), a lógica difusa consegue ter infinitas degradações entre o valor verdadeiro e falso. Esta peculiaridade faz com que em um instante dado não seja possível precisar o valor de uma variável X, pois basta conhecer o grau de pertinência em cada um dos conjuntos onde se representam as faixas de variação da variável.

Por exemplo, caso se pretenda qualificar a cor do mar pode-se então tomar o valor de “o mar é azul”, alternando quando se tenta graduar as distintas tonalidades de azul e se vê a

necessidade de aplicar vários valores de tonalidades como “muito azul” ou “pouco azul”. De igual modo se podem fazer símiles com a velocidade com que se movimenta um veículo embora isto não implique em quantificar a velocidade de um veículo com toda precisão ou que tão alta é uma pessoa. Na estabilidade de taludes é preciso lidar com problemas tais como risco alto, moderado ou baixo, ou com ameaça alta, moderada ou baixa entre outros termos linguísticos que geram incerteza e ambiguidade.

Nestes casos o adjetivo difuso adquire grande aplicação em processos onde os valores de verdades (não determinísticas) apresentam grande conotação de incerteza. Os valores de verdade assumidos por enunciados, mesmo não deterministas, não necessariamente são desconhecidos.

Deste modo, a lógica difusa presta-se a maior aplicação aos fatos do mundo real já que, como se diz na introdução, o razoamento humano tende a se produzir desta forma, obtendo conclusões a partir de múltiplos fatos que observa no seu entorno, o qual está cheio de incertezas e imprecisões.

A lógica difusa baseia-se em conjuntos para depois realizar operações usuais nos ditos conjuntos chamados conjuntos difusos. Em um conjunto se encontra uma coleção de objetos na qual é possível decidir quando um objeto do universo de interesse está ou não nessa coleção. Ou seja, pode-se presumir que um conjunto é exatamente uma função associada ao conjunto de valores $[0,1]$, com valor 1 para os objetos dentro do conjunto e 0 para os que não se encontrem nele. Tomado de Zadeh (1965) se tem a seguinte definição: Seja U um conjunto chamado o Universo, cujos elementos genéricos são denotados x . Seja também o conjunto A , subconjunto de X caracterizado por uma função de pertinência $f_A(x)$ que associa a cada ponto de U um número real no intervalo $[0,1]$, com o valor de $f_A(x)$ em x_i representando o grau de pertinência de x_i em A .

Usando a função característica ou de pertinência para definir os elementos. Se denomina $m_A(x)$ a esta função tal que:

$$m_A(x)/U \rightarrow \{0,1\} \tag{2.96}$$

Tem-se que:

$$m_A(x) = 1 \quad \text{se} \quad x \in A \tag{2.97}$$

$$m_A(x) = 0 \quad \text{se} \quad x \notin A \quad (2.98)$$

Assim um conjunto A está completamente definido pelo conjunto de pares

$$A = \{(x, m_A(x)) : x \in U, m_A(x) \in \{0,1\}\} \quad (2.99)$$

Ou seja, se a função de pertinência para um valor de x assume o valor de 1, esse valor pertence a A; se, ao contrario, assume o valor de 0, não pertence a A. Porém, como se trata de conjuntos difusos, as fronteiras não são claras e portanto a condição pertencimento ou não ao conjunto não é assunto de todo, ou nada mais significa de que possuem matizes. Trata-se da mesma condição dum elemento o qual pode possuir diferentes graus ou níveis de pertinência em A. A função de pertinência pode assumir qualquer valor no intervalo [0,1]. A

A função característica proporciona certa medida de grau de similaridade de um elemento de U como conjunto difuso. A forma da função característica utilizada depende do critério aplicado na solução de cada problema e variará em função da cultura, geografia, época ou ponto de vista do usuário. A única condição que deve cumprir uma função característica é a de assumir valores entre 0 e 1, com continuidade. As funções mais comumente usadas pela simplicidade matemática e facilidade de manuseio são: triangular, trapezoidal, gaussiana, sigmoide, gamma, pi e sino (Perez, 2005). Na Figura 2.18 são mostradas algumas das funções de pertinência mais usadas. Conceitualmente existem duas aproximações para determinar a função característica associada a um conjunto: a primeira aproximação baseia-se no conhecimento humano dos especialistas, e a segunda aproximação é a de utilizar uma coleção de dados para criar a função.

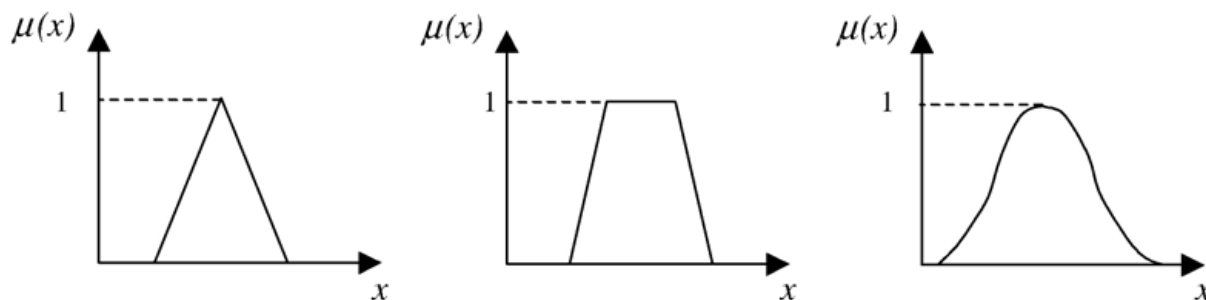


Figura 2.18. Exemplo de funções de pertinência (Saboya *et al.*, 2006)

Algumas características dos conjuntos *fuzzy* e das funções de pertinência são:

- Um conjunto *fuzzy* é vazio se só a função de pertinência é zero (0)
- Dois conjuntos *fuzzy* A e B são iguais se só $f_A(x)=f_B(x)$ para todo x pertencente a U
- O complemento de A é denotado como A' e definido como $f_{A'}=1-f_A$

Embora, em geral, os conjuntos *fuzzy* sigam a maioria das regras dos conjuntos normais, existem algumas diferenças e, principalmente, o grau de pertinência assume um papel importante. Assim se derivam outras regras para os conjuntos *fuzzy* da seguinte forma:

- Um conjunto A está contido em B se e só se $f_B \geq f_A$

$$A \subset B \Leftrightarrow f_A \leq f_B \quad (2.100)$$

- A união de dois conjuntos *fuzzy* A e B com funções de pertinência f_A e f_B respectivamente, denominado $C = A \cup B$, onde as funções de pertinência ficam relacionadas por:

$$f_c(x) = \text{Max}[f_A(x), f_B(x)], \quad x \in X \quad (2.101)$$

E em forma abreviada

$$f_c = f_A \vee f_B \quad (2.102)$$

- A interseção entre dois conjuntos A e B com funções de pertinência f_A e f_B respectivamente, denominado $C = A \cap B$, onde as funções de pertinência ficam relacionadas por:

$$f_c(x) = \text{Min}[f_A(x), f_B(x)], \quad x \in X \quad (2.103)$$

E de forma abreviada

$$f_c = f_A \wedge f_B \quad (2.104)$$

É possível demonstrar que a união de A e B representa o menor conjunto *fuzzy* que contém A e B e a interseção de A e B é o maior conjunto fuzzy que os contém (Simões & Shaw, 2007). Estas operações cumprem algumas propriedades dos conjuntos normais como o fato de que se a interseção dos dois conjuntos é vazia se diz que os conjuntos são disjuntos (Zaleh, 1965; Dubois & Prade, 1988). A Figura 2.19 ilustra a união e interseção de dois conjuntos difusos.

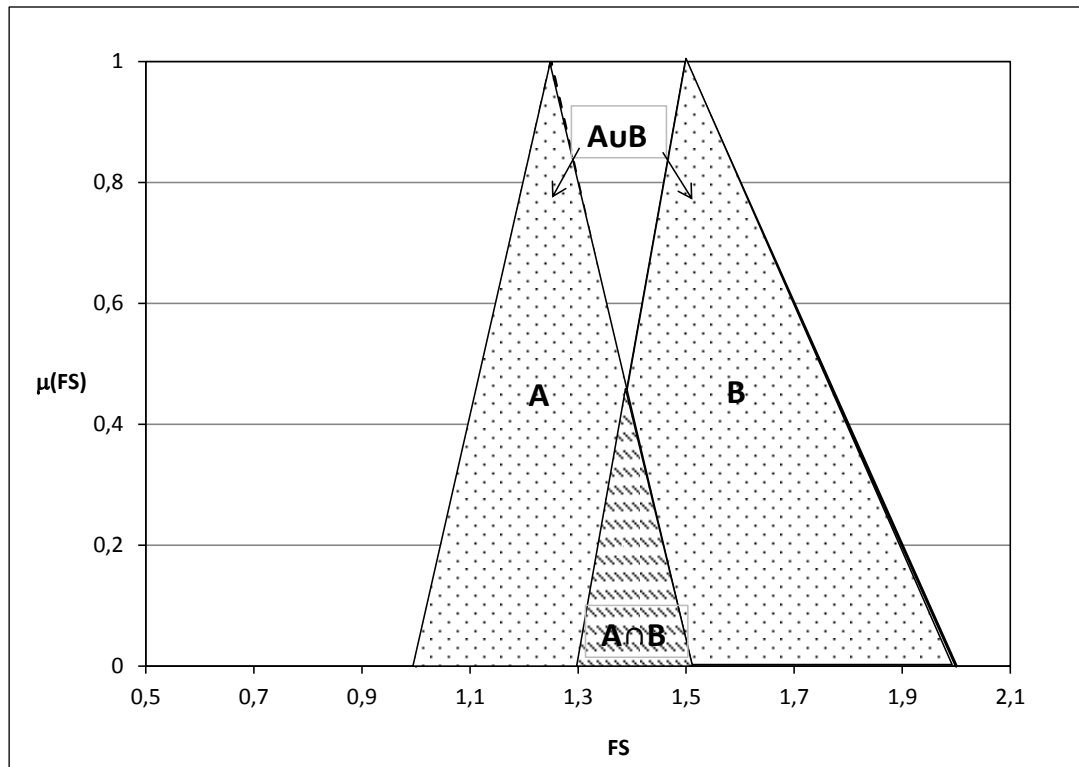


Figura 2.19. Ilustração da união e interseção de conjuntos fuzzy

As funções que definem a união y a interseção de conjuntos difusos pode generalizar-se, desde que cumpra restrições. As funções que cumprem estas condições são conhecidas como Conorma Triângular (T-Conorma) e Norma Triângular (T-Norma). Os principais operadores que cumprem as condições para ser T-Normas são o operador máximo e a soma algébrica:

$$\mu_{A \cup B}(x) = \mu_A(x) + \mu_B(x) - \mu_A(x)\mu_B(x) \quad (2.105)$$

E os principais operadores que cumprem as condições para ser T-Normas são o operador mínimo e o produto algébrico:

$$\mu_{A \cap B}(x) = \mu_A(x) \mu_B(x) \quad (2.106)$$

Na maioria das aplicações da lógica *fuzzy* na engenharia são utilizados como T-Conorma o operador máximo e como T-Norma o operador mínimo.

O processo de análise mediante a lógica *fuzzy* pode ser dividido em três etapas:

1. A Fuzzificação: nesta etapa define as funções de pertinência que convertem termos linguísticos numa função matemática, ou seja, em números *fuzzy*. Segundo Simões e Shaw (2007), a fuzzificação é uma espécie de pré-processamento das categorias ou classes dos sinais de entrada, reduzindo grandemente o número de valores a serem processados.
2. Inferência *fuzzy*: nesta etapa se utilizam as operações previamente definidas para determinar a dependência da variável de saída com as funções definidas para as variáveis de entrada. As operações mais usadas para esta inferência são as da interseção e as da união como definidas na Equação 2.102 e Equação 2.103.
3. Defuzzificação: nesta etapa as funções de pertinência das variáveis de saída se transformam em termos linguísticos. É uma transformação inversa que traduz a saída do domínio contínuo para o domínio discreto e objetiva obter um único valor numérico que melhor represente os valores *fuzzy* inferidos da variável linguística de saída, ou seja, a distribuição de possibilidades (Simões & Shaw, 2007).

2.6.2 Aplicações da lógica *fuzzy* em análises baseadas em grupos de especialistas

Uma das técnicas mais usadas em estudos de risco por movimentos de massa regionais, devido às dificuldades para se obter informação, são as análises baseadas na opinião de um grupo de especialistas. A seguir e com base em trabalhos apresentados por Yager (1995), Fenton & Wang (2006), e Saboya *et al.* (2006), Garcia-Cascales e Lamata (2007) e Ma *et al.* (2007) se pode estabelecer um procedimento geral constituído pelos seguintes passos:

- Passo 1: O avaliador define um *ranking* dos critérios em ordem decrescente de importância.
- Passo 2: O avaliador deve descrever em forma linguística sua opinião respeito da importância de cada critério.
- Passo 3: O avaliador deve dar sua opinião em forma linguística sobre a comparação de cada alternativa em termos de todos os critérios.

Passo 4: O avaliador deve definir um intervalo numérico que represente o significado dos termos linguísticos usados.

Passo 5: Nesta etapa o avaliador deve definir um único ponto, no intervalo anterior, que represente os termos linguísticos usados.

Passo 6: Repetir os passos anteriores para cada termo usado.

Passo 7: Obter os números *fuzzy* correspondentes a cada uma das etiquetas ou nomes definidos, onde o suporte do número *fuzzy* corresponde como intervalo definido pelo avaliador (a, c) no passo 3 e o valor central (b) definido no passo 4.

Passo 8: Normalizar as etiquetas que correspondem com cada peso atribuído aos critérios.

Passo 9: Gerar matriz de desempenho com os níveis de peso.

Passo 10: Aplicar o critério de decisão.

Passo 11: Estabelecer um *ranking* das alternativas de acordo com o critério de decisão definido.

Passo 12: Tomada de decisão selecionando a melhor alternativa e apresentá-la em termos linguísticos.

Os primeiros 7 passos correspondem à etapa de *fuzzy*ificação; os passos 8 a 11 correspondem à inferência *fuzzy* e o passo 12 é a defuzzyificação.

2.6.3 Avaliação da incerteza em taludes usando lógica *fuzzy*

Juang *et al.* (1998) apresentaram uma proposta na qual a lógica *fuzzy* é usada para considerar a incerteza dos parâmetros a se usar em análises de estabilidade de taludes. As análises de estabilidade foram realizadas mediante o uso de um programa comercial baseado em técnicas de equilíbrio limite (PCSTABL) e os parâmetros coesão, ângulo de atrito e o nível freático foram variados em intervalos definidos mediante a aplicação de uma técnica chamada método do vértice (*vertex method*).

O método do vértice baseia-se no conceito do corte- α ou nível- α (α -corte ou α -level) dos números *fuzzy* e implica num intervalo de análise. A ideia básica é a de discretizar um número *fuzzy* criando um grupo de intervalos definidos como mostrado na Figura 2.20.

Aqui α é qualquer valor no intervalo [0,1] selecionado como o grau de suporte ou valor de pertinência $\mu(X)$. Por exemplo, desenhando uma linha horizontal em $\mu(X)=0,5$ que intercepta o número *fuzzy* em dois pontos e um intervalo $[X_U, X_L]$ da variável ou parâmetro X forma-se com esses dois pontos como se pode observar na Figura 2.20. Este intervalo é

denominado intervalo nível- α em $\alpha=0,5$, repetindo este processo para um grupo selecionado de valores- α , o número *fuzzy* é discretizado num grupo de intervalos nível- α .

O método do vértice é aplicável a diferentes formas do número *fuzzy*, como a distribuição triangular apresentada na Figura 2.20. A seguir são descritos os passos seguidos por estes autores nas análises realizadas:

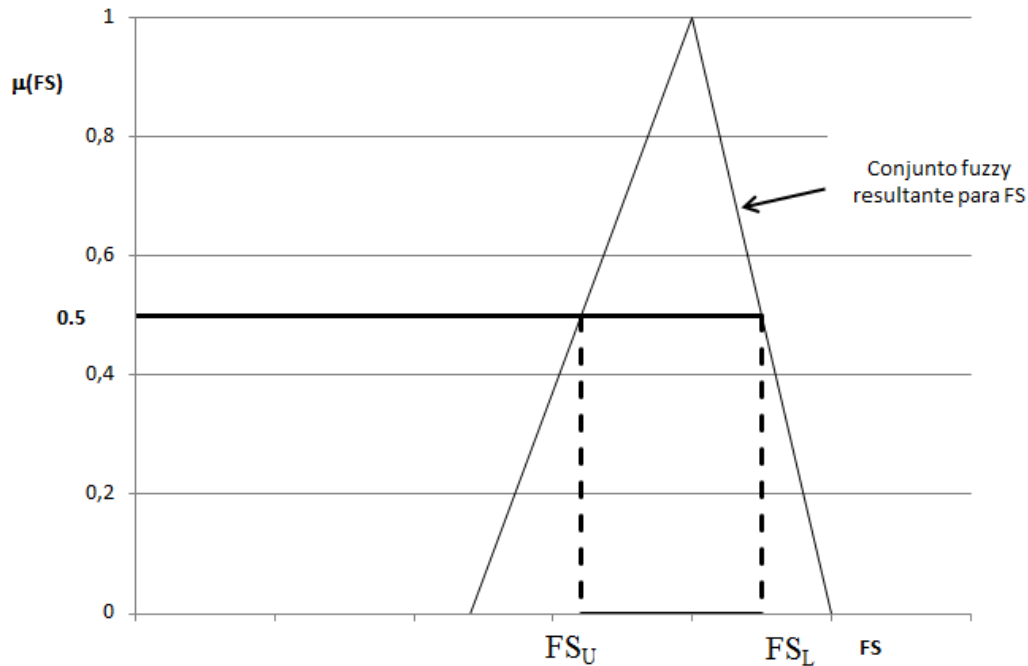


Figura 2.20. Ilustração do método do vértice

1. Estabelecer o conjunto *fuzzy* para cada uma das variáveis independentes do problema, para o caso foram: coesão, ângulo de atrito e profundidade do nível freático.
2. Aplicar o método do vértice para cada uma das variáveis para os níveis α definidos como 0, 0,5 e 1,0,
3. Propor as combinações (vértices) possíveis dos números encontrados no passo anterior.
4. Realizar os cálculos usando o programa de análise de estabilidade para cada combinação no nível- α , mantendo constantes os parâmetros não *fuzzy*. Dentre os valores de fator de segurança obtidos são selecionados o máximo e o mínimo, que representam o intervalo- α de número *fuzzy* do fator de segurança. Com isto se obtém o número *fuzzy* do fator de segurança que, segundo os autores, representa uma “quase” distribuição de probabilidade do fator de segurança.

5. Interpretação dos resultados. Existem várias possibilidades de análise para estes resultados
 - a. Sob um olhar tradicional, o FS deveria ser tomado como o menor valor do conjunto *fuzzy*, que representa o pior cenário e pode ser muito conservador, principalmente quando a diferença entre o máximo e o mínimo FS é grande.
 - b. Outra opção é a de tomar a moda do conjunto *fuzzy* do fator de segurança que, em geral, representa o valor do FS encontrado numa análise que não considera a incerteza, mas com vantagem para o tomador de decisões que conheceria a variação do FS. Além disso representa o valor para o qual há maior grau de confiabilidade.
 - c. Outra forma é calcular a média dos fatores de segurança menores do que a moda e com confiabilidade de pelo menos 0,5. Esta definição só considera a variação “acreditável” (pelo menos 0,5 de suporte) e geralmente é conservadora.
 - d. Qual a segurança do talude. Depois de selecionar o valor de FS para projeto, é necessário compará-lo a um padrão para estabelecer se o resultado garante a segurança e surge de novo a pergunta: qual é o fator de segurança aceitável? E quão seguro é o talude? Para isto é também recomendado usar a lógica *fuzzy*, mediante a técnica da setorização ou agrupamento (“*clustering*”) não apresentada neste trabalho.

2.6.4 Exemplo de aplicação

Neste caso foi usado o método do vértice para avaliar a probabilidade de falha do muro de arrimo da Seção 2.5.4. Foram definidas as funções de pertinência para as variáveis aleatórias como mostrado nas Figuras 2.21 a 2.25; e se definiram os níveis de corte (α) 0,25, 0,5 e 0,75.

Na Figura 2.21 observa-se que para valores de $\alpha=0,5$ se obteve valores do fator de segurança com média 1,75, desvio padrão 0,87 e índice de confiabilidade 0,86, para $\alpha=0,75$ se obteve valores do fator de segurança com média 1,75, desvio padrão 0,451 e índice de confiabilidade 1,66, para os valores combinados de $\alpha=0,5$ e 0,75 se obteve valores do fator de segurança com média 1,75, desvio padrão 0,688 e índice de confiabilidade 1,09. Pode ser observado que, quando usado $\alpha=0,5$, a dispersão se incrementa com relação aos resultados dos outros métodos usados, quando usado $\alpha=0,75$ esta é menor e quando combinados os resultados são bastante similares aos obtidos nos capítulos anteriores. Pode-se inferir que --

com este método usando uma combinação de valores de α entre 0,5 e 0,75 – produzem-se resultados comparáveis aos métodos Monte Carlo, FOSM e MEP.

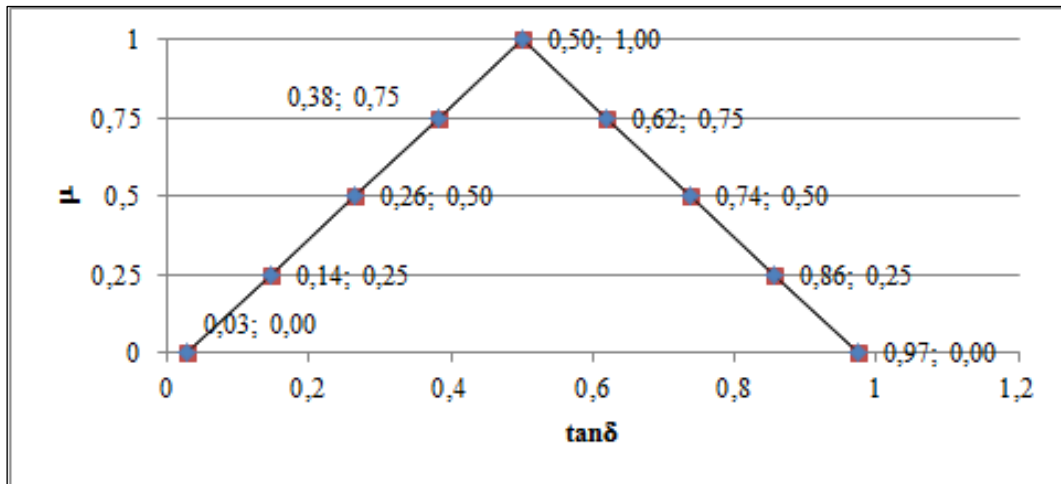


Figura 2.21. Função de pertinência do coeficiente de atrito entre solo e concreto

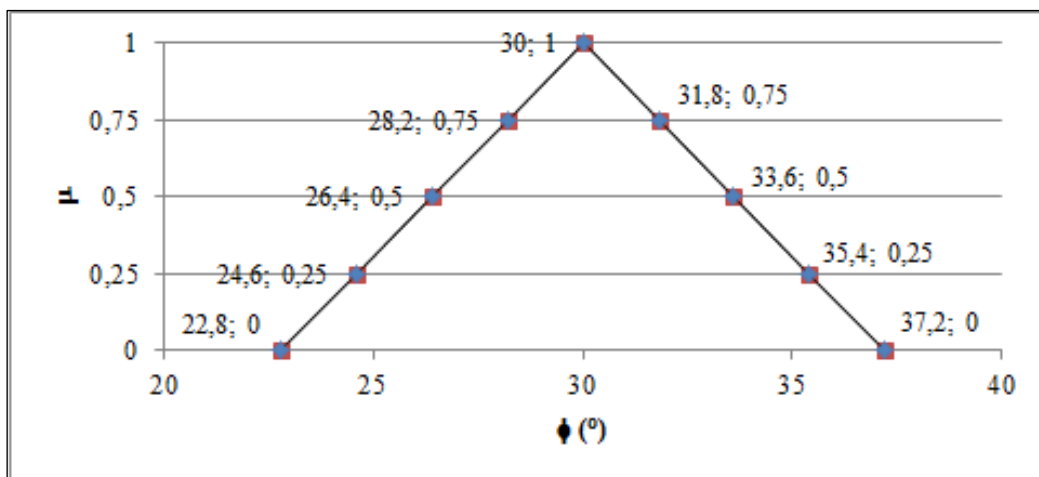


Figura 2.22. Função de pertinência do ângulo de atrito

Além destes cálculos, foi avaliada também a sensibilidade do método quando aumentada a variabilidade dos parâmetros de entrada; os resultados são mostrados nas Figuras 2.26 a 2.29 e se apresentam como resultados de uma avaliação onde foram variados os valores máximos e mínimos tomando como critério o acréscimo do coeficiente de variabilidade. Observa-se nos gráficos que, para valores pequenos de CV, a curva tende a ser simétrica e, quando aumenta CV, a curva apresenta tendência a deslocar-se para direita, ou seja, valores maiores do que a média. Como mostrado na Tabela 2.11, a média e o desvio padrão do FS aumentam, elevando também a probabilidade de falha já que o índice de confiabilidade decresce. Analisando outros estatísticos, cabe ressaltar que a mediana apresenta menores

variações do que a média, fato pelo qual é recomendada utilização deste estatístico no lugar da média para, assim, se adotar o fator de segurança de projeto.

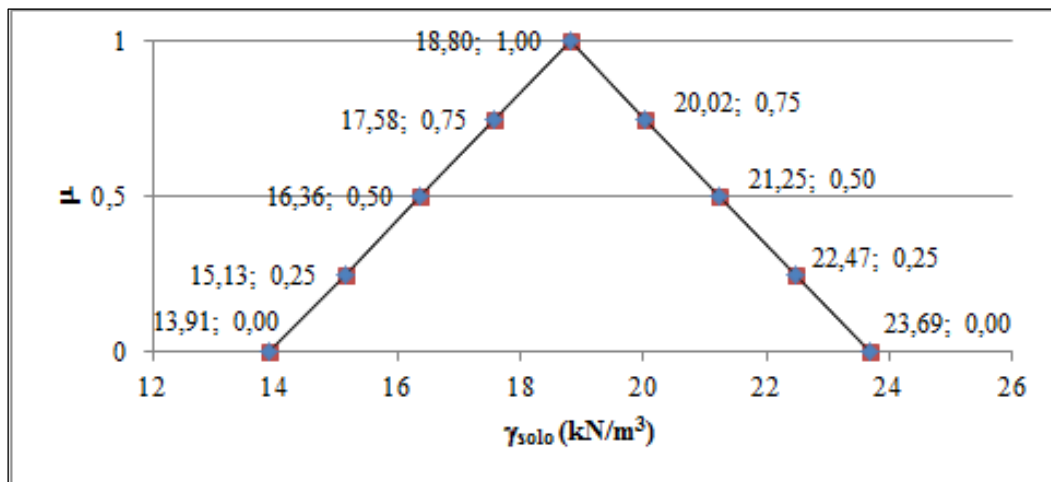


Figura 2.23. Função de pertinência do peso específico do solo

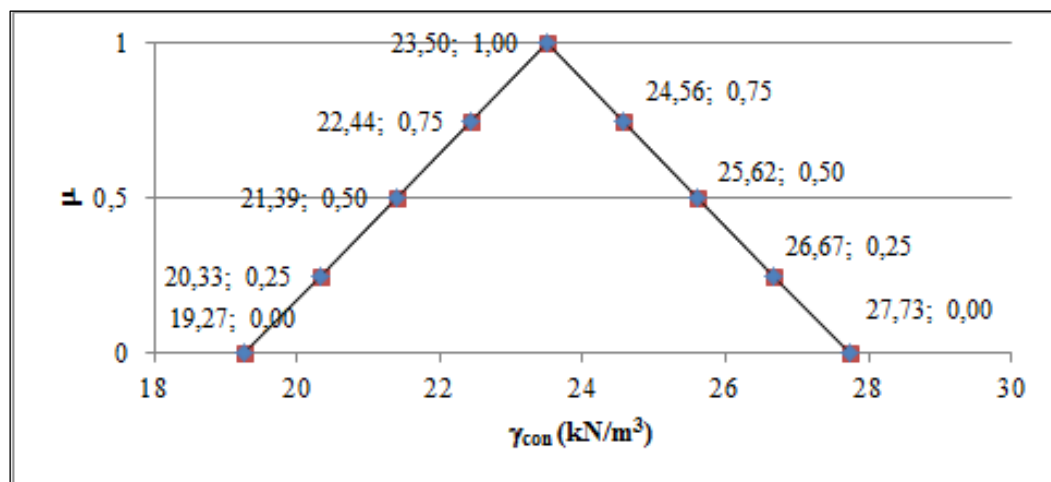


Figura 2.24. Função de pertinência do peso específico do concreto

Tabela 2.11. Resultados da avaliação pela técnica α -cut para diferentes valores de CV

CV (%)	FS médio	Desvio padrão	Índice de confiabilidade	Mediana
10	1,75	0,28	2,66	1,74
15	1,78	0,43	1,78	1,73
20	1,81	0,60	1,33	1,73
30	1,91	0,99	0,92	1,71

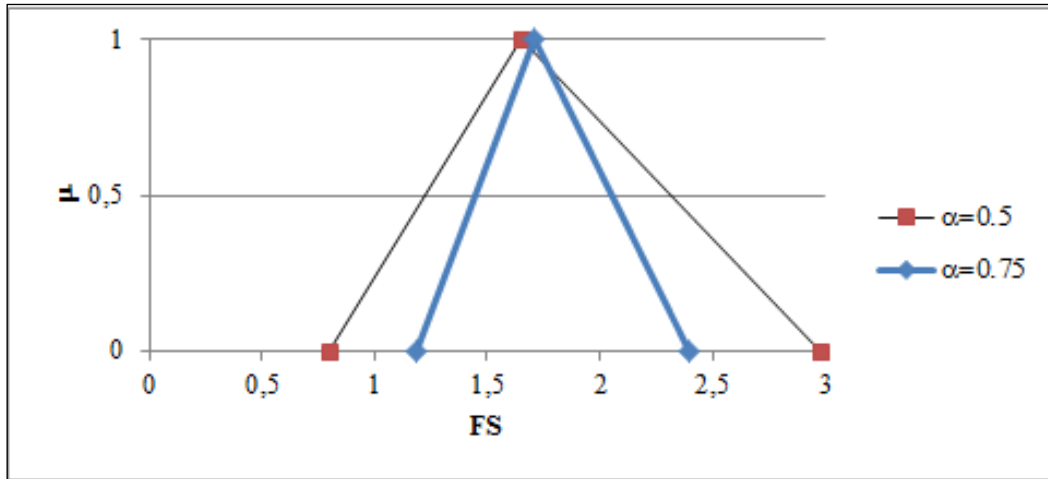


Figura 2.25. Funções de pertinência do fator de segurança para vários níveis de α .

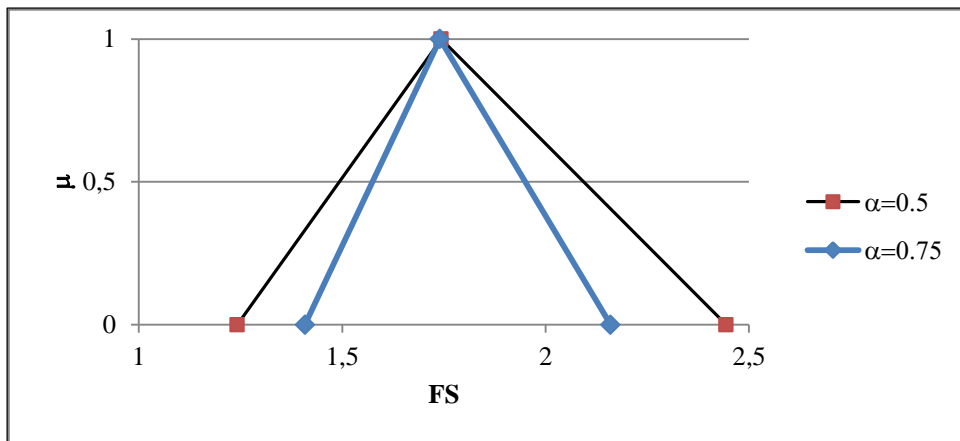


Figura 2.26. Função de pertinência do fator de segurança, parâmetros com CV=10%

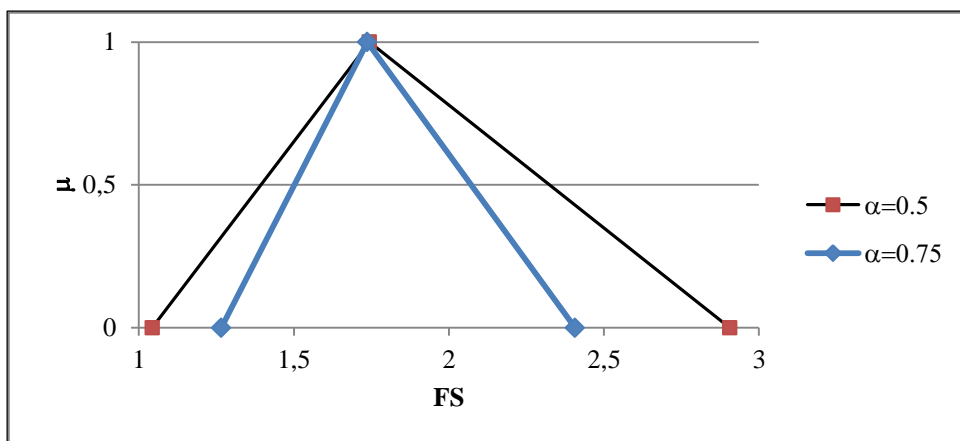


Figura 2.27. Função de pertinência do fator de segurança, parâmetros com CV=15%

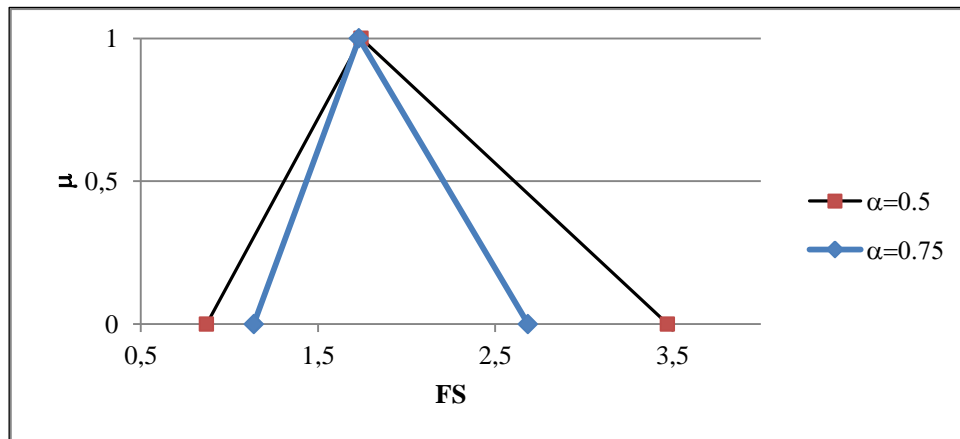


Figura 2.28. Função de pertinência do fator de segurança, parâmetros com CV=20%

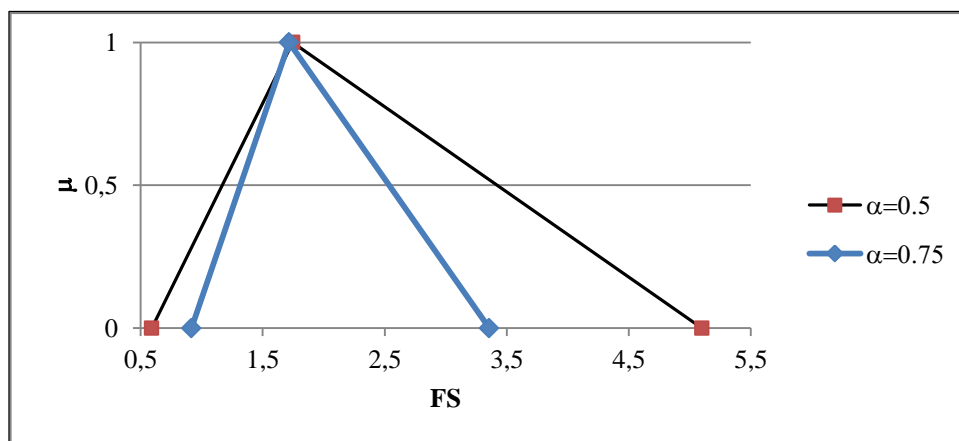


Figura 2.29. Função de pertinência do fator de segurança, parâmetros com CV=30%

2.7 Avaliação de Risco em Estradas

Os riscos por movimentos de massa em estradas mostram-se particularmente importantes devido à grande variabilidade ao longo dos projetos lineares e à vulnerabilidade da maioria das próprias vias, dos veículos e dos pedestres e passageiros.

Para avaliação de riscos em estradas, têm sido desenvolvidas algumas metodologias específicas em Estados Unidos (Huaco, 2008), Grecia (Pantelidis, 2011a e 2011b) e na Austrália (Stewart *et al.*, 2002 e Stewart & Buys, 2005). No caso de estradas, existem abordagens como a que tem sido desenvolvida na Austrália (Stewart *et al.*, 2002) que considera a avaliação de risco na identificação da ameaça e suas consequências assim como a probabilidade associada. A abordagem de Huaco (2008) busca estimar custos e riscos de sistemas de estabilização mediante o desenvolvimento de um sistema de suporte para facilitar o processo de tomada de decisões para construção, manutenção e reparação de taludes em estradas, baseado em princípios da gerência para minimizar os custos e maximizar o

desempenho durante o ciclo de vida da estrada. Pantelidis (2011a) usa a probabilidade de falha, índices de agente detonante (água), e um índice de consequências para o trânsito e seus usuários. Cassidy *et al.* (2008), Zêzere *et al.* (2008), Remondo *et al.* (2008) consideram índices de vulnerabilidade de estradas nas suas análises de risco regionais.

Porém têm sido poucos os sistemas ou modelos que considerem as características próprias de taludes em zonas montanhosas em ambientes tropicais. Jaiswal & Van Westen (2009 e 2010) realizam avaliação de ameaça em sistemas viários na Índia. Na Colômbia são usadas curvas de vulnerabilidade em estradas no oriente do país (Prieto *et al.*, 2007), nas quais são mensuradas as perdas em função da quantidade de chuva ao longo da estrada. Na Figura 2.30 se apresentam as curvas de vulnerabilidade direta obtidas por estes autores. Hidalgo & Assis (2010 e 2011) apresentaram aplicações de avaliação de risco em estradas do nordeste da Colômbia usando limiares de chuva acumulada de 5 e 15 dias como determinante da ameaça.

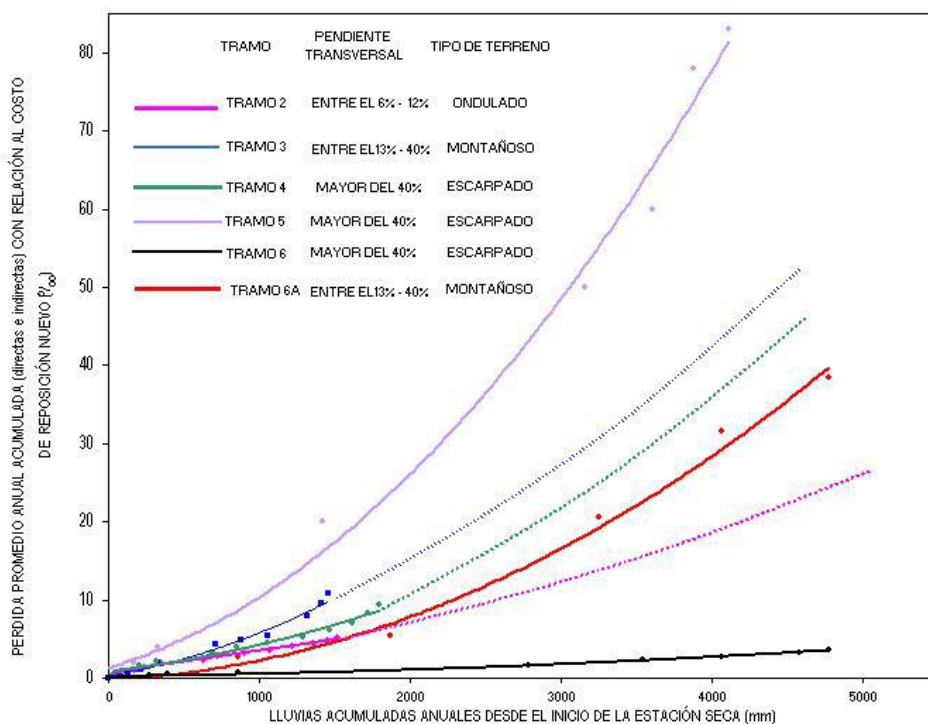


Figura 2.30. Curvas de vulnerabilidade direta de uma estrada no oriente da Colômbia (Prieto *et al.*, 2007)

O risco em estradas devido a deslizamentos e movimentos de massa, em geral pode ser visualizado desde duas abordagens; uma é a de se considerar o risco de perdas de vidas, e a outra considera o custo monetário.

A probabilidade de perda de vidas depende inicialmente da ameaça caracterizada por fatores como quantidade, tipo, frequência, velocidade e tamanho dos movimentos de massa

observados ao redor da estrada e se estes podem ou não atingi-la. O segundo fator é o da vulnerabilidade, esta dependente de aspectos como o tipo de estrada, a largura, o número de faixas, a existência ou não de separador central, o número e tipo de veículos que circulam pela estrada bem como pela quantidade de passageiros transportados por tais veículos e pela velocidade com que estes trafegam.

Resultados dos estudos realizados na Austrália (Wilson *et al.*, 2005 e Stewart *et al.* 2002), evidenciam que lesões e mortes podem ocorrer nas estradas como resultado de:

- Veículos que colidem com o movimento de massa
- Veículos impactados pelo movimento de massa
- Veículos envolvidos em colisões quando manobram para escapar de movimentos de massa
- Veículos que caem nos vazios deixados pelos deslizamentos

Ocorrem também outros eventos ou combinações de eventos para os quais se mostra difícil prever a probabilidade de que sua ocorrência resulte em acidentes, feridos ou danos.

Entre estes se incluem:

- Quedas de rochas sobre pessoas próximas ao talude
- Um veículo impacta uma estrutura danificada pelo movimento de massa
- Um veículo sepultado pelos detritos do deslizamento, ou estando estacionado, é alcançado pelos movimentos de massa subsequentes.

Nestas pesquisas realizadas na Austrália (Wilson *et al.*, 2005 e Stewart *et al.* 2002), se considerou que a vulnerabilidade das pessoas se dá em dois níveis:

- Vulnerabilidade das pessoas dentro de um carro (ou veículos de tamanho similar), impactados de modo direto pelo movimento de massa, que é alta se o material cai verticalmente sobre o carro desde a crista de um talude e se comparado à massa movimentando-se de forma horizontal e impactando o carro lateralmente.
- A vulnerabilidade das pessoas dentro de um carro que se choca contra o movimento de massa.

Nessas pesquisas se adotou como parâmetro de determinação do nível de risco o denominado critério para risco de vida para talude projetado. Este divide-se em cinco níveis do risco avaliado e, na Tabela 2.12, se apresenta este critério. Calcula-se os níveis de risco pela soma das probabilidades de morte no trecho de estrada analisado.

Tabela 2.12. Níveis de risco avaliado (Modificado de Wilson *et al.*, 2005)

Nível de risco avaliado	Probabilidade anual de morte
NRE1	$>3 \times 10^{-3}$
NRE2	3×10^{-4} a 3×10^{-5}
NRE3	3×10^{-5} a 3×10^{-6}
NRE4	3×10^{-6} a 3×10^{-7}
NRE5	$<3 \times 10^{-7}$

Na metodologia de Stewart *et al.* (2002), a ameaça é estimada a partir de análises estatísticas e de avaliações qualitativas dos taludes e, depois, se efetua a avaliação da vulnerabilidade através do seguinte procedimento:

1. Qualificar o indicador de probabilidade: neste passo é atribuído um peso relativo à probabilidade de ruptura calculada no passo anterior. Os valores usados para atribuir os pesos são mostrados na Tabela 2.13.
2. Calcular e qualificar a probabilidade temporal: este indicador qualifica a probabilidade de que um indivíduo ou elemento se encontre exposto à ameaça. Na Tabela 2.14 são apresentados os índices que podem ser utilizados.
3. Qualificar a probabilidade de que se produza uma fatalidade: O nível de preparo do indivíduo ou elemento frente à exposição é qualificado mediante um peso relativo. Os índices usados são apresentados na Tabela 2.15. Como ampliação a estes critérios, cabe considerar a proposta de Pantelidis (2011a) na qual se considera bastar subsidências na estrada na ordem de 0,15 m para causar problemas significativos para o fluxo de trânsito e ameaças à segurança dos passageiros.
4. Qualificar a escala da ruptura: a escala da ruptura é determinada por meio do volume do material colapsado ou pelo tamanho máximo dos blocos no caso de quedas de rocha. Os índices usados são os apresentados na Tabela 2.16.
5. Qualificar a velocidade da ruptura: a velocidade do movimento deve expressar a velocidade máxima esperada para o movimento de massa. Na Tabela 2.17 se apresentam os indicadores.
6. Calcular a magnitude do evento: combinando as qualificações da escala do evento e da velocidade. Por meio da matriz da Tabela 2.18 se estima a magnitude da ruptura.
7. Classificação da ameaça: as qualificações da magnitude do evento e da probabilidade de ruptura produzem a classificação da ameaça mediante a combinação mostrada na matriz da Tabela 2.19.

Tabela 2.13. Indicador de probabilidade de ruptura (Modificado de Wilson *et al.*, 2005)

L1	O evento pode, ou é esperado que pudesse ocorrer, dentro de curto período sob circunstâncias médias, ou o mecanismo está ativo no presente (dependendo das circunstâncias um período curto pode ser de dias a não mais de 2 ou 3 anos). A probabilidade anual indicativa é de aproximadamente 0,9
L2	O evento pode, ou é esperado que pudesse ocorrer, dentro de um período moderado (de uns poucos anos até 30 anos) ou dentro do próximo período de inspeção em condições ligeiramente adversas. A probabilidade anual indicativa é 10^{-1}
L3	A ocorrência do evento poderia ser esperada alguma vez dentro de um período de 100 anos, no curso normal dos eventos, mas só poderia ocorrer dentro do próximo período de inspeção, em circunstâncias adversas. A probabilidade anual indicativa é 10^{-2}
L4	O evento poderia não ser esperado dentro de um período de 100 anos em condições normais e é improvável que ocorra dentro do próximo período de inspeção exceto em condições muito adversas. A probabilidade anual indicativa é 10^{-3}
L5	O evento poderia não ser esperado dentro de um período de 100 anos e é improvável que ocorra dentro do próximo período de inspeção ainda que com condições muito adversas. A probabilidade anual indicativa é 10^{-4}
L6	O evento é improvável ainda que com condições extremas. A probabilidade anual indicativa é $<10^{-5}$

Tabela 2.14. Qualificação da probabilidade temporal (Modificado de Wilson *et al.*, 2005)

T1	Usualmente espera-se a presença da pessoa como parte da forma normal de uso (exemplo: edifícios residenciais, alguns edifícios comerciais). Usuários da estrada na pior condição de trânsito urbano ($P>0,5$)
T2	Espera-se que frequentemente esteja presente a pessoa como parte da forma normal de uso (exemplo: edifícios residenciais, alguns edifícios comerciais). Usuários das estradas nas maiores artérias urbanas e em estradas rurais de tráfego pesado ($P=0,1-0,5$)
T3	Espera-se que algumas vezes esteja presente a pessoa como parte da forma normal de uso. Usuários de muitas artérias urbanas e nas maiores artérias rurais ($P=0,01-0,1$)
T4	É improvável que esteja presente a pessoa como parte da forma normal de uso. Usuários das vias suburbanas e artérias rurais menores ($P=0,001-0,01$)
T5	É muito improvável que esteja presente a pessoa. Usuários da maioria das vias de tráfego ligeiro, encostamentos das estradas etc. ($P<0,001$)

Da combinação da vulnerabilidade e da probabilidade temporal mediante a matriz da Tabela 2.20 é derivada uma divisão em classes para as consequências, cuja descrição se apresenta na Tabela 2.21.

Nesta metodologia o risco é estimado pela utilização da matriz de estimação de risco da Tabela 2.20. A matriz de nível de risco estimado combina as ponderações da probabilidade e de consequências para determinar o Nível de Risco Estimado-NRE como se apresenta na Tabela 2.22. Nos casos em que as qualificações das consequências para perdas de vidas e danos em propriedades diferem, a maior delas é tomada para derivar NRE.

Tabela 2.15. Qualificação da probabilidade de fatalidade (Modificado de Wilson *et al.*, 2005)

V1	Pessoas no campo aberto incapazes de escaparem às quedas de rocha e outros materiais (movimentos extremamente rápidos). Veículo chocado contra um bloco maior do que 1 m de altura ou perdido dentro de um buraco profundo e estreito à velocidade de autopista ($P > 0,5$)
V2	Pessoa no campo aberto pode ser capaz de escapar dos materiais. Veículo chocado contra um bloco de 0,5-1 m de altura a velocidade de autopista ou maior a 1 m de altura à velocidade urbana, ou queda do veículo dentro de um buraco estreito ($P 0,1-0,5$)
V3	A maioria das pessoas no campo aberto podem evadir aos detritos. Veículo chocado contra um bloco de 0,5-1 m de altura a velocidade urbana, ou um bloco >1 m de altura a baixa velocidade. Veículo impacta detritos com mistura de solo e rocha, secos ou úmidos (ou cruza uma superfície com degraus de 0,1-0,2 m causados pelo desenvolvimento da ruptura de um aterro), velocidade de autopista ($P=0,01-0,1$)
V4	Veículo choca contra blocos de aproximadamente 0,2 m de altura a velocidade de autopista ou um bloco de altura 0,5-1 m a baixa velocidade. Veículo impacta detritos de misturas de solo e rocha secos ou úmidos (ou cruza superfície com degraus de 0,1-0,2 m causados pelo desenvolvimento da ruptura de um aterro) a velocidade urbana. Veículo interage com uma depressão ou buraco superficial onde a barreira de defesa pode prevenir a saída do veículo da pista ($P 0,001-0,01$)
V5	Veículo se choca contra blocos de aproximadamente 0,2 m de altura a velocidades urbanas ou um bloco de tamanho menor a velocidade de autopista. Veículo impacta detritos de misturas de solo e rocha secos ou úmidos a baixa velocidade. Veículo passa sobre superfície irregular formada por solo ou pequenas rochas (<100 mm de dimensão mínima) ou por ruptura desenvolvida num aterro a velocidades de autopista ($P < 0,001$)

Nota: Velocidade de autopista=100-110 km/h, urbana=60-80 km/h, baixa=20-30 km/h.

Tabela 2.16. Escala da ruptura (Modificado de Wilson *et al.*, 2005)

	Volume (m^3)	Tamanho do bloco (m)
S1	>20000	1,0 (Dimensão mínima)
S2	>2000	1,0 (Dimensão máxima)
S3	>200	$<1,0$ (Dimensão máxima)
S4	>20	$<0,5$ (Dimensão máxima)
S5	<20	$<0,2$ (Dimensão máxima)

Tabela 2.17. Ponderação da velocidade de ruptura (Modificado de Wilson *et al.*, 2005)

	Descrição	Velocidade (mm/s)	Velocidade típica
R1	Extremamente rápido	$>5 \times 10^3$	>5 m/s
	Muito rápido	$5 \times 10^1 - 5 \times 10^3$	3 m/s - 5 m/s
R2	Rápido	$5 \times 10^{-1} - 5 \times 10^1$	1,8 m/h - 3 m/s
R3	Moderado	$5 \times 10^{-3} - 5 \times 10^{-1}$	13 m/mês - 1,8 m/h
R4	Lento	$5 \times 10^{-5} - 5 \times 10^{-3}$	1,6 m/ano - 13 m/mês
R5	Muito lento	$5 \times 10^{-7} - 5 \times 10^{-5}$	16 mm/ano - 1,6 m/ano
	Extremamente lento	$< 5 \times 10^{-7}$	16 mm/ano

Tabela 2.18. Qualificação da magnitude do evento (Modificado de Wilson *et al.*, 2005)

		Escala da ruptura				
Velocidade da ruptura		S5	S4	S3	S2	S1
Rápido	R1	M3	M2	M2	M1	M1
	R2	M4	M3	M2	M2	M1
	R3	M4	M4	M3	M2	M2
	R4	M5	M4	M4	M3	M2
Lento	R5	M5	M5	M4	M4	M3

Tabela 2.19. Qualificação da ameaça (Modificado de Wilson *et al.*, 2005)

		Magnitude do evento				
Probabilidade		M5	M4	M3	M2	M1
L1	L1	H3	H2	H2	H1	H1
L2	L2	H4	H3	H2	H2	H1
L3	L3	H4	H4	H3	H2	H2
L4	L4	H5	H4	H4	H3	H2
L5	L5	H5	H5	H4	H4	H3
L6	L6	H5	H5	H5	H4	H4

Tabela 2.20. Matriz de consequências (Modificado de Wilson *et al.*, 2005)

		Probabilidade temporal de que um indivíduo esteja presente no momento da ruptura				
Vulnerabilidade		T5	T4	T3	T2	T1
V1	V1	C4	C3	C2	C1	C1
V2	V2	C4	C3	C2	C1	C1
V3	V3	C5	C4	C3	C2	C2
V4	V4	C5	C5	C4	C3	C3
V5	V5	C5	C5	C5	C4	C4

A metodologia descrita é útil para avaliações preliminares na identificar de taludes que demandam maiores níveis de estudo. Uma análise rigorosa de risco requer a determinação das probabilidades descritas na Equação 2.3 e a observância de um procedimento que permita a tomada de decisões como aquele descrito na Seção 2.1.1.

A probabilidade de falha deve ser determinada usando dados estatísticos ou modelos de base física e probabilista que permitam estimar a probabilidade de falha, como os métodos apresentados nas Seções 0, 2.2.1 e 2.2.2. Esta avaliação deverá então considerar a magnitude e período de recorrência do fenômeno.

Tabela 2.21. Qualificação do nível de consequências (Modificada de Stewart *et al.*, 2002)

C1	Fechamento total de uma estrada interestadual ou de faixa dupla por um extenso período. Prejuízos maiores das infraestruturas ou propriedades (diferentes das estradas). Interrupções muito custosas. Custos de reparação muito altos. (custo direto e indireto >\$1500M)
C2	Fechamento total de uma faixa de uma estrada interestadual ou faixa dupla ou fechamento total de uma estrada secundária por um extenso período. Prejuízos substanciais das infraestruturas ou propriedades (Diferentes as estradas). Grandes custos da interrupção. Custos de reparação muito altos. (custo direto e indireto >\$200M<1500M)
C3	Fechamento total de uma estrada secundária por um período curto, um período longo pode ser aceito se houver alternativas razoáveis disponíveis. Danos moderados de infraestruturas ou propriedades (Diferentes a estradas). Custos moderados da interrupção. Custos de reparação moderados. (custo direto e indireto >\$50M<200 M)
C4	Fechamento total ou parcial de uma estrada secundária por um período curto. Danos menores de infraestruturas ou propriedades (diferentes das estradas). Custos menores da interrupção. Custos de reparação baixos. (custo direto e indireto >\$10M<50 M)
C5	Fechamento total ou parcial de uma estrada terciária por um período curto. Danos de infraestruturas ou de propriedades desprezíveis (diferentes das estradas). Custos baixos ou desprezíveis da interrupção. Custos de reparação baixos ou sem custos. (custo direto e indireto <\$10M)

Nota: Os valores das consequências estão dados em milhões de pesos colombianos. No ano 2011 um Real equivalia aproximadamente a 1000 pesos colombianos.

Tabela 2.22. Matriz de níveis de risco estimado

Probabilidade	Classes de consequências				
	C5	C5	C3	C2	C1
L1	NRE3	NRE2	NRE1	NRE1	NRE1
L2	NRE4	NRE3	NRE2	NRE1	NRE1
L3	NRE5	NRE4	NRE3	NRE2	NRE1
L4	NRE5	NRE5	NRE4	NRE3	NRE2
L5	NRE5	NRE5	NRE5	NRE4	NRE3
L6	NRE5	NRE5	NRE5	NRE5	NRE4

A vulnerabilidade deve incluir a probabilidade condicional de que o elemento exposto seja realmente afetado pelo movimento de massa. As consequências da falha devem ser consideradas seja como probabilidade de morte ou em custos econômicos. Deve-se considerar custos diretos e indiretos da falha. Uma forma de se avaliar esta vulnerabilidade é (Remondo *et al.* 2008, Zêzere *et al.*, 2008):

$$V = \frac{Per}{Ve} \quad (2.107)$$

onde V é a vulnerabilidade, Per são as perdas e Ve é o valor do elemento.

No caso das estradas o valor do elemento deve ser tomado como o custo de construção. Quando se trabalha com sistemas distribuídos espacialmente, pode-se definir o

custo por metro quadrado e, em avaliações de projetos lineares, tal custo pode ser estipulado por unidade de comprimento. Deve-se estimar as perdas a partir de dados estatísticos de ocorrências e convém incluir tanto custos diretos como indiretos. Em estradas, as consequências indiretas se originam das interrupções do trânsito, e sua determinação acurada requer estudos socioeconômicos detalhados, mas estes estão fora do escopo deste trabalho.

2.8 Risco Aceitável e Admissível

Um dos problemas na hora de se avaliar o risco é o de determinar o nível de risco aceitável por uma comunidade ou por uma empresa. Esta definição tem sido delegada ao engenheiro geotécnico, mas nem sempre fica claro qual é o valor limite para o risco de uma determinada obra.

A maioria das discussões ocorrem nos temas tangentes a barragens e usinas nucleares, todavia ocorrem também algumas sobre temas como torres de transmissão elétrica e taludes de estradas.

Mesmo que existam controvérsias e discussões a respeito da definição de valores de risco aceitáveis, principalmente quando se implicam perdas de vidas, neste capítulo se apresentam algumas das propostas mais representativas encontradas na literatura técnica no tangente a estabelecimento de critérios para determinar qual o nível de risco aceitável em diferentes obras de engenharia geotécnica e, particularmente, naquele devido a deslizamento em estradas e rodovias.

Entende-se por risco aceitável aquele nível de risco em que indivíduos ou comunidade mostram-se dispostos a aceitá-lo sem investir qualquer recurso para a contenção do mesmo. Já o risco admissível ou tolerável é o nível de risco até o qual o indivíduo ou a comunidade estão dispostos a aceitar, em troca de certos benefícios e com certa quantidade de investimento. As vezes este risco é assumido considerando que está sendo devidamente controlado, sob constante supervisão e reduzido quanto possível, porem nem sempre isto acontece.

Pode-se dizer que o risco aceitável depende do tipo de ameaça e outras variáveis como o prazo (longo, meio, curto), alternativas existentes, possíveis benefícios e prejuízos entre outras. Em geral, na definição do risco aceitável são consideradas duas componentes: o risco humano (Individual e coletivo) e custos e benefícios diretos (Diamantidis *et al.*, 2006; Hall & Wiggins, 2000), mas também podem ser considerados variáveis e critérios como o risco involuntário e voluntario.

2.8.1 Probabilidade de falha admissível

Na maioria dos casos, o nível de risco aceitável acaba se tornando pergunta difícil de se responder e não existe consenso respeito destes níveis devido à grande quantidade de variáveis envolvida; tal nível depende em grande medida da experiência do profissional que realiza a análise ou da prática local. A Tabela 2.23 apresenta as recomendações do *U.S. Army Corps of Engineers* (1999) para avaliar os níveis de risco usando o índice de confiabilidade β e a probabilidade de ruptura ou falha associada. Nesta proposta é considerado o comportamento médio ou desempenho da obra.

A Tabela 2.23, $P[r]$ é a probabilidade de que o comportamento não seja satisfatório, isto é, que o desempenho se aproxime do estado limite ou que um evento maior do que aquele considerado nas análises possa acontecer. Por exemplo, se a função de desempenho se define em termos da estabilidade de taludes e $P[r]=0,023$, então 23 de cada 1000 taludes (ou 23 m de cada 1000 m de talude) podem apresentar perigo de instabilidade.

Christian *et al.* (1994) indicam que a contribuição relativa dos diferentes modos de falha deve ser considerada na hora de definir o valor de probabilidade de falha de referência. Tomam como exemplo uma barragem construída para uma vida útil de 100 anos e para a qual os dados históricos indicam uma probabilidade geral de falha é de 0,01. Se dividir esta probabilidade pela vida útil, se obtém a probabilidade anual de falha de 10^{-4} , valor sugerido para barragens por Baecher *et al.* em 1980, e citada por vários autores (Baecher & Christian, 2003, Silva *et al.*, 2008, Figueroa-Flores, 2008), mas dado que só um terço das falhas em barragens são devidas à instabilidade dos taludes, indicam os autores que pareceria razoável tomar como valor de referência para o projeto de uma probabilidade de falha anual de 0,001.

Tabela 2.23. Probabilidade de falha admissível (USACE, 1999)

Nível de desempenho esperado	β	$P[r]$
Alto	5	3×10^{-7}
Bom	4	3×10^{-5}
Acima da média	3	10^{-3}
Abaixo da média	2,5	6×10^{-3}
Pobre	2,0	$2,3 \times 10^{-2}$
Insatisfatório	1,5	7×10^{-2}
Perigoso	1,0	$1,6 \times 10^{-1}$

Figueroa-Flores (2008) fez uma revisão dos critérios existentes para definir o nível aceitável de probabilidade de falha. Destaca-se nesta revisão a recomendação de Sandroni & Sayão (1992) que, a partir de retro análises de taludes estáveis e falhados em minas de minério de ferro, propuseram uma probabilidade de $2,3 \times 10^{-2}$ como valor mínimo de projeto. El-Ramly (2001) recomenda que se utilize em projeto de taludes uma probabilidade de falha crítica de 2×10^{-2} ou um índice de confiabilidade de 2, argumentando que isto garante um desempenho adequado; adverte porém que, para obras que não possam apresentar deformações consideráveis, convém se adotar outras considerações. Estes valores mostram-se demasiado altos para taludes de estradas onde os riscos de perdas de vidas e de prejuízos econômicos são altos.

Por outro lado, Phoon *et al.* (2003a), tomando como referência a proposta de USACE e depois de uma pesquisa sobre o desempenho de fundações de torres de transmissão elétrica, propõem que $\beta=3,2$, que corresponde a uma probabilidade de falha de 0,03%, seja tomada como critério para o projeto deste tipo de estruturas na condição do estado último de falha, com isto se garante um comportamento acima da média segundo o critério da Tabela 2.23. No caso do estado limite de serviço considera-se que um índice de confiabilidade de 2,6 é adequado, e o fato de que seja menor se justifica porque as consequências da falha neste estado limite são substancialmente diferentes das esperadas no caso do estado último, porém a probabilidade de falha, pode-se dizer, encontra-se num nível comparável ao estado último (Phoon *et al.*, 2003b). Advertem os autores que, para o estado limite de serviço, são requeridas análises mais racionais que as utilizadas por eles em seu estudo.

Aleotti & Chowdhury, (1999) afirmam que o conceito de risco aceitável acha-se estreitamente relacionado à localização do talude ou da área de deslizamento e da sua proximidade de construções, bem como das funções e da vida operacional dessas construções. Chamam também a atenção para as consequências da falha dos taludes em si e das obras que sua falha possa impactar na hora de definir os níveis de risco aceitáveis. Isto inclui possíveis impactos sobre a vida humana, outras formas de vida, propriedades, infraestrutura, economia e meio ambiente. Assim, a localização relativa aos assentamentos humanos e rotas de transporte é questão crítica. Os autores também propõem o uso de diferentes critérios para diferentes situações as quais dependem do tipo de deslizamento, da velocidade do mesmo, dos agentes detonadores, da frequência e dos antecedentes históricos dos agentes detonadores.

