

**SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DE ENCOSTAS PARA
PROJETOS DE ESTRADAS BASEADO NO ÍNDICE DE QUALIDADE HSQI:
APLICAÇÃO NA COSTA RICA**

MARIELA DEL CARMEN OCAMPO ARAYA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

**FACULDADE DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

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

**SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DE ENCOSTAS PARA
PROJETOS DE ESTRADAS BASEADO NO ÍNDICE DE QUALIDADE HSQI:
APLICAÇÃO NA COSTA RICA**

MARIELA DEL CARMEN OCAMPO ARAYA

**ORIENTADOR: HERNÁN EDUARDO MARTINEZ CARVAJAL, DSC
CO-ORIENTADOR: JUAN FELIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, DSC**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

**PUBLICAÇÃO: G.DM-266/16
BRASÍLIA / DF: MARÇO 2016**

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

**SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DE ENCOSTAS PARA
PROJETOS DE ESTRADAS BASEADO NO ÍNDICE DE QUALIDADE HSQI:
APLICAÇÃO NA COSTA RICA**

MARIELA DEL CARMEN OCAMPO ARAYA

**DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA
CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
GEOTECNIA**

APROVADA POR:

**HERNÁN EDUARDO MARTINEZ CARVAJAL, D.S.c (UnB)
(ORIENTADOR)**

**JUAN FELIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, D.S.c (UnB)
(COORIENTADOR)**

**RENATO PINTO DA CUNHA, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**PAULO RUIZ CUBILLO, PhD (LANAMME-UCR)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 21 MARÇO DE 2016.

FICHA CATALOGRÁFICA

Sistema de classificação geotécnica de encostas para projetos de estradas baseado no índice de qualidade HSQI: aplicação na Costa Rica [Distrito Federal] 2016.

Dissertação de mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

- | | |
|-------------------------------------|--------------------------|
| 1. Estabilidade de taludes | 2. Fatores deflagradores |
| 3. Susceptibilidade ao Deslizamento | 4. Índice de qualidade |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

OCAMPO-ARAYA, M.D.C. (2016). Sistema de classificação geotécnica de encostas para projetos de estradas baseado no índice de qualidade HSQI: aplicação na Costa Rica [Distrito Federal] 2016. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-266/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 176 p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Mariela del Carmen Ocampo Araya

TÍTULO: Sistema de classificação geotécnica de encostas para projetos de estradas baseado no índice de qualidade HSQI: aplicação na Costa Rica

GRAU: Mestre

ANO: 2016

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado 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 dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Mariela del Carmen Ocampo Araya

CLN 210, BL. B, apto 4-Asa Norte

Brasília, DF-Brasil

mari1189@gmail.com

DEDICATÓRIA

No primeiro lugar a Deus por todas as bênçãos recebidas. Também, com todo meu amor para minha família, em especial a minha mãe que sempre será minha inspiração de superação e por oferecer-me sempre seu amor e constante apoio, meu pai que sempre tem sido uma guia no caminho profissional além de brindar-me sua ajuda e motivação, e todas as pessoas que de uma ou outra maneira fizeram que esta fase da minha vida fosse muito especial.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, o Professor Hernán Martínez Carvajal, pela de dedicação e apoio ao longo desta pesquisa.

Ao meu coorientador, o Professor Juan Felix Rodriguez, pela colaboração neste trabalho e sua disposição de ajudar.

Ao *Ministério de Obras Públicas y Transportes (MOPT)* e ao *Consejo Nacional de Vialidad* da Costa Rica (CONAVI) pela colaboração no fornecimento das informações que tornaram esta pesquisa possível.

Ao *Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica (LANAMME-UCR)*, pela disponibilidade ao colaborar e repassar informações.

À Escola Centro americana de Geologia da Universidade da Costa Rica por oferecer sua colaboração,

Ao Eng. Gastón Laporte, o qual com grande gentileza compartilhou sua experiência, ampliando meus conhecimentos na área geotécnica,

A Equipe de Professores do Programa de Pós-graduação em Geotecnia, da Universidade de Brasília, pela formação neste mestrado,

Ao meu querido amigo Domingo Delgado, o qual me motivou para continuar meus estudos.

A todos os meus amigos e pessoas queridas que ofereceram suporte, alegria e motivação nesta fase da minha vida,

Finalmente, agradeço também à CAPES e ao CNPq por oferecerem oportunidade de estudo neste maravilhoso país.

SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DE ENCOSTAS PARA PROJETOS DE ESTRADAS BASEADO NO ÍNDICE DE QUALIDADE HSQI: APLICAÇÃO NA COSTA RICA

RESUMO

Este trabalho de pesquisa adota o sistema de classificação de encostas baseado no *Hillslope Quality Index* (HSQI) proposto por Moreno-Ceballos (2015) e é validado utilizando como exemplo de aplicação 19 quilômetros do trecho do projeto rodoviário (Sifón-La Abundancia) localizado numa zona tropical úmida montanhosa na Zona Norte da Costa Rica. Para aplicação do sistema, primeiramente foi realizado um trabalho de campo, no qual verificou-se o estado atual da via e realizou-se uma descrição das características geológicas da zona, assim como um também um listado dos sistemas de estabilização encontrados ao longo do trecho de análise. A avaliação do desempenho deste sistema foi realizada comparando as hipóteses probabilísticas propostas pelo autor com as obtidas no caso da Costa Rica. Adicionalmente o desempenho foi avaliado por meio da análise ROC.

Para melhorar este sistema de classificação, foi introduzida a influência do clima ao considerar a média da precipitação mensal da zona representada pelo parâmetro de umidade do solo (Sh) definido por Método Mora & Vahrson (1994). Como resultado foram obtidas distintas porcentagens que representa a posição do lençol freático na relação (Hw/H) em função da precipitação da zona, os quais podem ser usados como dados de entrada no cálculo de HSQI.

Outra fase desta pesquisa consistiu no desenvolvimento de um inventário de 81 deslizamentos ao longo da zona de estudo utilizando imagens Lidar. Estas imagens, foram utilizadas para o cálculo das áreas dos deslizamentos encontrados. Seguidamente, foi realizado a análise de distribuição dos deslizamentos seguindo os critérios de Malamud *et al.*, (2004) para analisar a frequência dos deslizamentos e sua relação com a construção da estrada..

Dos resultados obtidos concluiu-se que o sistema de classificação HSQI apresenta um bom desempenho segundo o análise ROC na qual obteve-se uma taxa de 69% de casos positivos e 31% de casos negativos. Ao analisar a diferença da densidade de probabilidade dos deslizamentos na zona de estudo com a Distribuição Gama-Inversa, proposta por Malamud *et al.*, (2004), associa-se que ao redor de 37% destes eventos com áreas de até 450 m² puderam ser ocasionados por efeitos antrópicos.

GEOTECHNICAL CLASSIFICATION SYSTEM FOR ROADWAYS BASED ON HILLSLOPE QUALITY INDEX (HSQI): APPLICATION CASE IN COSTA RICA

ABSTRACT

This study adopts a geotechnical classification system for roadways based on Hillslope Quality Index (HSQI) proposed by Moreno-Ceballos (2015) and is validated using as an application case of 19 kilometers from roadway located in a mountainous tropical rain zone on the North Zone in Costa Rica. Firstly, a fieldwork was carried out in which geological characteristics were verified and a checklist of stabilizing factors found along a roadway was made.

The assessment of performance of the system was made comparing the results obtained in Costa Rica with the probabilistic hypothesis proposed by the author. Additionally, performance assessment by Receiver operating characteristics analysis (ROC) was applied as well.

To improve the HSQI classification System, were introduced the weather influence considering monthly precipitation average, defined by soil moisture parameter (Sh) proposed by Mora & Vahrson Method (1994). As a result, were obtained different values that represents the water table position (Hw/H) that were used as an input data in HSQI system.

A landslide catalog for this study area was completed using a set of high resolution Lidar, the catalog include 81 landslides along the roadway. Malamud *et al.*, (2004) criteria was considered for the analysis of landslide frequency event and the relationship along roadway construction.

As a conclusion, it is defined that HSQI System has a good performance according to ROC analyses, the resultant true positives (Tp) and false positives (Fp) rates equal to 69% and 31%, respectively. The difference observed between probability density function and the Inverse-Gamma Distribution obtained in the studied area showed that about 37% of the landslide (with 450 m² area) events were triggered by anthropic factors.

ÍNDICE

CAPÍTULO	PAGINA
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 MOTIVAÇÃO DA PESQUISA.....	2
1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA E ESCOPO	3
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	4
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 MOVIMENTO DE MASSA.....	5
2.2 AGENTES DEFLAGRADORES DOS DESLIZAMENTOS	7
2.3 MAPEAMENTO DE DESLIZAMENTOS	16
2.4 PROTEÇÃO E ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES	21
2.5 DEFINIÇÃO DE RISCO, VULNERABILIDADE, AMEAÇA E SUSCEPTIBILIDADE.....	27
2.6 CONSEQUÊNCIAS SOCIAIS POR DESLIZAMENTOS	29
2.7 METODOLOGIAS PARA CLASSIFICAÇÃO DE TALUDES E AVALIAÇÃO DE ÁREAS SUSCEPTIVEIS	30
2.8 METODOLOGIAS DE CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DE TALUDES APLICADAS A ESTRADAS	41
2.9 MÉTODOS PROBABILÍSTICOS APLICADOS NA GEOTECNIA.....	60
2.10 ANÁLISIS ROC	63
2.11 INVENTÁRIO DE DESLIZAMENTOS	66
3 METODOLOGIA DA PESQUISA.....	72
3.1 ESTUDO DE CASO: COSTA RICA	74
3.2 VALIDAÇÃO DO SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO DE ENCOSTAS HSQI	86
3.3 CONSIDERAÇÃO DA PRECIPITAÇÃO NO SISTEMA HSQI.....	109
3.4 ANÁLISE ESTADÍSTICA DOS DESLIZAMENTOS AO LONGO DA VIA	119
4 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	128
4.1 VALIDAÇÃO DO SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO.....	128

4.2 ANÁLISE DA DENSIDADE DE PROBABILIDADE DE DESLIZAMENTOS.....	130
4.3 RECOMENDAÇÕES	131
REFERÊNCIAS BIBLIGRÁFICAS	132

LISTA DE TABELAS

TABELA	PAGINA
Tabela 2.1. Classificação dos movimentos de encosta segundo Varnes (1978), 6 tomado do Manual de encostas da GeoRio (Penha, 1998)..... 6	6
Tabela 2.2. Características dos principais grandes grupos de processos de escorregamento por Augusto-Filho (1992)..... 6	6
Tabela 2.3. Agentes e causas dos escorregamentos apresentados por Guidcini e Nieble (1984) citado por (Penha, 1998). 8	8
Tabela 2.4. Variáveis típicas que afetam o risco ou a susceptibilidade ao deslizamento agrupadas em quatro tipos principais. Suzen & Kaya (2011) citado por Budimir et al (2015) 16	16
Tabela 2.5. Percentagem dos covariáveis mais usados encontrados para todos os tipos de deslizamentos de terra na base de dados da pesquisa de Budimir et al (2015) 18	18
Tabela 2.6. Porcentagens dos fatores mais significativos considerados nos estudos de deslizamentos 18	18
Tabela 2.7.Recomendações para cortes de encostas 26 (Adaptado de Rodriguez & Hermilo Del Castillo (2002)) 26	26
Tabela 2.8. Pessoas afetadas por deslizamentos (1993-2002) 29 Adaptado de (Alimohammadlou et al., 2013) 29	29
Tabela 2.9. Média estimada dos custos anuais por deslizamentos em várias nações (Alimohammadlou et al., 2013) 30	30
Tabela 2.10. Métodos Data-driven recomendados para avaliação da susceptibilidade aos deslizamentos Corominas et al., (2014) 33	33
Tabela 2.11. Métodos de base física recomendados para avaliação da susceptibilidade aos deslizamentos Corominas et al., (2014) 34	34
Tabela 2.12. Intervalos de susceptibilidade do Método de ângulo crítico. 38	38
Tabela 2.13. Valores assignados à média mensal de chuva 39	39
Tabela 2.15. Fator de correção de altura da encosta (Ceballos et al., 2015) 58	58
Tabela 2.16. Recomendações de estabilização..... 59	59
Tabela 2.18. Parâmetros Gamma definidos por Malamud et al., (2004) 67	67
Tabela 3.2. Valores de ângulo crítico nas unidades Geológicas ao longo da Via..... 85 Mora & Garro (2012) 85	85

Tabela 3.3. Susceptibilidade ao deslizamento ao longo da via. Mora & Garro (2012)	85
Tabela 3.4. Taludes para comparação de métodos de estabilidade	88
Tabela 3.5. Localização das amostras retiradas no campo para ensaios CD Venegas (2011) .	89
Tabela 3.6. Propriedades Físicas dos Solos com avançado grau de intemperismo no Vale Central Costa Rica (Mora, 1998)	90
Tabela 3.7. Média dos parâmetros do solo obtidos pela correlação dos dados de Mora (1998) e (Venegas Sáenz, 2011).....	91
Tabela 3.9. Classificação da susceptibilidade segundo HSQI	101
Tabela 3.10. Níveis de susceptibilidade ao longo da estrada	101
Tabela 3.11. Hipóteses probabilísticas para o Método HSQI	104
Tabela 3.12. Classificação dos resultados HSQI para análise ROC	106
Tabela 3.13. Comparação da análise ROC.....	107
Tabela 3.14. Coeficientes de variação (CV) estabelecidos por Assis, (2010)	108
Tabela 3.15. Cálculo de Parâmetro de umidade do solo (Sh)	111
Tabela 3.16. Correlação do Valor EP com a classificação da susceptibilidade do sistema HSQI	112
Tabela 3.17. Exemplo da variação do HSQI teórico de acordo ao parâmetro (Sh).....	114
Tabela 3.19. Número de deslizamentos na via e densidade de probabilidade	123
Tabela 3.20. Deslizamentos ocorridos nas seções avaliadas pelo Sistema HSQI.....	126

LISTA DE FIGURAS

FIGURA	PAGINA
Figura 2.1. Área de estudo afetada pelo terremoto de Cinchona, Costa Rica (Ruíz, 2012)	11
Figura 2.2. Estaca 47+900 ao 02 de maio de 2011 (LANAMME-UCR, 2011)	13
Figura 2.3. Estaca 38+500 ao 08 de junho de 2011 (LANAMME-UCR, 2011).	13
Figura 2.4. Exemplos de erosão provocados por fatores antrópicos. Adaptado de (Suarez Diaz, 1995)	14
Figura 2.5. Deslizamento Teresópolis, RJ no ano 2011. Fonte: (Dourado et al., 2012)	16
Figura 2.6. Funcionamento do scanner lidar. Adaptado de Ruíz et al (2014).	20
Figura 2.7. Fluxograma Modelo SHIA LANDSLIDE (Giraldo, 2013)	38
Figura 2.8. Método de Nancy, equações (X,Y) para superfície de ruptura circular	46
Figura 2.9. Ábaco para obter FS para um talude com superfície circular. Adaptado de (Chica Sanchez, 1989)	47

Figura 2.10. FS obtido pela combinação das equações X, Y do método de Nancy.	48
Figura 2.11 Sistema HSQI aplicado a estradas. Modificado de (Moreno-Ceballos, 2015)	50
Figura 2.12. Largura mínima recomendada para cada seção transversal. Adaptado de (Ceballos et al., 2015)	51
Figura 2.13. Definição da área de análise.(Ceballos et al., 2015)	52
Figura 2.14. Condição de fluxo de acordo a Geomorfologia.(Ceballos et al., 2015)	53
Figura 2.15. Tipos de fluxo de acordo a geomorfologia da zona	54
Figura 2.16. Modelos físicos para deslizamento circular. Adoptado de (Moreno-Ceballos, 2015)	54
Figura 2.17. Modelos físicos para deslizamento planar Adoptado de	55
Figura 2.18. Índice de qualidade (HSQI) para deslizamento circular	56
Figura 2.19. Índice de qualidade (HSQI) para deslizamento planar	57
Figura 2.20. Gráfico de desempenho para recomendações de estabilização de encostas	59
Figura 2.21. Gráfico Básico ROC (Fawcett, 2006)	65
Figura 2.22. Exemplo de AUC. Adaptado de (Fawcett, 2006)	66
Figura 2.23. Dependência da densidade de frequência de deslizamento p em áreas de deslizamento A_L .(Malamud et al., 2004).	70
Figura 2.24. Dependência da densidade de frequência dos movimentos de massa, (f), como a área deslizada (AL) para diferentes magnitudes dos eventos de movimentos de massa (mL)	71
Figura 2.25. Comparação da densidade de probabilidade de deslizamento segundo aos dados da área de estudo em Medellín, Colômbia e o ajuste proposto por Malamud, 2004. (Muñoz & Martínez, 2013)	71
Figura 3.1. Resumo das atividades realizadas na Metodologia da Pesquisa	73
Figura 3.2. Localização da via analisada, Alajuela Costa Rica.	75
Figura 3.3. Evidência de relevo Íngreme. Encosta na estaca 15+200	76
Figura 3.4. Relevo íngreme e ondulado na zona próxima da estaca 20+000	76
Figura 3.5. Unidade Geológica QLPVF2 na estaca 24+000.	78
Figura 3.6. Unidade Geológica QRCA entre as estacas 23+000 e 21+000	78
Figura 3.7. Geologia ao longo da via (adaptado de Mora & Garro, 2012)	79
Figura 3.8. Material no talude de corte das unidades Geológicas TPV1 e QRVA 11+900.	80
Figura 3.9. Unidade TMPV2 na estaca 17+000	80
Figura 3.10 Unidade TPV3	81

Figura 3.11 Mapa de Regiões e sub-regiões (RN) da Costa Rica. (Solano & Villalobos, 1999)	83
Figura 3.12 Gráfico da média da precipitação anual, estação <i>Ciudad Quesada</i> .	83
Figura 3.13. Classificação Holdridge das Zonas de Vida, Costa Rica	84
Figura 3.14. Gráfico de comparação do FS pelo Método gráfico de Nancy e pelo equilíbrio limite	87
Figura 3.15. Sítios analisados no Vale Central Costa Rica. Adaptado de Mora (1998)	90
Figura 3.16. Localização dos pontos descritos no trabalho de campo ao longo da via	92
Figura 3.17. Evidências de instabilidade percebidos na estaca 26+600	93
Figura 3.18. Talude estável sem proteção na face, estaca 11+900.	94
Figura 3.19. Tipo de deslizamento rotacional.	95
Figura 3.20. Exemplo de mecanismo de ruptura, estaca 13+000	95
Figura 3.21. Caso de talude estável, estaca 10+180	96
Figura 3.22. Caso estável, km 24+280	96
Figura 3.23. Sistemas de Tratamentos nos taludes.	97
Figura 3.24. Sistemas de tratamento colapsados.	98
Figura 3.25. Secções de análise ao longo da estrada.	99
Figura 3.26. Seção em análise relativa ao km 15+150	100
Figura 3.27. Fluxo Divergente na seção 18+200	101
Figura 3.28 Comparação do Gráfico de desempenho com sistemas de estabilização na via	103
Figura 3.29. Comparação de encostas sem sistemas de estabilização e classificação	104
Figura 3.30. Encosta no km 12+050, HSQI < 1, condição atual estável. Caso (FP)	106
Figura 3.31 Gráfico de comparação das análises ROC, SHIA SHALSTAB e HSQI	107
Figura 3.32 Variância do HSQI	109
Figura 3.33. Valores dos elementos passivos (EP) vrs HSQI	112
Figura 3.34. Tendência exponencial dos valores HSQI e EP	113
Figura 3.35. Definição da variável (h)	114
Figura 3.36. Relação do parâmetro de umidade do solo e posição do Lençol freático	118
Figura 3.37. Levantamento da via com equipamento Lidar	120
Figura 3.38. Fotografia Lidar do deslizamento estaca 25+550	121
Figura 3.39. Fotografia do Deslizamento estaca 25+550	121
Figura 3.40. Deslizamentos detectados no trecho do km 20+250 ao 20+800.	122
Figura 3.41. Comparação da densidade de probabilidade dos deslizamentos e a Distribuição Gamma Inversa de Três Parâmetros proposta por Malamud et al (2004).	124

Figura 3.42. Representação física dos deslizamentos na zona do projeto	125
Figura 3.43 Relação da altura de encosta com a área de deslizamento	127

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

ABREVIACÕES

<i>Debris-flows</i>	Fluxo de detritos
EP	Elementos passivos para cálculo da suscetibilidade na metodologia Mora-Vharson-Mora
Eq.	Equação
<i>et al.</i>	<i>et alii</i> (e outros)
GSI	<i>Geotechnical Strength Index</i>
IAEG	<i>International Association for Engineering Geology</i>
ISSMGE	<i>International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering</i>
Lidar	<i>Light Detection And Ranging</i>
MDT	Modelos digitais de Terreno
QRA	<i>Quantitative Risk Analysis</i>
QRCA	Depósitos coluvionares recentes
QRVA	Cinza Vulcânica recente
SMR	<i>Slope Mass Rating</i>
TLS	Escaneamento laser terrestre
TMPV1	Tufos vulcânicos
USD	Dólar americano
X	Função do Sistema HSQI
Y	Função do Sistema HSQI

SÍMBOLOS

%	Porcentagem
δA_L	Largura das classes para a Análise de Frequência Número
δN_L	Número de movimentos de massa com áreas entre A_L e $A_L + \delta A_L$
\leq	Menor ou igual a

\geq	Maior ou igual a
Σ	Somatória
α	Constante de proporcionalidade
(H_w/H)	Posição de lençol freático na encosta
A_L	Área de movimento de massa
A_{LT}	Área Total dos Movimentos de Massa em um Inventário
	Coeficiente
B	Largura da calçada
c	Coesão do material
D_d	Distância de análise encosta abaixo até uma mudança topográfica notável
D_u	Distância de análise encosta acima até uma mudança topográfica notável
D_w	Distância de análise encosta acima até a planície que representa uma zona úmida
FN	Casos falsos negativos
FP	Casos falsos positivos
GSI	<i>Geotechnical Strength Index</i>
H	Altura da encosta
h	Variável que define a relação (H_w/H)
H_d	Altura inferior de análise
H_u	Altura superior de análise
i	Inclinação máxima ou mergulho da face livre do talude em graus
m	Metro
m^2	Metro quadrado
N_{LT}	Número Total de Movimentos de Massa em um Inventário
Sh	Parâmetro de umidade do solo
Shm	Variável que representa a somatória da precipitação média mensal
S_l	Parâmetro de suscetibilidade litológica
Sp	Parâmetro de suscetibilidade devida à declividade
$p(A_L)$	Densidade de Probabilidade de A_L definida como $f(A_L)$ dividido por N_{LT}
Z_o	Profundidade da trinca de tensão

1. INTRODUÇÃO

As encostas são superfícies inclinadas compostas por materiais rochosos, solos ou uma combinação destes, as quais se formam naturalmente. Por outro lado, quando as inclinações são produzidas por intervenção humana, as mesmas são chamadas de taludes, sendo construídas para diversos propósitos. Na engenharia civil, estas obras são muito utilizadas em projetos de barragens e de rodovias, em escavações e em estruturas de contenção, entre outras finalidades.

A estabilidade de encostas pode ser influenciada por processos geodinâmicos, como movimentos por transporte de massa (por exemplo, erosão e assoreamento), e por movimentos gravitacionais de massa (como os escorregamentos e subsidências). Estes tipos de eventos podem gerar grandes perdas sociais e econômicas e, por esse motivo, é importante identificar e estimar a importância da ameaça, caracterizar o risco e definir alternativas de mitigação de danos.

Os escorregamentos podem ser gerados por uma variedade de processos que resultam em distintos tipos movimentos de massas (queda, deslizamento, fluxo de detritos, etc.).

No Brasil, de acordo com levantamento realizado pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo-IPT, os municípios mais vulneráveis a deslizamentos localizam-se nos estados de São Paulo, Rio de Janeiro, Minas Gerais, Santa Catarina, Pernambuco, Alagoas, Bahia e Espírito Santo (Carvalho & Galvão, 2006). No ano 2012, os eventos de movimentos de massa tiveram grande impacto na sociedade brasileira, afetando em torno de 123.555 pessoas. Segundo a distribuição macrorregional dos desastres vinculados aos movimentos de massa ocorridos no Brasil no ano 2012, a região Sudeste apresentou predominância na ocorrência deste tipo de evento com 91,89% os casos registrados, entre os quais quase 60% se localizaram no estado de Minas Gerais. Estes eventos também estão relacionados aos efeitos gerados pela ação da água no período chuvoso (Centro Nacional de Gerenciamento de Riscos e Desastres (CENAD), 2013).

A combinação de fatores geomorfológicos complexos com climas úmidos pode fazer com que zonas estáveis apresentem um alto potencial ao deslizamento, os quais ocorrem como resultado de fatores naturais, como chuvas, sismos ou mudanças na vegetação, ou pela construção de obras civis, como rodovias.

1.1 MOTIVAÇÃO DA PESQUISA

A necessidade de expansão de cidades muitas vezes resulta no desenvolvimento urbano em zonas com topografia acidentada, com encostas onde se encontram elevadas inclinações. Muitas vezes esse crescimento urbano ocorre com pequena infraestrutura e em regiões onde se verifica alta pluviosidade. Estas características representam um verdadeiro desafio para o desenvolvimento de projetos urbanísticos e rodoviários, uma vez que as áreas em questão sofrem processos de desgaste de solos por fatores naturais, como a ação das chuvas, e também por fatores externos, como a construção de moradias e modificação das condições naturais pela ação do homem. Resultados de estudos mostram que mais de 51% dos desastres geológicos resultam de deslizamentos e inundações e causam as maiores perdas econômicas num país (Duan et al., 2011). Estes acontecimentos fazem compreender a importância que têm os estudos prévios da zona na fase de pré-projeto para compreender e mitigar os fatores que podem ocasionar perdas econômicas e sociais.

O estabelecimento de novas zonas de urbanas implica na construção de estradas, as quais são responsáveis pelo crescimento e desenvolvimento das cidades, fornecendo aos usuários mobilidade e permitindo que os mesmos obtenham os bens e serviços de que necessitam. Sendo assim, o principal objetivo de um projeto desta magnitude é cumprir com o nível de serviço requerido, o qual deve ser ótimo e estar de acordo com a segurança requerida pelos usuários, contemplando fatores como o risco e tempo de viagem, entre outros. Todos estes fatores influenciam na aceitação de um projeto por parte da população.

O desenvolvimento de sistemas de transporte representa grande parte dos investimentos de um país. No caso da Costa Rica, segundo dados estatísticos do 2011, a infraestrutura viária principal está composta por um total de 42.868 km além de 123,79 km de rotas de travessia, e representa um investimento nominal de aproximadamente US\$368,605.86 segundo a *Dirección de Planificación Sectorial Costa Rica*, (2013). A extensão da malha rodoviária no Brasil é composta por 210.618,81 km de estradas pavimentadas e 1.352.463,5km de estradas não pavimentadas, resultando em um total de 1.720.643,2 km. Ainda no Brasil, a movimentação anual de cargas e passageiros no modal rodoviário representa 61,1 % do total, superando os modais ferroviário, aéreo, aquaviários e dutoviários (Confederação Nacional do Transporte CNT, 2015).

Os dados anteriores demonstram que os projetos rodoviários têm grande impacto na economia e no desenvolvimento de um país. Por esse motivo, na fase de pré-projeto deste tipo de

obras é fundamental realizar estudos para avaliação e análise da geologia, topográfica, geomorfologia e hidrologia da região, com a finalidade de considerar todos os fatores que possam influenciar na execução do projeto e, assim, mitigar aos riscos.

Por esta razão, considera-se importante aplicar uma metodologia de classificação de encostas, para projetos de estradas, que permita estabelecer a susceptibilidade ao deslizamento como resultado da construção de uma estrada numa área específica. Por meio da classificação obtida é possível recomendar preliminarmente sistemas de contenção em áreas de risco e, assim, estimar o custo do projeto contemplando as obras em questão.

1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA E ESCOPO

- O principal objetivo deste trabalho é validar o sistema de classificação mecânica de encostas para projetos de estradas utilizando o índice de qualidade de encosta HSQI (Moreno-Ceballos, 2015), no trecho *Sifón-La Abundancia* da rodovia localizada em zona montanhosa e de clima tropical na Costa Rica.

Como objetivos específicos, podem ser citados:

- Realizar comparações entre o Método simples de Nancy e métodos tradicionais de análise de estabilidade de taludes e de encostas; para justificar a utilização deste Método e complementar os resultados obtidos por (Moreno-Ceballos, 2015) ;
- Avaliar o desempenho do sistema de classificação HSQI mediante a técnica ROC (Receiver Operating Characteristic) para determinar sua capacidade de predição da suscetibilidade geotécnica das encostas;
- Implementar características de precipitação como dado de entrada no cálculo do índice HSQI, para determinar a influência do clima na posição do lençol freático.
- Realizar um inventário dos deslizamentos ao longo da via, para utilizar os dados de área na análise estadística seguindo o critério de Malamud et al., (2004)

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em nove capítulos, cujo conteúdo é resumido a seguir:

No Capítulo 1, encontra-se apresentada uma introdução ao tópico da pesquisa, sendo ressaltados os objetivos e o escopo da dissertação.

No Capítulo 2, está apresentada uma revisão bibliográfica dos conceitos de estabilidade de encostas e dos fatores que podem afetar a estabilidade. Explicam-se particularidades sobre o mapeamento de deslizamentos e também são descritos os diferentes sistemas de proteção e de estabilização utilizados para taludes. Nesta seção também se mencionam alguns dos métodos mais conhecidos de classificação geomecânica de taludes. Do mesmo modo, apresentam-se brevemente algumas metodologias para avaliação da susceptibilidade ao deslizamento que vêm sendo utilizadas na Europa, Ásia e América. Finalmente, definem-se conceitos de risco, ameaça, vulnerabilidade e susceptibilidade relacionados à área da Geotecnia.

No Capítulo 3, estão descritas todas as fases de trabalho abordadas nesta dissertação. Há uma exposição do trabalho de campo realizado na zona de estudo. Explica-se o critério adotado na definição dos parâmetros do solo utilizados na aplicação do sistema baseado no índice HSQI. Adicionalmente, detalham-se a sequência do sistema HSQI aplicado na Costa Rica. Na seção 3.3 apresenta-se a análise realizada para introduzir o efeito da precipitação ao sistema de classificação HSQI. Finalmente, na seção 3.4 são descritos os critérios considerados na análise estatística dos deslizamentos inventariados na zona de estudo.

No Capítulo 4, estão apresentadas as conclusões obtidas a partir da aplicação do sistema HSQI na Costa Rica e são fornecidas recomendações para utilizar o parâmetro Sh como dado de entrada nas equações deste sistema. Finalmente, são feitas recomendações e sugestões para pesquisas futuras.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 MOVIMENTO DE MASSA

Os movimentos de massa em encostas podem ser gerados por um conjunto de circunstâncias que dependem da história geológica do solo, das condições climáticas, do fluxo subterrâneo e da ação do homem. No contexto da engenharia geotécnica e da geologia, os agentes que atuam na evolução das encostas têm grande importância uma vez que afetam zonas habitadas e, por esse motivo, os mesmos têm sido amplamente estudados.

Existem várias classificações para os definir tipos de movimento de massa, as quais consideram a velocidade e a direção, o tipo do material, a geometria e a modalidade de deformação do movimento. A Associação Internacional de Engenharia Geológica e Ambiental (IAEG) adotou a classificação de Varnes (1978) por ser uma das mais usadas internacionalmente. Este sistema de classificação se baseia em dois termos, o primeiro descreve o tipo de material como rocha, solo, fluxo de detritos, e segundo o tipo de movimento como quedas, escoamentos, tombamento, entre outros (ver Tabela 2.1).

No Brasil, Augusto-Filho (1992) ajustou esta classificação às características dos principais grupos de processos de escorregamentos na dinâmica ambiental brasileira, a qual foi incluída no Manual de encostas da GeoRio por (Penha, 1998), conforme Tabela 2.2.

A estabilidade de uma encosta depende de três fatores principais, sendo o primeiro a geomorfologia que envolve as características topográficas e a distribuição das discontinuidades e dos estratos, enquanto que o segundo está relacionado a propriedades mecânicas dos solos e ao estado desforços e o terceiro ao clima que condiciona o fluxo subterrâneo.

Rodriguez & Hermilo Del Castillo(2002) classificaram as falhas relacionadas à estabilidade para encostas naturais e taludes artificiais em solos. No caso das encostas naturais, os autores mencionam cinco falhas comuns:

Deslizamento superficial ou *creep* associado à baixa resistência do material por pouca pressão de confinamento;

- Processos de deformação acumulativa por perfis geológicos desfavoráveis;
- Movimentos de uma parte da ladeira (fluxo viscoso);
- Fluxo em materiais relativamente secos;

- Fluxo em materiais úmidos (lama);

Para taludes artificiais, os autores em questão mencionam as seguintes falhas:

- Rotacional;
- Translacional;
- Superfície composta (rotação e translação);
- Sucessivas ou regressivas.