Chowdhury & Flentje (2003), considerando taludes naturais com vários tipos de cobertura vegetal e condições topográficas, sugerem valores do índice de confiabilidade entre

1 e 3 e probabilidades de falha entre $1,5 \times 10^{-1}$ e 10^{-3} , como sendo valores de referência para análises de confiabilidade e o gerenciamento de risco por deslizamento.

Elkateb *et al.* (2003), analisando trabalhos de vários autores, concluíram que a seleção de parâmetros para o projeto de taludes deve estar associada a probabilidades de falha inferiores a 0,1%.

2.8.2 Valores históricos de risco

Normalmente o risco é calculado em termos de perdas de vida por ano ou no custo anual dos danos. Porém têm sido utilizadas propostas que se mostram polêmicas, como a da quantificação do valor monetário da vida. Rose (1978), por exemplo, avaliou os custos associados à probabilidade de ruptura de quatro grandes barragens na Califórnia, e estimou o custo das perdas de vidas a partir do valor que as sociedades investem em salvar a vida de bebês que nascem com graves doenças ou malformações e nos gastos realizados nos sistemas de seguridade. De acordo com essas estimativas, para o ano de 1978 o valor de uma vida humana foi estimado na ordem de U\$ 200.000 a U\$ 400.000. Também indicava o autor que se poderia determinar como sendo o menor valor entre o valor presente do salário e a expectativa de vida. Por outro lado indicava que a probabilidade de falha de uma barragem por qualquer causa era da ordem de 10^{-4} /ano. Usando estes valores o autor estimou o risco de falha de várias barragens, descobrindo em alguns casos custos anuais que podiam ultrapassar os custos de vidas em termos de danos materiais; recomendou então que aquelas barragens com maiores probabilidades e riscos deveriam ser projetadas com maior cuidado e de forma mais duradoura. Em relação aos custos de salvamento de vidas, Bowles (2007), apresenta uma comparação dos critérios adotados pela EPA e USDT onde este custo varia entre três e doze milhões de dólares americanos.

Tavares & Serafim (1983), partindo da idade das barragens e da década em que estas foram construídas, e considerando o histórico de acidentes ocorridos em barragens entre 1851 e 1979, estimaram que a probabilidade de falha de uma barragem para a década de 1980-1990 era de 1/367 e que finalmente poderia ser arredondada para 1/100.

Whitman (1984) indica que um valor de $\beta=2,0$ é típico da confiabilidade implicada em muitos projetos de engenharia geotécnica já aceitos, fato demonstrativo de uma probabilidade de que se apresentem 10^{-2} de perdas de vidas por ano. Este autor também afirma que o fator de segurança 1,5 para todos os problemas de estabilidade implica em grandes variações na confiabilidade. Segundo ele o valor reportado de probabilidade de falha de barragens da

ordem de 10^{-4} inclui os diferentes tipos de falha (taludes, erosão, galgamento etc.) e em geral só uma terça parte das falhas são por taludes, isto significa que para uma barragem com 100 anos de vida útil a probabilidade de falha por deslizamento poderia ser da ordem de 10^{-6} . Afirma também não ser fácil decidir entre uma probabilidade de falha 10^{-2} ou 10^{-3} e avaliar o custo associado a possíveis perdas de vidas. Finalmente questiona a existência de padrões ou de patamares para riscos admissíveis e que, se fixados, poderia resultar perigoso estabelecer um critério inflexível que implicaria na realização de análises de risco com precisões possivelmente fora da realidade.

Baecher & Christian (2003) apresentam ampla revisão de critérios publicados em diferentes fontes e mostram o quanto se está longe da unificação de critérios, mas que existe a preocupação pelo tema. Iniciam a revisão mostrando dados estatísticos sobre o risco médio devido a vários acidentes naturais e causados pelo homem avaliados na década de 1970 nos estudos para determinar os riscos proveniente das usinas nucleares nos Estados Unidos (US Nuclear Regulatory Commission, 1975), nas Tabelas 2.24 e 2.25 se apresentam essas estatísticas. Conclui-se da informação destas tabelas que o risco para a vida associado com atividades como dirigir ou viajar de carro é maior do que o risco para a vida associado a eventos catastróficos como terremotos e furacões. Igualmente, são apresentados dados sobre a percepção do risco do público verificando-se entre outras coisas que as pessoas estão dispostas a enfrentar altos riscos de forma voluntária (por exemplo, dirigir veículo), mas não aceitam altos riscos involuntários (por exemplo, um deslizamento numa rodovia).

2.8.3 Cartas F-N

Uma forma de facilitar a comparação dos níveis e probabilidades de falha, calculados com critérios de aceitação são as cartas F-N.

Baecher & Christian (2003), apresentam em detalhe as denominadas Cartas F-N (*F-N Charts*), nas quais se grafia a probabilidade de ocorrência de uma falha em função das consequências. Das tabelas e figuras apresentadas por estes autores pode ser destacada a Figura 2.31, apresentada inicialmente por Baecher em 1982 e referenciada em trabalhos de Whitman (1984, 2000), Fell (1994) e Silva *et al.*, (2008), esta carta apresenta a probabilidade anual de falha em função das consequências quantificadas como custos (milhões de dólares) e em perdas de vidas. Observa-se neste gráfico que existe um limiar de aceitação e outro de aceitação marginal e que, na medida em que se incrementa a capacidade do evento de causar consequências econômicas ou de perdas de vidas, a probabilidade de ocorrência deve se

reduzir. Embora na carta original apresentada por estes autores não apareçam explícitos os taludes de rodovias, no presente trabalho considera-se que deveriam estar localizados numa zona perto das fundações, mas dado que em geral as consequências econômicas de um deslizamento em rodovia podem ser muito maiores do que na maioria das edificações, como mostrado na Figura 2.31, a probabilidade anual de falha deveria ser da ordem de 10^{-3} a 10^{-4} para garantir nível de risco adequado, mas isto depende do montante estimado para as perdas anuais.

Silva *et al.* (2008), a partir de análises apresentam gráficos de probabilidade anual de falha em função do fator de segurança (Figura 2.32) nos quais representam resultados de análises realizados para obras existentes e identificam quatro categorias de obras:

- Categoria I: as projetadas, construídas e operadas com o nível de engenharia que os autores denominam de o estado da prática da engenharia. Em geral estas obras estão associadas a grandes consequências no caso de falha como, por exemplo, grandes barragens;
- Categoria II: as projetadas, construídas e operadas usando a prática normal da engenharia. Muitas das obras ordinárias caem nesta categoria.
- Categoria III: Obras sem um projeto específico para o local, e construção e operação abaixo dos padrões. Obras temporárias e aquelas que apresentam baixas consequências de falha podem entrar nesta categoria.
- Categoria IV: Obras com pouca ou nenhuma engenharia.

Tabela 2.24. Risco médio de morte para um indivíduo devido a vários acidentes naturais e causados pelo homem (*US Nuclear Regulatory Commission, 1975*)

Tipo de acidente	Número total	Probabilidade individual por ano
Veículo automotor	55791	1/4000
Quedas	17827	1/10000
Incêndios e substancias quentes	7451	1/25000
Afogamento	6181	1/30000
Armas de fogo	2309	1/100000
Viagens aéreas	1778	1/100000
Queda de objetos	1271	1/160000
Eletrocussão	1148	1/160000
Relâmpagos	160	1/2500000
Tornados	91	1/2500000
Furacões	93	1/2500000
Todos os acidentes	111992	1/1600

Tabela 2.25. Risco médio para a sociedade de múltiplas mortes ou lesões devido a acidentes causados pelo homem e naturais (*US Nuclear Regulatory Commission, 1975*)

Tipo de evento	Probabilidade de 100 o mais mortes	Probabilidade de 1000 ou mais
Causado pelo homem		
Acidente de avião	1:2 anos	1:2000 anos
Incêndio	1:7 anos	1:200 anos
Explosão	1:16 anos	1:120 anos
Gás tóxico	1:100 anos	1:1000 anos
Natural		
Tornado	1:5 anos	Muito pequeno
Furacão	1:5 anos	1:25 anos
Terremoto	1:20 anos	1:50 anos
Impacto de meteorito	1:100000	1:1000000 anos

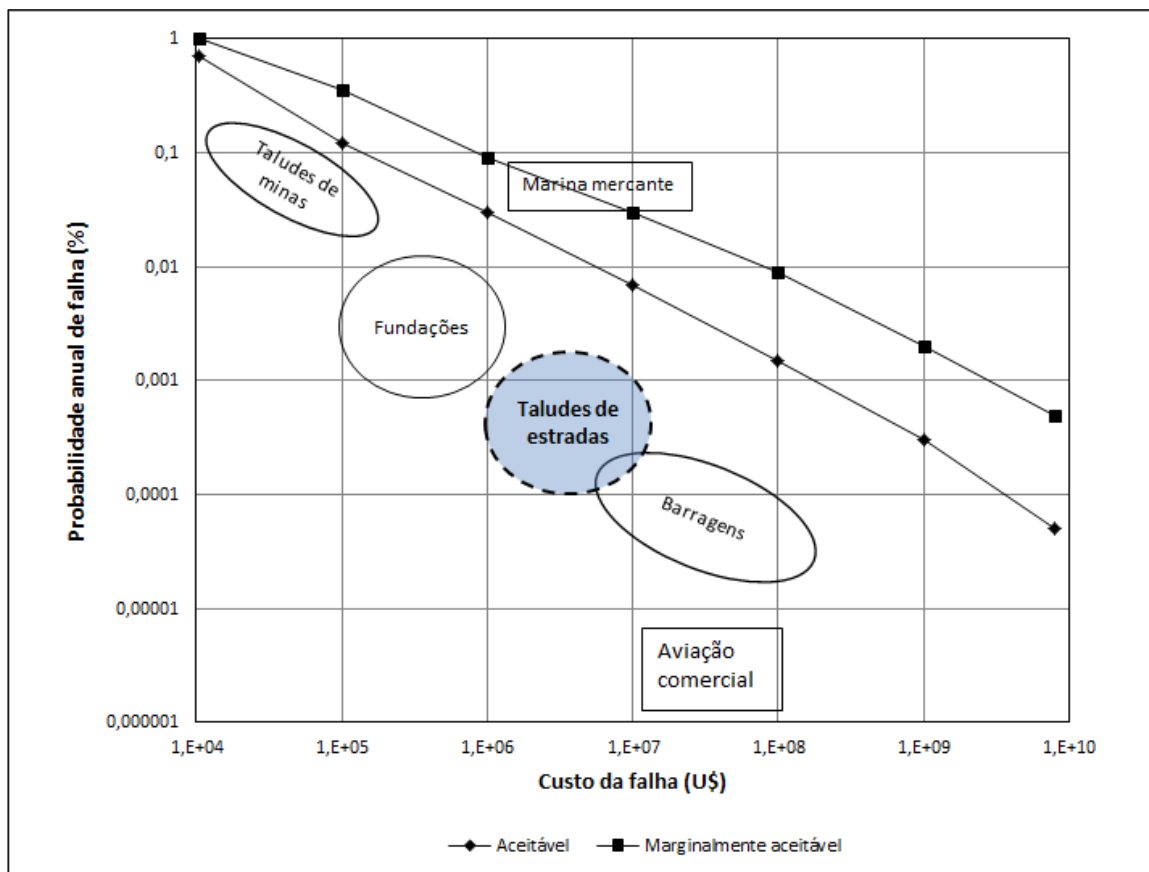


Figura 2.31. Carta F-N mostrando o risco médio anual para uma variedade de obras civis tradicionais e outros projetos (Modificado de Baecher & Christian 2003)

Analisando as curvas apresentadas, observa-se que muitas obras de altos padrões (categorias I e II) podem apresentar fatores de segurança relativamente baixos, mas as probabilidades de falha são inferiores às das outras categorias. Por outro lado, e em oposição

ao anterior, fatores de segurança altos podem estar associados a altas probabilidades de falha. Isto se deve às grandes incertezas geradas por projetos, construção e operação sem o adequado controle.

Nestes gráficos são destacados dois pontos particulares. Estes são o ponto (1,0, 0,5) que significa que uma estrutura apresentando um fator de segurança 1,0 apresenta probabilidade de falha de 50%, claro que considerando uma distribuição normal para a função de probabilidade do fator de segurança. O segundo ponto é (1,5, 0,0001) que marca o ponto ideal de uma obra projetada e construída com critérios de engenharia de prevenção.

Finalmente Silva *et al.*, (2008), fazendo referência ao gráfico da Figura 2.32, evitam definir um valor exato como critério de decisão e propõem baixar o risco até o menor valor razoável na prática. Tal valor é denominado ALARP (*As Low As Reasonably Practicable*).

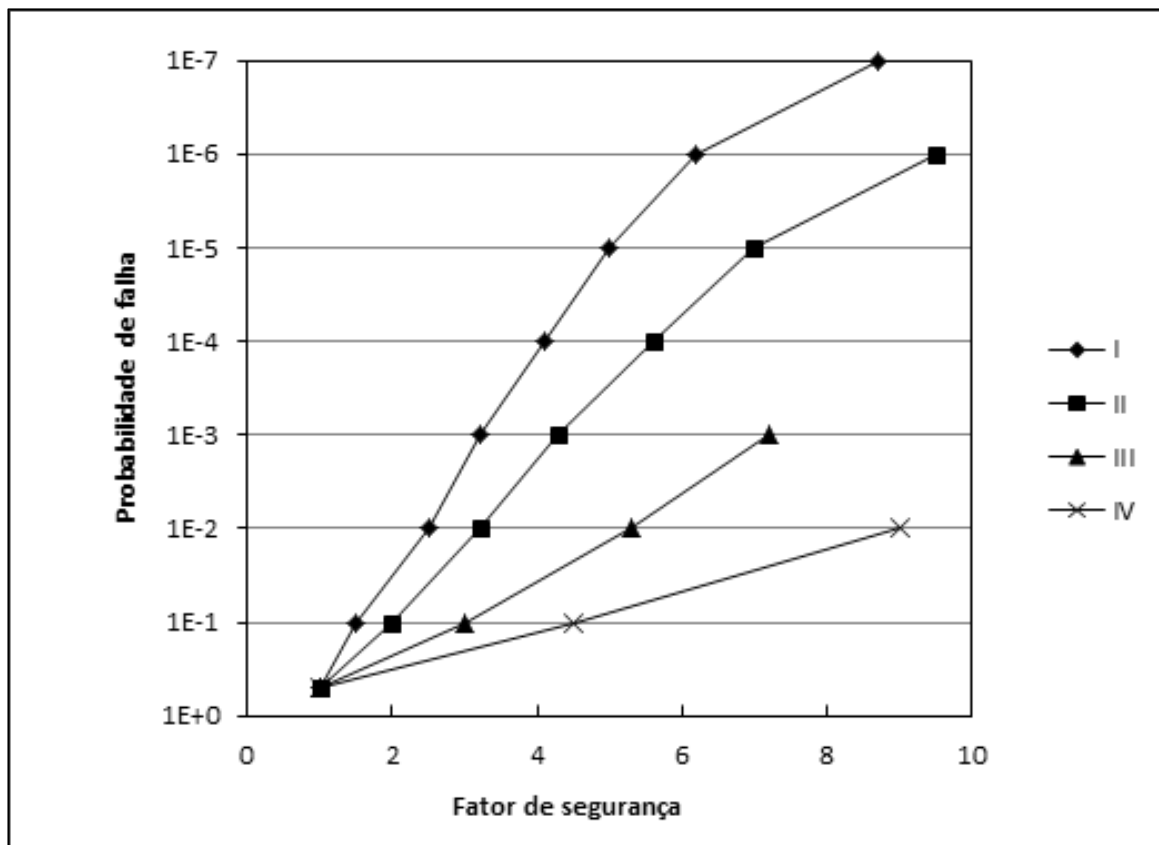


Figura 2.32. Probabilidade anual de falha - fator de segurança (Silva *et al.*, 2008)

O critério ALARP já tinha sido usado por outros autores e foi implementado em Hong Kong como critério para determinar as situações nas quais se deve fazer investimento para manter os níveis de risco. Na Figura 2.33 é mostrada a carta F-N usada em Hong Kong onde se observam os valores aceitáveis de risco de ocorrer um evento em função do número de

vitimas esperados. Observa-se que, quanto maior é o risco de ter vítimas, menor deve ser a probabilidade de falha. São estabelecidos limites para o risco aceitado para a exposição individual de 10^{-5} e da sociedade de 10^{-6} (ERM, 1998). O ALARP parte da premissa de que o risco não pode ser eliminado, mas gerenciado.

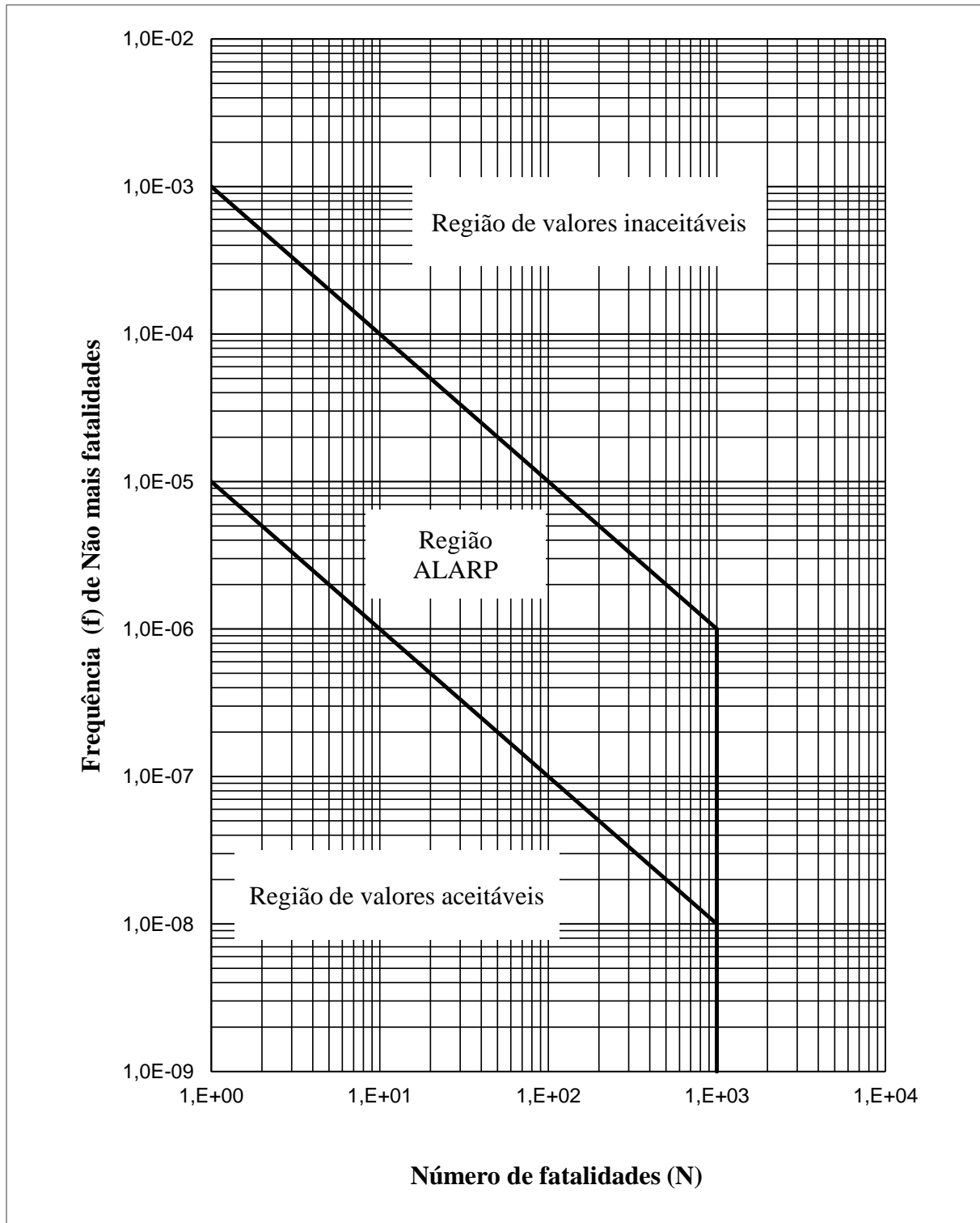


Figura 2.33. Carta F-N para o risco da sociedade em Hong Kong (ERM, 1998)

Bowles (2007), analisando algumas características do critério ALARP, adverte existir uma grande desproporção quando se quer diminuir o risco, pois os custos associados a pequenos decréscimos no risco podem aumentar os custos em quantias que podem tornar inviáveis os projetos. Nesse trabalho Bowles faz referência particular às barragens, mas o problema é similar em taludes de grandes dimensões.

Caldeira (2008) faz uma revisão na qual apresenta vários critérios definidos na literatura para barragens, nos quais prima o número de vítimas e a probabilidade de ocorrência do evento (cartas F-N) e estabelece que para definir critérios para outros cenários com danos de outra natureza, devem ser realizadas análises de custo-benefício. Apresenta critérios como Perda Potencial de Vidas (PLL-*Potencial Lost of Life*) e ALARP, mas os valores de probabilidade de falha aceitável de novo estão na ordem de 10^{-4} - 10^{-6} por ano. Também apresenta alguns valores estatísticos de acidentes como os da Tabela 2.24, mas por razão de brevidade são omitidos neste trabalho.

2.8.4 Percepção do risco

Fell (1994) indica que, de acordo com sua experiência, o público pode aceitar riscos relativamente altos em taludes naturais. Em cifras, o autor conclui que o público pode aceitar valores de 10^{-2} de risco anual específico de danos em suas propriedades e até 10^{-3} da perda de vida. Esclarece o autor que tais dados provém dos seus trabalhos na área de Sydney-Newcastle na Austrália. Também indica que no caso de taludes construídos pelo homem a aceitação pública do risco é menor e diz ainda que uma probabilidade de perdas de vidas não maior do que 10^{-5} ou 10^{-6} pode ser o valor esperado pelas pessoas.

Para ilustrar a menor tolerância às perdas de vidas devido a falhas de taludes construídos pelo homem, relata que a incidência de deslizamentos é alta nas rodovias e ferrovias de Sydney e que sempre houve pouca pressão pública para remediar esta situação até o dia que o deslizamento de um aterro em Coledale, perto de Wollongong matou duas pessoas em 1988. Nesse momento se elevou um clamor popular que levou a julgamento por homicídio involuntário ao engenheiro geotécnico responsável e ao gasto de dezenas de milhões de dólares em trabalhos de estabilização em toda a ferrovia. Poderia se concluir aqui que no caso dos taludes naturais existe um caso de risco voluntário (já que a população permanece na região apesar dos avisos de risco e de evacuação) da ordem de 10^{-3} (ou 10^{-2}) que a população tolera. Explica todavia que, devido à exigência do mesmo público, o risco em taludes construídos deve ser muito menor e recomenda valores de 10^{-5} . Também indica ser

isto uma recomendação embasada sobre informação limitada, e assim deve-se realizar mais pesquisa e que, no caso de taludes naturais, convém realizar trabalhos de prevenção que possam reduzir os riscos a valores controlados similares aos usados no caso dos taludes construídos.

Uma tendência geral é a de calcular o risco em termos de custos ou ganhos e mortes. Porém as pessoas tendem a categorizar o risco pelo potencial catastrófico, controlabilidade e perigo para as próximas gerações, bem como pela familiaridade, equidade, nível de entendimento do risco e outros fatores menos quantitativos (Baecher & Christian, 2003). Neste âmbito vale observar se o risco é controlável ou não, e também se pode ser observado ou não.

Na Austrália tem sido adotado o nível NRE3 como critério de aceitação de projetos de taludes em estradas, ou seja, a soma das probabilidades de morte no trecho de estrada deveria ser inferior a 10^{-5} . (Wilson *etal.*, 2005)

Usando o mesmo sistema de análise, Stewart & Buys (2005) indicam que taludes com níveis de risco NRE1 e NRE2 geralmente devem ser reformados, porém, se nos locais se apresenta mais predominantemente risco de perdas econômicas do que de vidas, podem ser criados programas de gerenciamento de longo prazo. Nos locais com níveis NRE3 que, em princípio, não requerem reformas, mas nos quais possivelmente o nível de risco aumente com o tempo, deve-se gerar um sistema de gerenciamento. Para este último caso, o sistema de gerenciamento pode ser de tipo genérico, mas no caso de taludes de alto risco (níveis NRE1 e NRE2) devem ser projetados sistemas de gerenciamento específicos para cada lugar. Estes autores também propõem que os objetivos no projeto dos sistemas de gerenciamento e de remediação para estradas existentes devem ser tais que permitam manter o nível de risco menor ou igual que NRE3.

No caso de obras novas, Stewart & Buys (2005) indicam que, devido a estas pesquisas e particularmente aos cadastros, atualmente na Austrália é exigido nos contratos de obra que o nível de risco de projeto seja NRE4 durante todo o período de projeto (100 anos) incluindo obras de reforço e de estabilização de taludes.

2.9 Comentários Finais

Os métodos probabilísticos são ferramentas que permitem a estimação dos momentos estatísticos de funções aleatórias a partir de distribuições de probabilidade das variáveis independentes ou pelo menos dos seus momentos estatísticos.

O método de Monte Carlo se apresenta como a melhor forma de realizar trabalhos devido a sua exatidão, mas requer grande capacidade de cálculo, no entanto os métodos FOSM e MEP são menos demandantes de capacidade de cálculo, mas diminuem a exatidão.

Em resumo, não existe critério unificado para a determinação do valor de referência para a probabilidade de falha e, portanto, do risco por instabilidade de taludes. Quando se fala de rodovias e vias em geral isto fica ainda menos claro, já que poucas referências são voltadas para este tema, porém a partir das recomendações recolhidas, pode-se dizer que esse valor deve se situar entre 10^{-3} e 10^{-5} , logicamente isto vai depender dos custos associados à falha e dos perigos resultantes para a via.

Usando como critério o sistema proposto na Austrália, se observa que o nível de risco para projeto, determinado como a probabilidade anual de mortes, se encontra na faixa de 10^{-5} - 10^{-7} que corresponde a NRE3 e NRE4, sendo exigida atualmente nos contratos a garantia do nível NRE4.

Na hora de definir este tipo de critérios deve-se considerar a percepção da comunidade, e se esse talude é natural, bem como avaliados os custos da redução do risco

Quando na avaliação o risco de perdas de vidas mostra-se desprezível, mas o custo dos danos é importante, o critério na tomada de decisões tem que ser mediante análise de custo-benefício das alternativas propostas.

As incertezas em Geotecnia e em estabilidade de taludes permeiam todos os processos. A incerteza epistêmica é provavelmente a que apresenta maior impacto nas avaliações, por deficiência de informação.

Não é somente nos processos físicos relacionados aos movimentos de massa que se deve considerar a incerteza. Nas avaliações de vulnerabilidade, quando se impõe a necessidade da determinação da probabilidade de danos, o fator incerteza deve ser considerado já que muitas das variáveis associadas à vulnerabilidade são altamente incertas.

Os métodos da lógica difusa se apresentam como boa opção para se considerar a incerteza em problemas nos quais a informação estatística é limitada, mas existe certo nível de conhecimento por parte das pessoas sobre os níveis de incerteza em questão.

Pode-se considerar a técnica α -cut um processo similar ao método das estimativas pontuais, porém com valores de referência definidos arbitrariamente.

Em zonas tropicais, onde exista ameaça sísmica, deve ser avaliada a ameaça de deslizamento considerando tanto o efeito sísmico como o efeito das chuvas e isso pode ser realizado mediante o uso de técnicas de confiabilidade e da lógica *fuzzy*.

Os métodos probabilísticos constituem ferramentas robustas para a avaliação e análise de problemas geotécnicos sob ambientes de incerteza, mas requerem, como dados de entrada, valores de parâmetros estatísticos difíceis de se obter devido às grandes incertezas associadas aos processos geotécnicos.

Nos casos em que a informação é escassa, as análises de sensibilidade e de confiabilidade permitem avaliar os possíveis cenários para uma determinada obra e então determinar necessidades de estudos aprofundados.

O método FOSM permite determinar quais variáveis apresentam influência maior na incerteza das variáveis dependentes. No caso do exemplo do muro de arrimo, o atrito entre solo e fundação, e o peso específico do fluido equivalente representam a 98% da variabilidade total, podendo ser considerados como os parâmetros chave numa análise de estabilidade por deslizamento de um muro de contenção. As outras variáveis podem ser tratadas como variáveis deterministas.

O método das estimativas pontuais, embora possa requerer maior número de cálculos, permite obter resultados comparáveis com os que se obtém no método FOSM.

A probabilidade de falha de uma estrutura, muro de contenção neste caso, apresenta uma relação inversa ao índice de confiabilidade, β . Quanto maior for o índice de confiabilidade, menor é a probabilidade de que se apresente a falha.

Os métodos probabilísticos para o cálculo da probabilidade de falha como o FOSM e o MEP apresentam tendência de sobre-estimar a probabilidade de falha quando se comparam com o método de Monte Carlo e as estimativas usando as técnicas da lógica difusa.

3 MODELO PROPOSTO E METODOLOGIA DA PESQUISA

Depois da revisão realizada no Capítulo 2 do estado do conhecimento quanto aos métodos de avaliação de risco por movimentos de massa, tipos de modelos desenvolvidos, técnicas probabilísticas existentes, se apresenta neste capítulo uma proposta de metodologia para estimar o risco de movimentos de massa em estradas.

Estabeleceu-se que o risco é produto da probabilidade de que se apresente um dano e as consequências do tal dano. Portanto não basta determinar a probabilidade de que um elemento exposto seja danificado pelo evento catastrófico, mas devem também ser quantificadas as consequências. Também foi anteriormente descrito que a probabilidade do dano depende das características do evento incerto, ou seja, da ameaça e da vulnerabilidade do elemento exposto. Isto poderia então ser ilustrado mediante o esquema da Figura 3.1 onde cada círculo representa o aporte de cada elemento na geração do risco. A probabilidade de danos desaparece claramente se não existe ameaça ou vulnerabilidade e, se as consequências são insignificantes, o risco desaparece mesmo que o evento ameaçante ocorra. Com este esquema é também possível ilustrar que, para diminuir o risco, se poderia seguir vários caminhos:

1. Diminuir a vulnerabilidade. Claramente isso significa um projeto com salvaguardas, medidas proativas que diminuem as consequências. Este é o critério adotado no caso de risco por terremotos no qual não é possível diminuir a ameaça. Em movimentos de massa isto é obtido diminuindo o nível de exposição, por exemplo, em estradas podem ser criadas zonas de amortecimento dos movimentos de massa ou barreiras nos acostamentos.
2. Diminuir a ameaça. Implica num projeto mais robusto com a finalidade de diminuir sua probabilidade de falha. No caso de movimentos de massa isto se alcança mediante a estabilização dos taludes usando estruturas de contenção e outras obras que melhorem a segurança.
3. Diminuir os custos ou consequências: se trata de medidas reativas de diminuição de consequências. Este é o critério que em geral se adota quando se utilizam sistemas de alerta precoce, já que no caso das estradas, a ameaça e a vulnerabilidade da estrada se mantêm, mas são reduzidos os custos das consequências pela diminuição de fluxo veicular.

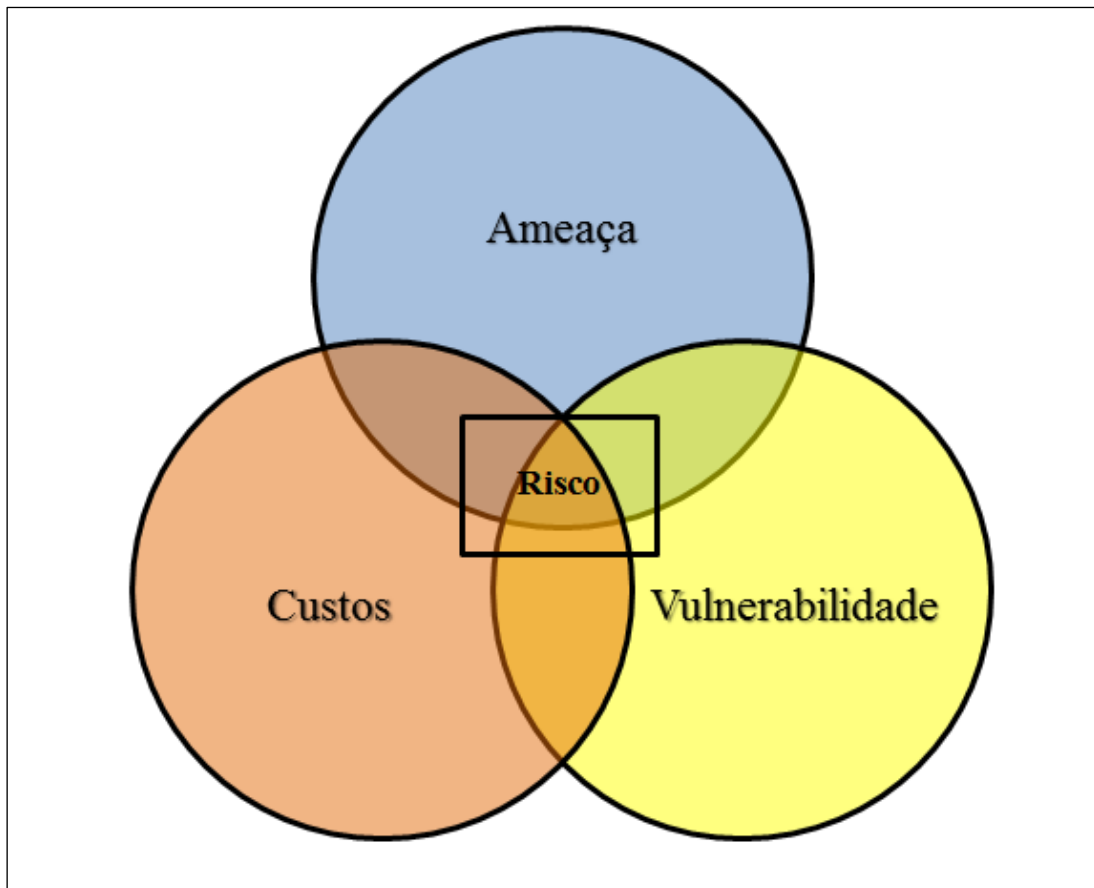


Figura 3.1. Ilustração da inter-relação da ameaça e da vulnerabilidade para gerar o risco.

De acordo com esta ideia, neste trabalho o risco será quantificado em duas formas. Numa primeira abordagem, serão quantificadas as probabilidades anuais de que se apresentem mortes devido a ocorrências de movimentos de massa na estrada e, na segunda instância, as possíveis perdas econômicas.

A metodologia considera dois cenários: o primeiro está definido para avaliações em estradas com uma história de movimentos de massa, e o segundo está orientado para avaliações de risco de estradas novas nas quais não existe informação estatística dos movimentos de massa. Chuva e sismo são considerados os agentes deflagrantes no cálculo da probabilidade de falha.

A seguir se apresentam os modelos de avaliação de risco propostos e descreve-se a metodologia usada para desenvolver esta pesquisa.

3.1 Modelo para Movimentos de Massa Devidos a Chuvas

Nos capítulos precedentes realizou-se breve revisão de diversos aspectos envolvidos na avaliação de risco por movimentos de massa.

Os fenômenos relacionados com a avaliação de risco por movimentos de massa podem ser em geral devidos a chuvas ou sismos. Igualmente foi estabelecido que, no estudo de risco de movimentos de massa detonados por chuvas, os métodos estatísticos são adequados.

No caso da vulnerabilidade as técnicas baseadas em índices qualitativos representam uma forma de aproximar a vulnerabilidade, particularmente para avaliações expeditas. Quando existe informação, tem-se a possibilidade de estabelecer curvas que permitem determinar a vulnerabilidade em termos probabilísticos e estimar as consequências.

A metodologia para este cenário está baseada em modelos estatísticos nos quais são estabelecidas relações entre as chuvas e os movimentos de massa para estimar a probabilidade de falha e curvas de consequências para estimar a vulnerabilidade. O modelo conceitual básico é ilustrado mediante a Figura 3.2.

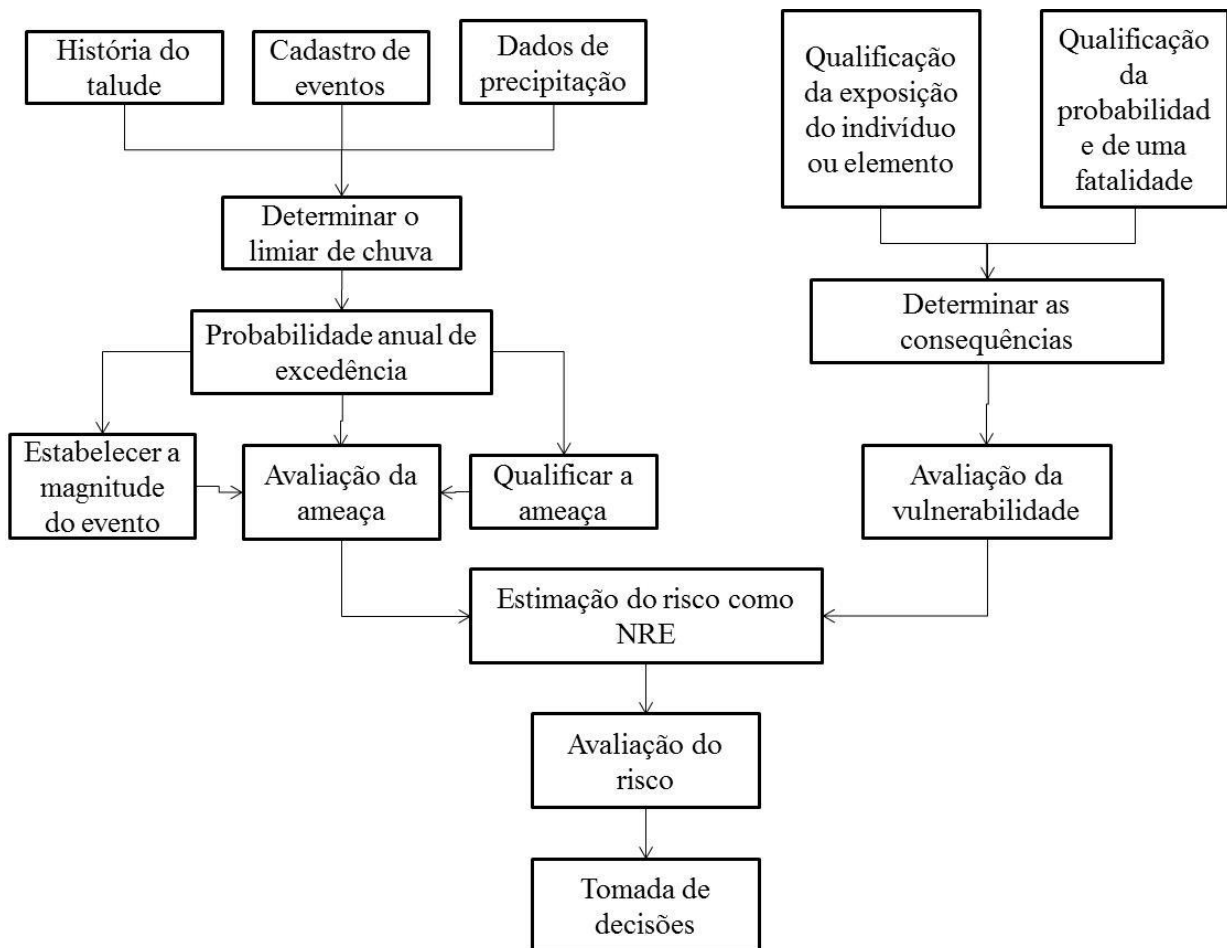


Figura 3.2. Representação esquemática da metodologia proposta inicialmente

Como pode ser observado, esta abordagem inicial não considera explicitamente a variabilidade geotécnica nem o efeito de outros agentes deflagrantes como os sismos. Nas próximas seções serão desenvolvidas propostas mais completas.

3.1.1 Estimação da probabilidade de falha

A probabilidade de falha é estimada como a probabilidade anual de que possa ocorrer um movimento de massa devido à ação das chuvas. Para isto são estabelecidas relações estatísticas entre as chuvas e os movimentos de massa mediante o seguinte processo:

1. Determinar o comportamento histórico dos taludes. Para isto deve ser elaborado um inventário de movimentos de massa, com suas características e consequências.
2. Obter informação hidrológica e geológica. São requeridos registros de precipitação diária como um mínimo para o período do qual existem registros de movimentos de massa. Deve-se obter registros de chuva de estações próximas ao local bem como mapas de formações geológicas.
3. Determinar o limiar de falha. Para isto devem ser definidos os níveis de confiança das relações, e identificada a melhor combinação de chuvas antecedentes e precedentes.
4. Calcular a probabilidade de falha: A probabilidade anual de que o limiar de ruptura seja excedido, se calcula comparando os dados medidos de precipitação com os resultados da avaliação das equações do limiar de ruptura para cada dia de chuva (usando a função de distribuição de probabilidades de Poisson). Se calcula a probabilidade condicional de ruptura do talude dado que o limiar de ruptura é excedido usando a equação:

$$P(D_S / R > R_T) = \frac{ND_S}{ND_T} \quad (3.1)$$

onde: $P(D_S/R > R_T)$ é a probabilidade condicional de que se apresente um deslizamento no local (D_S) dado que a precipitação diária (R) supera a precipitação correspondente ao limiar de ruptura (R_T), ND_S é o número de falhas no local avaliado e ND_T é o número total de falhas na estrada inteira, devidos a que o limiar de chuva foi excedido durante o período amostrado.

Depois é calculada a probabilidade temporal de ruptura (PT) da forma:

$$PT = P(X \leq x) \cdot P(D_S / R > R_T) \quad (3.2)$$

onde $P(X \leq x)$ é a probabilidade de que o número de ocorrências seja menor que um valor x e é dado pela Equação 2.13.

5. Qualificar o indicador de probabilidade: Os valores usados para atribuir os pesos são mostrados na Tabela 2.13.
6. Qualificar a escala da ruptura: Os índices usados são os apresentados na Tabela 2.16.
7. Qualificar a velocidade da ruptura: Na Tabela 2.17 se apresentam os indicadores.
8. Calcular a magnitude do evento: Por meio da matriz da Tabela 2.18 se estima a magnitude da ruptura.

3.1.2 Estimação da vulnerabilidade

Numa primeira abordagem, a vulnerabilidade se estima usando os critérios estabelecidos nas tabelas das Seções 2.5 e 2.6 para os diferentes pontos ao longo da estrada:

1. Qualificar a probabilidade temporal (Tabela 2.14)
2. Qualificar a probabilidade de que se produza uma fatalidade (Tabela 2.15).
3. Classificação da ameaça: Usar as combinações mostradas na Tabela 2.19.
4. Matriz de consequências: descrição apresentada na Tabela 2.21.
5. Estimação do risco: Como se apresenta na Tabela 2.22.

Numa segunda etapa, são elaboradas curvas de vulnerabilidade quantificando os custos das consequências dos movimentos de massa ocorridos.

1. Calcular volumes e custos dos movimentos de massa na estrada a partir dos inventários ou registros
2. Determinar os tempos de fechamento da estrada ou interdição para estimar os custos associados às perdas por pedágios
3. Elaboração de curvas em termos de custos absolutos e normalizadas segundo a Equação 2.108.

Nesta tese não são considerados custos indiretos na avaliação de risco.

3.1.3 Estimação do risco

Finalmente se estima a probabilidade de que aconteça uma fatalidade num período de um ano, Índice NRE, ou como os custos das consequências e se faz a avaliação do risco, tomada de decisões e de ações de mitigação ou estudos de detalhe.

3.2 Modelo para Deslizamentos Devidos a Sismos

Nos capítulos precedentes realizou-se breve revisão de diversos aspectos envolvidos na avaliação de risco por movimentos de massa.

Os fenômenos relacionados à avaliação de risco por movimentos de massa podem ser em geral devidos a chuvas ou sismos. Igualmente foi estabelecido que, no estudo de risco de movimentos de massa detonados por sismos ou chuvas, os métodos determinísticos têm sido, com diferença, os mais utilizados.

No caso da vulnerabilidade as técnicas baseadas em índices qualitativos representam uma forma de aproximação da vulnerabilidade, particularmente para avaliações expeditas. Quando existe informação, tem-se a possibilidade de estabelecer curvas que permitem determinar a vulnerabilidade em termos probabilísticos e estimar as consequências.

A metodologia para este cenário, segundo se apresenta na Figura 3.3, baseia-se em modelos probabilistas nos quais é calculada a probabilidade de que ocorram movimentos de massa e que estes afetem a estrada ou os usuários. São considerados os efeitos sísmicos e da saturação assim como a variabilidade dos parâmetros geotécnicos no cálculo da probabilidade de falha e curvas de consequências para estimar a vulnerabilidade. O modelo conceitual consiste dos seguintes passos: estimação da probabilidade de falha, estimação da vulnerabilidade e estimação do risco.

3.2.1 Estimação da probabilidade de falha

Deve-se obter informação hidrológica, geológica, e sísmica. São requeridos parâmetros geotécnicos dos solos com suas incertezas, dados de chuva diária, de estações próximas ao local em estudo e de registros de acelerações sísmicas esperadas para o local com seus períodos de recorrência.

O segundo passo é o de determinar a probabilidade de falha mediante o uso de limiares de falha. Os limiares de falha devem ser determinados com dados de chuva e de movimentos de massa, mas quando não estejam disponíveis dados de movimentos de massa do projeto, podem ser usados limiares de zonas próximas ao local.

Depois é calculada a probabilidade de falha dos taludes para diferentes valores de aceleração sísmica. Estes valores de aceleração correspondem a diferentes períodos de retorno, que permitem depois aproximar a probabilidade anual de falha.

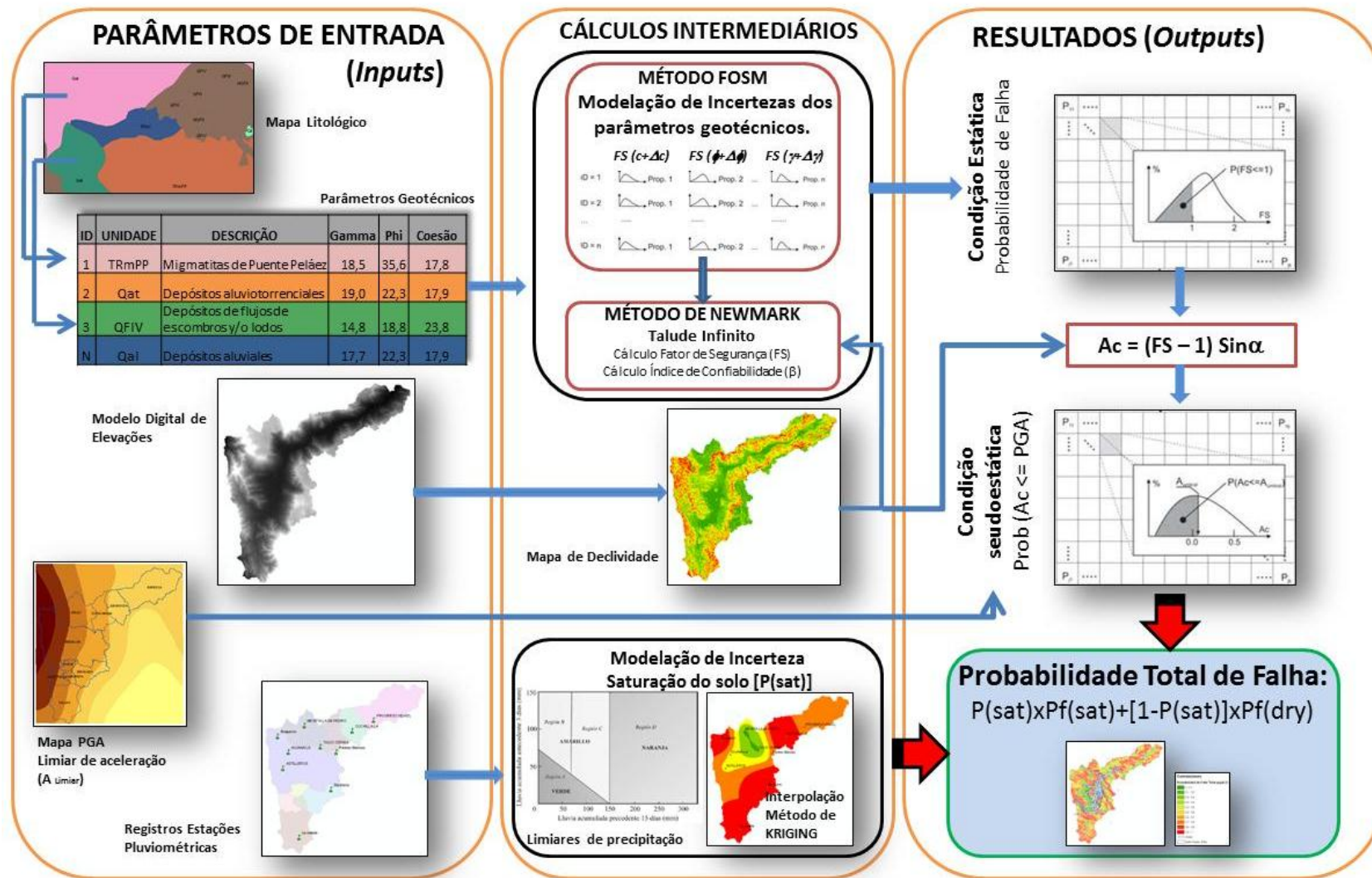


Figura 3.3. Representação esquemática da metodologia usada na avaliação de deslizamentos por sismo (Modificado de Hidalgo *et al.*, 2012)

O fator de segurança é calculado mediante o método de Newmark (1965) para um talude infinito apresentado no Capítulo 2 usando a Equação 2.18, mas para outras superfícies de falha poderia ser usado o método de Sarma.

Igualmente é calculada a aceleração crítica usando a Equação 2.19. A Equação 2.20 do fator de segurança é modificada para considerar o efeito da água como:

$$FS = \frac{c}{\gamma H \cos \alpha \sin \alpha} + \frac{(\gamma H - \gamma_w H_w) \cos^2 \alpha \tan \varphi}{\gamma H \cos \alpha \sin \alpha} \quad (3.3)$$

Das equações 2.19 e 3.3 se deriva a expressão para a aceleração crítica da forma:

$$a_c = \left(\frac{c}{\gamma H \cos \alpha \sin \alpha} + \frac{(\gamma H - \gamma_w H_w) \cos \alpha \tan \varphi}{\gamma H \sin \alpha} - 1 \right) \operatorname{sen} \alpha \quad (3.4)$$

Para cada tipo de material definido no mapa de Geologia se atribuem os valores médios dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, e de peso específico dos solos. Este modelo pode ser montado num sistema de informação geográfica dividindo o terreno em celas quadradas de 100 m de lado (ou menor), para se obter os valores dos ângulos de declividade e dos parâmetros de resistência correspondentes.

Depois de realizar os cálculos deterministas dos fatores de segurança e da aceleração crítica, se realiza o cálculo da probabilidade de falha do talude incorporando a incerteza das variáveis. Neste modelo será usado o método FOSM já que, como foi mostrado no Capítulo 2, requer um menor número de cálculos para estimar a probabilidade de falha. Assim, o índice de confiabilidade, β do coeficiente ou fator de segurança (FS) é calculado como:

$$\beta = \frac{(E[FS] - 1)}{\sigma[FS]} \quad (3.5)$$

onde $E[FS]$ é o valor usual (determinístico) do fator de segurança calculado com os valores médios dos parâmetros e $\sigma[FS]$ é o desvio padrão do fator de segurança calculados usando as equações 69 e 70.

Para o caso da aceleração crítica se calcula a probabilidade de que aceleração crítica seja menor do que os valores de aceleração esperados para o local. Com isto -- e sabendo que os eventos sísmicos considerados têm probabilidade de excedência dada, por exemplo, pela

curva mostrada na Figura 3.4 -- se obtém a probabilidade anual de que possa ocorrer um movimento de massa em cada cela, calculo que usa as seguintes equações:

$$PT = PF_{a_c} * PE \quad (3.6)$$

onde PT é a probabilidade anual de que se produza um movimento de massa por ação dos sismos, PE é a probabilidade de excedência do A_h e PF_{a_c} é a probabilidade de que a aceleração crítica seja menor do que a A_h esperada e que se calcula a partir do índice de confiabilidade da equação:

$$\beta_1 = \frac{(E[a_c] - A_h)}{\sigma[a_c]} \quad (3.7)$$

onde β_1 é o índice de confiabilidade calculado em termos da aceleração crítica de cada cela, A_h é a aceleração máxima esperada para cada local e $\sigma[a_c]$ é o desvio padrão da aceleração crítica que se calcula usando o método FOSM.

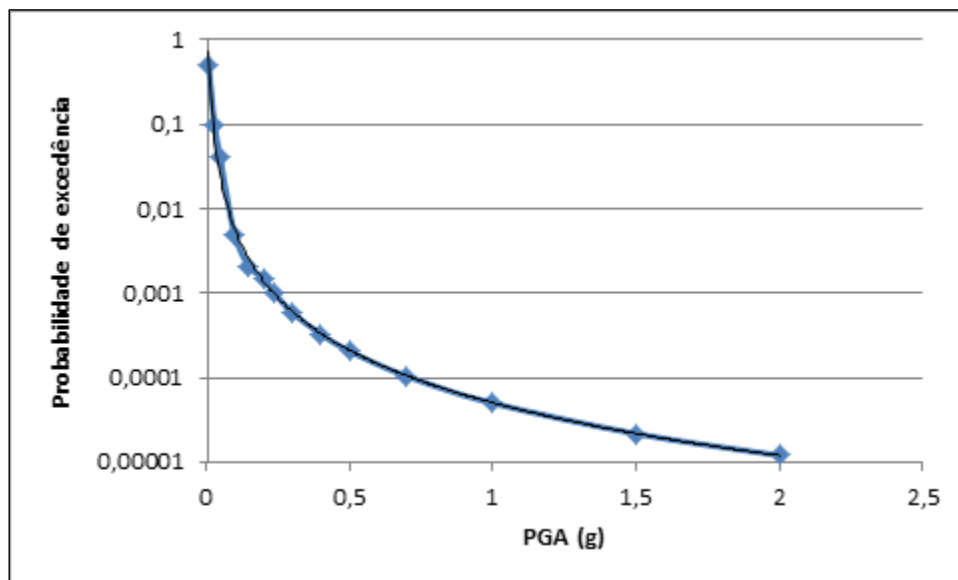


Figura 3.4. Probabilidade de excedência da PGA para o Vale de Aburrá, Colômbia.

(Modificado de AMVA, 2007)

A partir dos resultados anteriores se pode obter mapas de acelerações críticas e de probabilidade anual de ocorrência de movimentos de massa ou simplesmente da distribuição da probabilidade ao longo da estrada.

Calcular a probabilidade total de falha considerando a aceleração produzida pelo sismo como uma variável determinística, a probabilidade de falha do talude dependerá da variabilidade dos parâmetros geotécnicos e das poropressões. A eventual condição de saturação do solo é fenômeno aleatório a se levar em conta na avaliação da probabilidade de remoção em massa. Ou seja, se deve considerar a probabilidade de que o solo esteja saturado ou não. De acordo com o teorema de probabilidade total, a probabilidade total de falha de um talude está dada por (Fenton & Griffiths, 2007):

$$P_{ft} = P_{fs} * P_s + P_{fns} * (1 - P_s) \quad (3.8)$$

onde P_{ft} é a probabilidade de falha total, P_{fs} é a probabilidade de falha do talude devido à ação do sismo em condição saturada, P_{fns} é a probabilidade de falha em condição não saturada, P_s é a probabilidade marginal de que o solo esteja saturado e $1-P_s$ é a probabilidade marginal de que o solo não esteja saturado. Logicamente, P_s não representa exatamente um estado de saturação mas sim um limiar de saturação.

Do mesmo modo que no caso da falha por deslizamento apresentada na Seção 3.2.1, são determinadas as probabilidades em condições úmidas, saturadas e a probabilidade total de que se apresentem deslocamentos que possam causar danos. Para estimar os deslocamentos se usaram as equações 24, 26 e 27. Para calcular a probabilidade de falha se considerou uma distribuição normal dos deslocamentos e se calculou para valores limites de deslocamentos de 5, 10 e 15 cm. Estes valores representam diferentes níveis de ameaça segundo o critério definido para avaliação de risco sísmico na Califórnia (CGS, 1999, Saygili & Rathje, 2009) apresentado na Tabela 2.5. O índice de confiabilidade para este caso foi calculado com a equação:

$$\beta_2 = \frac{D_N - D_{Nc}}{\sigma[D_N]} \quad (3.9)$$

onde: D_N é o deslocamento calculado em cm, D_{Nc} é o deslocamento considerado como o limite a partir do qual se produz o dano (neste caso 5 cm, 10 cm e 15 cm) e $\sigma[D_N]$ é o desvio padrão dos deslocamentos em centímetros.

As probabilidades assim obtidas constituem a probabilidade condicional de que se apresentem deslocamentos nos locais, dado que o talude chegou a um estado de falha por efeito da ação sísmica ($P [B/A]$). Sendo B o evento de que se apresentem deslocamentos

excessivos e A o evento de que o talude falhe devido à ocorrência do sismo. A probabilidade de que se apresentem danos num local será dada então pela probabilidade da interseção entre os eventos A e B, ou seja, a probabilidade de que o talude falhe por efeito do sismo ($P[A]$) e de que também se produzam deslocamentos maiores do que o limite considerado ($P[A \cap B]$); isso se calcula segundo expressão da Equação 2.28.

3.2.2 Estimação da vulnerabilidade

Numa primeira abordagem, a vulnerabilidade foi estimada usando-se os critérios estabelecidos nas tabelas das Secções 2.6.4 e 2.8 para os diferentes pontos ao longo da estrada.

Numa segunda etapa são elaboradas curvas de vulnerabilidade quantificando os custos das consequências dos movimentos de massa ocorridos como apresentado na Secção 3.1.2.

3.2.3 Estimação do risco

Neste caso as consequências são calculadas em termos do impacto sobre a vida dos motoristas, passageiros e pedestres e é dado como a probabilidade de que aconteça uma fatalidade num período de um ano, Índice NRE ou como os custos das consequências, e se faz então a avaliação do risco, tomada de decisões e de ações de mitigação ou estudos de detalhe.

Mediante a combinação das metodologias para deslizamentos causados por chuvas e por sismos é possível propor nova metodologia para estradas já existentes nas quais se tem registros de ocorrências de movimentos de massa (Figura 3.5) e para estradas novas das quais ainda não existe informação estatística (Figura 3.6).

3.3 Metodologia Usada Nesta Pesquisa

Para atingir os objetivos propostos nesta tese, a metodologia utilizada foi composta pelas seguintes etapas:

3.3.1 Revisão bibliográfica

Foi realizada pesquisa bibliográfica na qual se identificaram as tendências em avaliação de risco por movimentos de massa, particularmente em estradas, e para o tratamento de incertezas em Geotecnia.

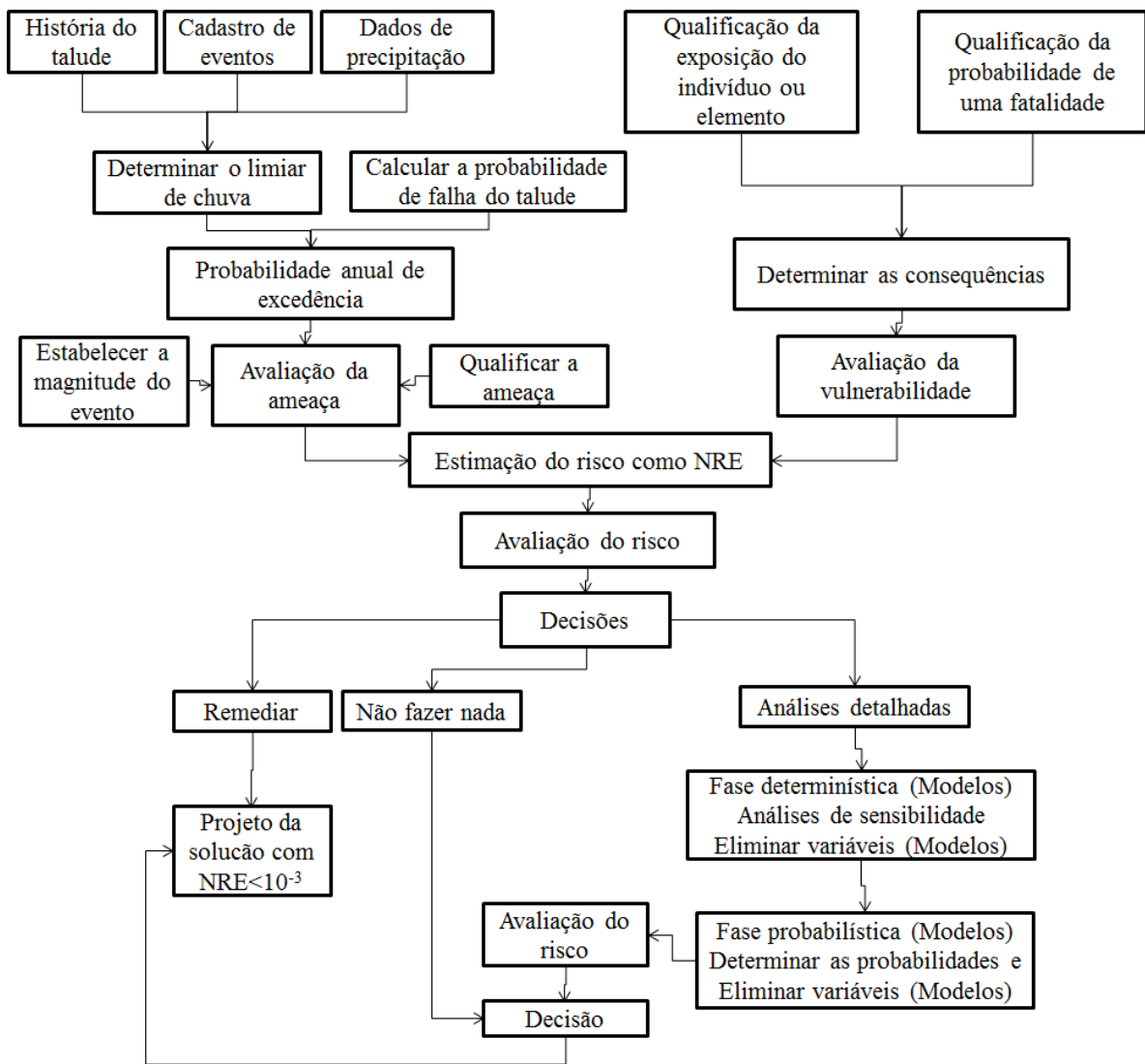


Figura 3.5. Fluxograma da metodologia de avaliação para estradas existentes

3.3.2 Elaboração dos modelos

A partir da revisão bibliográfica e da identificação dos problemas típicos em estradas devido a movimentos de massa, foram propostos dois modelos para avaliação de risco em estradas devido a deslizamentos.

3.3.3 Identificação do caso estudo

O caso de estudo, que tem como finalidade principal comprovar a eficácia dos modelos desenvolvidos e, em medida secundária, o objetivo de resolver os problemas de estradas, foi selecionado considerando que o projeto deveria ter informação disponível em todos os itens propostos. A maioria das estradas colombianas não possui informação de

movimentos de massa coletada e administrada de forma racional que permita estabelecer processos estatísticos. Devido a isto, optou-se por tomar uma estrada na qual fosse possível gerar a informação requerida a partir de outros registros.

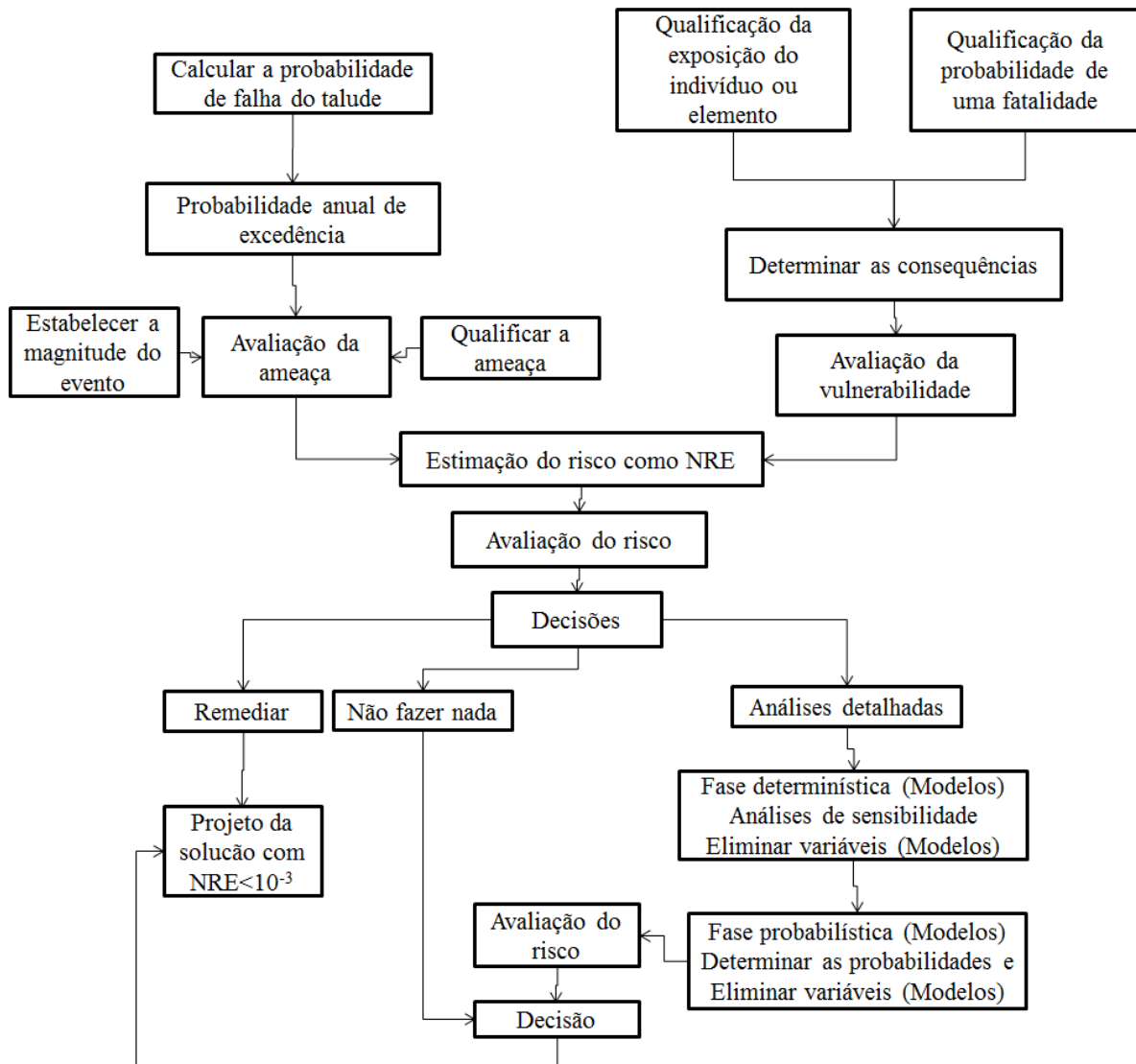


Figura 3.6. Fluxograma da metodologia de avaliação para estradas novas

Assim se escolheu a estrada denominada “*Conexión Vial Guillermo Gaviria Correa*” ou “*Conexión Vial Aburrá Cauca*”, em Antioquia, Colômbia na qual, por ser relativamente nova, ainda era possível reconstruir a maior parte da informação a partir dos registros diários de operação do túnel chamado de Fernando Gómez Martinez. A estrada em estudo será descrita na Seção 3.4.

3.3.4 Coleta de informação

A informação requerida para este trabalho pode ser dividida em vários tipos:

1. Informação hidrológica: foi adquirida a informação correspondente a três estações pluviométricas do IDEAM (Instituto de Hidrologia, meteorologia, e Estudos Ambientais) da Colômbia e uma de EPM (Empresas Públicas de Medellín). A informação adquirida corresponde à chuva total diária.
2. Informação de trânsito: esta foi proporcionada pelos administradores do sistema viário para o período janeiro de 2006 e maio de 2010. Na Tabela 3.1 se apresentam os dados obtidos separados segundo o tipo de veículo.
3. Datas, localização e descrição dos movimentos de massa: estas foram tomadas dos registros diários realizados na operação do sistema viário. Na Figura 3.7 se ilustra a forma em que são registrados os eventos durante a operação diária, porém cabe salientar que não existe unicidade nas descrições. Isto tem motivado que, como parte deste trabalho, seja elaborada uma ferramenta para gerenciamento de informação de movimentos de massa em estradas. Nestes mesmos registros aparece descrito se houve danos, feridos e mortes, mas sem maiores detalhes.
4. Volume, quantidade e custo dos movimentos de massa: Estes importantes dados foram obtidos a partir de contratos de obra e dos documentos de respaldo para o pagamento dos trabalhos. Na Figura 3.8 se apresenta ilustração dos registros consultados, processados e avaliados.
5. Geologia: A geologia foi obtida a partir de fontes secundárias como estudos de zoneamento da cidade de Medellín, teses e planos geológicos produzidos pelo governo colombiano. Igualmente, foi realizada uma campanha de trabalho campo para se chegar a um zoneamento.
6. Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos: obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto, consulta de teses, estudos de zoneamento e de informações disponibilizadas por duas empresas da cidade de Medellín.
7. Estudos geotécnicos: teve-se acesso a vários projetos elaborados por diferentes empresas, por meio dos quais foi possível estimar os custos requeridos para recuperar alguns dos sítios críticos e para entender algumas das características dos materiais envolvidos nos movimentos de massa.
8. Coleta de amostras de solo: Foram coletadas dez amostras indeformadas de solos residuais da formação Stock de Altavista.

Tabela 3.1. Amostra da apresentação dos dados de trânsito

ANO	MES	CATI	CATII	CATIII	CATIV	CATV	E. ADIC	TOTAL VEI
2006	JANEIRO	30.458,00	4.305,00	422,00	51,00	36,00	21,00	35.272,00
	FEVEREIRO	79.909,00	15.437,00	139,00	163,00	158,00	32,00	97.057,00
	MARCO	84.522,00	17.067,00	1.352,00	156,00	229,00	58,00	103.326,00
	ABRIL	98.468,00	17.462,00	1.303,00	75,00	196,00	29,00	117.504,00
	MAIO	54.452,00	13.066,00	979,00	83,00	154,00	38,00	68.734,00
	JUNHO	83.238,00	18.133,00	1.309,00	100,00	221,00	34,00	103.001,00
	JULHO	113.205,00	19.892,00	1.515,00	101,00	245,00	21,00	134.958,00
	AGOSTO	891,00	18.533,00	1.439,00	105,00	249,00	23,00	109.426,00
	SETEMBRO	7.109,00	17.729,00	1.694,00	100,00	249,00	22,00	90.862,00
	OUTUBRO	85.845,00	20.118,00	1.784,00	100,00	307,00	21,00	108.154,00
	NOVEMBRO	82.051,00	19.634,00	2.392,00	97,00	328,00	34,00	104.502,00
	DEZEMBRO	12.078,00	22.131,00	1.876,00	83,00	294,00	50,00	145.164,00

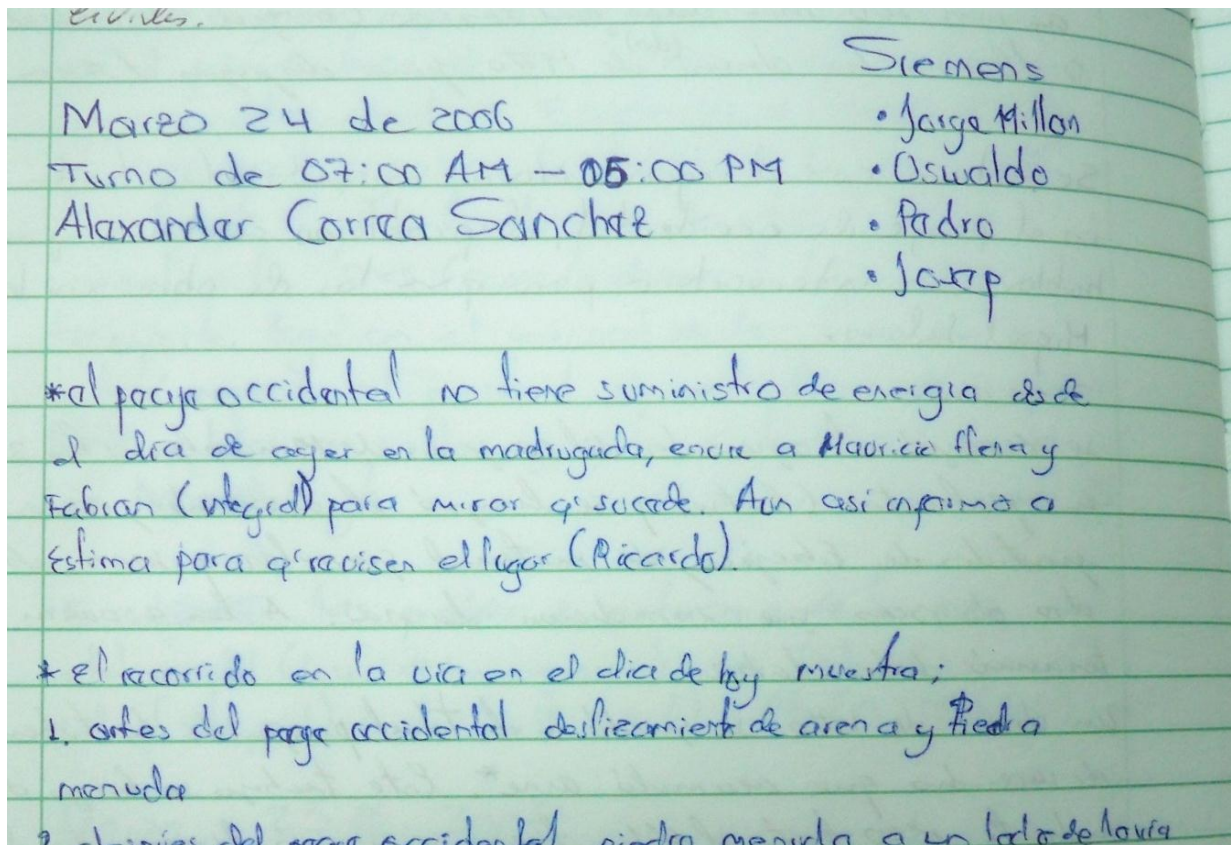


Figura 3.7. Ilustração dos registros existentes na estrada em estudo.

FECHA	PLACAS DE VOLQUETA	DISTANCIA RECORRIDA	CUBO VOL	# VIAJES DIA	M3 CARGADOS	M3.KM TRANSP	DESDE	HASTA
oct-05	SQA707	11.32	13.56	10	136	1535	PORTAL OCC	MURRAPALA II
	ZIA946	11.32	16.90	10	169	1913	PORTAL OCC	MURRAPALA II
	WRC853	11.32	17.50	10	175	1981	PORTAL OCC	MURRAPALA II
	SND232	11.32	17.35	10	174	1964	PORTAL OCC	MURRAPALA II
	WZC219	11.32	16.50	10	165	1868	PORTAL OCC	MURRAPALA II
	VAD599	2.92	13.73	16	220	641	4+600	TEJAR
	MAI186	2.92	8.74	19	166	485	4+600	TEJAR
	KEC147	2.92	8.44	14	118	345	4+600	TEJAR
	OAE898	2.92	13.97	14	196	571	4+600	TEJAR
	OLA942	2.92	8.51	19	162	472	4+600	TEJAR
	OUB190	2.92	8.42	19	160	467	4+600	TEJAR
	KAH880	2.92	7.40	1	7	22	4+600	TEJAR
	SRD576	1.71	7.72	10	77	132	DERR 37040	ESTYMA
	SQA707	1.71	13.56	3	41	70	DERR 37040	ESTYMA
	AEA338	1.71	7.00	10	70	120	DERR 37040	ESTYMA
	SRD576	2.63	7.72	2	15	41	DERR 37040	GOEZ
	AEA338	2.63	7.00	4	28	74	DERR 37040	GOEZ
	KEC738	2.63	6.36	3	19	50	DERR 37040	GOEZ

Figura 3.8. Ilustração dos registros existentes na estrada para estimar os custos e volumes.

3.3.5 Elaboração do banco de dados

Com as informações sobre volume de chuva, movimentos de massa e de trânsito foi elaborado um banco de dados para processamento da informação. O banco de dados foi elaborado em *Acces* como se ilustra na Figura 3.9:

Id	Data (dd/mm)	Descrição do local	Descrição do mov	Descrição do impact	Estaca (kmXX+n)	Setor da est
2	22/01/2006	Q Volcana	Derrumbe	Se abre en un sentido	km16+400	W
3	23/01/2006	La Causala	Derrumbe	as 16:15 h del 24/01/06	km17+500	W
4	06/03/2006	Estadero el Mono	Caida de piedras	:45, no obstruye la via	km18+500	W
5	06/03/2006	Estadero el Mono	Derrumbe de tierra	:30, no obstruye la via	km18+500	W
6	14/03/2006	km20	Caida de piedras	por explosión de llanta	km20+000	W
7	21/03/2006	200 m de partidas a Ebejico	derrumbe de piedras	igido 1 carril por un día	km23+200	W
8	21/03/2006	Q Potrera	Derrumbe de tierra	Se cierra un carril	km19+600	W
9	22/03/2006	Q Potrera	o de conglomerado	a de 0:30 a 03:00 horas	km19+600	W
10	23/03/2006	Q La Cola	Derrumbe	se interrumpe el flujo	km16+650	W
11	23/03/2006	Q La Rochela	Tierra y arena	Paso restringido	km26+000	W
12	24/03/2006	200 m de partidas a Ebejico	Caida de piedras	errado a las 4:00 horas	km23+200	W
13	24/03/2006	Peaje oriental	Derrumbe de tierra		km9+030	O
14	24/03/2006	tes y despues del peaje occidental	Derrumbe		km14+600	W
15	24/03/2006	y despues del restaurante el Mono	Derrumbe		km18+500	W
16	24/03/2006	Q La Cola	Piedras		km16+650	W
17	24/03/2006	La Aldea	Piedras		km18+000	W
18	24/03/2006	Antes de Q Potrera	Lodo y piedras		km19+600	W
19	24/03/2006	Partidas a Ebejico	Piedras		km23+200	W

Figura 3.9. Ilustração geral do banco de dados elaborado.

3.3.6 Ensaios de laboratório

Sobre as amostras coletadas se realizaram ensaios de cisalhamento direto além dos ensaios para determinar as propriedades índice que permitiram sua classificação pelo método unificado de classificação de solos. No total se realizaram 30 ensaios de cisalhamento direto

na modalidade consolidado e drenado assim como 30 sem saturação, estes últimos também tiveram lugar porque existe certa tendência local a se realizar ensaios desta forma e se quis avaliar alguns dos problemas associados com esta técnica. Na Seção 4.1 são apresentados os resultados.

3.3.7 Avaliação do risco por movimentos de massa detonados por chuva no caso de estudo

A informação coletada e gerada –movimento de massa, localização, data, descrição– foi processada usando aplicações em planilhas de *Excel* e bases de dados em *Acces*. Os dados foram ordenados e depurados segundo os requerimentos dos modelos para se obter os dados estatísticos e os produtos intermediários necessários.

Com isto foi estimado o risco por movimentos de massa na estrada do caso de estudo identificando pontos críticos e o comportamento geral da estrada.

3.3.8 Avaliação do risco por movimentos de massa detonados por sismo no caso de estudo

A informação coletada e gerada foi processada usando aplicações em planilhas de *Excel*, bases de dados em *Acces* e ferramentas de informação geográfica no *software Arcgis*.

Com isto foi estimado o risco por movimentos de massa na estrada do caso de estudo identificando pontos críticos e o comportamento geral da estrada.

3.3.9 Elaboração de uma ferramenta computacional para avaliação de risco por movimentos de massa

Utilizando a linguagem de programação PHP foi elaborada uma plataforma que permite atualizar os bancos de dados desde os escritórios das estradas, fazer cálculos dos níveis de risco existentes nos diferentes pontos da estrada, ajudando assim na tomada de decisões.

3.4 Caso de Estudo

O caso de estudo é a estrada denominada “*Conexión Vial Aburrá-Cauca*” que corresponde a uma parte da estrada nacional 62, denominada “*Troncal de Urabá*”. Esta via que liga o vale de Aburrá aos municípios de San Jerónimo e de Santa Fé de Antioquia tem um comprimento de 39,4 km.

A via começou a operar plenamente em janeiro de 2006 e tem apresentado problemas de instabilidade de taludes permanentemente e, no período até 31 de dezembro de 2009, tinham sido reportados 1.485 eventos de movimentos de massa (Hidalgo e Assis, 2010).

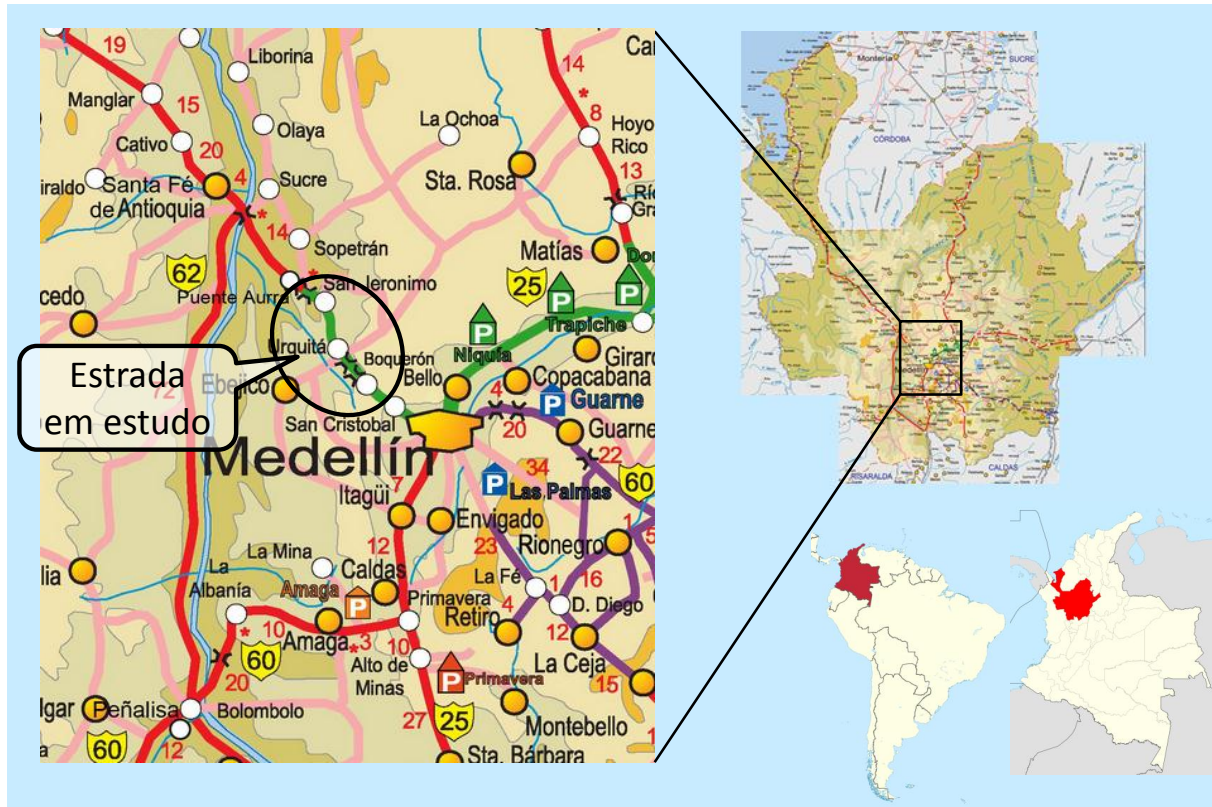


Figura 3.10. Localização aproximada da estrada “Conexão Viária Aburra-Cauca” (Mapas tomados de INVIAS, 2012, Wikimedia, 2012a, 2012b).

3.4.1 Características gerais da estrada

A estrada percorre zona de topografia e geologia variável e pode ser dividida em quatro trechos (Figura 3.11): o primeiro trecho é uma via de uma faixa só iniciada na Estrada 80 da cidade de Medellín e chega até a 100 m depois da ponte sobre o riacho “*La Iguana*” na progressiva km 4+200, no setor de San Cristóbal. O segundo trecho, uma via de faixa dupla, se inicia na progressiva km4+200 e chega até o portal oriental do túnel Fernando Gómez Martínez, progressiva km9+100, O terceiro trecho corresponde ao túnel de 4,6 km de comprimento. O quarto trecho é uma estrada de uma só faixa que vai desde o portal ocidental do túnel, progressiva km13+700, até a ponte da antiga estrada ao mar sobre o rio Aurrá na progressiva km39+400. As áreas nos extremos do túnel apresentam condições bastante diferentes quanto à topografia, geologia e clima e, para efeitos de sua identificação posterior,

serão denominadas setor oriental e setor ocidental. Nas Figuras 3.11 e 3.12 são ilustrados aspectos gerais de dois trechos no setor ocidental e no oriental respectivamente.



Figura 3.11. Localização da estrada e dos trechos (Imagem tomada de *Google Maps*)



Figura 3.12. Panorâmica da estrada no setor ocidental-Trecho 4



Figura 3.13. Panorâmica da estrada no setor oriental-Trecho 2

O setor oriental compreende os trechos um e dois e o setor ocidental o trecho quatro. Como se observa na Figura 3.12, no trecho ocidental predominam taludes em rocha com fortes declividades e alturas consideráveis, no entanto no trecho oriental predominam taludes em solos residuais igualmente com alturas de consideração como se apresenta na Figura 3.13. As análises apresentadas nesta tese se referem unicamente aos trechos dois e quatro.

3.4.2 Geologia

A geologia ao longo da estrada é variável, quanto à litologia, geomorfologia e estruturas. Encontram-se rochas ígneas intrusivas no setor oriental, rochas metamórficas e vulcânicas no setor ocidental, depósitos gravitacionais e aluviais em ambos os setores. Tectonicamente, a estrada é influenciada pelo sistema de falhas Cauca-Romeral no seu ramal São Jerônimo. Geomorfologicamente, o setor ocidental se caracteriza por altas declividades que não favorecem a formação de solos; já no setor oriental as declividades são moderadas dando lugar à formação de solos com espessuras de várias dezenas de metros.

A seguir é estabelecido um zoneamento geológico ao longo da estrada a partir de observações de campo. O trecho da via pode dividir-se em cinco seções segundo os tipos de processos que podem se apresentar e sua relação com as unidades geológicas e estruturas presentes. Também foi considerada na definição destas cinco zonas o detonante principal dos processos morfodinâmicos e também o estilo e magnitude dos mesmos; na mesma divisão foi feita também uma análise da relação de cada um dos processos com as unidades geológicas encontradas.

1. **Zona 1. Km 20 – 27:** neste trecho da estrada encontram-se processos morfodinâmicos de tamanhos intermediários a pequenos (menores que 20 m de largura) que são principalmente processos erosivos concentrados sobre as paredes dos taludes que produzem desgarros e erosão em sulcos e ravinas principalmente (Figura 3.14). Os materiais que se encontram neste setor são depósitos aluviais e aluvio-torrenciais maduros suscetíveis à erosão superficial. Segundo a classificação de Deer & Patton (1971), também se encontram basaltos e microdioritos pertencentes ao complexo Quebrada grande em horizontes de intemperismo IC-IIA e IIA, estes os principais causadores dos processos de erosão que removem parte da rocha meteorizada e causam a exposição de rocha em níveis mais frescos do que os somados ao grau médio de fraturamento destas unidades e que provocam pequenos desgarros sobre esta unidade. Os processos deste trecho estão associados à erosão dos taludes da estrada, pois não se encontram processos importantes por fora dos cortes da estrada.



Figura 3.14. Processos que afetam depósitos e rochas do Complexo Quebrada grande.

2. **Zona 2. Km 27-30:** neste trecho da via aparecem xistos pertencentes ao complexo Cajamarca, que apresentam processos morfodinâmicos distintos aos descritos no trecho anterior, neste são encontrados deslizamentos bem definidos (Figura 3.15), que mostram a grande influência da água que satura os horizontes de meteorização IIA do saprólito e produz deformações lentas no material, que já tem deslocado obras de contenção sobre a estrada. Este material apresenta movimento em conjunto manifestando-se como desgarros ou processos de rastejo locais, dependendo do tamanho da área afetada.



Figura 3.15. Processos morfodinâmicos afetando os xistos do Complexo Cajamarca.

- 3. Zona 3. Km 30 - 36:** Por efeito da falha São Jerônimo, a rocha se apresenta altamente fraturada, além do mais neste setor encontram-se intercalações entre os corpos de xistos e de gnaisses e das unidades de basaltos verdes e microdioritos do complexo Quebrada grande, cabe notar que neste setor é mais comum encontrar basaltos verdes fraturados e cisalhados. Tais basaltos nestas condições de fraturamento entre média e intensa desenvolvem perfis de intemperismo de até 3 m que em geral correspondem a horizontes IC e IIA, como a deformação se concentra sobre as paredes das fraturas se tem o desenvolvimento de solo com relictos de rocha que ficam imersos na matriz. Os processos que podem ser encontrados neste trecho estão associados à erosão superficial das porções mais meteorizadas do material (Figura 3.16), que apresentam evolução de erosão concentrada em sulcos e geram ravinamento e desgarros locais, que pela saturação constante da água que apresentam os taludes, gera constante queda de material e rocha que corresponde ao saprólito descrito. Neste setor podem encontrar-se ao redor de sete processos morfodinâmicos de grande porte (maior que 30 m de largura e com mais de 50 m de altura) que se encontram ativos.
- 4. Zona 4. Km 36-37:** este trecho da via apresenta principalmente a ocorrência de unidades de xistos e também declividades onduladas além de alguns lombos e colinas segmentadas. Estas geoformas são principalmente produto do intemperismo do gnaiss de Palmitas além de corpos de xistos micáceos ou micaxistos. Estas unidades desenvolvem perfis de intemperismo importantes, reconhecíveis em campo com espessuras maiores do que 8-10 m em várias zonas, correspondendo a horizontes IB de meteorização com colorações vermelhas. Sobre este setor se encontraram processos morfodinâmicos que correspondem a deslizamentos puramente rotacionais, quase todos sobre a porção de maior meteorização

e superfícies de ruptura maiores que 4 m em alguns casos, neste ponto os processos estão diretamente relacionados às características de resistência do material. Podem encontrar-se também alguns desgarros relacionados aos deslizamentos maiores (Figura 3.17).



Figura 3.16. Processos erosivos superficiais.



Figura 3.17. Deslizamento de tipo rotacional.

- 5. Zona 5. Km 38 – 40:** neste trecho da estrada pode-se encontrar principalmente xistos e gnaisses relacionados às unidades descritas como a do Complexo Cajamarca, e ocasionalmente podem apresentar-se pequenas ocorrências localizadas de basaltos. Neste setor os perfis de intemperismo apresentam menor espessura do trecho anterior atingindo com aproximadamente 3 m de espessura (horizonte IIB de meteorização reconhecido em campo), neste setor é notório encontrar sobre os taludes tanto superiores como inferiores da estrada processos erosivos principalmente os que se concentram na porção

intemperizada até encontrar a rocha fresca; a partir dali o processo ganha altura. Estes processos podem ser classificados como sulcos e desgarros locais que se apresentam em menor medida, mas também são relevantes. É importante entender que estes processos neste setor surgem associados à evolução de processos de erosão concentrada sobre os taludes com pouca ocorrência de deslizamentos (movimentos em massa), pois somente se encontram desgarros locais, onde ocorre saturação importante do material (Figura 3.18).

- 6. Zona 6. Km 44+800 – 50+000:** neste trecho se encontram dioritos e granodioritos do corpo plutônico Stock de Altavista e nas zonas mais próximas à parte urbana do setor São Cristóbal existem alguns depósitos de vertente ou alúvio torrenciais que se compõem do mesmo material do stock. Desde a zona do túnel até aproximadamente o km 49+600 se pode observar claramente os perfis de intemperismo IB - IC e II onde, o perfil I tem espessuras de até 30 m e o II de até 4 m; a partir do km 49+600 e até o final do recorrido no riacho “La Iguaná”, pode observar-se o perfil III correspondente à rocha fresca do stock de Altavista. Em todo o trecho viário os taludes apresentam homogeneidade nos processos que os afetam, mostrando quase sempre deslizamentos de grande magnitude, com coroas de até 200 m e processos de desgarros sobrepostos, forte erosão e muitos sulcos que mostram a forte atividade da água sobre o material (Figura 3.19). Intercalados com estes deslizamentos há processos de ravinamento que fazem que o material esteja em constante movimento, dado que em vários pontos da via se observaram, apesar do bom clima, quedas de mínimas porções do material. O material se mantém úmido constantemente e se encontra altamente intemperizado, tanto que o material é aproveitado por várias fábricas de tijolos que têm se radicado nesta zona.



Figura 3.18. Processos erosivos detonantes de vários danos nos taludes.



Figura 3.19. Taludes afetados pelos diferentes processos morfodinâmicos.

3.4.3 Climatologia

Quanto ao clima no trecho da estrada em estudo também é necessário fazer uma diferenciação dado que os setores ocidental e oriental estão em duas bacias diferentes, com condições climáticas próprias.

O setor oriental que pertence à bacia do riacho “La Iguana” que forma parte do Vale de Aburrá, apresenta variação da precipitação ao longo do riacho entre 1935 mm/ano na zona urbana de São Cristóbal e de 2535 mm/ano na parte próxima do emboque do túnel (Estação Boquerón). Diferente do resto do vale de Aburrá, bimodal, nesta zona configura-se um regime unimodal com chuvas entre abril e novembro e seco entre dezembro e março, devido ao efeito da zona de convergência intertropical (MIRIO-PNUD, 1995).

No setor ocidental, a precipitação varia desde 2400 mm/ano na altura do portal ocidental do túnel, 1650 mm/ano no município de São Jerônimo, 1500 mm/ano no município de Sopetrán.

4 ESTIMAÇÃO DA INCERTEZA NOS DADOS

Neste capítulo se apresenta a determinação das estatísticas básicas da informação usada nas avaliações de risco para o caso de estudo.

4.1 Propriedades dos Solos

Como mencionado no Capítulo 3, os solos do trecho 2 ou setor oriental são predominantemente solos residuais derivados de rochas tipo dioritos e granodioritos do Stock de Altavista e algumas zonas menores de depósitos de encosta e antrópicos. Como se observa na Figura 4.1, aproximadamente o 80% da estrada está localizada em materiais do Stock de Altavista.

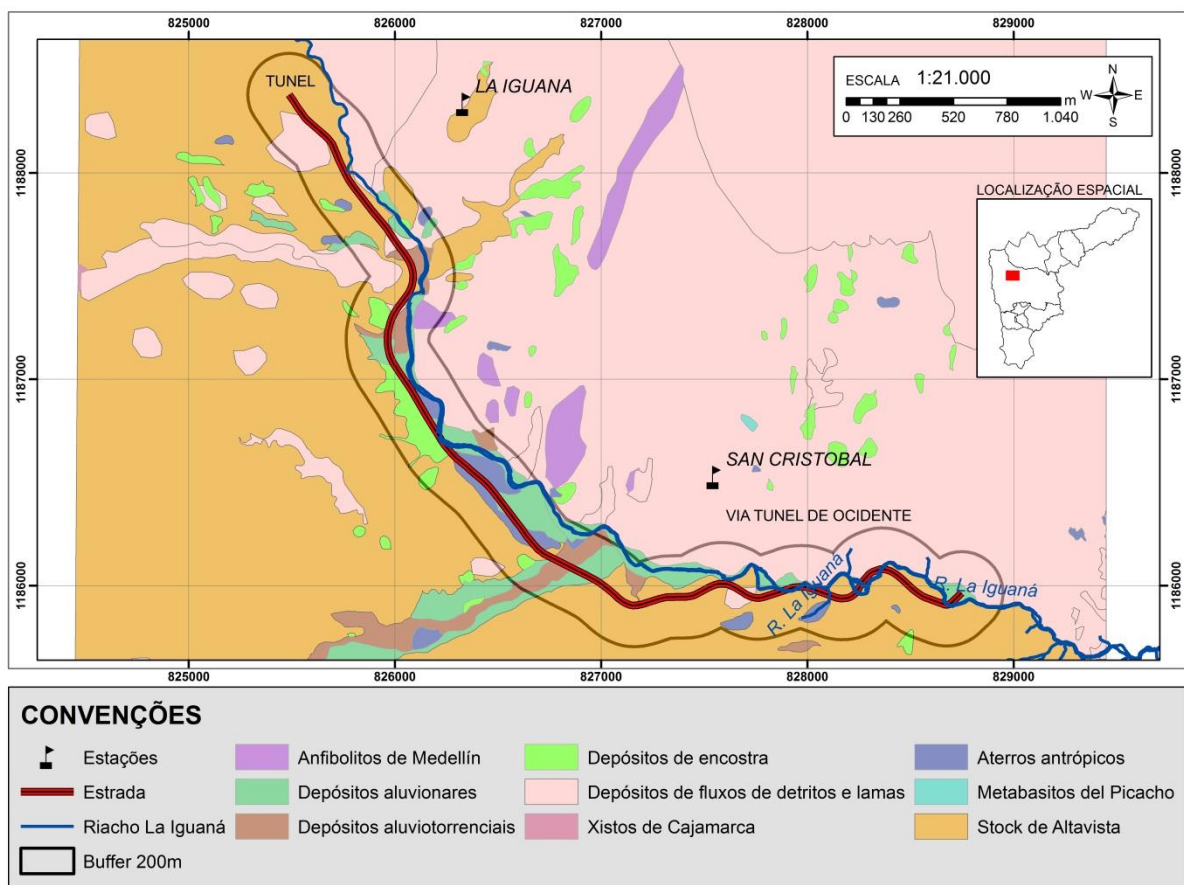


Figura 4.1. Geologia e localização de estações pluviométricas no setor oriental

Segundo estudos como AMVA (2006) e GSM (1999), os solos residuais do stock de Altavista podem ter até 45 m de espessura e sua textura e granulometria dependem das faces na rocha parental. Em geral, estes solos se caracterizam por textura que varia gradualmente

com a profundidade, sendo em superfície predominantemente compostos de siltes de alta ou de baixa plasticidade (MH, ML), com limites de liquidez e índices de plasticidade que diminuem com a profundidade entre 30% e 60%, umidade entre 20% e 50%, e resistência à penetração no ensaio de penetração normal (SPT) variando com a profundidade e em geral entre 20 e 80 golpes/0,3m. O peso específico destes solos apresenta média de 18 kN/m^3 com desvio padrão de $1,5 \text{ kN/m}^3$. Para estes solos foram determinadas as propriedades mecânicas e índices com o intuito de avaliar a incerteza destes materiais e seu efeito sobre o risco da estrada.

Os depósitos de encosta em geral presentes na zona e segundo a granulometria dos materiais que conformam a fonte, podem ter predomínio de blocos rochosos, denominados fluxos de detritos, ou da fração fina (em geral argila ou silte) chamados fluxos de lama. Porém, dada a mecânica do fenômeno não é possível fácil classificação do material, podendo existir dentro do mesmo depósito zonas que correspondam a fluxos de detritos e outras de fluxos de lamas. O tamanho dos blocos rochosos pode ser até de 0,5 m de diâmetro, em meio de matriz siltosa ou siltoarenosa, de consistência que depende da umidade e da época do ano. Nestes depósitos de encosta o ângulo de atrito efetivo apresenta valores entre 16° e 42° e coesão entre 16 e 42 kPa dependendo do grau de alteração e da idade do depósito, o peso específico úmido apresenta média de $17,4 \text{ kN/m}^3$ com desvio padrão de $1,5 \text{ kN/m}^3$, (AMVA, 2007).

Os depósitos antrópicos caracterizam-se por extrema heterogeneidade, contém materiais homogêneos enquadrados em algumas normas técnicas e até lixo, matéria orgânica e entulhos aleatoriamente dispostos, apresentando assim propriedades geotécnicas pobres para cortes. Dependendo do local estes depósitos antrópicos podem ter até 15 m de espessura e se constituir de materiais siltes arenoso de baixa umidade, com matações de rocha subangulares de tamanho variável. Para os depósitos antrópicos não se encontrou informação da resistência ao cisalhamento e os parâmetros para estes solos foram adotados a partir de ensaios SPT reportados pela firma Solingral em estudos realizados na zona.

4.1.1 Propriedades índice dos solos do Stock de Altavista

Foram coletadas dez amostras indeformadas (de bloco) em solos residuais do Stock de Altavista, localizado no setor ocidental da cidade de Medellín no noroeste da Colômbia. As amostras foram coletada com trincheiras escavadas em taludes do trecho 2 da conexão viária.

De cada amostra foram determinados os limites de consistência e da granulometria por lavagem na peneira 200. O limite líquido apresenta média de 51,6%, e desvio padrão 17,9%, o limite de plasticidade possui média de 37,2%, desvio padrão 10,2%, o índice de plasticidade apresenta média 14,4% e desvio padrão 12,7%. Como esperado, a dispersão do índice de plasticidade é maior do que a dispersão dos limites de consistência. Na Tabela 4.1 se apresentam os resultados.

Tabela 4.1. Limites de consistência dos solos do Stock de Altavista

Amostra	LL (%)	LP (%)	IP (%)
M1	67,0	44,6	22,4
	63,6	29,7	33,9
	69,5	44,5	25
M2	71,2	45,4	25,8
	71,2	43,1	28,1
	74,5	43,9	30,6
M3	34,9	33,1	1,8
	34,0	33,1	0,9
	34,0	32,7	1,3
M4	26,9	25,4	1,5
	28,5	25,7	2,8
	28,7	24,3	4,4
M5	57,0	46,3	10,7
	57,6	47,7	9,9
	56,6	46,5	10,1
M6	84,9	50,2	34,7
	85,0	53,8	31,2
	88,3	51,5	36,8
M7	46,7	37,7	9
	47,2	37,3	9,9
	45,1	36,1	9
M8	37,1	31,6	5,5
	37,0	32,3	4,7
	36,7	31,5	5,2
M9	43,6	3,0	40,6
	43,8	38,1	5,7
	44,0	39,5	4,5
M10	42,1	40,2	1,9
	45,1	32,6	12,5
	46,0	33,6	12,4
Média	51,6	37,2	14,4
Desvio padrão	17,9	10,2	12,7
Coefficiente de variação(%)	30	30	90

Em cada corpo de prova usado no ensaio de cisalhamento foi determinado o peso específico e o conteúdo de umidade natural. No total se fizeram 90 determinações, nove para cada amostra. Na Tabela 4.2 se apresentam os resultados do peso específico e do conteúdo de umidade.

Tabela 4.2. Resultado de peso específico e conteúdo de umidade

Amostra	Peso específico seco (kN/m ³)	Peso específico natural (kN/m ³)	Umidade (%)
M1-1	12,0	17,4	45%
	12,3	17,3	41%
	12,4	17,2	39%
M1-2	12,0	17,1	42%
	12,1	17,1	41%
	12,5	17,5	40%
M1-3	11,8	17,0	44%
	12,2	17,3	41%
	12,2	17,1	41%
M2-1	11,6	16,8	45%
	11,7	16,9	44%
	12,0	17,1	42%
M2-2	11,5	16,6	44%
	12,0	17,0	42%
	11,9	16,8	41%
M2-3	11,7	16,6	42%
	11,8	16,8	42%
	11,8	16,5	41%
M3-1	11,5	16,0	39%
	11,3	15,5	37%
	11,8	16,0	36%
M3-2	11,2	15,6	40%
	11,3	15,7	39%
	11,4	15,3	34%
M3-3	10,9	15,2	39%
	10,9	15,1	38%
	11,4	15,3	35%
M4-1	12,8	16,5	29%
	12,6	16,4	30%
	12,9	16,2	26%
M4-2	12,3	16,0	30%
	12,5	16,0	28%
	13,0	16,3	26%
M4-3	12,7	16,2	28%
	12,6	16,1	28%
	12,3	15,7	27%

Tabela 4.2. Resultado de peso específico e de conteúdo de umidade (Continuação)

Amostra	Peso específico seco (kN/m ³)	Peso específico natural (kN/m ³)	Umidade (%)
M5-1	12,7	17,9	41%
	12,7	17,7	39%
	12,9	18,0	40%
M5-2	12,8	18,1	41%
	12,5	17,6	41%
	12,6	17,5	38%
M5-3	12,8	17,8	39%
	12,9	18,0	40%
	12,8	17,7	38%
M6-1	10,9	16,3	50%
	11,0	16,4	48%
	10,8	16,1	49%
M6-2	10,8	16,3	52%
	10,7	16,1	50%
	10,8	16,3	51%
M6-3	10,7	16,1	50%
	10,6	16,2	53%
	10,5	16,0	51%
M7-1	9,4	14,6	55%
	9,6	14,7	54%
	9,6	14,5	51%
M7-2	9,9	14,6	47%
	9,8	14,4	48%
	9,9	14,8	49%
M7-3	9,3	14,3	53%
	9,6	14,6	52%
	9,5	14,4	51%
M8-1	10,2	14,1	38%
	10,2	14,3	40%
	10,2	14,2	39%
M8-2	9,9	13,9	41%
	10,1	14,2	41%
	10,3	14,3	38%
M8-3	10,2	14,1	37%
	10,1	13,8	36%
	10,5	14,2	36%
M9-1	9,4	13,6	44%
	9,4	13,5	43%
	9,5	13,5	42%

Tabela 4.2. Resultado de peso específico e conteúdo de umidade (Continuação)

Amostra	Peso específico seco (kN/m ³)	Peso específico natural (kN/m ³)	Umidade (%)
M9-2	9,4	13,5	43%
	9,6	13,7	42%
	9,7	13,6	40%
M9-3	9,4	13,6	45%
	9,4	13,4	42%
	9,5	13,4	40%
M10-1	12,5	16,7	34%
	12,8	16,9	32%
	12,5	16,7	33%
M10-2	12,6	16,8	34%
	12,6	16,6	31%
	12,8	17,0	32%
M10-3	12,3	16,6	35%
	12,5	16,7	33%
	12,7	16,8	33%

4.1.2 Resistência ao cisalhamento dos solos

Nas amostras se realizaram 30 ensaios de cisalhamento direto inundados e 30 na umidade natural. Nas análises estatísticas se determinaram os momentos estatísticos dos diferentes grupos de resultados. Na Tabela 4.3 se apresentam todos os resultados obtidos; as Figuras 4.2 a 4.4 e um resumo dos resultados obtidos são apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.3. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

Amostra	c' (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)
M1	10,3	40,6	14,4	43,7
	15,5	35,2	37,1	35,4
	5,8	39,7		
M2	4,9	33,9	15,5	30,6
	7,3	34,8	18,8	31,2
	28,6	25,2	25,1	30,9
M3			33,2	32,8
			32,9	39,3
M4	0,0	43,2	31,4	34,4
	0,0	43,2	25,3	36,6
	0,0	38,2		

Tabela 4.3. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto (Continuação)

Amostra	c' (kPa)	ϕ (o)	c (kPa)	ϕ (o)
M5	19,4	28,8	94,9	27,8
	15,5	36,8	89,0	6,4
M6	8,7	40,1	37,1	34,6
	10,6	41,0	30,6	39,2
	5,9	41,1	35,3	36,6
			39,5	35,9
M7	9,4	32,6	31,3	27,7
	2,7	35,8	31,3	27,2
	5,4	35,9	15,8	36,9
M8	0,0	34,8	32,5	32,0
	0,0	42,3	28,9	33,5
	0,0	38,8		
M9	0,0	42,0	37,3	27,2
	0,0	41,7	37,6	25,7
	0,0	42,9		
M10	8,4	33,2	29,7	30,6
	17,5	30,2	31,4	32,1
	14,5	32,4	83,3	27,8

Observa-se que os resultados obtidos para o coeficiente de variação do ângulo de atrito efetivo, peso específico úmido e coesão não saturada são consistentes com as faixas de variação reportadas na literatura e resumidos na Tabela 2.6.

Tabela 4.4. Resultados de ensaios de laboratório para o solo residual.

Propriedade	Média	Desvio padrão	Coeficiente de variação (%)
Peso específico seco (kN/m^3)	11,3	1,2	11
Peso específico úmido (kN/m^3)	15,9	1,4	9
Coesão não saturada (kPa)	36,8	21,0	57
Coesão efetiva (kPa)	7,3	7,6	103
Ângulo de atrito não saturado (°)	31	6,9	22
Ângulo de atrito efetivo (°)	37,1	4,8	13
Limite líquido (%)	51,6	17,9	30
Limite de plasticidade (%)	37,2	10,2	30
Índice de plasticidade (%)	14,4	12,7	90

Nos resultados de coesão efetiva e de ângulo de atrito não saturado, os resultados se afastam consideravelmente destas faixas.

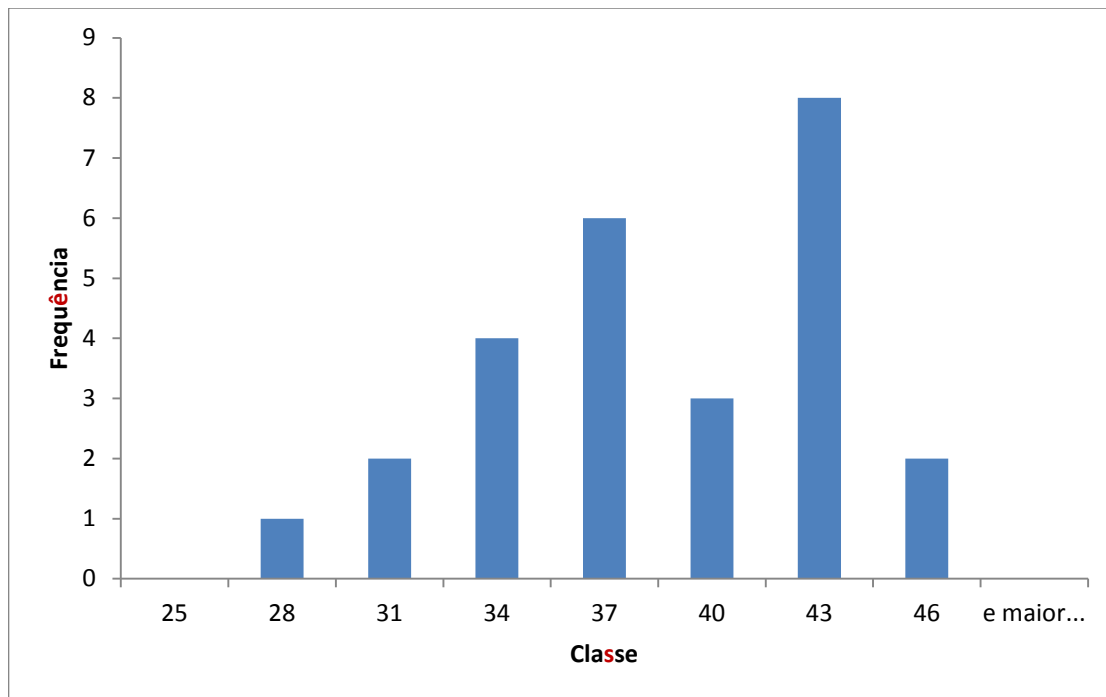


Figura 4.2. Histograma do ângulo de atrito

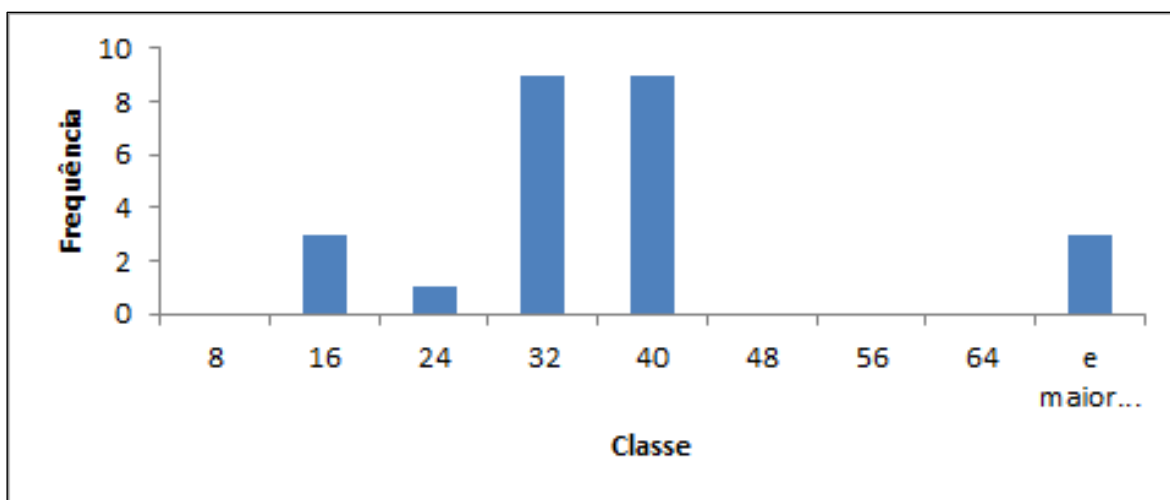


Figura 4.3. Histograma da coesão não saturada

Pode ser observado na Tabela 4.4 que os valores do ângulo de atrito efetivo diferem do ângulo de atrito em condições não saturadas que, em teoria, devem ser iguais (Fredlund, 2006). As diferenças podem ser atribuídas à falta de controle das condições de saturação durante o ensaio não saturado, que indicam alta incerteza quando se usam ensaios com cisalhamento direto não saturado, prática que se torna bastante comum na Colômbia.

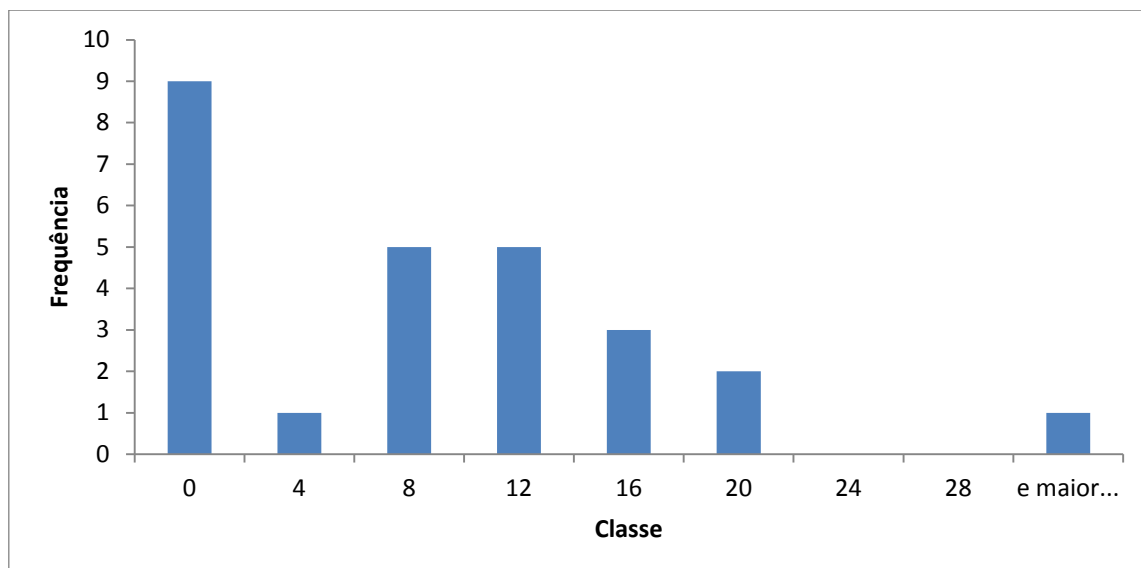


Figura 4.4. Histograma da coesão saturada efetiva.

Por outro lado, observa-se que os resultados para o coeficiente de variação do ângulo de atrito efetivo, e não saturado, peso específico natural, e da coesão não saturada são consistentes com valores de variação reportados na literatura e resumidos na Tabela 2.6. Quanto à coesão efetiva, os resultados se afastam consideravelmente destes intervalos de valores.

Não existe muita informação de dados e resultados na literatura sobre a resistência ao cisalhamento destes solos que permitam comparar os resultados da variabilidade e a incerteza dos parâmetros obtidos nos ensaios. A partir de ensaios triaxiais CU têm sido reportados ângulos de atrito efetivos variáveis entre 27° e 37° e de coesão efetiva entre 10 kPa e 18 kPa (Gaona, 1990 e Alvarez, 1999). Por outro lado, existem resultados de solos residuais derivados de granitos que mostram valores de atrito efetivo entre 27° e 38° e coesão efetiva entre 12 e 26 kPa (Rahardjo *et al.*, 2004) e valores de ângulo de atrito com média $37,8^\circ$ e desvio padrão $4,5^\circ$ (El-Ramly *et al.*, 2005). Finalmente para outros solos residuais na mesma zona do vale de Aburrá tem sido medidos ângulos de atrito efetivo entre 25° e 33° e coesão efetiva de 20 a 60 kPa (AMVA, 2007). De acordo com estes dados, os resultados obtidos para a média do ângulo de atrito e da coesão, assim como o desvio padrão do ângulo de atrito, são coerentes. Por outro lado, a maior incerteza da coesão também está de acordo com valores registrados para outros solos nos quais se observam coeficientes de variação da ordem de 18% (Ribeiro, 2008) e que podem chegar a ser da ordem de 30% ou 100% (Farias e Assis, 1998).

Isto ressalta que os dados reportados na literatura (Tabela 2.6) podem agir como guias para avaliar a incerteza de alguns dos parâmetros enunciados, mas que se faz também

necessário avaliar experimentalmente a variabilidade de muitos deles no caso de solos residuais.

Os resultados intermediários e dados dos ensaios realizados podem ser consultados no Anexo 1 do disco que acompanha esta tese.

4.2 Dados de Chuva

No processo de análise das precipitações sobre a estrada foram usados dados de precipitação diária total de três estações do Instituto de Hidrologia, Meteorologia e Estudos Ambientais da Colômbia (IDEAM), e uma estação da empresa de serviços públicos de Medellín (EPM), localizadas como se observa na Tabela 4.5 e nas Figuras 4.1 e 4.5. Os registros obtidos abrangem o período entre o dia primeiro de janeiro de 2006 e 31 de dezembro de 2009, e apresentam grandes variações como se observa nas Figuras 4.6 e 4.9. Os dados originais podem ser consultados no Anexo 2 do disco que acompanha esta tese impressa.



Figura 4.5. Localização das estações meteorológicas próximas da estrada (Imagem tomada de Google Maps)

A precipitação anual ao longo da estrada durante este período variou entre 1.159 e 3.591 mm sendo o ano mais chuvoso o de 2008 e o mais seco o de 2009. No setor ocidental se apresenta maior variação das condições de precipitação. A área de maior precipitação corresponde à estação La Aldea que apresentou entre 171 e 250 dias de chuva por ano, e a de menor precipitação é a de Llanos de San Juan, onde os dias com chuva estão entre 100 e 171.

Tabela 4.5. Dados gerais das estações climatológicas

Nome da estação	Sub-bacia	Latitude	Longitude	Altitude (m)
La Iguana	Q. La Iguaná	6° 18'00" N	75°39'W	2300
La Aldea	Q. La Frisola	6° 20'00"N	75°42'W	1638
Llanos de San Juan	Q. La Muñoz	6° 25'00"N	75°43'W	1600
San Cristóbal	Q. La Iguaná	6° 17' 06" N	75°38'20" W	1890

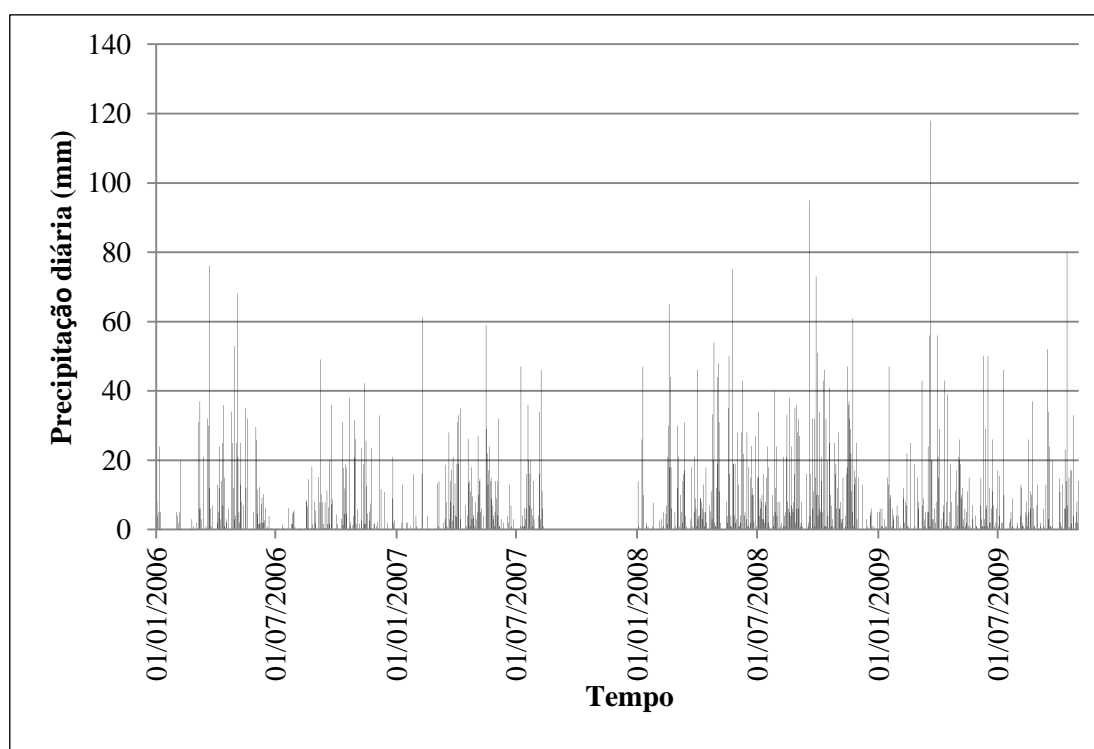


Figura 4.6. Registros de precipitação diária na estação La Iguana.

No entanto no setor oriental se apresenta menor variabilidade entre quantidade de dias de chuva, sendo que a estação La Iguana teve entre 138 e 265 dias de chuva e a estação San Cristóbal entre 216 e 249 dias de chuva. O registro de 138 dias de chuva no ano 2007 parece

ser anômalo já que nos outros anos os registros foram bastante similares entre si. A precipitação total anual para cada estação se apresenta na Tabela 4.6.

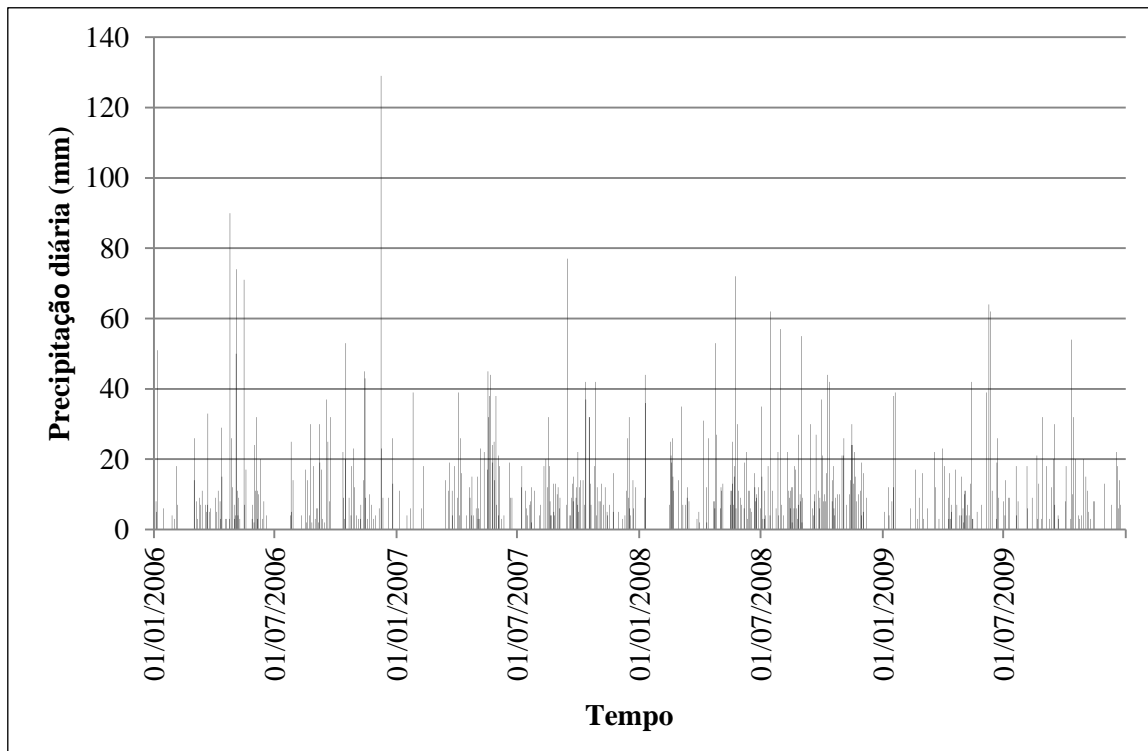


Figura 4.7. Registros de precipitação diária na estação Llanos de San Juan.

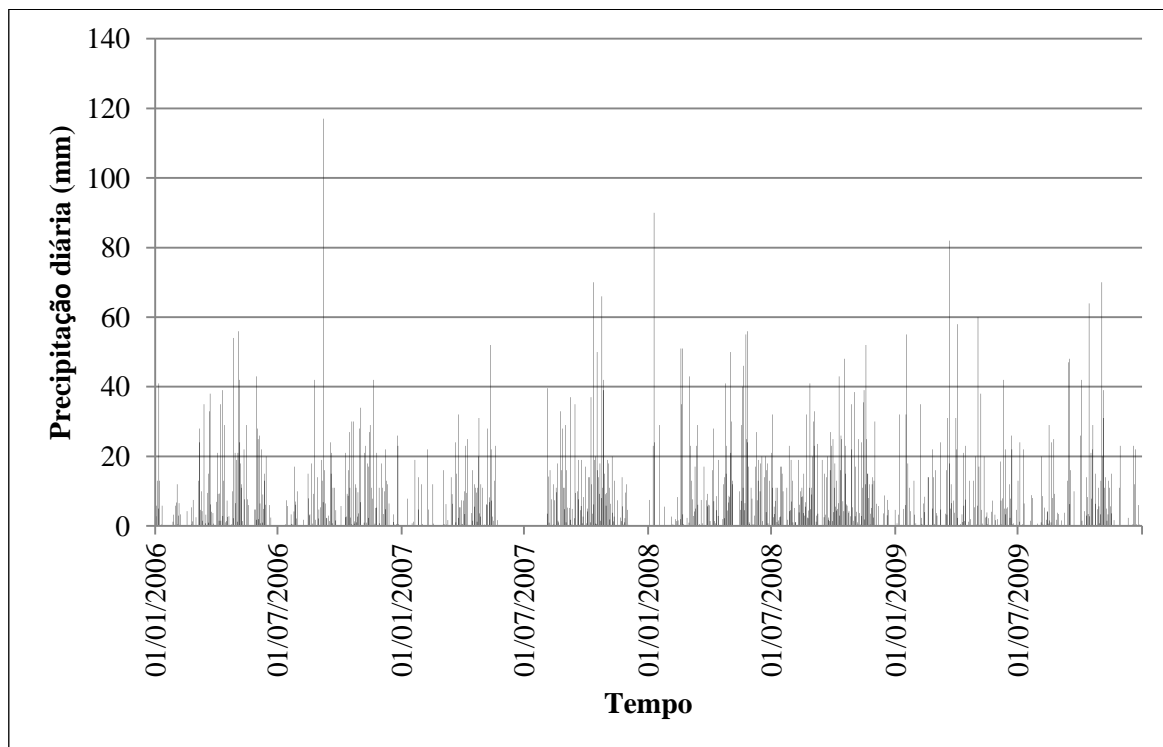


Figura 4.8. Registros de precipitação diária na estação La Aldea.