Tabela 2.1. Classificação dos movimentos de encosta segundo Varnes (1978), tomado do Manual de encostas da GeoRio (Penha, 1998)

Tipo de movimento			Tipo de material		
			Rocha	Grosseiro	Fino
Quedas			De rocha	De detritos	De terra
Tombamentos			De rocha	De detritos	De terra
Escorregamentos	Rotacional	Poucas unidades	Abatimento de rocha	Abatimento de detritos	Abatimento de terra
	Translacional	Muitas unidades	De blocos rochosos De rocha	De blocos de detritos De detritos	De blocos de terra De terra
Expansões laterais			De rocha	De detritos	De terra
Corridas/escoamentos			De rocha (rastejo profundo)	De detritos	De terra
				(Rastejo de solo)	
Complexos: combinação de 2 ou mais dos principais tipos de movimentos					

Tabela 2.2. Características dos principais grandes grupos de processos de escorregamento por Augusto-Filho (1992).

Processos	Característico do movimento, material e geometria
Rastejo ou fluência	Vários planos de deslocamento (internos) Velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescentes com a profundidade Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes Solo, depósitos, rocha alterada/fraturada Geometria indefinida
Escorregamentos	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 a 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 líquido viscoso Desenvolvimento ao longo das drenagens Velocidades médias a altas Mobilização de solo, rocha, detritos e água Grandes volumes de material

No Manual de Encostas da GeoRio se mencionam outros fatores que controlam os movimentos de massa, sendo que um deles constitui-se na morfologia da encosta, a qual, de forma indireta, pode condicionar o movimento de massa quando resulta na geração de zonas de convergência e divergência dos fluxos d'água superficiais e subsuperficiais. Um exemplo de convergência é um talude formado por depósitos muito heterogêneos, quando o mesmo repousa diretamente sobre rocha sã, gerando descontinuidades mecânicas e hidráulicas ao longo desse contato e favorecendo a geração de fluxo d'água subsuperficial. O talude em questão, em condições de chuva intensa, pode dar origem a escorregamentos translacionais (Penha, 1998).

Em rochas a estabilidade pode ser medida pelos seguintes fatores: configuração das fraturas, as quais representam importantes descontinuidades em termos de estabilidade; o grau de intemperismo, e; a orientação da foliação para esse tipo de litologia. Existem também classificações para o maciço rochoso, como é o caso dos métodos GSI de Marinos *et al.*, (2005), RMR de Romana, (1993), entre outros que estão explicados com maior detalhamento na secção 2.6.1.

2.2 AGENTES DEFLAGRADORES DOS DESLIZAMENTOS

A estabilidade de uma encosta é condicionada por fatores que dependem de características intrínsecas da mesma, como morfologia, topografia, geologia, vegetação e condições

hidrogeológicas. Fatores desencadeantes ou externos também podem afetar a estabilidade, como as condições climáticas e atividades humanas (Cuanalo et al., 2011).

A ação destes fatores ou a combinação dos mesmos, além da influência da gravidade, também podem gerar uma cadeia de eventos que resultam em acidentes do ponto de vista temporal e espacial (Azevedo, 2011). Na Tabela 2.3 estão apresentados os efeitos produzidos por diferentes agentes e suas causas nas massas de terra.

Tabela 2.3. Agentes e causas dos escorregamentos apresentados por Guidcini e Nieble (1984) citado por (Penha, 1998).

Agentes			Causas		
Predisponentes	Efetivos		Internas	Externas	Intermediárias
	Preparatórios	Imediatos			
Complexo Geológico, Complexo morfológico, Complexo climato-hidrológico, gravidade, calor solar, tipo de vegetação.	Pluviosidade, erosão pela água e vento, congelamento e degelo, variação da temperatura, dissolução química, ação das fontes e mananciais, oscilação do freático, ação de animais e antrópica.	Chuvas intensas, fusão do gelo e neves, erosão terremoto, ondas, vento ação do homem.	Efeito as oscilações térmicas, redução dos parâmetros de resistência por intemperismo.	Mudança na geometria do sistema, efeitos de vibrações, mudanças naturais na inclinação das camadas.	Elevação do nível piezométrico em massas “homogêneas”, elevação a coluna de água em descontinuidades, rebaixamento rápido do lençol freático. Erosão subterrânea retrogressiva (piping) diminuição do efeito de coesão aparente.

2.2.1 TOPOGRAFIA

A topografia e a hidrologia são fatores que atuam em conjunto, uma vez que a topografia define o desenvolvimento redes de fluxo e as áreas de drenagem. Quando existe aumento do nível da água subterrânea, ocorre o aumento das poropressões e conseqüente diminuição da tensão efetiva, podendo causar instabilidade na encosta.

As variáveis mais importantes da topografia, que devem ser analisadas, são as seguintes: a inclinação, a altura, o comprimento, a forma e o perfil da encosta. Para o estudo da estabilidade

são consideradas a altura e o ângulo da inclinação, enquanto que para estimar a erosão são os parâmetros considerados são a inclinação, o comprimento e a forma da encosta, a partir dos quais é possível realizar uma retroanálise (Schor & Gray, 2007).

A inclinação e a altura da encosta estão relacionadas ao peso da massa e, conseqüentemente, podem favorecer o surgimento de condições de instabilidade. O comprimento da encosta produz um efeito de perda de solo e geralmente tem maior influência em taludes de maiores inclinações. Por esse motivo, são aplicadas soluções que atuam em sentido contrário ao momento que gera a instabilidade, como por exemplo as bermas.

2.2.2 SISMO

Numerosos estudos demonstram que os sismos têm um efeito na ocorrência de deslizamentos. O efeito de um sismo na interação entre as partículas de solo depende das características geométricas do talude e das propriedades geomecânicas do solo. Também são fatores importante as características das ondas sísmicas, incluindo os parâmetros físicos de natureza cinemática, como a aceleração de pico do terreno, a velocidade e o deslocamento, a energia do movimento do solo e o conteúdo de frequência. Segundo Delgado *et al.*, (2015) diversos estudos baseados em evidências de campo e modelagens numéricas têm demonstrado o papel primário dos sismos na reativação de deslizamentos, especialmente em casos de grandes deslizamentos. Na Europa têm sido documentados vários deslizamentos deflagrados por sismos, como o caso Cerda e Salcito no ano 2002, na Itália, e o deslizamento de Albuñuelas, na Espanha. De acordo com Nguyen *et al.*, (2013), o movimento sísmico tende a aumentar na crista das encostas e este fenômeno é chamado de efeito topográfico local, em inglês *Topographic site effect*, o qual é causado pela interferência das ondas incidentes e das ondas refletidas ao longo da superfície livre do terreno, gerando um aumento do movimento sísmico.

No caso da Costa Rica, entre os anos 1772 e 2011, pelo menos 19 sismos geraram deslizamentos, sendo estes considerados uma das principais causas de danos a infraestrutura. Além disso, desde 1950 perdas humanas têm sido causadas por sismos. No ano 2009 ocorreu um evento sísmico na zona de Cinchona, próximo ao Vulcão Poás, com uma magnitude de Mw 6.2, o qual desencadeou deslizamentos que causaram danos ambientais, estruturais e sociais, conforme Ruíz, (2012).

A distribuição dos deslizamentos na área de Cinchona foi resultado de uma combinação de fatores, como grau de intemperismo e umidade, coincidindo com a localização do epicentro. O

evento causou 4946 ± 100 deslizamentos e a ocorrência de *debris-flows* foi relevante, já que representou cerca de 37% da área total afetada.

O autor conclui que um evento sísmico em uma região tropical pode gerar aproximadamente o mesmo número de deslizamentos de terra que seriam observados em um terremoto equivalente localizado em uma região subtropical seca. Entretanto, os deslizamentos de terra no primeiro caso irão afetar uma área maior, devido às diferenças na umidade do solo que permitem a geração de fluxos de detritos.

Na Figura 2.1 apresenta-se em vermelho a distribuição dos deslizamentos de terra a partir da linha de fronteira entre a costa do Pacífico e a costa caribenha do vulcão Poás sendo também apresentados os tipos de cobertura. A maioria dos deslizamentos (95%) estão localizados no lado do Caribe e os de maior tamanho localizam-se entre 4 e 18 quilômetros do epicentro. A distribuição irregular dos deslizamentos pode ser relacionada aos diferentes fatores geológicos, declividade e saturação do solo encontrados nas regiões em questão. Os tipos de cobertura de solo estão representados com a cor verde escuro para floresta tropical primária e verde claro para floresta tropical secundária. A cor azul claro representa a água e a cor amarela representa os cultivos.

2.2.3 ÁGUA

A água atua como agente condicionante na geração dos escorregamentos quando se encontra no subsolo do terreno, enquanto que atua como agente desencadeante quando ocorre na forma de precipitação. Com relação a água de subsuperfície ou subterrânea, o aumento de nível piezométrico em períodos chuvosos gera aumento de poropressões, as quais resultam na redução da resistência ao cisalhamento, podendo levar os taludes à ruptura. O acúmulo de água no maciço terroso provoca uma diminuição da coesão aparente e, conseqüentemente, uma variação na permeabilidade, o que pode levar o talude à ruptura. No caso dos solos não saturados, a diminuição da resistência ao cisalhamento é provocada pelo aumento da saturação do material, efeito esse que gera uma diminuição da sucção. Nos maciços rochosos, a condição de instabilidade é gerada pela elevação da coluna d'água que ocorre no interior das descontinuidades, conduzindo a uma diminuição tanto das tensões normais efetivas como na geração de esforços laterais cisalhantes (Penha, 1998).

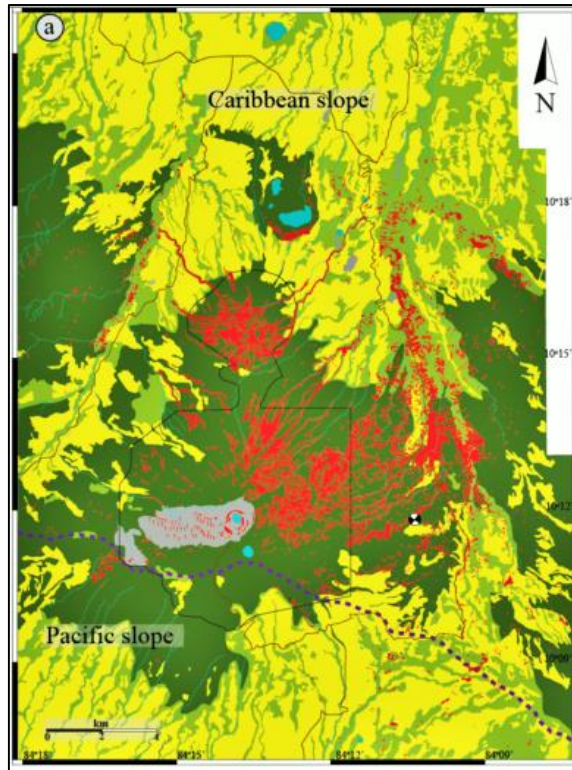


Figura 2.1. Área de estudo afetada pelo terremoto de Cinchona, Costa Rica (Ruíz, 2012)

A precipitação exerce uma influência importante na ocorrência de movimentos de massas com superfície planar. Azevedo (2011) menciona que a precipitação pode atuar de duas formas diferentes, sendo que os episódios muito intensos de chuvas proporcionam a perda de resistência ao cisalhamento em condições no drenadas, o que ocorre simultaneamente com a redução da coesão e faz o material tornar-se um fluido que se espalha descendentemente com o aumento do volume pelo transporte de sedimentos. Por outro lado, movimentos de massa de carácter mais profundo podem ser proporcionados pela ação das chuvas, as quais que causam um aumento em longo prazo da pressão nos poros em uma região de ruptura potencial. Azevedo (2011) cita os autores Crosta (1998) e Aleotti (2004) quem explicam que os movimentos de massa superficiais são gerados por chuvas curtas e intensas, enquanto que os movimentos mais profundos são causados pela distribuição e pela variação das precipitações ao longo de períodos prolongados.

Estudos paramétricos verificaram que a estabilidade de taludes em solos bem drenados ($k_s \geq 10^{-4} m/s$) pode ser afetada por chuvas de alta intensidade, enquanto que nos solos com deficiência na drenagem ($k_s \geq 10^{-6} m/s$) a estabilidade é mais afetada por chuvas de baixa intensidade. Outras análises realizadas estimaram parâmetros de chuva que podem ser usados para

a tomada de decisões num plano de monitoramentos de movimentos de massa, isto segundo estudos realizados em Ouro Preto, Brasil, onde se definiu que a intensidade mínima de precipitação acumulada para provocar a ruptura de encostas é de 22 mm em cinco dias Montoya (2013). O autor também salienta que a probabilidade de ocorrência de acidentes mais severos aumenta com o valor de 128 mm de chuva acumulada em cinco dias.

Outros estudos, como o realizado na área de Adishu, na Etiópia, concluíram que os problemas de deslizamentos ativados por chuvas estão influenciados pelas características e distribuição de diferentes rochas e solos, pelas curvaturas, ângulos de inclinação e processos superficiais como erosão. Também associa-se que a ocorrência de deslizamentos em terrenos com inclinação ente 8-40 graus se deve à espessura de depósitos não consolidados Woldearegay et al.(2006).

2.2.3.1 ALTERAÇÃO HIDROTHERMAL

Um depósito mineral ocorre onde há concentração de elementos químicos ou minerais, em teores acima da abundância normal da crosta terrestre, como resultado de processos geológicos. Os depósitos Hidrotermais são aqueles cristalizados a partir de soluções aquosas quentes definidas como soluções hidrotermais, as quais podem emanar diretamente do magma, de uma intrusão ígnea, da água de superfície circundante próxima aos contatos de uma rocha aquecida ou de uma intrusão, conforme Neves (2003). A alteração hidrotermal pode apresentar-se como a resposta mineralógica, textural e química das rochas a uma mudança ambiental, em termos químicos e termais, na presença de água quente, vapor ou gás.

A ação hidrotermal ocorre em diversos ambientes geológicos, sendo acentuados os processos de alteração dos minerais pré-existentes (Winge, 2001). Outros autores, como Townley (2001), citado por LANAMME-UCR (2011), definem que é um intercâmbio químico e mineralógico na rocha afetada pelo desequilíbrio termodinâmico entre ambas fases e esta ação pode provocar uma diminuição nas propriedades geomecânicas de um maciço rochoso. Existem vários tipos de alterações hidrotermais, caracterizadas pelas diferentes combinações de associações de minerais que podem se originar. O tipo e sua intensidade estão relacionadas com a composição do fluido hidrotermal, a composição da rocha, a temperatura, o pH, a razão água/rocha e o tempo de interação.

Estas substâncias químicas, quando entram em contato com elementos como aço e concreto, geram reações que podem provocar a desintegração dos mesmos e afetar a estabilidade de um talude que tenha como sistema de contenção estes materiais. O termo "drenagem ácida de rochas" refere-se a acidificação de águas naturais, como resultado da decomposição por oxidação de rochas que contêm minerais metálicos ricos em sulfetos ou enxofre (Caldera et al., 2015). Como exemplo pode-se mencionar o caso acontecido sobre a Rota Nacional 27, na Costa Rica, onde pelo efeito da alteração hidrotermal tem ocorrido degradação do concreto dos sistemas de suporte, resultando no colapso dos mesmos e deixando vulneráveis outros trechos da via LANAMME-UCR (2011). (Ver Figura 2.2 e Figura 2.3)



Figura 2.2. Estaca 47+900 ao 02 de maio de 2011 (LANAMME-UCR, 2011)



Figura 2.3. Estaca 38+500 ao 08 de junho de 2011 (LANAMME-UCR, 2011).

2.2.4 FATORES ANTRÓPICOS

O equilíbrio que existe na natureza tem sofrido alterações como produto de atividades humanas geradas pelo estabelecimento de cidades ou pela execução de diversos projetos em zonas que antigamente eram inabitáveis. O crescimento urbano acelerado, somado a uma inadequada planificação territorial em zonas com características geológicas, geotécnicas, hidrológicas e topográficas complexas, tem favorecido a formação de áreas de risco por uma latente instabilidade nas encostas, podendo resultar em desastres para a população envolvida nesses ambientes e tornando os escorregamentos de terra mais frequentes em áreas de assentamentos precários.

Cuanalo et al.(2011) classifica as seguintes atividades humanas como as que afetam com maior intensidade a estabilidade das encostas:

- Mudança na declividade natural como resultado de escavações ou de cortes;
- Incremento de sobrecargas devido à construção de edificações ou de depósito de materiais;
- Incremento na poropressão do terreno pelo derramamento de água sem controle;
- Remoção de cobertura vegetal ou mudança da vegetação natural.

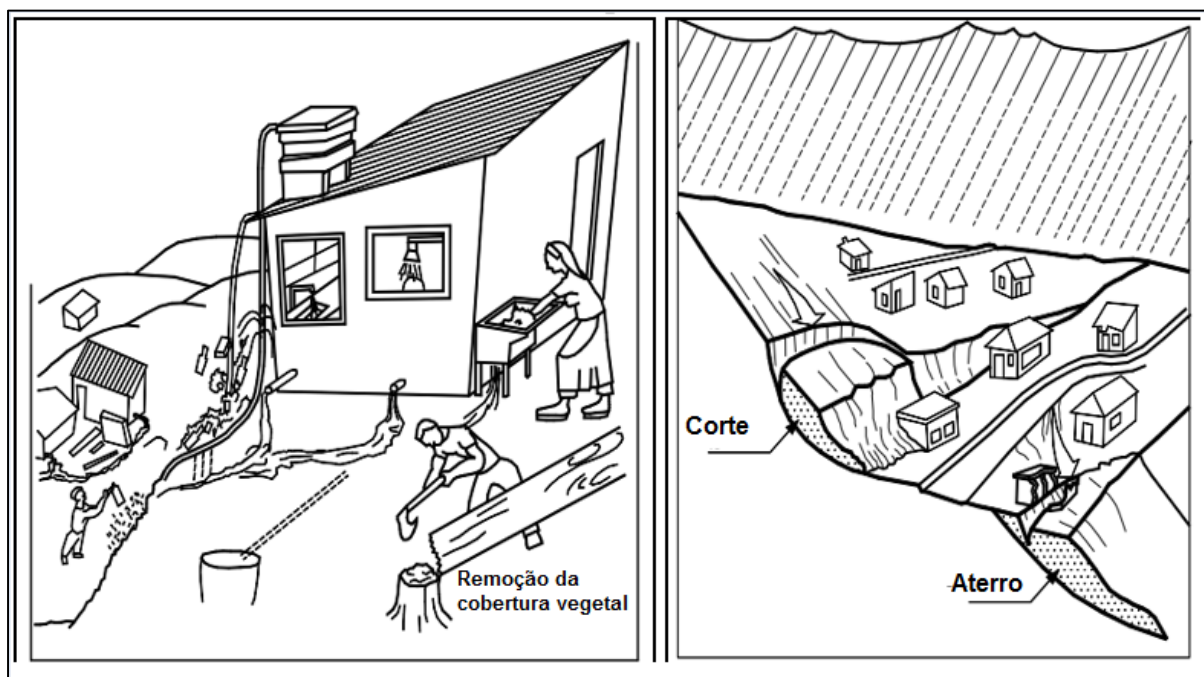


Figura 2.4. Exemplos de erosão provocados por fatores antrópicos. Adaptado de (Suarez Diaz, 1995)

Saurez Diaz (1995) também menciona o efeito das vibrações de máquinas e explosivos e da utilização de taludes para a passagem de pedestres e de animais. O autor salienta que se encontrou uma relação direta entre o número de deslizamentos no Rio de Janeiro e a localização de edificações construídas de maneira descontrolada. Desde 1996 já se sabe que 60% dos deslizamentos estão associados a cortes indiscriminados, aterros sobre encostas íngremes, vazamentos descontrolados e descarga de água para uso doméstico. Na Figura 2.4 mostra-se um exemplo das fontes domésticas de erosão urbana que podem desencadear um deslizamento e também as erosões produzidas por cortes na construção de uma estrada.

Na Figura 2.5 está ilustrado um dos maiores deslizamentos já ocorridos na história do Brasil, conhecido como o Megadesastre da Região Serrana do estado do Rio de Janeiro. O evento ocorreu no ano 2011, atingindo sete cidades da região serrana, principalmente as cidades de Nova Friburgo, Teresópolis e Petrópolis, causando a morte de 947 pessoas, conforme Dourado et al.(2012).

Pode-se apreciar que neste caso ocorreu uma combinação de fatores que afetaram diretamente a população, os quais foram as condições climáticas extremas de precipitação acumulada em 24 hora e o crescimento desorganizado das cidades afetadas.

Os autores ressaltam que, para evitar a repetição de um desastre nestas proporções, não basta apenas a execução de intervenções através de obras civis. A chave para a diminuição de fatalidades está em ações de prevenção, como o mapeamento de áreas de risco e a conscientização da população sobre os riscos aos quais ela está submetida.



Figura 2.5. Deslizamento Teresópolis, RJ no ano 2011. Fonte: (Dourado et al., 2012)

2.3 MAPEAMENTO DE DESLIZAMENTOS

2.3.1 GENERALIDADES

Para o mapeamento de deslizamentos têm sido analisados diversos fatores com a finalidade de avaliar quais deles foram os causadores do movimento de massa. Budimir et al (2015) fizeram uma ampla compilação de informações para definir quais destes são os mais relevantes na geração de deslizamentos. No artigo, os autores apresentam uma lista resumo dos fatores que mais favorecem a geração de escorregamentos. Suzen & Kaya (2011), citados por Budimir et al (2015), registraram ao menos 18 fatores diferentes usados nos procedimentos de avaliação de risco de escorregamentos ou susceptibilidade, em uma revisão de 145 artigos entre 1986 e 2007. Como resultado, categorizaram os fatores em quatro grandes grupos, os quais encontram-se apresentados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4. Variáveis típicas que afetam o risco ou a susceptibilidade ao deslizamento agrupadas em quatro tipos principais. Suzen & Kaya (2011) citado por Budimir et al (2015)

Tipo de Grupo	Variáveis
Ambiental	Parâmetros antropogênicos

	Posição dentro de uma bacia
	Chuva
	Uso da terra/ cobertura
Geotécnico	Textura do solo
	Espessura do solo
	Outros parâmetros geotécnicos
Topográfico	Drenagem
	Rigidez da superfície
	Índices topográficos
	Elevação
	Aspecto da encosta
	Comprimento da encosta
	Declividade
	Cobertura da encosta
Geológico	Interação dos estratos da encosta
	Lineamentos / falhas
	Geologia / litologia

Os fatores que afetam escorregamentos variam de acordo com o tipo de efeito detonante ou disparador, por isso é importante analisar separadamente os deslizamentos ocasionados por chuva daqueles causados por sismo, uma vez que ambos estão associados a elementos ambientais diferentes.

A afirmação anterior é válida uma vez que diversos estudos afirmam que os sismos induzem a ocorrência de movimentos de massas de solo com mais frequência nas regiões perto de cumes, falhas ou de encostas, enquanto que os deslizamentos induzidos pela ação da água tendem a distribuir-se uniformemente pela encosta e ocorrem perto de riachos.

Existem métodos estatísticos para identificação de fatores que afetam a probabilidade de deslizamento. Budimir et al., (2015) mencionam que tem sido demonstrada a precisão da regressão logística para modelar a susceptibilidade ao deslizamento e analisar a ocorrência destes movimentos. De acordo com os autores em questão, este método é uma ferramenta útil na análise da susceptibilidade ao deslizamento e tem sido muito utilizado em diversos estudos de risco na Europa, Ásia e América, sendo a Turquia o país com maior tendência a utilizar este método.

Na pesquisa realizada pelos autores mencionados se obteve como resultado os principais fatores a serem considerados nos estudos de regressão logística dos deslizamentos, os quais estão apresentados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5. Percentagem dos covariáveis mais usados encontrados para todos os tipos de deslizamentos de terra na base de dados da pesquisa de Budimir et al (2015)

Inclinação da encosta	95%
Aparência (litologia combinado com geologia)	64%
Litologia vegetação, cobertura, elevação e distância de drenagem	35-45%
Geologia, distância de falhas, tipo de solo, distância de rodovias, topografia, propriedades do solo, índice de poder do fluxo	10-25%

Os autores também apresentam os resultados da investigação por disparador. A Tabela 2.6 apresenta os fatores mais significativos para deslizamentos ocasionados por chuva e sismo.

De acordo com Ochiai (2006), citado por Budimir et al., (2015), outros movimentos de massa, como fluxo de detritos, ocorrem com maior frequência em encostas com grandes inclinações, enquanto fluxos de terra e deformações do solo são mais comuns em encostas com inclinações moderadas.

Tabela 2.6. Porcentagens dos fatores mais significativos considerados nos estudos de deslizamentos

Fator	Evento Deflagrador	
	Chuva	Sismo
Inclinação da encosta	95-100%	
Elevação	50%	
Geologia e litologia	22-23%	
Índice de umidade topográfica	11-13%	
Vegetação	69%	11%
Propriedades do solo	39%	0%
Cobertura do solo	17-26%	0%
Tipo de solo e distância de uma falha	13%	44%
Aceleração pico do terreno	0%	22%

De acordo com Ochiai (2006), citado por Budimir et al., (2015), outros movimentos de massa, como fluxo de detritos, ocorrem com maior frequência em encostas com grandes inclinações, enquanto fluxos de terra e deformações do solo são mais comuns em encostas com inclinações moderadas.

Como conclusão, os autores descrevem a combinação da litologia e da geologia como as variáveis associadas a deslizamentos, uma vez que ao ocorrer uma falha o tipo da rocha e suas propriedades são os principais fatores a serem considerados. Os tipos da geologia que apresentam maior susceptibilidade ao deslizamento são rochas sedimentares e rochas com resistência muito baixa.

2.3.2 LASER IMAGING DETECTION AND RANGING (LIDAR)

Esta tecnologia permite a obtenção de informações tridimensionais acerca da superfície terrestre com uma precisão muito alta. Adicionalmente, permite coletar dados precisos a uma velocidade maior pois combina, numa plataforma aerotransportada, o Sistema de Navegação Global por Satélites (GNSS), que fornece a posição da aeronave, e o Sistema de Navegação Inercial (INS), que determina os ângulos de atitude da aeronave, possibilitando assim o cálculo da distância entre o sensor e o alvo situado no terreno, conforme Bastos & Filho (2006).

Existem dois tipos de métodos de detecção lidar. Um utiliza energia indireta (detecção coerente) e o outro usa energia direta (detecção incoerente), o qual usa detecção ótica que gera uma frequência por meio da mistura de dois ou mais sinais num dispositivo não linear, permitindo assim operar num nível de poder menor.

Para emissão de pulso, existem dois tipos de sistemas: o sistema de micropulso e o sistema de alta energia ou medição de fase, os quais se diferenciam na forma como fazem as medições de distância entre o sensor e o terreno. Os sistemas de micropulsos medem o tempo que leva um pulso desde o momento em que é emitido até o momento em que é recebido, enquanto os de alta energia utilizam um emissor de laser contínuo que quando recebe o sinal refletido mede a diferença das fases emitidas e recebidas, para posteriormente medir as distâncias a partir do número de comprimento de ondas inteiras que retornaram Ruíz et al (2014).

O sistema lidar aéreo pode ser colocado sobre um avião ou um helicóptero e é constituído por cinco elementos: um sensor, um receptor GPS, uma unidade de medição inercial, uma câmara digital para fotografias aéreas e um computador. Na Figura 2.6 está mostrada com a letra A um

esquema explicativo do funcionamento do equipamento utilizado no Vulcão Poás, na Costa Rica. Na letra B estão mostradas as geometrias que podem ser traçadas com o escâner lidar durante um tempo recorrido, enquanto que na letra C está ilustrada a ordem de retorno de um sinal lidar emitida de um avião.

As primeiras aplicações desta tecnologia foram a cartografia da lua durante a missão Apolo 15, em 1971. Posteriormente, suas aplicações na terra iniciaram nos campos da milícia e meteorologia e, atualmente, usa-se no campo de geologia, geomorfologia, engenharia civil e ambiental, hidrologia, entre outros. O uso mais frequente da tecnologia consiste no levantamento topográfico de superfícies extensas, quando é aerotransportado ou quando se usa em terreno para zonas pequenas ou objetos. Nos últimos anos, o desenvolvimento desta ferramenta tem permitido a geração de modelos digitais de Terreno (MDT) com níveis de detalhe e resolução na ordem de centímetros a milímetros A criação das superfícies é feita pela união de milhares de pontos gerados pelo escâner laser numa área específica, conforme Ruíz et al (2014).

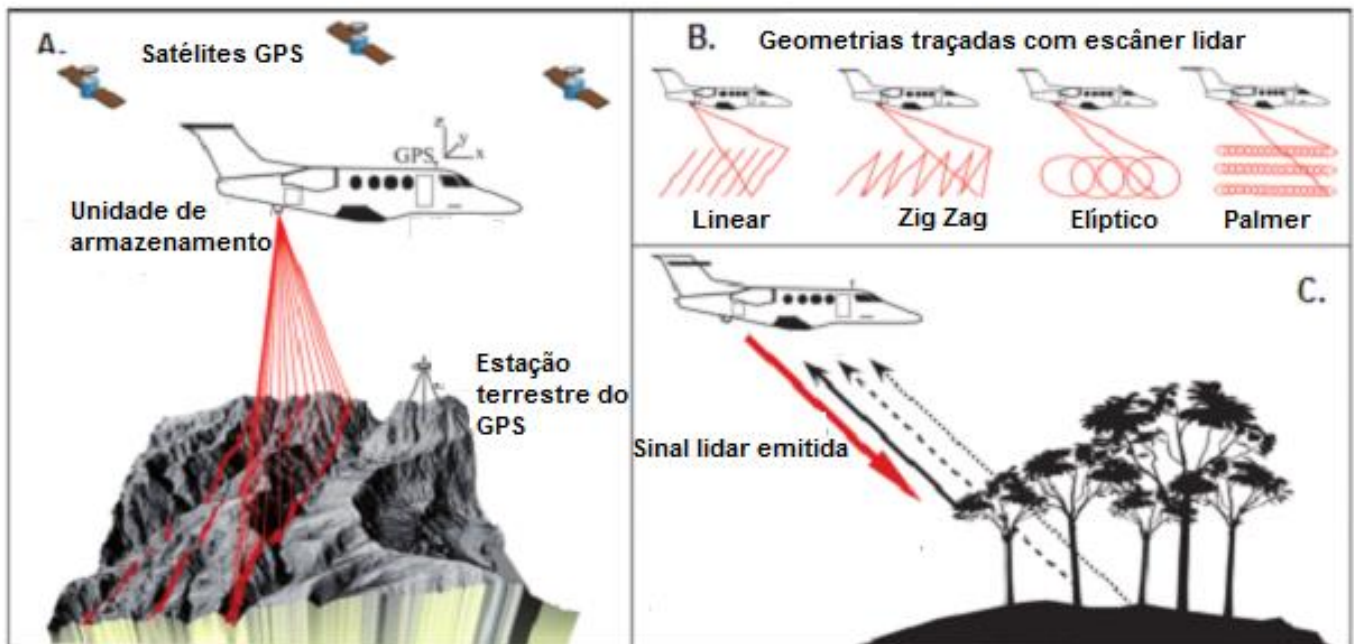


Figura 2.6. Funcionamento do scanner lidar. Adaptado de Ruíz et al (2014).

No caso da Costa Rica, instituições acadêmicas dos Estados Unidos têm realizado pesquisas arqueológicas desde 1980. Posteriormente, na Costa Rica, a utilização desta tecnologia foi motivada pela ocorrência de eventos sísmicos, como o caso do terremoto de Cinchona no ano 2009. A tecnologia é utilizada até hoje com o objetivo de avaliar deslizamentos, taludes e outros elementos que podem afetar a rede rodoviária nacional.

Os modelos digitais de terreno e a interpretação destas imagens também são utilizados na avaliação de vias e de seus arredores. A sua utilização pode ser combinada com outras tecnologias como, por exemplo, o escaneamento laser terrestre (TLS) que, pelas altas resoluções espaciais e temporais, proporciona um valioso complemento com técnicas como Lidar e fotogrametria. Miller et al (2008) mostram testes realizados na Inglaterra utilizando essa tecnologia e os resultados indicam a sua assertividade na avaliação do risco em corredores de transporte.

2.4 PROTEÇÃO E ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES

Para poder fazer uma investigação de uma encosta ou de um deslizamento é preciso obter informações das características topográficas, geológicas, hidráulicas e ambientais da zona, permitindo assim a formação de um critério de diagnóstico e a definição de soluções, quando necessárias. Segundo Suarez (2008), em termos de engenharia devem ser examinados três aspectos para avaliação da estabilidade de uma encosta: o primeiro consiste em definir as características da massa instável e a superfície de falha; o segundo consiste em analisar as propriedades dos materiais e os fatores deflagradores como sismo e a água, e; o terceiro consiste em detectar os movimentos de massa e os monitorar.

A investigação a ser realizada depende do tipo da magnitude e da complexidade do deslizamento. No caso de ambientes com características adversas, do ponto de vista geotécnico é necessário complementar a investigação com ensaios de campo e instrumentação, entre outras medidas. Segundo a Sociedade de deslizamentos do Japão (1996), estes estudos devem incluir o reconhecimento do campo, a investigação de deformações horizontais, o estudo das estruturas geológicas, a definição da superfície de falha, a ocorrência de águas subterrâneas e a investigação geotécnica. Uma vez realizada essa campanha de exploração, é feita uma análise do mecanismo de falha e do modelo de estabilidade para que finalmente seja proposto um projeto de obras de mitigação.