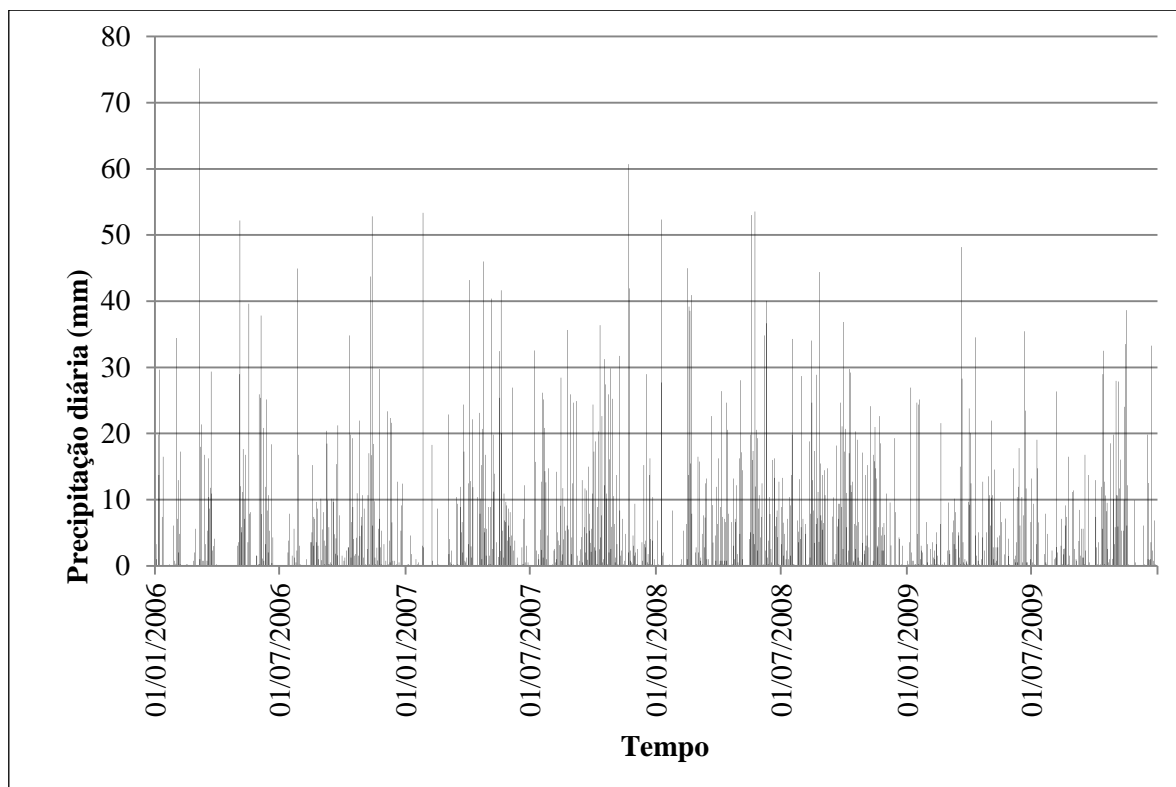


Figura 4.9. Registros de precipitação diária na estação San Cristóbal.

Tabela 4.6. Parâmetros de precipitação de cada estação

	Estação	La Iguana	La Aldea	Llanos de San Juan	San Cristóbal
Ano	Parâmetro				
2006	Máxima em 24 h (mm)	76	117	129	75,18
	Média (mm)				5,3
	Total anual (mm)	1871,5	2331	1730	1959
	Dias de chuva	193	205	114	216
2007	Máxima em 24 h (mm)	61,2	70	77	60,7
	Média (mm)				5,8
	Total anual (mm)	1548,2	1828	1756	2043
	Dias de chuva	138	171	126	238
2008	Máxima em 24 h (mm)	95	90	72	53,3
	Média (mm)				6,8
	Total anual (mm)	3591,6	3136,8	2132	2294
	Dias de chuva	265	250	143	249
2009	Máxima em 24 h (mm)	118	82	64	48
	Média (mm)				3,8
	Total anual (mm)	2102,6	2193,9	1296	1159
	Dias de chuva	194	194	100	224

Na Figura 4.10 se apresenta a variação da média diária de precipitação das três estações do IDEAM durante os 4 anos analisados. Pode-se observar que existe clara tendência bimodal nas precipitações diárias com valores máximos da ordem de 70 mm.

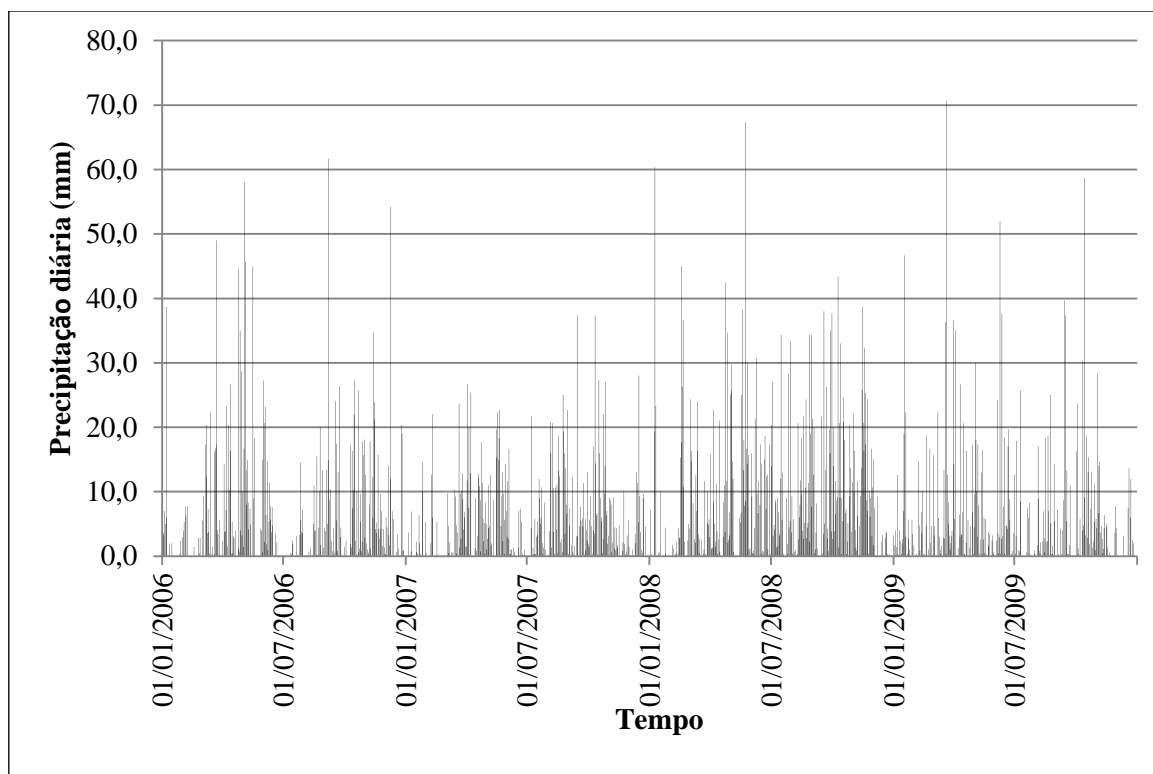


Figura 4.10. Média das precipitações diárias registrada nas três estações.

Como identificado na Seção 2.3 a incerteza da chuva quanto à intensidade e à duração são de importância na estabilidade de taludes.

4.3 Inventário de Movimentos de Massa

Os movimentos de massa apresentam variação temporal, espacial e de tamanho. Como passo inicial para avaliar estas incertezas elaborou-se base de dados com os movimentos de massa registrados na estrada que contém os dados descritos nas Seções 3.3.4 e 3.3.5. Nas Figuras 4.11 e 4.12 se apresentam os registros de todos os movimentos de massa ao longo do período de tempo estudado por dia e por mês respectivamente, e nas Figuras 4.13 a 4.15 se apresenta a variação temporal dos movimentos de massa no setor ocidental e oriental. Para o setor ocidental se apresentam por separado as quedas de rocha.

O número máximo de movimentos de massa se apresentou no dia 27 de outubro de 2007, quando foram reportados 22 movimentos de massa. O mês de maior quantidade de

movimentos de massa foi junho de 2006. No total foram 540 dias nos quais foram reportados movimentos de massa, para a média de 2,8 movimentos de massa por dia.

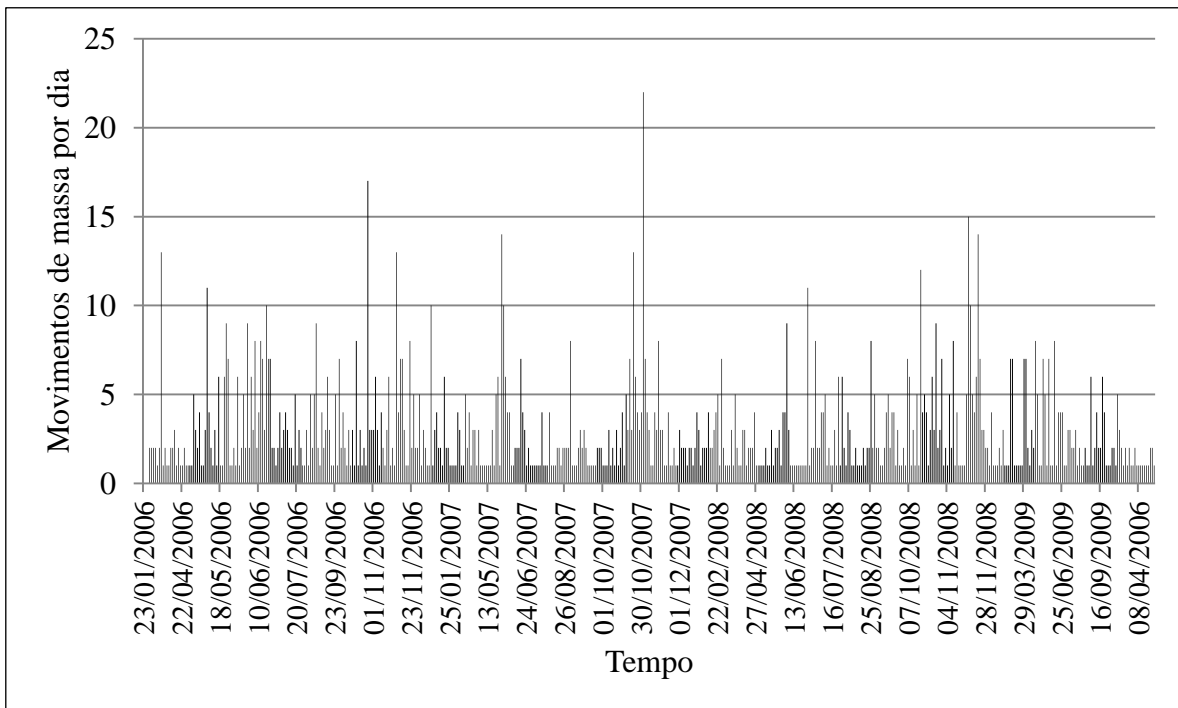


Figura 4.11. Distribuição temporal dos movimentos de massa da estrada completa.

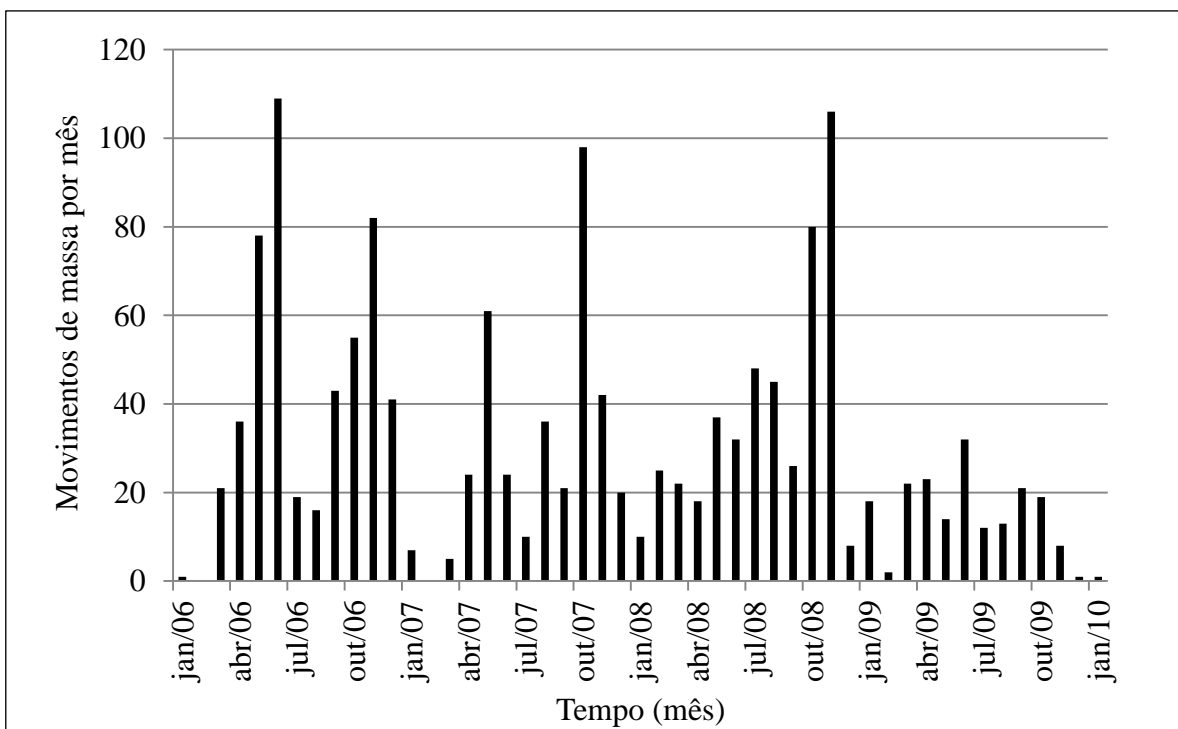


Figura 4.12. Distribuição por mês dos movimentos de massa da estrada completa.

Para o setor ocidental se consideraram dois cenários; o primeiro representa a totalidade de movimentos de massa registrados neste setor, e o segundo os movimentos de massa excluindo as quedas de rochas e de pedras. No primeiro caso o número de registros foi de 1.291 e no segundo de 813 movimentos de massa. Nas Figuras 4.13 e 4.14 se apresenta a distribuição temporal dos movimentos de massa em ambos os casos.

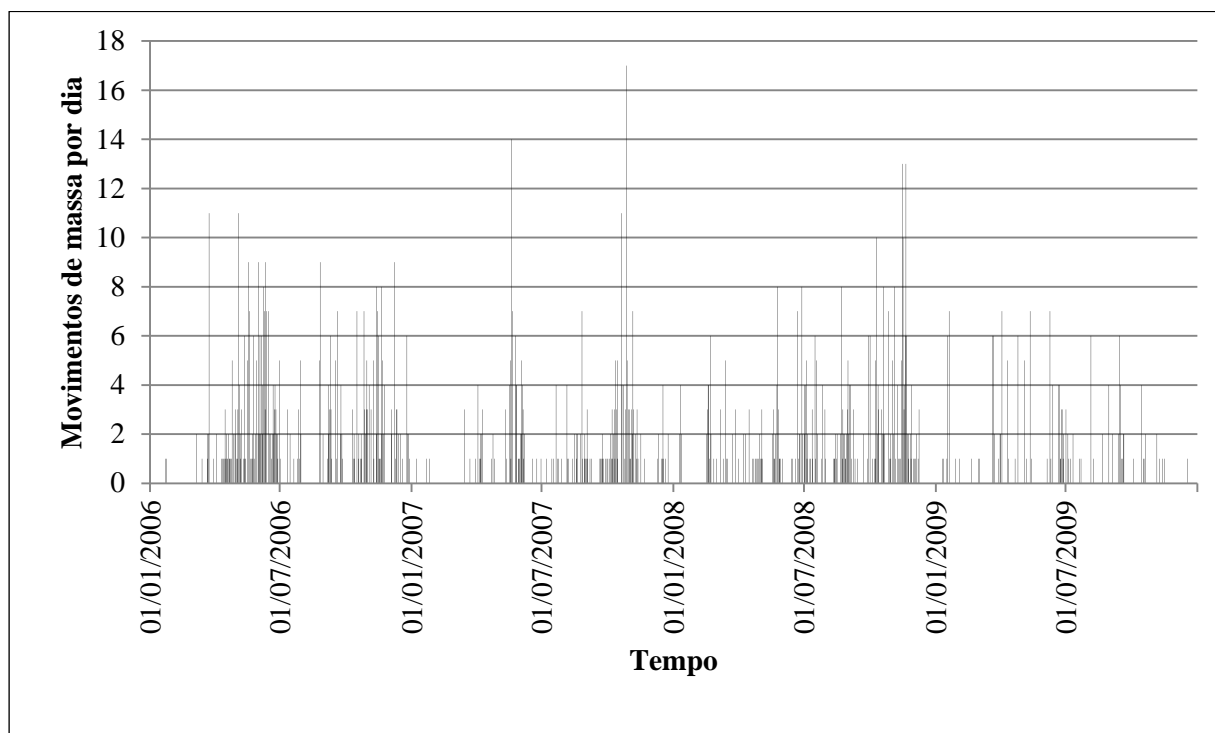


Figura 4.13. Distribuição temporal dos movimentos de massa no setor ocidental.

Além do número de eventos, data e localização, foram estimados os volumes de materiais envolvidos nos movimentos de massa. A partir de informação indireta dos contratos de manutenção foram determinados os volumes gerados pelos movimentos de massa que atingiram a via. Na Figura 4.16 se apresenta a distribuição temporal da quantidade de material gerada pelos movimentos de massa. Cabe notar que, devido ao fato de que os contratos não são simultâneos com o início das temporadas de maior quantidade de movimentos de massa, ocorre certa medida de deslocamento entre a data de ocorrência do movimento de massa e a de medição da quantidade de material, porém no processo de análise serão feitas algumas considerações para poder levar em conta esta informação.

A base de dados de movimentos de massa pode ser consultada no Anexo 3 do disco compacto que acompanha esta tese impressa.

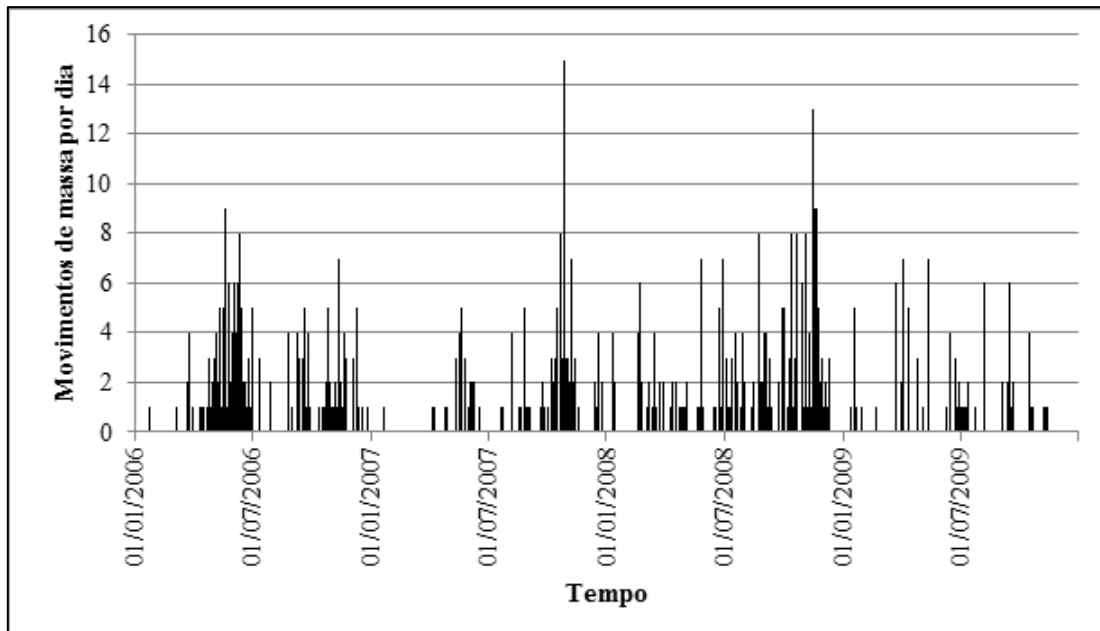


Figura 4.14. Distribuição temporal de movimentos de massa no setor ocidental, excluindo quedas de rochas e de pedras.

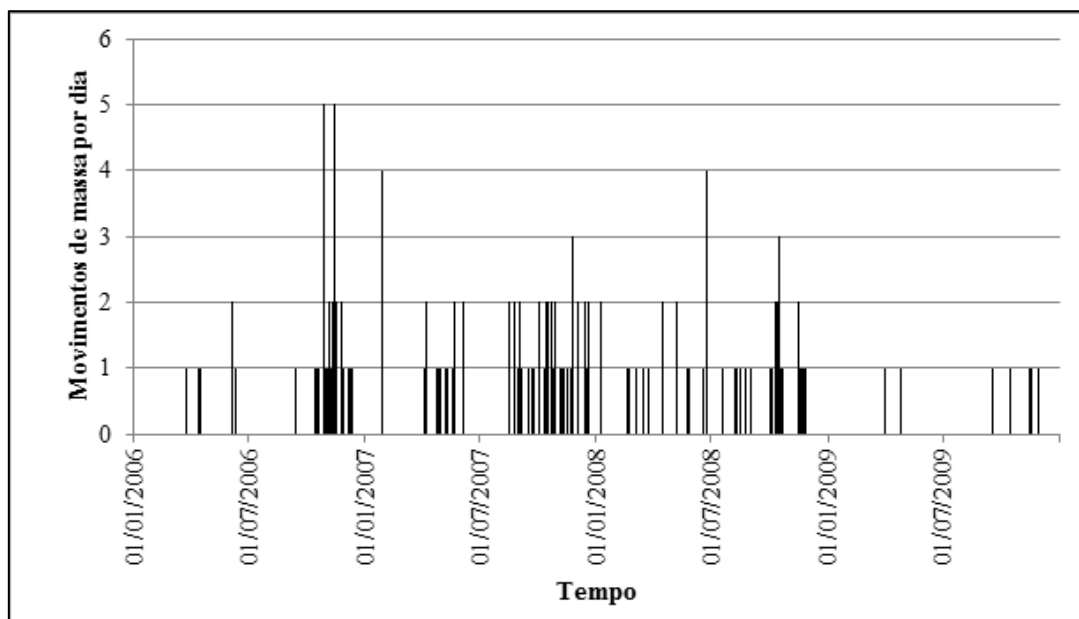


Figura 4.15. Distribuição temporal de movimentos de massa no setor oriental.

Igualmente, se analisou a distribuição de movimentos de massa ao longo da estrada, encontrando a distribuição mostrada na Figura 4.17. No total se encontraram 142 locais que têm apresentado movimentos de massa. O local com maior número de eventos, com ocorrência de 156 movimentos de massa, está localizado no km 26+400. Existem ainda mais três locais com mais do que 100 movimentos de massa; três entre 50 e 100 movimentos de massa, sete entre vinte e 50, treze entre dez e vinte, dezessete entre cinco e dez, e 38 entre

dois e quatro movimentos de massa. Nos outros sessenta locais se apresentou pelo menos um movimento de massa.

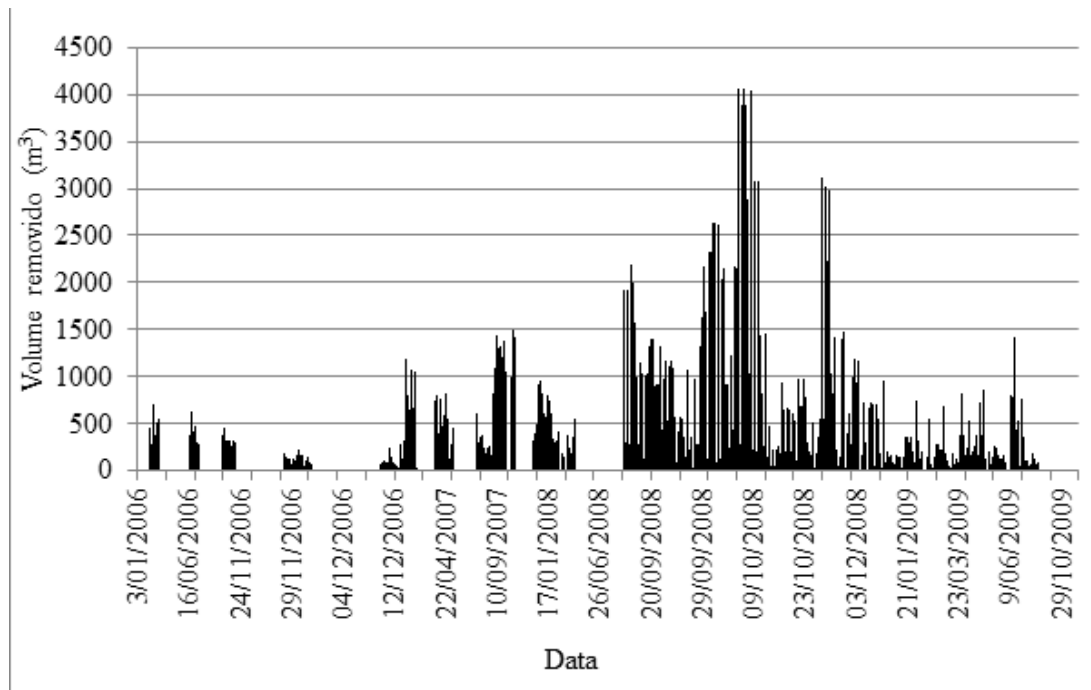


Figura 4.16. Distribuição temporal de volumes gerados na estrada.

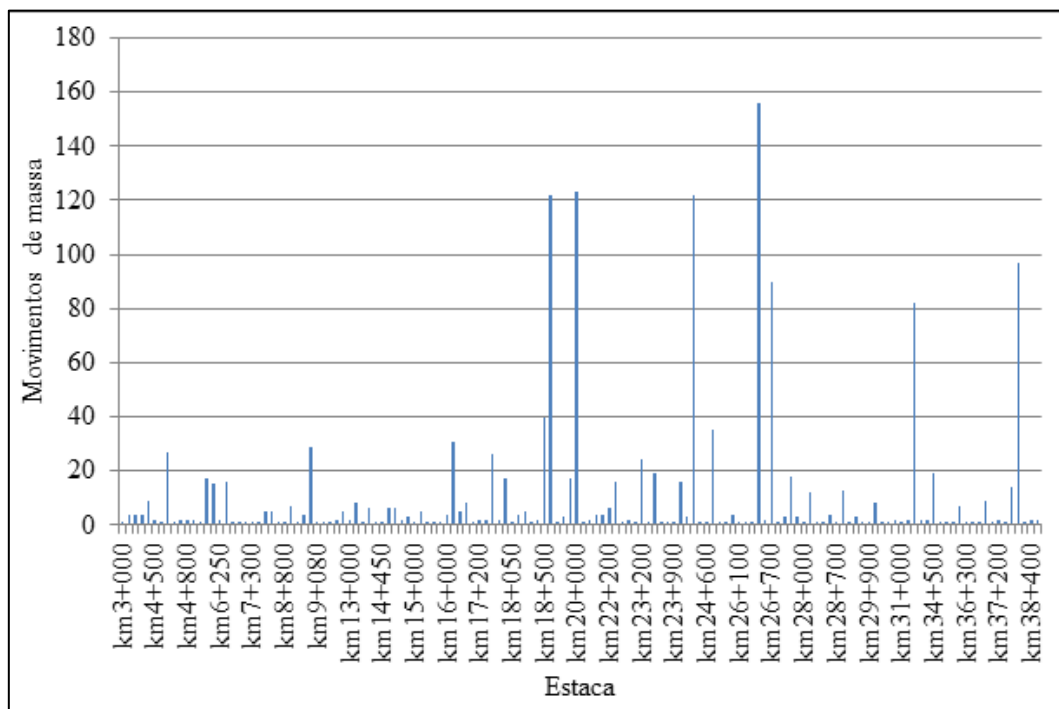


Figura 4.17. Distribuição dos movimentos de massa ao longo da estrada

Baseados no número de eventos registrados em cada local se identificaram como pontos críticos, para a posterior análise de risco, aqueles locais que registraram mais do que dois movimentos de massa. Na Tabela 4.7 são listados estes locais.

Tabela 4.7. Locais críticos para avaliação de risco

Estaca	Mov. de massa	Estaca	Mov. De massa	Estaca	Mov. de massa	Estaca	Mov. de massa
Setor ocidental							
km13+700	8	km18+100	4	km23+400	19	km29+300	3
km14+350	6	km18+200	5	km24+000	16	km30+000	8
km14+600	6	km18+375	2	km24+200	3	km30+800	2
km14+700	6	km18+500	40	km24+400	122	km31+850	2
km14+800	2	km19+000	122	km25+000	35	km31+900	82
km14+900	3	km19+500	3	km26+000	4	km32+200	2
km15+100	5	km19+600	17	km26+400	156	km34+000	2
km16+000	4	km20+000	123	km26+500	2	km34+500	19
km16+400	31	km21+000	2	km26+700	90	km36+200	7
km16+650	5	km21+300	4	km26+850	3	km37+000	9
km16+800	8	km21+500	4	km27+000	18	km37+200	2
km17+200	2	km22+200	6	km27+100	3	km37+500	14
km17+300	2	km22+500	16	km28+050	12	km38+000	97
km17+500	26	km23+000	2	km28+150	4	km38+400	2
km17+600	2	km23+200	24	km28+900	13	km39+000	2
km18+000	17						
Setor oriental							
km9+030	29	km4+400	9	km4+350	4	km4+800	2
km4+600	27	km8+900	7	km4+300	4	km4+700	2
km5+600	17	km8+400	5	km4+200	4	km4+500	2
km6+600	16	km7+800	5	km6+250	2		
km6+000	15	km9+000	4	km5+000	2		

4.4 Trânsito

O trânsito é variáveis mais importantes a ser utilizadas na valoração das consequências nas avaliações de vulnerabilidade, e como acontece com as outras variáveis consideradas antes, apresenta grandes incertezas principalmente pela variabilidade temporal.

A partir de dados fornecidos pela administração da estrada determinou-se que no período entre janeiro de 2006 e dezembro de 2009 pela estrada circularam em total 5.368.681 veículos, distribuídos percentualmente por categorias como apresentado na Tabela 4.8.

Segundo o ministério do transporte da Colômbia, a Categoria I corresponde a veículos leves, como utilitários esportivos, automóveis, vans e picapes; a categoria II corresponde a veículos de passageiros com eixo traseiro com rodas duplas e caminhões com dois eixos traseiros; a categoria III são caminhões com entre três e quatro eixos; a categoria IV são

caminhões de cinco eixos; e a categoria V corresponde a caminhões de seis eixos (MINTRANSPORTE, 2004).

Tabela 4.8. Registro de trânsito mensal por categorias (GCA, 2010)

ANO	MÊS	CAT I	CAT II	CAT III	CAT IV	CAT V	E. ADIC	TOTAL VEI
2006	JANEIRO	30,458	4,305	422	51	36	21	35,272
	FEVEREIRO	79,909	15,437	1,390	163	158	32	97,057
	MARÇO	84,522	17,067	1,352	156	229	58	103,326
	ABRIL	98,468	17,462	1,303	75	196	29	117,504
	MAIO	54,452	13,066	979	83	154	38	68,734
	JUNHO	83,238	18,133	1,309	100	221	34	103,001
	JULHO	113,205	19,892	1,515	101	245	21	134,958
	AGOSTO	89,100	18,533	1,439	105	249	23	109,426
	SETEMBRO	71,090	17,729	1,694	100	249	22	90,862
	OUTUBRO	85,845	20,118	1,784	100	307	21	108,154
	NOVEMBRO	82,051	19,634	2,392	97	328	34	104,502
	DEZEMBRO	120,780	22,131	1,876	83	294	50	145,164
	SUBTOTAL	993,118	203,507	17,455	1,214	2,666	383	1,217,960
2007	JANEIRO	137,490	20,386	1,788	87	271	35	160,022
	FEVEREIRO	72,862	16,565	1,569	98	315	30	91,409
	MARÇO	87,070	19,131	1,948	136	352	41	108,637
	ABRIL	97,603	18,434	1,747	110	417	35	118,311
	MAIO	83,361	19,821	2,139	156	406	34	105,883
	JUNHO	102,197	20,027	2,104	133	371	49	124,832
	JULHO	117,186	20,772	2,007	156	422	36	140,543
	AGOSTO	89,168	20,080	1,911	145	420	40	111,724
	SETEMBRO	76,852	19,118	1,793	141	429	40	98,333
	OUTUBRO	80,188	20,075	1,950	130	503	59	102,846
	NOVEMBRO	81,295	20,580	1,868	225	553	51	104,521
	DEZEMBRO	126,435	23,150	1,734	220	533	58	152,072
	SUBTOTAL	1,151,707	238,139	22,558	1,737	4,992	508	1,419,133
2008	JANEIRO	135,525	21,093	1,687	174	604	54	159,083
	FEVEREIRO	74,786	17,405	1,876	155	563	48	94,785
	MARÇO	105,856	19,476	1,546	130	631	56	127,639
	ABRIL	73,002	18,862	1,742	126	556	87	94,288
	MAIO	90,971	16,899	1,165	75	489	36	109,599
	JUNHO	56,740	10,859	369	1	6	4	67,975
	JULHO	66,867	15,093	868	33	12	37	82,873
	AGOSTO	74,080	15,178	449	7	4	34	89,718
	SETEMBRO	58,214	15,280	493	13	17	17	74,017
	OUTUBRO	69,755	10,450	243	20	15	32	87,666
	NOVEMBRO	74,092	17,226	269	8	17	36	91,612

Tabela 4.8. Registro de trânsito mensal por categorias (Continuação)

ANO	MÊS	CAT I	CAT II	CAT III	CAT IV	CAT V	E. ADIC	TOTAL VEI
2008	DEZEMBRO	115,775	22,008	246	9	9	22	138,047
	SUBTOTAL	995,663	199,829	10,953	751	2,923	463	1,217,302
2009	JANEIRO	131,892	20,345	270	17	23	30	152,547
	FEVEREIRO	68,184	15,478	168	13	14	20	83,857
	MARÇO	90,020	18,639	586	53	170	30	109,468
	ABRIL	99,708	18,898	1,387	111	563	48	120,667
	MAIO	97,642	19,044	1,412	100	692	36	118,890
	JUNHO	118,349	21,272	1,256	108	684	33	141,669
	JULHO	106,714	21,017	1,438	101	849	45	130,119
	AGOSTO	103,396	20,974	1,629	129	782	57	126,910
	SETEMBRO	82,514	20,169	1,476	209	779	77	105,147
	OUTUBRO	105,182	21,602	1,547	154	833	79	129,318
	NOVEMBRO	99,457	22,104	1,585	227	790	50	124,163
	DEZEMBRO	143,347	25,583	1,604	150	847	71	171,531
	SUBTOTAL	1,246,405	245,125	14,358	1,372	7,026	576	1,514,286
	TOTAL	4,386,893	886,600	65,324	5,074	17,607	1,930	5,368,681
	PERCENTAGEM %	81,71%	16,51%	1,22%	0,09%	0,33%	0,04%	99,90%

Tabela 4.9. Distribuição do trânsito de veículos na estrada período 2006 a 2009.

Categoria	Descrição da categoria	Distribuição (%)
1	Automóveis, veículos 4x4 e camionetes.	81,7
2	Ônibus e micro-ônibus com eixo traseiro de duas rodas e caminhões de dois eixos.	16,5
3	Caminhões de 3 e 4 eixos.	1,2
4	Caminhões de 5 eixos.	0,1
5	Caminhões de 6 eixos.	0,3
Especial	Mais de 6 eixos	0,04

Na Figura 4.18 se pode observar o comportamento do trânsito dos veículos mais representativos na estrada. Observa-se que os veículos da categoria I apresentam grandes variações ao longo do período. Os picos de trânsito da categoria I se apresentam nos períodos de dezembro-janeiro e de junho-julho de cada ano, isto se explica pelo fato de que a zona de conexão desta estrada com a cidade de Medellín é uma zona turística e, nos períodos mencionados, se apresentam férias escolares e vários dias de feriados. No entanto, os veículos de categoria II apresentam um fluxo com menos variações visto se tratar de veículos de serviço público em circulação todos os dias, ainda que em condições difíceis de estrada.

Durante dois desses períodos se percebe diminuições do trânsito em ambas as categorias simultaneamente; isto ocorreu nos períodos agosto-dezembro de 2008 e agosto-setembro de 2009. Estes períodos de decréscimo relacionam-se à ocorrência de um grande número de movimentos de massa como se observa na Figura 4.19.

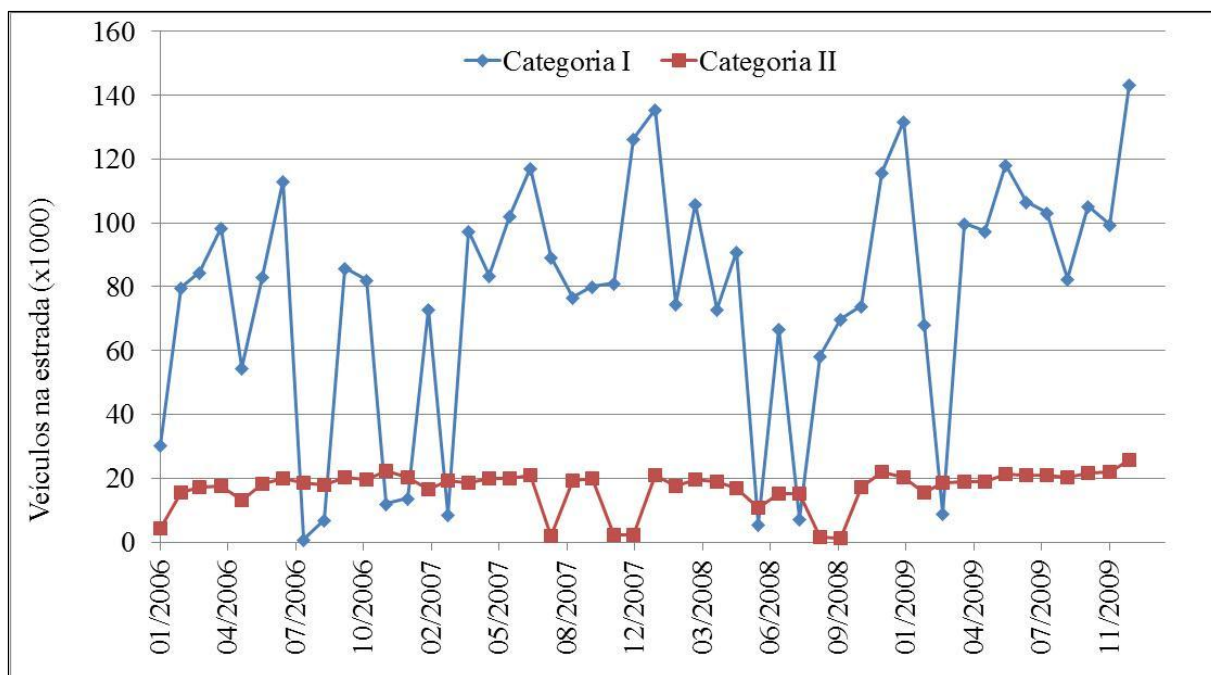


Figura 4.18. Variação do trânsito durante os quatro anos analisados.

Na Tabela 4.10 se apresentam os resultados da estatística descritiva dos dados de trânsito. Como observado, as componentes do trânsito que mostraram menor variabilidade durante o período foram as categorias III e a dos eixos adicionais com coeficientes de variação de 36% e 42% respectivamente, no entanto a de maior variação foi categoria V com coeficiente de variação 72%; as categorias I e III apresentam uma dispersão similar com coeficiente de variação 49%; a categoria IV é a de menor representatividade, mas apresenta um coeficiente de variação de 57%.

Tabela 4.10. Estatísticos do trânsito mensal

Estatístico	CAT I	CAT II	CAT III	CAT IV	CAT V	E. ADIC	TOTAL VEI
Média mensal	77607,10	16791,96	1298,29	105,71	366,81	40,21	107238,77
Desvio padrão mensal	37937,93	6111,23	637,07	59,83	263,17	16,93	33294,70
Coeficiente de variação (%)	49	36	49	57	72	42	31

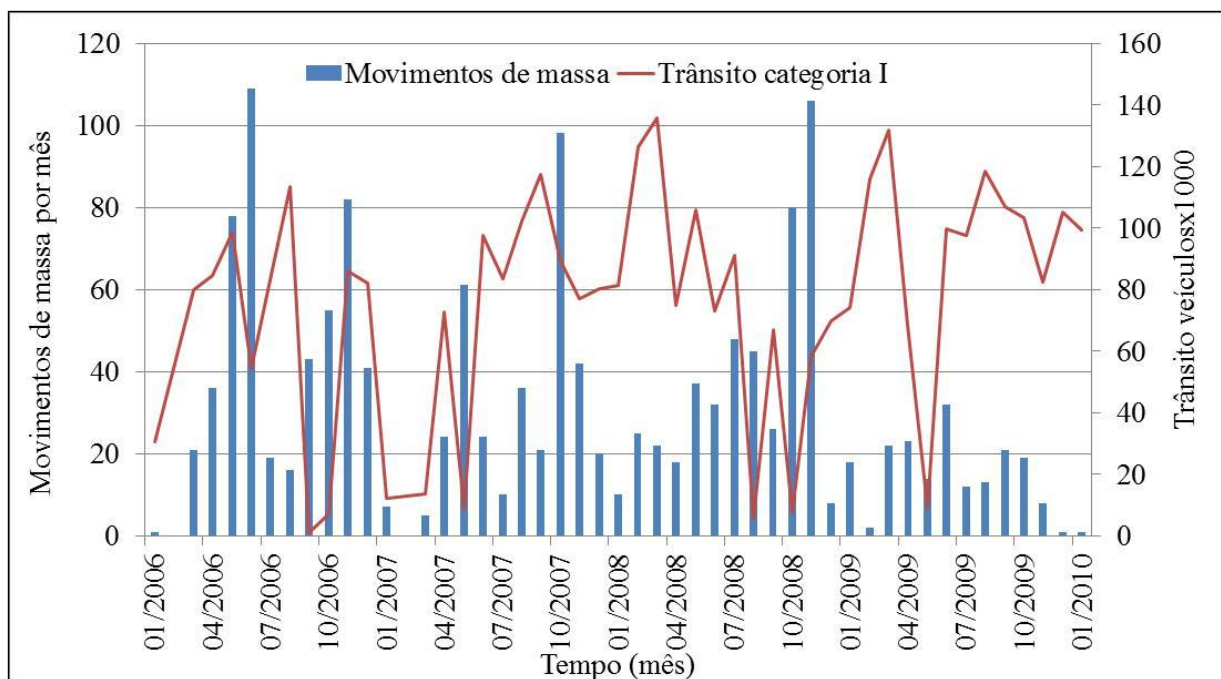


Figura 4.19. Comparação do comportamento do trânsito da estrada e a ocorrência de movimentos de massa.

4.5 Custos das Consequências dos Movimentos de Massa

Para a estimação e avaliação das consequências dos movimentos de massa na estrada foram obtidos dados de custos diretos de diferentes variáveis relacionadas à estrada e aos movimentos de massa como, por exemplo, fechamento por movimentos de massa, custo de remoção do material dos deslizamentos, custos de reparação de infraestrutura devido a deslizamentos, custos associados à reparação dos taludes.

4.5.1 Perdas por fechamento da estrada

Segundo os dados do inventário de ocorrências, a estrada tem permanecido fechada por conta dos movimentos de massa num total de 428 h durante o período de estudo. Isto implica que o sistema viário deixou de perceber um total de R\$ 366.752,00. Para determinar o custo destes fechamentos se calculou a arrecadação nos pedágios por hora.

As tarifas dos pedágios encontravam-se já definidas nos anos avaliados e são as apresentadas na Tabela 4.11 e na Tabela 4.12.

Tabela 4.11. Tarifas nos pedágios na entrada do túnel

Categoria	Tarifa para o ano (R\$)			
	2009	2008	2007	2006
CAT I	10,40	10,40	10,40	10,00
CAT II	11,20	11,20	11,20	10,90
CAT III	26,00	26,00	26,00	25,40
CAT IV	35,00	35,00	35,00	33,30
CAT V	40,00	40,00	40,00	38,00
Eixo adicional	5,80	5,80	5,80	5,70

Tabela 4.12. Tarifas no pedágio na estrada alternativa

Categoria	Tarifa para o ano (R\$)			
	2009	2008	2007	2006
CAT I	6,00	5,80	5,50	5,30
CAT II	7,00	6,30	6,00	5,80
CAT III	15,50	14,50	14,00	13,40
CAT IV	19,00	18,50	18,00	17,60
CAT V	21,50	20,50	20,00	19,60
Eixo adicional	6,20	6,00	5,80	5,70

Foi calculado o montante que se deixou de receber por cada hora de fechamento da estrada, esse cálculo considerou a hipótese simplificadora de que o fluxo de veículos foi constante durante todo o ano, isto para poder se calcular a média aritmética como valor representativo do fluxo diário de veículos. Com esta suposição se obteve para cada ano os dados da Tabela 4.13. Observa-se que o maior fluxo horário ocorreu no ano de 2009 e os menores nos anos de 2006 e 2008, anos caracterizados pela descontinuidade do serviço da estrada devido a movimentos de massa.

Tabela 4.13. Média horária de veículos de cada categoria por ano.

ANO	CAT I	CAT II	CAT III	CAT IV	CAT V	E. ADIC	TOTAL VEI
2006	113,37	23,23	1,99	0,14	0,30	0,04	139,04
2007	131,47	27,18	2,58	0,20	0,57	0,06	162,00
2008	113,66	22,81	1,25	0,09	0,33	0,05	138,96
2009	142,28	27,98	1,64	0,16	0,80	0,07	172,86

Na Tabela 4.14 são apresentados os valores calculados para o montante recebido a cada hora pela cobrança de pedágios para o trânsito através da conexão viária; tais cifras representam também o valor que perde a concessionária a cada hora de fechamento da estrada devido a deslizamentos. Igualmente, na Tabela 4.15, se apresentam os valores que poderiam ser arrecadados na estrada alternativa caso a estrada principal fique fechada.

Tabela 4.14. Custo horário de cada categoria, passando pelo túnel, para cada ano.

ANO	Custo horário por categoria (R\$)						Total/ano
	CAT I	CAT II	CAT III	CAT IV	CAT V	E. ADIC	
2006	1133,7	253,2	0	0	0	0	1386,9
2007	1367,3	304,4	65,4	0	0	0	1737,2
2008	1182,0	255,4	32,5	2,8	0	0	1472,9
2009	1479,7	313,4	42,6	5,2	0	0	1840,9

Tabela 4.15. Custo horário de cada categoria passando pela via alternativa.

ANO	Custo horário por categoria (R\$)						Total/ano
	CAT I	CAT II	CAT III	CAT IV	CAT V	E. ADIC	
2006	600,8	0	0	0	0	0	600,8
2007	723,1	157,6	0	0	0	0	880,7
2008	659,2	136,8	16,7	0	0	0	812,8
2009	680,2	146,3	27,8	2,4	0	0	856,9

Finalmente, as perdas foram calculadas como a diferença entre o valor que poderia ser arrecadado nos pedágios da estrada principal, mais cara pela operação do túnel e apresentados na Tabela 4.16, e o valor arrecadado nos pedágios da estrada alternativa apresentado na Tabela 4.17.

Tabela 4.16. Pedágios não arrecadados por causa dos movimentos de massa

ANO	Média do custo/hora	Horas de fechamento	Custo total (R\$)
2006	1386,9	96,7	134.113,23
2007	1737,2	56,6	98.325,52
2008	1472,9	88,75	130.719,88
2009	1840,9	186,66	343.622,39
Total		428,71	706.781,02

Tabela 4.17. Pedágios arrecadados na estrada alterna devido aos movimentos de massa

ANO	Média do custo/hora	Horas de fechamento	Custo total (R\$)
2006	600,80	96,70	58.097,36
2007	880,70	56,60	49.847,62
2008	812,80	88,75	72.136,00
2009	856,90	186,66	159.948,95
Total		428,71	340.029,93

4.5.2 Custos de reparação da estrada

Durante o período estudado, ocorreu um total de 1.485 eventos de movimentos de massa. A partir dos dados reportados nos contratos de obra para remoção do material deslizado, obtiveram-se os seguintes dados de volume de e custo para a remoção dos materiais. Na Figura 4.20 se apresenta o volume acumulado de materiais removidos e, na Figura 4.21, os custos associados à remoção dos materiais.

Como se observa a partir de outubro de 2008 houve um acréscimo bastante brusco nos valores reportados. Isto é explicado pelo fato de que a temporada de chuvas causou grande quantidade de movimentos de massa como se observa na Figura 4.12 e também porque durante vários meses do ano não houve um faturamento do contrato de atenção de urgência, ou porque não vigorou um contrato.

4.5.3 Custos de estabilização de pontos críticos

Além destes custos, têm se realizado projetos para estabilizar quinze pontos considerados críticos devido ao grande número de eventos registrados. O custo total estimado para estas soluções é da ordem de R\$ 19,3 milhões, porém, como foi observado na análise de eventos, existem 31 locais na estrada que se deve priorizar. Na

Tabela 4.18 se apresentam estes custos para cada local.

A partir destes custos pode-se estimar que, para os outros locais, é requerida quantia na faixa de R\$ 20 milhões ou mais.

No ano de 2011 foram gastos R\$ 2,4 milhões com o transporte e a correta deposição de materiais de deslizamentos, e mais R\$ 1,2 milhões na reconstrução e reparação de duas pontes danificadas pelos movimentos de massa.

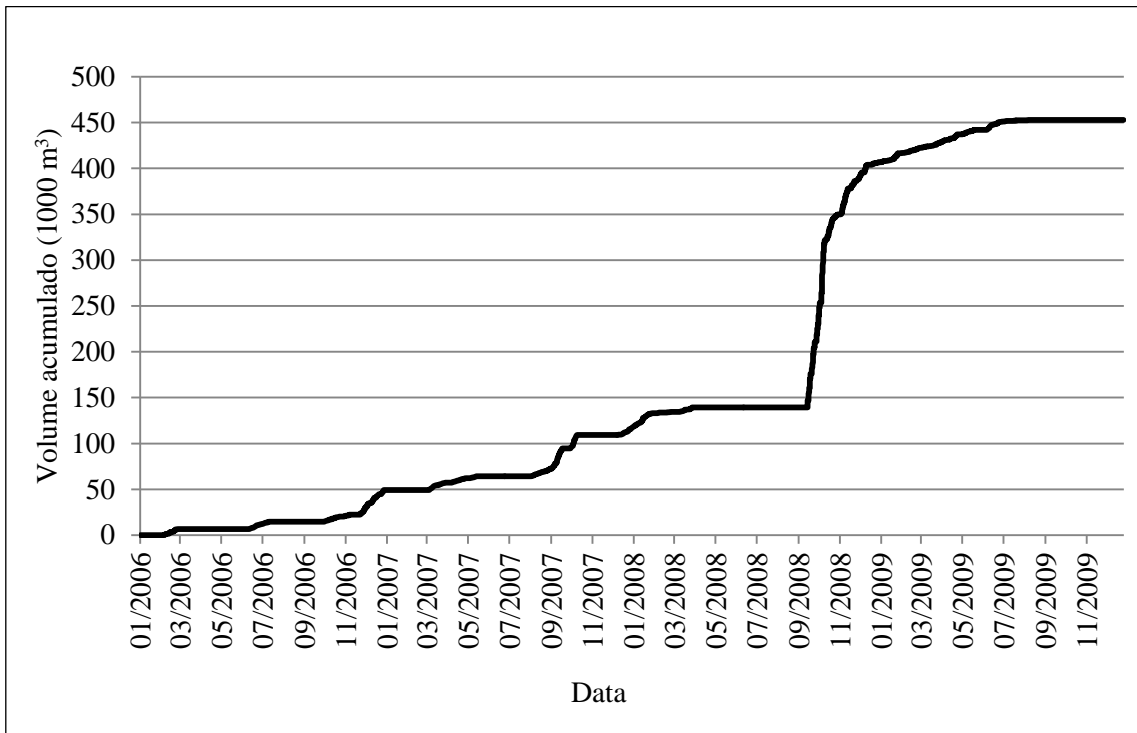


Figura 4.20. Volume acumulado de material deslizado medido na caçamba do caminhão.

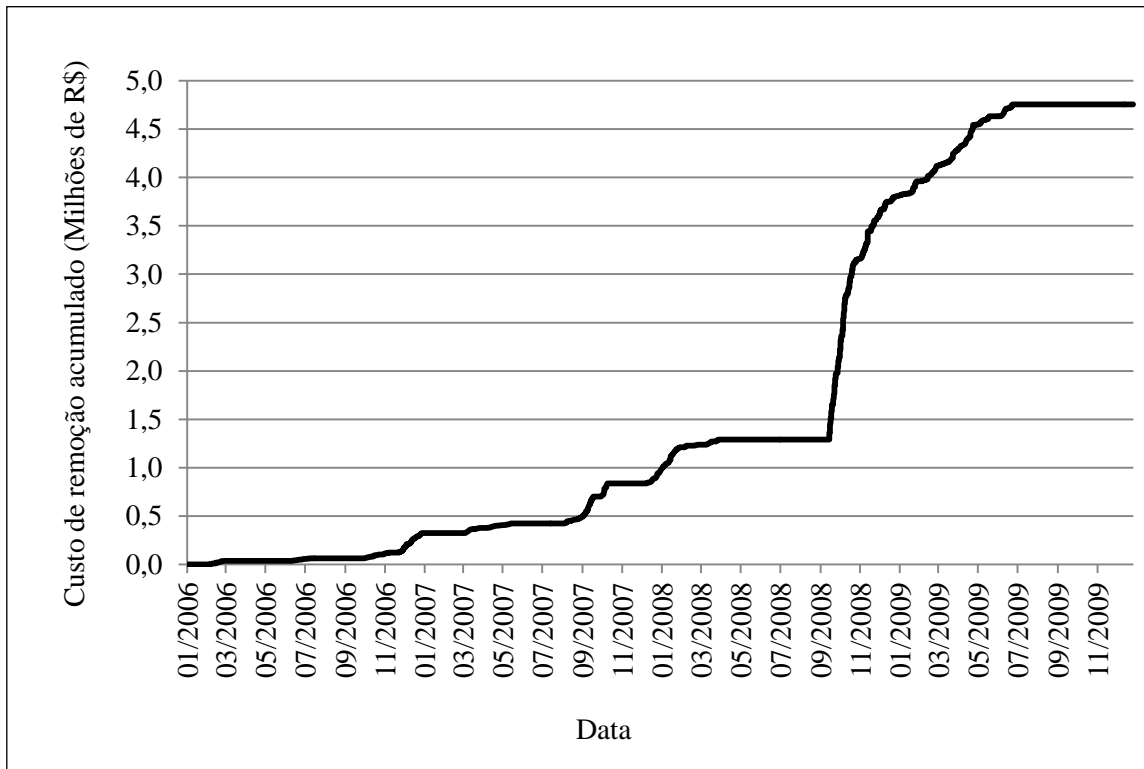


Figura 4.21. Custo da remoção do material deslizado inclui transporte e disposição final.

Tabela 4.18. Custos de projetos para estabilização de 15 locais ao longo da estrada

Local	Progressiva	Custo estimado (Milhões de R\$)
Asomadera	km5+500	1,369
Pedágio oriental	km9+030	0,623
La Laguna	km8+750	1,563
Cebollal	km5+850	0,390
Fábrica de tijolos	km6+900	0,240
km4+600	km4+600	1,075
Primavera	km4+700	1,075
La Cuchilla	km8+300	0,240
Km19	km19+000	2,083
Km20	km20+000	2,858
km18+750	km18+750	0,836
JB	km28+050	0,301
Meloneras	km37+700	3,500
La Aldea	km17+850	0,836
Salto y piscinas	km24+400	2,960

4.5.4 Custo de construção de estradas

A partir de dados de diferentes projetos viários a serem logo concluídos na Colômbia (Restrepo, 2012) verifica-se que, nesse país, o custo total para se projetar e construir uma estrada nova de faixa simples pode variar entre R\$ 9,5 milhões/km e R\$ 20,2 milhões/km, dependendo da topografia. Isto inclui todos os custos dos estudos prévios: o projeto, a desapropriação da terra e o da construção em si. Por outro lado, quando a estrada é de faixa dupla esses custos podem variar desde R\$ 3,1 milhões, na duplicação de estradas existentes, e chegar até a R\$ 45 milhões/km, na zona urbana altamente povoada, tudo isso dependendo da topografia, da geologia e da intervenção antrópica. Todos estes dados são para estradas nacionais com velocidades de projeto de 80 km/h. Na Tabela 4.19 se apresentam os custos da construção de estradas em diferentes condições topográficas obtidos mediante consultas junto a especialistas.

Para estradas de menores especificações, as projetadas para 60 km/h, os custos variam entre R\$ 2,5 milhões e R\$ 4,5 milhões. Estas despesas não incluem o custo do projeto, nem a compra de terra e a fiscalização, portanto é possível considerar um acréscimo da ordem de 25% nestas cifras.

Prieto *et al.* (2006) apresentaram custos de construção para diferentes trechos da estrada Bogota-Villavicencio na Colômbia.

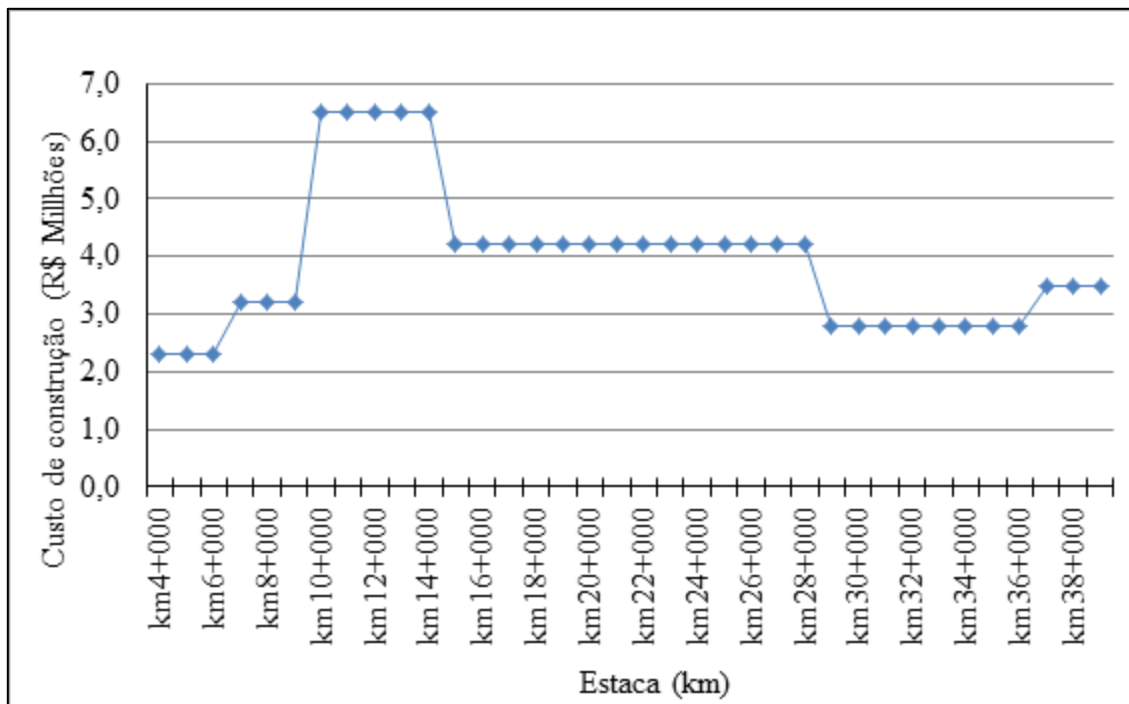


Figura 4.22. Variação de custos de construção da estrada para diferentes condições
(Modificado de Garzón *et al.*, 2012)

Com base nestes valores reportados e na opinião de especialistas, para efeitos das avaliações posteriores os custos de construção da estrada serão considerados como variável aleatória com distribuição triangular com os valores da Tabela 4.20.

Tabela 4.19. Dados de custos de construção de estradas na Colômbia

Zona do país	Custo médio (Milhões de R\$/km)
Vale do Cauca	1,83
Tolima	4,88
Santander	4,19
Norte do Vale de Aburrá	7,90

4.6 Ferramenta computacional

Uma das motivações desta tese foi fazer com que as análises de risco possam ser usadas na prática, portanto a elaboração de uma ferramenta computacional foi proposta como

objetivo. Como mencionado na Seção 3.3.9, a ferramenta computacional é um aplicativo para avaliação e gerenciamento de risco por movimentos de massa em estradas.

Tabela 4.20. Custos assumidos para a estrada

Estacada estrada	Valor mínimo (R\$ Milhões)	Valor máximo (R\$ Milhões)	Valor mais provável (R\$ Milhões)
km4+000 a km 9+000	2,0	14,0	8,0
Km9+000 a km13+500 (Túnel)	15,0	30,0	20,0
Km13+500 a km28+000	4,0	7,0	5,5
Km28+000 a km36+000	2,0	14,0	8,0
Km36+000 a km39+000	4,0	7,0	5,5

Inicialmente foram elaboradas bases de dados usando o software Acces, mas foi observada a necessidade de que a aplicação fosse numa plataforma Web já que isto permite sua utilização em qualquer lugar e gerenciar a informação de vários projetos.

Assim, a aplicação esta sendo desenvolvida em Yii. Este é um *framework* PHP baseado em componentes de alto desempenho para desenvolver aplicações Web a grande escala. Este permite uma máxima reutilização da programação web e pode acelerar o processo de desenvolvimento.

Para rodar uma aplicação Web Yii, é necessário ter um servidor Web com suporte PHP 5.1.0 ou superior. PHP é uma linguagem de programação de uso geral de código do lado do servidor originalmente projetado para o desenvolvimento de web de conteúdo dinâmico. MySQL é um sistema de gestão de bases de dados relacional, multilinha e multiusuário. É uma base de dados muito rápida na leitura quando utiliza o motor no transacional MyISAM, mas pode causar problemas de integridade em entornos de alta concorrência na modificação MySQL é um sistema de administração de bases de dados. Além da linguagem de programação são utilizadas aplicações disponíveis na Web como Google Charts que permite gerar gráficos estatísticos de forma simples. Estes gráficos se podem criar acedendo a um URL com os parâmetros adequados.

No momento da apresentação desta tese o desenvolvimento já permitia processar a informação de chuva e de movimentos de massa, assim como gerar alertas. Na Figura 4.23 se pode observar a tela de entrada e uma das formas gráficas do aplicativo.

O processo de desenvolvimento continuará depois de culminada esta tese de doutorado.



Figura 4.23. Tela de entrada da aplicação e gráficas geradas

4.7 Comentários Finais

Os resultados de laboratório mostram que as variabilidades dos solos residuais, derivados do stock de Altavista avaliados neste trabalho, se encontram dentro de faixas similares aos de outros solos reportados na literatura, exceto os correspondentes à coesão efetiva e aos de ângulo de atrito dos solos sem saturar.

O trânsito de veículos particulares é altamente afetado pela ocorrência de movimentos de massa, mas o trânsito de veículos comerciais não varia substancialmente devido a estes problemas.

A informação de movimentos de massa é pouca e fragmentada. Deveria ser desenvolvido um sistema para coleta e processamento desta informação em estradas e que possa também ser usado pelos próprios operadores da estrada.

A informação de chuva diária, salvo a da estação La Iguaná, está completa e permite identificar o comportamento da precipitação durante os 4 anos e sua influência sobre os movimentos de massa.

Outro aspecto importante das propostas para análise de risco é o da necessidade informação de boa qualidade frequentemente difícil de se conseguir.

Particularmente na Colômbia mostra-se difícil conseguir informação estatística de movimentos de massa em estradas e é sentida a falta de uma política e um sistema que permitam aproveitar a informação gerada a cada ano.

5 ESTIMAÇÃO DA PROBABILIDADE DE FALHA

Neste capítulo se apresentam os resultados obtidos na avaliação da probabilidade de falha por movimentos de massa no caso de estudo adotado nesta tese. Inicialmente são apresentados os dados e informação obtidos, em seguida se aborda o processo para obtenção dos limiares de falha, e então é estimada a probabilidade de falha na estrada devido a movimentos de massa detonados por chuva e sismos.

5.1 Movimentos de Massa Deflagrados por Chuva

Para se estimar a probabilidade de falha de movimentos de massa devido a chuvas, esta probabilidade foi considerada como a de que seja superado um valor limite de chuva chamado de limiar.

5.1.1 Determinação do limiar de chuva

Inicialmente se considerou a possibilidade de estabelecer o limiar de chuva a partir das propostas de Okada *et al.* (1994) na qual se relacionam a intensidade da chuva e a chuva acumulada dos 12 dias anteriores ao evento, porém, por não se encontrar informação de intensidade de chuva disponível nas estações meteorológicas analisadas, se optou por estabelecer o limiar de chuva a partir da precipitação diária total e das chuvas acumuladas precedentes e antecedentes de acordo com trabalhos realizados por Echeverri & Valencia (2004), Zêzere *et al.* (2005), Moreno *et al.* (2006), e Jaiswal & Van Westen (2009) e descritos na seção 2.2.1 e foram avaliados os efeitos da chuva acumulada de 30 e de 60 dias como sugerido por Aristizábal *et al.* (2011).

Devido às condições geológicas, topográficas e hidrológicas, a estrada foi dividida em dois trechos para efeitos das análises. Os setores considerados são o setor ocidental compreendido entre o portal ocidental e a ponte sobre o rio Aurrá, estaca km 13+700 a estaca km 39+400, e o oriental compreendido entre a ponte sobre o riacho La Iguaná e o portal oriental do túnel, abcissa km 4+000 a km 9+100.

Para efeitos deste trabalho, será denominada precipitação ou chuva antecedente (PA) a chuva acumulada de curto prazo, ou seja, a precipitação nos dias próximos ao movimento de massa e de precipitação ou chuva precedente à precipitação de longo prazo (PP). PP se determina como a chuva acumulada nos dias prévios a PA. Para o estabelecimento dos

limiares, para cada dia em que houve movimentos de massa, (Figura 4.11), se determinou chuvas antecedentes, acumuladas de 1, 3 e 5 dias prévios ao movimento de massa, e precedentes dos 15, 30 e 60 dias precedentes aos dias antecedentes. Isto significa que, em geral, se consideraram períodos de chuva entre 1 e 65 dias plotados como se ilustra na Figura 5.1 e na Figura 5.2. Os limiares propostos se determinaram considerando que os movimentos de massa se apresentam quando as chuvas precedentes e as chuvas antecedentes atingem seu valor médio. Avaliaram-se as diferentes combinações possíveis achando os limiares definidos por uma equação da forma:

$$PA_j = a - bPP_i \quad (5.1)$$

onde PA_j é a chuva acumulada dos j dias antecedentes, $j=1, 3$ e 5 , PP_i é a chuva acumulada dos i dias precedentes, $i=15, 30$ e 60 .

As equações dos limiares determinados foram utilizadas para calcular a chuva total para cada dia. Posteriormente, os valores calculados foram comparados com os valores de chuva total diária registrada na estação, encontrando a percentagem de dias que estes limiares foram excedidos. Este valor foi determinado em percentagem para cada limiar. No Anexo 4 do disco compacto que acompanha esta tese impressa podem ser consultados os dados usados e os resultados para as diferentes combinações não apresentadas aqui.

5.1.1.1 Setor ocidental

Para este setor se consideraram dois cenários, o primeiro representa a possível relação entre as chuvas e a totalidade de movimentos de massa registrados neste setor e o segundo a relação entre as chuvas e os movimentos de massa excluindo as quedas de rocha e de pedras. No primeiro caso o número de registros foi de 1.290 e, no segundo, de 812 movimentos de massa. Nas Figura 4.13 e Figura 4.14 se apresentam as distribuições temporais dos movimentos de massa em ambos os casos. Os eventos de quedas de rocha foram de 478 representando 37% dos eventos de movimentos de massa reportados.

Usando a Equação 5.1, avaliaram-se as possíveis combinações de chuvas precedentes e antecedentes para este setor. Na Tabela 5.1 até a Tabela 5.4 se apresentam os dados estatísticos de cada parâmetro considerado nesta avaliação. Os parâmetros usados foram chuva antecedente de 1 dia (PA_1), chuva antecedente de 3 dias (PA_3), chuva antecedente de 5 dias (PA_5), chuva acumulada de 15 dias precedentes a 1, 3 e 5 dias ($PP_{1/15}$, $PP_{3/15}$, $PP_{5/15}$), chuva acumulada de 30 dias precedentes a 1, 3 e 5 dias ($PP_{1/30}$, $PP_{3/30}$, $PP_{5/30}$) e chuva

acumulada de 60 dias precedentes a 1, 3 e 5 dias ($PP_{1/60}$, $PP_{3/60}$, $PP_{5/60}$). Na Tabela 5.5 se apresentam os coeficientes a e b para cada combinação, assim como o número de vezes em que o limiar foi excedido (N) os dias em que houve movimentos massa e a probabilidade do limiar ser excedido durante esses dias (PE).

Tabela 5.1. Precipitação antecedente no setor ocidental com quedas de rocha.

Estatístico	Estação La Aldea			Estação Los Llanos		
	PA ₅	PA ₃	PA ₁	PA ₅	PA ₃	PA ₁
Média (mm)	47,4	30,6	11,9	36,8	24,1	9,2
Desvio padrão (mm)	37,5	28,8	15,3	31,6	25,0	14,4
Coefficiente de Variação (%)	80	90	130	90	100	160

Tabela 5.2. Precipitação precedente no setor ocidental com quedas de rocha.

Estação	j	i	Média PP_{ij} (mm)	Desvio padrão PP_{ij} (mm)	Coefficiente de variação PP_{ij} (%)
La Aldea	1	15	116,2	71,2	60
		30	267,4	126,0	50
		60	450,2	179,7	40
	3	15	117,8	70,9	60
		30	227,8	115,5	50
		60	446,9	183,4	40
	5	15	125,6	72,5	60
		30	253,5	125,0	50
		60	422,7	190,5	50
Los Llanos	1	15	91,2	56,7	60
		30	204,1	88,9	40
		60	339,7	126,9	40
	3	15	92,1	56,3	60
		30	173,7	82,0	50
		60	335,5	130,5	40
	5	15	97,8	55,4	60
		30	192,8	89,3	50
		60	321,9	131,4	40

No tangente às chuvas antecedentes, pode-se identificar que a chuva de 5 dias apresenta menor dispersão ao redor da média, dada em termos do coeficiente de variação que varia entre 70 % e 90 %. No entanto para 1 e 3 dias estes valores variam entre 0,9 e 1,6.

Tabela 5.3. Precipitação antecedente no setor ocidental sem quedas de rochas.

	Estação La Aldea			Estação Los Llanos		
	PA ₅	PA ₃	PA ₁	PA ₅	PA ₃	PA ₁
Média (mm)	51,9	34,0	13,5	39,5	26,9	10,0
Desvio padrão (mm)	38,6	29,5	16,5	32,2	26,6	15,5
Coeficiente de Variação (%)	70	90	120	80	100	150

Tabela 5.4. Precipitação precedente no setor ocidental sem quedas de rochas

Estação	j	i	Média PP (mm)	Desvio padrão PP (mm)	Coeficiente de variação PP (%)
La Aldea	1	15	122,5	71,4	60
		30	284,4	122,4	40
		60	475,2	173,6	40
	3	15	34,0	29,5	90
		30	241,2	113,2	50
		60	469,7	178,2	40
	5	15	134,1	72,1	50
		30	267,7	121,6	50
		60	441,5	186,9	40
Los Llanos	1	15	96,6	56,1	60
		30	217,2	85,2	40
		60	356,4	124,7	30
	3	15	26,9	26,6	100
		30	183,4	78,5	40
		60	350,4	128,8	40
	5	15	104,4	55,5	50
		30	202,2	85,8	40
		60	334,5	129,6	40

As chuvas precedentes também apresentam tendência similar já que quanto maior é o número de dias considerado menor é a dispersão. Para 60 dias se obtêm coeficientes de variação entre 30 % e 50 %, mas para 15 e 30 dias o coeficiente de variação fica entre 40 % e 100%. Embora a chuva acumulada de 60 dias apresente as menores variações em termos absolutos, para fins práticos as variações observadas, da ordem de 0,1 com relação às chuvas de 15 e 30 dias, mostram-se pouco significativas.

Na avaliação sem queda de rochas, obtêm-se as menores dispersões, considerando a chuva de 60 dias. Por outro lado, se apresentam as maiores variações no caso de 15 e 30 dias. Na Tabela 5.4 e Tabela 5.5 observa-se diminuição do parâmetro b quando aumenta PP_{ij} , igualmente aumenta o número de dados que excedem o limiar.

Para tormentas de curta duração, neste caso eventos de 1 dia de duração, se observa que os valores do intercepto do limiar a variam entre 9,18 e 13,5 mm, e que o limiar foi excedido entre 58,1 e 80,4% dos dias em que houve movimentos de massa. Isto implica que quando as condições de umidade são altas, ou seja, chuvas acumuladas de longa duração 15, 30 ou 60 dias, com valores entre 91,2 e 475,2 mm chuvas de curta duração e de baixa intensidade da ordem de 9,1 a 13,47 mm podem causar movimentos de massa com taxa de excedência mínima de 58,1%. Quando se analisam os limiares para chuva precedentes de 30 dias, se observa que estes apresentam taxas de excedência da ordem de 75% maiores do que no caso de 15 dias e menores, mas muito similares ao caso de 60 dias. Por isto é proposto para o setor ocidental e para as tormentas de curta duração um limiar baseado na precipitação precedente de 30 dias com a equação a seguir:

$$PA_1 = (11 \pm 1,5) - (0,04)PP_{30} \quad (5.2)$$

Onde PA_1 é a chuva acumulada do dia anterior ao evento e PP_{30} é a chuva acumulada nos 30 dias precedentes.

Para tormentas de duração intermediária, neste caso eventos de 3 dias de duração, se observa que os valores do intercepto do limiar a variam entre 24,06 e 33,96 mm, e que o limiar foi excedido entre 78,1 e 85,9% dos dias em que houve movimentos de massa. Isto implica que quando as condições de umidade são altas, ou seja, chuvas acumuladas de longa duração de 15, 30 ou de 60 dias com valores entre 92,1 e 446,9 mm, chuvas acumuladas de três dias da ordem 33,9 mm podem causar movimentos de massa com taxa de excedência mínima de 78,1%, incluindo quedas de rocha. Quando se desconsideram as quedas de rocha, os movimentos de massa se apresentam quando a chuva precedente esteja entre 26,9 e 469,7

mm e a chuva de 3 dias acumulem até 33,9 mm (Figura 5.1). Caso se analisem os limiares para chuva precedentes de 30 dias, tal como no caso anterior se observa que estes apresentam taxas de excedência maiores do que no caso de 15 dias e menores, mas similares ao caso de 60 dias. Por isto é proposto para o setor ocidental e para as tormentas de 3 dias de duração um limiar baseado na precipitação precedente de 30 dias com a equação a seguir:

$$PA_3 = (29 \pm 5) - (0,13)PP_{30} \quad (5.3)$$

Tabela 5.5. Limiares de falha com quedas de rocha

Estação	j	i	a (mm)	b	N	PE (%)
La Aldea	1	15	11,88	0,094	276	58,10
		30	11,88	0,044	262	75,5
		60	11,88	0,026	279	80,4
	3	15	30,57	0,260	271	78,08
		30	30,57	0,134	284	81,8
		60	30,57	0,069	296	85,3
	5	15	47,42	0,408	291	83,96
		30	47,42	0,187	279	80,4
		60	47,42	0,112	295	85,0
Los Llanos	1	15	9,18	0,093	277	58,3
		30	9,18	0,045	265	76,36
		60	9,18	0,027	274	78,8
	3	15	24,06	0,261	280	80,7
		30	24,06	0,138	282	81,26
		60	24,06	0,071	296	85,3
	5	15	36,77	0,403	301	86,7
		30	36,77	0,191	289	83,2
		60	36,77	0,114	308	88,7

Para tormentas de mais longa duração, neste caso os eventos com 5 dias de duração, se observa que os valores do intercepto do limiar a variam entre 36,8 e 51,9 mm, e que o limiar foi excedido entre 80,4 e 88,4% nos dias em que houve movimentos de massa. Isto implica que quando as condições de umidade são altas, ou seja, chuvas acumuladas de longa duração

de 15, 30 ou de 60 dias com valores entre 97,8 e 422,7 mm, chuvas acumuladas em cinco dias da ordem 36,7 a 47,2 mm podem causar movimentos de massa com taxa de excedência mínima de 80,4%, incluindo quedas de rocha (Figura 5.2).

Tabela 5.6. Limiares de falha sem quedas de rocha

Estação	j	i	a (mm)	b	N	PE (%)
La Aldea	1	15	13,47	0,100	271	78,09
		30	13,47	0,047	271	78,09
		60	13,47	0,028	281	80,97
	3	15	33,97	0,278	290	83,6
		30	33,96	0,141	293	84,4
		60	33,96	0,072	296	85,3
	5	15	51,92	0,423	295	85,01
		30	51,92	0,194	294	84,7
		60	51,92	0,117	298	85,8
Los Llanos	1	15	9,99	0,096	267	76,9
		30	9,99	0,046	272	78,4
		60	9,99	0,028	276	79,5
	3	15	26,89	0,279	291	83,4
		30	26,89	0,147	292	84,1
		60	26,89	0,077	298	85,9
	5	15	39,52	0,409	297	85,6
		30	39,52	0,195	300	86,5
		60	39,52	0,118	305	87,9

Quando se desconsideram as quedas de rocha, os movimentos de massa se apresentam quando a chuva precedente atinge níveis entre 104,4 e 441,5 mm e quando a chuva de 3 dias acumulem entre 39,5 e 51,9 mm. Caso se analisem os limiares para chuva precedentes de 15 dias, se observa que estes apresentam taxas de excedência similares aos dos casos de 30 e 60 dias; por isto, e considerando ser mais simples obter este dado é proposto para o setor ocidental e tormentas de 5 dias de duração um limiar baseado na precipitação precedente de 15 dias com a equação a seguir:

$$PA_5 = (44,3 \pm 7,6) - (0,4)PP_{15} \quad (5.4)$$

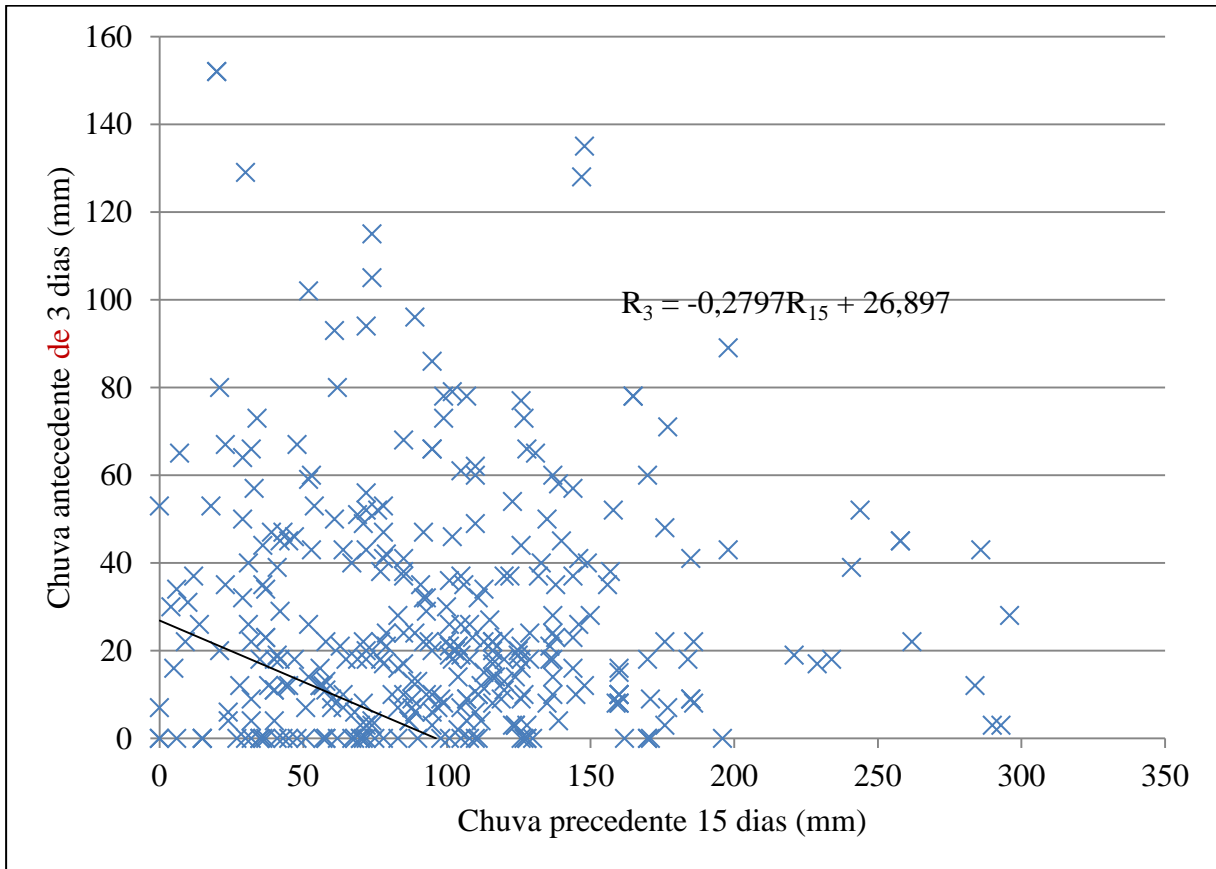


Figura 5.1. Limiar para a condição de chuva precedente de 15 dias e antecedente de 5 dias.

Com dados da estação La Aldea sem considerar quedas de rocha.

Comparando os limiares obtidos nesta pesquisa àqueles propostos para encostas na área de estudo, os da Equação 2.8, elaborados com chuvas antecedentes de 3 dias e chuvas precedentes de 15 dias observa-se que o limiar da Equação 2.8 apresenta maiores valores do intercepto das chuvas antecedentes de 75 mm, e também consideravelmente maior do que os obtidos neste trabalho para a mesma combinação situados na ordem de 30 mm. Igualmente, o intercepto da chuva precedente obtida é da ordem de 120 mm, no entanto no limiar da Equação 2.8 ele alcança 150 mm. Esta relação, ilustrada na Figura 5.3, indica menor susceptibilidade das encostas do que dos taludes avaliados no presente trabalho. Tal diferença significativa resulta do impacto antrópico pela construção da estrada já que os movimentos de massa considerados nesta pesquisa localizam-se todos ao longo da estrada em taludes de escavação.

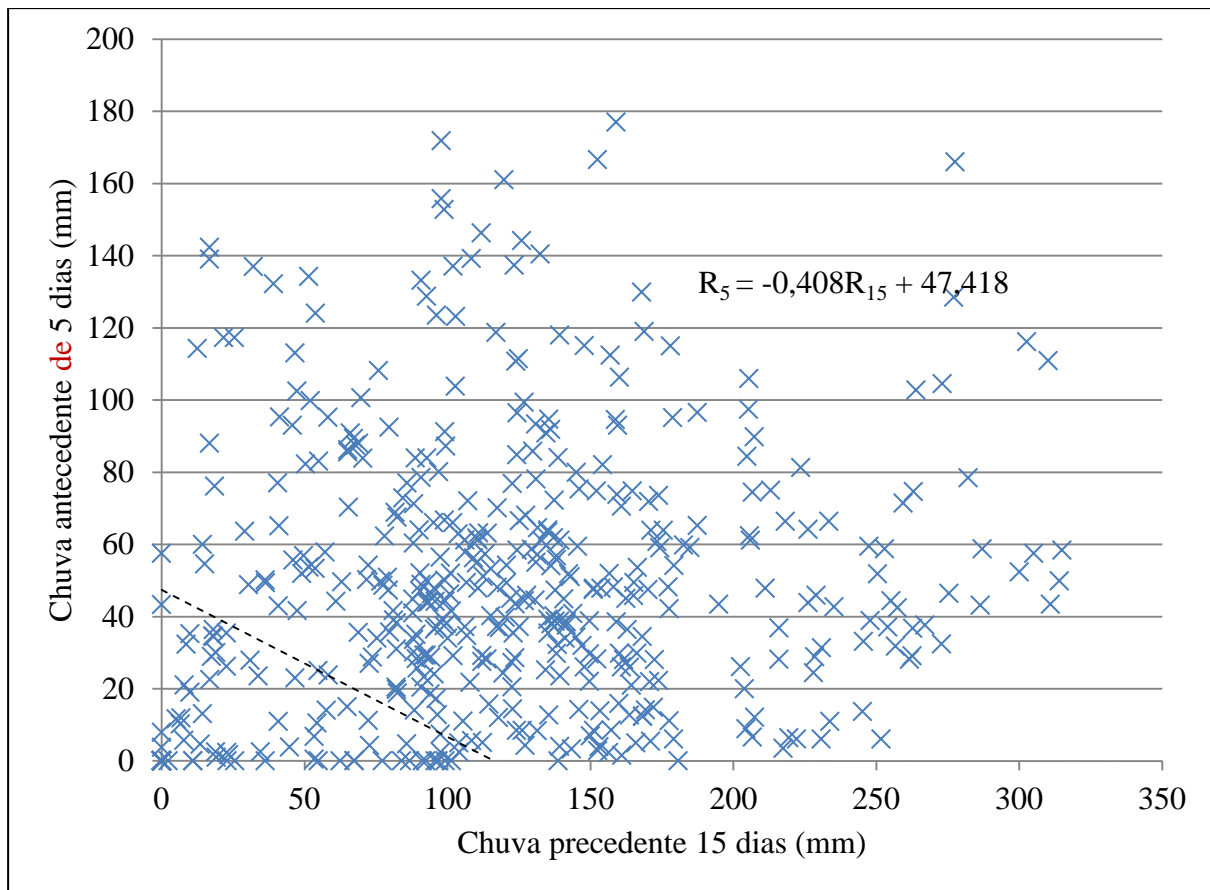


Figura 5.2. Limiar para a condição de chuva precedente de 15 dias e antecedente de 5 dias.
Com dados da estação La Aldea com quedas de rocha

O efeito antrópico tende a aumentar a probabilidade de falha já que desloca o limiar de falha para os valores menores das chuvas antecedentes à diferença da ordem 45 mm, por tanto encostas naturais com baixa susceptibilidade a deslizamentos, quando sofrem intervenção humana, podem passar a de instabilidade crítica. Isto permite explicar situações como a mostrada na Figura 2.5 na qual se observa que a maior parte dos movimentos de massa do vale de Aburrá, Colômbia, ocorre em áreas de alta intervenção, todavia áreas com características topografias, geológicas e climáticas similares, mas de menor intervenção, apresentam menos movimentos de massa. Pode-se então propor um limiar que permita considerar o efeito antrópico em zonas com altas intervenções para esta região de Antioquia, como:

$$PA_3 = 30 - 0,25PP_{15} \quad (5.5)$$

As relações estabelecidas também tornam claro que a inclusão das quedas de rocha aumenta a dispersão dos dados. Isto pode explicar porque as quedas de rocha registradas ocorram em taludes escavados com explosivos nos quais o efeito da chuva para a sua deflagração não é claro.

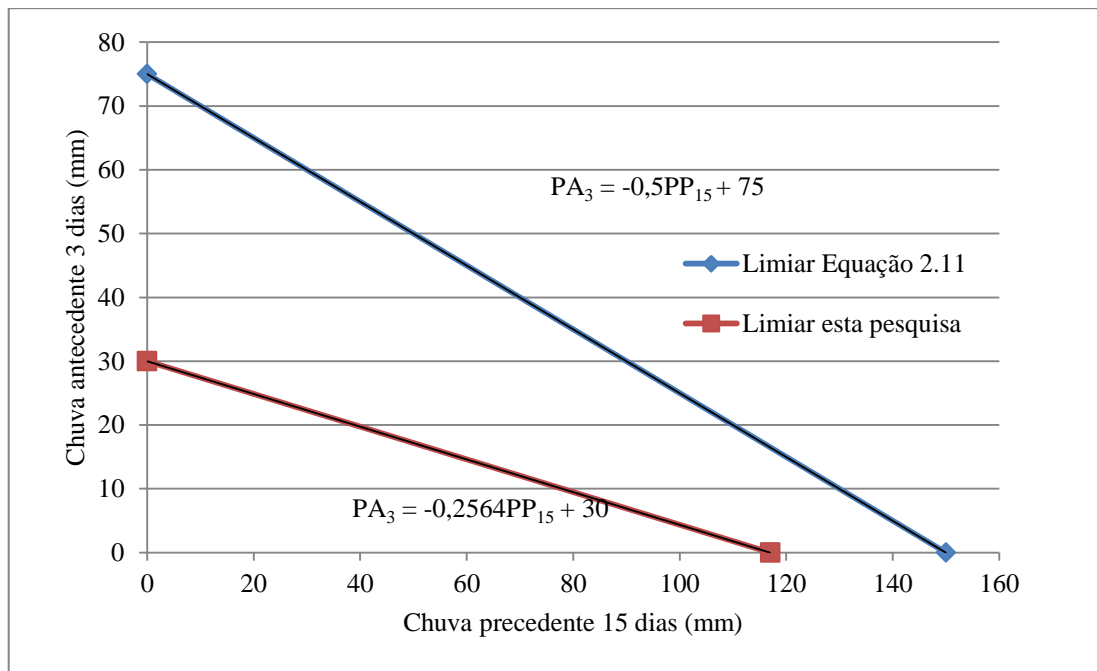


Figura 5.3. Comparação do limiar para PA_3 e PP_{15} desta pesquisa com a Equação 2.11.

5.1.1.2 Setor oriental

Para este setor se considerou a totalidade de movimentos de massa registrados com uma anotação de 168 movimentos de massa. Na Figura 4.15 se apresenta a distribuição temporal dos movimentos de massa.

Usando a Equação 3.7, avaliou-se as combinações deste setor. Na Tabela 5.7 e na Para tormentas de curta duração, neste caso eventos com um dia de duração, observa-se que os valores do intercepto do limiar a variam entre 11,32 e 14,02 mm, e que o limiar foi excedido entre 70,2 e 90,9% em relação aos dias em que houve movimentos de massa. Isto implica em que quando as condições de umidade tornam-se altas, ou seja, quando ocorrem chuvas acumuladas de longa duração de 15, 30 ou de 60 dias, com valores entre 78,1 e 268,2 mm as chuvas de curta duração e de baixa intensidade da ordem de 11,3 a 14,02 mm podem então causar movimentos de massa com taxa de excedência mínima de 70,2%.

Usando a Equação 3.7, avaliou-se as combinações deste setor. Na Tabela 5.7 e na Tabela 5.8 se apresentam os dados estatísticos de cada parâmetro considerado nesta avaliação.

Os parâmetros usados foram: chuva antecedente de 1 dia (PA_1), chuva antecedente de 3 dias (PA_3), chuva antecedente de 5 dias (PA_5), chuva acumulada de 15 dias precedentes a 1, 3 e 5 dias ($PP_{1/15}$, $PP_{3/15}$, $PP_{5/15}$), chuva acumulada de 30 dias precedentes a 1, 3 e 5 dias ($PP_{1/30}$, $PP_{3/30}$, $PP_{5/30}$) e chuva acumulada de 60 dias precedentes a 1, 3 e 5 dias ($PP_{1/60}$, $PP_{3/60}$, $PP_{5/60}$).
Na

Tabela 5.8 se apresentam os coeficientes a e b para cada combinação, assim como o número de vezes em que foi excedido o limiar (N) bem como os dias em que houve movimentos massa e a probabilidade de se exceder o limiar durante esses dias (PE).

Tabela 5.7. Precipitação precedente no setor oriental.

Estação	j	i	Média PP (mm)	Desvio padrão PP (mm)	Coefficiente de variação PP (%)
San Cristóbal	1	15	78,1	51,6	70
		30	164,9	90,2	50
		60	268,2	157,1	60
	3	15	109,6	54,4	50
		30	214,5	75,9	40
		60	401,8	122,5	30
	5	15	109,2	54,5	50
		30	239,2	79,6	30
		60	393	121,5	30
La Iguana	1	15	73,52	69,16	94
		30	154,49	132,978	86
		60	263,46	218,99	83
	3	15	105,78	90,76	86
		30	210,21	151,88	72
		60	412,43	263,19	63
	5	15	103,3	86,7	83
		30	235,53	163,65	69
		60	403,57	257,23	63

Para tormentas de curta duração, neste caso eventos com um dia de duração, observa-se que os valores do intercepto do limiar a variam entre 11,32 e 14,02 mm, e que o limiar foi excedido entre 70,2 e 90,9% em relação aos dias em que houve movimentos de massa. Isto

implica em que quando as condições de umidade tornam-se altas, ou seja, quando ocorrem chuvas acumuladas de longa duração de 15, 30 ou de 60 dias, com valores entre 78,1 e 268,2 mm as chuvas de curta duração e de baixa intensidade da ordem de 11,3 a 14,02 mm podem então causar movimentos de massa com taxa de excedência mínima de 70,2%.

Tabela 5.8. Limiares de falha para o setor oriental

Estação	j	i	a (mm)	b	N	PE (%)
San Cristóbal	1	15	14,02	0,179	98	80,9
		30	14,02	0,085	102	84,3
		60	14,02	0,052	100	82,4
	3	15	32,36	0,295	105	86,8
		30	32,36	0,151	110	90,9
		60	32,36	0,081	110	90,9
	5	15	46,51	0,425	106	87,6
		30	46,51	0,194	114	94,2
		60	46,51	0,118	112	92,6
La Iguana	1	15	11,32	0,154	85	70,2
		30	11,32	0,073	93	76,8
		60	11,32	0,043	92	76,0
	3	15	30,58	0,289	85	70,2
		30	30,58	0,146	88	72,72
		60	30,58	0,0740	89	73,6
	5	15	46,24	0,448	86	71,1
		30	46,24	0,196	91	75,2
		60	46,24	0,115	91	75,2

Caso se analisem os limiares para chuva precedentes de 30 dias, se observa que estes apresentam taxas de excedência maiores do que 76%, maiores portanto que no caso de 15 e 60 dias; assim se propõe para o setor oriental e para tormentas de curta duração um limiar baseado na precipitação precedente de 30 dias com a equação a seguir:

$$PA_1 = (12,5 \pm 1,5) - (0,1)PP_{30} \quad (5.6)$$

Onde PA_1 é a chuva acumulada do dia anterior ao evento e PP_{30} é a chuva acumulada nos 30 dias precedentes.

No tangente às chuvas antecedentes, pode-se identificar que a chuva de 5 dias apresenta menor dispersão ao redor da média, dada em termos do coeficiente de variação que varia entre 70 e 97 %. No entanto para 1 e 3 dias estes valores variam entre 80 e 130.

As chuvas precedentes também apresentam tendência similar já que quanto maior for o número de dias considerado menor será a dispersão. Para 60 dias se obtém coeficientes de variação entre 30 e 83, mas para 15 e 30 dias o coeficiente de variação fica entre 4 e 94. Igual que no setor ocidental, embora a chuva acumulada de 60 dias apresente as menores variações em termos absolutos. Para fins práticos as variações da ordem de 10% observadas com relação às chuvas de 15 e de 30 dias mostram-se pouco significativas.

Para tormentas de maior duração, neste caso eventos de 5 dias de duração, se observa que os valores do intercepto do limiar a variam entre 46,24 e 46,51 mm, e que o limiar foi excedido entre 86,0 e 94,2% em relação aos dias em que houve movimentos de massa. Isto significa que quando as condições de umidade são altas, ou seja, quando ocorrem chuvas acumuladas de longa duração de 15, 30 ou de 60 dias com valores entre 103,3 e 403,6 mm, chuvas acumuladas em cinco dias da ordem de 46 mm podem causar movimentos de massa com taxa de excedência superior a 86%. Caso se analisem os limiares para chuva precedentes de 30 dias, observa-se que estes apresentam taxas de excedência maiores do que nos casos de 15 e de 60 dias, por isto, e considerando ser mais simples se obter este dado, é proposto para o setor ocidental e para as tormentas de 5 dias de duração um limiar baseado na precipitação precedente de 30 e de 15 dias com as equações a seguir:

$$PA_5 = 46 - 0,42PP_{15} \quad (5.7)$$

$$PA_5 = 46 - 0,19PP_{30} \quad (5.8)$$

Comparando os limiares obtidos nesta pesquisa àqueles propostos para encostas na área de estudo, Equação 2.7, elaborados com chuvas antecedentes de 3 dias e chuvas precedentes de 15 dias, pode-se observar que o limiar da Equação 2.7 apresenta maiores valores do intercepto das chuvas antecedentes de 60 mm, consideravelmente maior do que os obtidos neste trabalho para a mesma combinação que são da ordem de 30 mm. O intercepto da chuva precedente é igual em ambos os casos da ordem de 110 mm. Esta relação ilustrada na Figura 5.4, indica menor susceptibilidade das encostas do que dos taludes avaliados no

presente trabalho. Esta diferença significativa provém do impacto antrópico pela construção da estrada já que os movimentos de massa considerados nesta pesquisa são todos localizados ao longo da estrada em taludes de escavação.

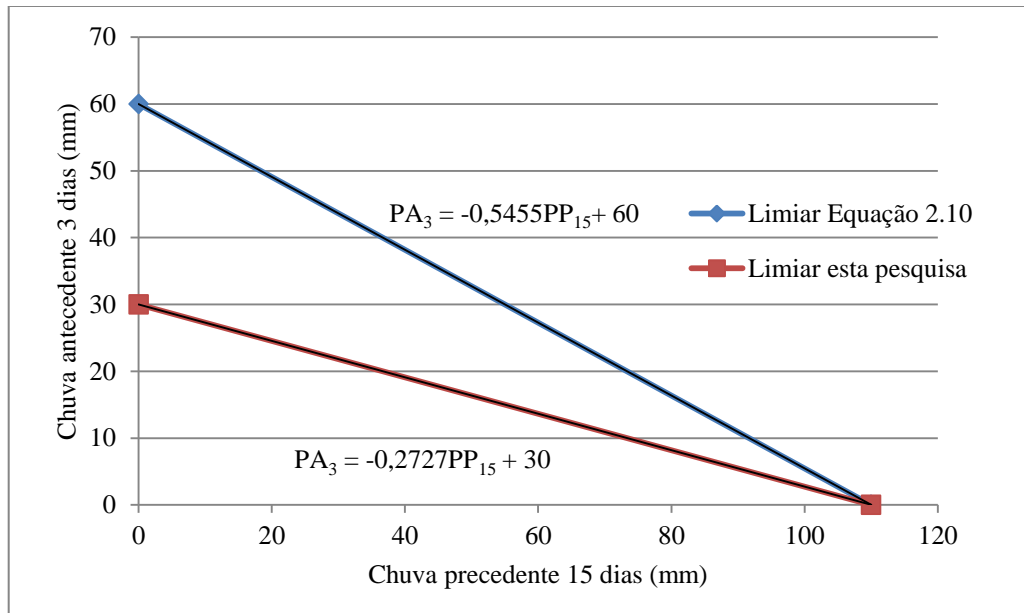


Figura 5.4. Comparação do limiar para PA_3 e PP_{15} desta pesquisa com a equação 2.10.

O efeito antrópico tende a aumentar a probabilidade de falha já que desloca o limiar de falha para os valores menores das chuvas antecedentes; a diferença é da ordem 30 mm, portanto encostas naturais em solos residuais de rochas ígneas com baixa susceptibilidade a deslizamentos, quando sofrem intervenção antrópica, podem passar a situação de instabilidade crítica. Pode-se então propor um limiar que permita considerar o efeito antrópico em zonas com altas intervenções para esta região de Antioquia, que é:

$$PA_3 = 30 - 0,27PP_{15} \quad (5.9)$$

Para efeitos práticos as Equações 5.4 e 5.7 são iguais, portanto a Equação 5.4 constitui o limiar proposto para a região por onde passa a estrada para assim se considerar o efeito antrópico na avaliação de ameaça por movimentos de massa deflagrados por chuvas.

5.1.1.3 Validação dos limiares

Com o intuito de identificar a capacidade dos limiares obtidos para predizer a ocorrência de movimentos de massa em períodos de tempo diferentes, foi calculada a taxa de excedência dos limiares incluindo o da informação de chuva dos anos 2006 a 2010. O cálculo

foi realizado pela comparação do valor de PA_5 , calculado a partir dos dados de precipitação, com o resultado da avaliação de cada limiar no ponto correspondente de PP_{15} ou PP_{30} segundo o caso.

Na zona ocidental foi determinada uma taxa de excedência entre 65% e 69%, indicando que, na maior parte do tempo, a estrada apresenta situação de ameaça de movimentos de massa devido à probabilidade de ocorrência de movimentos de massa ser maior do que 52%; ela é calculada como:

$$PE = TE \cdot P(F/E) \quad (5.10)$$

Onde PE é a probabilidade de falha, TE a taxa de excedência do limiar (65%) e $P(F/E)$ é a probabilidade condicional de que o talude falhe dado que o limiar foi excedido; fato 80% determinado para o limiar escolhido para o setor ocidental na Seção 5.1.1.1.

Pode ser verificado que a maior parte dos movimentos de massa ocorreu quando as combinações de chuvas precedente e antecedente excederam os limiares de chuva, mas convém salientar a existência de quantidade significativa de dias nos quais foi superado o limiar, não havendo contudo registros de movimentos de massa. Este tipo de observação surge com frequência em trabalhos deste tipo e se explica pelo caráter aleatório do processo no qual nem todos os casos são cobertos pelo modelo e onde a ocorrência de movimentos de massa depende também das condições dos taludes. Também se observa a existência de movimentos de massa em dias em que as condições de chuva não eram propícias (Jaiswal & Van Westen, 2009), mas em geral esta situação é minoritária neste caso de estudo.

Para o setor oriental foi feita análise similar e encontrada taxa de excedência na ordem de 56% a 71% para probabilidade de falha na ordem de 45%, isso considerando a Equação 5.7 e probabilidade condicional de falha de 81%.

Para identificar a capacidade dos limiares em predizer a ocorrência de movimentos de massa foram avaliadas as datas de ocorrência de movimentos de massa no ano de 2010. No ano de 2010 foram registrados 21 movimentos de massa, todos no setor ocidental. Como se pode observar na Tabela 5.9 uma vez se avaliaram os limiares deste setor foi possível também identificar que 19 movimentos de massa aconteceram em dias que foi excedido o limiar, representando 90% das ocorrências.

Tabela 5.9. Avaliação de limiares para movimentos de massa do ano 2010 usando o limiar do setor ocidental.

Data	Número de ocorrências	PA ₅ medida (mm)	Limiar PP ₁₅ (mm)	Limiar PP ₃₀ (mm)	Limiar PP ₆₀ (mm)
22/01/2010	1	0	46,194	34,80746	35,56968
22/02/2010	1	15	47,214	39,57851	37,79124
05/04/2010	1	63,9	30,1596	36,22942	37,55562
11/04/2010	1	40,3	12,0444	25,77053	30,48702
25/05/2010	2	85,2	2,742	-2,89319	-2,19684
27/05/2010	1	97,8	5,3124	-7,04681	-4,35108
12/06/2010	2	72,6	-22,962	-12,30432	-11,21772
20/06/2010	1	48,8	-19,1268	-19,09605	-17,51214
27/06/2010	2	77,4	-23,5332	-24,54066	-16,5921
28/06/2010	1	67,9	-23,9412	-24,26001	-14,81934
16/07/2010	1	62,8	-8,478	-17,11279	-19,59906
04/10/2010	2	84,9	-14,7612	-20,70511	-13,64124
19/10/2010	1	55,7	-21,2484	-21,56577	-21,83184
27/10/2010	1	22,4	19,7556	-15,55986	-23,72802
02/11/2010	2	74,7	-12,6396	-19,0025	-25,22028
23/11/2010	1	45,7	-38,262	-34,99955	-29,37168

5.1.2 Avaliação da ameaça

Avaliou-se a ameaça considerando os resultados da probabilidade de falha calculados como a probabilidade do talude falhar dado que as chuvas superam o limiar estabelecido para cada setor. Calculou-se a probabilidade anual de excedência usando a aplicação de *Excel* para a função *Poisson* mostrada nas Equações 10, 11 e 15 e se avaliou usando o método expedito.

Na Tabela 4.7 apresentaram-se os registros para os locais que apresentaram mais de dois registros de movimentos de massa nos 4 anos, tanto no setor oriental como no ocidental. Com estes resultados e os limiares das equações 118 e 121 se calcularam as probabilidades anuais de excedência para o setor ocidental e oriental respectivamente. Na Tabela 5.10 e na Tabela 5.11 se apresentam os resultados para os taludes críticos no setor ocidental e oriental respectivamente. Na segunda coluna se apresenta o número de eventos de movimentos de massa registrados no local estudado. Na terceira coluna se calcula a quantidade de eventos associados à excedência do limiar de chuva. Como foi dito na Seção 5.1, os limiares apresentam umas taxas de excedência de 80,1% e 86,4 % no oriente. Na quarta coluna se apresenta o cálculo da probabilidade condicional e o valor da probabilidade de que o talude falhe dado que o limiar é superado (Equação 2.106). A coluna cinco apresenta o parâmetro λ da distribuição de Poisson que denota o número médio de eventos (X) ocorridos

tempo t que pode ser estimado com a Equação 2.12. A coluna seis contém a probabilidade anual de falha do talude, e dada como a probabilidade de que ocorram pelo menos N_f falhas e se calcula com a Equação 2.10. Finalmente a coluna sete contém a probabilidade temporal de falha do talude segundo a Equação 2.107. O somatório dos valores da coluna sete corresponde à probabilidade total ou global de falha na estrada.

Tabela 5.10. Probabilidade anual de excedência e de probabilidade temporal para o setor ocidental

Estaca	Número de eventos	$N_f/R > RT$	$P(D_s/R > RT)$	λ	$P(X \leq x)$	PT
km13+700	8	6	0,00582	1,5	1,0	0,00582
km14+350	6	4	0,00388	1,0	1,0	0,00388
km14+600	6	4	0,00388	1,0	1,0	0,00388
km14+700	6	4	0,00388	1,0	1,0	0,00388
km14+800	2	1	0,00097	0,3	1,0	0,00097
km14+900	3	2	0,00194	0,5	1,0	0,00194
km15+100	5	4	0,00388	1,0	1,0	0,00388
km16+000	4	3	0,00291	0,8	1,0	0,00291
km16+400	31	24	0,02328	6,0	1,0	0,02328
km16+650	5	4	0,00388	1,0	1,0	0,00388
km16+800	8	6	0,00582	1,5	1,0	0,00582
km17+200	2	1	0,00097	0,3	1,0	0,00097
km17+300	2	1	0,00097	0,3	1,0	0,00097
km17+500	26	20	0,01940	5,0	1,0	0,01940
km17+600	2	1	0,00097	0,3	1,0	0,00097
km18+100	4	3	0,00291	0,8	1,0	0,00291
km18+200	5	4	0,00388	1,0	1,0	0,00388
km18+375	2	1	0,00097	0,3	1,0	0,00097
km18+500	40	32	0,03104	8,0	1,0	0,03104
km19+000	122	97	0,09408	24,3	1,0	0,09408
km19+500	3	2	0,00194	0,5	1,0	0,00194
km19+600	17	13	0,01261	3,3	1,0	0,01261
km20+000	123	98	0,09505	24,5	1,0	0,09505
km21+000	2	1	0,00097	0,3	1,0	0,00097
km21+300	4	3	0,00291	0,8	1,0	0,00291
km21+500	4	3	0,00291	0,8	1,0	0,00291
km22+200	6	4	0,00388	1,0	1,0	0,00388
km22+500	16	12	0,01164	3,0	1,0	0,01164
km23+000	2	1	0,00097	0,3	1,0	0,00097
km23+200	24	19	0,01843	4,8	1,0	0,01843
km23+400	19	15	0,01455	3,8	1,0	0,01455
km24+000	16	12	0,01164	3,0	1,0	0,01164

Tabela 5.11. Probabilidade anual de excedência e probabilidade temporal para o setor ocidental (Continuação)

Estaca	Número de eventos	Nf/R>RT	P(Ds/R>RT)	□	P(X≤x)	PT
km24+200	3	2	0,00194	0,5	1,0	0,00194
km24+400	122	97	0,09408	24,3	1,0	0,09408
km25+000	35	28	0,02716	7,0	1,0	0,02716
km26+000	4	3	0,00291	0,8	1,0	0,00291
km26+400	156	124	0,12027	31,0	1,0	0,12027
km26+500	2	1	0,00097	0,3	1,0	0,00097
km26+700	90	72	0,06984	18,0	1,0	0,06984
km26+850	3	2	0,00194	0,5	1,0	0,00194
km27+000	18	14	0,01358	3,5	1,0	0,01358
km27+100	3	2	0,00194	0,5	1,0	0,00194
km28+050	12	9	0,00873	2,3	1,0	0,00873
km28+150	4	3	0,00291	0,8	1,0	0,00291
km28+900	13	10	0,00970	2,5	1,0	0,00970
km29+300	3	2	0,00194	0,5	1,0	0,00194
km30+000	8	6	0,00582	1,5	1,0	0,00582
km30+800	2	1	0,00097	0,3	1,0	0,00097
km31+850	2	1	0,00097	0,3	1,0	0,00097
km31+900	82	65	0,06305	16,3	1,0	0,06305
km32+200	2	1	0,00097	0,3	1,0	0,00097
km34+000	2	1	0,00097	0,3	1,0	0,00097
km34+500	19	15	0,01455	3,8	1,0	0,01455
km36+200	7	5	0,00485	1,3	1,0	0,00485
km37+000	9	7	0,00679	1,8	1,0	0,00679
km37+200	2	1	0,00097	0,3	1,0	0,00097
km37+500	14	11	0,01067	2,8	1,0	0,01067
km38+000	97	77	0,07468	19,3	1,0	0,07468
km38+400	2	1	0,00097	0,3	1,0	0,00097
km39+000	2	1	0,00097	0,3	1,0	0,00097

Dado que na Seção 5.1 foram estabelecidas diferenças nos limiares quando desconsideradas as quedas de rocha, foi repetida a análise anterior para o setor ocidental sem considerar então as quedas de rocha. Na Tabela 5.12 se apresentam os registros para esta situação e na Tabela 5.13 se apresenta a probabilidade anual de excedência do limiar neste caso.

A probabilidade anual de falha varia entre $9,7 \times 10^{-4}$ e $1,2 \times 10^{-1}$ nos diferentes pontos. Em média a estrada completa tem probabilidade de 93 % anual de que se apresente um movimento de massa no setor ocidental. No setor oriental a probabilidade varia entre $6,8 \times 10^{-3}$ e 17×10^{-1} para uma probabilidade total de 85 % no setor oriental. No setor ocidental as

probabilidades são menores quando desprezadas as quedas de rocha. A probabilidade de queda de rochas é de 68 % no setor ocidental.

Tabela 5.11. Probabilidade anual de excedência e probabilidade temporal de falha para o setor oriental

Estaca	Número de eventos	Nf/R>RT	P(Ds/R>RT)	λ	P(X≤x)	PT
km9+030	29	25	0,17007	6,3	1,0	0,17007
km4+600	27	23	0,15646	5,8	1,0	0,15646
km5+600	17	14	0,09524	3,5	1,0	0,09524
km6+600	16	13	0,08844	3,3	1,0	0,08844
km6+000	15	12	0,08163	3,0	1,0	0,08163
km4+400	9	7	0,04762	1,8	1,0	0,04762
km8+900	7	6	0,04082	1,5	1,0	0,04082
km8+400	5	4	0,02721	1,0	1,0	0,02721
km7+800	5	4	0,02721	1,0	1,0	0,02721
km9+000	4	3	0,02041	0,8	1,0	0,02041
km4+350	4	3	0,02041	0,8	1,0	0,02041
km4+300	4	3	0,02041	0,8	1,0	0,02041
km4+200	4	3	0,02041	0,8	1,0	0,02041
km6+250	2	1	0,00680	0,3	1,0	0,00680
km5+000	2	1	0,00680	0,3	1,0	0,00680
km4+800	2	1	0,00680	0,3	1,0	0,00680
km4+700	2	1	0,00680	0,3	1,0	0,00680
km4+500	2	1	0,00680	0,3	1,0	0,00680

Tabela 5.12. Locais críticos do setor ocidental sem considerar quedas de rocha

Estaca	Mov. de massa	Estaca	Mov. de massa	Estaca	Mov. de massa	Estaca	Mov. de massa
km13+700	3	km18+200	4	km23+400	10	km31+900	43
km14+350	5	km18+375	2	km24+000	4	km34+000	2
km14+600	3	km18+500	27	km24+200	3	km34+500	13
km14+700	2	km19+000	87	km24+400	59	km36+200	5
km14+900	3	km19+600	12	km25+000	25	km37+000	5
km15+100	2	km20+000	55	km26+400	112	km37+200	2
km16+000	2	km21+000	2	km26+500	2	km37+500	3
km16+400	11	km21+300	3	km26+700	59	km38+000	17
km16+800	6	km21+500	3	km27+100	3	km38+400	2
km17+500	10	km22+200	4	km28+050	7	km39+000	2
km18+000	11	km22+500	12	km28+150	3		
km18+100	4	km23+200	17	km28+900	10		

Tabela 5.13. Probabilidade anual de excedência e probabilidade temporal para o setor
ocidental sem quedas de rocha

Estaca	Número de eventos	Nf/R>RT	P(Ds/R>RT)	λ	P(X≤x)	PT
km13+700	3	2	0,00325	0,5	1,0	0,00325
km14+350	1	0	0,00000	0,0	1,0	0,00000
km14+600	5	4	0,00650	1,0	1,0	0,00650
km14+700	1	0	0,00000	0,0	1,0	0,00000
km14+900	3	2	0,00325	0,5	1,0	0,00325
km15+100	2	1	0,00163	0,3	1,0	0,00163
km16+000	1	0	0,00000	0,0	1,0	0,00000
km16+400	3	2	0,00325	0,5	1,0	0,00325
km16+800	2	1	0,00163	0,3	1,0	0,00163
km17+500	1	0	0,00000	0,0	1,0	0,00000
km18+000	1	0	0,00000	0,0	1,0	0,00000
km18+100	2	1	0,00163	0,3	1,0	0,00163
km18+200	11	9	0,01463	2,3	1,0	0,01463
km18+375	1	0	0,00000	0,0	1,0	0,00000
km18+500	6	5	0,00813	1,3	1,0	0,00813
km19+000	10	8	0,01301	2,0	1,0	0,01301
km19+600	1	0	0,00000	0,0	1,0	0,00000
km20+000	11	9	0,01463	2,3	1,0	0,01463
km21+000	1	0	0,00000	0,0	1,0	0,00000
km21+300	4	3	0,00488	0,8	1,0	0,00488
km21+500	4	3	0,00488	0,8	1,0	0,00488
km22+200	2	1	0,00163	0,3	1,0	0,00163
km22+500	27	23	0,03740	5,8	1,0	0,03740
km23+200	87	75	0,12195	18,8	1,0	0,12195
km23+400	1	0	0,00000	0,0	1,0	0,00000
km24+000	12	10	0,01626	2,5	1,0	0,01626
km24+200	55	47	0,07642	11,8	1,0	0,07642
km24+400	1	0	0,00000	0,0	1,0	0,00000
km25+000	2	1	0,00163	0,3	1,0	0,00163
km26+400	3	2	0,00325	0,5	1,0	0,00325
km26+500	3	2	0,00325	0,5	1,0	0,00325
km26+700	4	3	0,00488	0,8	1,0	0,00488
km27+000	12	10	0,01626	2,5	1,0	0,01626
km27+100	1	0	0,00000	0,0	1,0	0,00000
km28+050	1	0	0,00000	0,0	1,0	0,00000
km28+150	17	14	0,02276	3,5	1,0	0,02276
km28+900	10	8	0,01301	2,0	1,0	0,01301
km31+900	1	0	0,00000	0,0	1,0	0,00000
km34+000	1	0	0,00000	0,0	1,0	0,00000
km34+500	4	3	0,00488	0,8	1,0	0,00488
km36+200	3	2	0,00325	0,5	1,0	0,00325

Tabela 5.14. Probabilidade anual de excedência e probabilidade temporal para o setor ocidental sem quedas de rocha (continuação)

Estaca	Número de eventos	Nf/R>RT	P(Ds/R>RT)	λ	P(X≤x)	PT
km37+000	59	50	0,08130	12,5	1,0	0,08130
km37+200	25	21	0,03415	5,3	1,0	0,03415
km37+500	1	0	0,00000	0,0	1,0	0,00000
km38+000	1	0	0,00000	0,0	1,0	0,00000
km38+400	112	96	0,15610	24,0	1,0	0,15610
km39+000	2	1	0,00163	0,3	1,0	0,00163

Na qualificação da ameaça se consideraram os registros de volumes e de observações de campo para se determinar os índices de probabilidade (L), escala (S) e velocidade (R) da falha. Os indicadores de probabilidade de falha se determinaram considerando que os eventos de instabilidade ocorrem com grande frequência, sendo que estes poderiam ocorrer dentro de períodos curtos e moderados, sendo predominantes os de maior recorrência. Na coluna 2 das tabelas 1.15, 1.16 e 1.17 são atribuídos os indicadores de ameaça correspondentes.

Tabela 5.14. Avaliação da ameaça no setor ocidental

Estaca	Indicador de Probabilidade	Magnitude do evento	Escala da falha	Velocidade de falha	Qualificação da ameaça
km13+700	L1	M4	S4	R3	H3
km14+350	L1	M4	S4	R3	H3
km14+600	L1	M4	S4	R3	H3
km14+700	L1	M4	S4	R3	H3
km14+800	L2	M5	S5	R4	H4
km14+900	L1	M4	S4	R3	H3
km15+100	L1	M4	S4	R3	H3
km16+000	L1	M4	S4	R3	H3
km16+400	L1	M3	S4	R2	H3
km16+650	L1	M4	S4	R3	H3
km16+800	L1	M4	S4	R3	H3
km17+200	L2	M5	S5	R3	H3
km17+300	L2	M5	S5	R4	H4
km17+500	L1	M3	S4	R2	H3
km17+600	L2	M5	S5	R4	H4
km18+100	L1	M4	S4	R3	H3
km18+200	L1	M4	S4	R3	H3
km18+375	L2	M5	S5	R4	H4
km18+500	L1	M3	S4	R2	H3
km19+000	L1	M2	S3	R2	H2

Tabela 5.15. Avaliação da ameaça no setor ocidental (continuação)

Estaca	Indicador de Probabilidade	Magnitude do evento	Escala da falha	Velocidade de falha	Qualificação da ameaça
km19+500	L2	M5	S5	R3	H3
km19+600	L1	M4	S4	R3	H3
km20+000	L1	M2	S3	R2	H2
km21+000	L2	M5	S5	R3	H3
km21+300	L1	M4	S4	R3	H3
km21+500	L1	M4	S4	R3	H3
km22+200	L1	M4	S4	R3	H3
km22+500	L1	M4	S4	R3	H3
km23+000	L2	M5	S5	R4	H4
km23+200	L1	M4	S4	R3	H3
km23+400	L1	M4	S4	R3	H3
km24+000	L1	M4	S4	R3	H3
km24+200	L1	M4	S4	R3	H3
km24+400	L1	M2	S3	R2	H2
km25+000	L1	M4	S4	R3	H3
km26+000	L1	M3	S4	R2	H3
km26+400	L1	M2	S2	R2	H2
km26+500	L2	M4	S5	R2	H4
km26+700	L1	M2	S3	R2	H2
km26+850	L1	M4	S4	R3	H3
km27+000	L1	M4	S4	R3	H3
km27+100	L1	M4	S4	R3	H3
km28+050	L1	M4	S4	R3	H3
km28+150	L1	M4	S4	R3	H3
km28+900	L1	M4	S4	R3	H3
km29+300	L1	M4	S4	R3	H3
km30+000	L1	M4	S4	R3	H3
km30+800	L2	M5	S5	R4	H4
km31+850	L2	M5	S5	R4	H4
km31+900	L1	M3	S3	R3	H2
km32+200	L2	M4	S5	R2	H4
km34+000	L1	M4	S5	R2	H3
km34+500	L1	M3	S4	R2	H3
km36+200	L1	M3	S4	R2	H3
km37+000	L1	M3	S4	R2	H3
km37+200	L2	M4	S5	R2	H4
km37+500	L1	M4	S4	R3	H3
km38+000	L1	M2	S2	R2	H2
km38+400	L2	M4	S5	R2	H4
km39+000	L2	M4	S5	R2	H4

De acordo com as observações e registros, os movimentos de massa são muito rápidos nas zonas de quedas de rocha, rápidos nas zonas de deslizamentos e escorregamentos superficiais em solos com taludes altos, e moderados em zonas de solo e taludes relativamente baixos. Na coluna 5 das Tabelas 5.15, 5.16 e 5.17 são atribuídos os indicadores de correspondentes para cada talude.

A escala dos movimentos de massa, segundo os registros, em geral é composta de pequenos volumes, menores do que 200 m³, ou de blocos menores do que 1,0 m³. Nos locais onde se registram os maiores volumes estas são da ordem de 4500 m³. Na coluna 4 das Tabelas 5.15 a 5.17 são apresentados os indicadores atribuídos segundo os critérios da Tabela 2.16, na coluna 3 se apresentam os valores de M calculados segundo a Tabela 2.18 e, na coluna 6, se apresenta a qualificação da ameaça segundo a Tabela 2.19.

Os índices de magnitude obtidos são predominantemente M4 tanto no setor ocidental como no oriental. No setor ocidental se obteve M4 para 59 % dos locais e 50 % no setor oriental. Quando se excluíram as quedas de rocha das análises, 66 % dos locais do setor ocidental apresentaram indicador de magnitude M4.

Finalmente, usando a combinação de L e M obteve-se o índice de qualificação da ameaça. O índice predominante é H3 com 68 % dos locais para o setor ocidental e 72 % no setor oriental. Quando se excluíram as quedas de rocha das análises, 74 % dos locais do setor ocidental apresentaram indicador de qualificação da ameaça H3. Isto torna claro que em geral a estrada apresenta níveis de ameaça altos.

Tabela 5.15. Avaliação da ameaça no setor oriental

Estaca	Indicador de Probabilidade	Magnitude do evento	Escala da falha	Velocidade de falha	Qualificação da ameaça
km9+030	L1	M5	S5	R3	H2
km4+600	L1	M5	S5	R3	H2
km5+600	L1	M4	S4	R3	H3
km6+600	L1	M4	S4	R3	H3
km6+000	L1	M4	S4	R3	H3
km4+400	L1	M3	S3	R3	H2
km8+900	L1	M3	S3	R3	H2
km8+400	L1	M4	S4	R3	H3
km7+800	L1	M4	S4	R3	H3
km9+000	L1	M4	S4	R3	H3
km4+350	L1	M4	S4	R3	H3
km4+300	L1	M4	S4	R3	H3
km4+200	L1	M4	S4	R3	H3

Tabela 5.16. Avaliação da ameaça no setor oriental (Continuação)

Estaca	Indicador de Probabilidade	Magnitude do evento	Escala da falha	Velocidade de falha	Qualificação da ameaça
km6+250	L2	M2	S2	R3	H3
km5+000	L2	M2	S2	R3	H3
km4+800	L1	M2	S2	R3	H2
km4+700	L2	M2	S2	R3	H3
km4+500	L2	M2	S2	R3	H3

Tabela 5.17. Avaliação da ameaça no setor ocidental sem quedas de rocha

Estaca	Indicador de Probabilidade	Magnitude do evento	Escala da falha	Velocidade de falha	Qualificação da ameaça
km13+700	L1	M4	S4	R3	H3
km14+350	L1	M4	S4	R3	H3
km14+600	L1	M4	S4	R3	H3
km14+700	L1	M4	S4	R3	H3
km14+900	L2	M5	S5	R4	H4
km15+100	L1	M4	S4	R3	H3
km16+000	L1	M4	S4	R3	H3
km16+400	L1	M4	S4	R3	H3
km16+800	L1	M3	S4	R2	H3
km17+500	L1	M4	S4	R3	H3
km18+000	L1	M4	S4	R3	H3
km18+100	L2	M5	S5	R3	H3
km18+200	L2	M5	S5	R4	H4
km18+375	L1	M3	S4	R2	H3
km18+500	L2	M5	S5	R4	H4
km19+000	L1	M4	S4	R3	H3
km19+600	L1	M4	S4	R3	H3
km20+000	L2	M5	S5	R4	H4
km21+000	L1	M3	S4	R2	H3
km21+300	L1	M2	S3	R2	H2
km21+500	L2	M5	S5	R3	H3
km22+200	L1	M4	S4	R3	H3
km22+500	L1	M2	S3	R2	H2
km23+200	L2	M5	S5	R4	H4
km23+400	L1	M4	S4	R3	H3
km24+000	L1	M4	S4	R3	H3
km24+200	L1	M4	S4	R3	H3
km24+400	L1	M4	S4	R3	H3
km25+000	L2	M5	S5	R4	H4
km26+400	L1	M4	S4	R3	H3

Tabela 5.18. Avaliação da ameaça no setor ocidental sem quedas de rocha

Estaca	Indicador de Probabilidade	Magnitude do evento	Escala da falha	Velocidade de falha	Qualificação da ameaça
km26+500	L1	M4	S4	R3	H3
km26+700	L1	M4	S4	R3	H3
km27+000	L1	M4	S4	R3	H3
km27+100	L1	M2	S3	R2	H2
km28+050	L1	M4	S4	R3	H3
km28+150	L1	M4	S4	R3	H3
km28+900	L1	M2	S2	R2	H2
km31+900	L2	M5	S5	R4	H4
km34+000	L1	M2	S3	R2	H2
km34+500	L1	M4	S4	R3	H3
km36+200	L1	M4	S4	R3	H3
km37+000	L1	M4	S4	R3	H3
km37+200	L1	M4	S4	R3	H3
km37+500	L1	M4	S4	R3	H3
km38+000	L1	M4	S4	R3	H3
km38+400	L1	M4	S4	R3	H3
km39+000	L1	M4	S4	R3	H3

5.2 Movimentos de Massa Deflagrados por Sismo

Devido às características da estrada apresentadas na Seção 3.4, o modelo para avaliação da ameaça por movimentos de massa detonados por sismos foi aplicado no trecho 2 localizado no setor oriental da estrada. A localização da estrada e as formações geológicas bem como a localização das estações pluviométricas são mostradas na Figura 5.5.