Na prática da Engenharia geotécnica e estrutural existe uma variedade de sistemas que visam resolver problemas de instabilidade. Porém, deve-se ter muito critério na hora de escolher ou sugerir um sistema de contenção de acordo com as demandas do projeto. Muitas vezes é preferível fazer obras especiais, para as quais se requer experiência e uma boa equipe de trabalho.

O aspecto anterior é muito importante, uma vez que qualquer obra deve ser projetada para cumprir com os padrões de segurança estabelecidos e manter o custo das obras dentro do orçamento previsto.

Tomando como referência o Manual da GeoRio (2001), na sequência é feita uma descrição simples de alguns dos sistemas de estabilização de encostas usualmente empregados, sendo mencionado o autor de cada um dos capítulos.

2.4.1 MUROS DE CONTENÇÃO

Para projetar este tipo de obra é necessário conhecer as tensões atuantes no solo. Dependendo da magnitude das deformações laterais, o estado de tensões pode situar-se entre as condições de repouso e de ruptura. O estado de repouso corresponde à pressão exercida pelo solo de retroaterro sobre um muro de contenção rígido ou fixo. O estado ativo ocorre quando o muro sofre movimentos laterais grandes no sentido de se afastar do retroaterro. Caso contrário ocorre no estado passivo, no qual a movimentação do muro é de encontro ao retroaterro.

No cálculo de empuxos de solo recomenda-se a utilização da teoria de Rankine, a qual é válida para muros de contenção de grande altura. Quando se vai construir um muro com rotação no topo ou com retroaterro de areia compacta, a tendência de tombamento do muro é maior do que a prevista na Teoria de Rankine, portanto incorre em um erro contrário à segurança do muro. Em relação à Teoria de Rankine, o método de Coulomb tem aplicação mais ampla, pois vale para condições irregulares de geometria do muro e da superfície de retroaterro, sem desprezar a resistência mobilizada entre o muro e o solo, conforme Sayão (2001).

Os muros de peso ou de gravidade dependem da geometria e do peso próprio para sua estabilidade. Para garantir a estabilidade do muro devem ser verificados os mecanismos de ruptura, como instabilidade global do talude, deslizamento ao longo da base do muro, tombamento em relação ao pé do muro e a capacidade de suporte do solo de fundação do muro.

Os gabiões são um exemplo deste tipo de muros e, devido a sua flexibilidade, economia e eficácia seu uso, possuem ampla utilização em diferentes obras de construção. Para a proteção de

taludes, os mesmos são empregados em virtude da capacidade de deformação sem perder a sua eficiência e pela alta capacidade de drenagem, conforme Gómez (2004).

Os muros de concreto armado utilizam concreto e aço como material de construção. Estas estruturas resistem aos esforços de flexão provocados pelo empuxo do solo de retroaterro. A seguir mencionam-se os principais muros de concreto armado, segundo Sayão (2001):

- Tipo “L”: recomendado para alturas menores a 6 m;
- Estrutura com contrafortes no interior do retroaterro: os contrafortes são empregados para reduzir a seção transversal de muros com alturas acima dos 6m;
- Muro de alvenaria de pedras: apresenta uma rigidez elevada, com movimentos de translação, sem deformações ou distorções significativas. Tem como vantagens seu custo reduzido e a simplicidade de construção. Esta estrutura é recomendada para a contenção de taludes com altura inferior a 2 m. No caso de alturas próximas de 6 m, precisa ter uma argamassa de cimento e areia para preencher os vazios entre os blocos de pedra. Adicionalmente, precisa de um sistema de drenagem no tardoz, como dreno de areia ou geossintético;
- Concreto ciclópico ou de gravidade: considera-se viável para alturas menores que 4 m. A seção usual é trapezoidal, com largura da base da ordem de 50% da altura do muro;
- Muros de sacos de solo-cimento: utilizados na contenção de encostas. Nesta técnica usam-se sacos de solo estabilizado com cimento;
- Muro de terra armada: neste caso, fitas metálicas são introduzidas no material do retroaterro, as quais atuam como elementos de reforço, para conferir resistência à tração ao solo do retroaterro.

2.4.2 CONCRETO PROJETADO

O concreto projetado é empregado na execução de faces de muros de solo grampeado, na fixação de blocos em taludes em rocha e na proteção superficial contra a erosão em taludes em solo. Desta maneira, obtém-se uma camada protetora de resistência muito boa, alta durabilidade e resistente à erosão. A água pode ser adicionada ao final do mangote de projeção, resultando no processo denominado via seca, enquanto que no caso da água ser adicionada na bomba o processo chama-se via úmida (Moraes & Ortigão, 2001).

O reforço do concreto pode ser feito com uma tela de aço ou com emprego de fibras metálicas na mistura. Na aplicação em contenção de encostas, a utilização de fibras apresenta vantagens como redução de mão de obra, redução do volume de concreto e maior resistência ao fissuramento.

2.4.3 SOLO GRAMPEADO

Este sistema emprega inclusões semi-rígidas denominadas grampos. Considera-se uma técnica bastante prática e eficiente para estabilização de taludes de escavações através do reforço do solo *in situ*. A técnica de solo apresenta vantagens econômicas tanto no escoramento de escavações quanto na estabilização de taludes, conforme Ortigão & Palmeira (2001).

2.4.4 CORTINAS ANCORADAS

São estruturas de contenção que empregam tirantes. A estrutura compreende uma parede de concreto armado com espessura em torno de 20 a 30 cm, fixada no terreno através de ancoragens pré-tensionadas. Desta maneira, obtém-se uma estrutura com rigidez suficiente para minimizar deslocamentos do terreno.

O processo executivo compreende a execução dos tirantes, escavação ou retroaterro, execução da parede e, por último, testes e pretensão das ancoragens até a carga de trabalho, conforme Brito & Ortigão (2001) .

2.4.5 ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES EM ROCHA

Os sistemas de estabilização de taludes em rocha podem ser subdivididos em dois grupos: os sistemas que procuram fixar os blocos, evitando o seu deslizamento, e; os sistemas que convivem com o problema, permitindo a queda dos blocos de maneira segura, Brito & Ortigão (2001).

Os sistemas envolvidos no primeiro grupo são:

- Fragmentação e remoção: a remoção pode ser aplicada sempre que sejam blocos soltos de pequeno porte. No caso dos blocos maiores, os mesmos podem ser fragmentados com explosivos ou com o emprego de polímeros expansivos;
- Fixação ou reforço através de chumbadores: os chumbadores têm um comprimento de 3 m em rocha sã. Para evitar o desprendimento e queda dos blocos, estes elementos podem ser aplicados em conjunto com o concreto projetado;

- Fixação com ancoragens com ou sem contrafortes: pode ser usada para fixar blocos de maior porte com a utilização de ancoragens e chumbadores;
- Fixação com grelha ancorada: aplicada em blocos muito grandes;
- Concreto dental ou de regularização: para proteção da superfície do material exposto pelas escavações ou remoções;
- Concreto projetado: para tratamento de rocha muito fissurada e alterada.

O segundo grupo procura conviver com o problema, mas da forma mais segura possível. Para tanto, podem ser utilizados os seguintes sistemas:

- Bermas para redução da energia cinética ou para contenção da queda dos blocos;
- Túnel falso para proteção de uma via;
- Muro de impacto rígido;
- Uso de anteparo flexível ;
- Uso de telas para evitar o salto dos blocos.

2.4.6 INCLUSÃO DE BERMAS

A inclusão das bermas tem como principal objetivo restringir a extensão de falhas do talude, além de poder ser utilizada para reduzir a energia cinética dos blocos de rocha. Quando houver no talude materiais susceptíveis à degradação ao longo do tempo, precisa-se de medidas de prevenção contra os efeitos negativos causados pelos agentes ambientais. Em geral, as bermas devem ter uma inclinação em direção ao interior do talude, Asociación Costarricense de Geotecnia (2015).

2.4.7 TALUDES RECOMENDADOS EM CORTES

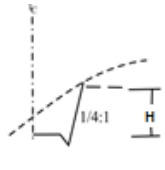
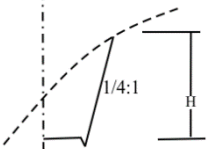
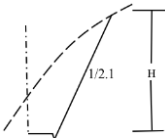
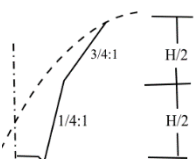
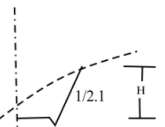
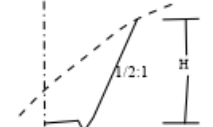
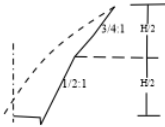
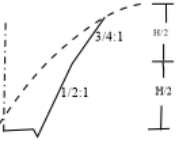
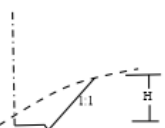
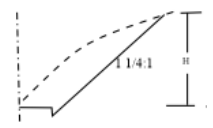
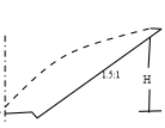
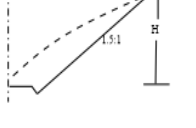
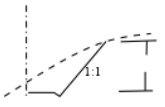
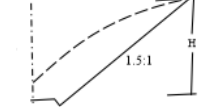
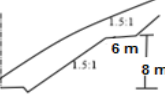
Existem recomendações para cortes segundo o tipo de material que compõe a encosta. Rodriguez & Hermilo Del Castillo (2002) apresentam no seu livro várias destas recomendações. A Drenagem e Proteção superficial

Qualquer que for a solução adotada para estabilização de uma encosta, o controle das condições de drenagem é essencial e deve estar presente em todos os projetos.

A drenagem superficial tem por objetivo melhorar as condições de estabilidade, reduzindo os processos de infiltração. Estes sistemas devem captar e conduzir as águas que incidem na superfície do talude (Gerscovich, 2001).

Os sistemas de proteção têm como função reduzir a infiltração e a erosão, decorrentes da precipitação de chuva sobre o talude. Estes sistemas podem ser classificados em dois grupos: proteção com vegetação, que visa a aplicação de cobertura vegetal em taludes não naturais, e; proteção com impermeabilização, que impedem processos de infiltração de água, permitindo assim a melhoria das condições de estabilidade do talude.

Tabela 2.7.Recomendações para cortes de encostas
(Ad aptado de Rodriguez & Hermilo Del Castillo (2002))

Tipo de Material	Talude recomendado				Observações
	Até 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Maior de 15 m	
Areia siltosa e siltes muito compactos					Remover a parte superior solta
Argila pouco arenosa firme (homogênea)					Remover 1:1 a parte intemperizada. Se ocorrer fluxo de água deve-se projetar sistema de drenagem
Argila mole expansiva e compressível					Para cortes maiores de 15 m projetar berma à metade da altura bem drenada
Caolin produto do intemperismo de granitos					Revestir com vegetação o talude e para cortes maiores de 8 m projetar berma de 6 m bem drenada

2.5 DEFINIÇÃO DE RISCO, VULNERABILIDADE, AMEAÇA E SUSCEPTIBILIDADE

Os autores Joia et al. (2013) diferenciam o conceito de risco e de incerteza segundo a definição de Frank Knight (1921), o qual explica que o risco é algo possível de mensuração ou uma incerteza mensurável. Segundo os autores também existe diferença quando se consideram as consequências. Do mesmo modo, Hillson & Murray-Webster, mencionados por Joia et al. (2013), afirmam que o risco tem duas características: incertezas e consequências.

Segundo a opinião dos autores, De Meyer et al. (2002) contribuíram com uma definição mais pragmática acerca da diferença entre risco e incerteza. Assim, explicam que há quatro tipos de incertezas: variabilidade, incerteza prevista, incerteza imprevisível e caos, das quais as duas primeiras devem ser consideradas como risco.

A Sociedade Internacional de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica, pelas siglas em inglês (ISSMGE), e o Comité Técnico de Análise e Gerenciamento do Risco, desenvolveram um glossário de termos para avaliação do risco. Neste caso, a definição está dada como a medida da probabilidade e da importância de um evento prejudicial à vida, saúde, propriedade ou meio ambiente. Quantitativamente é o produto do perigo e o valor da perda, podendo ser expresso também como a probabilidade de um evento adverso vezes as consequências se o evento acontecer (Fell et al, 2005).

Na Engenharia Geotécnica a abordagem do risco tem apresentado uma evolução ao longo do tempo, iniciando em 1964 por Casagrande na sua obra *Terzaghi Lecture*. Casagrande (1965), após observar várias definições de risco, propôs aproximações do problema como o uso de conhecimento imperfeito, baseado na experiência, para dimensionar as condições mais desfavoráveis, utilização de métodos de observação para abordagens do problema e adoção de um margem de segurança apropriada, tendo em consideração fatores econômicos (Costa, 2008).

A *Quantitative Risk Analysis* (QRA) quantifica a probabilidade de um determinado nível de perdas e as incertezas associadas e é considerada importante para engenheiros, uma vez que permite quantificar o risco de maneira objetiva, além de que os resultados podem ser comparados com outras regiões onde foi aplicada a análise.

Em projetos de infraestrutura viária são frequentes colapsos, falhas, acréscimo no orçamento inicial e o alteração do prazo de execução. (Flybjerg et al., 2004) analisaram 258 projetos deste tipo num intervalo de 70 anos, revelando que 90% destes ultrapassaram em 20% o

orçamento previsto. Os autores também mencionam que este tipo de sobrecustos são mais comuns em países em processo de desenvolvimento do que na Europa ou na América do Norte.

Por outro lado, existe o termo de vulnerabilidade que também está relacionado ao risco. O mesmo pode ser definido como o grau de perda para um determinado elemento, ou conjunto de elementos, dentro da área afetada por um perigo. Para propriedades ela é expressa numa escala de 0 (sem perda) ou de 1 (perda total). Para pessoas é usualmente a probabilidade entre 0 e 1 de óbito caso o evento aconteça e pode incluir também a probabilidade de sofrer danos, conforme Fell et al (2005).

Se o evento for um deslizamento de terra e o elemento avaliado é uma propriedade (bem), os fatores que afetariam a vulnerabilidade seriam: o volume do deslizamento em relação ao elemento em risco, a posição deste elemento, a magnitude do deslocamento do deslizamento e a velocidade do movimento. Ao incluir pessoas, os fatores podem ser: a velocidade do deslizamento (a maior velocidade mais pessoas podem morrer), volume da massa de terra em movimento, localização da pessoa (se estiver dentro ou fora de uma estrutura vulnerável).

Existem metodologias para avaliar a vulnerabilidade. Por exemplo, (Duan et al., 2011) adotaram um método para avaliar a vulnerabilidade de áreas propensas a deslizamentos relacionados a chuvas na Província Hubei, na China. Para isto, selecionaram áreas com maior incidência de deslizamentos, utilizaram o método de questionário para analisar os aspectos locais e, finalmente, fizeram uma análise estatística para avaliação da vulnerabilidade da população. O método permite aos governos implementar ações para prevenção.

Outra definição importante é a ameaça que, segundo comunidades internacionais como o *Technical Committee 32 da International Society of Soils Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE)* citadas por Hungr et al (2005) e Fell et al (2008), é descrita como um o fenômeno natural que pode levar a danos, descrita em termos de sua geometria, mecânica e outras características. O perigo pode ser já existente (tal como uma encosta deslizada) ou potencial (como uma avalanche), sendo que a caracterização de um perigo ou ameaça não inclui nenhuma previsão.

Por último, a susceptibilidade em relação aos movimentos de massa de terra pode ser definida como a tendência do ambiente físico e dos elementos inerentes das massas de terra e superfície, como geologia, inclinação, geomorfologia, etc., à ocorrência de deslizamentos (Vidal, 2012).

Neste contexto, têm sido desenvolvidas guias com a finalidade de melhorar o avanço da definição de zonas de susceptibilidade ao deslizamento, ameaça e risco. Estas diretrizes fornecem definições de terminologia para uso internacional, descrição dos tipos e níveis de zoneamento de deslizamentos, entre outros. A (ISSMGE) define a susceptibilidade ao deslizamento como a avaliação quantitativa ou qualitativa da classificação, volume ou área, e distribuição espacial dos deslizamentos que existem ou podem ocorrer em uma determinada área. A susceptibilidade também pode incluir descrição da velocidade e da intensidade de um deslizamento existente ou possível de ocorrer (Fell et al., 2008).

2.6 CONSEQUÊNCIAS SOCIAIS POR DESLIZAMENTOS

Nos últimos anos, têm sido desenvolvidas várias pesquisas em torno do tema de deslizamentos, levando à criação de métodos para detecção de zonas susceptíveis. Procedimentos de alerta têm sido cada vez mais necessários em diversas partes do mundo.

A ocorrência destes eventos ao redor do mundo tem gerado consequências econômicas e sociais. Vários pesquisadores demonstram que os países em vias de desenvolvimento são os mais vulneráveis a estes eventos. Para representar quantitativamente, mostra-se na Tabela 2.8 a quantidade de eventos registrados por continente e o total de pessoas afetadas e na Tabela 2.9 o custo direto gerado pelas consequências.

Tabela 2.8. Pessoas afetadas por deslizamentos (1993-2002)

Adaptado de (Alimohammadlou et al., 2013)

Continente	No. De eventos	Total de pessoas afetadas
África	22	19,740
Média por evento		897
América	139	4,667,943
Média por evento		33,582
Ásia	220	5,055,856
Média por evento		22,981
Europa	75	41,536
Média por evento		554
Oceania	15	11,015
Média por evento		734

Tabela 2.9. Média estimada dos custos anuais por deslizamentos em várias nações
(Alimohammadlou et al., 2013)

País	Média anual de custos diretos (USD)	Média anual de custos totais (USD)	Comentários
Canadá		\$ 70 milhões	Segundo estimações mais recentes o custo total está acima dos \$ 1,4 bilhões anuais
Japão	\$1,5 bilhões	\$4 bilhões	
Coréia	\$ 60 milhões	-	Baseados em registros pobres
Itália	-	\$2,6-5 bilhões	Estimativa aproximada
Suécia	\$10-20 milhões		
Espanha	\$ 0,2 Bilhões		
Antiga União Soviética	\$ 0,5 Bilhões		
China	\$ 0,5 Bilhões		Baseado em estimativas de 1989
Índia	\$1,3 bilhões		
Nepal	\$ 19,6 milhões		Inclui danos pelas inundações, 90% dos custos são sustentadas em áreas rurais
Nova Zelândia	-	26,3 milhões	

2.7 METODOLOGIAS PARA CLASSIFICAÇÃO DE TALUDES E AVALIAÇÃO DE ÁREAS SUSCEPTIVEIS

Do mesmo modo, existem métodos para definir fatores de segurança de maneira simples como, por exemplo, o Método de Hoek & Bray (1981) e o proposto pela Escola de Nancy. Outros métodos têm sido propostos mais recentemente, como no caso da Coréia onde, após vários testes de infiltração da chuva em solos não saturados, foi criado um método de previsão do fator de segurança de um talude infinito com base na análise da variação da umidade, considerando-se a infiltração da água de chuva (Chae et al., 2015).

Nesta seção, mencionam-se alguns dos métodos de classificação geomecânica de taludes mais conhecidos. Do mesmo modo, apresentam-se brevemente algumas metodologias para avaliação da susceptibilidade ao deslizamento utilizadas mais recentemente na Europa, Ásia e América. Finalmente, mostram-se metodologias de susceptibilidade de encostas aplicadas a estradas.

2.7.1 MÉTODOS APLICADOS A TALUDES

Nesta seção são apresentados os métodos comumente utilizados para classificar taludes

2.7.1.1 SLOPE MASS RATING (SMR)

O SMR tem sido desenvolvido a partir do conceito do Rock Mass Rating (RMR) do Bieniawski, o qual é muito útil na avaliação da necessidade de suporte num túnel.

O índice SMR consiste em uma classificação geomecânica para taludes em rocha e é considerado uma ferramenta sistemática para descrição das condições do maciço rochoso. Fornece fatores de ajuste, guia de campo e recomendações de suporte que permitem fazer uma classificação geomecânica de encostas na fase de pré-projeto. Este sistema fornece resultados confiáveis, segundo comparações realizadas em diversas calibrações feitas na Espanha. Isso foi feito por meio de vários estudos em taludes com condições graves de instabilidade, Um dos estudos foi feito para 28 taludes e seu comportamento teve concordância com o previsto pela classificação. O estudo concluiu que existe uma correlação muito boa, ao serem comparados os resultados previstos com o comportamento desses taludes (Romana, 1993).

Para obter o SMR é calculado a partir do valor de RMR mediante a Eq. 2.1:

$$SMR = RMR + (F1 \cdot F2 \cdot F3) + F4 \quad \text{Eq. 2.1}$$

Onde:

RMR considera a Resistência à compressão uniaxial, Rock Quality Designation (RQD), Espaçamento das descontinuidades, condições da água subterrânea e orientação das descontinuidades. Seu valor está entre 0 e 100;

F1: Depende do paralelismo entre as juntas e da inclinação da cara do talude. Tem um valor entre 1.0 e 0,15;

F2: ângulo de mergulho das juntas na ruptura planar. Tem um valor entre 1.0 e 0,15;

F3: refere-se à relação entre os mergulhos de talude e as juntas;

F4: é um fator empírico de ajuste dependendo do método de escavação.

O Método completo pode ser encontrado no documento original de Romana, (1993) e pode ser extraído da a página web:

http://www.stmr.es/recursos/downloads/Pergamon_Geomechanical_classification_for_slopes.pdf

2.7.1.2 GEOLOGICAL STRENGTH INDEX (GSI)

Este sistema de classificação foi introduzido inicialmente por Hoek (1994), Hoek et al. (1995) e Hoek & Brown (1998) (Hoek et al., 1998). O sistema permite estimar a redução na resistência da rocha pelo efeito de diferentes condições geológicas identificadas em observações de campo. Não substitui os métodos de RMR e Q de Barton para estimar o tipo de suporte em escavações. Este sistema de classificação é muito utilizado nos dados de entrada em análises numéricas para projetos de túneis, fundações e taludes, devido à grande dificuldade que existe em estimar estas propriedades com ensaios de campo.

Este método de caracterização considera o maciço rochoso contínuo e dá importância à influência que a geologia tem nos parâmetros mecânicos. A determinação do GSI consiste em visualizar a estrutura da rocha em termos de formação dos blocos e da condição da superfície das descontinuidades, indicada pela rugosidade das juntas e intemperismo, para indicar a resistência e deformabilidade da rocha. O valor GSI permite a estimação das propriedades da rocha e é utilizado em conjunto com valores apropriados de resistência não confinada σ_{ci} e da constante petrográfica m_i , para calcular a resistência a compressão (σ_{cm}) e o módulo de Young E. (Hoek et al., 1998)

O sistema GSI não pode ser utilizado nos maciços rochosos que têm uma orientação estrutural dominante, e também é inapropriado atribuir este valor para os casos onde a estabilidade do túnel ou talude será controlada pela geometria tridimensional das descontinuidades.

Para a análise da estabilidade de taludes, a avaliação baseia-se no maciço rochoso por meio do qual se prevê que um plano potencial de falha pode passar. A estimação do GSI nestes casos requer muito critério, especialmente em situações nas quais a superfície de falha possa passar através de zonas com qualidades diferentes.

Para um melhor entendimento do método, o mesmo encontra-se nos documentos Hoek et al., (1998), (Sonmez & Ulusay, 1999). Modificações no método e sua aplicação na estabilidade de encostas e limitações estão descritas no documento escrito pelos autores Marinós *et al.*, (2005).

2.7.2 MODELOS PARA PREVISÃO DE DESLIZAMENTOS

Corominas *et al.*, (2014) apresentaram métodos para a análise quantitativa de ameaça de escorregamentos, vulnerabilidade e risco em diferentes escalas, enfocados em probabilidades de ocorrência e usados para determinar intensidade, caracterizar os elementos de risco, avaliar o

potencial de dano e quantificar a vulnerabilidade dos elementos em risco. A avaliação da susceptibilidade ao deslizamento pode ser considerada o primeiro passo para uma avaliação de risco, mas também pode ser o produto final a ser utilizado no planejamento do uso da terra e na avaliação do impacto ambiental.

Para avaliar a susceptibilidade ao deslizamento de massas de terra podem ser encontrados métodos qualitativos, ou seja, métodos baseados em inventários e no conhecimento, além dos métodos quantitativos, orientados por dados (*data-driven methods*), e dos modelos de base física.

Na Tabela 2.10 apresentam-se métodos de avaliação da susceptibilidade ao deslizamento baseados em dados, estando os resultados expressos em termos de probabilidade.

Tabela 2.10. Métodos Data-driven recomendados para avaliação da susceptibilidade aos deslizamentos Corominas et al., (2014)

Tipo	Método	Referências citadas por Corominas et al., (2014)
Métodos estatísticos com duas variáveis	Likelihood ratio model (LRM)	Lee (2005)
	Método de valor da informação	Yin and Yan (1988)
	Modelagem de evidências por peso	Van Westen (1993), Bonham- Carter (1994), Suzen and Doyuran (2004)
	Funções de favorabilidade	Chung and Fabbri (1993), Luzi (1995)
Métodos estatísticos multi-variáveis	A análise discriminante	Carrara (1983), Gorsevski et al. (2000)
	Regressão Logística	Ohlmacher and Davis (2003), Gorsevski et al. (2006a)
ANN	Artificial Neutra Networks	Lee et al. (2004), Ermini et al. (2005), Kanungo et al. (2006)

Os modelos de base física estão baseados na modelagem de processos de ruptura das encostas e são aplicáveis apenas em áreas onde as condições geológicas e geomorfológicas são bastante homogêneas e os tipos de deslizamentos são simples. Também podem incorporar a chuva como dado dinâmico de entrada, o qual permite mapas de susceptibilidade para cenários futuros

com mudanças climáticas. Na Tabela 2.11 estão apresentados os métodos deste tipo mencionados pelos autores.

A movimentação de massas de terra representa o sétimo maior fator de destruição entre os desastres naturais. Em alguns países, como no caso da Turquia, causa perdas anuais superiores a qualquer outro desastre natural. Por isso, outras metodologias visam a análise dos processos de deslizamentos e os impactos dos mesmos sobre a população. O método proposto por Alimohammadlou et al (2013) consiste em categorizar os impactos dos deslizamentos em dois grupos principais, geral e particular, examinando-os em uma estrutura ambiental e sócio econômico.

Tabela 2.11. Métodos de base física recomendados para avaliação da susceptibilidade aos deslizamentos Corominas et al., (2014)

Tipo	Método	Referencias citadas por Corominas et al., (2014)
GIS-Baseado em Métodos de equilíbrio limite (LEM)	Modelagem de talude infinito estática Modelagem de talude infinito dinâmico com chuva Modelagem de talude infinito induzido o sismo	Pack et al. (1998), Dietrich et al. (1995) Baum et al. (2002), Van Beek (2002), Casadei et al. (2003), Simoni et al. (2008) Jibson et al. (1998), Wang and Lin (2010)
Análises cinemático para taludes rochosos	Traçar redes estereográficas, GIS-Baseado nas análises das descontinuidades	Gunther (2003)
2D Métodos de equilíbrio limite	2 D LEM com nível subterrâneo e análises de tensões	GEO-SLOPE (2011)
3D Métodos de equilíbrio limite	3D análise de estabilidade de talude	Hungr (1995), Gitirana et al. (2008)
Modelagem numérica	Modelagem contínuo Modelagem descontínuo (é dizer discretizando elementos)	Hoek et al. (1993), Stead et al. (2001) Hart (1993), Stead et al.

2.7.2.1 MODELO SHIA LANDSLIDE

Vários estudos têm demonstrado que os deslizamentos ocorridos por chuvas têm fatores em comum, como a intensidade e duração, antecedentes de umidade do solo, inclinação das vertentes e morfologia.

Giraldo (2013) menciona que existe uma necessidade de combinar modelos hidrológicos e geológicos na simulação de deslizamentos em zonas tropicais montanhosas. Por esta razão, desenvolveu um modelo que cumpre com essa necessidade. Segundo o autor, em nenhum modelo nessa até então tinham sido incorporados esses fatores geotécnicos com um modelo completo hidrológico conceptual, conseguindo simular a armazenagem e a movimentação de águas pluviais através do perfil do solo, proporcionando vários componentes que podem ser calibrados junto com medições de pressão da água, como a superfície descarga e flutuação do lençol freático.

O objetivo deste modelo é explorar e tentar esclarecer a dinâmica dos processos físicos e mecânicos que conduzem ao desenvolvimento de escorregamentos superficiais provocados por chuvas em terrenos tropicais e montanhosos, apontando os fatores e parâmetros que desempenham os papéis principais.

Por tanto, o modelo integra propriedades mecânicas e hidrológicas do solo com um modelo hidrológico SHIA que simula o fluxo da água e o armazenamento como uma unidade de resposta hidrológica, simulando eventos de chuva, picos de poropressão e perda de resistência ao cisalhamento, fornecendo uma ferramenta de alerta rápida. Isso pode ser aplicado em áreas com mesmas condições e estabelece um critério para testar áreas vulneráveis que excedam os níveis limites de poropressão e de risco ao deslizamento de terra.

O modelo foi aplicado na Colômbia e, ao comparar sua previsão de ocorrência de deslizamentos com outro modelo aplicado na mesma zona, se obteve como resultado uma melhora de 165% em relação ao modelo SHALSTAB (Giraldo, 2013).

O programa está composto por 7 etapas principais: o módulo Shia_Landslide, dados de entrada, bacia, chuva, matriz e modelo. As etapas iniciais preparam a informação necessária para modelar apropriadamente os parâmetros hidrológicos e geotécnicos. A etapa da bacia determina a posição das quadrículas ou células da malha de acordo com a direção do fluxo mapa, usa algoritmos a partir da menor quadrícula em direção a montante estabelecendo o número e a posição da quadrícula que drenam cada célula e formando um vetor de baixo para cima. A etapa matriz forma uma matriz multiparâmetros da bacia de todos os parâmetros de entrada para cada quadricula. A

etapa modelo inicia preparando uma matriz de susceptibilidade e classificando as quadriculas em: estável incondicional, incondicional instável e instável potencial. Nesta etapa, a altura do lençol freático em repouso também é calculada e incluída na matriz de multiparâmetros

. A Figura 2.7 mostra o fluxograma deste modelo:

2.7.2.2 MODELO SHALSTAB

O SHALSTAB foi proposto por Montgomery & Dietrich (1994) e posteriormente testado por Montgomery et al. (1998, 2000). Trata-se de um modelo capaz de capturar a física envolvida em deslizamentos de terra causados pela chuva em terrenos tropicais e . Dessa forma, o modelo proposto pode ser implementado com sucesso em uma variedade de regiões tropicais semelhantes para identificar rastros de falhas devido à chuva, com apenas um modelo de elevação digital de alta resolução e alguns parâmetros do solo (Aristizábal et al., 2015).

O modelo caracteriza o controle topográfico e a distribuição dos deslizamentos. Para análise de susceptibilidade, SHALSTAB aplica um índice topográfico para avaliar a saturação do solo como uma função da infiltração da chuva, sugerindo que a superfície topográfica é o primeiro indício de onde os deslizamentos podem ocorrer. Adicionalmente, o modelo pode identificar de maneira efetiva áreas com alta susceptibilidade ao deslizamento e baixas condições de chuva.

No estudo apresentado pelos autores Aristizábal et al., (2015) explicam que o modelo foi implementado para estimar a localização espacial de deslizamentos deflagrados por chuvas em uma zona tropical montanhosa. Para o estudo utilizou-se o caso ocorrido o 21 de setembro do ano 1990 na bacia La Arenosa, localizada na Serra central dos Andes Colombianos. O evento deflagrou 838 deslizamentos e os resultados mostram uma alta coincidência entre o modelo e o inventário dos deslizamentos ocorridos durante o evento.

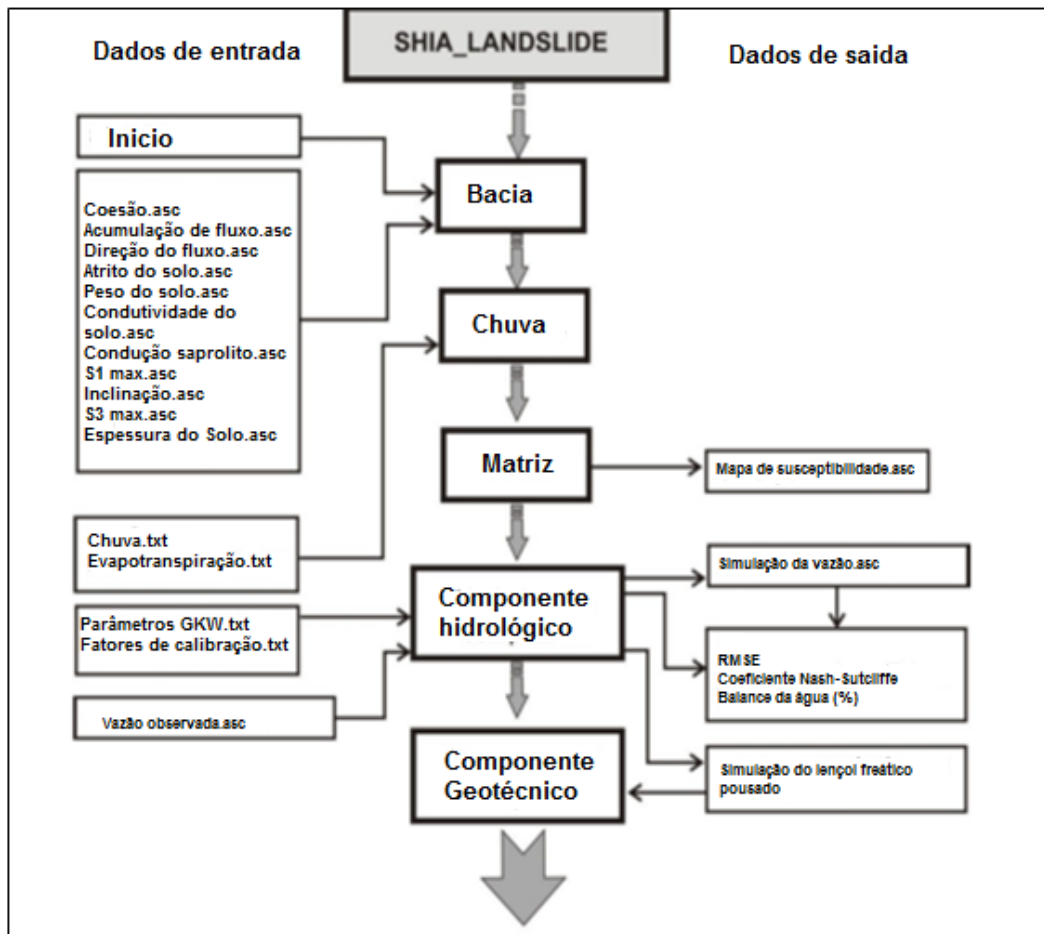
Na Costa Rica têm sido desenvolvidas metodologias para avaliar a susceptibilidade ao deslizamento, a seguir explicam-se duas delas.