A avaliação foi realizada considerando a abordagem probabilística apresentada na Seção 3.2. Nesta Seção se apresentam os materiais usados e os resultados obtidos.

5.2.1 Elaboração do modelo

A metodologia usada para esta avaliação de vulnerabilidade, mostrada de forma esquemática na Figura 3.3, se descreve na continuação.

Se elaborou o modelo descrito usando planilhas de cálculo em *Excel* para calcular a probabilidade de que se apresente a falha do talude incorporando o conceito de aceleração crítica analisado na Seção 3.2.

Inicialmente foi realizado um trabalho com sistemas de informação geográfica, neste caso utilizando o *software* Arcgis, para gerar o modelo digital do terreno e distribuir espacialmente as propriedades dos solos, as chuvas e as acelerações sísmicas. O terreno foi dividido em celas quadradas de 100 m de lado, mas pode-se usar celas menores, como no trabalho de Vega (2013) o qual usou celas de 50 m.

A cada tipo de material definido no mapa de geologia (Figura 5.5) foram atribuídos parâmetros de resistência ao cisalhamento e de peso específico. O modelo atribui estes parâmetros a cada cela de 100 m de lado e toma da declividade predominante na cela do modelo digital do terreno. Com isto são calculados os fatores de segurança estáticos tanto em condições saturadas quanto de umidade natural, com estes resultados calcula-se a aceleração crítica.

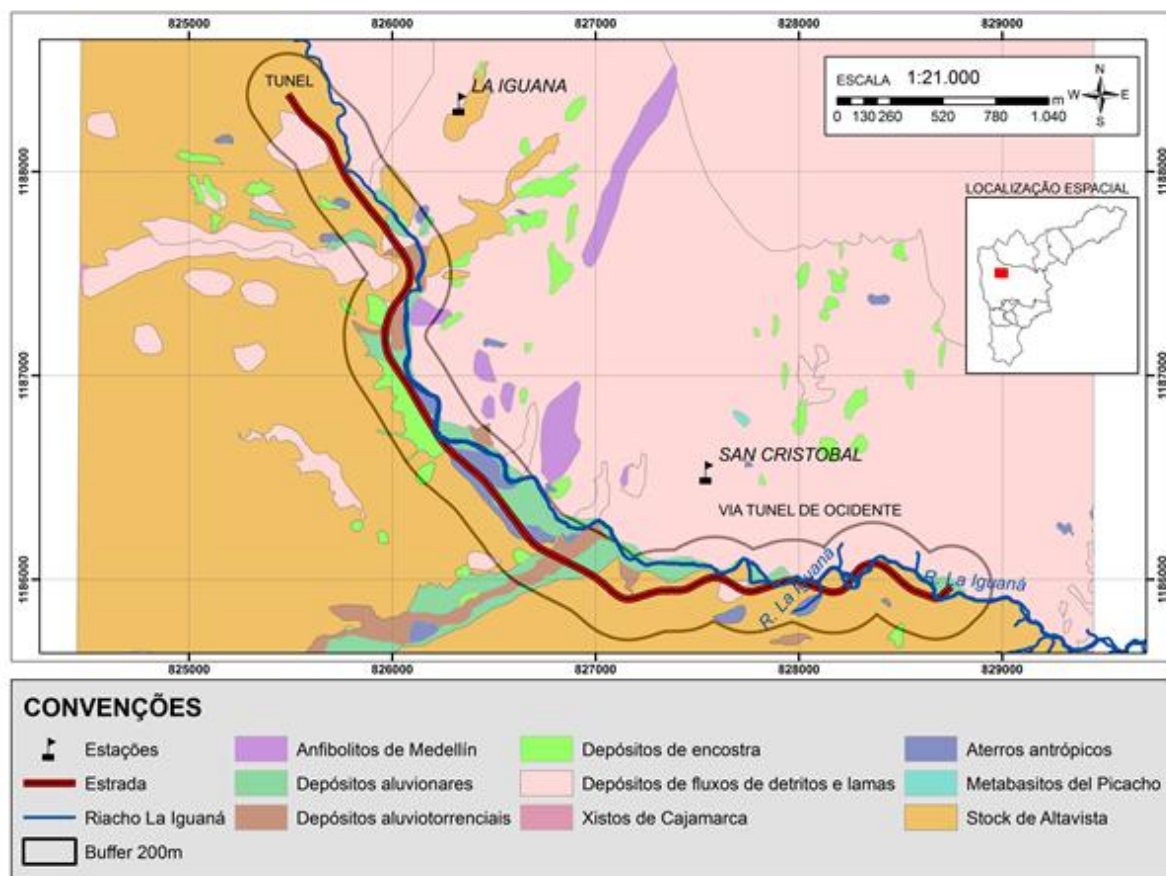


Figura 5.5. Localização do trecho estudado e geologia

A informação requerida pelo modelo deve estar no formato *raster*. Para este caso foram usadas celas quadradas de 100 m de lado. A informação usada no modelo é a seguinte:

- Modelo digital de elevação do terreno
- Informação geológica. Obteve-se um mapa de unidades geológicas.

- Distribuição da infraestrutura que se pretende estudar. Neste caso obteve-se a localização da estrada em estudo e também de uma área urbana da cidade de Medellín também avaliada.

A informação cartográfica utilizada foi tomada do modelo digital do terreno do vale de Aburrá mostrado na Figura 5.6, um mapa de formações geológicas e geomorfológicas apresentadas na Figura 5.7 , e da Figura 5.5 respectivamente. Na Figura 5.8 se apresenta a distribuição de PGA esperada no vale de Aburrá.

Com esta informação se criaram as camadas que permitem a inserção dos parâmetros de resistência necessários para os cálculos posteriores. coeficiente de variação de 10% para o ângulo de atrito, de 50% para a coesão e de 5% para o peso específico do solo.

Tabela 5.19. Parâmetros mecânicos dos solos (Hidalgo *et al.*, 2012)

Descrição	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	Coesão (kPa)
Anfibolito granatífero de Caldas	18,9	29,9	34,3
Depósitos aluvionares	17,7	29,0	35,0
Depósitos aluviotorrenciais	19	35,0	12,0
Depósitos de fluxos de detritos e/ou lamas	14,8	32,0	28,4
Xistos de Cajamarca	17,6	27,0	55,0
Aterros antrópicos	19,0	17,0	10,0
Metabasitos do Picacho	19,0	25,0	22,0

5.2.2 Fator de segurança e aceleração crítica

Inicialmente calculou-se o fator de segurança estático para diferentes valores da aceleração atuante mediante a expressão da Equação 2.15 e que se baseia no modelo da Figura 2.9.

Posteriormente calculou-se a aceleração necessária para desencadear um movimento de massa no talude, denominada aceleração crítica (a_c). Para isto usou-se a Equação 3.1. Para cada tipo de material definido no mapa de geologia se atribuíram parâmetros de resistência ao cisalhamento, e de peso específico, tomadas das bases de dados de duas empresas geotécnicas da cidade de Medellín (Vega, 2013 e Hidalgo *et al.*, 2012) e dados obtidos nesta pesquisa e mostrados na Tabela 4.4. O modelo atribui estes parâmetros a cada cela de 100 m de lado,

calcula o fator de segurança e a aceleração crítica a cela, para isto toma-se o ângulo da declividade predominante no modelo digital do terreno.

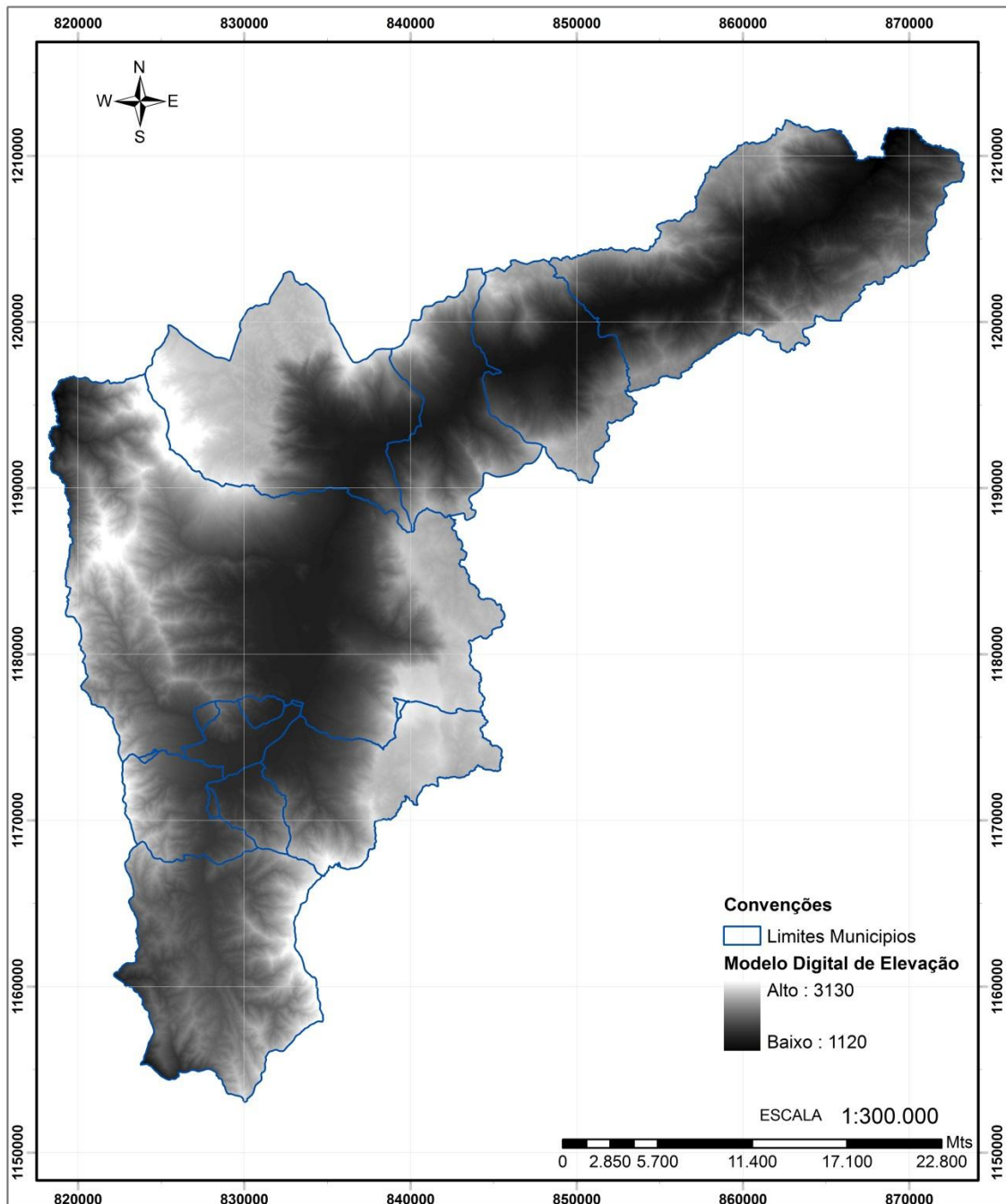


Figura 5.6. Modelo digital do terreno

Depois de realizar os cálculos deterministas dos fatores de segurança e da aceleração crítica, se realizou o cálculo da probabilidade de falha do talude incorporando a incerteza das variáveis. Para isto calculou-se o índice de confiabilidade pelo método FOSM apresentado na Seção 2.2. Usando as equações 110 e 112.

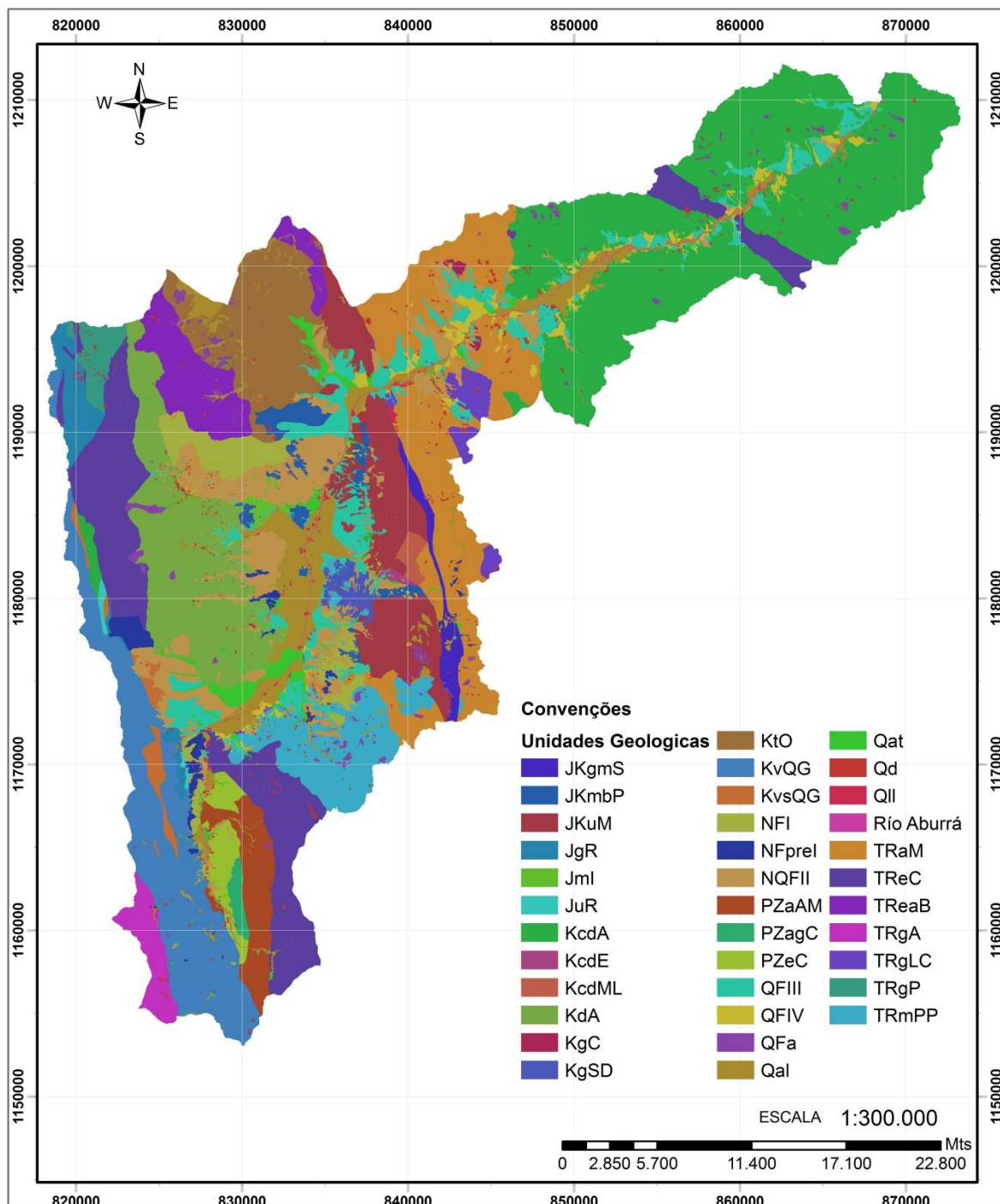


Figura 5.7. Mapa de Unidades Geológicas

Para o caso da aceleração crítica se calcula a probabilidade da aceleração crítica ser menor do que os valores de aceleração esperados para o vale de Aburrá e obtidos do estudo de microzoneamento sísmico dos municípios do Vale de Aburrá mostrados na Figura 5.8 (AMVA, 2007). Estes valores correspondem a sismos com 475 anos de período de retorno. Com isto se obtém um mapa de probabilidade de excedência da aceleração crítica (Figura 5.16). Assim, e sabendo que os eventos sísmicos considerados têm probabilidade de

excedência dada pela curva mostrada na Figura 3.4, se obtém a probabilidade anual de que possa ocorrer um movimento de massa em cada cela.

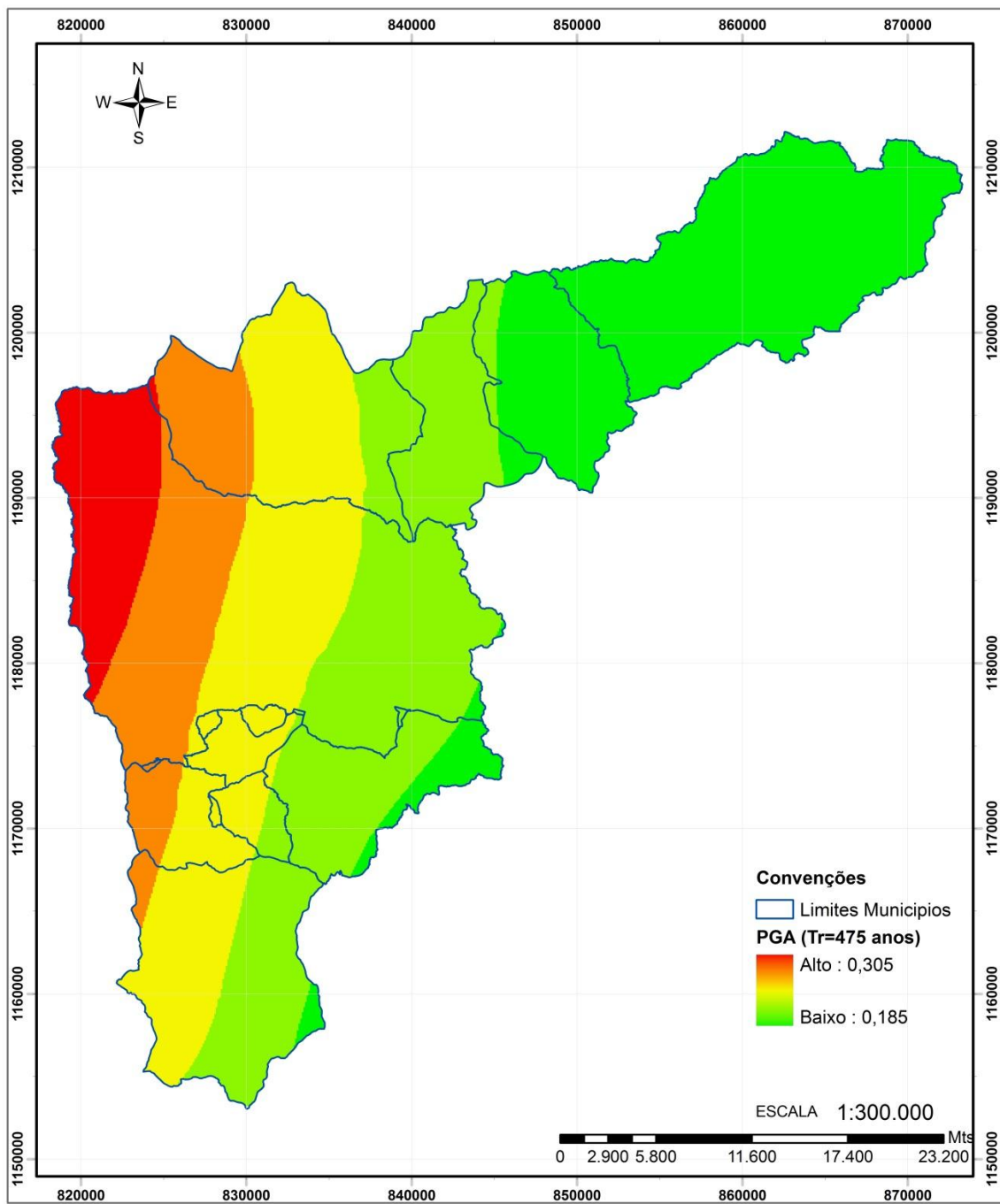


Figura 5.8. Distribuição dos valores de aceleração no nível de rocha esperados na zona para 475 anos de período de retorno. (Hidalgo *et al.*, 2012, Modificado de AMVA 2007).

5.2.3 Probabilidade de falha dos taludes

Igualmente calculou-se a probabilidade de falha dos taludes e encostas frente à ação de um sismo com aceleração de 0,2g definida pela Norma Colombiana de Projeto e Construção Sismo Resistente NSR 10 (AIS, 2010) como aceleração de projeto para a maior parte do Vale de Aburrá para um período de retorno de 475 anos (Figura 5.15).

Com estes resultados se produzem mapas que mostram distribuição do índice de confiabilidade e da probabilidade de falha em função do fator de segurança estático e da aceleração crítica. A probabilidade de falha está dada como a probabilidade de que os fatores de segurança sejam menores do que 1,0 ou que a aceleração pico PGA esperada seja maior do que a aceleração crítica.

Para identificar o efeito de diferentes magnitudes de sismo e estabelecer curvas de falha ou de fragilidade dos taludes em volta da estrada se calculou a probabilidade de falha para acelerações de 0,2; 0,3 0,4; 0,5; 0,7; 1,0; 1,5 e 2,0 g, como subsídio para o cálculo do risco.

A partir das acelerações críticas são calculados os deslocamentos usando as equações 21, 23 e 24 e a probabilidade de que estes sejam maiores do que 5, 10 ou 15 cm usando a Equação 3.6. Com estas probabilidades e as probabilidades de que os taludes apresentem falha, calculadas na Seção 5.2.3, se calculam as probabilidades das interseções definidas na Seção 2.2.2 e usando a Equação 2.25. Com isto se obtém as curvas de fragilidade dos taludes que permitem estimar a probabilidade de ter danos de diferentes grandezas.

Seguindo os conceitos apresentados no Capítulo 2, Seção 2.3, se determinou a probabilidade de saturação do solo. Para isto foram tomados os dados de chuva para um período de 20 anos na estação pluviométrica de San Cristóbal, além de se organizar os registros e se calcular as janelas móveis de chuva acumulada de 15 dias e de 5 dias para cada data. Calculou-se igualmente para cada data o valor da chuva de 5 dias usando o limiar definido na Equação 5.4 e se estabeleceu a comparação entre os valores de chuva de 5 dias, determinando que a probabilidade de saturação é a probabilidade de que o par ordenado (LL_{15} , LL_5) esteja acima da reta do limiar de falha, ou seja, se considera que o solo estará saturado quando se satisfizer a relação:

$$LL_{5m} \geq LL_5 \quad (5.11)$$

onde LL_{5m} é a chuva acumulada de 5 dias calculada a partir dos registros dos pluviômetros e LL_5 é a chuva acumulada de 5 dias calculada com o limiar obtido para o local.

Também se determinou o número de vezes em que o limiar foi excedido durante o período de registros e este número de ocorrências se dividiu pelo número total de registros de chuva para estabelecer a probabilidade de que o limiar seja excedido. Para este caso significa que, além dos efeitos descritos na Seção 5.1, o solo atingiu condição crítica de saturação. Neste caso, dado que o comprimento do trecho analisado é pequeno, se usaram os dados de uma única estação, obtendo um valor da probabilidade de saturação de 0,93, constante para todo o trecho. Porém, quando trate-se de trechos maiores, isto é, com comprimentos maiores do que 15 km deverão ser usadas várias estações e a probabilidade de falha de cada estação pode se distribuir espacialmente em cada cela por meio de um processo geoestatístico de interpolação como o método de Kriging.

Com a probabilidade de saturação de 0,93 obtida, e as probabilidades de falha em condição úmida e saturada, se calculou a probabilidade total de cada cela usando a Equação 3.5, obtendo valores representáveis em mapas de ameaça como mostrado na Figura 5.15.

Para avaliar a probabilidade de falha sobre a estrada, se tomou uma zona de influência de 200 m em cada lado da estrada, na qual se determinaram as zonas mais críticas para cada valor de A_h . Com estas análises se determinou uma curva para cada cela nos quais sua probabilidade de falha será a mesma da estrada no trecho mais próximo.

Inicialmente foi realizada uma série de corridas do modelo para eliminar algumas variáveis da análise e depois procedeu-se o cálculo das probabilidades de falha.

A profundidade da superfície de falha foi a primeira variável analisada. Realizaram-se várias rodadas do modelo considerando diferentes profundidades da superfície de falha, 5, 10 e 20 m. Tomando como referência o caso da superfície de falha aos 5 m de profundidade, se observou diminuição do fator de segurança da ordem de 20% quando a profundidade foi 10 m e de 30% quando esta foi de 20 m.

A segunda variável analisada foi a da profundidade do nível freático. Foram realizadas rodadas do modelo com o nível freático com a superfície de falha a 5 m. Consideraram-se profundidades de água de 0, 3 e de 5 m. Tomando como referência o caso da superfície de falha a 5 m e o nível de água coincidindo com a superfície de falha ($H_w=0$) se observou diminuição do fator de segurança da ordem de 20% quando o nível da água foi 3 m e de 33% quando $H_w=5$ m.

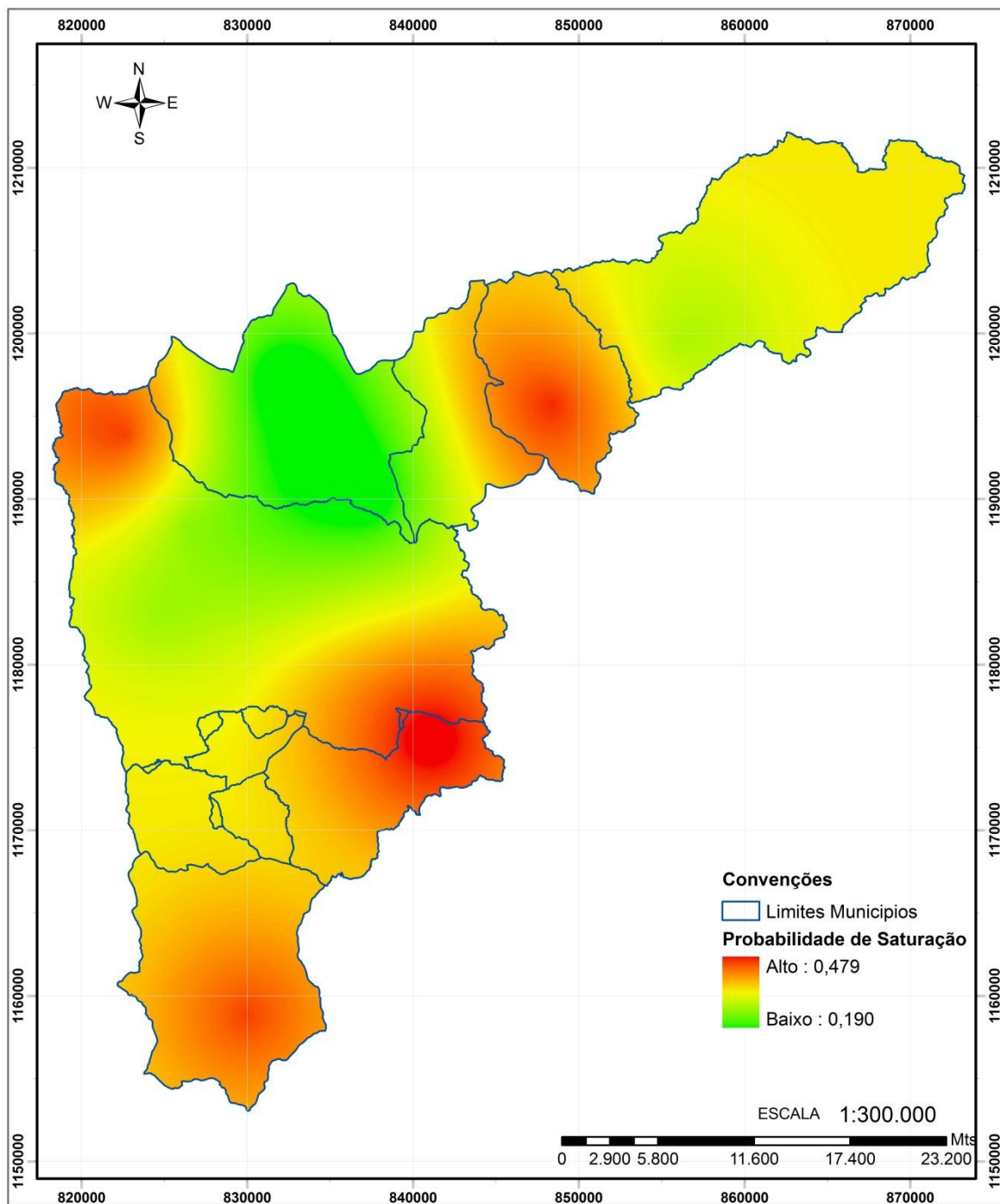


Figura 5.9. Distribuição da probabilidade de saturação no vale de Aburrá (Vega, 2013).

De acordo com a experiência do autor e consultas realizadas com especialistas consultores, na região do Vale de Aburrá os deslizamentos se apresentam com maior frequência em temporadas chuvosas. Isto provém de acréscimo da saturação do solo com a consequente diminuição da coesão deste e do aumento da poropressão e, como se mostrou na Seção 5.1, nesta zona da estrada avaliada existe alta incidência das chuvas sobre a ocorrência de movimentos de massa. Por isto e para efeitos da análise neste trabalho se consideraram

duas situações: uma na qual o nível da água se apresenta na condição mais crítica, ou seja, $H_w = 5$ m, e outra favorável na qual $H_w = 0$.

Para as condições propostas foi determinada a aceleração crítica, a probabilidade de falha por deslizamento e a probabilidade de ocorrência de danos em cada cela. Em cada caso se realizaram os cálculos considerando uma condição seca, outra saturada e a probabilidade total considerando a Equação 3.5. Para os danos se considerou como limiar um deslocamento de 5,0 cm. A seguir são analisados os resultados na área mais próxima da estrada mostrada na Figura 5.5.

Embora no Capítulo 3 tenha sido justificada a seleção do método FOSM por seu uso fácil no modelo de cálculo, neste capítulo foi feita avaliação comparativa entre os resultados mediante este método e resultados utilizando o método de Monte Carlo. Para a simulação de Monte Carlo foi utilizado o *software @Risk* (Palisade, 2010).

Para a comparação dos resultados obtidos se tomou uma amostra de celas constituídas por solos residuais do stock de Altavista por serem os solos nos quais se obtém o melhor estimativo da sua incerteza dado que foram determinados seus parâmetros a partir de um número representativo de ensaios de cisalhamento. Tomaram-se 39 celas, esta quantidade foi tomada aleatoriamente com o único critério de que fosse uma quantidade maior do que 30. Na Tabela 5.20 se apresentam algumas estatísticas básicas para os erros calculados. Sendo o erro:

$$Erro = \frac{Pf_M - Pf_F}{Pf_M} * 100 \quad (5.12)$$

onde Pf_M é a probabilidade de falha calculada pelo método de Monte Carlo e Pf_F é a probabilidade de falha calculada pelo método FOSM

Tabela 5.20. Erro ao calcular a probabilidade de falha FOSM-Monte Carlo

Item	Probabilidade de falha em termos de Ac Erro (%)			Probabilidade de falha em termos de FS Erro (%)			Probabilidade de falha em termos de Dn Erro (%)		
	Saturado	Natural	Total	Saturado	Natural	Total	Saturado	Natural	Total
Média	3,7	15,5	4,4	4,4	1,6	5,3	10,4	12,4	10,4
Desvio padrão	0,4	1,3	0,4	0,2	0,6	0,3	5,1	5,7	4,5
Mínimo	3,0	13,3	3,7	4,1	0,3	4,9	0,9	1,4	2,0
Máximo	4,3	17,9	5,1	4,8	2,1	5,8	17,7	20,5	16,6
CV (%)	10,5	8,6	9,8	4,3	39,8	4,7	49,7	45,9	42,9

Observa-se que em média o erro que se comete no modelo, comparando com cálculos realizados pelo método de Monte Carlo, em geral é da ordem de 5% quando se calcula a probabilidade de falha em termos do fator de segurança e da aceleração crítica, e 10% quando

se consideram os deslocamentos. Nas Figura 5.10 a Figura 5.13 é mostrada a variação do erro nas diferentes condições. Na simulação de Monte Carlo foram realizadas 5000 iterações em cada rodada.

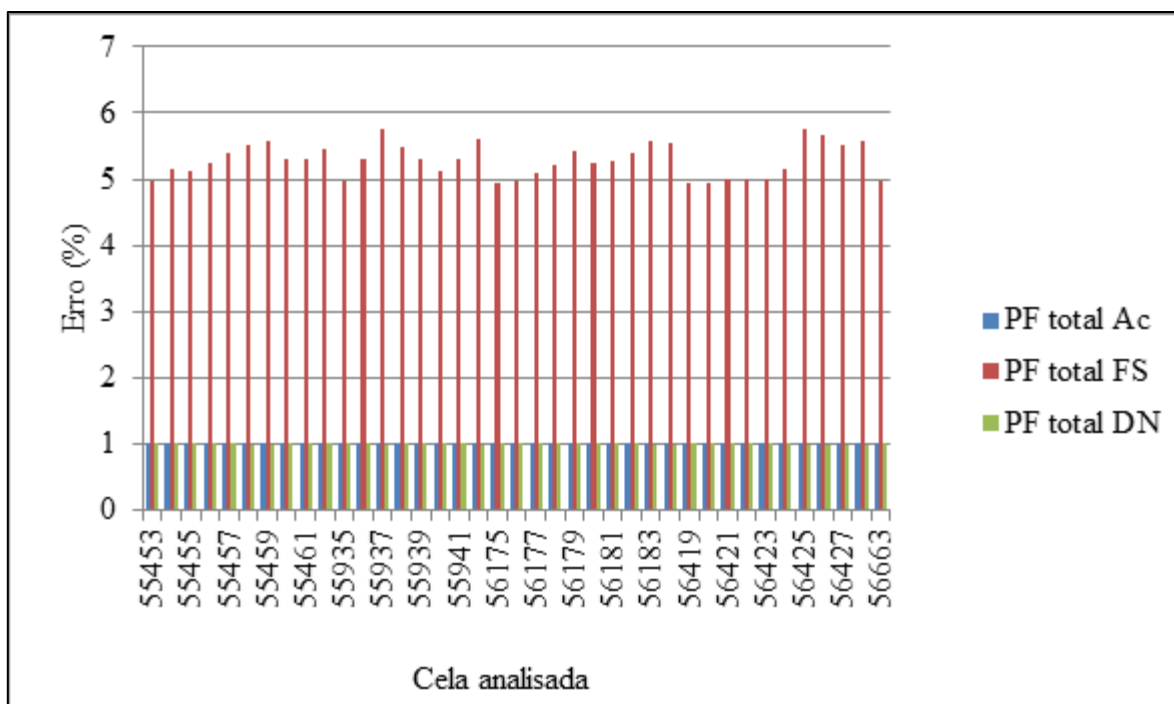


Figura 5.10. Erro na determinação da probabilidade total de falha em termos do fator de segurança, deslocamento e de aceleração crítica.

Embora em termos absolutos o erro possa ser considerado alto, em se tratando de probabilidades, nas quais em geral se fala de ordens de grandeza mais do que de valores exatos, para efeitos práticos este modelo usando o método FOSM consegue boa aproximação da probabilidade de falha dos taludes.

Como se observa na Tabela 5.21, a aceleração crítica varia entre 0 e 0,89g com média de 0,27 g quando se considera o solo saturado e entre 0,11 g e 2,2 g com média de 0,69 g em condição seca. Isto implica em que a probabilidade total de que a aceleração de 0,2g supere a aceleração crítica seja em média de 0,46 e pode chegar ao máximo de 0,98 nos locais mais críticos.

Na Tabela 5.22 se apresenta um resumo dos resultados para a probabilidade do fator de segurança ser menor do que 1,0 quando ocorre um sismo que gere aceleração de 0,2g. A probabilidade de falha total situa-se na média de 0,46 e pode chegar a 0,97 nos locais mais críticos. Nas outras colunas se apresentam os valores médios, desvio padrão e valores extremos em toda a área considerada.

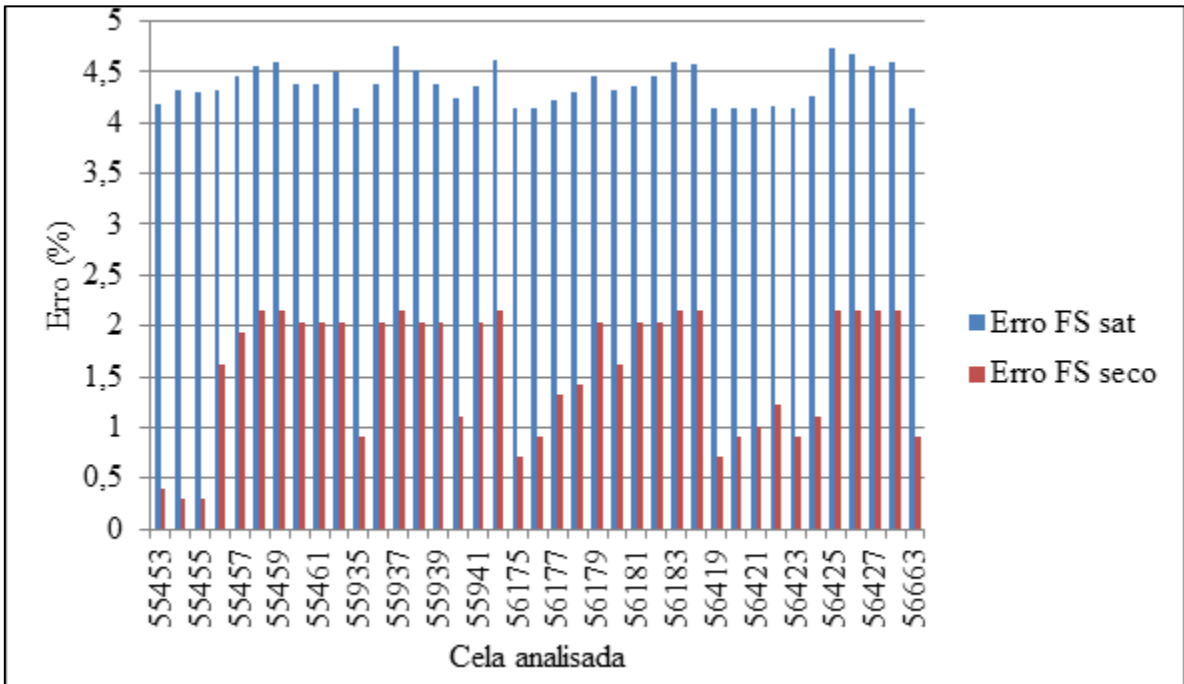


Figura 5.11. Erro na determinação da probabilidade de falha em termos do fator de segurança em condições secas e saturadas.

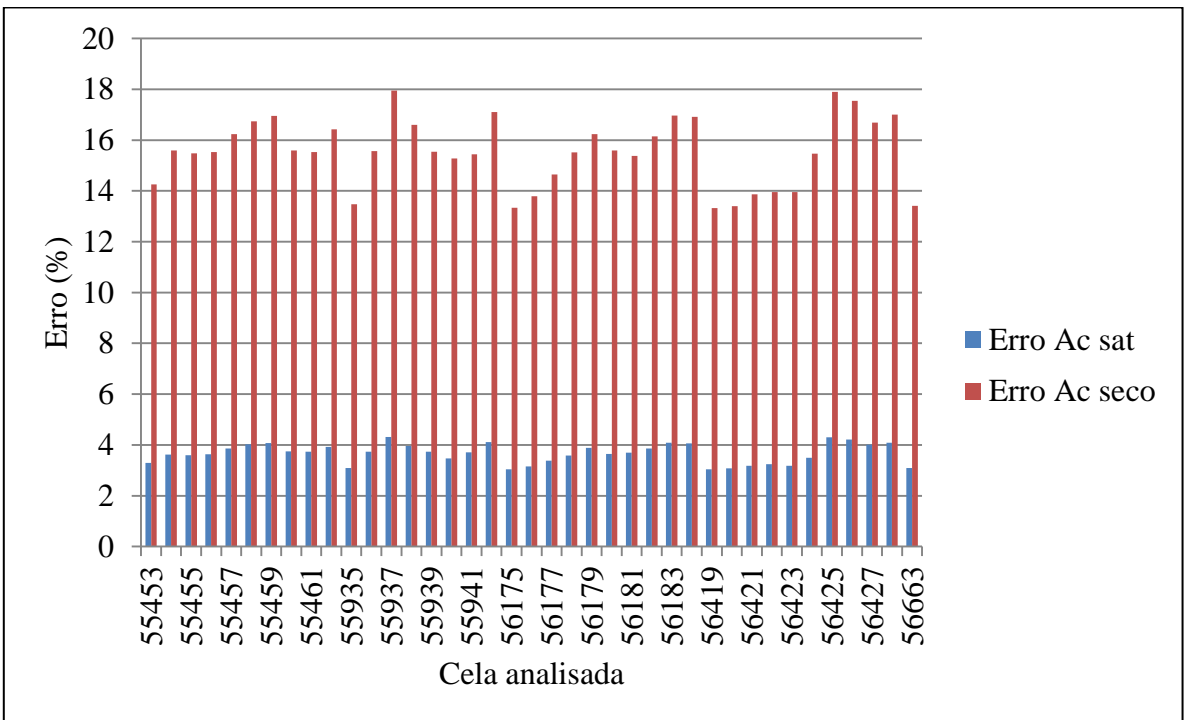


Figura 5.12. Erro na determinação da probabilidade de falha em termos da aceleração crítica em condições secas e saturadas.

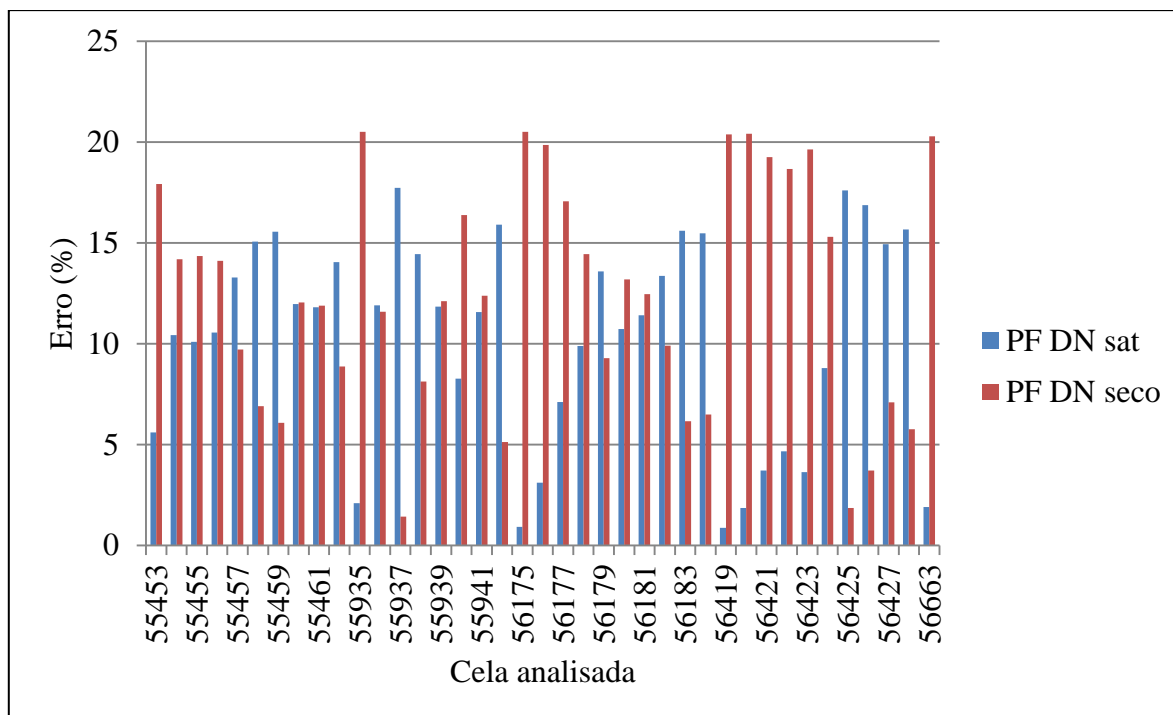


Figura 5.13. Erro na determinação da probabilidade de falha em termos do deslocamento em condições secas e saturadas.

Tabela 5.21. Resultados de aceleração crítica a área completa da Figura 5.5 e probabilidade de falha com $A_h=0,2g$.

	FS estático-sát.	FS estático-seco	Ac sat. (g)	Ac seca (g)	βAc sat.	PF sat-Ac	βAc seco	PF seca-Ac	PF total-Ac
Média	2,36	4,28	0,27	0,69	0,05	0,48	0,51	0,31	0,46
Desvio padrão	0,97	1,50	0,14	0,14	0,34	0,07	0,16	0,05	0,07
Máximo	8,50	17,57	0,89	2,20	0,78	1,00	1,47	0,80	0,98
Mínimo	0,64	1,36	0,00	0,11	-10,58	0,22	-0,83	0,07	0,21

Os deslocamentos estimados para a aceleração de 0,2g, quando saturados, variam entre 0,02 e 232,4 cm com média 0,51 e com probabilidade média de 0,02 de ser maiores do que 5 cm (Tabela 5.22). Para condições secas ou úmidas, foram obtidos deslocamentos máximos de 0,26 cm com probabilidade nula de superar o limite de 5 cm, com estes valores se obtém uma probabilidade total de exceder os 5 cm com média 0,02.

Finalmente, na última coluna da Tabela 5.22 se apresentam os dados estatísticos da probabilidade de que se apresentem simultaneamente a falha do talude e de deslocamentos maiores do que 5 cm. Estes valores situam-se entre 0 e 0,45 com média 0,01. Ou seja, a probabilidade de que se apresentem danos por movimentos de massa detonados por um sismo

com um período de retorno de 475 e probabilidade de 10% de ocorrer em 50 anos e da ordem de 2×10^{-2} .

Tabela 5.22. Resultados de probabilidade do fator de segurança ser menor do que 1,0 quando $A_h=0,2g$, para área completa da Figura 5.5.

	FS pseudoestático co-seco	FS pseudoestático co-sát.	β saturada FS	PF-FS sát.	β seco - FS	PF seca - FS	PF total-FS
Média	2,50	2,36	0,06	0,48	0,52	0,30	0,46
Desvio padrão	1,00	0,97	0,22	0,08	0,16	0,05	0,07
Máximo	9,32	8,50	0,78	0,99	1,48	0,78	0,97
Mínimo	0,70	0,64	-2,32	0,22	-0,76	0,07	0,21

Tabela 5.23. Probabilidade do deslocamento ser maior do que 5 cm quando $A_h=0,2g$, para área completa da Figura 5.5

	DN sát.	β saturada DN	PF DN Sat	DN seco	β seco DN	PF- Dn seco	Total - DN	$PFS < 1 \cap PD N > 5$
Média	0,51	-15649,53	0,02	0,03	-613,47	0,00	0,02	0,01
Desvio padrão	5,59	306337,95	0,10	0,01	3020,32	0,00	0,09	0,06
Máximo	232,42	0,05	0,52	0,26	-23,31	0,00	0,48	0,45
Mínimo	0,02	-10814651,1	0,00	0,01	-120608,3	0,00	0,00	0,00

Além da avaliação para a aceleração da $0,2g$, e considerando que para períodos de recorrência maiores poderiam ser esperados sismos de maior magnitude. Calculou-se respectivamente o fator de segurança e o coeficiente de confiabilidade para valores de A_h de 0,3; 0,4; 0,5; 0,7, 1,0, 1,5 e 2,0. Com isto se obteve para cada cela uma série de dados que permitem estabelecer uma curva da probabilidade de falha em função da aceleração pico do solo. Na Figura 5.14 é mostrada a curva obtida para uma das celas. Estas curvas permitem fazer uma avaliação de acordo com a capacidade de amplificação do solo e segundo a probabilidade de ocorrência de sismos com diferentes intensidades.

Um processo similar é seguido com o fator de segurança, o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha, para a mesma faixa de valores de A_h . A probabilidade de falha determinou-se assumindo uma distribuição de probabilidade normal para o fator de segurança. Cabe anotar que também se avaliou considerando uma distribuição lognormal, observando que os resultados com a distribuição normal são mais preventivos. Nas Figura 5.15, Figura 5.16 e Figura 5.17 são apresentadas mapas com a distribuição dos resultados de probabilidade

do fator de segurança ser menor do que 1,0 para acelerações de 0,2 e 1,0 g e da probabilidade da aceleração crítica ser menos que 2,0 g.

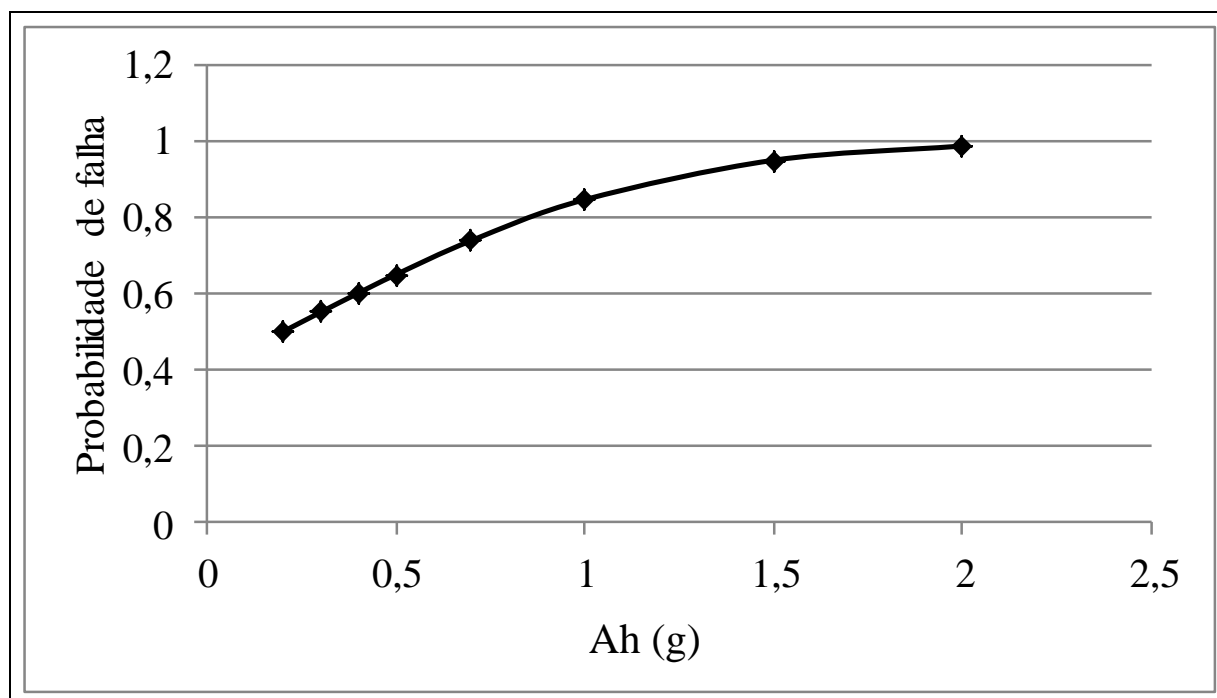


Figura 5.14. Curva de probabilidade total de falha em termos de β_1 .

Foram analisados os resultados ao longo da estrada determinados numa área estreita com largura de 200 m a cada lado da estrada. Como se aprecia na Tabela 5.24 a aceleração crítica varia entre 0 e 0,66g com média de 0,16g quando se considera o solo saturado e entre 0,11g e 1,52g com média 0,67g em condição seca. Isto implica em que a probabilidade total de que a aceleração de 0,2g supere a aceleração crítica seja em média de 0,47 e possa atingir o máximo de 0,92 nos locais mais críticos que se ressaltam com cores mais escuras na Figura 5.16. Estes locais são zonas de alta declividade e correspondem a zonas onde têm ocorrido deslizamentos durante a operação da estrada e correspondem a locais como km4+600, km5+600, km6+600, km4+400, km8+400 e km4+200 tratados na Seção 5.1.

Na Tabela 5.25 se apresenta um resumo dos resultados para probabilidade do fator de segurança ser menor do que 1,0 quando atua um sismo que gera aceleração de 0,2g. Os fatores de segurança apresentam alguns valores menores do que 1,0, mas trata-se de pontos isolados, 2 no total, com declividade muito alta e materiais de baixas especificações por se tratar de depósitos antrópicos e não afetam o comportamento geral da estrada e portanto não serão analisados de novo. A probabilidade de falha total fica na média de 0,47 e pode chegar a 0,97 nos locais mais críticos. Nas outras colunas se apresentam os valores médios, desvio padrão e valores extremos em toda a área calculada.

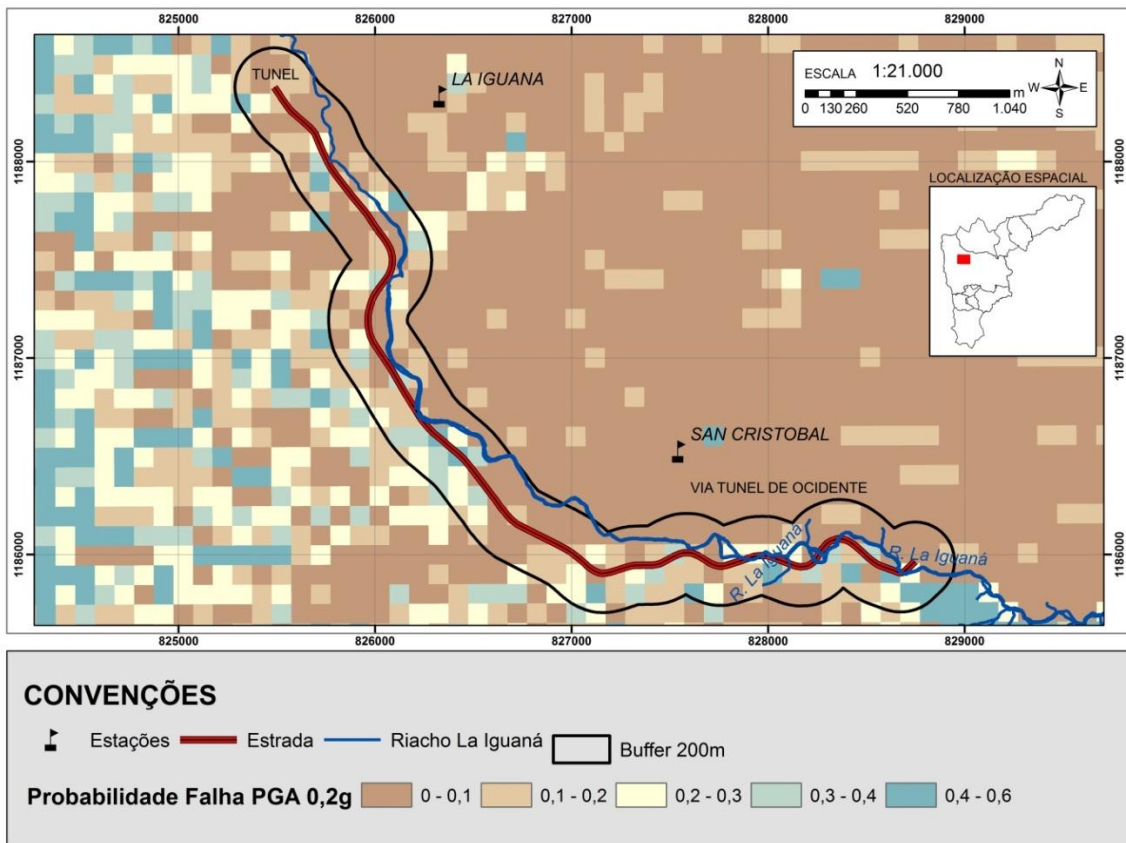


Figura 5.15. Distribuição da probabilidade de falha total para $A_h=0,2g$

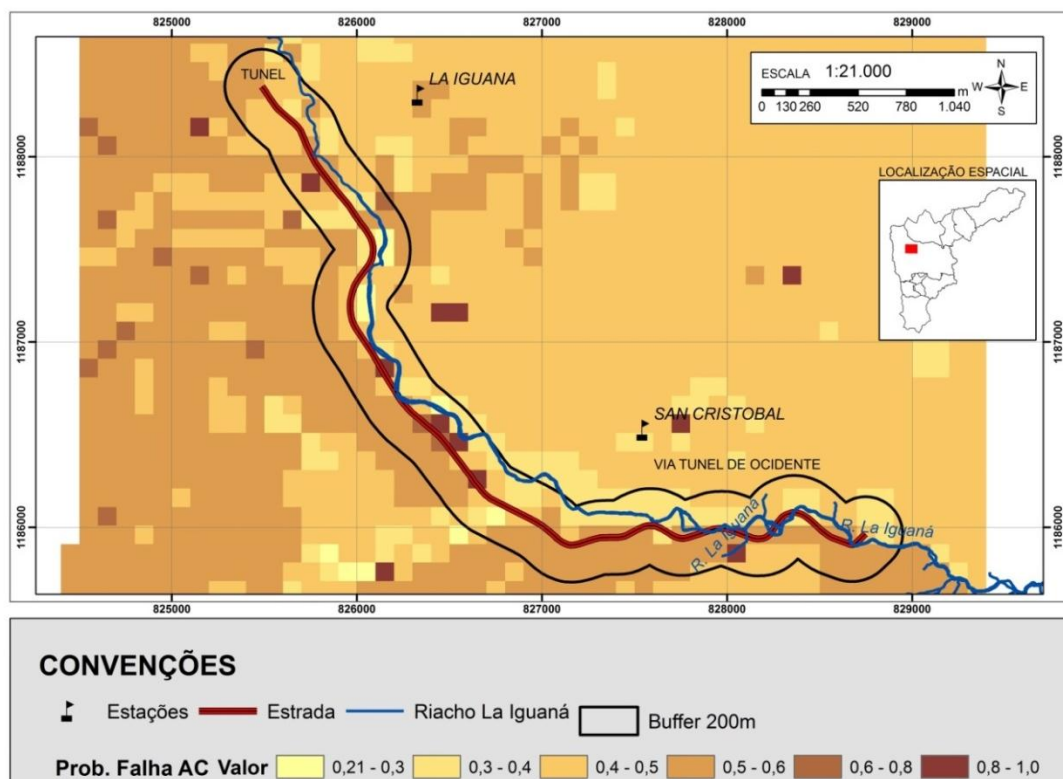


Figura 5.16. Probabilidade total de que a aceleração crítica seja menor do que $0,2g$.

Tabela 5.24. Resultados de aceleração crítica a área próxima (200 m) da via na Figura 5.5 e probabilidade de falha com $A_h=0,2g$.

	FS estático- sát.	FS estático- seco	Ac sát. (g)	Ac seca (g)	β Ac sát.	PF sat-Ac	β Ac seco	PF seca- Ac	PF total- Ac
Média	2,67	4,87	0,27	0,67	0,04	0,48	0,56	0,29	0,47
Desvio padrão	1,38	2,08	0,16	0,17	0,31	0,12	0,27	0,08	0,10
Máximo	8,50	13,25	0,66	1,52	0,78	0,99	1,47	0,80	0,92
Mínimo	0,81	1,36	0,00	0,11	-1,63	0,22	-0,83	0,07	0,21

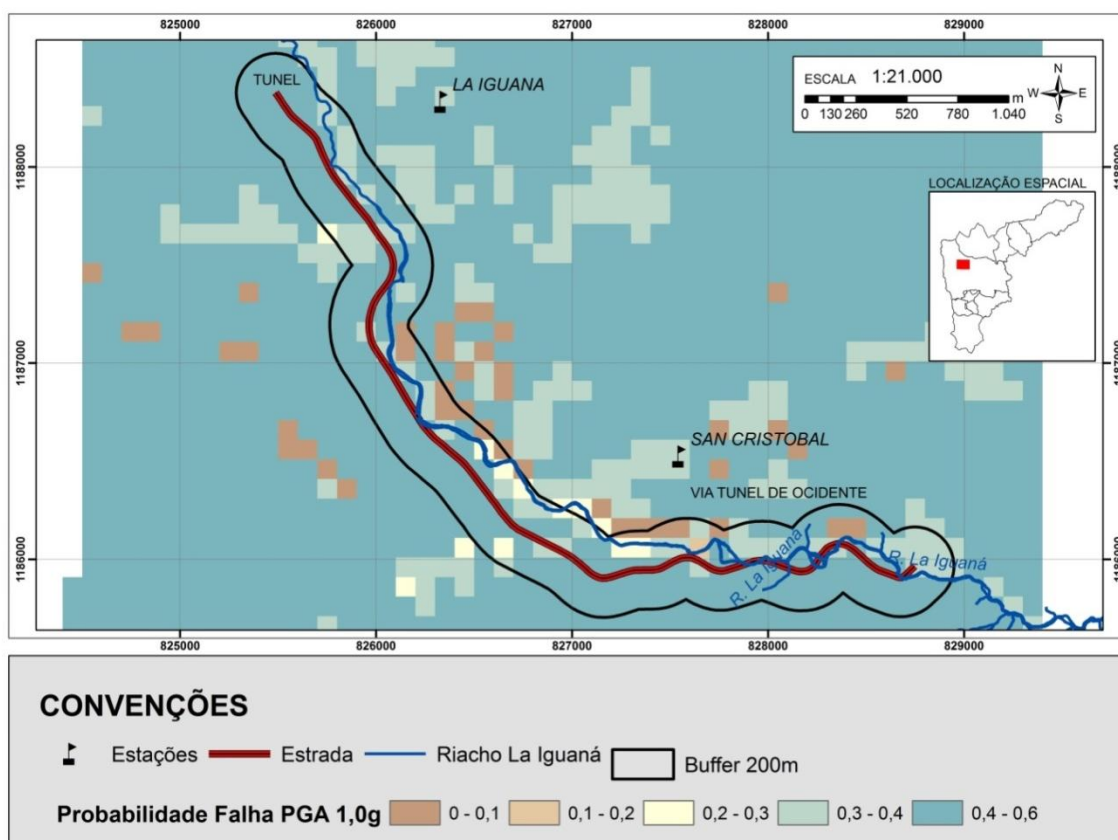


Figura 5.17. Valores de probabilidade total de falha para $PGA=1,0g$.

Os deslocamentos estimados para a aceleração de $0,2g$, quando saturados, variam entre $0,03$ e $232,4$ cm com média de $1,49$ com probabilidade média de $0,01$ de serem maiores do que 5 cm (Tabela 5.26). Para condições secas ou úmidas, foram obtidos deslocamentos máximos de $0,26$ cm com probabilidade nula de superar o limite de 5 cm. Com estes valores se obtém probabilidade total de exceder os 5 cm com média $0,01$.

Finalmente, na última coluna da Tabela 5.26 se apresentam os dados estatísticos da probabilidade de que se apresentem simultaneamente a falha do talude e deslocamentos

maiores do que 5 cm. Estes valores apresentam valores entre 0 e 0,45 com média 0,01. Ou seja, a probabilidade de que ocorram danos por movimentos de massa detonados por um sismo com um período de retorno de 475 anos e probabilidade de 10% de ocorrer em 50 anos é da ordem de 10^{-2} .

Tabela 5.25. Resultados de probabilidade do fator de segurança ser menor do que 1,0 quando $A_h=0,2g$, para a área próxima (200 m) da via na Figura 5.5.,

	FS pseudoestático-seco	FS pseudoestático-sát.	β saturada FS	PF-FS sát.	β seco -FS	PF seca - FS	PF total-FS
Média	2,25	1,22	0,03	0,48	0,57	0,29	0,47
Desvio padrão	0,56	0,43	0,38	0,12	0,27	0,08	0,11
Máximo	4,91	2,37	0,78	0,99	1,48	0,78	0,97
Mínimo	0,83	0,51	-2,32	0,22	-0,76	0,07	0,21

Além da avaliação para a aceleração da 0,2g, e considerando que, para períodos de recorrência maiores, poderiam ser esperados sismos de maior amplitude.

Tabela 5.26. Resultados de probabilidade dos deslocamentos serem maiores do que 5 cm quando $A_h=0,2g$, para a área próxima (200 m) da via mostrada na Figura 5.5

	DN sát.	β saturada DN	PF DN Sat	DN seco	β seco DN	PF- Dn seco	Total - DN	PFS<1 \cap PDN >5
Média	1,49	-14350,31	0,02	0,03	-535,15	0,00	0,01	0,01
Desvio padrão	16,10	72281,39	0,08	0,03	904,62	0,00	0,08	0,06
Máximo	232,42	0,03	0,51	0,26	-23,31	0,00	0,48	0,45
Mínimo	0,03	-734414,09	0,00	0,01	-13314,80	0,00	0,00	0,00

5.2.4 Avaliação da ameaça

Para efeitos desta avaliação, a área estreita ao longo da estrada foi dividida em trechos de 100 m de comprimento e a todas as áreas resultantes foram atribuídas suas respectivas probabilidades, calculadas como as médias das celas envolvidas, para aceleração de 0,2g. Com estes resultados, e sabendo que o sismo apresenta probabilidade de 10% de ocorrer em 50 anos, se calcularam as probabilidades anuais de excedência para todo o setor oriental. Na Tabela 5.27 se apresentam os resultados para os trechos definidos. Na segunda coluna se contém a probabilidade anual de falha do talude calculada, e dada como a probabilidade de

que o fator de segurança seja menor do que 1,0 ou que a aceleração crítica seja menor do que 0,2g. o que, para efeitos de cálculo se considera como a probabilidade temporal de falha do talude.

Tabela 5.27. Probabilidade temporal de falha dos taludes para o setor oriental

Estaca	Pfsat	Pfseco	PFT	Probabilidade anual do sismo	Probabilidade anual de falha
km4+100	0,48	0,28	0,46	0,002	0,00093
km4+200	0,49	0,32	0,48	0,002	0,00096
km4+300	0,47	0,27	0,45	0,002	0,00090
km4+400	0,48	0,30	0,47	0,002	0,00094
km4+500	0,45	0,29	0,44	0,002	0,00088
km4+600	0,33	0,10	0,32	0,002	0,00063
km4+700	0,48	0,32	0,47	0,002	0,00094
km4+800	0,46	0,31	0,45	0,002	0,00090
km4+900	0,53	0,32	0,51	0,002	0,00102
km5+000	0,46	0,30	0,45	0,002	0,00089
km5+100	0,39	0,23	0,38	0,002	0,00077
km5+200	0,44	0,30	0,43	0,002	0,00086
km5+300	0,49	0,28	0,48	0,002	0,00096
km5+400	0,51	0,32	0,49	0,002	0,00099
km5+500	0,48	0,29	0,46	0,002	0,00093
km5+600	0,42	0,28	0,41	0,002	0,00083
km5+700	0,58	0,34	0,56	0,002	0,00112
km5+800	0,52	0,32	0,51	0,002	0,00101
km5+900	0,56	0,36	0,55	0,002	0,00110
km6+000	0,47	0,29	0,46	0,002	0,00091
km6+100	0,45	0,31	0,44	0,002	0,00089
km6+200	0,60	0,35	0,58	0,002	0,00116
km6+300	0,55	0,30	0,54	0,002	0,00107
km6+400	0,44	0,28	0,43	0,002	0,00086
km6+500	0,48	0,26	0,46	0,002	0,00092
km6+600	0,44	0,32	0,43	0,002	0,00086
km6+700	0,59	0,43	0,58	0,002	0,00115
km6+800	0,71	0,46	0,69	0,002	0,00139
km6+900	0,56	0,33	0,55	0,002	0,00109
km7+000	0,63	0,35	0,61	0,002	0,00122
km7+100	0,53	0,28	0,52	0,002	0,00103
km7+200	0,45	0,27	0,44	0,002	0,00087
km7+300	0,47	0,27	0,45	0,002	0,00091
km7+400	0,48	0,27	0,47	0,002	0,00093
km7+500	0,50	0,27	0,48	0,002	0,00096
km7+600	0,41	0,26	0,40	0,002	0,00081
km7+700	0,42	0,19	0,40	0,002	0,00080

Tabela 5.26. Probabilidade temporal de falha dos taludes para o setor oriental (Continuação)

Estaca	Pfsat	Pfseco	PFT	Probabilidade anual do sismo	Probabilidade anual de falha
km7+800	0,48	0,30	0,47	0,002	0,00093
km7+900	0,42	0,24	0,41	0,002	0,00081
km8+000	0,46	0,29	0,45	0,002	0,00089
km8+100	0,34	0,21	0,33	0,002	0,00066
km8+200	0,40	0,23	0,38	0,002	0,00077
km8+300	0,55	0,24	0,53	0,002	0,00106
km8+400	0,47	0,25	0,46	0,002	0,00091
km8+500	0,47	0,28	0,46	0,002	0,00091
km8+600	0,53	0,29	0,52	0,002	0,00103
km8+700	0,45	0,29	0,44	0,002	0,00088
km8+800	0,47	0,29	0,46	0,002	0,00091
km8+900	0,45	0,26	0,44	0,002	0,00087
km9+100	0,48	0,29	0,47	0,002	0,00094

Na Tabela 5.28 se apresentam os indicadores de avaliação da ameaça. Como se observa, a totalidade dos locais avaliados apresenta um índice H4, que representa condição de ameaça alta.

Tabela 5.28. Avaliação da ameaça por sismo no setor oriental

Estaca	Indicador de Probabilidade	Magnitude do evento	Escala da falha	Velocidade de falha	Qualificação da ameaça
km4+100	L3	M5	S5	R3	H4
km4+200	L3	M5	S5	R3	H4
km4+300	L3	M4	S4	R3	H4
km4+400	L3	M4	S4	R3	H4
km4+500	L3	M4	S4	R3	H4
km4+600	L3	M3	S3	R3	H4
km4+700	L3	M3	S3	R3	H4
km4+800	L3	M4	S4	R3	H4
km4+900	L3	M4	S4	R3	H4
km5+000	L3	M4	S4	R3	H4
km5+100	L3	M4	S4	R3	H4
km5+200	L3	M4	S4	R3	H4
km5+300	L3	M4	S4	R3	H4
km5+400	L3	M2	S2	R3	H4
km5+500	L3	M2	S2	R3	H4
km5+600	L3	M2	S2	R3	H4
km5+700	L3	M2	S2	R3	H4
km5+800	L3	M2	S2	R3	H4

Tabela 5.27. Avaliação da ameaça por sismo no setor oriental (Continuação)

Estaca	Indicador de Probabilidade	Magnitude do evento	Escala da falha	Velocidade de falha	Qualificação da ameaça
km5+900	L3	M2	S2	R3	H4
km6+000	L3	M2	S2	R3	H4
km6+100	L3	M2	S2	R3	H4
km6+200	L3	M2	S2	R3	H4
km6+300	L3	M2	S2	R3	H4
km6+400	L3	M2	S2	R3	H4
km6+500	L3	M2	S2	R3	H4
km6+600	L3	M2	S2	R3	H4
km6+700	L3	M2	S2	R3	H4
km6+800	L3	M2	S2	R3	H4
km6+900	L3	M2	S2	R3	H4
km7+000	L3	M2	S2	R3	H4
km7+100	L3	M2	S2	R3	H4
km7+200	L3	M2	S2	R3	H4
km7+300	L3	M2	S2	R3	H4
km7+400	L3	M2	S2	R3	H4
km7+500	L3	M2	S2	R3	H4
km7+600	L3	M2	S2	R3	H4
km7+700	L3	M2	S2	R3	H4
km7+800	L3	M2	S2	R3	H4
km7+900	L3	M2	S2	R3	H4
km8+000	L3	M2	S2	R3	H4
km8+100	L3	M2	S2	R3	H4
km8+200	L3	M2	S2	R3	H4
km8+300	L3	M2	S2	R3	H4
km8+400	L3	M2	S2	R3	H4
km8+500	L3	M2	S2	R3	H4
km8+600	L3	M2	S2	R3	H4
km8+700	L3	M2	S2	R3	H4
km8+800	L3	M2	S2	R3	H4
km8+900	L3	M2	S2	R3	H4
km9+100	L3	M2	S2	R3	H4

5.3 Avaliação da Ameaça em Taludes Individuais na Estrada Caso 1

No caso 1, analisou-se a estabilidade de um talude hipotético de 20 m de altura escavado em solos residuais do Stock de Altavista. Inicialmente foi considerada uma

declividade de 45° , considerada em alguns casos como declividade segura. Posteriormente foi determinada a declividade ótima considerando-se critérios probabilísticos e da lógica difusa.

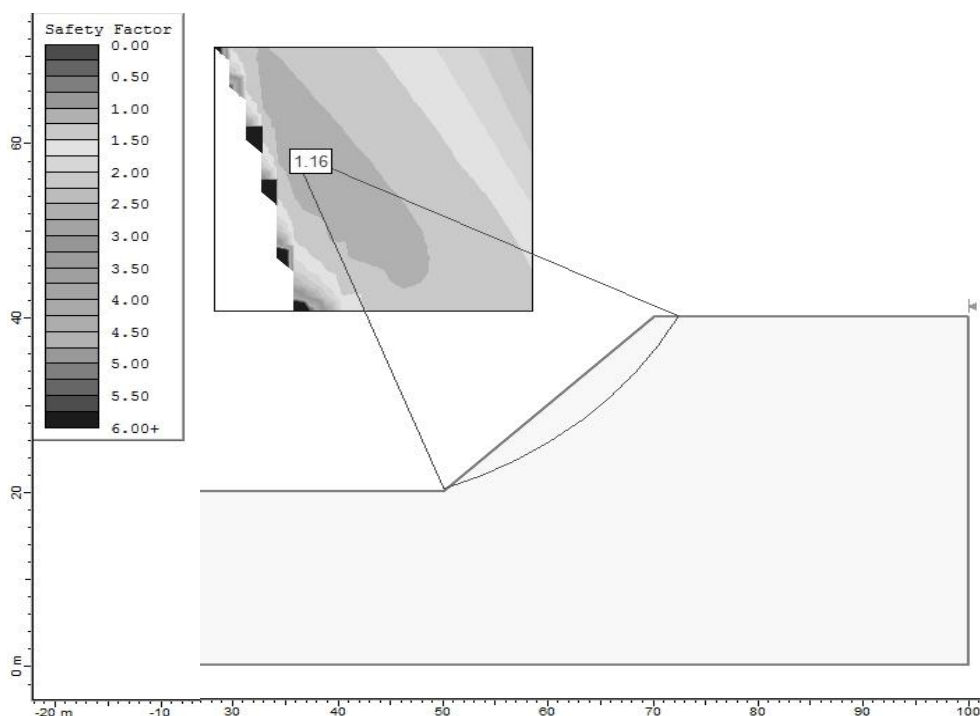


Figura 5.18. Modelo utilizado no *software* Slide 6,0,

Para todas as análises foi utilizado o *software* Slide 6,0 (Rocscience, 2010) e o método de Bishop simplificado. O modelo usado ilustra-se na Figura 5.18. Os parâmetros utilizados foram a média e o desvio padrão da coesão efetiva, o ângulo de atrito efetivo e do peso específico úmido (Tabela 4.4). O objetivo principal foi o de avaliar o efeito das incertezas dos parâmetros de resistência e da água no modelo (Figura 5.18) não se considerou o efeito dinâmico.

5.3.1 Método de Monte Carlo

Em primeiro lugar, foi realizada uma análise de estabilidade considerando a ferramenta de análise probabilística do programa Slide que usa o método de Monte Carlo para calcular a probabilidade de falha. Para todos os parâmetros foi suposta uma distribuição normal de probabilidades considerando que o solo é residual com os parâmetros da Tabela 4.4 e se obteve os resultados da Tabela 5.29.

Na Tabela 5.29, se pode observar que a média do fator de segurança se estabiliza num valor de 1,37 a partir de 5.000 interações e que esta é maior do que o valor determinístico do fator de segurança que foi de 1,16. No tangente à probabilidade de falha, se adotou o valor de

2,7 % obtido para 10.000 interações como a probabilidade de falha do talude. A diferença entre o valor determinístico e a média do fator de segurança é devida à grande variabilidade considerada para a coesão. Quando consideradas variabilidades menores ambos os valores são similares.

Tabela 5.29. Sensibilidade de método de Monte Carlo com o número de interações para um talude de 20 m de altura e 45° de declividade.

Número de interações	Fator de segurança determinístico	Média do fator de segurança	Probabilidade de falha (%)
500	1,16	1,36	2,4
1000	1,16	1,37	3,3
2000	1,16	1,38	2,4
5000	1,16	1,37	2,3
10000	1,16	1,37	2,7

De acordo com critérios para a probabilidade de falha admissível, como os apresentados na Tabela 2.23, este talude apresentaria um nível de desempenho pobre ou abaixo do esperado para uma obra. Por isto neste tipo de solos e para estas alturas de corte deveriam ser usadas outras inclinações para se garantir melhor desempenho.

De acordo com os resultados anteriores, buscou-se a identificar a declividade máxima com que se pode garantir um comportamento adequado para este talude. Avaliaram-se ângulos de 40° e de 35°. Na Tabela 5.30 observa-se que -- embora a média do fator de segurança seja maior do que 1,5 -- o valor de fator de segurança considerado adequado na maioria dos códigos e normas bem como a probabilidade de falha para o talude com 40° indica que seu comportamento estaria abaixo do desempenho considerado médio. Para 35° se obteve a média do fator de segurança de 1,8 e probabilidade de falha de 5×10^{-4} , que permite esperar um desempenho acima da média.

Cabe ressaltar que neste caso só estão sendo consideradas fontes de incerteza relacionadas à determinação dos parâmetros requeridos nos modelos e que as altas incertezas associadas a parâmetros como a coesão conduzem a projetos mais seguros, porém custosos.

Tabela 5.30. Sensibilidade da probabilidade de falha com diferentes declividades do talude de 20 m de altura.

Declividade do talude (°)	Fator de segurança determinístico	Média do fator de segurança	Probabilidade de falha (%)
45	1,16	1,37	2,7
40	1,37	1,61	0,18
35	1,57	1,81	0,05

5.3.2 Método FOSM

Foi realizada uma análise de confiabilidade usando o método de primeira ordem e segundo momento, para isto, usando o programa Slide 6,0 foi calculada a média ou valor esperado do fator de segurança (fator de segurança com as médias dos parâmetros), e com acréscimos de 10% em cada variável para assim se calcular a variância do fator de segurança. Para efeitos de comparação com o método anterior, só foi analisado o caso do talude com declividade 45°. Os resultados do processo se apresentam na Tabela 5.31.

Neste método, a média do fator de segurança foi igual ao fator de segurança determinístico da Tabela 5.30, FS=1,16. Com os resultados da Tabela 5.31 e as Equações 66 e 67 se obteve variância de 0,09 e um desvio padrão de 0,3 do fator de segurança. Através da Equação 2.32 determinou-se um índice de confiabilidade de 0,53, que corresponde a uma probabilidade de falha de 30%.

A contribuição na incerteza do fator de segurança é de 72 % para a coesão e de 27 % para o ângulo de atrito interno e desprezível no peso específico úmido. Como se observa, com este método se obtém probabilidade de falha bastante alta comparada ao valor obtido pelo método de Monte Carlo, pois ela pode sofrer variações pelas aproximações e simplificações realizadas neste método.

Tabela 5.31. Resultados da avaliação pelo método FOSM para o talude de 45° seco.

Parâmetro	γ_h (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
(X)	15,9	7,3	37,1
Δx_i	1,59	0,73	3,71
F(x _i + Δx_i)	1,152	1,188	1,288
Δf	0,011	-0,025	-0,125
$\frac{\partial f}{\partial x_i}$	0,00691824	-0,03424658	-0,03369272
$\left(\frac{\partial f}{\partial x_i}\right)^2$	4,7862x10 ⁻⁵	0,00117283	0,0011352
V(x _i)	1,96	57,76	23,04
$\left(\frac{\partial f}{\partial x_i}\right)^2 V(x_i)$	9,381x10 ⁻⁵	0,06774254	0,026155

X é o valor médio do parâmetro; V(x_i): é a variância do parâmetro ($v = \sigma^2$)

5.3.3 Método MEP

Se realizou uma terceira análise de confiabilidade usando o método das estimativas pontuais, para isto, usando o programa Slide 6,0 calculou-se o fator de segurança e com as

Equações 88 e 89 se calculou a variância e a média do fator de segurança. Como no caso anterior, e para efeitos de comparação com os métodos anteriores, só foi analisado o caso do talude com declividade 45°. Os resultados do processo são apresentados na Tabela 5.32, na qual o sinal mais (+) indica que à média do parâmetro foi somado um desvio padrão e o sinal menos (-) indica que foi restado. O primeiro sinal representa o peso específico, o segundo a coesão e o terceiro o ângulo de atrito.

Com os resultados da Tabela 5.32 e as Equações 88 e 89 obteve-se a média de 1,1, variância de 0,25 e um desvio padrão de 0,5, do fator de segurança. Mediante a Equação 2.32 determinou-se um índice de confiabilidade de 0,2, que corresponde a probabilidade de falha de 42%.

Tabela 5.32. Resultados da avaliação pelo método de estimativas pontuais

Combinação	FS _i	(FS _i) ²
F+++	1,6	2,56
F++-	1,22	1,48
F+--	0,64	0,41
F--+	0,9	0,81
F-++	1,64	2,69
F---	0,63	0,39
F-+-	1,3	1,69
F+-+	0,9	0,81

Como se observa, com este método se obtém probabilidade de falha maior do que no método FOSM, fato explicado entre outras coisas porque ao se introduzir os acréscimos ou decréscimos dos parâmetros, neste caso iguais ao desvio padrão, os círculos de falha calculados se deslocam uns em relação aos outros e assim a dispersão dos resultados se torna maior.

5.3.4 Lógica difusa

Realizou-se uma quarta análise de confiabilidade usando o método apresentado na Seção 2.5.4 para considerar as incertezas. Para isto, usando o programa Slide 6,0, calculou-se o fator de segurança para diferentes combinações de c , ϕ e γ_h . Assim foram definidos os números *fuzzy* para cada variável como se observa na Figura 5.19, Figura 5.20 e na Figura 5.21 e se adotou um nível $\alpha=0,5$. Os números *fuzzy* foram definidos arbitrariamente pela média dos parâmetros (Tabela 4.4) e pelos desvios padrões tomados da literatura (Tabela 2.6).

Como se observa, o fator de segurança médio de 1,19 aproxima-se bastante do valor determinista de 1,16 avaliado antes, mas na sua avaliação tem sido considerada a incerteza dos parâmetros. Por outro lado, obteve-se uma probabilidade de falha menor do que nos

métodos FOSM e MEP, porém, maior do que a determinada pelo método de Monte Carlo para o mesmo talude. Isto indica que usando este método se pode obter bons resultados em análises de confiabilidade em taludes com um número menor de cálculos do que no método de Monte Carlo.

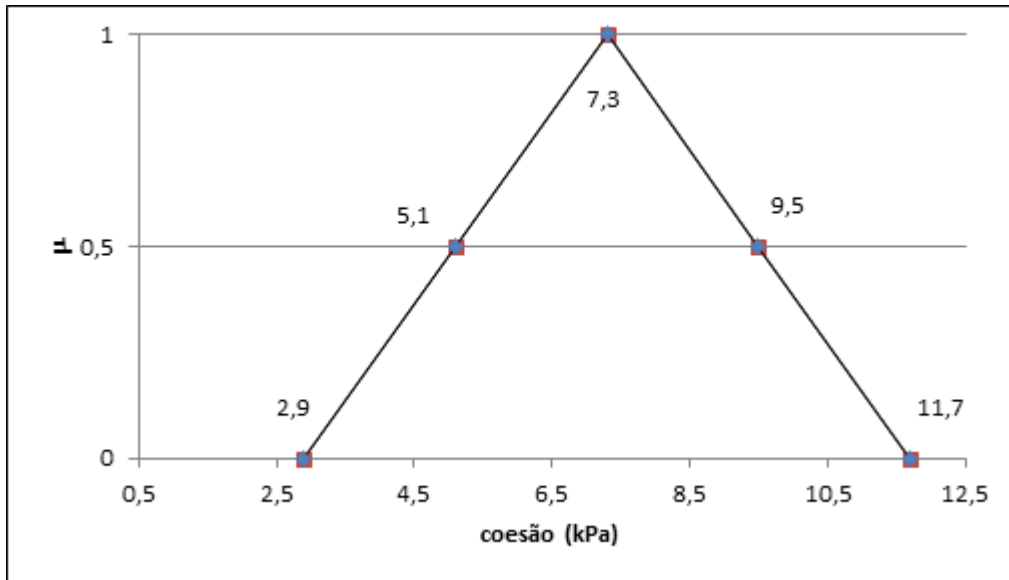


Figura 5.19. Intervalo com $\alpha=0,5$ para a coesão

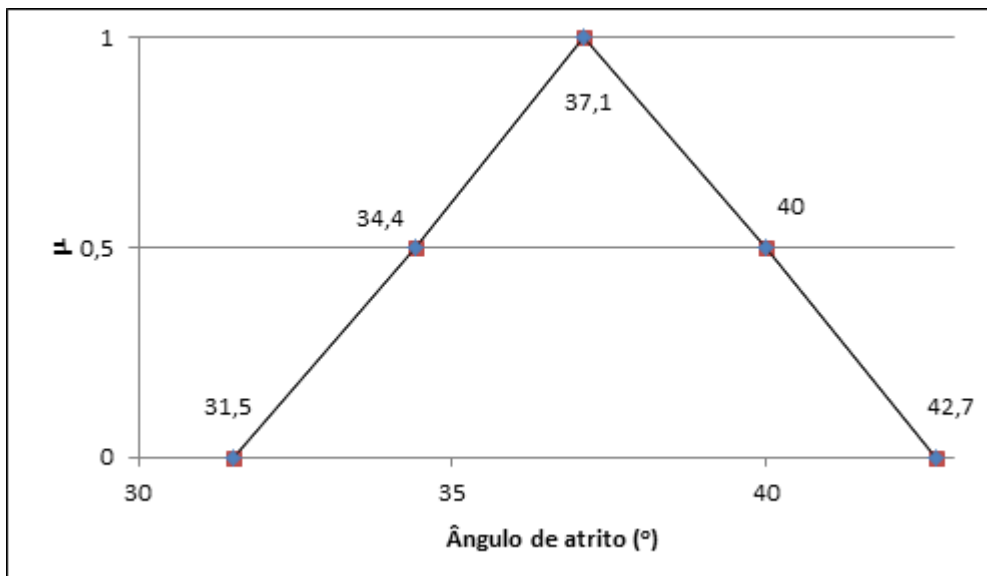


Figura 5.20. Intervalo com $\alpha=0,5$ para o ângulo de atrito efetivo

Com os resultados da Tabela 5.32 calculou-se a média para o fator de segurança de 1,19 e um desvio padrão de 0,15. Mediante a Equação 2.34 determinou-se um índice de confiabilidade de 1,24 correspondente a probabilidade de falha de 11%.

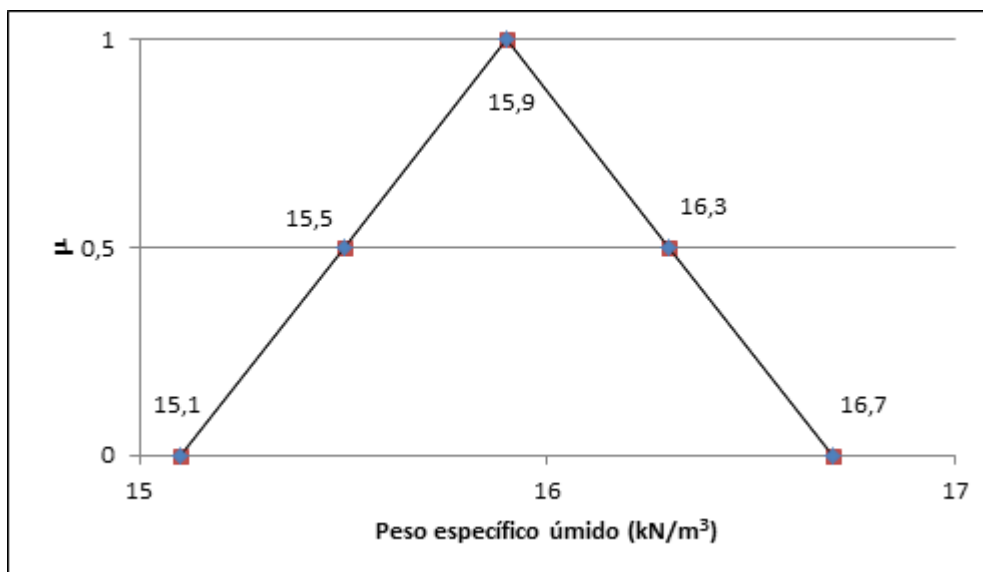


Figura 5.21. Intervalo com $\alpha=0,5$ para o peso específico úmido.

Tabela 5.33. Resultados do fator de segurança usando técnicas de lógica *fuzzy* para um valor de $\alpha=0,5$

γ (kN/m^3)	ϕ ($^\circ$)	c (kPa)	FS
15,5	34,5	5,1	1,00
15,5	34,5	9,5	1,16
15,5	40,1	5,1	1,19
15,5	40,1	9,5	1,35
16,3	34,5	5,1	0,99
16,3	34,5	9,5	1,15
16,3	40,1	5,1	1,27
16,3	40,1	9,5	1,43

5.3.5 Método FOSM com solo saturado

Foi realizada nova análise de confiabilidade usando-se o método de primeira ordem e segundo momento, para isto, através do programa Slide 6,0 foi calculada a média, ou valor esperado, do fator de segurança (fator de segurança com as médias dos parâmetros), e com acréscimos de 10% em cada variável para se calcular então a variância do fator de segurança em condição saturada. Para efeitos de comparação com o método anterior, só foi analisado o caso do talude com declividade 45° . Os resultados do processo se apresentam na Tabela 5.34.

Tabela 5.34. Resultados da avaliação pelo método FOSM para o talude de 45° seco.

Neste método, a média do fator de segurança foi igual ao fator de segurança determinístico da Tabela 5.30, $FS=0,22$. Com os resultados da Tabela 5.31 e as equações 66 e 67 se obteve uma variância de 4,73 e um desvio padrão de 2,2 do fator de segurança.

Mediante a Equação 2.32 determinou-se um índice de confiabilidade de -0,35, que corresponde a probabilidade de falha de 63%.

Parâmetro	γ_h (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
(X)	15,9	7,3	37,1
Δx_i	1,59	0,73	3,71
F($x_i + \Delta x_i$)	0,27	0,43	0,25
Δf	0,05	0,21	0,03
$\frac{\partial f}{\partial x_i}$	0,0314	0,287	0,008
$\left(\frac{\partial f}{\partial x_i}\right)^2$	$9,6 \times 10^{-4}$	0,082	$6,4 \times 10^{-5}$
V(x_i)	1,96	57,76	23,04
$\left(\frac{\partial f}{\partial x_i}\right)^2 V(x_i)$	$1,9 \times 10^{-3}$	4,73	0,0014

X é o valor médio do parâmetro; V(x_i): é a variância do parâmetro ($v = \sigma^2$)

A probabilidade total deste talude segundo o método FOSM, considerando uma probabilidade de saturação de 93%, é de 60%. Considerando um período de vida do talude de 20 anos, se obtém probabilidade anual de 3%.

Segundo o valor da probabilidade o indicador de probabilidade de ruptura é L2, a escala da ruptura seria S2 por se tratar de superfícies de falha relativamente profundas e o de velocidade seria R3. Com estes índices se pode qualificar a magnitude do evento com o índice M2. Com os parâmetros L2 e M2 se obtém uma qualificação da ameaça com o índice H2.

5.4 Avaliação da Ameaça em Taludes Individuais na Estrada Caso 2

No caso 2, analisou-se a estabilidade de um talude de um dos pontos críticos identificados nos capítulos anteriores. O talude analisado corresponde ao talude de corte localizado na estaca km5+000 e está aproximadamente entre as cotas de 1815 a 1855 m. e tem uma altura máxima de 40 m. A informação para este ponto foi extraída do relatório I-1088-032007- “*Estabilización de taludes Primavera-Asomadera*” da firma consultora Solingral de Medellín, com permissão da Gerência de Concessões do departamento de Antioquia. Na Figura 5.22 observa-se a localização do talude em análise. Segundo o relatório de Solingral (2007), o perfil estratigráfico do talude está conformado por solos residuais do stock de Altavista e se identificou uma sequência na qual ele varia de forma gradual desde o horizonte IB a IIC-IIA como se observa na Figura 5.23. Os parâmetros para os materiais foram tomados

de um trabalho de grau de especialização (Pava & Raigoza, 2012). Neste trabalho, foram avaliadas as condições do relatório de Solingral (2007) e, a partir de informação de ensaios de laboratório (Tabela 4.4) e de análises de sensibilidade, determinou-se os parâmetros apresentados na Tabela 5.35 como os que melhor representavam a condição de estabilidade do talude.

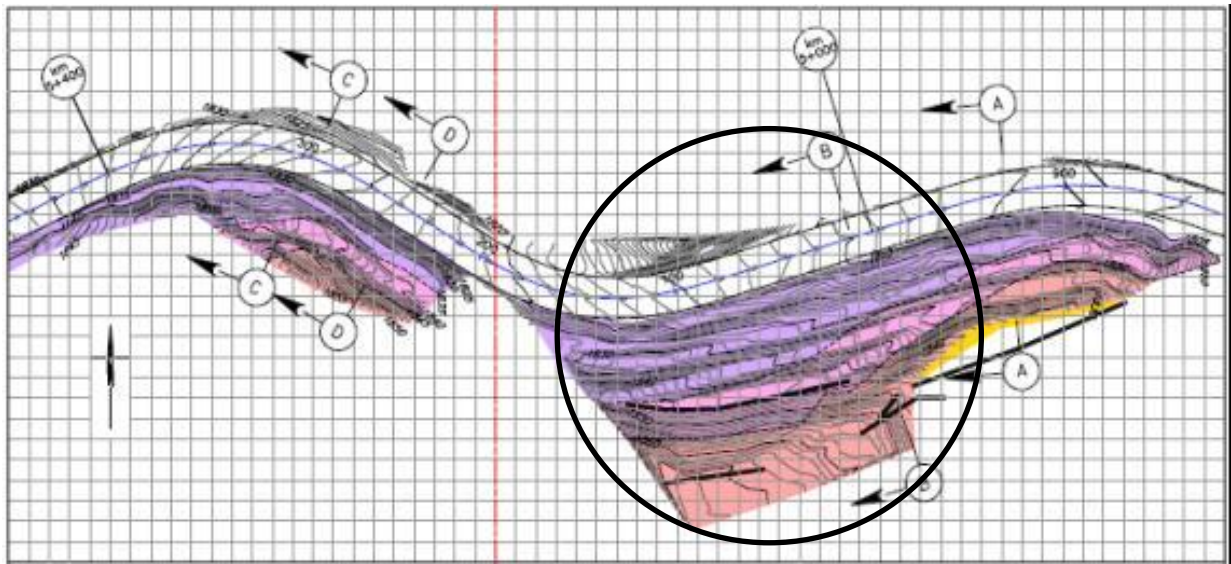


Figura 5.22. Localização do talude analisado km5+000 (Solingral, 2007).

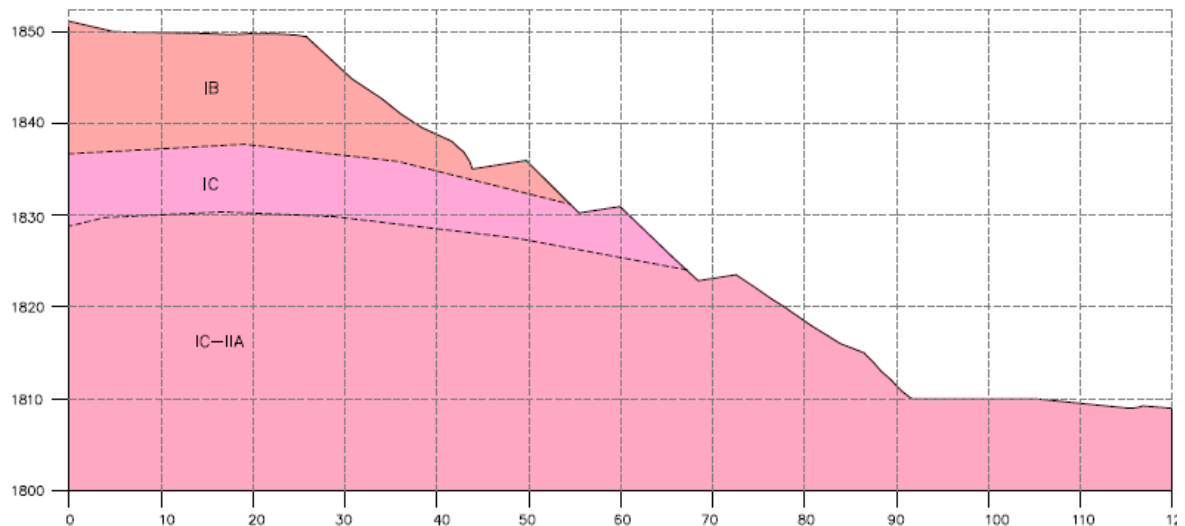


Figura 5.23. Perfil estratigráfico do talude (Solingral, 2007).

Pava e Raigoza (2012) usaram para o cálculo o *software* Slide 6,0 (Rocscience, 2010) e o método de Monte Carlo com 10.000 interações. Os parâmetros utilizados foram a média e o desvio padrão da coesão efetiva, o ângulo de atrito efetivo e do peso específico úmido

mostrados na Tabela 5.35. Para o ângulo de atrito e peso específico foram consideradas as distribuições de probabilidade normal e, para a coesão, se considerou lognormal.

Tabela 5.35. Parâmetros de resistência para análise de incertezas (Modificada de Pava & Raigoza, 2012)

Tipo de solo	Parâmetro	Média	Coefficiente de variação	σ
IB	γ	16	9	1,4
	c	20	103	20,6
	ϕ	25	13	3,2
IC	γ	16	9	1,4
	c	25	103	25,7
	ϕ	18	13	2,3
IC-IIA	γ	16	9	1,4
	c	18	103	18,5
	ϕ	32	13	4,1

Determinados os fatores de segurança e a probabilidade de falha do talude em condição seca e saturada se obteve os resultados mostrados nas Tabelas 5.35 e 5.36 usando diferentes métodos de análise de estabilidade. Os resultados apresentados incluem o efeito de um sismo com aceleração horizontal 0,2g e vertical 0,1g, considerado preventivo para este talude.

A partir dos resultados das Tabelas 5.35 e 5.36 pode-se concluir que o talude está numa condição de estabilidade precária já que os fatores de segurança são próximos a 1,0 e a probabilidade de falha é da ordem de 3%. Considera-se esta probabilidade de falha como de pobre desempenho segundo os critérios da Tabela 2.23. Outro aspecto a se destacar é que quando se aumenta a largura do intervalo de confiança, a probabilidade de falha diminui e o fator de segurança médio aumenta.

Usando estes resultados, foi calculada então a probabilidade total de falha deste talude, considerando mais uma vez que a probabilidade de saturação na zona é de 0,93. Dos resultados de probabilidade total, apresentados na Segundo o valor da probabilidade o indicador de probabilidade de ruptura é L2; a escala da ruptura seria S2 por se tratar de superfícies de falha relativamente profundas e o de velocidade seria R3. Com estes índices se pode especificar a magnitude do evento com o índice M2. Com os parâmetros L2 e M2 se obtém uma qualificação da ameaça com o índice H2.

Considerando a condição estática se obtém fatores de segurança 1,53 em condição seca e 0,63 em condição saturada, e probabilidades de falha 0 e 80% respectivamente. Usando estes resultados, foi calculada a probabilidade total de falha para esta condição, considerando

mais uma vez que a probabilidade de saturação na zona é de 0,93 para probabilidade de falha total do talude é 73% em condição estática.

Tabela 5.38 se pode concluir que a probabilidade de falha total do talude é 1,1% em condição dinâmica.

Tabela 5.36. Fator de segurança e probabilidade de falha do km5+000 condição seca (Pava & Raigoza, 2012)

Grau de confiabilidade	Parâmetros	Bishop simplificado	Spencer	Morgenstern & Price
1 σ (68,2%)	F.S. (Determinístico)	1,05	1,06	1,06
	F.S. (Média)	1,21	1,22	1,22
	P.F. (Probabilidade de falha)	4,14%	4,02%	4,17%
2 σ (95,4%)	F.S. (Determinístico)	1,05	1,06	1,06
	F.S. (Média)	1,25	1,26	1,26
	P.F. (Probabilidade de falha)	3,38%	3,35%	3,36%
3 σ (99,6%)	F.S. (Determinístico)	1,05	1,06	1,06
	F.S. (Média)	1,27	1,28	1,28
	P.F. (Probabilidade de falha)	3,31%	3,35%	3,42%

Segundo os critérios da Tabela 2.23 este talude apresentaria um desempenho perigoso, fato baseado na realidade já que no local ocorrem movimentos de massa (Tabela 4.7).

Tabela 5.37. Fator de segurança e probabilidade de falha do km5+000 condição saturada

Grau de confiabilidade	Parâmetros	Bishop simplificado	Spencer	Morgenstern & Price
1 σ (68,2%)	F.S. (Determinístico)	0,460	0,488	0,497
	F.S. (Média)	0,597	0,622	0,619
	P.F. (Probabilidade de falha)	100,000	100,000	100,000
2 σ (95,4%)	F.S. (Determinístico)	0,460	0,488	0,497
	F.S. (Média)	0,628	0,651	0,646
	P.F. (Probabilidade de falha)	99,570	99,263%	99,440%
3 σ (99,6%)	F.S. (Determinístico)	0,46	0,488	0,497
	F.S. (Média)	0,646	0,669	0,662
	P.F. (Probabilidade de falha)	97,310	96,688%	97,116%

Segundo o valor da probabilidade o indicador de probabilidade de ruptura é L2; a escala da ruptura seria S2 por se tratar de superfícies de falha relativamente profundas e o de velocidade seria R3. Com estes índices se pode especificar a magnitude do evento com o índice M2. Com os parâmetros L2 e M2 se obtém uma qualificação da ameaça com o índice H2.

Considerando a condição estática se obtém fatores de segurança 1,53 em condição seca e 0,63 em condição saturada, e probabilidades de falha 0 e 80% respectivamente. Usando estes resultados, foi calculada a probabilidade total de falha para esta condição, considerando mais uma vez que a probabilidade de saturação na zona é de 0,93 para probabilidade de falha total do talude é 73% em condição estática.

Tabela 5.38. Probabilidade total de falha do talude km5+000

Grau de confiabilidade	Parâmetros	Bishop simplificado	Spencer	Morgentern & Price
1σ (68,2%)	P.F. (Probabilidade de falha)	0,93	0,93	0,93
2σ (95,4%)	P.F. (Probabilidade de falha)	0,93	0,93	0,93
3σ (99,6%)	P.F. (Probabilidade de falha)	0,91	0,90	0,91

Para o sismo de 0,2g de aceleração há uma probabilidade de ocorrência de 0,002; assim, vista a probabilidade total do talude considerando tanto a condição estática como a dinâmica, se obtém probabilidade de falha total anual de 73% segundo a equação:

$$PFT = PFTD * POS + PFE(1 - POS) \quad (5.12)$$

Onde PFTD é a probabilidade de falha total em condição dinâmica, POS é a probabilidade de ocorrência do sismo e PFE é a probabilidade de falha total em condição estática.

Segundo o valor da probabilidade o indicador de probabilidade de ruptura é L2, a escala da ruptura seria S2 por se tratar de superfícies de falha relativamente profundas e o indicador de velocidade seria R3. Com estes índices se pode especificar a magnitude do evento com o índice M2. Com os parâmetros L2 e M2 se obtém uma qualificação da ameaça com o índice H2, ratificando a avaliação feita em condição dinâmica.

6 AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE E DO RISCO

A vulnerabilidade foi calculada de duas formas, a primeira através de metodologia expedita usando os índices da metodologia de Stewart *et al.* (2002) descrita na Seção 2.6.4 e a segunda a partir da informação existente na estrada. Foram considerados separadamente os cenários de deslizamento detonados por chuva e por sismo, depois também se levou em conta o risco total pela combinação dos cenários e, finalmente, foi avaliado o risco de taludes individuais.

6.1 Vulnerabilidade a Partir de Dados da Estrada

Como afirmado previamente, a vulnerabilidade consiste na probabilidade condicional de que um elemento seja danificado dado que o talude apresente uma falha de certa magnitude. Por sua vez, a vulnerabilidade depende da exposição do elemento, da possibilidade de haver uma fatalidade, da escala e velocidade do evento bem como das consequências (Stewart *et al.*, 2002, Alexander, 2005). A seguir são avaliados os diferentes elementos da vulnerabilidade da estrada baseados nos dados coletados.

A partir da informação estatística, foi estabelecido que durante os quatro anos de operação da estrada ocorreram 10 mortes devidas aos movimentos de massa. Com estes dados, e usando a distribuição de Poisson, se determinou que a probabilidade anual $PM=0,71$ de que se produza pelo menos uma morte dado que ocorra movimentos de massa.

Com o valor de probabilidade anual de uma fatalidade por movimentos de massa, obtido anteriormente, e considerando as probabilidades condicionais das Tabelas 5.11 e 5.12 de que os taludes falhem se obtém os resultados das Tabelas 6.1 e 6.2.

Os resultados do risco de morte baseado em dados históricos mostram vários locais com probabilidades anuais superiores a 3×10^{-3} , número correspondente ao nível de risco estimado NRE1. No total sete locais no setor ocidental e doze no setor oriental apresentam esta condição. Comparando os resultados obtidos na metodologia expedita da Seção 0 a estes resultados, pode-se afirmar que a metodologia expedita mostra tendência a subestimar o risco em estradas causador de mortes devido a movimentos de massa. Isto implica em que, para o uso da metodologia proposta neste tipo de vias, convém redefinir os parâmetros referentes à vulnerabilidade através, por exemplo, da quantificação da probabilidade temporal e da

probabilidade de fatalidade determinadoras da qualificação das consequências das falhas. Nas Tabelas 6.3 a 6.7 se apresentam os parâmetros a se considerar na avaliação da ameaça.

Tabela 6.1. Risco de morte na estrada a partir de dados estatísticos setor ocidental

Estaca	Número de eventos	P(L/R>RT)	PT	PM	Risco
km13+700	8	0,00582	0,00582	0,71000	0,004
km14+350	6	0,00388	0,00388	0,71000	0,003
km14+600	6	0,00388	0,00388	0,71000	0,003
km14+700	6	0,00388	0,00388	0,71000	0,003
km14+900	2	0,00097	0,00097	0,71000	0,001
km15+100	3	0,00194	0,00194	0,71000	0,001
km16+000	5	0,00388	0,00388	0,71000	0,003
km16+400	4	0,00291	0,00291	0,71000	0,002
km16+800	31	0,02328	0,02328	0,71000	0,017
km17+500	5	0,00388	0,00388	0,71000	0,003
km18+000	8	0,00582	0,00582	0,71000	0,004
km18+100	2	0,00097	0,00097	0,71000	0,001
km18+200	2	0,00097	0,00097	0,71000	0,001
km18+375	26	0,01940	0,01940	0,71000	0,014
km18+500	2	0,00097	0,00097	0,71000	0,001
km19+000	4	0,00291	0,00291	0,71000	0,002
km19+600	5	0,00388	0,00388	0,71000	0,003
km20+000	2	0,00097	0,00097	0,71000	0,001
km21+000	40	0,03104	0,03104	0,71000	0,022
km21+300	122	0,09408	0,09408	0,71000	0,067
km21+500	3	0,00194	0,00194	0,71000	0,001
km22+200	17	0,01261	0,01261	0,71000	0,009
km22+500	123	0,09505	0,09505	0,71000	0,067
km23+200	2	0,00097	0,00097	0,71000	0,001
km23+400	4	0,00291	0,00291	0,71000	0,002
km24+000	4	0,00291	0,00291	0,71000	0,002
km24+200	6	0,00388	0,00388	0,71000	0,003
km24+400	16	0,01164	0,01164	0,71000	0,008
km25+000	2	0,00097	0,00097	0,71000	0,001
km26+400	24	0,01843	0,01843	0,71000	0,013
km26+500	19	0,01455	0,01455	0,71000	0,010
km26+700	16	0,01164	0,01164	0,71000	0,008
km27+000	3	0,00194	0,00194	0,71000	0,001
km27+100	122	0,09408	0,09408	0,71000	0,067
km28+050	35	0,02716	0,02716	0,71000	0,019
km28+150	4	0,00291	0,00291	0,71000	0,002
km28+900	156	0,12027	0,12027	0,71000	0,085
km31+900	2	0,00097	0,00097	0,71000	0,001

Tabela 6.1. Risco de morte na estrada a partir de dados estatísticos setor ocidental

(Continuação)

Estaca	Número de eventos	P(L/R>RT)	PT	PM	Risco
km34+000	90	0,06984	0,06984	0,71000	0,050
km34+500	3	0,00194	0,00194	0,71000	0,001
km36+200	18	0,01358	0,01358	0,71000	0,010
km37+000	3	0,00194	0,00194	0,71000	0,001
km37+200	12	0,00873	0,00873	0,71000	0,006
km37+500	4	0,00291	0,00291	0,71000	0,002
km38+000	13	0,00970	0,00970	0,71000	0,007
km38+400	3	0,00194	0,00194	0,71000	0,001
km39+000	8	0,00582	0,00582	0,71000	0,004

Tabela 6.2. Risco de morte na estrada a partir de dados estatísticos do setor oriental

Estaca	Número de eventos	P(L/R>RT)	PT	PM	Risco
km9+030	29	0,17007	0,17007	0,71000	0,121
km4+600	27	0,15646	0,15646	0,71000	0,111
km5+600	17	0,09524	0,09524	0,71000	0,068
km6+600	16	0,08844	0,08844	0,71000	0,063
km6+000	15	0,08163	0,08163	0,71000	0,058
km4+400	9	0,04762	0,04762	0,71000	0,034
km8+900	7	0,04082	0,04082	0,71000	0,029
km8+400	5	0,02721	0,02721	0,71000	0,019
km7+800	5	0,02721	0,02721	0,71000	0,019
km9+000	4	0,02041	0,02041	0,71000	0,014
km4+350	4	0,02041	0,02041	0,71000	0,014
km4+300	4	0,02041	0,02041	0,71000	0,014
km4+200	4	0,02041	0,02041	0,71000	0,014
km6+250	2	0,00680	0,00680	0,71000	0,005
km5+000	2	0,00680	0,00680	0,71000	0,005
km4+800	2	0,00680	0,00680	0,71000	0,005
km4+700	2	0,00680	0,00680	0,71000	0,005
km4+500	2	0,00680	0,00680	0,71000	0,005

Em estradas como as colombianas, devido às fortes declividades e à grande quantidade de curvas, mesmo com velocidades menores, as consequências dos acidentes se tornam mais

graves do que noutros países de topografia mais suave. Igualmente, por restrições topográficas, a largura e visibilidade das estradas são menores.

Tabela 6.3. Modificação dos índices de qualificação da probabilidade temporal.

T1	Espera-se que frequentemente esteja presente a pessoa como parte da forma normal de uso (Exemplo edifícios residenciais, alguns edifícios comerciais). Usuários das estradas nas maiores artérias urbanas e em estradas rurais de tráfego pesado ($P > 0,5$)
T2	Espera-se que algumas vezes esteja presente a pessoa como parte da forma normal de uso. Usuários de muitas artérias urbanas e nas maiores artérias rurais ($P = 0,1-0,5$)
T3	É improvável que esteja presente a pessoa como parte da forma normal de uso. Usuários das vias suburbanas e artérias rurais menores ($P = 0,01-0,1$)

Tabela 6.4. Modificação dos índices de qualificação da probabilidade de se ter uma fatalidade modificada.

V1	Pessoa em campo aberto pode ser capaz de escapar dos deslizamentos. Veículo colidido contra um bloco de 0,5-1 m de altura em velocidade de autopista ou maior do que 1 m de altura em velocidade urbana, ou queda do veículo dentro de um buraco estreito ($P > 0,5$)
V2	A maioria das pessoas em campo aberto pode escapar das barreiras. Veículo colidido contra um bloco de 0,5-1 m de altura em velocidade urbana, ou um bloco > 1 m de altura em baixa velocidade. Veículo impacta deslizamentos com mistura de solo e rocha, secos ou úmidos (ou cruza superfície com degraus de 0,1-0,2 m causados pelo desenvolvimento da ruptura de um aterro), velocidade de autopista ($P = 0,1-0,5$)
V3	Veículo colide com blocos de aproximadamente 0,2 m de altura em velocidade de autopista ou com um bloco de altura 0,5-1 m em baixa velocidade. Veículo colide deslizamentos de misturas de solo e rocha secos ou úmidos (ou cruza superfície com degraus de 0,1-0,2 m causados pelo aumento da ruptura em aterro) em velocidade urbana. Veículo interage com depressão ou buraco superficial onde a barreira de defesa pode impedir a saída do veículo da pista ($P = 0,01-0,1$)

Nota: Velocidade de autopista=100-110 km/h, urbana=60-80 km/h, baixa=20-30 km/h.

Tabela 6.5. Matriz de consequências

	Probabilidade temporal de que um indivíduo esteja presente no momento da ruptura		
Vulnerabilidade	T3	T2	T1
V1	C2	C1	C1
V2	C2	C1	C1
V3	C3	C2	C2

Tabela 6.6. Qualificação do nível de consequências modificada

C1	Fechamento total de estrada interestadual ou de faixa dupla por extenso período. Prejuízos maiores das infraestruturas ou das propriedades (diferentes dos das estradas). Interrupções muito custosas. Custos de reparação muito altos. (custo direto e indireto >R\$10M)
C2	Fechamento total de uma faixa, de uma estrada interestadual ou de faixa dupla ou fechamento total de uma estrada secundária por extenso período. Prejuízos substanciais das infraestruturas ou propriedades (diferentes dos das estradas). Grandes custos da interrupção. Custos de reparação muito altos. (custo direto e indireto >R\$1M<R\$10M)
C3	Fechamento total de estrada secundária por período curto; um período longo pode se aceitar se houver alternativas razoáveis disponíveis. Danos moderados de infraestruturas ou de propriedades (diferentes dos das estradas). Custos moderados da interrupção. Custos de reparação moderados. (custo direto e indireto <R\$1 M)

Tabela 6.7. Matriz de níveis de risco estimado modificado

Probabilidade	Classes de consequências		
	C3	C2	C1
L1	NRE1	NRE1	NRE1
L2	NRE2	NRE1	NRE1
L3	NRE3	NRE2	NRE1
L4	NRE4	NRE3	NRE2
L5	NRE5	NRE4	NRE3
L6	NRE5	NRE5	NRE4

Na Tabela 6.8 constam os resultados ajustados para o setor ocidental e na Tabela 6.9 para o oriental.

Segundo esta nova análise todos os locais avaliados nesta estrada devem ser submetidos a processos de remediação específicos já que as probabilidades anuais de perdas de vidas mostram-se superiores a 3×10^{-3} , ou muito próximas disto.

Tabela 6.8. Ajustes à estimação do nível de risco NRE para o setor ocidental.

Estaca	Probabilidade temporal	Probabilidade de fatalidade	Consequências	Indicador de Probabilidade	NRE
km13+700	T2	V3	C1	L1	RNE1
km14+350	T2	V3	C1	L1	RNE1
km14+600	T2	V3	C1	L1	RNE1
km14+700	T2	V3	C1	L1	RNE1
km14+900	T2	V3	C1	L2	RNE2
km15+100	T2	V3	C1	L1	RNE1

Tabela 6.8. Ajustes à estimação do nível de risco NRE para o setor ocidental. (Continuação)

Estaca	Probabilidade temporal	Probabilidade de fatalidade	Consequências	Indicador de Probabilidade	NRE
km16+000	T2	V3	C1	L1	RNE1
km16+400	T2	V3	C1	L1	RNE1
km16+800	T2	V2	C1	L1	RNE1
km17+500	T2	V3	C1	L1	RNE1
km18+000	T2	V3	C1	L1	RNE1
km18+100	T2	V4	C1	L2	RNE2
km18+200	T2	V4	C1	L2	RNE2
km18+375	T2	V2	C1	L1	RNE1
km18+500	T2	V3	C1	L2	RNE2
km19+000	T2	V3	C1	L1	RNE1
km19+600	T2	V3	C1	L1	RNE1
km20+000	T2	V3	C1	L2	RNE2
km21+000	T2	V2	C1	L1	RNE1
km21+300	T2	V1	C1	L1	RNE1
km21+500	T2	V3	C1	L2	RNE2
km22+200	T2	V3	C1	L1	RNE1
km22+500	T2	V1	C1	L1	RNE1
km23+200	T2	V3	C1	L2	RNE2
km23+400	T2	V3	C1	L1	RNE1
km24+000	T2	V3	C1	L1	RNE1
km24+200	T2	V3	C1	L1	RNE1
km24+400	T2	V3	C1	L1	RNE1
km25+000	T2	V3	C1	L2	RNE2
km26+400	T2	V2	C1	L1	RNE1
km26+500	T2	V3	C1	L1	RNE1
km26+700	T2	V3	C1	L1	RNE1
km27+000	T2	V3	C1	L1	RNE1
km27+100	T2	V1	C1	L1	RNE1
km28+050	T2	V2	C1	L1	RNE1
km28+150	T2	V3	C1	L1	RNE1
km28+900	T2	V1	C1	L1	RNE1
km31+900	T2	V3	C1	L2	RNE2
km34+000	T2	V1	C1	L1	RNE1
km34+500	T2	V3	C1	L1	RNE1
km36+200	T2	V3	C1	L1	RNE1
km37+000	T2	V3	C1	L1	RNE1
km37+200	T2	V3	C1	L1	RNE1
km37+500	T2	V3	C1	L1	RNE1
km38+000	T2	V3	C1	L1	RNE1
km38+400	T2	V3	C1	L1	RNE1
km39+000	T2	V3	C1	L1	RNE1

Tabela 6.9. Ajustes à estimação do nível de risco NRE para o setor oriental

Estaca	Probabilidade temporal	Probabilidade de fatalidade	Consequências	Indicador de Probabilidade	NRE
km9+030	T2	V2	C1	L1	RNE1
km4+600	T2	V2	C1	L1	RNE1
km5+600	T2	V3	C1	L1	RNE1
km6+600	T2	V3	C1	L1	RNE1
km6+000	T2	V3	C1	L1	RNE1
km4+400	T2	V3	C1	L1	RNE1
km8+900	T2	V3	C1	L1	RNE1
km8+400	T2	V3	C1	L1	RNE1
km7+800	T2	V3	C1	L1	RNE1
km9+000	T2	V3	C1	L1	RNE1
km4+350	T2	V3	C1	L1	RNE1
km4+300	T2	V3	C1	L1	RNE1
km4+200	T2	V3	C1	L1	RNE1
km6+250	T2	V4	C1	L2	RNE2
km5+000	T2	V4	C1	L2	RNE2
km4+800	T2	V4	C1	L1	RNE1
km4+700	T2	V4	C1	L2	RNE2
km4+500	T2	V4	C1	L2	RNE2

6.1.1 Exposição do elemento

Este conceito indica a probabilidade condicional de que, se ocorrer um evento, um elemento exposto possa interagir com o movimento de massa; por exemplo, um veículo ou pedestre pode ser impactado por um bloco de rocha ou por deslizamento do movimento de massa. Considerando os dados da Tabela 6.10 verifica-se que pela estrada circulam em média 3.677 veículos diários distribuídos como mostrado na Tabela 6.10 e que no total se contabilizam 517 dias em que ocorreram movimentos de massa. Durante estes 517 dias em que se apresentaram movimentos de massa, foram atingidos 102 veículos, causando ferimentos em 22 pessoas e a morte de outras dez.

Dado que tudo isto aconteceu em quatro anos de operação, pode-se simplificar dizendo que na estrada ocorrem danos num veículo cada quatorze dias, um ferido a cada 66 dias e um morto a cada 146 dias.

A probabilidade anual de excedência, definida como a probabilidade de excedência de um evento de certa magnitude num ano qualquer, pode ser calculada usando a distribuição de Poisson. Se estimou a taxa λ que representa o número médio de eventos que ocorrem na

unidade de tempo ou do espaço (Navidi, 2006, Walpole *et al.*, 2012). As expressões para calcular a distribuição de Poisson são dadas pelas Equações 2.13 a 2.15.

Tabela 6.10. Dados de dias com movimentos de massa e trânsito médio diário.

Ano	Dias com movimentos de massa	Trânsito médio diário
2006	159	3337
2007	132	3888
2008	157	3335
2009	69	4149
Total	517	3677

Com as Equações 2.13 e 2.14 implementadas no *software Excel*, para um tempo de 4 anos foi realizada a análise para se determinar a probabilidade anual de haver menos do que um veículo atingido ou danificado por um movimento de massa. Para isto se tem que $X=102$ veículos danificados, $t=4$ anos, $x=1$. Assim se constatou que a probabilidade de ocorrer menos de um evento anual é de $2,2 \times 10^{-10}$, ou seja, que a probabilidade de haver mais do que um veículo atingido é de 1. Também se calculou a probabilidade anual de haver menos de uma pessoa ferida. Para isto se tem que $X=22$ feridos, $t=4$ anos, $x=1$. Assim verificou-se que a probabilidade de haver menos um evento anual é de $2,6 \times 10^{-2}$, ou seja, que a probabilidade de ter mais do que um ferido é de 0,97.

6.1.2 Probabilidade de um veículo ser atingido por um movimento de massa

A probabilidade condicional de que um elemento seja atingido ($P(VA/F)$), dado que já se apresentou uma falha do talude (F) está definida como:

$$P(VA/F) = \frac{P(VA \cap F)}{P(F)} \quad (6.1)$$

Se podem ser considerado como eventos independentes, então:

$$P(VA \cap F) = P(F)P(VA) \quad (6.2)$$

Nos quatro anos de observação se apresentaram 102 eventos de danos em veículos. Calculou-se a probabilidade anual de haver menos de um veículo danificado. Para isto usou-se a distribuição de Poisson com $X=102$ veículos danificados, $t=4$ anos, $x=1$. Com isto obteve-

se que a probabilidade de haver menos de um evento anual é de $2,8 \times 10^{-10}$, ou seja, que a probabilidade de mais do que um veículo ser atingido devido à ocorrência de movimentos de massa é de 0,999999.

Segundo os dados anteriores, espera-se que em média fossem atingidos 25 veículos por ano, de acordo com isto e com a quantidade de veículos em circulação anual, as probabilidades de que se atinja um veículo em trânsito pela estrada é dada na Tabela 6.11. Porém, os veículos são atingidos nos dias em que houve movimentos de massa, assim deve-se estimar a probabilidade de que um veículo seja atingido considerando os dados da Tabela 6.10 da forma apresentada na Tabela 6.12.

Tabela 6.11. Probabilidade de que um veículo seja danificado

Ano	2006	2007	2008	2009
Trânsito médio diário				
Dias com movimentos de massa				
Total de veículos	1.217.960	1.419.133	1.217.302	1.514.286
Veículos atingidos	25	25	25	25
Probabilidade de um veículo ser atingido	$2,05 \times 10^{-5}$	$1,76 \times 10^{-5}$	$2,05 \times 10^{-5}$	$1,65 \times 10^{-5}$
Probabilidade anual de que mais de um veículo seja danificado	0,999999	0,999999	0,999999	0,999999
Probabilidade anual de que um veículo que circula seja danificado	$2,05 \times 10^{-5}$	$1,76 \times 10^{-5}$	$2,05 \times 10^{-5}$	$1,65 \times 10^{-5}$

Tabela 6.12. Probabilidade dum veículo ser atingido se ocorrer um deslizamento

Ano	2006	2007	2008	2009
Trânsito médio diário	337	3888	3335	4149
Dias com movimentos de massa	159	132	157	69
Total de veículos	530583	513216	523595	286281
Veículos atingidos	25	25	25	25
Probabilidade de um veículo ser atingido	$4,7 \times 10^{-5}$	$4,8 \times 10^{-5}$	$4,8 \times 10^{-5}$	$8,7 \times 10^{-5}$
Probabilidade anual de que mais de um veículo seja danificado	0,999999	0,999999	0,999999	0,999999
Probabilidade anual de que um veículo que circula seja danificado	$4,7 \times 10^{-5}$	$4,8 \times 10^{-5}$	$4,8 \times 10^{-5}$	$8,7 \times 10^{-5}$

A probabilidade condicional anual de que um veículo em circulação pela estrada seja danificado dado que ocorre um movimento de massa foi da ordem de 5×10^{-5} nos anos de 2006 a 2007 e de 9×10^{-5} no ano de 2009, mas a probabilidade anual de que na estrada se apresente o dano de mais de um veículo é da ordem de 0,9999.

6.1.3 Probabilidade de uma pessoa ser ferida

Calculou-se a probabilidade anual de haver menos de uma pessoa ferida. Para isto usou-se a distribuição de Poisson com $X=22$ pessoas feridas, $t=4$ anos, $x=1$. Assim se estabeleceu que a probabilidade de haver menos de um evento anual é de 0,03, ou seja, que a probabilidade de mais do que uma pessoa ferida devido à ocorrência de movimentos de massa é 0,97 ao ano.

6.1.4 Probabilidade de ocorrer uma fatalidade

Finalmente, calculou-se a probabilidade anual de haver menos de uma pessoa morta. Para isto usou-se a distribuição de Poisson com $X=10$ mortos, $t=4$ anos, $x=1$. Assim se estabeleceu que a probabilidade de haver menos de um evento anual é $2,8 \times 10^{-1}$, ou seja, de que a probabilidade de mais do que um morto devido à ocorrência de movimentos de massa é de 0,71 anual.

6.1.5 Consequências derivadas da ocorrência de deslizamentos

As perdas devidas à ocorrência de um movimento de massa numa estrada podem ser divididas entre as decorrentes unicamente do fato de se fechar a via um determinado tempo, e as perdas ou custos devidos a acréscimos nas distâncias de viagem quando a estrada fica fechada muito tempo e se mostra necessário usar outra via. As perdas podem ser calculadas como:

$$C_T = C_D + C_I \quad (6.3)$$

$$C_D = C_S + C_R \quad (6.4)$$

$$C_I = C_{NP} + C_{TT} + C_{IDV} \quad (6.5)$$

onde: C_T é o custo total associado à ocorrência dos eventos, C_D é o custo direto, C_I é o custo indireto, C_S é o custo de substituição dos elementos danificados, C_R é o custo de reparação da estrada, C_{NP} é o custo devido à não-cobrança dos pedágios durante certo tempo t , C_{TT} é o custo das perdas de tempo de trabalho dos funcionários que não conseguem chegar ao trabalho no tempo t , C_{IDV} é o custo pelo incremento das distâncias de viagem quando a estrada fica

fechada muito tempo. Os custos da não-cobrança do pedágio pode ser calculado com a seguinte equação:

$$C_{NP} = \sum_{i=1}^n N_{Vi} CP_i \quad (6.6)$$

onde N_{Vi} é o número de veículos de tipo i que poderiam passar pela estrada no período em que esta fica fechada, CP_i é o custo do pedágio para o veículo tipo i se a estrada alternativa não possui pedágio ou a diferença entre os custos dos pedágios quando a alternativa possui pedágio, e n é o número de categorias ou de classes de veículos para o cobro de pedágio.

Baseado numa proposta de Remondo *et al.* (2008), o custo pelo incremento das distâncias de viagem (C_{IDV}) e o custo das perdas de tempo dos trabalhadores (C_{TT}) podem ser calculados como:

$$C_{IDV} = L_{ad} * NE_P * N_V * C_{Lad} + C_{TT} \quad (6.7)$$

$$C_{TT} = T_{af} * NE_P * C_{TV} * T_{EF} \quad (6.8)$$

Onde: T_{af} é o número de trabalhadores afetados, NE_P é o número potencial de eventos no setor, C_{TV} é o custo da hora de trabalho ($\$/h$), L_{ad} é a distância adicional a se percorrer, N_V é o número de veículos, C_{Lad} é o custo do trecho percorrido adicional. Porém tais perdas não são consideradas nas avaliações deste trabalho.