2.7.2.3 MÉTODO DO ÂNGULO CRÍTICO

O Laboratório Nacional de Materiais e Modelos Estruturais da Costa Rica estabeleceu uma metodologia chamada Ângulo Crítico para avaliação de riscos naturais na infraestutura rodoviária. Vargas & Garro (2006) citado por (Carballo, 2011) desenvolveram um método que se baseia na análise estatística das encostas (obtidas de um mapa específico, fotografias aéreas ou levantamento

de campo) e das áreas de escorregamentos das zonas de influência das rodovias, divididas nas unidades de um mapa geológico.

O ângulo crítico (ϕ_c) é definido como o valor médio do ângulo da inclinação nas zonas deslizadas, sendo uma propriedade do solo cujo valor é próximo ao da resistência do material, porém superior. Utiliza-se para sua determinação sistemas de informação geográfica SIG e com base no valor de inclinação da encosta, definem-se intervalos de inclinações que correspondem a diferentes probabilidades de falha (Mora & Garro, 2012).



Mapa de susceptibilidade ao deslizamento deflagrado por chuva

Figura 2.7. Fluxograma Modelo SHIA LANDSLIDE (Giraldo, 2013)

Este método tem sido testado entre os anos 2002 e 2009, obtendo resultados válidos e validados em várias rodovias da Costa Rica. Os autores concluem que o valor de ângulo crmarielítico é similar ao ângulo de atrito dos solos residuais, portanto consideraram o mesmo como indicador de estabilidade ao longo prazo.

Para a definição dos intervalos de ângulos de declividade ou inclinação e o nível de susceptibilidade, os autores associaram a média e o desvio padrão mediante o critério apresentado na Tabela 2.12

Tabela 2.12. Intervalos de susceptibilidade do Método de ângulo crítico.

Nível de susceptibilidade	Intervalo de ângulo de declividade
Muito baixo	$\theta < \phi_c - 1,5\sigma$
Baixo	$\phi_c - 1,5\sigma \leq \theta < \phi_c - 0,5\sigma$
Moderado	$\phi_c - 0,5\sigma \leq \theta < \phi_c + 0,5\sigma$
alto	$\phi_c + 0,5\sigma \leq \theta < \phi_c + 1,5\sigma$
Muito alto	$\phi_c + 1,5\sigma \leq \theta$

2.7.2.4 MÉTODO MORA-VAHRSON

O método foi desenvolvido por Mora, R. et al. 1992, Mora , R. et al.1993, 1994) e tem sido modificado por vários autores, os quais incluem parâmetros do solo, sistemas de classificação de maciços rochosos e simplificações na classificação do grau de ameaça. Ruíz (2012) fez uma modificação nas considerações da magnitude do sismo.

O método permite fazer uma classificação de ameaça a deslizamentos rápida e de baixo custo na fase de pré-projeto, em zonas tropicais com sismicidade ativa. Considera-se uma referência para a tomada de decisões, mas o método fornece uma caracterização inicial e, portanto, estudos geotécnicos mais detalhados devem ser feitos posteriormente. Os dados de entrada são 5 fatores, onde a combinação de três deles define um indicativo de susceptibilidade intrínseca ao deslizamento (inclinação, litologia e umidade do solo). Por outro lado, o indicativo deflagrador é o resultado da combinação dos fatores de chuva e sismo (Mora & Vahrson, 1994).

Para a obtenção da susceptibilidade, o modelo utiliza a equação 2.2:

$$H = EP \cdot D \quad \text{Eq. 2.2}$$

Onde H é o grau de suscetibilidade, EP é a variável que quantifica o efeito dos elementos passivos e D quantifica o efeito dos elementos deflagradores.

Os elementos positivos EP são calculados a partir da multiplicação de três parâmetros (S_i , S_h e S_p). S_i é o parâmetro de suscetibilidade litológica, S_h é o parâmetro de umidade do terreno e S_p é o parâmetro de suscetibilidade devida à declividade

Os elementos deflagradores são calculados considerando-se um elemento deflagrador de chuva D_{II} e o elemento deflagrador por sismo D_s .

Substituindo os parâmetros indicados, a Eq. 2.3 pode-se expressar como Eq. 2.3 (Mora, 2013):

$$H = (S_i \cdot S_h \cdot S_p) \cdot (D_s + D_{II}) \quad \text{Eq. 2.3}$$

Na equação 2.3° produto de $S_i \cdot S_h \cdot S_p$ é definido como elementos passivos (EP). Para o cálculo do parâmetro de susceptibilidade litologica (S_i) os autores sugerem a utilização de dados como coesão e ângulo de atrito ou também a classificação para maciços rochosos RMR.

Para cálculo do (S_p) os autores utilizam classes que descrevem os processos característicos e esperados, as condições do terreno e uma legenda de cores.

Para o parâmetro (S_h) utiliza-se a média mensal de precipitação e se considera que valores menores de 125 mm não conduzem a um acréscimo na umidade do terreno, enquanto precipitações maiores conduzem a uma umidade maior. Para média mensal é designado um dos valores da Tabela 2.13. Posteriormente são somados os valores para s doze meses do ano e obtém-se um resultado ente 0 e 24. Este resultado reflete aspetos associados a saturação e a distribuição temporal de umidade no terreno. O valor (S_h) é obtido da Tabela 2.14 a partir dos valores da Tabela 2.13.

No Anexo 1 estão apresentadas as tabelas com os critérios propostos pelos autores para a definição dos valores (S_i) e (S_p)

Tabela 2.13. Valores assignados à média mensal de chuva

Média de precipitação mensal (mm)	Valor
<125	0
125-250	1
>250	2

Tabela 2.14. Valores do parâmetro de umidade do terreno (Sh)

Somatória da precipitação média mensal		Valoração do Parâmetro Sh
Valor	Descrição	
0-4	Muito Baixo	1
5-9	Baixo	2
10-14	Médio	3
15-19	Alto	4
20-24	Muito Alto	5

Este modelo foi utilizado para o cálculo da susceptibilidade na área de Cinchona, Costa Rica. Porém, Ruíz (2012) implementou as seguintes mudanças no modelo: a) intervalos de ângulo de declividade no lugar do intervalos do gradiente topográfico, b) a susceptibilidade litológica foi determinada baseado-se em dados estatísticos das unidades geológicas e não de dados geotécnicos, c) utilizou-se apenas o sismo como possível mecanismo deflagrador, d) para o evento de disparo, foram utilizados valores ponderados derivados de uma fórmula para a atenuação da aceleração de pico do solo (PGAa) para terremotos superficiais (profundidade <25 km) na Costa Rica, em vez de valores derivados somente a partir da intensidade máxima de Mercalli modificado.

Finalmente Ruiz (2012) define a susceptibilidade ao deslizamento H como o produto da susceptibilidade intrínscita da encosta e o mecanismo deflagrador de sismo.

2.7.2.5 OUTROS MÉTODOS

De acordo com as Nações Unidas, a função dos sistemas de alerta é gerar e divulgar informações oportunas que permitam a indivíduos, comunidades e organizações ameaçadas por um perigo agir de forma adequada e em tempo útil para reduzir a possibilidade de danos (*Calvello et al.*, 2015).

Para que um sistema de alerta seja eficiente, o mesmo deve contar com os seguintes fatores: conhecimento do risco; monitoramento e previsão da ameaça; comunicação e divulgação dos alertas e advertências e recursos locais para responder aos alertas.

No caso do Brasil, desde 1966, na Cidade de Rio de Janeiro, instituiu-se o departamento para a prevenção de deslizamentos de encostas, atual Fundação Geo-Rio, com a finalidade de estabelecer programas preventivos de previsão do risco. Esta fundação opera um sistema de alerta chamado “Alerta-Rio”, operado pelo município dessa localidade, que conta com dois diferentes tipos de alerta: por chuva e por deslizamentos. Do mesmo modo, opera com 4 categorias de alerta:

baixa, média, alta e muito alta. O alerta ocorre quando a ameaça de um deslizamento ocorrer é muito alta.

Com um objetivo de melhorar o sistema Alerta-Rio e diminuir os alarmes falsos, Calvello *et al.* (2015) realizaram um estudo baseado na análise dos dados de precipitação entre os anos 2010-2013. Para isto, relacionaram a quantidade de erros gerados por alertas antecipados de deslizamentos. Os autores concluíram que os dados de precipitação fornecidos pelos pluviômetros durante eventos de chuva são extremamente heterogêneos, mesmo quando eles estão localizados na mesma zona de alerta. Em relação a esta questão, os autores afirmam que outra análise dos dados de precipitação é necessária.

Na região de Ouro Preto, em Minas Gerais, foi proposta uma metodologia de classificação de encostas quanto aos riscos e viabilidade técnico-econômica para soluções de estabilização. O trabalho em questão teve por finalidade elaborar um plano de ação com base em aspectos técnicos, sociais e econômicos. A metodologia propôs as seguintes fases: cadastramento detalhado das áreas de risco, criação de um setor de Geotecnia, sistema de defesa civil, investigação geotécnica e definição do modelo de crescimento de Ouro Preto (Sobreira & Araújo, 1992).

2.8 METODOLOGIAS DE CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DE TALUDES APLICADAS A ESTRADAS

Atualmente sabe-se que o desenvolvimento dos países tem gerado a expansão de cidades por zonas que apresentam maiores desafios para a construção de projetos rodoviários, especialmente por fatores ambientais e naturais, gerando projetos custosos com severos riscos geotécnicos. O principal problema que os governos enfrentam é atingir um equilíbrio no orçamento da construção e na manutenção deste tipo de obras. Os autores Lawrance & Cook (2003) mencionam que o problema de lidar com riscos de encostas é resolvido em duas questões, sendo a primeira como minimizar a incidência do potencial de dano por deslizamentos em novas rodovias e a segunda como gerenciar um programa de manutenção para as redes existentes.

Os problemas em questão tornam necessária a criação de metodologias úteis na avaliação de zonas com características geomorfológicas complexas para reduzir os riscos geotécnicos e fornecer aos usuários projetos funcionais. Na literatura podem ser encontrados diversos métodos para avaliação do risco e da susceptibilidade, associados infraestrutura rodoviária, como, por

exemplo: Costa (2008) considera os riscos sísmicos e geotécnicos associados a linhas ferroviárias da alta velocidade em Portugal; o método de avaliação de zonas úmidas impactadas por projetos de infraestrutura rodoviária (Nobrega et al., 2012), e; novo método empírico para análise de estabilidade de encostas rochosas dos autores (Pinheiro et al., 2015). A seguir, mencionam-se outras metodologias aplicadas atualmente em diversos lugares do mundo.

2.8.1 ESTRATÉGIA PARA AVALIAÇÃO DO PERIGO DE ENCOSTAS NO PLANEJAMENTO E MANUTENÇÃO DE RODOVIAS. (LAWRANCE & COOK, 2003)

Vários países em desenvolvimento ocupam regiões com características montanhosas, onde os riscos geotécnicos tendem a ser severos e os custos de construção de rodovias são elevados. Para reduzir estes inconvenientes, o Laboratório de pesquisas do transporte do Reino Unido, trabalhando em conjunto com outros programas, estabeleceram uma metodologia para adequar os desenhos de rodovias ao ambiente do Nepal. Outro exemplo ocorre na Indonésia, país localizado numa zona vulcânica ativa com geologia diversificada, com zonas montanhosas e com formações mais instáveis ocorrendo em regiões que apresentam maiores precipitações. Para avaliar o risco nesta zona foram utilizados métodos semi empíricos. Também foi criado um sistema de informação de encostas com uma guia para mitigar o risco, conforme Lawrance & Cook (2003).

Os autores enunciam os princípios gerais de definição do risco em áreas montanhosas em regiões tropicais e subtropicais. Adicionalmente, apresentam um resumo das principais abordagens para avaliação do risco das encostas. Do mesmo modo, definem estratégias para a avaliação do risco em novos alinhamentos de estradas e em vias existentes. Finalmente, dão exemplos de monitoramento ambiental no leste do Nepal e da utilização do Sistema de Informação de encostas da Indonésia.

No estudo observa-se que o tipo de material, o ambiente geotécnico e o desempenho das encostas são fatores que influenciam em regiões montanhosas. A estabilidade das encostas associadas às rodovias pode ser influenciada diretamente por problemas identificados como:

- Definição e modelagem do ambiente geotécnico, uma vez que projeto deve ser adequado ao ambiente geotécnico;

- A interação encosta-estrada é um processo recíproco: deve atribuir-se a mesma importância ao impacto que gera a estrada na estabilidade da encosta com o impacto que gera a encosta na construção da estrada;
- Identificar os principais fatores desencadeantes que podem ser ativados dentro de uma área em questão.

Os autores propõem uma estratégia de avaliação do risco, respondendo as seguintes perguntas:

Como reduzir a incidência de danos potenciais por deslizamentos em novas rodovias?

Neste caso, os alinhamentos precisam ser analisados de maneira que a via com menor risco seja selecionada. O planejamento é considerado importante porque permite avaliar a zona mais favorável para a construção. A seguir, apresentam-se alguns critérios:

- Seleção do alinhamento: analisar previamente a área mediante mapas e avaliação da geomorfologia do lugar;
- Concepção das estradas de forma a mitigar o risco nas encostas: contemplar zonas de risco para propor uma campanha de estudos e de monitoramento mais detalhadas;
- Seções críticas: no caso que o alinhamento seja forçado atravessar zonas instáveis precisa-se de avaliações mais amplas para garantir uma rodovia segura sem gerar custos excessivos. Como complemento, é recomendável elaborar um mapa de deslizamentos da zona para avaliar quais setores da rodovia precisarão de maior proteção;

Como gerenciar um programa de manutenção com o menor custo possível para rodovias existentes?

Neste caso, deve-se prestar maior atenção nas encostas com maior risco e medir ou monitorar os casos ativos. A seguir, apresentam-se algumas recomendações:

- Definição de prioridades para Manutenção e Reparação: um inventário de deslizamentos pode ser de grande ajuda para definir quais são as encostas que apresentam maior risco de falha e se esses casos são os que têm prioridade;
- Monitoramento de sítios “chave”: é apropriado proceder a uma abordagem analítica clássica aliada à entrada de dados relevantes em um modelo geotécnico. A avaliação seria inicialmente pelo mapeamento geotécnico, possivelmente apoiada por instrumentos para medir, por exemplo, variações na altura do lençol freático, flutuações na poropressão ou

movimentos da encosta. Amostragem de material apropriado e ensaios geotécnicos podem ser elementos importantes deste procedimento.

A metodologia de monitoramento para avaliar o risco em estradas no leste do Nepal tem como propósito estabelecer taxas de movimento e de erosão das encostas para localizar as novas rodovias e medir a quantidade de dano causado pela construção de uma via e assim desenvolver métodos de mitigação.

As seguintes formas de mapeamento e monitoramento foram utilizadas em 230 sítios no Nepal:

- Interpretação de fotografias aéreas tomadas em duas datas;
- Mapeamento geomorfológico e classificação do terreno;
- Registro de dados de chuva;
- Monitoramento de encostas;
- Monitoramento do curso de água e do perfil ;
- Monitoramento da taxa de fluxo, vazão de pico e volume de sedimentos transportados.

2.8.2 SISTEMA HILLSLOPE QUALITY INDEX (HSQI) (MORENO-CEBALLOS, 2015)

Moreno-Ceballos, (2015) baseou-se no método simplificado de análise de estabilidade de taludes proposto pela Escola de Nancy para estabelecer uma metodologia de avaliação de encostas com a introdução de um novo conceito, chamado *Hillslope Quality Index* (HSQI).

Na seguinte seção explicam-se os critérios utilizados no Método da Escola de Nancy, citados por Chica Sanchez, (1989), e posteriormente detalha-se as modificações nesse método realizadas por Moreno-Ceballos, (2015) para criar o Sistema de classificação HSQI

2.8.2.1 ANÁLISE DE ESTABILIDADE PELA ESCOLA DE NANCY

Chica Sanchez, (1989) explica o método proposto pela Escola de Minas de Nancy, França, como o método simplificado para a obtenção de fatores de segurança que considera a relação entre forças resistentes e forças motoras, utilizado para superfícies planares e circulares. Para sua aplicação é preciso ter conhecimento da geometria do talude a ser analisado e os valores médios dos parâmetros do solo no caso de ter litologia variada.

O método estabelece dois ábacos para a obtenção do fator de segurança, um para superfície de ruptura circular e outro para superfície de ruptura planar. Os dados de entradas são as características geométricas e geotécnicas do talude que são introduzidas em duas funções (X e Y). A primeira função X depende da inclinação da face do talude, de ângulo de atrito do material e da altura do lençol freático e do talude. A função Y depende da coesão do material, do peso específico e da altura do talude.

O método estabelece três condições do lençol freático (Hw) englobadas nas equações X: condição A corresponde ao talude sem LF; condição C corresponde ao talude drenado, e; condição E corresponde ao talude saturado. Do mesmo modo o método define três condições do estado do talude relacionado a uma instabilidade incipiente, englobadas nas equações Y: no caso B o talude não apresenta trincas, enquanto que no caso D o talude apresenta trincas e no caso F o talude tem trincas saturadas. Na Figura 2.8 apresentam-se as equações definidas pela Escola de Nancy para analisar a estabilidade de um talude supondo uma superfície de ruptura circular.

A seguir, definem-se as variáveis consideradas nestas funções.

i: inclinação máxima ou mergulho da face livre do talude em graus;

Hw: Altura máxima ou estabilizada do lençol freático;

Zo: Profundidade da trinca de tensão;

H: Altura do Talude;

γ : Peso específico do solo ou rocha;

ϕ : ângulo de atrito;

C: coesão do material

Uma vez definidas as equações X, Y explicadas anteriormente, procede-se obter o fator de segurança (FS) introduzindo o valor de cada função no ábaco da Figura 2.9

Para exemplificar a aplicação deste método, considera-se um talude de 10 m de altura, com um ângulo de inclinação de 40°, composto por silte argiloso com peso específico (γ) de 19 kN/m³, coesão (C) de 2 kN/m² e ângulo de atrito (ϕ) de 35°. Sem lençol freático detectado (Hw) e sem condições de instabilidade incipiente detectadas (trincas). Adotando uma superfície de ruptura circular, consideram-se as equações A e B apresentadas na Figura 2.8

Ao ser aplicadas estas equações foram obtidos os seguintes resultados

Equação X (condição A): $i - 1,2\phi$

Equação Y (condição B): $\frac{\gamma H}{C}$

Como resultado obten-se:

$$X: 40 - 1,2(35) = -2$$

$$Y: \frac{19 \cdot 10}{2} = 95$$

Ao introduzir estes valores no ábaco obtém-se um FS: 0,93 como se apresenta na Figura 2.10.

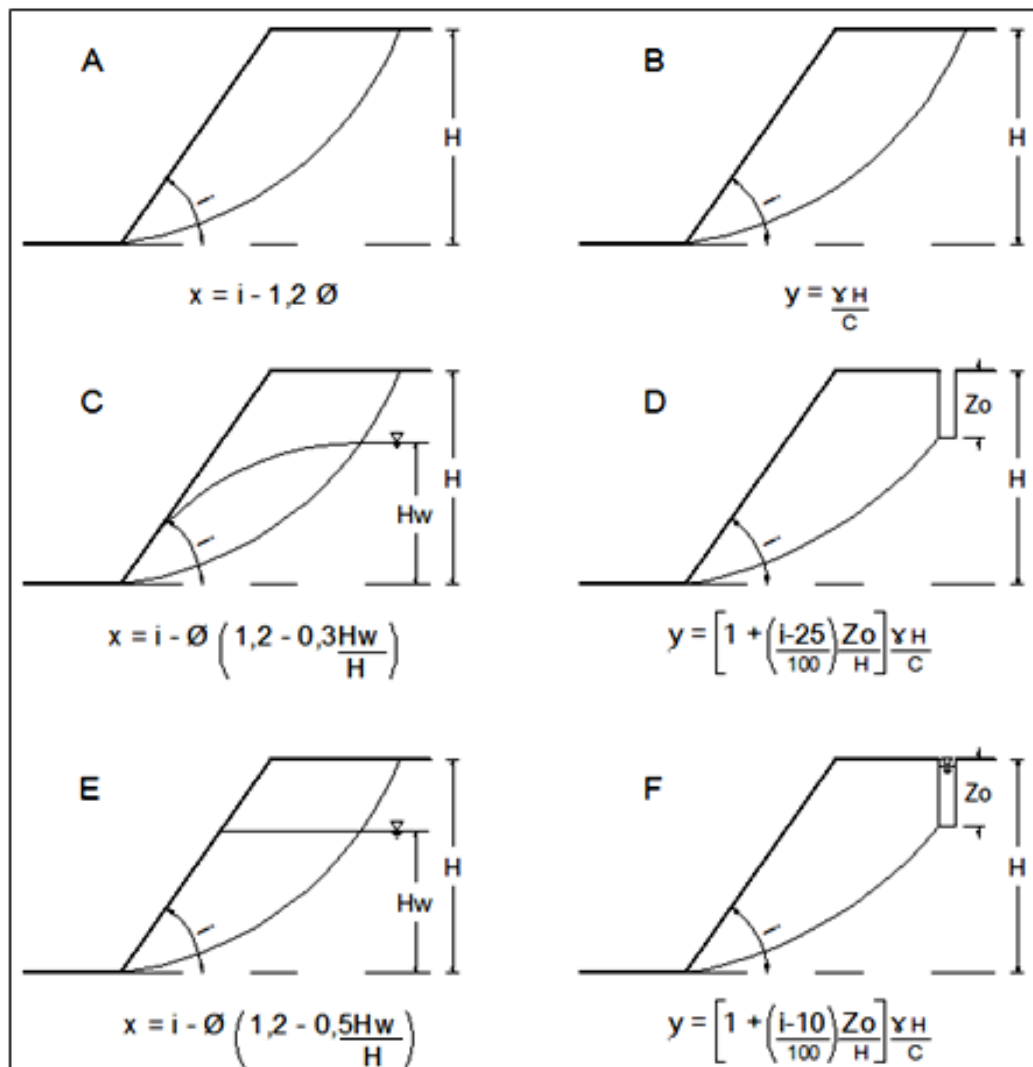


Figura 2.8. Método de Nancy, equações (X,Y) para superfície de ruptura circular
Citado por Chica Sanchez, (1989)

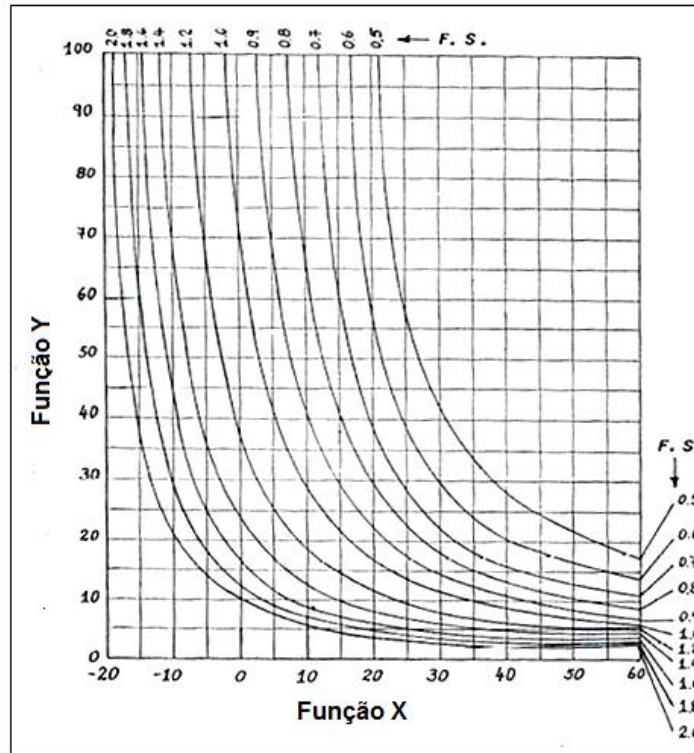


Figura 2.9. Ábaco para obter FS para um talude com superfície circular. Adaptado de (Chica Sanchez, 1989)

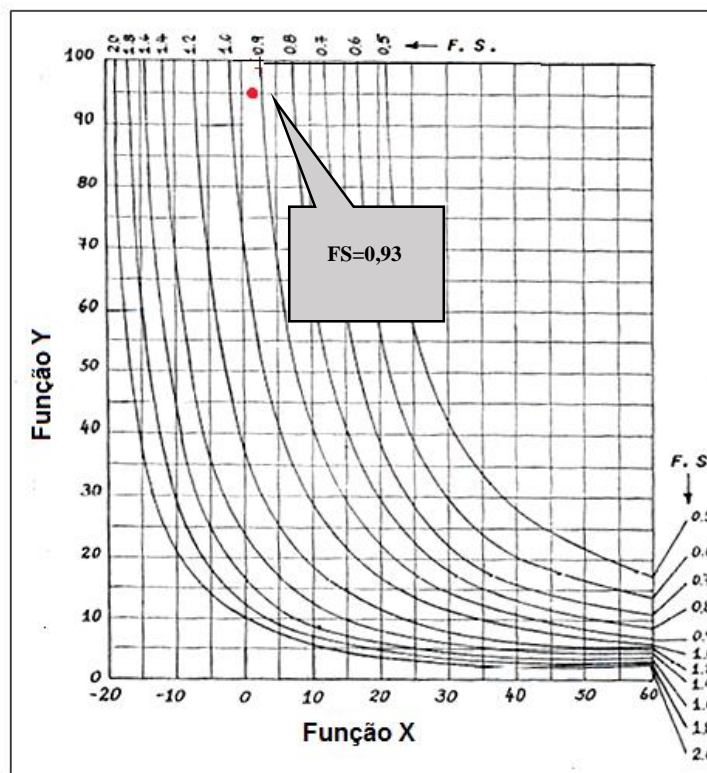


Figura 2.10. FS obtido pela combinação das equações X, Y do método de Nancy.

2.8.2.2 SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO *HILLSLOPE QUALITY INDEX* (HSQI)

Moreno-Ceballos, (2015) baseou-se no método simplificado de análise de estabilidade de taludes proposto pela Escola de Nancy para estabelecer uma metodologia de avaliação de encostas com a introdução de um novo conceito, chamado *Hillslope Quality Index* (HSQI).

É importante esclarecer as modificações do método feitas pelo autor. O método original analisa de maneira pontual a estabilidade de um talude e fornece como resultado um fator de segurança. No método HSQI utilizam-se os critérios do método da escola de Nancy para analisar a susceptibilidade ao deslizamento das encostas por meio de um valor HSQI.

O método analisa previamente uma área aonde se deseja construir uma rodovia. Para isto, é feito uma análise das condições das encostas que poderão estar ao longo de toda a via e é atribuído um valor HSQI. Posteriormente, de acordo ao valor obtido, é feita uma classificação da susceptibilidade das encostas. Finalmente, o método fornece recomendações de estabilização que podem ser consideradas pelo projetista para mitigar os danos à via por eventuais falhas nas encostas.

A classificação da susceptibilidade de acordo com o valor do HSQI oscila entre 0,5 e 2, sendo os valores menores que 0,5 casos com susceptibilidade alta, os valores entre 1 e 1,4 são classificados com susceptibilidade média e os valores maiores que 1,4 apresentam susceptibilidade baixa.

Para validar este método, o autor propõe que os resultados da classificação cumpram três hipóteses probabilísticas que estimam a confiabilidade dos dados obtidos. Desta maneira, torna-se possível determinar a porcentagem de erro dos resultados. A Eq.2.4 representa que o sistema pelo menos tem que concordar com a realidade num 50%, a Eq.2.5 representa um valor médio onde o sistema prediz que o 25% das encostas classificadas nesta categoria podem ter uma falha e Eq. 2.6 representa que a resposta do modelo não concorda com a realidade.

$$\frac{\text{Número total de encostas suscetíveis instáveis}}{\text{número total de encostas suscetíveis}} \cong 50\% \quad \text{Eq. 2.4}$$

$$\frac{\text{Número total de encostas com susceptibilidade média instáveis}}{\text{número total de encostas com susceptibilidade média}} \cong 25\% \quad \text{Eq. 2.5}$$

$$\frac{\text{Número total de encostas pouco suscetíveis instáveis}}{\text{número total de encostas pouco suscetíveis}} \cong 5\% \quad \text{Eq. 2.6}$$

Moreno-Ceballos, (2015) fez a avaliação do Método numa zona com problemas de instabilidade ao sudoeste da cidade de Medellín, ao longo de 20 km na rodovia *Las Palmas*. A zona é formada por rochas metamórficas e o clima caracteriza-se por ser bimodal, com precipitações máximas nos meses de abril e outubro, com uma média de 1.750 mm/ano no vale e 2.000 mm/ano na parte alta da zona oriental. Neste caso, 71% das encostas foram classificadas como suscetíveis e só 3% não apresentaram indícios de susceptibilidade.

Adicionalmente, o autor fez a aplicação do Método na via chamada *La Pintada*, no sudoeste do departamento de Antioquia. A análise de HSQI foi feita ao longo de um comprimento de 5 km. A precipitação média anual é de 1.000 mm, com regime bimodal. Neste caso, foram analisadas 13 encostas utilizando as equações correspondentes a uma superfície de ruptura planar. Moreno-Ceballos (2015) concluiu que na maioria das encostas o classificador HSQI correspondeu a uma condição de estabilidade real da encosta. Com a metodologia se conseguiu propor diferentes soluções para a estabilidade da maioria das encostas.

O método em questão é considerado simples e sua aplicação é sistemática. O sistema considera como referência os dados geométricos da via a ser construída, por exemplo, largura da calçada e as inclinações propostas para os taludes de corte e de aterro. Com esta informação é feita a setorização ao longo da via, permitindo a análise de cada trecho e a definição de sua susceptibilidade. No fluxograma da Figura 2.11 é mostrado o procedimento de análise.

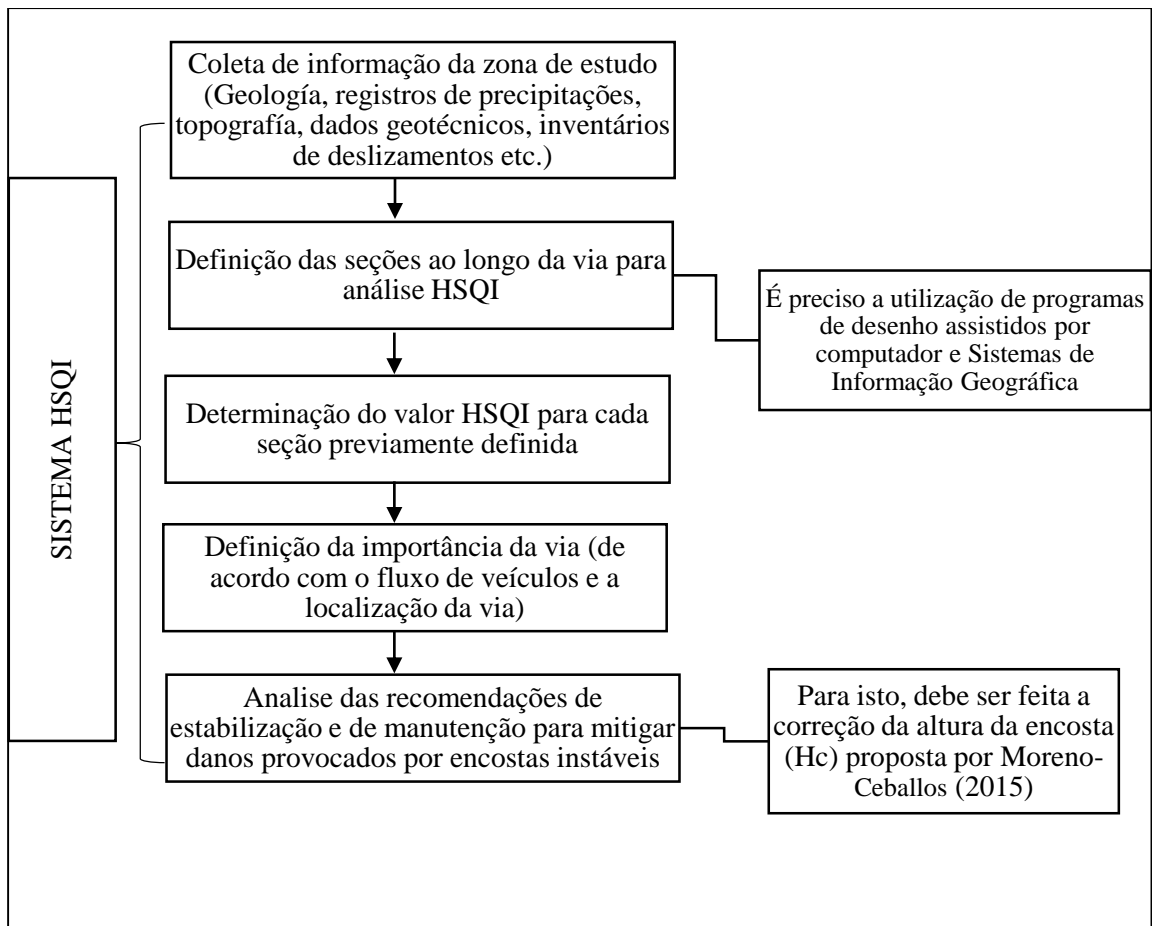


Figura 2.11 Sistema HSQI aplicado a estradas. Modificado de (Moreno-Ceballos, 2015)

A seguir, cada uma dessas fases é descrita.

2.8.2.2.1 COLETA DE INFORMAÇÃO

Nesta fase devem ser adquiridas todas as informações referentes à zona de estudo, como geologia, dados hidrológicos (registros de precipitação) e dados de parâmetros físico-mecânicos dos materiais (peso específico γ , coesão c , ângulo de atrito ϕ de solos e rochas). É importante avaliar se a zona apresenta evidências de instabilidade por meio de fotografias aéreas de diferentes datas para e verificar mudanças naturais, além da análise de inventários de deslizamentos.

2.8.2.2.2 DEFINIÇÃO DAS SEÇÕES PARA CLASSIFICAÇÃO HSQI

Para fazer a análise do HSQI é preciso dividir o eixo da estrada em zonas, onde o comprimento máximo depende da unidade geomorfológica independente, ou seja, de regiões com condições e propriedades geométricas, geológicas, hidrológicas similares. Por outro lado, o comprimento máximo da zona de análise deve ser a somatória das distâncias D_u , D_d e B , sendo D_u e D_d no mínimo igual à distância $2B$.

Nos casos em que a seção tenha corte superior e aterro inferior, definidas pelas alturas H_u e H_d , deve-se analisar cada uma separadamente. Finalmente, na classificação será considerada o talude com menor valor de HSQI.

Portanto, é necessário definir duas distâncias para delimitar a área de análise. A primeira é a largura da seção transversal, que contempla a largura da via mais duas distâncias definidas por D_d e D_u . Ver Figura 2.12. A segunda é o comprimento de avance, que é a distância considerada ao longo do eixo da via (ver Figura 2.13)

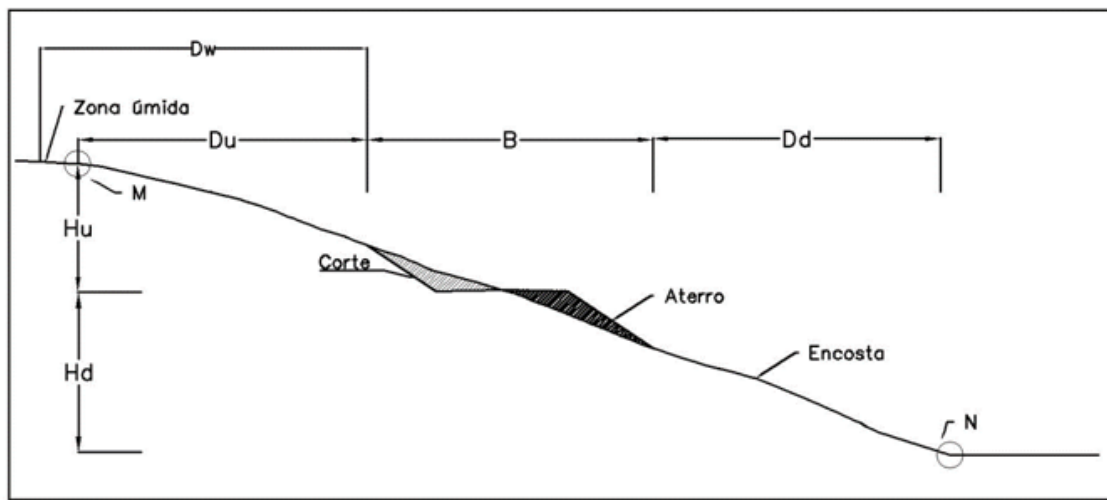


Figura 2.12. Largura mínima recomendada para cada seção transversal. Adaptado de (Ceballos et al., 2015)

Onde:

B : largura da calçada com os taludes propostos.

D_d : distância de análise encosta abaixo até uma mudança topográfica notável (ponto N).

Caso não exista, deve ser tomada como $D_b = 2B$.

Du: distância de análise encosta acima até uma mudança topográfica notável (ponto M). Caso não exista, deve ser tomada como $Du = 2B$.

Dw: distância de análise encosta acima até a planície que representa uma zona úmida. Caso seja comprovada a existência dessa zona plana (e úmida) numa distância $Dw < 2B$, a distância Dw deve substituir a Du na análise de estabilidade.

Hu: altura superior de análise, considerada desde o nível de rasante até o ponto M.

Hd: altura inferior de análise, considerada desde o nível de rasante até o ponto N.

Em planta, pode-se visualizar a largura da zona de análise, a qual é delimitada pelas linhas M (encosta acima) e N (encosta abaixo). Assim, o comprimento desta zona corresponde a somatória das distâncias Du, Dd e B

Na Figura 2.13 a linha representa o limite de cada seção de análise para obter o HSQI.

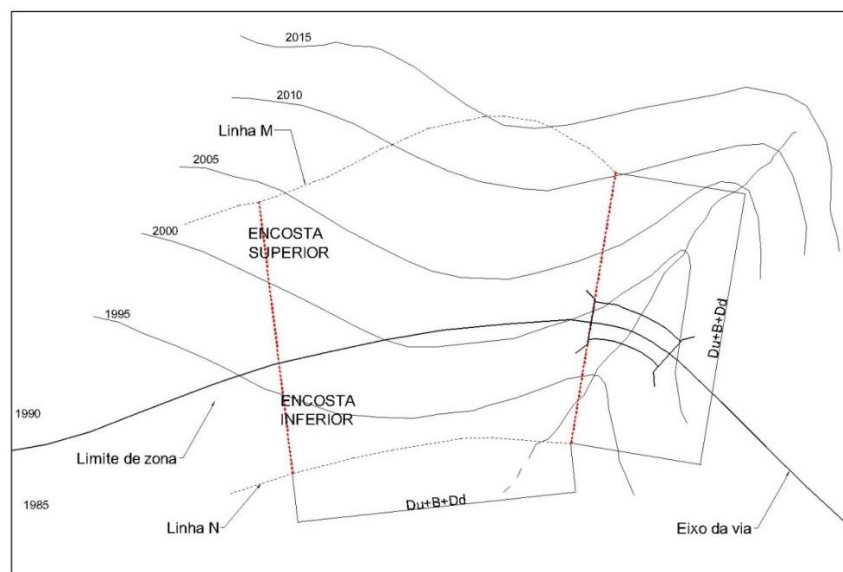


Figura 2.13. Definição da área de análise.(Ceballos et al., 2015)

2.8.2.2.3 DETERMINAÇÃO DO VALOR HSQI

Para a análise de estabilidade da encosta utiliza-se a combinação das equações X e Y do Método de Nancy, explicado na seção 2.8.2.1. A definição destas funções está relacionada às características da zona de estudo e a combinação das mesmas pode variar de acordo aos fatores

geométricos, geomorfológicos e climáticos. A determinação da altura do lençol freático (H_w) está em função da geomorfologia da seção e do clima. O modelo estabelece três condições de fluxo subsuperficial nas encostas da estrada: fluxo convergente, divergente e paralelo. Na Figura 2.14 mostra-se uma superfície com curvas de nível, uma estrada e as três condições de fluxo mencionadas anteriormente.

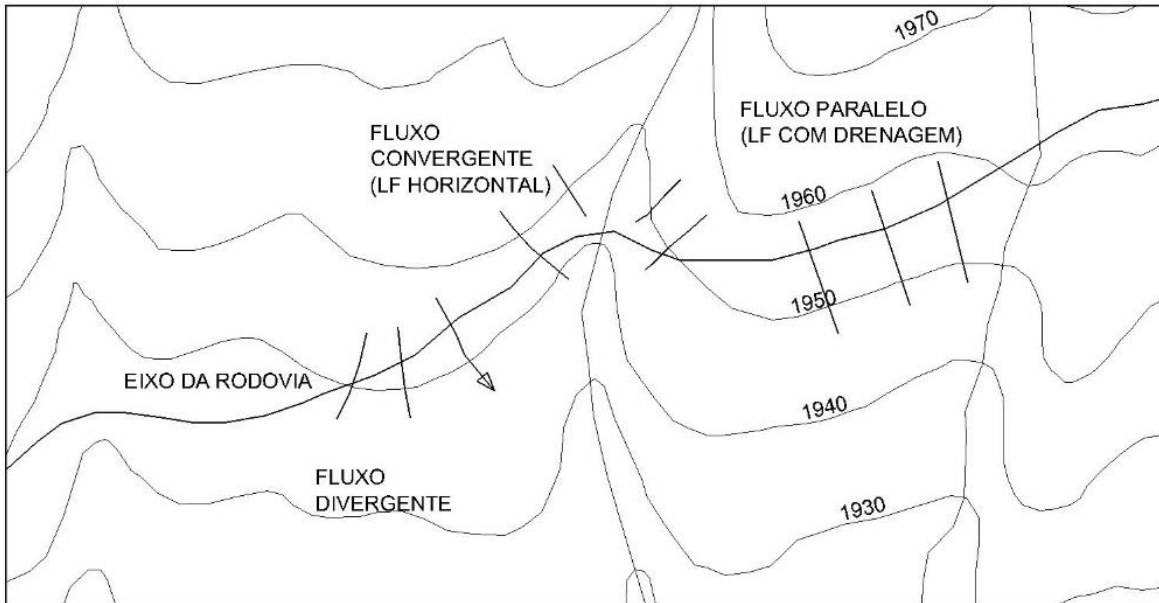


Figura 2.14. Condição de fluxo de acordo a Geomorfologia.(Ceballos et al., 2015)

Na Figura 2.15 apresentam-se as três condições de lençol freático (H_w) contempladas nas equações X do modelo, cada uma definindo a condição da água subsuperficial da encosta a ser analisada. Para estimar o tipo de fluxo na encosta, é necessário analisar o clima por meio das condições de precipitação que predominam na região. Por exemplo, a Condição E da Figura 2.15 é mais comum em ambientes com precipitações altas (maior que 3000 mm anuais). Moreno-Ceballos, (2015) adotou que a altura do lençol freático (H_w) corresponde a 60% da altura da encosta

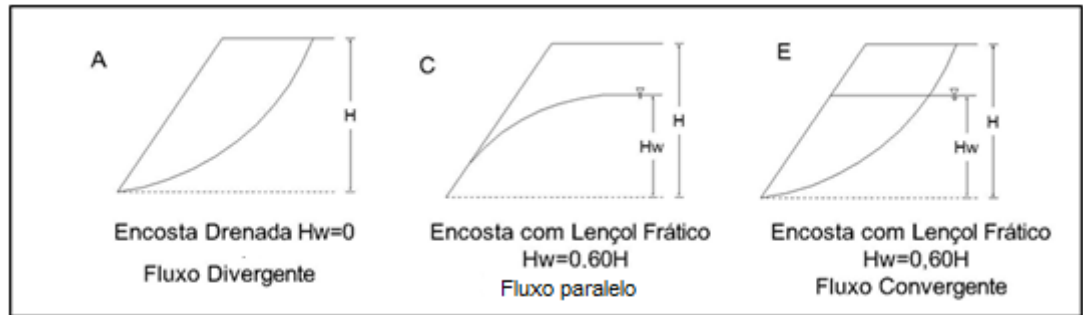


Figura 2.15. Tipos de fluxo de acordo a geomorfologia da zona

Na Figura 2.16 e Figura 2.17 mostram-se as funções que este método define para cada condição da encosta a ser analisada, tanto para superfície circular quanto planar, respetivamente.

Na Figura 2.18 e Figura 2.19 mostra-se os ábacos utilizados para obter o valor de HSQI.

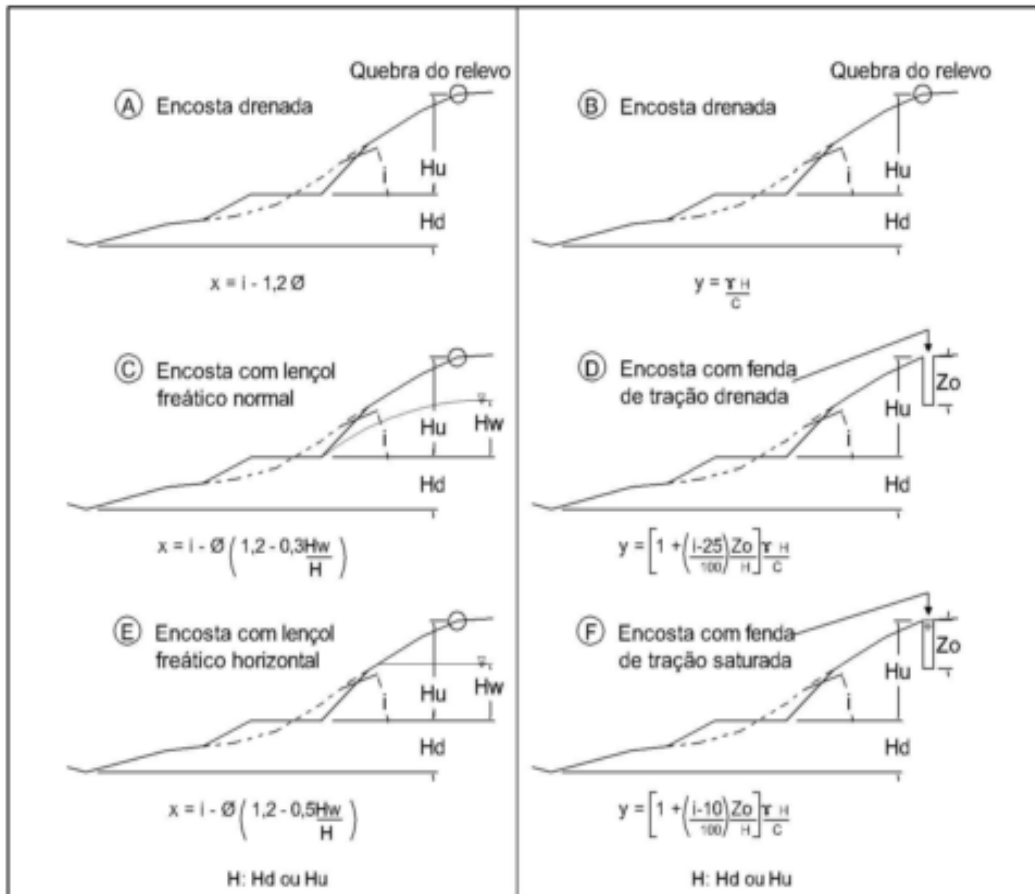


Figura 2.16. Modelos físicos para deslizamento circular. Adoptado de (Moreno-Ceballos, 2015)

Onde:

Hu: altura superior de análise, considerada desde o nível de rasante até a mudança de inclinação ou uma quebra do relevo, ou a localização de uma fenda de tração.

Hd: altura inferior de análise, considerada desde o nível de rasante até a mudança de inclinação abaixo na encosta, um vale ou uma quebra no relevo.

Hw: altura estabilizada do lençol freático.

i: ângulo de inclinação da encosta.

Zo: profundidade da fenda de tração.

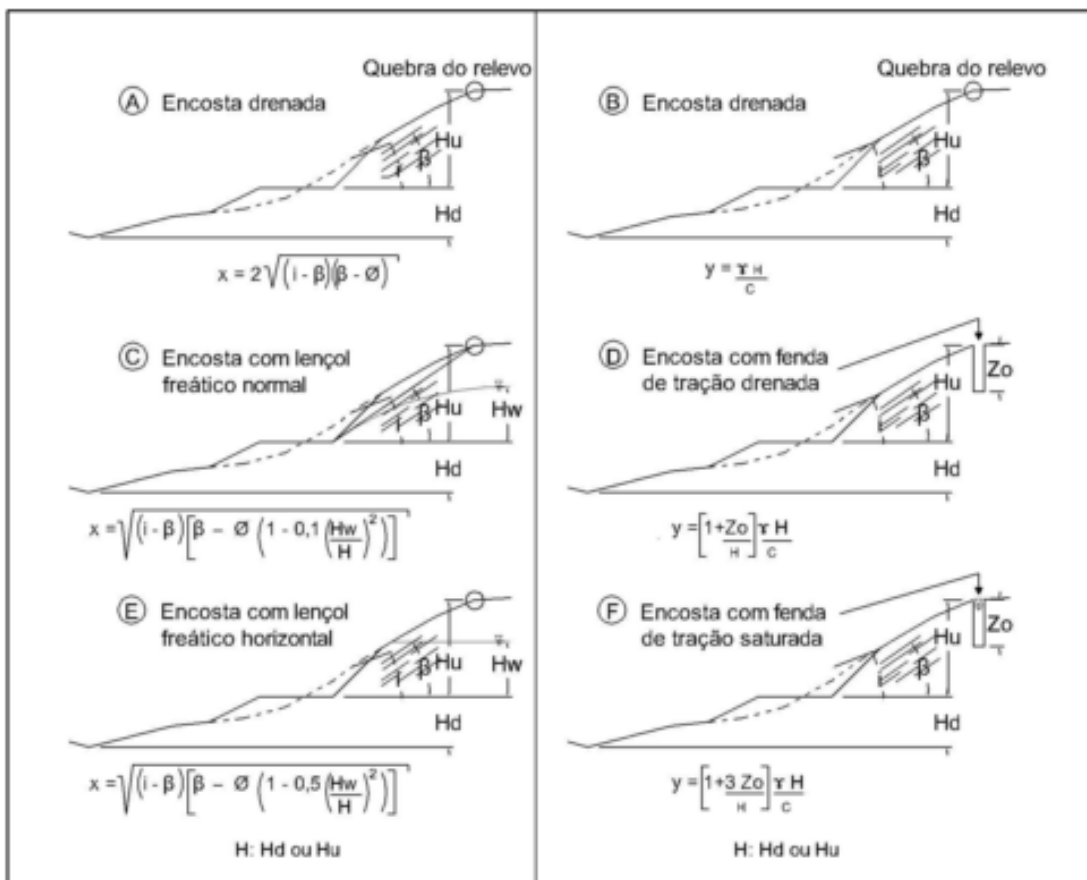


Figura 2.17. Modelos físicos para deslizamento planar Adoptado de (Moreno-Ceballos, 2015)

Onde:

Hu: altura superior de análise, considerada desde o nível de rasante até a mudança de inclinação ou uma quebra do relevo, ou a localização de uma fenda de tração

Hd: altura inferior de análise, considerada desde o nível de rasante até a mudança de inclinação abaixo na encosta, um vale ou uma quebra no relevo.

Hw: altura estabilizada do lençol freático.

i: ângulo de inclinação da encosta.

Zo: profundidade da fenda de tração.

β : ângulo de mergulho aparente da família de descontinuidades principal.

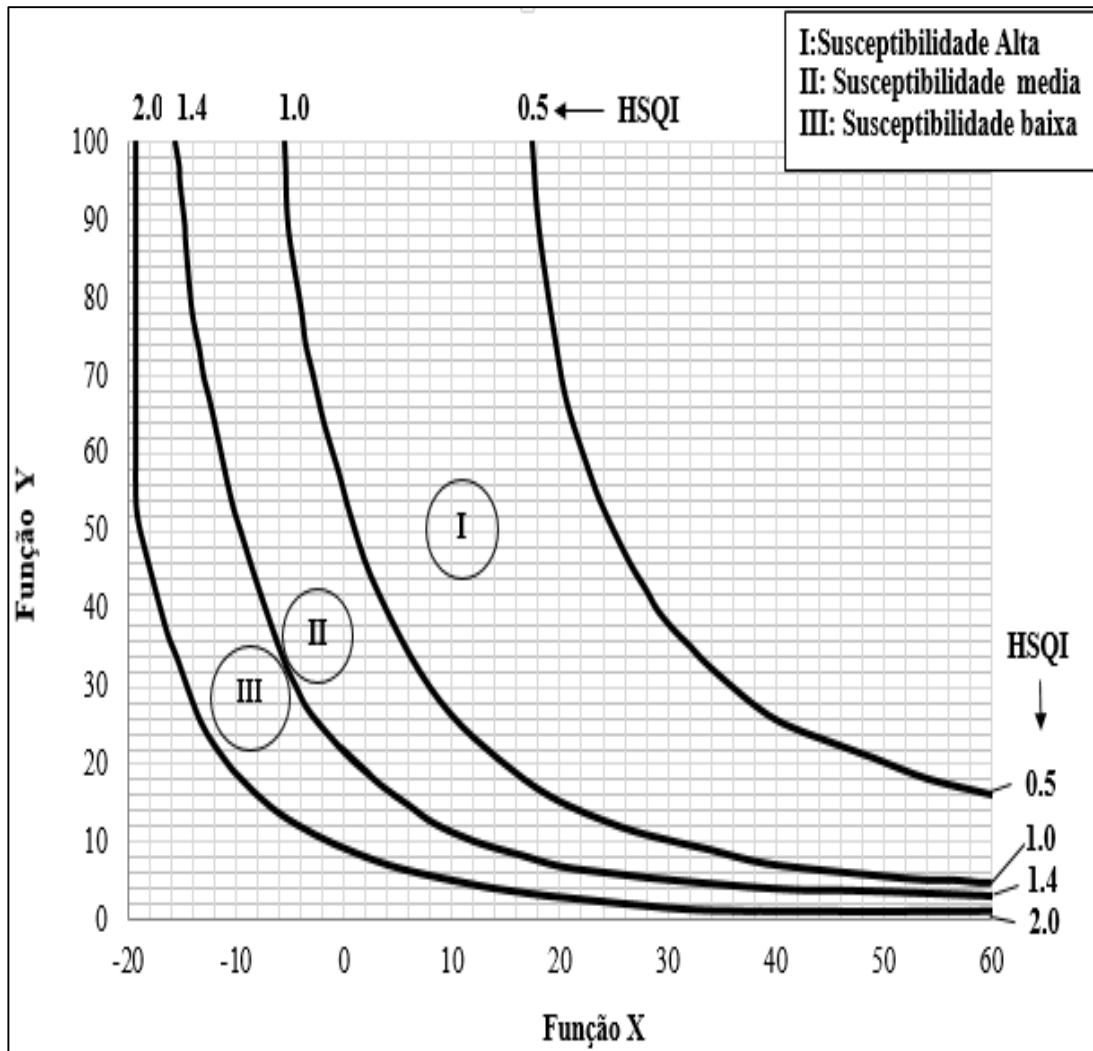


Figura 2.18. Índice de qualidade (HSQI) para deslizamento circular
Adaptado de Ceballos et al., (2015)

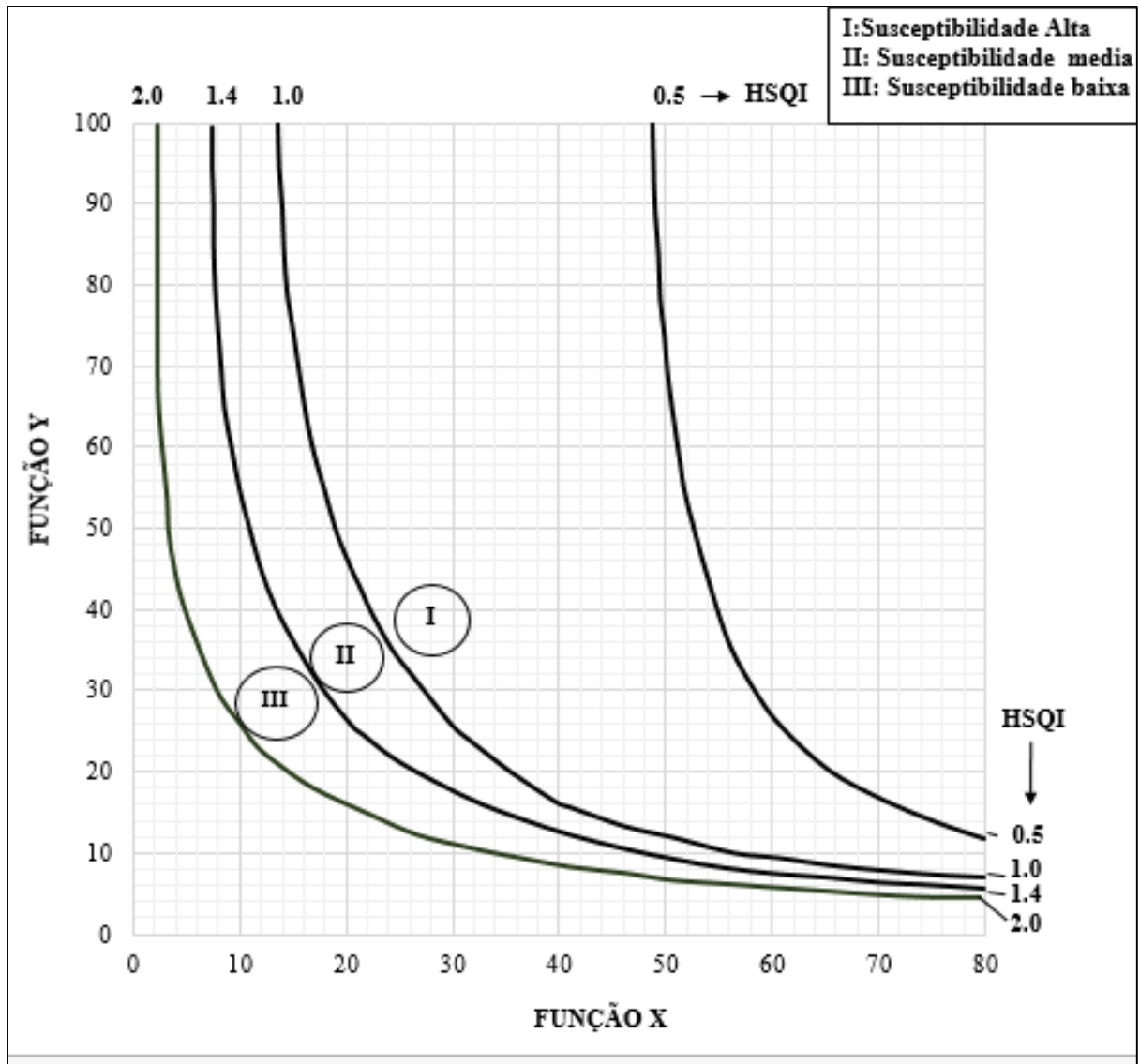


Figura 2.19. Índice de qualidade (HSQI) para deslizamento planar
 Adaptado de Ceballos et al., (2015)

2.8.2.2.4 DEFINIR A IMPORTÂNCIA DA VIA

O método HSQI estabelece que o critério a ser utilizado para a escolha das recomendações de estabilização de encostas deve estar baseado na importância da estrada. Deste modo, aplica um fator de correção da altura da encosta de acordo com a previsão de fluxo veicular da estrada.

Ceballos et al. (2015) se basearam no critério de Barton et al. (1974), o qual sugere valores ESR (*excavation support ratio*) que relacionam o uso previsto da escavação com o grau de segurança exigido pelo sistema de suporte para manter a estabilidade da escavação (Hoek, 2006).

Na Tabela 2.15 apresentam-se os fatores de correção em função da importância da estrada. Observa-se que o valor diminui a medida que aumenta o fluxo veicular da estrada.

Tabela 2.15. Fator de correção de altura da encosta (Ceballos et al., 2015)

Tipo	Importância da Estrada	Fator de correção da altura (Fc)
I	Temporária	1,5
II	Permanente, com previsão de pouco fluxo veicular	1,3
III	Permanente, com previsão de fluxo veicular médio	1,0
IV	Permanente, com previsão de fluxo veicular alto	0,8
V	Principal, com previsão de alto fluxo veicular	0,6

Portando, define-se a altura corrigida da encosta como H_c , conforme a equação 2.7:

$$H_c = \frac{H}{F_c} \quad \text{Eq. 2.7}$$

Onde H é a altura da encosta considerada (H_u ou H_d) e F_c é o fator de correção adotado de acordo com a importância da via.

2.8.2.2.5 RECOMENDAÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO E MANUTENÇÃO

Finalmente, o método fornece recomendações de sistemas de estabilização de encostas que podem ser aplicados nas seções mais críticas, ou seja, naquelas com susceptibilidade entre média e alta. Para os casos com susceptibilidade baixa apresentam-se recomendações para proteção contra

erosão e gerenciamento das águas superficiais. As recomendações variam em função do valor de HSQI e de Hc, os quais estão representados no gráfico de desempenho, apresentado na Figura 2.20.

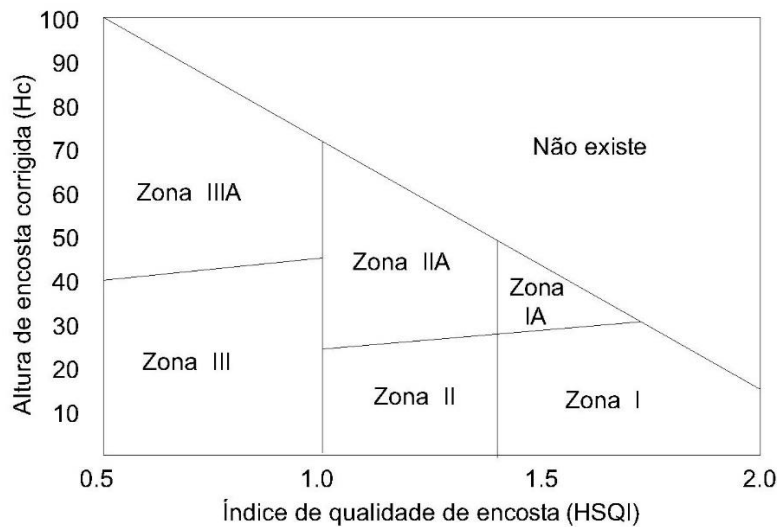


Figura 2.20. Gráfico de desempenho para recomendações de estabilização de encostas

Uma vez definida a zona de acordo os gráficos de desempenho, podem ser seguidas as recomendações oferecidas para cada uma de acordo a Tabela 2.16.

Tabela 2.16. Recomendações de estabilização

Qualidade da encosta		Recomendações	Tipos de obras
HSQI baixo	Zona III	Sistemas de estabilização conjuntos mais drenagem superficial e subsuperficial	Muros de concreto armado (até 6 m) Concreto projetado Muros de gravidade (gabiões) Canaletas transversais e longitudinais Filtros horizontais Bermas
	Zona IIIA		Cortinas ancoradas Bermas Sistemas de proteção contra quedas de material Canaletas transversais e longitudinais Filtros horizontais
HSQI médio	Zona II	Sistemas de estabilização mais	Revegetação Geossintéticos Concreto projetado

		drenagem superficial e subsuperficial	Canaletas transversais e longitudinais
	Zona IIA		Muros de concreto armado Muros de gravidade (gaviões) Concreto projetado Malhas Canaletas transversais e longitudinais Filtros horizontais
HSQI alto	Zona I	Controle de erosão e drenagem	Revegetação Geossintéticos Canaletas transversais e longitudinais
	Zona IA		Revegetação Canaletas transversais e longitudinais

2.9 MÉTODOS PROBABILÍSTICOS APLICADOS NA GEOTECNIA

Segundo Ang & Tang (1975), citado por (Maia, 2003), a probabilidade refere-se à ocorrência de um evento. O cálculo da probabilidade está baseado no conhecimento prévio do conjunto de todos os eventos possíveis, chamado espaço amostral. O valor está entre 0 e 1 e representa as chances de ocorrência do evento A. Desta forma, a probabilidade de ocorrência de um certo evento é dada pela Eq. 2.8:

$$P(A) = \frac{n(A)}{n(S)} \quad \text{Eq. 2.8}$$

Onde:

P(A), probabilidade de ocorrência do evento A;

n(A), número de elementos do evento A;

n(S), número de elementos do espaço amostral.

Os métodos probabilísticos são meios para provar teoremas. Permitem uma avaliação da distribuição de probabilidade de uma variável dependente em função do conhecimento das distribuições estatísticas das variáveis independentes, que geram a variável dependente (Assis A.P 2010).

Os dados de entrada em uma análise de estabilidade de taludes não são conhecidos com precisão, sendo que esta variabilidade deve-se à dispersão dos resultados de ensaios ou à variabilidade natural no valor da grandeza estudada que ocorre de ponto a ponto no talude. Portanto, tem-se uma distribuição de valores para cada parâmetro que permite que possam ser considerados valores aleatórios (Farias & Assis, 1998). Por exemplo, o fator de segurança pode ser considerado como uma variável aleatória por depender de outros dados de entrada.