Usando os valores calculados nas Seções 4.4 e 4.5 se verifica algumas perdas decorrentes da substituição dos elementos danificados na ordem de CS=R\$ 1,2 milhões, e algumas perdas por reparação da estrada e dos taludes danificados CR=R\$46,4 milhões e, finalmente, algumas perdas pela não-cobrança de pedágios CNP=R\$0,367 milhões. Assim as perdas totais estimadas para o período de 4 anos são de R\$46,97 milhões.

Com isto -- e considerando que a estrada, sem incluir o túnel, chegou a um custo de construção de R\$ 215 milhões -- se verifica uma vulnerabilidade geral da estrada de 21%.

6.2 Estimação da Vulnerabilidade Expedita

Utilizando os índices das Tabelas 2.14 a 2.22 se determinou as consequências potenciais e estimou-se o nível de risco. Os resultados se apresentam nas Tabelas 6.1 e 6.2 para cada um dos locais das Tabelas 5.11 e 5.12.

Trata-se de estrada nacional onde se espera a presença frequente de pessoas durante seu uso normal, portanto uma estrada onde os indicadores de probabilidade são os apresentados na coluna 2 das Tabelas 6.13 a 6.15.

A probabilidade de ocorrência de uma fatalidade foi estabelecida considerando-se que a maioria dos problemas se associa ao choques de veículos contra blocos com tamanhos entre 0,2 m e 1,0 m quando tais veículos chegam a velocidades entre 60 km/h e 80 km/h. Na coluna 3 das Tabelas 6.13 a 6.15 se apresentam os resultados para cada local.

O indicador das consequências é obtido a partir da combinação dos parâmetros V e T. Foram obtidos também indicadores com predominância do C3 e do C2 que representam custos da interrupção entre grandes e moderados e variáveis entre R\$ 50 e R\$ 1500 milhões (Tabela 2.21). Na coluna 4 das Tabelas 6.13 a 6.15 se apresentam os resultados para cada local.

Finalmente, na coluna 6 das Tabelas 6.13 a 6.15 se apresentam os valores de RNE estimados usando a Tabela 2.22.

Tabela 6.13. Estimação do nível de risco NRE para o setor ocidental

Estaca	Probabilidade temporal	Probabilidade de fatalidade	Consequências	Indicador de Probabilidade	NRE
km13+700	T2	V4	C3	L1	RNE2
km14+350	T2	V3	C2	L1	RNE1
km14+600	T2	V3	C2	L1	RNE1
km14+700	T2	V4	C3	L1	RNE2
km14+900	T2	V3	C2	L2	RNE2
km15+100	T2	V3	C2	L1	RNE1
km16+000	T2	V4	C3	L1	RNE2
km16+400	T2	V4	C3	L1	RNE2
km16+800	T2	V3	C2	L1	RNE1
km17+500	T2	V3	C2	L1	RNE1
km18+000	T2	V3	C2	L1	RNE1
km18+100	T2	V3	C2	L2	RNE2
km18+200	T2	V3	C2	L2	RNE2
km18+375	T2	V3	C2	L1	RNE1
km18+500	T2	V3	C2	L2	RNE2
km19+000	T2	V3	C2	L1	RNE1
km19+600	T2	V3	C2	L1	RNE1
km20+000	T2	V4	C3	L2	RNE3
km21+000	T2	V3	C2	L1	RNE1
km21+300	T2	V2	C1	L1	RNE1
km21+500	T2	V3	C2	L2	RNE2

Tabela 6.13. Estimação do nível de risco NRE para o setor ocidental (Continuação)

Estaca	Probabilidade temporal	Probabilidade de fatalidade	Consequências	Indicador de Probabilidade	NRE
km22+200	T2	V3	C2	L1	RNE1
km22+500	T2	V2	C1	L1	RNE1
km23+200	T2	V4	C3	L2	RNE3
km23+400	T2	V3	C2	L1	RNE1
km24+000	T2	V3	C2	L1	RNE1
km24+200	T2	V3	C2	L1	RNE1
km24+400	T2	V3	C2	L1	RNE1
km25+000	T2	V3	C2	L2	RNE2
km26+400	T2	V3	C2	L1	RNE1
km26+500	T2	V3	C2	L1	RNE1
km26+700	T2	V3	C2	L1	RNE1
km27+000	T2	V3	C2	L1	RNE1
km27+100	T2	V2	C1	L1	RNE1
km28+050	T2	V3	C2	L1	RNE1
km28+150	T2	V3	C2	L1	RNE1
km28+900	T2	V2	C1	L1	RNE1
km31+900	T2	V4	C3	L2	RNE3
km34+000	T2	V3	C2	L1	RNE1
km34+500	T2	V3	C2	L1	RNE1
km36+200	T2	V2	C1	L1	RNE1
km37+000	T2	V3	C2	L1	RNE1
km37+200	T2	V3	C2	L1	RNE1
km37+500	T2	V3	C2	L1	RNE1
km38+000	T2	V3	C2	L1	RNE1

Os resultados mostram que no setor ocidental existem 39 taludes com níveis de risco RNE1, 18 com nível NRE2 e 3 com RNE3. Cabe lembrar que taludes com menos de dois eventos reportados não foram considerados nesta análise. Quando são desconsideradas as quedas de rocha os resultados mudam ficando 35 taludes no nível NRE1 e 10 no nível NRE2, 3 no nível NRE3 e 12 no nível NRE5 (não estão na tabela). No setor oriental se classificaram os locais analisados assim: 13 taludes no nível NRE1, 3 taludes no nível NRE2, 1 talude no nível NRE3 e 1 no nível NRE5.

Considerando os resultados da análise de risco e segundo os critérios definidos na Tabela 2.12, os taludes com níveis de risco estimados em NRE2 e em NRE1, correspondentes à probabilidades anuais de que se apresentem mortes de 3×10^{-4} e 3×10^{-3} respectivamente,

devem ser submetidos a processos de gerenciamento e de contenção que reduzam a probabilidade pelo menos numa ordem de grandeza.

Os outros locais devem ser submetidos a sistemas de monitoramento e de gerenciamento genéricos que permitam mantê-los nos níveis atuais de risco.

Tabela 6.14. Estimação do nível de risco NRE para o setor oriental

Estaca	Probabilidade temporal	Probabilidade de fatalidade	Consequências	Indicador de Probabilidade	NRE
km9+030	T2	V2	C1	L1	RNE1
km4+600	T2	V2	C1	L1	RNE1
km5+600	T2	V3	C2	L1	RNE1
km6+600	T2	V3	C2	L1	RNE1
km6+000	T2	V3	C2	L1	RNE1
km4+400	T2	V3	C2	L1	RNE1
km8+900	T2	V3	C2	L1	RNE1
km8+400	T2	V3	C2	L1	RNE1
km7+800	T2	V3	C2	L1	RNE1
km9+000	T2	V3	C2	L1	RNE1
km4+350	T2	V3	C2	L1	RNE1
km4+300	T2	V3	C2	L1	RNE1
km4+200	T2	V3	C2	L1	RNE1
km6+250	T2	V3	C2	L2	RNE2
km5+000	T2	V3	C2	L2	RNE2
km4+800	T2	V4	C3	L1	RNE2
km4+700	T2	V4	C3	L2	RNE3
km4+500	T4	V5	C5	L2	RNE5

Tabela 6.15. Estimação do NRE para o setor ocidental sem quedas de rocha

Estaca	Probabilidade temporal	Probabilidade de fatalidade	Consequências	Indicador de Probabilidade	NRE
km13+700	T2	V4	C3	L1	RNE2
km14+350	T2	V3	C2	L1	RNE1
km14+600	T2	V3	C2	L1	RNE1
km14+700	T2	V4	C3	L1	RNE2
km14+900	T2	V3	C2	L2	RNE2
km15+100	T2	V3	C2	L1	RNE1
km16+000	T2	V4	C3	L1	RNE2
km16+400	T2	V4	C3	L1	RNE2
km16+800	T2	V3	C2	L1	RNE1
km17+500	T2	V3	C2	L1	RNE1
km18+000	T2	V3	C2	L1	RNE1

Tabela 6.15. Estimação do NRE para o setor ocidental sem quedas de rocha. (Continuação)

Estaca	Probabilidade temporal	Probabilidade de fatalidade	Consequências	Indicador de Probabilidade	NRE
km18+100	T2	V3	C2	L2	RNE2
km18+200	T2	V3	C2	L2	RNE2
km18+375	T2	V3	C2	L1	RNE1
km18+500	T2	V3	C2	L2	RNE2
km19+000	T2	V3	C2	L1	RNE1
km19+600	T2	V3	C2	L1	RNE1
km20+000	T2	V4	C3	L2	RNE3
km21+000	T2	V3	C2	L1	RNE1
km21+300	T2	V3	C2	L1	RNE1
km21+500	T2	V3	C2	L2	RNE2
km22+200	T2	V3	C2	L1	RNE1
km22+500	T2	V3	C2	L1	RNE1
km23+200	T2	V4	C3	L2	RNE3
km23+400	T2	V3	C2	L1	RNE1
km24+000	T2	V3	C2	L1	RNE1
km24+200	T2	V3	C2	L1	RNE1
km24+400	T2	V3	C2	L1	RNE1
km25+000	T2	V3	C2	L2	RNE2
km26+400	T2	V3	C2	L1	RNE1
km26+500	T2	V3	C2	L1	RNE1
km26+700	T2	V3	C2	L1	RNE1
km27+000	T2	V3	C2	L1	RNE1
km27+100	T2	V2	C1	L1	RNE1
km28+050	T2	V3	C2	L1	RNE1
km28+150	T2	V3	C2	L1	RNE1
km28+900	T2	V3	C2	L1	RNE1
km31+900	T2	V4	C3	L2	RNE3
km34+000	T2	V3	C2	L1	RNE1
km34+500	T2	V3	C2	L1	RNE1
km36+200	T2	V2	C1	L1	RNE1
km37+000	T2	V3	C2	L1	RNE1
km37+200	T2	V3	C2	L1	RNE1
km37+500	T2	V3	C2	L1	RNE1
km38+000	T2	V3	C2	L1	RNE1

6.3 Estimação da Vulnerabilidade em Taludes Individuais

Utilizando os índices das Tabelas 2.14 a 2.22 se determinou as consequências potenciais e se estimou o nível de risco nos taludes hipotéticos do caso 1. Assim o indicador

de probabilidade temporal é T2 e o indicador de probabilidade de fatalidade é V3 por se tratar de estrada nacional com velocidades entre 60 e 80 km/h e onde é esperada a presença ocasional de pessoas durante seu uso normal. Assim se obtém um indicador de consequências C2 que as representa como o fechamento total de uma das faixas da estrada por extenso período com prejuízos maiores para as infraestruturas ou as propriedades, tais como casas e comércios, devido à dinâmica bem diferentes daquela da estrada. Tais interrupções causam grandes prejuízos e seus custos de reparação são muito maiores do que R\$ 1M.

Com o indicador C2 e o indicador de probabilidade de falha L2, obtido na Seção 5.3, se estabelece um índice de nível de risco estimado em NRE1, isto é, nos locais onde os solos são compostos por camadas residuais de grande espessura aumentam a probabilidade anual ocorrência de mortes (maiores do que 3×10^{-3}) e de grandes perdas econômicas (maiores do que R\$ 1M). Cabe lembrar mais uma vez que, neste caso hipotético, não foi considerado o efeito dinâmico que eleva os níveis de risco.

Utilizando os índices das Tabelas 2.14 a 2.22 se determinaram as consequências potenciais e se estimou o nível de risco do talude real do caso 2. Por se tratar de estrada nacional com velocidades entre 60 e 80 km/h e onde é esperada presença ocasional de pessoas durante o uso normal da estrada, portanto para este caso o indicador de probabilidade temporal é de T2 e o indicador de probabilidade de fatalidade é de V3. Com isto se obtém um indicador de consequências C2 que representa consequências como o fechamento total de uma das faixas da estrada por um extenso período, acarretando prejuízos maiores às infraestruturas ou às propriedades devido a sua dinâmica diferentes daquela da estradas, como casas e comércios, interrupções onerosas devido aos custos de reparação muito maiores do que R\$ 1M.

Com o indicador C2 e o indicador de probabilidade de falha L2, obtido na Seção 5.4, se obtém um índice de nível de risco estimado NRE1, isto é, que a probabilidade anual de morte neste local devido à falha do talude é da ordem de 3×10^{-3} , e as consequências econômicas (maiores do que R\$ 1M) são altas.

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

7.1 Sobre a Avaliação de Incertezas

Os resultados de laboratório mostram que a variabilidade dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos residuais derivados do stock de Altavista se encontra dentro de faixas similares àqueles reportados na literatura para outros solos, exceto os correspondentes à coesão efetiva e os do ângulo de atrito em condição não saturada.

7.2 Sobre as Análises por Confiabilidade

Os métodos probabilísticos constituem ferramentas robustas para avaliação e análises de problemas geotécnicos em ambientes de incerteza, mas requerem como dados de entrada valores de parâmetros estatísticos de complexa obtenção devido às altas incertezas associadas aos processos geotécnicos.

Nos casos em que a informação é escassa, as análises de sensibilidade e de confiabilidade permitem avaliar os possíveis cenários que podem se apresentar numa determinada obra e assim confirmar as necessidades de estudos mais aprofundados.

O método FOSM permite determinar quais variáveis apresentam maior ou menor influência na variação das variáveis dependentes. No caso do exemplo estudado no Capítulo 2, o atrito entre o solo e a fundação, e o peso específico do fluido equivalente representam 98% do peso total da variabilidade, podendo-se considerá-los como os parâmetros-chave numa análise de estabilidade por deslizamento de um muro de arrimo.

O método das estimativas pontuais, mesmo que requeira mais cálculos, permite obter resultados comparáveis aos obtidos no método FOSM.

É necessário determinar valores de referência para a probabilidade de falha aceitável e para parâmetros de coeficientes de variabilidade para os solos de cada local; assim as análises de confiabilidade podem conduzir a conclusões definitivas a respeito do comportamento das estruturas.

É necessário determinar faixas de variação dos parâmetros geotécnicos com melhor aproximação, já que a probabilidade de falha parece bastante sensível a esta variável.

As avaliações da confiabilidade e a determinação da probabilidade de falha não garantem que as estruturas, assim projetadas, serão imunes a possíveis falhas, principalmente quando são considerados os altos níveis de incerteza envolvidos nos modelos. Porém avaliar os diferentes cenários do projeto pode criar melhores ferramentas para tomada de decisões.

Valores altos do desvio padrão de parâmetros, como a coesão, levam a importantes diferenças entre os valores médios, probabilísticos, e o valor determinístico do fator de segurança.

Em análises de estabilidade pelo método de Bishop simplificado, os métodos probabilísticos para o cálculo da probabilidade de falha, como FOSM e o MEP tenderam a superestimar a probabilidade de falha quando comparados ao método de Monte Carlo. Porém quando usado o método do talude infinito, o método FOSM apresenta resultados entre 10%-15% menores do que a probabilidade de falha calculada pelo método de Monte Carlo.

Técnicas adaptadas da lógica *fuzzy*, método do vértice ou α -cut, surgem como alternativas aos métodos probabilistas e permitem considerar nas análises o conhecimento prévio que se tem sobre o comportamento dos solos ou de outras variáveis.

Muitos taludes escavados em solos residuais do stock de Altavista, que têm sido projetados considerando-se unicamente cálculos determinísticos de fatores de segurança e tomando como critério o fator de segurança 1,5, podem apresentar implícitas probabilidades de falha, daí serem considerados inadequados ante os critérios adotados neste trabalho.

Probabilidades de falha anuais da ordem de 10^{-2} constituem um limite para a tomada de decisões quanto a se adotar ou não medidas de estabilização como modificação da geometria, drenagem ou com obras de contenção.

7.3 Sobre Movimentos de Massa Deflagrados por Chuva

A metodologia aqui apresentada mostra uma forma de se estimar o risco de ocorrências de fatalidades numa estrada, combinando o uso de limiares de falha para determinar a probabilidade de falha com as qualificações de diferentes variáveis da vulnerabilidade dos usuários da estrada.

Os limiares de chuva além de representar relação empírica entre a chuva e os movimentos de massa têm mesclado a influência dos tipos de rocha a fatores como as técnicas de construção usadas. Isto pode ser observado pelo fato de que para o setor ocidental da estrada o limiar considerando quedas de rocha é da ordem de 50% do limiar sem considerar as

quedas de rocha. Neste setor as quedas de rocha acham-se bastante influenciadas pelo processo de construção usado.

Outro aspecto importante é o fato de que os limiares de chuva para taludes escavados, são menores do que os limiares determinados para encostas naturais na mesma zona. Isto se constata pelo fato de que para o setor oriental o limiar de falha obtido indica que é requerida aproximadamente 50% da chuva necessária para causar movimentos de massa nas encostas naturais nos mesmos solos residuais derivados do stock de Altavista.

Os taludes nos solos residuais do stock de Altavista apresentam altas probabilidades de falha com combinações de chuvas que apresentam alta probabilidade de ocorrência, portanto neste tipo projetos de talude devem ser consideradas as condições de saturação mais críticas ou se garantir excelentes condições de drenagem.

7.4 Sobre Movimentos de Massa Detonados por Sismo

O modelo elaborado permite estimar a probabilidade de falha por deslizamentos considerando-se as incertezas dos parâmetros geotécnicos e dos fatores detonantes como chuva e sismos com resultados consequentes como observações de campo.

Existem probabilidades consideráveis de que se apresentem movimentos de massa na eventual ocorrência de um sismo das características previstas para o vale de Aburrá, sendo que a probabilidade é aumentada pela saturação dos solos em épocas de chuva.

Infraestrutura sensível a movimentos de massa como estradas, condutos de água, de combustíveis e de fiação elétrica, assim como edificações, devem ser avaliadas em detalhe segundo a sua localização no mapa.

Os mapas gerados podem ser usados na modificação e na definição de sistemas de gerenciamento de riscos por deslizamento.

7.5 Sobre a Avaliação de Vulnerabilidade

Os resultados obtidos são coerentes com o observado nos dados estatísticos, mas, pelo fato das qualificações serem atribuídas a critério do avaliador, existe uma tendência a subvalorar a exposição e o impacto dos movimentos de massa.

É necessário que quem realize a análise esteja familiarizado com a história de instabilidade do talude para que tenha critérios para evitar as avaliações tendenciosas que podem se apresentar como se analisou anteriormente.

As descrições da exposição e das consequências devem ser refinadas para a obtenção de melhor aproximação da pesquisa realizada e por decorrência definir indicadores que possam ser mensuráveis e assim se diminuir a ambiguidade.

7.6 Recomendações para Futuras Pesquisas

Devido à falta de informação e de estudos, na atualidade existe pouco conhecimento sobre o processo de infiltração da água chuva nos solos da zona estudada. Os modelos que poderiam demandar parâmetros específicos que não são simples. Embora neste trabalho se apresente forma de abordar o problema, deve-se realizar pesquisas para se caracterizar adequadamente o processo de infiltração nas condições ambientais, geológicas e topográficas destas zonas.

Ainda são necessárias pesquisas para se entender as relações entre chuvas e movimentos de massa em taludes visto existirem ainda muitos casos abrangidos pelos limiares empíricos. Movimentos de massa ocorrem portanto com combinações de chuvas abaixo do limiar, por outro lado algumas vezes, sendo superado o limiar, não ocorrem movimentos de massa. Igualmente, sugere-se realizar avaliações considerando diferentes níveis de saturação.

Deve-se realizar as avaliações do efeito sísmico através de métodos não baseados no conceito de talude infinito para assim se poder caracterizar as zonas onde as condições de topografia e de cobertura de solos tornam pouco provável a ocorrência deste tipo de movimento. Deve-se igualmente calcular os deslocamentos através de outros métodos e de acelerogramas reais para a zona afetada.

Convém realizar um programa de monitoramento de estradas que permita obter melhor informação para a avaliação da vulnerabilidade. A implementação de um banco de dados em diferentes estradas pode configurar o ponto de partida para isto. Este banco de dados deve ser de fácil operação de tal forma que se possa introduzir a informação através do pessoal que trabalha nas estradas.

Também se mostra conveniente realizar avaliações de vulnerabilidade incluindo os impactos indiretos que ficaram fora do escopo desta tese.

Continuar com o desenvolvimento da ferramenta computacional apresentada no Capítulo 4, preferentemente usando software livre.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABRAMSON, L. W. SHARMA, S. & BOYCE, G.M. (2002). Slope Stability and Stabilization Methods. John Wiley and Sons. New York, USA, 712 p.
- AGUILAR, V. & MENDOZA, D. (2002), Aproximação a um modelo de susceptibilidade a movimentos de massa no eixo cafeteiro, Colômbia (em espanhol). Trabalho de graduação, Faculdade de Engenharia, Universidade del Valle, Santiago de Cali, Colômbia, 214 p.
- AIS. (2010). Normas Colombianas de Projeto e Construção Sismo Resistente, NSR-10 (em espanhol). Associação Colombiana de Engenharia Sísmica. Bogotá – Colômbia.
- AKSOY, H. & ERCANOGLU, M. (2007). Fuzzified kinematic analysis of discontinuity-controlled rock slope instabilities. *Engineering Geology* 89: 206–219.
- ALEOTTI, P. & CHOWDHURY, R. (1999). Landslide hazard assessment: summary review and new perspectives. *Bull Eng Geol Env* 58: 21–44.
- ALEXANDER, D. (2004). Vulnerability to Landslides, In: Glade, T., Anderson, M.G., Crozier, M.J. (Eds.), *Landslide Hazard and Risk*. Wiley, Chichester, England, pp. 175–198.
- ÁLVAREZ, J. B. (1999). Caracterização Geotécnica dum Solo Derivado das Rochas Ígneas do Estoque de Altavista (em espanhol). Trabalho de graduação. Universidade Nacional da Colômbia. Medellín, Colômbia, 110 p.
- AMVA. (2007). Microzoneamento e avaliação do Risco Sísmico do Vale de Aburrá (em espanhol). Área Metropolitana do Vale de Aburrá, Publicação Institucional, Medellín, Colômbia, No. 29, 184 P.
- ANDERSON, D., YOURMAN, A., MODARESSI, H., AL-HOMOUD, A., & LO, R., (2001). General report - session 5. Stability and displacement performance of slopes, landfills, and earth dams under earthquakes. Fourth international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics San Diego, California (USA) March 26-31.
- ANDERSON, M.G & HOLCOMBE, L. (2006). Sustainable landslide risk reduction in poorer countries. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Engineering Sustainability* 159:23-30.
- ANEAS-DE-CASTRO, S. D. (2000). Riscos e perigos: uma visão desde a geografia (em espanhol). *Scripta Nova: Revista Eletrônica de Geografia e Ciências Sociais*. Barcelona, No 60. Em: <<http://www.ub.es/geocrit/sn-60.htm>>.
- ARISTIZÁBAL, E, GAMBOA, M & LEOZ, F. (2010), Sistema de alerta precoce por movimentos de massa induzidos por chuva para o vale de Aburrá, Colômbia (em espanhol). *Revista EIA*, 13: 155-169.

- ARISTIZÁBAL, E. GÓMEZ, J. (2007). Cadastro de emergências e desastres no vale de Aburrá. Originados por fenômenos naturais e antrópicos no período 1880-2007 (em espanhol). *Gestión e Ambiente*. 10 (2): 17-30.
- ARISTIZÁBAL, E., GONZÁLEZ, T., MONTOYA, J. D., VÉLEZ, J. I., MARTÍNEZ, H. & GUERRA, A. (2011). Análise de limiares empíricos de chuva para prognóstico de movimentos de massa no vale de Aburrá, Colômbia (em espanhol). *Revista EIA*, 15: 95-111.
- ASSIS, A. P., ESPÓSITO, T. J., GARDONI, M. G. & SILVA, P. D. E. A. (2002). Métodos estatísticos e probabilísticos em Geotecnia. Publicação G.AP-002/01. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 189 p.
- AVEN, T. (2010). On the need for restricting the probabilistic analysis in risk assessments to variability. *Risk Analysis*, 30 (3): 354-360.
- AZEVEDO, G. F. (2011). Análise da relação chuva-escorregamentos em regiões tropicais montanhosas urbanas, caso de estudo Rio de Janeiro, Brasil. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)-Universidade de Brasília, Brasília, DF, 120 p.
- BAECHER, C. & CHRISTIAN, J. T. (2003), *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. John Wiley & Sons, England. pp 17-376.
- BAECHER, C. & CHRISTIAN, J. T. Spatial variability and geotechnical reliability. In *Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering* edited by K.K. Phoon, Taylor-Francis, New York, USA: 76-133.
- BERDICA, K. (2002). An introduction to road vulnerability: what has been done is done and should be done. *Transport Policy*, 9 (2): 117–127.
- BONACHEA, J. (2006), *Desenvolvimento, Aplicação e Validação de Procedimentos e Modelos para Avaliação de Ameaças, Vulnerabilidade e Risco Devidos a Processos Geomorfológicos* (em espanhol). Tese de Doutorado. Facultad de Ciencias. Departamento de Ciencias de la Tierra y Física de la Materia Condensada. Universidad de Cantabria. Santander, Espanha. 278 p.
- BOTERO, V. 2009. *Geo-Information for Measuring Vulnerability to Earthquakes: A Fitness for Use Approach*. Doctoral dissertation, University of Utrecht, Netherlands, 204 p.
- BOWLES, D. (2007). Tolerable Risk For Dams: How Safe Is Safe Enough? US Society on Dams Annual Conference, March 2007, Philadelphia, Pennsylvania, USA, pp 1-24.
- BRAY, J. D., & TRAVASAROU, T. (2007). Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 133(4): 381–392.
- BRAY, J. D. (2007). Simplified Seismic Slope Displacement Procedures. In *Earthquake Geotechnical Engineering: 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering - Invited Lectures*. Ed K. Pitilakis, Thessaloniki, Greece, Springer, 6: 327-353.
- BROMHEAD, E. N. (1998). *The Stability of Slopes*. Taylor and Francis. Second edition. 424 p.

- BRUNETTI, M. T., PERUCCACCI, S., ROSSI, M., LUCIANI, S., VALIGI, D., & GUZZETTI, F. (2010). Rainfall thresholds for the possible occurrence of landslides in Italy. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 10: 447–458.
- CALDEIRA, L. M. (2008). Análises de Riscos em Geotecnia, Aplicação a Barragens de Aterro. Teses e Programas de Investigação LNEC. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, 248 p.
- CARDONA, O. D. (2001). Estimación holística do risco sísmico utilizando sistemas dinâmicos complexos (em espanhol). Tese de doutorado, Universidade Politécnica de Catalunya, Departamento de Enginyeria Del Terreny Cartogràfica I Geofísica, Barcelona, Espanha, 322 p.
- CARREÑO, M. L, CARDONA, O. D., & BARBAT, A. H. (2007). Urban Seismic Risk Evaluation: A Holistic Approach. *Natural Hazards* 40:137–172.
- CARREÑO, M. L. & CARDONA, O. D. (2005). Sistema Especialista para Avaliação do Dano Pos-sísmico em Prédios (em espanhol). Universidade de los Andes (Em español). Relatório Técnico. Disponível em <http://dspace.1992/413?show=full>.
- CARREÑO, M. L., CARDONA, O. D. & BARBAT A.H. (2006), Urban Seismic Risk Evaluation: A Holistic Approach. *Natural Hazards*, 40:137–172.
- CASCINI, L., CUOMO, S. PASTOR, M., & SORBINO, G. (2010). Modelling of rainfall-Induced shallow landslides of the flow-type. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136 (1): 85-98.
- CASSIDY, M. J., UZIELLI, M. & LACASSE, S. (2008). Probability risk assessment of landslides: A case study at Finneidfjord. *Canadian Geotechnical Journal*, 45 (9): 1250-1267.
- CASTELLANOS, R. (1996). Chuvas Críticas na Avaliação da Ameaça de Eventos de Remoção em Massa (em espanhol). Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Universidade Nacional da Colômbia, Bogotá. Colômbia, 446 pp.
- CASTRO J. M. G. (2006). Pluviosidade e Movimentos de Massa em Encostas de Ouro Preto. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 110 p.
- CASTRO J. M. G., Sobreira. F. G., GOMES, R. C. & GOMES, G. J. C. (2012). Proposição de procedimento preventivo de riscos geológicos em Ouro Preto - BR com base em histórico de ocorrências e sua correlação com a pluviosidade. *Revista Brasileira de Geociências*, 42 (1): 58-66.
- CCI. (2008). Memorando Emergências Viárias na Colômbia. Câmara Colombiana da Infraestrutura. Disponível em [http://www.infraestructura.org.co/presentaciones/EMERGENCIAS_VIALES_EN_COLOMBIAagost\(2008\).pdf](http://www.infraestructura.org.co/presentaciones/EMERGENCIAS_VIALES_EN_COLOMBIAagost(2008).pdf).
- CGS. (1999). Recommended Criteria For Delineating Seismic Hazard Zones In California. California Geological Service.
- CHEN, H. & LEE, C. (2004), Geohazards of slope mass movement and its prevention in Hong Kong. *Engineering Geology* 76: 3– 25

- CHISSOLUCOMBE, I. (2009). Uso de Técnicas de Inteligência Artificial na Estimativa de Deslocamentos e Danos Induzidos por Escavações Subterrâneas. Tese de doutorado. Pós-graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, DF, 216 p.
- CHO. S. E. (2007). Effects of spatial variability of soil properties on slope stability. *Eng. Geology*, 92 (3-4): 97-109.
- CHOWDHURY, R, FLENTJE, P. AND BHATTACHARYA, G. (2010). *Geotechnical Slope Analysis*. Taylor & Francis, London, England: 737 pp.
- CHOWDHURY, R. & FLENTJE, P. (2003). Role of slope reliability analysis in landslide risk management. *Bull Eng Geol Env* 62:41–46.
- CHOWDHURY, R. AND FLENTJE, P. (2011). Practical reliability approach to urban slope stability. 11th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering. August. ETH Zurich, Switzerland. CRC Press/Balkema.
- CHRISTIAN, J. T. (2004). Geotechnical engineering reliability: how well do we know. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 130 (10): 985–1003.
- CHRISTIAN, J. T., LADD, C. C. Y BAECHER. G. B. (1994), reliability applied to slope stability analysis. *J. of Geot. Eng*, 120 (12): 2180–2207.
- CNT. (2009), Boletim Estatístico. Confederação Nacional do Transporte. Disponible en <http://www.cnt.org.br/portal/img/arquivos/Boletim%20Estatístico%20CNT%20-%202009.pdf>.
- CONTE, E. & TRONCONE, A. (2012). A method for the analysis of soil slips triggered by rainfall. *Geotechnique*, 62 (3): 187–192.
- CORNFORTH, D.H. (2005). *Landslides in Practice: Investigations, Analysis, and Remedial/Preventive Options in Soils*. John Wiley and Sons, Hoboken, New Jersey, USA: 589 p.
- CORONADO, J. A. (2006). Avaliação Da Suscetibilidade A Deslizamentos Por Meio do Uso de Sistema de Informações Geográficas: Aplicação em Uma Área do Eixo Cafeteiro Colombiano. Dissertação (mestrado)—Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil. Brasília, DF, 92 p.
- DAY, R.W. (2002). *Geotechnical Earthquake Engineering Handbook*. McGraw-Hill, New York, USA. 700 p.
- DEERE, D. U. AND PATTON, F. D. (1971). Slope stability in residual soils, Fourth Panam. Conf. SMFE, San Juan, Puerto Rico, 1: 87–170.
- DELGADO, J., PELÁEZ, J. A., TOMÁS, R., ESTÉVEZ, A., LÓPEZ CASADO, C., DOMÉNECH, C. & CUENCA, A. (2006). Avaliação da susceptibilidade das encostas a sofrer instabilidades induzidas por terremotos: aplicação à bacia de drenagem do rio Serpis (província de Alicante). *Revista da Sociedade Geológica da Espanha*, 19 (3-4): 197-218.

- DIAMANTIDIS, DÜZGÜN, D. NADIM, F. AND WÖHRLE, M. (2006). On the Acceptable Risk for Structures Subjected to Geohazards. (2006) ECI Conference on Geohazards. Editors: Farrokh Nadim, Rudolf Pöttler, Herbert Einstein, Herbert Klapperich, and Steven Kramer. Lillehammer, Norway, paper 32, <http://services.bepress.com/eci/geohazards/32>
- DUBOIS, D & PRADE, H. (1988). Possibility Theory: An Approach to Computerized Processing of Uncertainty. Plenum Press, New York, USA. 263 p.
- DUBOIS, D. (2010). Representation, propagation, and decision issues in risk analysis under incomplete probabilistic information. Risk Analysis, 30 (3): 361-368.
- DUNCAN, J. M. (1996). State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. Journal of Geotechnical Engineering, 122 (7): 577-596.
- DUNCAN, J. M. (2000), Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. J. of Geot. and Geoenv. Eng, 126 (4): 307-316.
- ECHEVERRI, O. & VALENCIA, Y. (2004), Análise dos deslizamentos na bacia do riacho La Iguaná da cidade de Medellín a partir da interação chuva-declividade-formação geológica (em espanhol). Dyna, 71 (142): 33 – 45.
- EINSTEIN H. Y R. SOUSA. (2006). Warning System for Natural Threats. In(2006) ECI Conference on Geohazards. F. Nadim, R. Pöttler, H. Einstein, H. Klapperich y S. Kramer. [En línea], paper 1. Disponible: <http://services.bepress.com/eci/geohazards/1>.
- EINSTEIN, H. (2003), Uncertainty in Rock Mechanics and Rock Engineering—Then and Now. En ISRM 2003—Technology roadmap for rock mechanics. Pretoria. South African Institute of Mining and Metallurgy, SAIMM Symposium Series S33, pp 281-293.
- ELKATEB, T., CHALATURNYK, R. & ROBERTSON, P. K. (2002). An overview of soils heterogeneity: quantification and implications on geotechnical field problems. Canadian Geotechnical Journal, 40: 1–15.
- EL-RAMLY, H. (2001). Probabilistic analyses of landslide hazards and risks: Bridging theory and practice. Ph.D. thesis, University of Alberta, Canada.
- EL-RAMLY, H., MORGENSTERN, N. R., & CRUDEN, D. M. (2002). Probabilistic slope stability analysis for practice. Can. Geotech. J., 39(3), 665–683.
- EL-RAMLY, H., MORGENSTERN, N. R., & CRUDEN, D. M. (2003). Probabilistic stability analysis of a tailings dyke on presheared clay-shale. Can. Geotech. J., 40(1), 192–208.
- EL-RAMLY, H., MORGENSTERN, N. R. & CRUDEN, D. M. (2005). Probabilistic assessment of stability of a cut slope in residual soil. Geotechnique, 55(1): 77–84.
- ERCANOGLU, M. & GOKCEOGLU, C. (2004). Use of *fuzzy* relations to produce landslide susceptibility map of a landslide prone area (West Black Sea Region, Turkey). Engineering Geology 75: 229–250.
- ERM. (1998). Landslide and Boulder Falls from Natural Terrain: Interim Risk Guidelines. ERM-Hong Kong Limited. GEO Report No. 75, Geotechnical Engineering Office, Hong Kong, 183p.

- FARIAS M. & A. ASSIS. (1998). Uma Comparação entre métodos probabilísticos aplicados à estabilidade de taludes. Em Anais do XI Congresso Brasileiro de Mecânica de Suelos e Ingeniería Geotécnica-COBRAMSEG, E. Palmeira y A. Assis, vol. 2. Brasília, ABMS, pp 1305-1313.
- FELL, R. K. S. HO, K. K. S., LACASSE, S. & LEROI, E. (2005). A framework for landslide risk assessment and management. *Landslide Risk Management*. Edited by O. Hungr, R. Fell, R. Couture & Eberhart. Taylor & Francis. London. pp 3-25.
- FELL, R. (1994). Landslide risk assessment and acceptable risk. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(2): 261-272,
- FELL, R., COROMINAS, J, BONNARD, C., CASCINI, L., LEROI, E., & SAVAGE, W.Z. (2008). Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land-use planning. *Engineering Geology*, 102: 99–111.
- FENTON, G. A & GRIFFITHS, D. V. (2007). Review of Probability Theory, Random Variables, and Random Fields. in *Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering*, Edited by D. V. Griffiths & G. A. Fenton, Springer New York: p 1-69.
- FENTON, N. & WANG, W. (2006). Risk and confidence analysis for fuzzy multicriteria decision making. *Knowledge-Based Systems*. 19 (6): 430–437.
- FIGUEROA-FLORES, E. A. (2008). Análises Probabilísticas de Estabilidade de Taludes Considerando a Variabilidade Espacial do Solo. Dissertação de mestrado em engenharia civil, PUC. Rio de Janeiro, 178 p.
- FREDLUND, D. G. (2006). Unsaturated soil mechanics in engineering practice. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 3: 286 – 321.
- FREDLUND, D. G., & KRAHN, J. (1977). Comparison of slope stability methods of analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 14: 429–439.
- GAONA W. R. (1990). Perfil Típico de Intemperismo do Stock de Altavista. (em espanhol) Trabalho de graduação. Universidade Nacional de Colômbia. Medellín, 134 p.
- GARCIA-CASCALES, M. S. & LAMATA, M. T. (2007). Solving a decision problem with linguistic information. *Pattern Recognition Letters*, 128 (17): 2284–2294.
- GARZÓN, J. M., VALENCIA, E. & MUÑOZ, J. E. (2012). Avaliação da Vulnerabilidade e Consequências por Deslizamento na Conexão Viária Aburra-Rio Cauca entre as Estacas km 4+000 e km 39+000. (em espanhol) Trabalho de grau, Especialização em Vias e Transporte, Universidad de Medellín, Medellín, 111 p.
- GCA. (2010). Relatório de veículos transitados pela conexão viária até maio de 2010. Gerencia de Concessões de Antioquia. (em espanhol) Apresentação em *Power point*, não publicada.
- GEORIO. (1998). Manual Técnico de Encostas: Movimentos de Massa. Volume 1, 1ª edição. Rio de Janeiro.
- GEOSLOPE. (2007). Slope/W User's Manual. Gesolope International.

- GIASI, C. P. MASI & CHERUBINI, C. (2003). Probabilistic and *fuzzy* reliability analysis of a sample slope near Aliano. Eng. Geology, vol. 67, no. 3-4, pp. 391-402, ene, (2003).
- GITIRANA, J. F. N. (2005). Weather-Related Geo-Hazard Assessment Model For Railway Embankment Stability. Ph.D. Thesis, University of Saskatchewan, Saskatoon, Saskatchewan, Canada, 411 p.
- CROZIER, M. & GLADE, T. (2004). Landslide Hazard and Risk: Issues, Concepts and Approach. In Landslide Hazard and Risk. Edited by T. Glade, M. Anderson and M. J. Crozier. Wiley. West Sussex, England. p 1-40.
- GODT, J. W., BAUM, R. L. SAVAGE, W. Z., SALCIARINI, D., SCHULZ W. H. & HARP, E. L. (2008). Transient deterministic shallow landslide modeling: Requirements for susceptibility and hazard assessments in a GIS framework. Engineering Geology, 102: 214–226.
- GODT, J. W., SENER, B., VERDIN, K. L., WALD, D.J., EARLE, P.S., HARP, E. L., & JIBSON, R. W. (2008). Rapid assessment of earthquake-induced landsliding. en Proceedings of the First World Landslide Forum, November 2008, Tokyo, Japan, Parallel Sessions Volume, International Program on Landslides, http://150.217.73.85/wlfpdf/11_Godt.pdf.
- GSM. (1999). Instrumentação e microzoneamento sísmico da área urbana de Medellín. Grupo de Sismologia de Medellín. Sistema Municipal para Prevenção e Atenção de Desastres, Alcaldía de Medellín.
- GUZZETTI, F., CARRARA, A., CARDINALI, M. & REICHENBACH, P., (1999), Landslide hazard evaluation: a review of current techniques and their application in a multi-scale study, Central Italy. – Geomor., 31, 181-216.
- HALL, W. & WIGGINS, J. (2000), Acceptable risk: a need for periodic review. Natural hazards review. Vol. 1, no. 3, 180-187
- HASSAN, A. M. & WOLFF, T.F. (2000). Effect of Deterministic and Probabilistic Models on Slope Reliability. En Slope Stability (2000) (GSP 101), Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2000. D. V. Griffiths, G. A. Fenton y T. R. Martin. Denver, ASCE. pp 194-208.
- HIDALGO, C., VEGA, J. A., ASSIS, A & VILLARRAGA, M. (2012), Estimación da ameaça por deslizamento em projetos lineares: estradas em solos residuais. Anais do IV Simpósio Pan-americano de Deslizamentos, Paipa, Colômbia, novembro de 2012, Artigo 4.
- HIDALGO, C & ASSIS, A. (2010), Metodologia para avaliação preliminar de risco em estradas por deslizamentos deflagrados por chuva. Em Anais do XIII Congresso Colombiano de Geotecnia, Manizales, Colômbia, setembro de 2010, Artigo 5,5,
- HIDALGO, C., & ASSIS, A. (2011a). Avaliação quantitativa do risco por deslizamentos deflagrados por chuva numa estrada do noroeste da Colômbia (em espanhol). Anais da XII Conferência Pan-americana de Geotecnia, Toronto, Ontario, Canada.
- HIDALGO, C., & ASSIS, A. (2011b). Avaliação da incerteza na análise de estabilidade dum talude escavado em solos residuais. (em espanhol) Anais da XII Conferência Pan-americana de Geotecnia, Toronto, Ontario, Canada.

HIDALGO, C. A. ASSIS, A & PASTORE, E. (2003b). Determinação da resistência da rocha intacta na caracterização de maciços rochosos (em espanhol). *Rev. Ing. Univ. de Medellín*, 1(3): 89–102.

HIDALGO, C. A., ASSIS, A. & PASTORE, E. (2003a). Caracterização dum maciço rochoso utilizando ensaios de carga puntiforme e triaxiais (em espanhol). Em *Anais da XII Conferência Pan-americana de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*. Culligan, P. J. Einstein, H. H. y A. J. Whittle. Cambridge, Verlag Glückauf Essen, pp. 495-500.

HONJO, Y. (2008). Monte Carlo simulation in reliability analysis. In *Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering* edited by K.K. Phoon, Taylor-Francis, New York, p 169-191.

HUACO, D. (2008). Decision Support For Slope Construction And Repair Activities: An Asset Management Building Block. Master Of Science Thesis, University Of Missouri - Columbia, 127 P.

HUNGR, O., COROMINAS, J. & EBERHARDT, E. (2005). Estimating landslide motion mechanism, travel and distance a velocity. *Landslide Risk Management*. Edited by O. Hungr, R. Fell, R. Couture & E. Eberhart. Taylor & Francis. London, p 99-128.

INVIAS. (2012). Mapas da Rede Viária Nacional. (em espanhol) Disponível em http://www.invias.gov.co/invias/hermesoft/portallIG/home_1/recursos/01_general/mapas/contenidos/15042008/01_antioquia.jsp#.

ISAZA, P. A. (2011). Avaliação do Risco Aceitável por Escorregamentos de Encostas em Regiões Tropicais Montanhosas: Caso de Aplicação Medellín, Colômbia. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)-Universidade de Brasília, Brasília, 204 p.

ISSMGE. (2004), Glossary of Risk Assessment Terms. http://www.engmath.dal.ca/tc32/2004Glossary_Draft1.pdf.

ISO. (2009). Risk Management-Principles and Guidelines. International Organization for Standardization. ISO/IEC 31000:2009, Geneva, 56 p.

JAISSWAL, P. & VAN WESTEN, C. J. (2009a), Rainfall - based temporal probability for landslide initiation along transportation routes in Southern India. En: *Landslide processes : from geomorphologic mapping to dynamic modelling: proceedings of the landslide processes conference, Strasbourg, France, 6-7 February 2009, / ed. by J.P. Malet, A. Remaitre and T. Bogaard - Strasbourg : European Centre on Geomorphological Hazards (CERG), pp 139-143.*

JAISSWAL, P., & VAN WESTEN, C. J. (2009b). Estimating temporal probability for landslide initiation along transportation routes based on rainfall thresholds. *Engineering Geology* 116: 236–250. *Geomorphology* 112: 96–105.

JAISSWAL, P., VAN WESTEN, C. J. & JETTEN, V. (2010). Quantitative landslide hazard assessment along a transportation corridor in southern India. *Engineering Geology* 116: 236–250.

JIBSON, R. W. (1993). Predicting Earthquake-Induced Landslide Displacements Using Newmark's Sliding Block Analysis. *Transportation Research Record*, No 1411: 9-17.

- JIBSON, R. W. (2007). Regression models for estimating coseismic landslide displacement. *Engineering Geology* 91: 209–218.
- JIBSON, R.W., HARP, E. L. & MICHAEL, J. A. (2000): A method for producing digital probabilistic seismic landslide hazard maps. *Engineering Geology*, 58: 271-289.
- JIBSON, R. W., HARP, E. L. & MICHAEL, J. M., (1998). A method for producing digital probabilistic seismic landslide hazard maps: an example from the Los Angeles, California area. US Geological Survey Open-File Report 98-113. 17 pp.
- JUANG, C. H., JHI, Y. & LEE, D. (1998), Stability analysis of existing slopes considering uncertainty. *Engineering Geology*, 49:111-122.
- KARAM, K. S. (2005), *Landslide Hazards Assessment and Uncertainties*. Ph.D. Thesis. Department of Civil and Environmental Engineering. Massachusetts Institute of Technology. Boston, USA. 751 p.
- KEEFER, D. K. (2000). Statistical analysis of an earthquake induced landslide distribution – the 1989 Loma Prieta, California event. *Engineering Geology*, 58: 231-249
- KEEFER, D. K., (1984), Landslides caused by earthquakes: *Geological Society of America Bulletin*, v. 95, p. 406-421.
- KO, C. K., FLENTJE, P. & CHOWDHURY, R. (2004). Interpretation of probability of landsliding triggered by rainfall. *Landslides*, 1 (4):263–275.
- KO, F. W. Y. (2005). Correlation Between Rainfall And Natural Terrain Landslide Occurrence In Hong Kong. Geotechnical Engineering Office, Hong Kong, Geo Report No. 168: 77 p.
- KRAHN, J. (2003). The (2001) R. M. Hardy Lecture: The limits of limit equilibrium analyses *Can. Geotech. J.* 40: 643–660.
- KRAMER, S. L. & SMITH, M. W. (1997). Modified Newmark model for seismic displacements of compliant slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 123 (7): 635-644.
- KULHAWY, F.H. & PHOON KK. (2002). Observations on geotechnical reliability-based design development in North America. In: *Proceedings, international workshop on foundation design codes and soil investigation in view of international harmonization and performance based design*, Tokyo, Japan; p. 31–48.
- LEROI, E., BONNARD, C., FELL, R. & MCINNES, R. (2005). Risk assessment and management. *Landslide Risk Management*. Edited by O. Hungr, R. Fell, R. Couture & E. Eberhart. Taylor & Francis. London. p 159-198.
- LUZI, L., PERGALANI, F. & TERLIEN, M. T. J. (2000), Slope vulnerability to earthquakes at subregional scale, using probabilistic techniques and geographic information systems. *Engineering Geology*, 58: 313-336.

- MA, J., RUAN, D., XU, Y. & ZHANG, G. (2007). A *fuzzy*-set approach to treat determinacy and consistency of linguistic terms in multi-criteria decision making. *International Journal of Approximate Reasoning*, 44, (2): 165–181.
- MARANDOLA, E. & HOGAN, D. J. (2004). Natural Hazards: O Estudo Geográfico dos Riscos e Perigos. *Ambiente & Sociedade*, 7 (2): 95-110.
- MINTRANSPORTE. (2004), RESOLUÇÃO N° 004000 DE 2.004. (em espanhol) República de Colômbia, Ministério do Transporte. 6 p.
- MINTRANSPORTE. (2008), Diagnóstico do Setor Transporte 2008 (em espanhol), República de Colômbia, Ministério do Transporte. 204 p.
- MIRIO-PNUD. (1995). Levantamento Integrado de Bacias Hidrográficas do Município de Medellín. (em espanhol) Departamento Administrativo de Planeación, Medellín, 328 p.
- MORENO, H. A., VÉLEZ, M. A., MONTOYA, J. D. & RHENALS, R. L. (2006). A chuva e os deslizamentos de terra em Antioquia: análise da sua ocorrência nas escalas interanual, intraanual e diária (em espanhol). *Medellín, Revista EIA*, (5): 59-69.
- MORENO, R. & BAIRÁN, J. M. (2010). Curvas de fragilidade para avaliar o dano sísmico em prédios de concreto reforçado com lajes reticulares (em espanhol). *Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V.*, Vol. 25, N° 4, pp. 61–71.
- MUIR, I. HO, K. SUN, H. HUI, T. & KOO, Y. (2006). Quantitative Risk Assessment as Applied to Natural Terrain Landslide Hazard Management in a Mid-levels Catchment, Hong Kong. (2006) ECI Conference on Geohazards. Editors: Farrokh Nadim, Rudolf Pöttler, Herbert Einstein, Herbert Klapperich, and Steven Kramer. Lillehammer, Norway, paper 5. <http://services.bepress.com/eci/geohazards/5>.
- NADIM, F. (2007). Tools and Strategies for Dealing with Uncertainty in Geotechnics. In *Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering*. Edited by D. V. Griffiths & G. A. Fenton. Springer, New York, pp 71-96.
- NADIM, F., EINSTEIN, H. & ROBERDS, W. (2005), State of Art 3 -Probabilistic Stability Analysis for Individual Slopes in Soil and Rock. *Landslide Risk Management*. Edited by O. Hungr, R. Fell, R. Couture & E. Eberhart. Taylor & Francis, p 63-98.
- NAVIDI, W. (2006). *Statistics for Engineers and Scientists*. McGraw Hill. New York: 869 p.
- NEWMARK, N. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. *Géotechnique*, 15:2, 139-159.
- OKADA, K., SUGIYAMA, T., MURAISHI, H., NOGUCHI, T. & SAMIZO, M. (1994), Statistical risk estimating method for rainfall on surface collapse of a cut slope. *Soils and Foundations*, 34 (3): 49-58.
- ORACLE. (2008). *Crystal Ball: Reference Manual*. 44 p.
- ORR, T. L. & BREYSSE, D. (2008). Eurocode 7 and reliability-based design. In *Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering-Computations and Applications*. K. K. Phoon. Londres, Taylor-Francis, pp 298-343.

- ORTIGÃO J. A. R., JUSTI, M. G., D'ORSI, R. & BRITO, H. -Rio-Watch (2001): the Rio de Janeiro landslide alarm system. Proceedings 14th Southeast Asian Geotechnical Conference, Ho&Li (eds), Hong Kong. Balkema vol 3 pp 237-241.
- ORTIGÃO, J. A. R. & SAYÃO, A. S. F., (2004). Handbook of Slope Stabilization. Springer, Berlin, Alemanha: 478 p.
- ORTIGÃO, J. A. R. (2000). Rio Watch: the Rio de Janeiro landslide watch. Mono Sys Guide to Monitoring. Quarter 1: 18-21.
- ORTIGÃO, J. A. R. JUSTI, M. G., D'ORSI, R. & BRITO, H. (2000). Rio Watch: the Rio de Janeiro landslide alarm system. 14th Southeast Asian Geotechnical Conference, SEAGS, Hong Kong, China, 3:257-241.
- PALISADE. (2010). @Risk Version 5.7 User's Guide. Palisade Corporation, New York USA: 693 p.
- PANTELIDIS, L. (2011a). An innovative Landslide Risk Assessment System: Plication to Highway Embankments. Georisk 2011, ASCE pp 1012-1019.
- PANTELIDIS, L. (2011b). A critical review of highway slope instability risk assessment systems. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 70: 395-400.
- PARISE, M. & JIBSON, R. W. (2000): A seismic landslide susceptibility rating of geologic units based on analysis of characteristics of landslides triggered by the 17 January, 1994 Northridge, California earthquake. Engineering Geology, 58: 251-270.
- PAVA, A. & RAIGOZA, A. M. (2012). Determinação do Impacto da Análise Probabilística da Estabilidade de Taludes em Solos Tropicais (em espanhol). Trabalho de grado, Especialización en Vías y Transporte, Universidad de Medellín, Medellín, 67 p.
- PÉREZ, R. (2005). Processamento e Otimização de Espectros Raman Mediante Técnicas da Lógica Difusa: Aplicação à identificação de Materiais Pictóricos (em espanhol). Tese de doutorado Universidad Politécnica de Cataluña, Departamento de Engenharia Teoria del Senyal I Comunicacions, Barcelona, 182 p.
- PHOON K. K. (2004). Towards Reliability-based Design for Geotechnical Engineering. Special Lecture at Korean Geotechnical Society, 9 July 2004, Seoul: 23 p.
- PHOON, K. K., & KULHAWY, F. H. (2003). Evaluation of model uncertainties for reliability-based foundation design. Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, Der Kiureghian, Madanat & Pestana (eds). Millpress, Rotterdam: 1351-1356.
- PHOON, K. K., KULHAWY, F. H. & GRIGORIU, M. D. (2003a). Development of a reliability-based design framework for transmission line structure foundations. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129, No 9: 798-806.
- PHOON, K. K., KULHAWY, F. H. & GRIGORIU, M. D. (2003b). Multiple resistance factor design for shallow transmission line structures foundations. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129, No 9: 807-818.

- PICARELLI, L., OBONI, F., EVANS, S. G., MOSTYN, G. & FELL, R. (2005). Hazard Characterization and quantification. *Landslide Risk Management*. Edited by O. Hungr, R. Fell, R. Couture & E. Eberhart. Taylor & Francis. London. p 27-61.
- PRIETO, J. A. RAMOS, A. M. & VILLADIEGO, J. R. (2007), Metodologia para estimação de curvas de vulnerabilidade econômica por chuva para Infraestrutura viária– aplicação estrada Bogotá–Villavicencio-Colombia (em espanhol). *Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*. 7(1): 71-92.
- RAHARDJO, H. HONG, T. H., REZAUR, R. B., & LEONG, E. C. (2007). Factors controlling instability of homogeneous soil slopes under rainfall. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 133, No. 12: 1532-1543.
- RAHARDJO, H. LEE, T. T., LEONG, E. C. & REZAUR, R. B. (2005), Response of a residual soil slope to rainfall. *Canadian Geotechnical Journal*, 42: 340-351.
- RAHARDJO, H. LI, X. W., TOLL, D. G. & LEONG, E. C. (2001), The effect of antecedent rainfall on slope stability. *Geotechnical and Geological Engineering* 19: 371-399.
- RAHARDJO, H., AUNG, K.K., LEONG, E. C. & REZAUR. (2004). Characteristics of residual soils in Singapore as formed by weathering. *Engineering Geology*, 73: 157–169.
- RAHIMI, A. RAHARDJO, H, & LEONG, E. C. (2010). Effect of hydraulic properties of soil on rainfall-induced slope failure. *Engineering Geology* 114: 135–143.
- REFICE, A. & CAPOLONGO, D. (2002): Probabilistic modeling of uncertainties in earthquake-induced landslide hazard assessment. *Computer & Geosciences*, 28: 735-749.
- REMONDO, J. BONACHEA, J. & CENDRERO, A. (2008). Quantitative landslide risk assessment and mapping on the basis of recent occurrences. *Geomorphology*, Volume 94 (3-4): 496-507.
- RESTREPO, F. (2012). Estradas para Prosperidade (em espanhol). Apresentação. Disponível em <http://www.inco.gov.co/CMS/media/file/APP%2028%20de%20junio%202012.pdf>.
- RESTREPO, L. F. SIERRA, M. C. & PÉREZ, M. L. (2005). Probabilidade de liquefação e deslizamento ante um evento sísmico, baseado na teoria da confiabilidade (em espanhol). III Congresso Colombiano de Engenharia Sísmica. II Congresso Nacional e VIII Seminário Internacional de Engenharia Sísmica Colômbia. Universidad del Valle, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica: 1:17.
- RIBEIRO, R. C. H. (2008), Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas. Tese de doutorado em Engenharia Civil Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2008, pp 30-112.
- ROBERDS, W. (2005). Estimation temporal and spatial variability and vulnerability. *Landslide Risk Management*. Edited by O. Hungr, R. Fell, R. Couture & E. Eberhart. Taylor & Francis. London. p 129-157.
- ROCSCIENCE INC. (2010), Slide Version 6,0 - 2D Limit Equilibrium Slope Stability Analysis. www.rocscience.com, Toronto, Ontario, Canada.

- ROMEO, R. (2000). Seismically induced landslide displacements: a predictive model. *Engineering Geology*. 58: 337–351.
- ROSE, D. (1978). Risk of catastrophic failure of dams. *Journal of Hydraulics Division*. 104 (HY6): 1349-1351.
- ROSENBLUETH, E. (1975). Point estimates for probability moments. *Proc. Nat. Acad. of Sc*, vol. 72, no. 10, pp. 3812–3814.
- SABOYA, F. ALVES, M. & PINTO, W. (2006), Assessment of failure susceptibility of soil slopes using fuzzy logic. *Engineering Geology* 86: 211–224.
- SALCIARINI, D., GODT, J. W., SAVAGE, W. Z., BAUM R. L. & CONVERSINI, P. (2008). Modeling landslide recurrence in Seattle, Washington, USA. *Engineering Geology* 102: 227–237.
- SAYED, S. G. R., DODAGOUDAR & K. RAJAGOPAL. (2008). Reliability analysis of reinforced soil walls under static and seismic forces. *Geosynth. Intern*, vol. 15, no. 4: 246-257.
- SAYGILI, G. & RATHJE, E. (2009). Probabilistically based seismic landslide hazard maps: An application in Southern California. *Engineering Geology*. 109: 183-194.
- SILVA, F., LAMBE, W. & MARR, W. M. (2008). Probability and risk of slope failure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134 (12): 1691-1699.
- SIMÕES, M.G. & SHAW, I.S. (2007). *Controle e Modelagem Fuzzy*. São Paulo, Blucher: FAPESP, 186 p.
- SOLINGRAL. 2007. *Estabilização Taludes-Primavera-Asomadera (em espanhol)*. Relatório técnico I-1088-032007. Departamento de Antioquia-Gerencia de Concesiones, Medellín, não publicado.
- STEWART, I. & BUYS, H. (2005), Managing slope risk for a large highway network. *Landslide Risk Management*. Edited by O. Hungr, R. Fell, R. Couture & E. Eberhart. Taylor & Francis, p 599-607.
- STEWART, I. , BAYNES, F. & LEE, I. (2002), The RTA Guide to Slope Risk Analysis Version 3,1, *Aust Geomechanics*, 37(2): 115-148.
- TAVARES, L. T. & SERAFIM, J. L. (1983). Probabilistic study on failure of large dams. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109 (11): 1483-1486.
- UNAL. (2009). *Mapas de Ameaça, Vulnerabilidade e Risco por Movimentos de Massa, Inundações e Avalanches no vale de Aburrá*. Universidade Nacional de Colômbia Sede Medellín. (em espanhol). Relatório Final do Convenio 4800002397 DE (2007) com Área Metropolitana do Vale de Aburrá, 120 p.
- US NUCLEAR REGULATORY COMMISSION. (1975). *Reactor Safety Study: An assessment of accident risks in U.S. commercial nuclear power plants*. Washington, DC, U.S. Nuclear Regulatory Commission (WASH-1400).

USACE. (1999). Risk-Based Analysis in Geotechnical Engineering for Support of Planning Studies. U.S. Army Corps of Engineers. ETL 1110-2-556. 28 May 99.

UZIELLI, M. S. DUZGUN & B. V. VANGELSTEN. (2006). A First-Order Second-Moment Framework for Probabilistic Estimation of Vulnerability to Landslides. In 2006 ECI Conference on Geohazards. F. Nadim, R. Pottler, H. Einstein, H. Klapperich y S. Kramer. [On line], paper 24. Disponible: <http://services.bepress.com/eci/geohazards/24>.

UZIELLI, M., NADIM, F., LACASSE, S. & KAYNIA, A. M. (2008). A Conceptual Framework for Quantitative Estimation of Physical Vulnerability to Landslides. *Engineering Geology* 102: 251–256.

VARNES, D. J. (1984). Landslide hazard zonation: a review of principles and practice. *Natural Hazards*, UNESCO Press. Paris, p 3-64.

VAUNAT, J. & LEROUEIL, S. (2002). Analysis of Post-Failure Slope Movements within the Framework of Hazard and Risk Analysis. *Natural Hazards* 26: 83–109.

VEGA, J. A. (2013). Estimación do Risco por Deslizamentos de Encostas Gerados por Eventos Sísmicos na Cidade de Medellín Usando Ferramentas da Geomática: Caso Aplicado a Edificações Urbanas (em espanhol). Dissertação de Mestrado-Universidad Nacional de La Plata, Argentina, 164 p.

WALPOLE, R. E., MYERS, R. H., MYERS, S. L & YE, K. 2012. Probabilidade e Estatística para Engenharia e Ciências (em espanhol). Pearson, Mexico, 9a edição, 816 p.

WARTMAN, J. BRAY, J. D. & SEED, R. B. (2003). Inclined Plane Studies of the Newmark Sliding Block Procedure. *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*. 129 (8): 673–684.

WHITMAN, R. V. (1984). Evaluating calculated risk in geotechnical engineering. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110 (2): 144-188.

WHITMAN, R. V. (2000). Organizing and evaluating uncertainty in geotechnical engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 126, No 7: 583-593.

WIJEWICKREME, D. HONEGGER, D. MITCHELL, A. & FITZELL, T. (2005). Seismic Vulnerability Assessment and Retrofit of a Major Natural Gas Pipeline System: A Case History. *Earthquake Spectra*, 21 (2): 539–567.

WIKIMEDIA.(2012a). Mapa de Antioquia em Colômbia. Disponível em <https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/e/e4/Colombia-antioquia-SIM.svg/894px-Colombia-antioquia-SIM.svg.png>.

WIKIMEDIA.(2012b). Mapa de Colômbia em América do Sul. Disponível em [http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Colombia_in_South_America_\(-mini_map_rivers\).svg](http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Colombia_in_South_America_(-mini_map_rivers).svg).

WILSON, R. A., MOON, A. T. E. & HENDRICKX, M. (2005), Application of quantitative risk assessment to the Laurence Hargrave Drive Project, New South Wales, Australia.

Landslide Risk Management. Edited by O. Hungr, R. Fell, R. Couture & E. Eberhart. Taylor & Francis. London. p 589-598.

WU, T. H. (2008), Reliability analysis of slopes. In Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering-Computations and Applications. K. K. Phoon. London, Taylor-Francis, pp 385-412.

YAGER, R. (1995). An Approach to Ordinal Decision Making. International Journal of Approximate Reasoning 1995; 12:237-261.

ZADEH, L. A. (1965). Fuzzy sets. Information and Control, number 8: 338–353.

ZADEH, L.A. (2005). Toward a generalized theory of uncertainty (GTU)—an outline. Information Sciences 172:1–40.

ZADEH, L. A. (2008). Is there a need for fuzzy logic? Information Sciences 178: 2751–2779.

ZÊRERE, J. L., TRIGO, R. M. & TRIG, I. F. (2005), Shallow and deep landslides induced by rainfall in the Lisbon region (Portugal): assessment of relationships with the North Atlantic Oscillation. Natural hazards and Earth Systems Sciences 5:331-344.

ZÊZERE, J.L., GARCIA, R. A. C., OLIVEIRA, S. C. & REIS, E. (2008). Probabilistic landslide risk analysis considering direct costs in the area north of Lisbon (Portugal). Geomorphology 94: 467–495.

ZHOUA, G. ESAKIA, T., MITANIA, Y., XIEA, M., & MORI, J. (2003). Spatial probabilistic modeling of slope failure using an integrated GIS Monte Carlo simulation approach. Eng. Geology, 68 (3-4): 373-386.