Vários métodos probabilísticos têm sido utilizados para gerar medidas de distribuição de funções de variáveis dependentes, como o fator de segurança. De acordo com Farias & Assis, (1998), o autor Harr (1985) divide estes métodos em três categorias: (1) métodos exatos; (2) aproximações da série de Taylor da variável dependente, e; (3) método das estimativas Pontuais. Cada um destes métodos tem suas próprias hipóteses.

Na estatística aplicada existem três métodos bastante utilizados: o método Monte Carlo, FOSM (índices de confiabilidade) e método dos pontos de estimativa (Rosenblueth). O método Monte Carlo baseia-se em procedimentos determinísticos, permitindo resolver problemas matemáticos mediante a simulação de variáveis aleatórias. O método de Rosenblueth permite a análise de distribuição de probabilidades de uma variável dependente em função do conhecimento das distribuições de probabilidades das variáveis independentes desconhecidas que a geraram (Rosenblueth, 1975). Finalmente, o Método FOSM determina a distribuição de probabilidade de uma função com um número de variáveis aleatórias.

2.9.1 MÉTODO FOSM (PRIMEIRA-ORDEM SEGUNDO-MOMENTO)

O método FOSM baseia-se na derivação da série de Taylor e determina momentos probabilísticos de uma função aleatória com variáveis de entrada. Apresenta como vantagem a possibilidade de quantificar a influência relativa de cada parâmetro e, a princípio, exige menos análises em relação a outros métodos. Porém, como desvantagem, não obtém uma distribuição da variável aleatória (Fator de segurança), devendo-se adotar hipóteses sobre esta distribuição.

A expansão da série de Taylor de uma função de duas variáveis $F(x, y)$ nos pontos \bar{x} , \bar{y} , conservando somente termos de 1^a ordem (lineares), produz a Eq. 2.9:

$$F(x, y) = F(\bar{x}, \bar{y}) + \frac{\partial F}{\partial x}(x - \bar{x}) + \frac{\partial F}{\partial y}(y - \bar{y}) \quad \text{Eq. 2.9}$$

Onde todas as derivadas são estimadas para $x = \bar{x}$ e $y = \bar{y}$.

Considerando \bar{x} e \bar{y} como os valores esperados das variáveis e aplicando o formulário para distribuições bivariadas, tem-se as aproximações mostradas pelas Eq.2.10 e 2.11

$$E[F(x, y)] = F(\bar{x}, \bar{y}) \quad \text{Eq. 2.10}$$

$$V[F(x, y)] = \left(\frac{\partial F}{\partial x}\right)^2 V(x) + \left(\frac{\partial F}{\partial y}\right)^2 V(y) + 2\left(\frac{\partial F}{\partial x}\right)\left(\frac{\partial F}{\partial y}\right) cov(x, y) \quad \text{Eq. 2.11}$$

Todas as derivadas são estimadas para os valores esperados das variáveis.

Para N variáveis aleatórias não correlacionadas, $F(x_1, x_2, \dots, x_N)$, conservando somente os termos lineares na Série de Taylor, produz as equações Eq. 2.12 e Eq. 2.13

$$E(F) = F(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_N) \quad \text{Eq. 2.12}$$

$$V(F) = \sum_{i=1}^N \left(\frac{\partial F}{\partial x_i}\right)^2 v(x) \quad \text{Eq. 2.13}$$

Onde $\bar{x}_i = E(x_i)$

A função F é avaliada para os pontos médios de todas as variáveis independentes, bem como a variância de F (Assis, 2010). Uma aplicação direta do Método FOSM é o índice de confiabilidade, aplicado amplamente na área da Geotecnia, em especial na estimativa do fator de segurança de taludes. Para este caso, o autor (Assis, 2010) sugere o procedimento a seguir:

- Cálculo da V (FS): é feito por meio da formulação de primeira ordem e segundo momento FOSM. Consiste na obtenção das parcelas de variância do FS causadas por cada um dos parâmetros (γ , ϕ c, etc.) envolvidos no cálculo do Fator de segurança (FS). A avaliação destas parcelas estabelece a importância relativa de cada um dos parâmetros;
- Cálculo do Índice de Confiabilidade (β) do FS (ver Eq. 2.14 Eq. 2.14): o índice de confiabilidade do FS, determinado pela seguinte expressão, uma vez que o FS crítico é igual a 1,0:

$$\beta = \frac{E[FS]-1}{\sigma[FS]} \quad \text{Eq. 2.14}$$

Onde:

$E[FS]$ é o valor usual do coeficiente de segurança, calculado com os parâmetros médios;

$\sigma[FS]$ é o desvio-padrão do coeficiente de segurança.

O método relaciona o índice de confiabilidade com a probabilidade de ruptura, o que permite uma avaliação mais consistente da estabilidade.

2.10 ANÁLISIS ROC

A Análise ROC (*Reciver Operating Characteristics*) é um método gráfico para avaliação, organização e seleção de sistemas de diagnóstico e/ou predição (Fawcett, 2006). Na classificação de um problema são consideradas duas classes, uma positiva (p) e uma negativa (n). Cada caso a ser analisado é categorizado por uma destas classes e, para diferenciar os reais das preditas pelo sistema de classificação, utiliza-se um classificador (Y, N). Uma vez definido o modelo, têm-se quatro possibilidades de interpretação, as quais são mencionados na continuação. (Ver Tabela 2.17)

Verdadeiro Positivo (*True positive*): Casos positivos classificados como positivos;

Falso negativo (*False negative*): Casos positivos classificados como negativos;

Verdadeiro negativo (*True negative*): Casos negativos classificados como negativos;

Falso Positivo (*False positive*): Casos negativos classificados como positivos.

Tabela 2.17. Matriz de confusão para análise ROC (Fawcett, 2006)

		Classe Positiva	
		P	N
Classe Hipotética	Y	True Positives (Verdadeiros positivos)	False Positives (Falsos Positivos)
	N	False Negatives (Falsos negativos)	True Negatives (Verdadeiros negativos)

Desta matriz são calculadas equações como a taxa de acerto ou taxa positiva (TP rate), definida como a razão entre os casos classificados corretamente como positivos e o total de casos positivos, conforme a Eq. 2.15.

$$\text{TP rate} = \frac{\text{TP}}{\text{TP} + \text{FN}} \quad \text{Eq. 2.15}$$

A taxa de falsos positivos ou de alarme (FP rate) calcula-se como a razão entre os casos classificados como negativos incorretamente e o total de negativos. Eq.2.16

$$\text{FP rate} = \frac{\text{FP}}{\text{FP} + \text{TN}} \quad \text{Eq. 2.16}$$

Os gráficos ROC descrevem vantagens e desvantagens entre os verdadeiros positivos e os falsos positivos. Os números ao longo da diagonal maior representam as decisões, enquanto que os valores abaixo desta representam os erros ou confusões. A taxa TP é colocada no eixo das ordenadas e a taxa FP no eixo das abscissas.

Segundo Fawcett (2006), um ponto no gráfico ROC é melhor que outro de acordo a sua posição. Portanto, os pontos localizados na parte inferior esquerda, perto do eixo das abscissas, são considerados valores conservadores. Pelo contrário, os valores localizados na parte superior direita consideram-se valores liberais. O resultado desejado é aquele que tem o TP rate alto e o FP rate baixo.

Na Figura 2.21 mostra-se como exemplo pontos de classificações. A diagonal representa uma estratégia de acertar aleatoriamente uma classe, enquanto que os valores abaixo desta diagonal não são desejáveis porque simulam casos onde a informação não foi utilizada da maneira adequada. Pode-se concluir que as classificações estão dentro de quatro zonas: a primeira consiste em uma zona de acertos, localizada na parte superior esquerda,; a segunda zona considera as classificações conservadoras e encontra-se na parte inferior esquerda; a terceira zona relaciona os resultados como pouco conservadores ou liberais e está na parte superior direita, e; a última zona classifica os valores de classificação como não confiáveis, porque apesar de ter informações úteis, as mesmas foram utilizadas incorretamente.

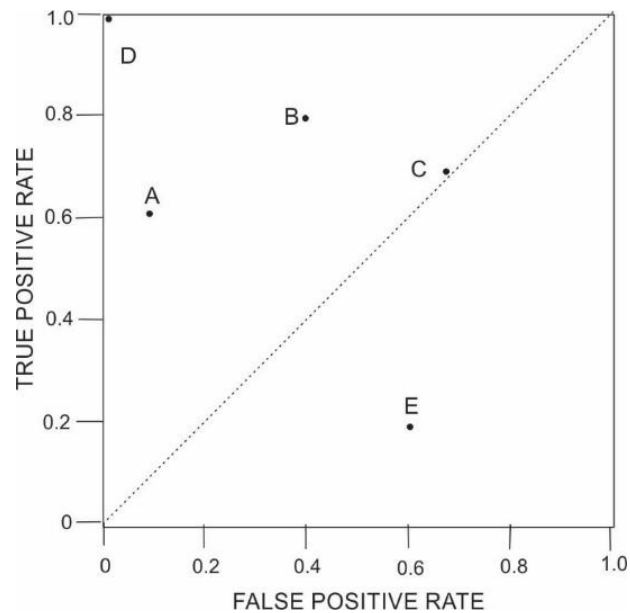


Figura 2.21. Gráfico Básico ROC (Fawcett, 2006)

Fawcett (2006) explica que, para saber se esta classificação é significativa, pode ser utilizada a metodologia apresentada por Forman (2002), a qual envolve esta pergunta com curvas ROC, que são uma descrição bidimensional de desempenho do classificador e têm a propriedade de serem insensíveis a alterações na distribuição de classe, ou seja, se a proporção dos casos negativos ou positivos muda a curva não vai mudar. Para comparar os classificadores é possível reduzir o valor do desempenho ROC a um valor escalar ao calcular a área abaixo da curva (AUC), o que resulta em um valor entre 0 e 1.

O AUC tem importância do ponto de vista estatístico porque seu valor é equivalente à probabilidade de que o classificador considere mais casos positivos que negativos, ambos escolhidos aleatoriamente. Para elaborar a curva se consideram: a especificidade (Probabilidade de um caso negativo ser positivo); a sensibilidade (Probabilidade de um caso positivo ser negativo), e; a prevalência (Probabilidade de um caso ser verdadeiro, varia de 0 a 1). Quanto mais próximo de 1 for a área, o método tem melhor critério para discernir entre as classes. Na Figura 2.22 apresentasse um exemplo de duas curvas com sua AUC. Observa-se no exemplo que o método B tem maior capacidade de discernir que o método representado com a curva A.

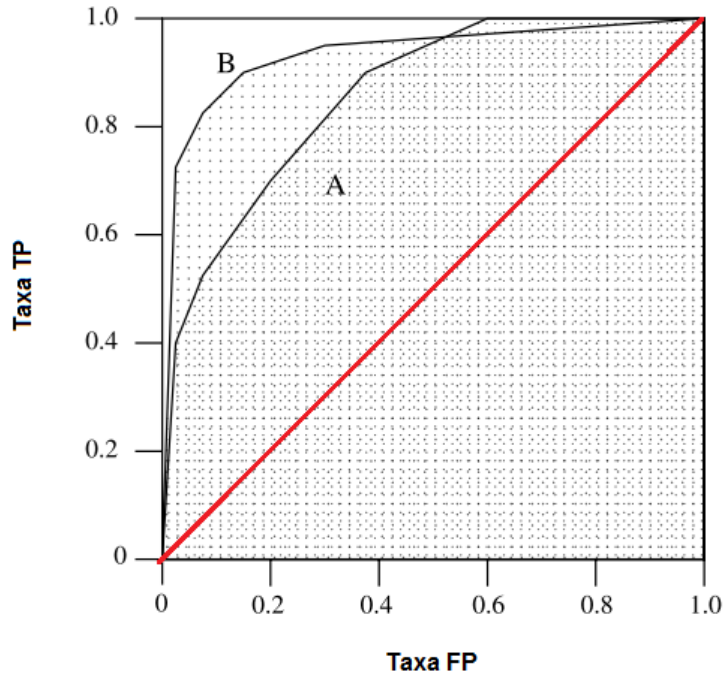


Figura 2.22. Exemplo de AUC. Adaptado de (Fawcett, 2006)

2.11 INVENTÁRIO DE DESLIZAMENTOS

Os autores Malamud *et al.* (2004) realizaram um estudo comparando inventários de deslizamentos originados por fatores desencadeantes como precipitação, sismo e fusão de neve. O estudo consistiu em examinar três eventos de deslizamentos localizados na Itália, Guatemala e nos Estados Unidos, todos bem documentados e provocados por diferentes mecanismos. Dessa forma, se encontrou que as áreas dos deslizamentos estavam bem aproximadas pela mesma distribuição, a qual definiram como distribuição gamma-inversa de três parâmetros. Uma implicação desta distribuição de deslizamento é que a área média do deslizamento na distribuição é independente do tamanho do evento (escorregamento ou deslizamento).

Os autores também incluíram a magnitude do evento de deslizamento (m_L) definida como o logaritmo em base 10 do número total de deslizamentos associados ao evento (N_{LT}), descrita pela Eq. 2.17.

$$m_L = \log N_{LT} \quad \text{Eq. 2.17}$$

Os inventários de deslizamentos também foram utilizados para obter a dependência da frequência de deslizamento de terra em áreas de deslizamento. A função densidade de probabilidade pode ser descrita pela Eq. 2.18.

$$p(A_L) = \frac{1}{N_{LT}} \cdot \frac{\delta N_L}{\delta A_L} \quad \text{Eq. 2.18}$$

Onde:

A_L é área de deslizamento; δN_L é o número de deslizamentos com áreas entre A_L e $A_L + \delta A_L$.

Ao estudar essa dependência, os autores propuseram uma função teórica que relaciona a densidade de probabilidade dos deslizamentos com sua área, dada pela Eq. 2.19

$$P(A_L; \rho: a: s) = \frac{1}{a\Gamma(\rho)} \left(\frac{a}{A_L-s}\right)^{\rho+1} \cdot \exp\left(\frac{a}{A_L-s}\right) \quad \text{Eq. 2.19}$$

Onde:

$\Gamma(\rho)$ é a função Gamma;

a, s e ρ são coeficientes que influenciam a forma da distribuição;

O parâmetro ρ controla a decadência da lei de potência para as áreas de movimentos em massa grande e medianas;

O parâmetro a controla a localização da distribuição de probabilidade máxima;

O parâmetro s controla a queda exponencial das zonas de deslizamentos pequenos.

Os autores definiram os valores que melhor se ajustam aos resultados obtidos, sendo que na Tabela 2.18 estão apresentados os parâmetros estabelecidos.

Tabela 2.18. Parâmetros Gamma definidos por Malamud et al., (2004)

Parâmetros Gamma	
a (km ³)	1,28x10 ⁻³
ρ	1,4
s(km ²)	-1,32x10 ⁻⁴
$\Gamma(\rho)$	0,88726382

Na Figura 2.23 mostra-se a dependência da densidade de frequência de deslizamento p em áreas de deslizamento AL, ambos em eixos logarítmicos. As distribuições de frequência de deslizamento correspondem à distribuição de probabilidade de deslizamento proposto. O termo m_L refere-se a escala de magnitude para um evento de deslizamento,

Assumindo que é aplicável a distribuição geral para movimentos de massa, Malamud et al., (2004) propõem um grupo de curvas teóricas para várias magnitudes de eventos de movimentos de massa (Figura 2.24)

A densidade de probabilidade é dada em eixos logarítmicos (A) e em eixos lineares (B). Também está incluída a distribuição de probabilidade gamma inversa de três parâmetros. Este é o melhor ajuste com valores dos parâmetros de $\alpha=1,40$, $a=1,28 \times 10^{-3} \text{km}^2$, $s=1,32 \times 10^{-4} \text{km}^2$.

Esta técnica pode ser aplicada a inventários de deslizamentos históricos, inferindo o número total de deslizamentos que ocorreram ao longo do tempo geológico e quantos destes foram apagados pela erosão, vegetação e atividade humana. Os autores sugerem que esta distribuição possa ser útil para quantificar a gravidade dos eventos de deslizamento de terra e a sua contribuição à erosão.

Os autores concluem que a distribuição gamma inversa é aplicável para inventários de deslizamentos completos dominados por planos inclinados e por fluxos controlados por processos de estabilidade. No inventário foram excluídos os fluxos de detritos de baixa densidade.

Acredita-se que quantificar deslizamentos é útil para estimar o papel que exercem os deslizamentos em processos erosivos e na avaliação do perigo. Portanto, o perigo só pode ser quantificado em termos de distribuição geral de deslizamentos. Baseados nesta distribuição os autores introduziram a escala de magnitude de deslizamento para quantificar os eventos de deslizamentos. Ao utilizar a distribuição é possível extrapolar as maiores áreas de deslizamentos associadas a este tipo de evento, para fornecer uma estimativa precisa rápida da magnitude do evento, junto com o número total e a área dos deslizamentos ocorridos no evento.

Diversos estudos têm sido realizados a respeito da comparação da função de densidade de probabilidade geral parametrizada por Malamud et al. (2004) com a distribuição dos deslizamentos ocorridos em várias regiões. Por exemplo, no norte de Lisboa (RNL), Garcia et al. (2014), Medellín na Colômbia Muñoz & Martínez (2013), zona de Poás na Costa Rica Ruíz (2012). Como resultado, foi obtido um ajuste muito bom entre a função teórica e a distribuição dos deslizamentos obtida a partir de um inventário dos deslizamentos.

Na Figura 2.25 apresenta-se uma comparação da densidade de probabilidade dos dados de deslizamentos obtidos no campo e o ajuste proposto por Malamud *et al.* (2004). Muñoz & Martínez (2013) explicam que existe um ajuste muito bom com dados associados a deslizamentos de grande tamanho ($5 \times 10^{-4} \text{ km}^2$), enquanto que para áreas pequenas a distribuição apresenta diferenças, o que significa que a ocorrência de deslizamentos pequenos real é muito maior comparada com a distribuição proposta por Malamud *et al.* (2004). Isso pode ocorrer, segundo os autores, devido ao inventário incompleto e por considerar dados de taludes ao longo de uma via, onde o efeito antrópico pode ser a causa do aumento da ocorrência dos deslizamentos

Segundo Garcia *et al.* (2014), em Lisboa os resultados possibilitam uma primeira abordagem à probabilidade de excedência de deslizamentos, com determinada magnitude, imprescindível ao cálculo completo da perigosidade. Os autores mencionam que revela-se conveniente a análise destas distribuições em bases de dados diferenciadas (e.g. unidades litológicas) permitindo dados mais pormenorizados e mais ajustados à realidade local, podendo funcionar como uma fonte de informação capaz do ordenamento do território e planeamento de emergência.

Na Costa Rica, Ruíz (2012) fez a comparação de alguns dos resultados paramétricos (área, volume e deslizamentos de terra de magnitude) com os eventos cossísmicos do catálogo mundial de Malamud *et al.* (2004). Utilizando as equações de magnitude do evento mL e comparando com os resultados com base no número total de deslizamentos, encontraram-se valores semelhantes com o evento de sismo ocorrido nos Estados Unidos, em Mammoth Lakes, CA. No entanto, os resultados diferem se mL é comparada com base na área total afetada pelos deslizamentos.

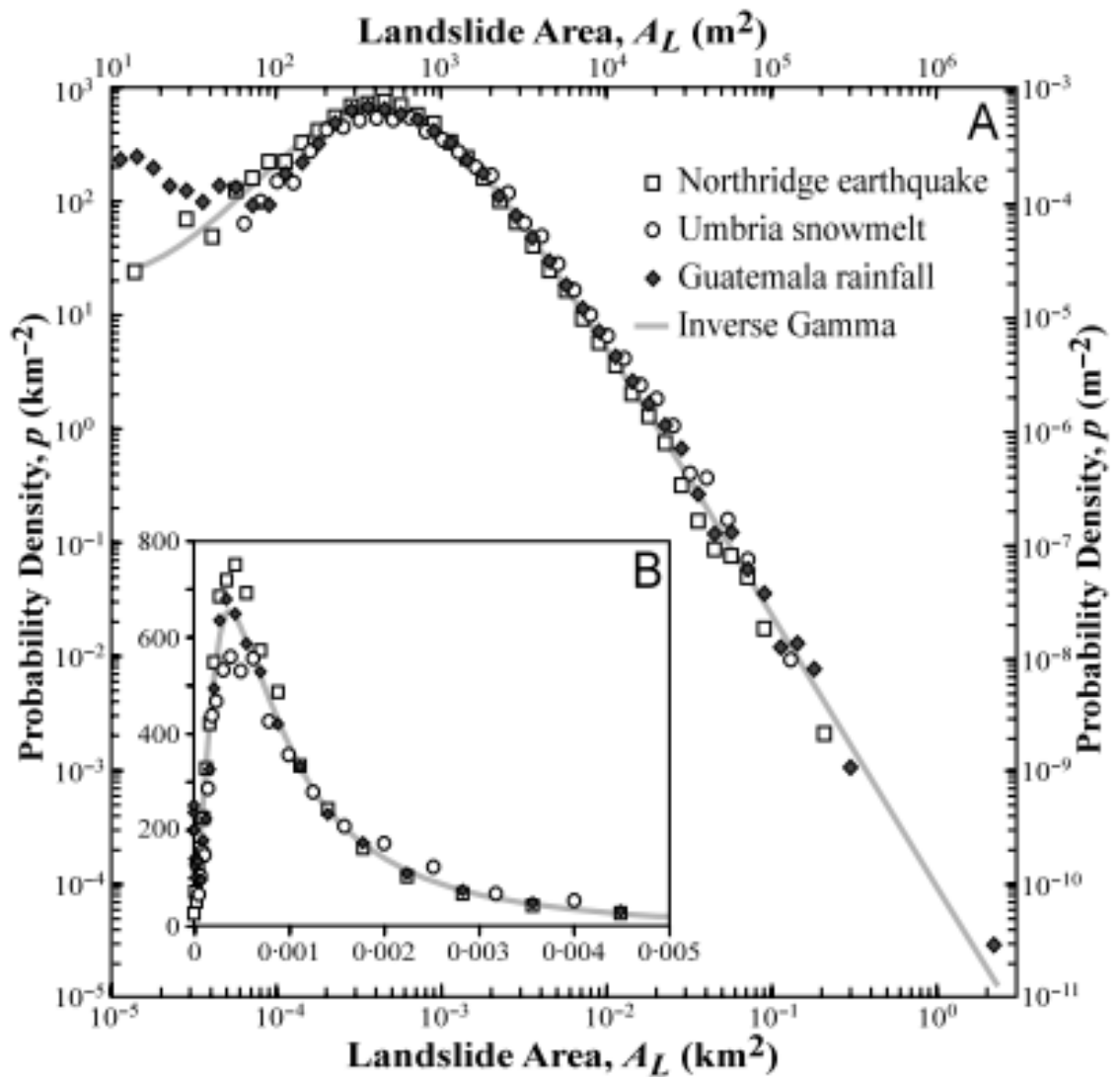


Figura 2.23. Dependência da densidade de frequência de deslizamento p em áreas de deslizamento A_L (Malamud et al., 2004).

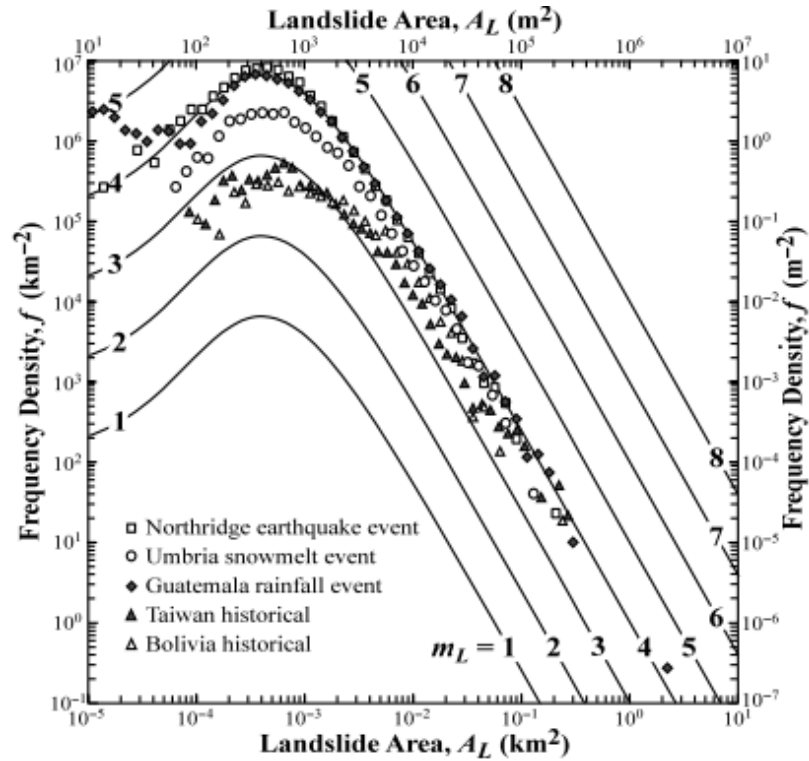


Figura 2.24. Dependência da densidade de frequência dos movimentos de massa, (f), como a área deslizada (A_L) para diferentes magnitudes dos eventos de movimentos de massa (m_L)

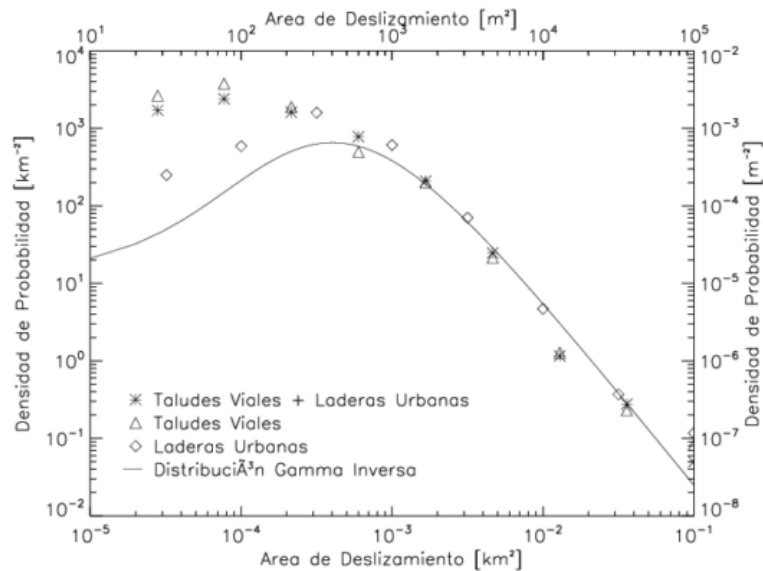


Figura 2.25. Comparação da densidade de probabilidade de deslizamento segundo aos dados da área de estudo em Medellín, Colômbia e o ajuste proposto por Malamud, 2004. (Muñoz & Martínez, 2013)

3 METODOLOGIA DA PESQUISA

Esta pesquisa adota o sistema de classificação de encostas baseado no HSQI proposto por Moreno-Ceballos (2015), o qual é validado utilizando-se uma rodovia localizada na zona tropical úmida e montanhosa da Costa Rica. Como complemento foi realizado um inventário de deslizamentos ao longo da zona de estudo com base na tecnologia Lidar. Também se realizou uma análise da distribuição dos deslizamentos seguindo os critérios de Malamud et al., (2004), com a finalidade de analisar a ocorrência dos deslizamentos e sua relação com a construção da estrada em questão. Finalmente, foi possível correlacionar o método de Mora & Vahrson (1994) com o sistema HSQI, o qual tornou possível associar o parâmetro de umidade de terreno (Sh) do método como indicativo da influência do clima no sistema HSQI.

Primeiramente, para avaliação da representatividade dos resultados obtidos pelo método simples para análise de estabilidade de taludes, da Escola de Nancy, foi realizada uma comparação com o método de equilíbrio limite proposto por Morgenstern & Price. Para a análise, foram utilizados dados geotécnicos e geométricos de 21 taludes ao longo da via da Costa Rica. Os dados obtidos complementam os resultados obtidos por Moreno-Ceballos, (2015). Na fase inicial desta pesquisa, definiram-se os parâmetros do solo relativos a cada unidade geológica. Posteriormente, foi realizado um trabalho de campo em maio de 2015, no qual foram coletados dados de taludes instáveis, estáveis e sistemas de estabilização implementados em determinadas seções da via, assim como também todas as características geológicas e geomorfológicas observadas no sítio. Foi aplicado o sistema HSQI ao longo da via, seguindo-se os passos explicados na seção 2.8.2, e também foi feito um inventário dos tratamentos encontrados nos taludes da via. Neste estudo, foram utilizados *softwares* como ArcGIS 10.1, Slide, Auto CAD 2010, GLOBAL MAPPER 10.0 e o Microsoft Office Excel 2013.

Uma vez aplicado e validado o sistema em questão, foi avaliado seu desempenho mediante a análise ROC, sendo então comparados os resultados obtidos na Colômbia e na Costa Rica, assim como também com outros métodos similares. Como complemento foi realizado um inventário de deslizamentos ao longo da via. Para isto, foram utilizadas imagens Lidar obtidas em novembro de 2014 por LANAMME-UCR, as quais foram comparadas com o registro de deslizamentos observados no trabalho de campo. Os dados obtidos a partir deste inventário foram analisados mediante a densidade de probabilidade proposta por Malamud et al. (2004).

A seguir na Figura 3.1 mostra-se um resumo das atividades realizadas

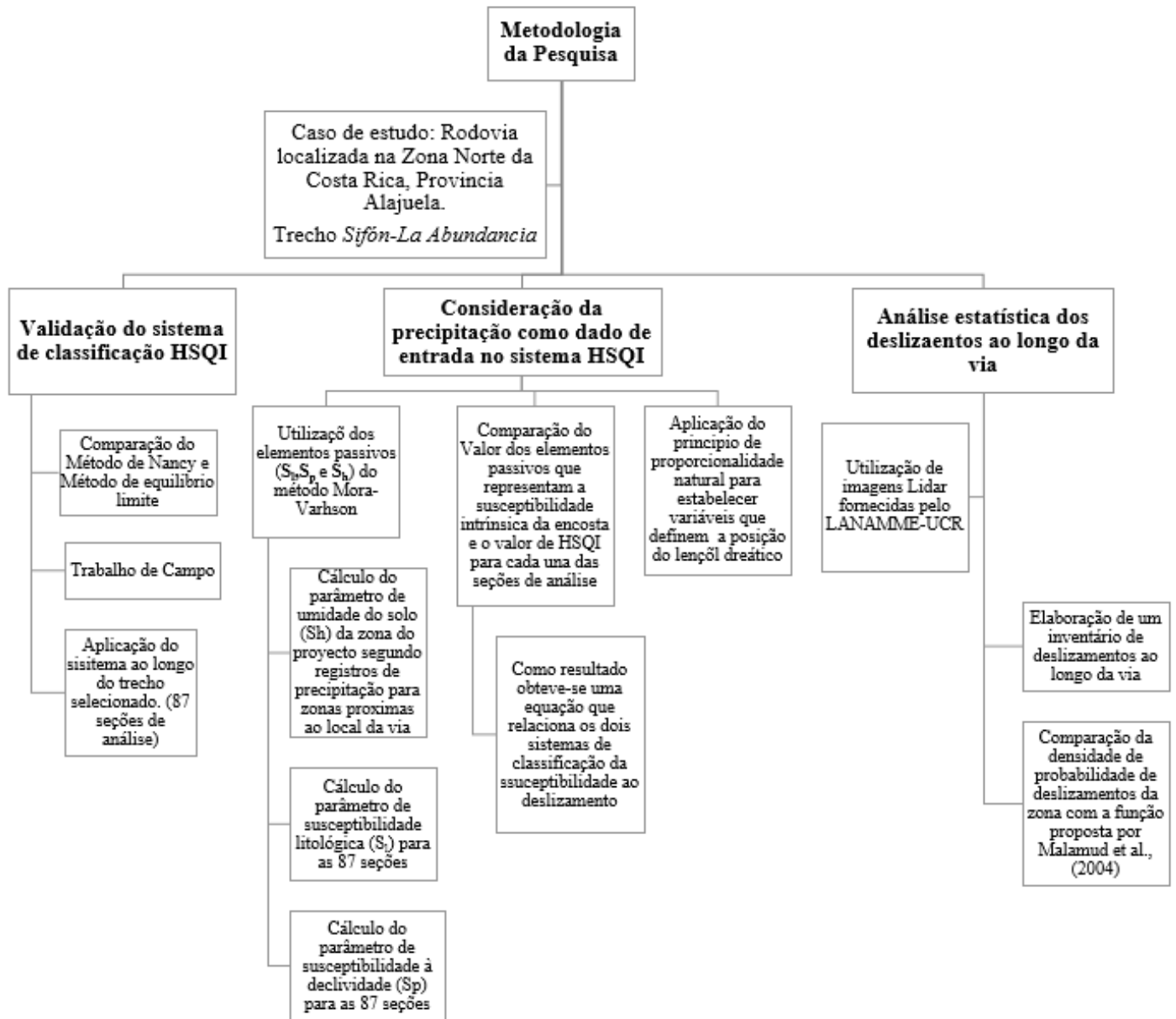


Figura 3.1. Resumo das atividades realizadas na Metodologia da Pesquisa

3.1 ESTUDO DE CASO: COSTA RICA

3.1.1 LOCALIZAÇÃO

Costa Rica tem uma área territorial de 51.100 km² segundo a Direção de Planificação Setorial da Costa Rica (2013), a infraestrutura viária principal é composta por um total de 42.868 km, além de 123,79 km de rotas secundárias. O projeto considerado para a validação do sistema HSQI caracteriza-se por ser uma rodovia localizada numa zona montanhosa, com clima tropical úmido característico da Região Norte do país, onde são observadas precipitações anuais médias de 2000 a 3000 mm.

A rodovia localiza-se na província de Alajuela, entre as cidades de São Ramon e de São Carlos, correspondente à Via Nacional No. 35. A mesma está dividida em três seções, sendo a primeira *Florencia-La Abundancia*, a segunda *Sifón- La Abundancia* e a terceira *La Abundancia-Ruta 1. Sifón-La Abundancia* contempla um total de 29 km, iniciando na estaca 9+700 e finalizando na estaca 39+430. A construção desta rodovia tem grande importância uma vez que conecta a grande área metropolitana (GAM) com a zona norte do país. O trecho analisado compreende 19 km, iniciando na estaca 9+700 e finalizando na estaca 29+000. Na Figura 3.2 está apresentada a localização da Província de Alajuela e também a rodovia estudada, no mapa da Costa Rica.

3.1.2 GEOGRAFIA E GEOMORFOLOGIA

Esta zona caracteriza-se por apresentar uma topografia ondulada com certas áreas que têm encostas mais íngremes. O início da via tem uma elevação de aproximadamente 1.147 metros acima do nível do mar, enquanto que a cota mínima está a 550 metros acima do nível do mar. Os processos erosivos e movimentos de massa dos materiais vulcânicos resultaram na conformação de um relevo ondulado, sendo que esse processo tem sido acelerado ao longo do tempo em função de fatores antrópicos. Em geral, na zona em estudo há uma grande quantidade de taludes íngremes com cobertura de pasto e árvores dispersas (ver Figura 3.3 e Figura 3.4), enquanto que as zonas mais planas são afetadas pela ação da água devido ao escoamento natural das águas (Mora & Garro, 2012).

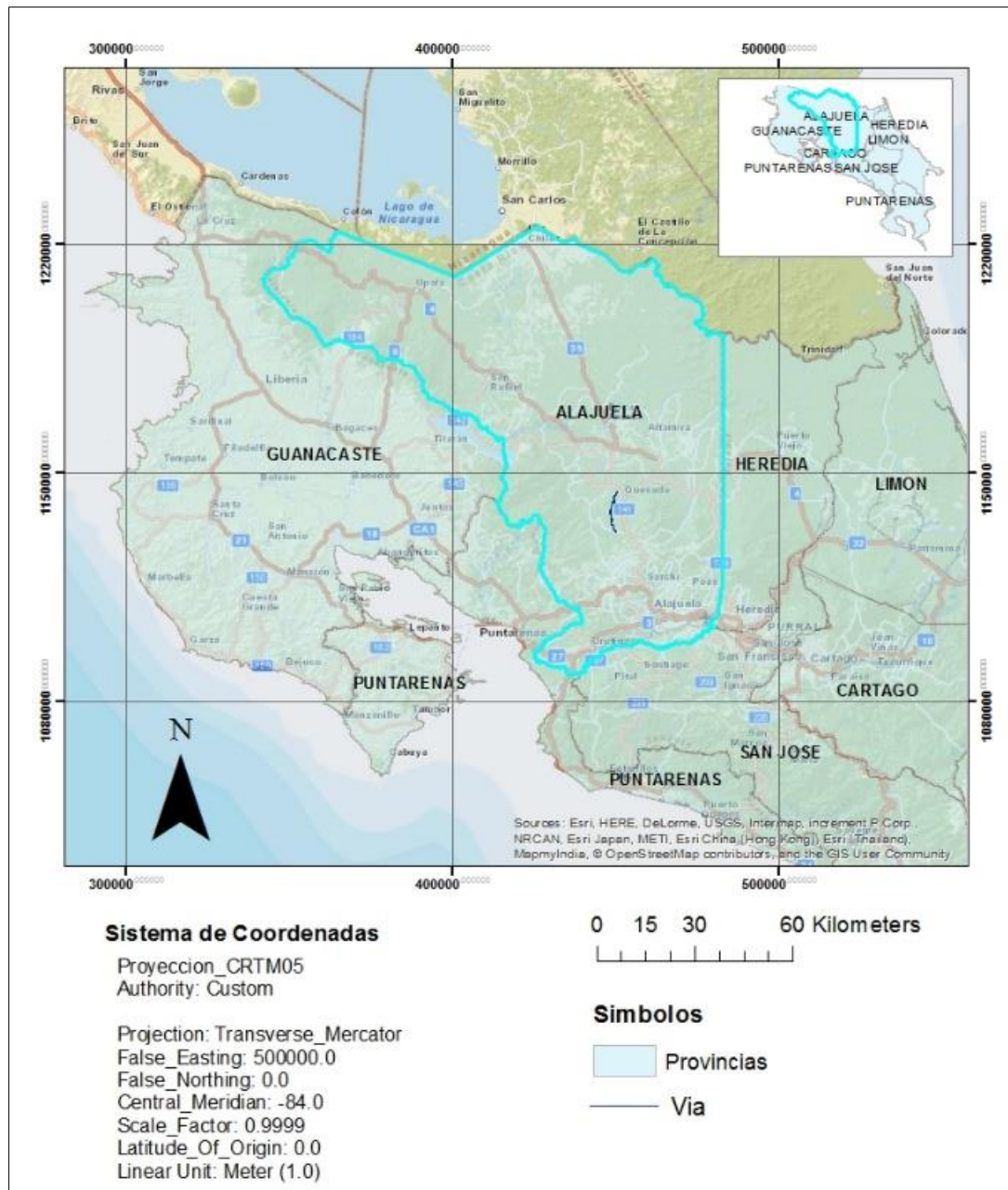


Figura 3.2. Localização da via analisada, Alajuela Costa Rica.



Figura 3.3. Evidência de relevo Íngreme. Encosta na estaca 15+200

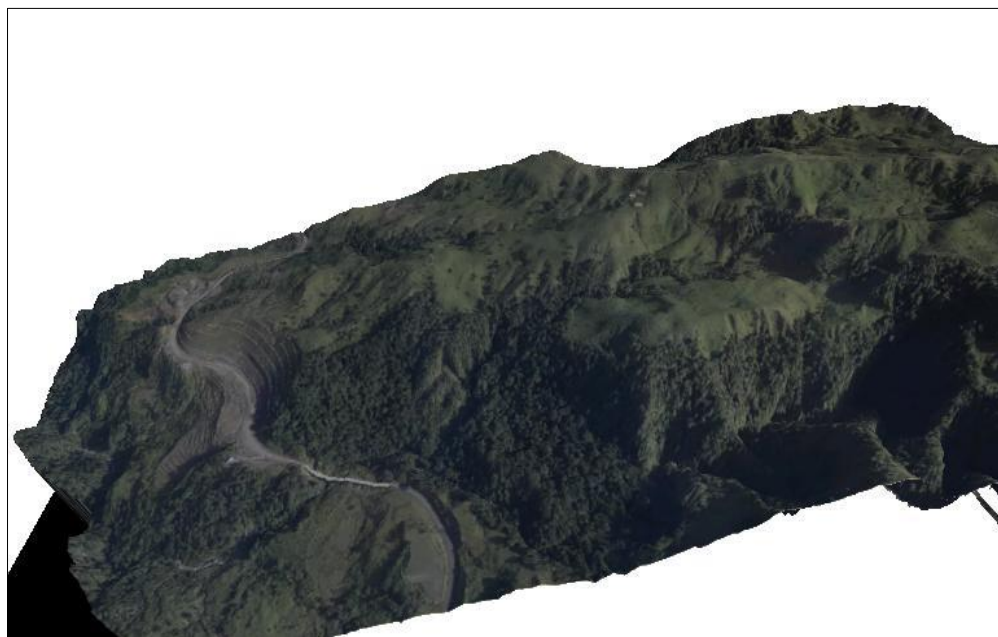


Figura 3.4. Relevo íngreme e ondulado na zona próxima da estaca 20+000

A zona apresenta características geomorfológicas que definem o relevo ondulado com canais em forma de canhão (estrito e profundo), que manifestam o domínio estrutural das formações litológicas vulcânicas. A morfologia das seções superiores é irregular e descem uniformemente para um relevo próprio de leque aluvial, dividido fortemente por águas superficiais nas seções medias até áreas de enchimento aluvial de relevo moderadamente ondulado da seção baixa.

3.1.3 GEOLOGIA LOCAL

A estratigrafia apresenta-se formada por estruturas internas paralelas compostas por alternâncias de brechas piroclásticas, tufos vulcânicos, lava basáltica, conjuntos de rochas ígneas e aluviões. Os solos originados pela degradação destas formações apresentam características de intemperismo profundo, sendo a resistência dos materiais baixa e afetada pela precipitação. Os autores, Mora & Garro (2012) fizeram uma descrição dos tipos de solo encontrados e os classificaram em solos vulcânicos, residuais ou lateríticos e solos em zonas úmidas.

Os tipos de solo encontrados são residuais de origem vulcânica derivados do intemperismo das rochas. Em geral, os solos de zonas úmidas têm teores de umidade natural superiores a 100%, com estrutura porosa e de consistência mole.

Mora & Garro (2012) apresentaram a descrição das unidades QRVA, TMPV1, TMPV2, QRCA, QLPVF2 e TPV3. Ao longo dos 19 km analisados aparecem estas unidades e, com exceção da TPV, a TMPV1 é mais representativa ao longo da estrada. A seguir, explica-se cada uma destas unidades, a Tabela 3.1 mostra os períodos que englobam as unidades geológicas na zona de estúdio e na Figura 3.7 pode-se observar a localização das unidades em questão ao longo da via.

Tabela 3.1. Tempo Geológico.

Era	Período	Época	Milhões de anos
Cenozoico	Cuaternario	Holoceno	0,01
		Pleistoceno	1,6
	Terciario	Plioceno	5,3
		Mioceno	23,7

Fonte: <http://www.geologia.go.cr/biblioteca/eras2.html>

Fluxos vulcânicos do Pleistoceno Inferior (QLPVF2): Unidade localizada entre as estacas 23+550 e 31+200. Compostas por fluxos vulcânicos com alto teor de pomes e blocos de lava. As rochas apresentam alteração moderada, com juntas horizontais ocasionais (ver Figura 3.5).

Depósitos coluviais recentes (QRCA): unidade localizada entre as estacas 17+700 a 20+250 e também entre as estacas 20+950 a 23+550, composta por blocos de lava em uma matriz de solo argiloso com uma consistência muito baixa, localizada em zonas planas (ver Figura 3.6)



Figura 3.5. Unidade Geológica QLPVF2 na estaca 24+000.



Figura 3.6. Unidade Geológica QRCA entre as estacas 23+000 e 21+000

Cinza Vulcânica recente (QRVA): material que pode ser encontrado entre as estacas 9+750 a 10+650 e entre as estacas 11+500 a 12+250. Esse material é composto por cinza vulcânica com alteração elevada, com resistência muito baixa, sendo formado por solos siltosos muito plásticos, facilmente erodível pela ação da água (Figura 3.8)

Tufos vulcânicos marrons do Mioceno-Plistoceno (TMPV1): Esta unidade pode ser encontrada entre as estacas 9+700 a 16+600. Caracteriza-se como tufo vulcânico, tendo sido depositada de maneira aérea e por fluxos vulcânicos. Formam um material composto em sua maioria por clastos, fragmentos de lava e pomes, suportados por uma matriz arenosa com presença de cinza vulcânica. A rocha encontra-se com uma alteração de leve a moderada, com dureza que varia de muito fraca a fraca. O solo que se encontra no estrato superficial é composto por argila e por silte argiloso. O material é propenso a sofrer erosão hídrica e infiltração em virtude da presença de túneis construídos pelos insetos (Ver Figura 3.8).

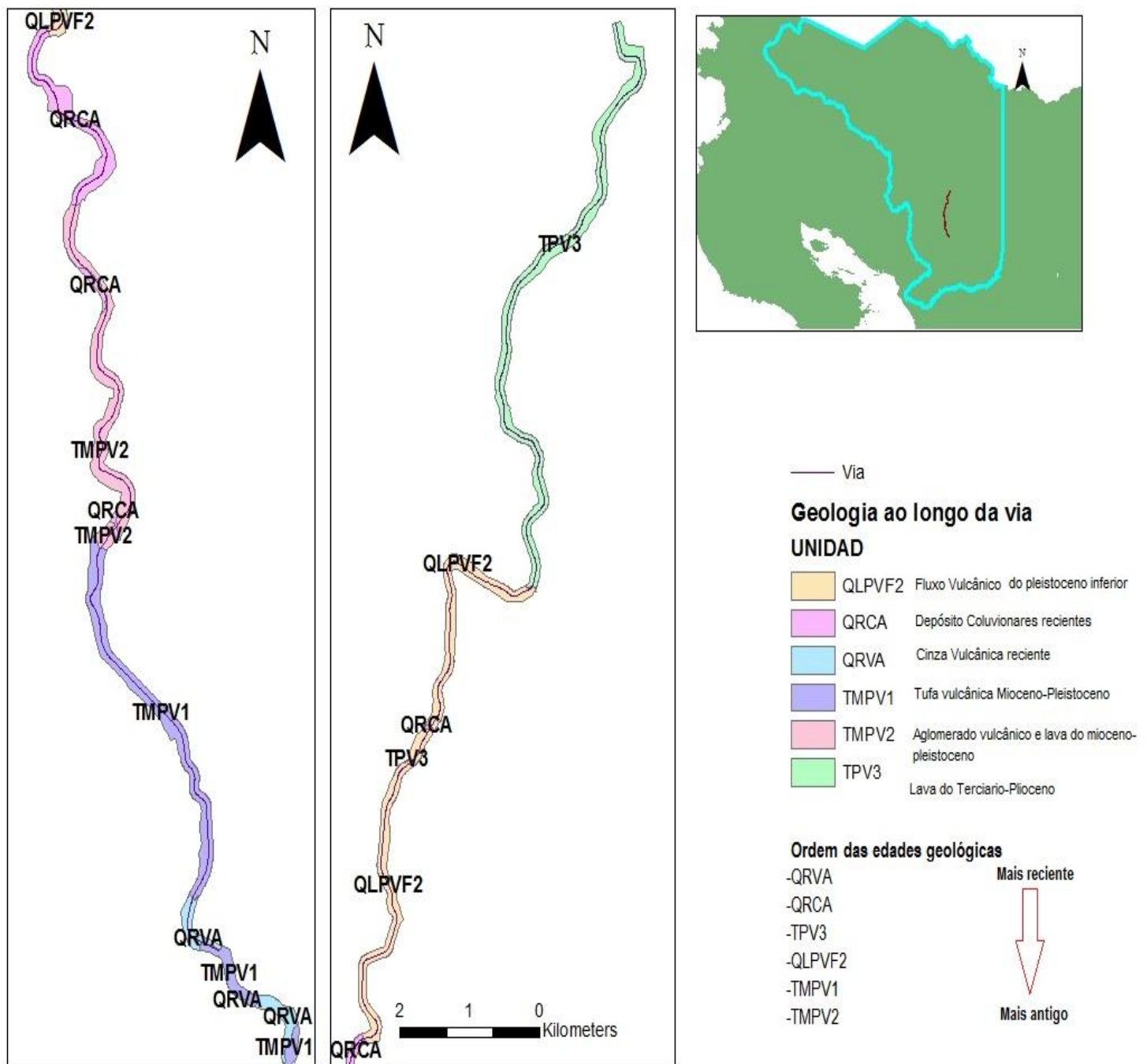


Figura 3.7. Geologia ao longo da via (adaptado de Mora & Garro, 2012)



Figura 3.8. Material no talude de corte das unidades Geológicas TPV1 e QRVA 11+900.

Aglomerados vulcânicos e lavas do Mioceno- Pleistoceno (TMPV2): unidade localizada entre as estacas 16+600 a 20+950, composta por estratos intercalados de aglomerados e fluxos vulcânicos com lava e depósitos de coluvião. A rocha formada tem uma alteração moderada, com uma resistência de média a dura (Figura 3.9).



Figura 3.9. Unidade TMPV2 na estaca 17+000

Lavas do Terciário-Plioceno (TPV3): unidade localizada entre as estacas 31+200 a 39+275, composta por lava basáltica andesítica que sofreu intemperismo de maneira irregular e resultou na formação de solos altamente plásticos. Apresenta-se a descrição desta unidade geológica por estar presente na seção final da via, no entanto a mesma não aparece no trecho de análise dos primeiros 19 quilômetros abordados neste trabalho (Figura 3.10).



Figura 3.10 Unidade TPV3

3.1.4 CLIMA

A Costa Rica está dividida em seis regiões de acordo ao tipo de clima e localização geográfica, do mesmo modo que cada uma dessas regiões divide-se em sub-regiões (

Figura 3.11). O trecho em estudo localiza-se na sexta região, a qual recebe o nome de Região Norte. Limita ao norte pela Serra Vulcânica Central e ao oeste pela Serra de Guanacaste e da Tilarán. Dentro da região norte, as sub-regiões (RN 1) e (RN 2) são as mais representativas da área em estudo. De forma geral, apresenta um clima tropical úmido com vegetação comum de bosque muito úmido subtropical com temperaturas na faixa entre 17 °C e 24 °C. A região pertence ao regime de precipitação do Caribe, caracterizado por ter chuvas durante todo o ano, podendo atingir 3100 e 3768 mm, conforme Solano & Villalobos (1999).

Na Figura 3.12 mostra-se o registro de precipitações ao longo de nove anos. Na zona Norte as chuvas durante os primeiros quatro meses do ano são menores e tendem a aumentar a partir do mês julho. Por outro lado, o mês de outubro caracteriza-se por ter maior incidência de chuva, podendo chover 25 dias do mês com precipitação média de 352 mm. A linha azul, visualizada na

parte superior da figura, representa a precipitação anual. Não obstante, os valores apresentados são menores devido à falta de coleta de dados nas estações usadas como referência. Segundo os dados fornecidos pelas estações pluviométricas automáticas de *Ciudad Quesada* e *San Carlos*, a média da precipitação anual do período entre 2001 e 2014 é de 3643,7 mm, com um total anual de 234 dias de chuva.

As condições de chuva prolongadas presentes a partir do mês de julho podem influenciar a estabilidade das encostas ao acrescentar a poro pressão, podendo assim atuar como fator desencadeante como precipitação e como condicionante ao se encontrar no subsolo.

3.1.5 ZONAS DE VIDA

Após vários anos de trabalho na região do Caribe, Holdridge se interessou nos sistemas de classificação dos climas e da vegetação. Com o propósito de destacar a relação entre a vegetação das montanhas e as zonas baixas, Holdridge (1987) desenvolveu um sistema de classificação utilizando valores de precipitação anuais, umidade e temperatura. Portanto, uma zona de vida é um grupo de associações vegetais dentro de uma divisão natural do clima, que têm uma fisionomia similar em qualquer parte do mundo.

Este sistema de classificação foi utilizado para caracterizar e definir o tipo de mata que predomina na região Norte da Costa Rica e associar as características do clima com a vegetação. A zona em questão está influenciada pelos ventos alísios, os quais provocam elevadas precipitações acima das montanhas e favorecem o crescimento de vegetação abundante. Ao longo do projeto existem zonas de floresta com diferentes classificações, como: floresta úmida e muito úmida montana baixo, floresta úmida e muito úmida premontana, floresta muito úmida tropical, floresta pluvial montano e premontana. Na Figura 3.12 consegue-se apreciar a distribuição geográfica das zonas de vida segundo a classificação L.R. Holdridge. Segundo Mora & Garro (2012), as duas zonas de vida mais presentes na região são floresta pluvial (bp-P) e Floresta muito úmida premontana (bmh-P). A seguir, estão relacionadas as principais características destas duas zonas:

- Floresta Pluvial: Localiza-se na parte alta das montanhas, com uma elevação entre 1300 e 1800 metros acima do nível do mar. As condições do clima caracterizam-se por alta umidade e grau de nebulosidade, média anual da precipitação de 4000 mm e temperatura entre 18°C e 25°C.

- Floresta muito úmida premontana: Esta zona apresenta menores valores de precipitação quanto comparada com a anterior, com média anual de 3800 mm, podendo variar entre 2000 e 4500 mm. A temperatura média é de 24 °C. O sistema montanhoso caracteriza-se por grandes inclinações

do terreno, podendo superar 75%. Em relação ao desenvolvimento humano, este tipo de floresta permite o cultivo permanente.

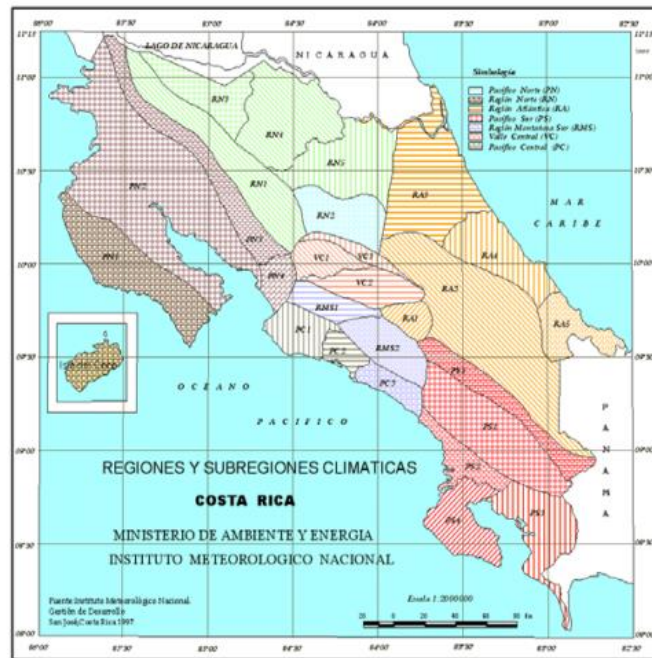


Figura 3.11 Mapa de Regiões e sub-regiões (RN) da Costa Rica. (Solano & Villalobos, 1999)

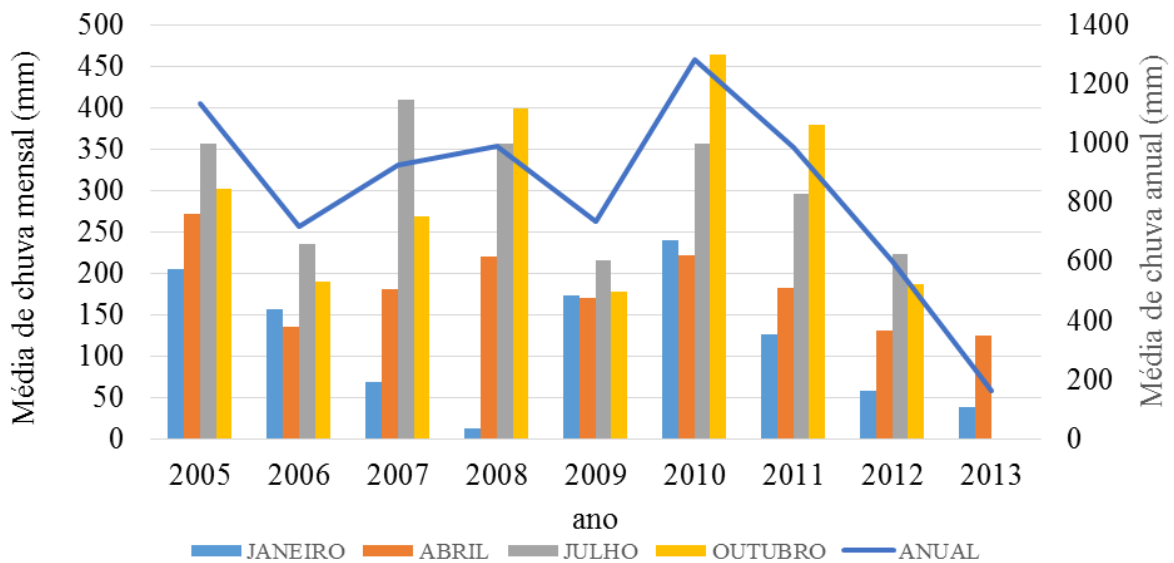
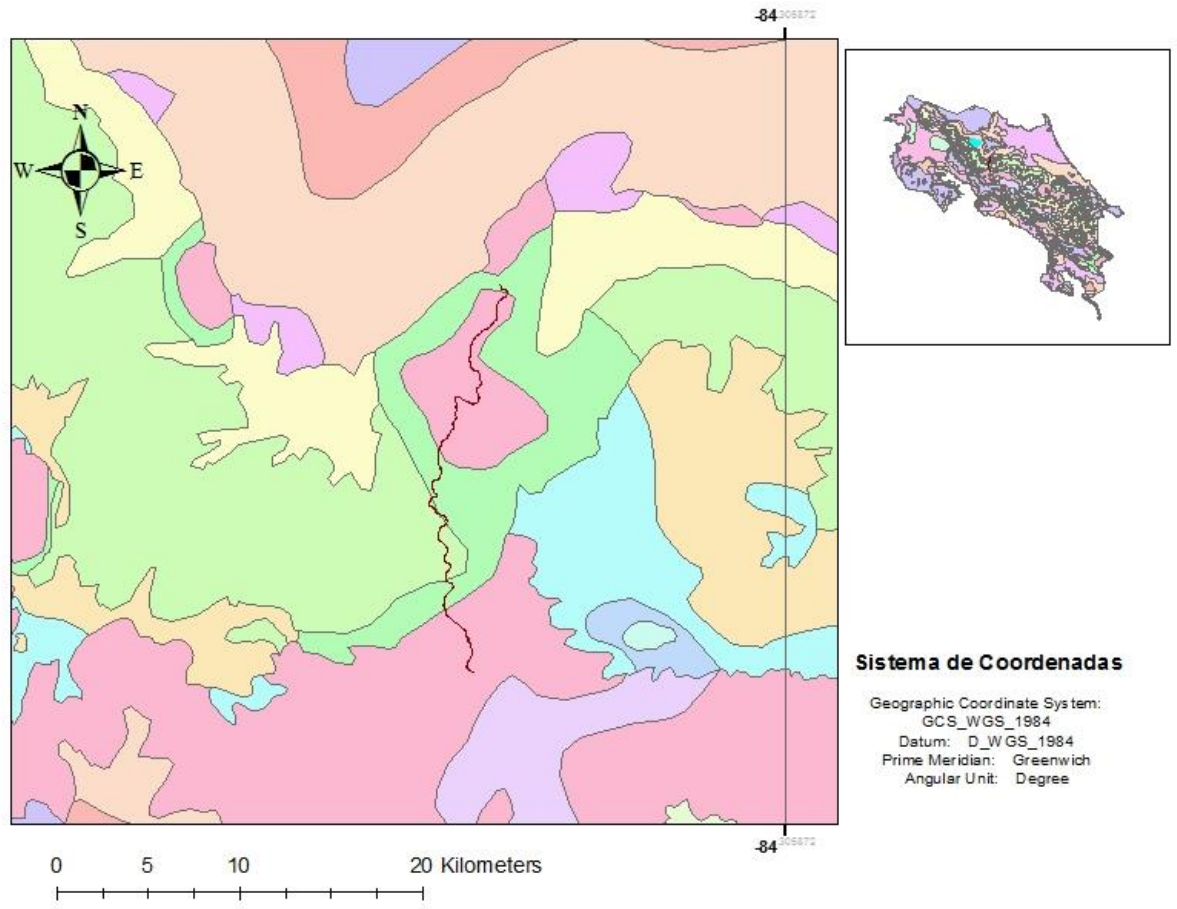


Figura 3.12 Gráfico da média da precipitação anual, estação *Ciudad Quesada*. (Instituto Meteorológico Nacional de Costa Rica, 2014)



Sistema de Coordenadas
 Geographic Coordinate System:
 GCS_WGS_1984
 Datum: D_WGS_1984
 Prime Meridian: Greenwich
 Angular Unit: Degree

Classificação de Holdridge (1982)

— carretera_CR	bh-T Trans perhumed	bp-M,trans Montano B
zonas de vida	bh-T Trans seco	bp-MB
Name	bmh-M	bp-P
Lago Corcovado	bmh-MB	bp-P Trans Basal
PP-SA	bmh-P	bp-P Trans a Basal
bh-MB	bmh-P Trans Basal	bs-T
bh-P	bmh-P Trans pluvial	bs-T,Trans humedo
bh-P Trans Basal	bmh-T	kh-bad-import
bh-T	bmh-T Trans Premonta	lago Arenal
bh-T Trans Premonta	bp-M	

Figura 3.13. Classificação Holdridge das Zonas de Vida, Costa Rica

3.1.6 ANTECEDENTES GEOTÉCNICOS NA ZONA DE TRABALHO

No ano 2012 foi realizada uma análise de susceptibilidade da via, na qual os autores Mora & Garro (2012) utilizaram a Metodologia do ângulo crítico, descrita na seção 2.7.2.3 deste documento. Como resultado, se obteve que aproximadamente 19 km do projeto têm uma exposição alta ou muito alta à instabilidade das encostas, representando um total de 67% da obra e correspondendo às piores condições potenciais. Na Tabela 3.1 apresentam-se os intervalos de inclinações que definem a susceptibilidade ao deslizamento das unidades geológicas ao longo da via. O nível de susceptibilidade muito baixo está indefinido, portanto está ausente na zona. Neste caso, foi assumido que o ângulo de atrito dos materiais tenderia a valores entre 20° e 25°. A susceptibilidade muito alta corresponde à condição em que o ângulo de declividade excede o valor do ângulo de atrito.

Do estudo concluiu-se que, em geral, o projeto atravessa zonas com níveis de susceptibilidade entre moderado e alto. Na Tabela 3.3 apresentam-se as porcentagens obtidas a partir desta classificação ao longo de toda a via.

Tabela 3.2. Valores de ângulo crítico nas unidades Geológicas ao longo da Via.
Mora & Garro (2012)

Susceptibilidade	Unidade Geológica					
	TMPV1	QRVA	TMPV2	QRCA	QLPVF2	TPV3
Muito Baixa	-	-	-	-	-	-
Baixa	0-12,4	0-10,6	0-13,7	0-8,7	0-9,1	0-10,2
Moderada	12,4-23,1	10,6-19,1	13,7-26,6	8,7-17,9	9,1-17,0	10,2-20,6
Alta	23,1-33,8	19,1-27,6	26,6-39,4	17,9-27,1	17,0-25	20,6-31,1
Muito Alta	33,8-90	27,6-90	39,4-90	27,1-90	25-90	31,1-90

Tabela 3.3. Susceptibilidade ao deslizamento ao longo da via. Mora & Garro (2012)

Nível de susceptibilidade	Comprimento em quilômetros	Porcentagem
Baixa	1,55	5,2
Moderada	8,2	27,7
Alta	13,8	46,6
Muito Alta	6,05	20,4
TOTAL	29,6	

3.2 VALIDAÇÃO DO SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO DE ENCOSTAS HSQI

Esta etapa da pesquisa consistiu na utilização do sistema de classificação HSQI numa zona tropical com características climáticas e condições geotécnicas diferentes à zona da Colômbia, onde o sistema foi avaliado pela primeira vez por Moreno-Ceballos (2015). Com isto pretende-se corroborar se o sistema pode ser aplicado em qualquer ambiente e, assim, validar a sua aplicação em projetos futuros.

Nesta seção é explicada em detalhes a sequência do trabalho realizado para validar o sistema HSQI, conforme item 2.7.4. Para isto, foi selecionado um trecho de 19 quilômetros chamado *Sifón- La Abundancia* da Rodovia No. 35, na Região Norte da Costa Rica.

Para a obtenção das informações gerais do projeto se contou com a colaboração do *Consejo Nacional de Vialidad* da Costa Rica (CONAVI) e do *Laboratorio Nacional de Materiales e Modelos Estructurales de la Universidad de Costa* (LANAMME-UCR). O LANAMME-UCR disponibilizou 354 imagens Lidar com resolução de 15 cm, tiradas ao longo do projeto, que foram utilizadas como ferramenta útil na análise da geomorfologia da zona de estudo por terem uma captura de dados de até 12 pontos por m². A utilização destas imagens com o *Software Global Mapper* permitiu a obtenção de dados geométricos dos perfis e a elaboração do inventário de deslizamentos.

3.2.1 AVALIAÇÃO DO MÉTODO DE ESTABILIDADE

É importante salientar a diferença existente entre o conceito de fator de segurança, o qual serve como referência de estabilidade de um talude, e o valor HSQI, o qual serve como indicativo de susceptibilidade de uma encosta. Nesta seção explica-se a análise feita para avaliar o desempenho do Método gráfico de estabilidade proposto pela Escola de Nancy, já que o sistema HSQI baseia-se em seu critério para definir o nível de susceptibilidade de uma encosta.

Para isto, foi realizada uma comparação entre valores de fator de segurança (FS) obtidos pelo Método de Nancy e pelo Método de Morgenstern & Price. Neste caso, utilizaram-se dados das propriedades do solo e da geometria de 21 taludes localizados ao longo da via em questão. Na Tabela 3.4 apresentam-se as características de cada caso considerado.

Observa-se, na Figura 3.14, que o FS obtido pelo Método de Nancy relaciona-se com o FS obtido por Método de Equilíbrio Limite de maneira linear. Percebe-se que existe uma correlação muito boa do fator de segurança nos casos instáveis, ou seja, nos casos onde $FS < 1$. Para valores

maiores que 1,0, essa correlação diminui e o fator de segurança calculado com o método de equilíbrio limite é maior que o FS do Método de Nancy.

Do ajuste anterior, concluiu-se que apesar do Método da Nancy ser simples e que os resultados poder ser obtidos por meio da utilização de ábacos, os resultados têm grande semelhança com os valores obtidos por métodos mais exatos. Portanto, justifica-se sua utilização no sistema HSQI como indicativo de susceptibilidade ao deslizamento.

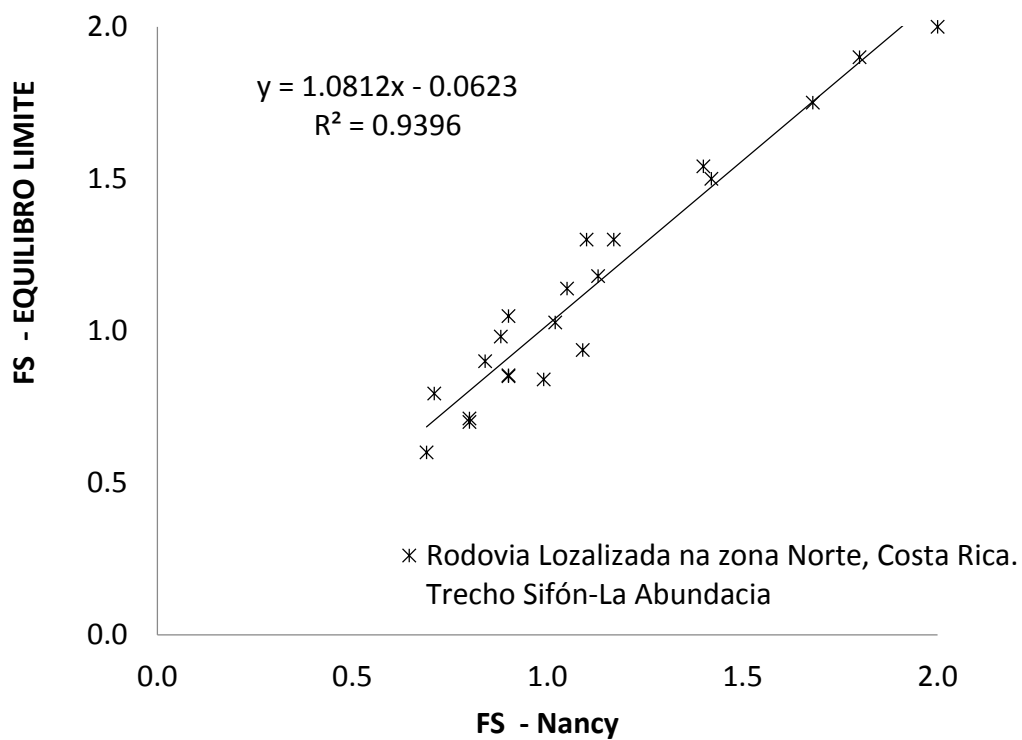


Figura 3.14. Gráfico de comparação do FS pelo Método gráfico de Nancy e pelo equilíbrio limite

Tabela 3.4. Taludes para comparação de métodos de estabilidade

Sítio	Equações Nancy	c (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)	H (m)	Hw (m)	Z ₀ (m)	i (°)	F.S Morgenstern & Price.	FS Nancy
27+500	A,D	0.13	26	15.79	25		5	30	0.9	0,9
26+620	A,D	0.13	26	15.79	22		5	35	0.7	0,8
26+300	A,B	0.13	26	15.79	10			40	0.6	0,7
25+800	C,B	0.13	26	15.79	35	21		20	1.0	1,0
25+850	C,B	0.13	26	15.79	30	18		18	0.9	1,1
24+800	C,B	0.13	26	15.79	20	12		21	0.8	1,0
24+650	A,D	0.13	26	15.79	25		5	34	0.7	0,8
23+674	A,D	0.13	26	15.79	24		5	24	1.1	1,1
23+200	A,B	5.2	31	16.34	20			40	1.0	0,9
12+500	A,B	3.1	33	16.21	20			42	0.9	0,8
13+000	C,D	7.53	32	16.38	35	21	5	35	1.0	0,9
14+100	C,D	7.53	32	16.38	45	27		40	0.8	0,7
15+100	A,B	7.53	32	16.38	10			45	1.3	1,2
15+200	A,D	7.53	32	16.38	10		5	45	1.2	1,1
17+450	A,B	5.2	31	16.34	5			35	1.8	1,7
17+800	A,B	5.2	31	16.34	42			22	1.8	1,4
18+800	A,B	5.2	31	16.34	6			19	2.0	2,0
20+400	A,B	5.2	31	16.34	27			30	1.3	1,1
21+300	C,D	0.13	26	15.79	50			30	0.9	0,9
10+180	A,B	7.53	32	16.38	12			35	1.5	1,4
11+910	A,B	7.53	32	16.38	12			28	1.9	1,8
9+800	A,B	7.53	32	16.38	20			30	1.5	1,4

3.2.2 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DO SOLO PARA ZONA DE ESTUDO

O projeto está dentro de uma zona onde predominam os solos lateríticos e solos derivados de processos vulcânicos, classificados como silte de alta plasticidade, com alto índice de vazios, alta porosidade e alto teor de umidade. Os solos de origem vulcânica tendem a apresentar variações nas suas propriedades físicas devido aos processos de intemperismo e, por esse motivo, este tipo de solos podem ser classificados como siltes de alta plasticidade, com coesões efetivas geralmente baixas, na faixa de 0-22 kPa, e ângulos de atrito entre 14-38°, conforme Mora (1998).

Para definir os parâmetros de solo a serem utilizados nesta pesquisa foram recompilados dados de duas pesquisas realizadas anteriormente. Uma dessas pesquisas foi feita na área do projeto, enquanto que a outra foi feita na zona do Vale Central, onde os solos de origem vulcânica apresentam características semelhantes às da zona em estudo. De Venegas (2011) foram adotados valores de coesão e ângulo de atrito, obtidos por meio de ensaios de cisalhamento direto em condições drenadas (CD) realizados em amostras coletadas em 3 pontos ao longo da via (ver Tabela 3.5). Do autor Mora (1998) foram adotados valores típicos de propriedades físicas, hidráulicas e mecânicas dos solos de origem vulcânica do Vale Central da Costa Rica. Na Figura 3.15 está apresentada a localização dos sítios selecionados.

Tabela 3.5. Localização das amostras retiradas no campo para ensaios CD Venegas (2011)

Ponto	Localização
1	26+721
2	17+807
3	24+797

Na Tabela 3.6 se apresentam os valores de propriedades do solo classificadas de acordo com as litologias definidas por Mora (1998). Na coluna cinza estão apresentados os valores de peso específico natural dos solos, sendo os mesmos calculados a partir dos valores de índice de vazios, grau de saturação e densidade das partículas sólidas.

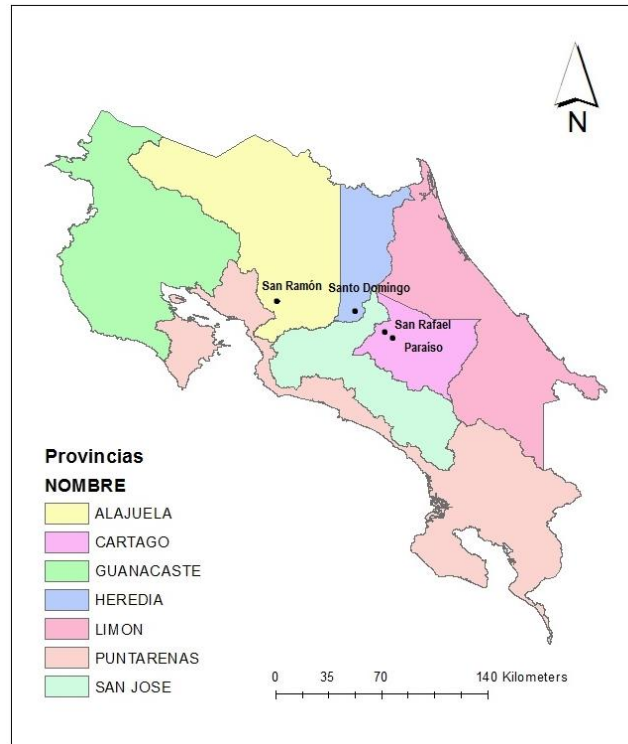


Figura 3.15. Sítios analisados no Vale Central Costa Rica. Adaptado de Mora (1998)

Tabela 3.6. Propriedades Físicas dos Solos com avançado grau de intemperismo no Vale Central Costa Rica (Mora, 1998)

Amostra	Litologia	Densidade específica	Índice de vazios (e)	Grau de saturação (%)	γ (kN/m ³)*
FI/1	Cinzas	2.69	1.7	85	15.3
FI/2	Lavas	2.68	1.6	90	15.8
FI/3	Lava	2.65	1.7	72	14.3
RT/1	Cinzas	2.70	1.1	88	17.5
RT/2	Cinzas	2.68	1.1	88	17.4
RT/3	Cinzas	2.68	1.9	83	14.7
RT/4	Lavas	2.68	1.3	96	17.1
SD/1	Tufos vulcânicos	2.69	1.2	86	16.9
SD/2	Tufos vulcânicos	2.69	1.3	86	16.6

* Valores calculados com base nos dados de Mora (1998)

Finalmente, considerando-se os valores fornecidos por Mora (1998) e por Venegas (2011), foi realizada uma classificação dos solos de acordo suas propriedades, sendo possível correlacionar as mesmas com as características dos solos mencionadas na seção 3.1.2. Desta maneira, foi

possível obter a média dos valores de peso específico do solo, coesão e ângulo de atrito, as quais estão apresentadas na Tabela 3.7. No Anexo 3 apresentam-se o resumo dos valores para cada unidade geológica.

Tabela 3.7. Média dos parâmetros do solo obtidos pela correlação dos dados de Mora (1998) e (Venegas Sáenz, 2011)

Unidade Geológica	Características	Peso Específico γ (kN/m ³)	Coesão C (kPa)	Ângulo de atrito ϕ (°)	Localização
QRVA	Perfil de solo intemperizado composto por silte plástico	16,21	3,07	33	2+500 a 12+300
TMPV1	Fragmentos de lava alterada suportada numa matriz arenosa com alto conteúdo de cinza	16,38	7,53	32	4+350 a 16+600
TMPV2 e QRCA	Perfil de solo argiloso muito plástico com presença de blocos de lava. A unidade QRCA forma material pouco cimentado e com baixa resistência	16,34	5,23	31	16+600 a 22+400 e 16+950 a 21+850
QLPVF2	Material argiloso altamente plástico	15,79	0,13	26	22+400 a 31+130

3.2.3 TRABALHO DE CAMPO

Como parte desta pesquisa foi feito um trabalho de campo, o qual consistiu na verificação das condições dos taludes atualmente, na detecção dos mecanismos de falha mediante observações, na elaboração de um inventário dos tratamentos que foram implementados como medidas de estabilização e na realização de uma descrição qualitativa dos materiais geológicos ao longo da rodovia.

A rodovia apresenta condições de estabilidade muito críticas que podem estar associadas à presença de materiais que favorecem a retenção de água e também a presença de materiais que sofrem processos de erosão muito mais rapidamente do que outros, produto de sua composição e formação geológica. Também se verificaram instabilidades incipientes nos taludes que apresentam trincas na parte superior. Na Figura 3.16 apresentam-se os pontos visitados no campo e os analisados pelo sistema HSQI. No Anexo 10, apresenta-se um resumo dos pontos descritos no trabalho de campo

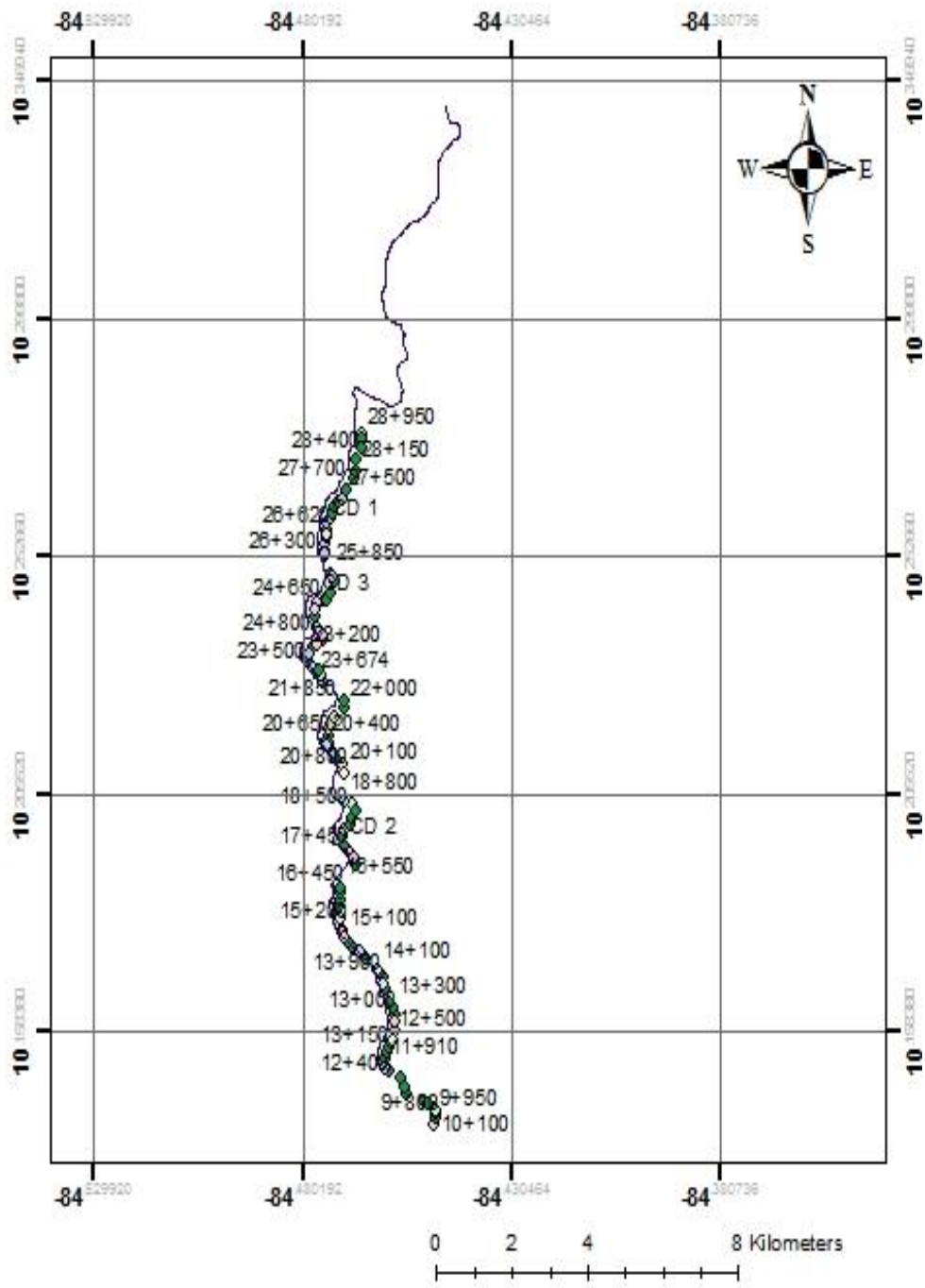


Figura 3.16. Localização dos pontos descritos no trabalho de campo ao longo da via

No quilômetro 26+600 se evidenciam problemas de erosão e de infiltração de água pelas trincas encontradas nos materiais. Na Figura 3.17 A estão apresentadas as trincas encontradas na parte superior do talude. Na Figura 3.17 B em vermelho, é possível perceber que o sistema de drenagem superficial sofreu colapso, situação que pode ser gerada pela infiltração da água que fez com que o material se deslocasse por baixo da canaleta. A linha pontuada destaca as zonas de movimento de massa na face do talude.

Na Figura 3.18 o talude tem uma inclinação maior do que outros taludes observados na rodovia, estando atualmente estável. O comportamento pode estar relacionado às características próprias de materiais vulcânicos, entretanto o material, porém apresenta evidência de erosão. Nesta mesma figura pode-se observar o tipo de clima tropical úmido presente na época chuvosa que resulta em neblina ao longo do dia.

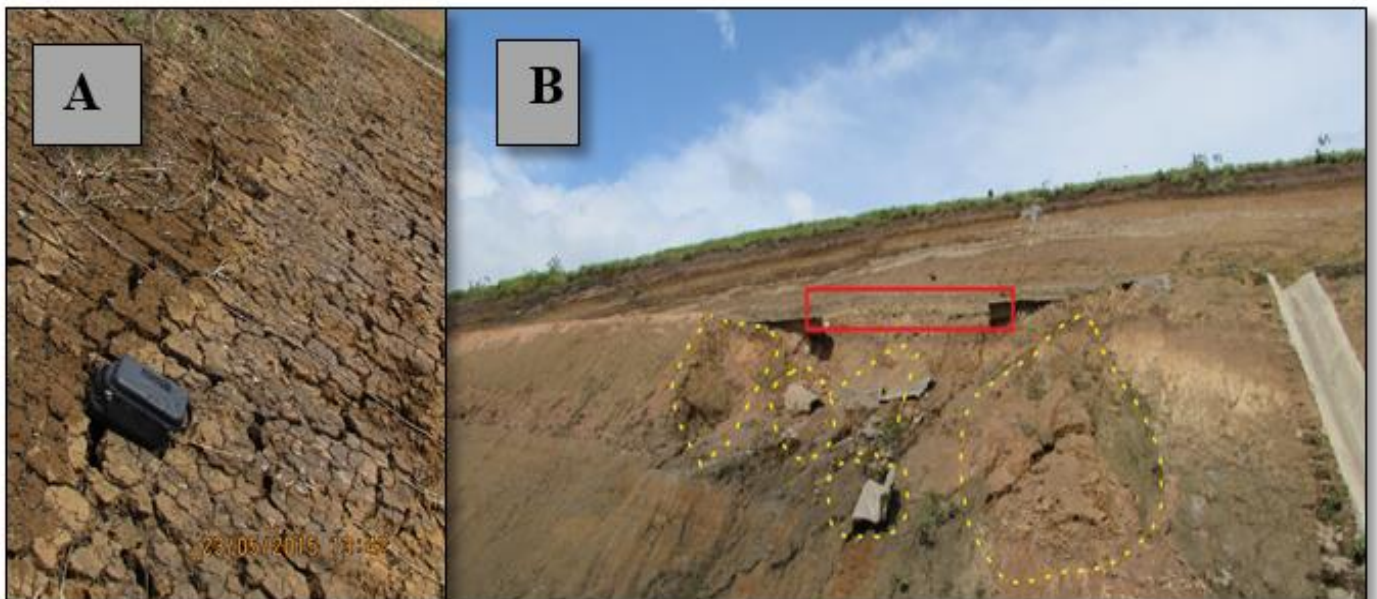


Figura 3.17. Evidências de instabilidade percebidos na estaca 26+600



Figura 3.18. Talude estável sem proteção na face, estaca11+900.

Na Figura 3.19 e na Figura 3.20 pode-se observar a escarpa principal de um deslizamento ocorrido em um talude de corte, sendo que este tipo de deslizamento é o mais frequente ao longo da via. O mecanismo de desencadeamento se inicia no alto do talude com a formação de trincas de tração e, pelo efeito das frequentes chuvas na zona, pode levar à saturação destes materiais resultando na ruptura. A taxa de movimento deste tipo de deslizamento tende de ser lenta, porém o volume de terra movimentado pode ser muito grande. O tipo de superfície de ruptura é rotacional, segundo a classificação de Cruden, D.M., Varnes, (1996).



Figura 3.19. Tipo de deslizamento rotacional.

(19 A. talude na estaca 29+000 na estrada de estudo, 19 B. Classificação segundo Varnes 1978)



Figura 3.20. Exemplo de mecanismo de ruptura, estaca 13+000

Por outro lado, também foram encontradas condições de estabilidade muito boas, observadas em taludes de corte sem evidências visíveis de trincas ou falhas. A Figura 3.21 mostra-

se um caso estável no qual o material que compõe o talude é principalmente siltoso e facilmente erodível, segundo as classificações feitas em estudos desta estrada.

Nota-se uma mudança na cor do solo em função da alteração da umidade. Por esse motivo, é possível que as condições de estabilidade se alterem ao longo do tempo. Para prevenir uma falha, podem ser colocados sistemas de proteção contra erosão.



Figura 3.21. Caso de talude estável, estaca 10+180

Na Figura 3.22 está apresentado outro talude em condições estáveis, sendo que o mesmo tem uma altura aproximada de 40 m e apresenta sistema de drenagem superficial e bermas.



Figura 3.22. Caso estável, km 24+280

Ao longo da estrada foram encontrados diversos sistemas de estabilização, como bermas, muros de gabião, cortinas atirantadas e sistemas de drenagem. Entretanto, alguns destes sistemas

têm colapsado como resultado dos deslizamentos ocorridos. Na Figura 3.23 estão mostrados os sistemas de tratamentos implementados e na Figura 3.24 estão mostrados alguns dos casos onde estes sistemas colapsaram.



Figura 3.23. Sistemas de Tratamentos nos taludes.

A. Bermas, B. Cortina ancorada, C. Drenagem sub superficial e D. Muro de gabião.



Figura 3.24. Sistemas de tratamento colapsados.

A. Estaca 25+000, B. estaca 25+800, C. estaca 24+650 e D. estaca 26+450

3.2.4 APLICAÇÃO DO SISTEMA HSQI E ANALISE DE RESULTADOS

Nesta seção apresenta-se o procedimento da aplicação da Metodologia HSQI de acordo com a explicação da seção 2.8.2.

3.2.4.1 COLETA DE INFORMAÇÃO

Como já foi citado previamente, para a aplicação deste sistema de classificação no projeto localizado na Costa Rica, foram utilizadas 354 imagens Lidar disponibilizadas por (LANAMME-UCR). A informação geral do projeto foi fornecida pelo *Consejo Nacional de Vialidad de Costa Rica* (CONAVI). Adicionalmente, foram consultadas outras referências bibliográficas de estudos realizados na região em questão, os quais encontram-se citados ao longo deste documento.

3.2.4.2 DEFINIÇÃO DAS SEÇÕES PARA CLASSIFICAÇÃO HSQI

O sistema HSQI orienta a definição de uma largura da seção igual a D_d+D_u+B , sendo o mínimo recomendado igual a $D_d=D_u= 2B$. Neste estudo, adotou-se a distância mínima recomendada. Na Tabela 3.8 encontra-se apresentada a largura total utilizada para cada seção em análise. Para definição da distância entre cada seção em estudo, o sistema HSQI define que o comprimento da zona de análise está limitado por unidades geomorfológicas independentes, ou seja, a área de análise deve ter as mesmas características geológicas e geomorfológicas. Neste caso, definiu-se um comprimento de 150 m, resultando em uma área de 150x150 m para cada seção.

Na Figura 3.26 apresenta-se, como exemplo, um trecho das seções analisadas, o qual encontra-se entre as estacas 13+750 a 14+150.

Tabela 3.8. Largura de seções (m)

B	Du	Db	Largura Total
30	60	60	150

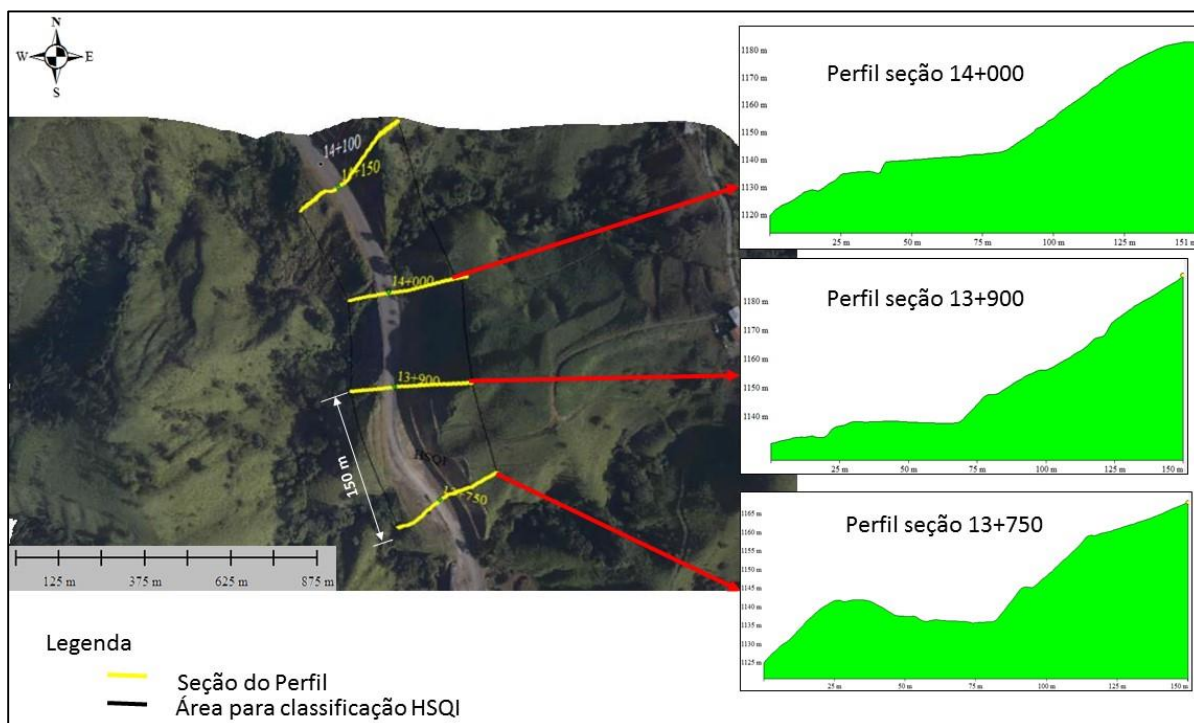


Figura 3.25. Seções de análise ao longo da estrada.

3.2.4.3 DETERMINAÇÃO DO VALOR HSQI

Uma vez definida a largura das seções, foi feita a análise de um total de 87 casos. Em cada um dos casos foram extraídos os dados da geometria (H , H_u , H_d , i) com a ajuda do modelo digital de terreno e das imagens Lidar. Na Figura 3.26 apresenta-se uma das seções em análise e os dados geométricos relativos a mesma.

Estaca	H_u (m)	i (°)	γ (kN/m ³)	C (kPa)	Φ (°)
15+150	43	24	16	7,53	32

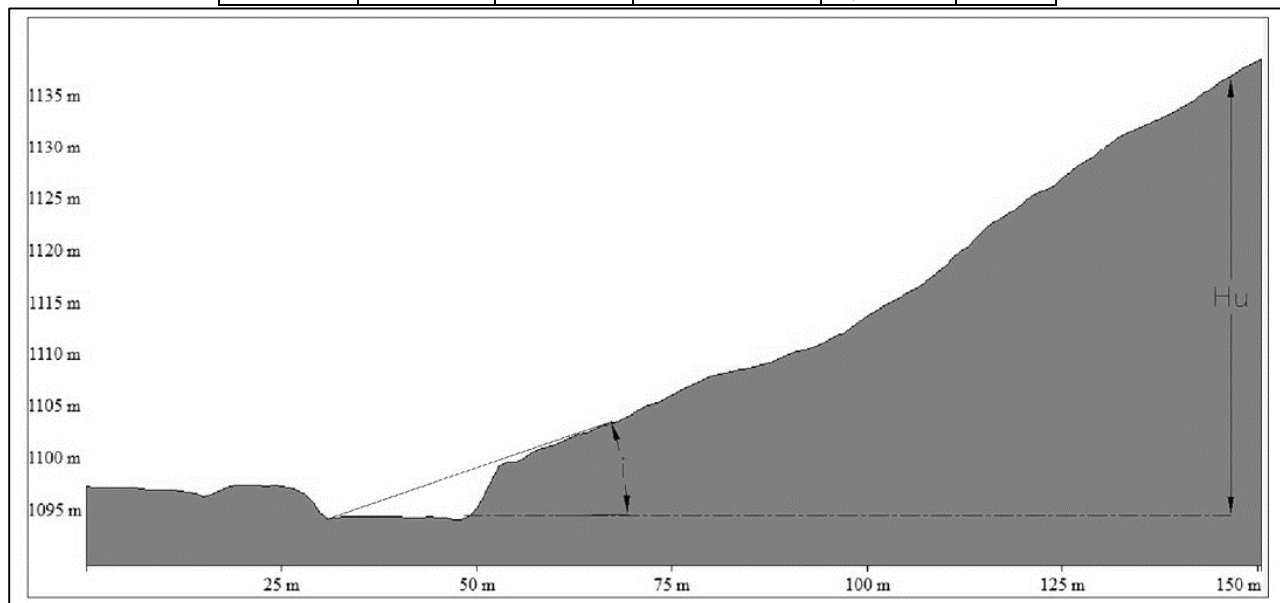


Figura 3.26. Seção em análise relativa ao km 15+150

Na sequência, a determinação da altura do lençol freático (H_w) foi realizada mediante uma revisão da geomorfologia. Para os casos que apresentaram condições de fluxo divergente e convergente o sistema HSQI propõe H_w equivalente a 60% da altura da encosta. Na Figura 3.27 encontra-se ilustrado o caso de fluxo que corresponde à topografia da seção.

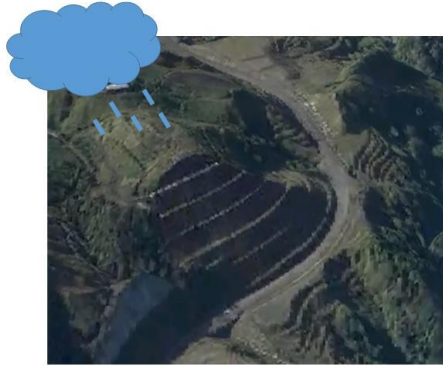


Figura 3.27. Fluxo Divergente na seção 18+200

Como passo seguinte, a cada seção foi designada uma combinação de equações X e Y apresentadas na Figura 2.16 da seção 2.8.2. Posteriormente, utilizando o ábaco apresentado na Figura 2.8 foi calculado o valor de HSQI.

Finalmente, a classificação da susceptibilidade ao escorregamento de cada seção foi realizada utilizando-se o critério apresentado na Tabela 3.9. No Anexo 4 encontra-se apresentado o detalhe dos valores do HSQI calculados e no Anexo 9 um exemplo da classificação ao longo da via.

Tabela 3.9. Classificação da susceptibilidade segundo HSQI

Susceptibilidade da encosta segundo o valor HSQI
Alta ($HSQI < 1$)
Média ($1 \leq HSQI \leq 1,4$)
Baixa ($HSQI > 1,4$)

Ao longo dos 19 km estudados foram avaliadas 87 seções, das quais 50 foram classificadas com susceptibilidade alta, 27 com susceptibilidade média e 10 com susceptibilidade baixa. Estes resultados foram comparados com a classificação realizada pelos autores Mora & Garro, (2012), os quais utilizaram o Método de ângulo crítico. Através da comparação em questão se observou uma semelhança nos trechos críticos. Na Tabela 3.10 apresenta-se a comparação dos resultados.

Tabela 3.10. Níveis de susceptibilidade ao longo da estrada

Km	Método do ângulo crítico	Método HSQI
13+000 a 14+000	Moderado a alto	Alto
16+000 a 17+000	Alto a muito alto	Baixo a alto
18+000 a 18+500	Alto a muito alto	Alta
19 +000 a 23+000	Moderado a muito alto	Médio a alto
23+000 a 29+000	Alto a muito alto	Médio a alto

A pesar que o método de ângulo crítico e o sistema HSQI utilizam critérios de classificação diferentes, a comparação feita permite ter uma visão global da problemática da zona, já que ambos sistemas de classificação descrever que mais do 50% desta rodovia apresenta susceptibilidade ao deslizamento.

O inventário dos sistemas de estabilização de encostas encontrados no trecho em estudo da rodovia encontra-se apresentado no Anexo 8.

3.2.4.4 DETERMINAÇÃO DO FATOR DE IMPORTÂNCIA DA VIA

Uma vez obtido o valor do HSQI de cada uma das seções foi feito o cálculo do fator de correção da altura da encosta, necessário para utilização do gráfico de desempenho. Para determinação do fator de importância da via foi considerada a média do trânsito diário (TPDA) da Rota Nacional (RN 1), a qual é considerada de alta capacidade e possui ligação com o início da via em questão. O valor do TPDA no ano 2009 foi de 23 569 segundo a referência da *Dirección de Planificación Sectorial Costa Rica, (2013)*. Portanto, considera-se que a estrada em questão é permanente, com previsão de fluxo veicular alto. Deste modo, de acordo com a Tabela 2.15, foi adotado um fator de correção da altura de 0,8, sendo então calculada a altura H_c conforme a Eq. 3.1

$$H_c = \frac{H}{0,8} \quad \text{Eq. 3.1}$$

Na Figura 3.28 são apresentados os sistemas de estabilização encontrados ao longo da via. Considerando a altura corrigida (H_c) são classificados segundo as recomendações sugeridas por Moreno-Ceballos, (2015). As linhas pontilhadas representam a projeção da Zona III A e Zona II A que de acordo a Tabela 2.16 são zonas onde o valor do HSQI é baixo e a encosta precisa sistemas de proteção e/ou estabilização mais robustos. Ao comparar estas recomendações com os sistemas observados ao longo da via, nota-se que a partir de uma altura corrigida de 100 m os sistemas implementados podem não solucionar os problemas de estabilidade da encosta.

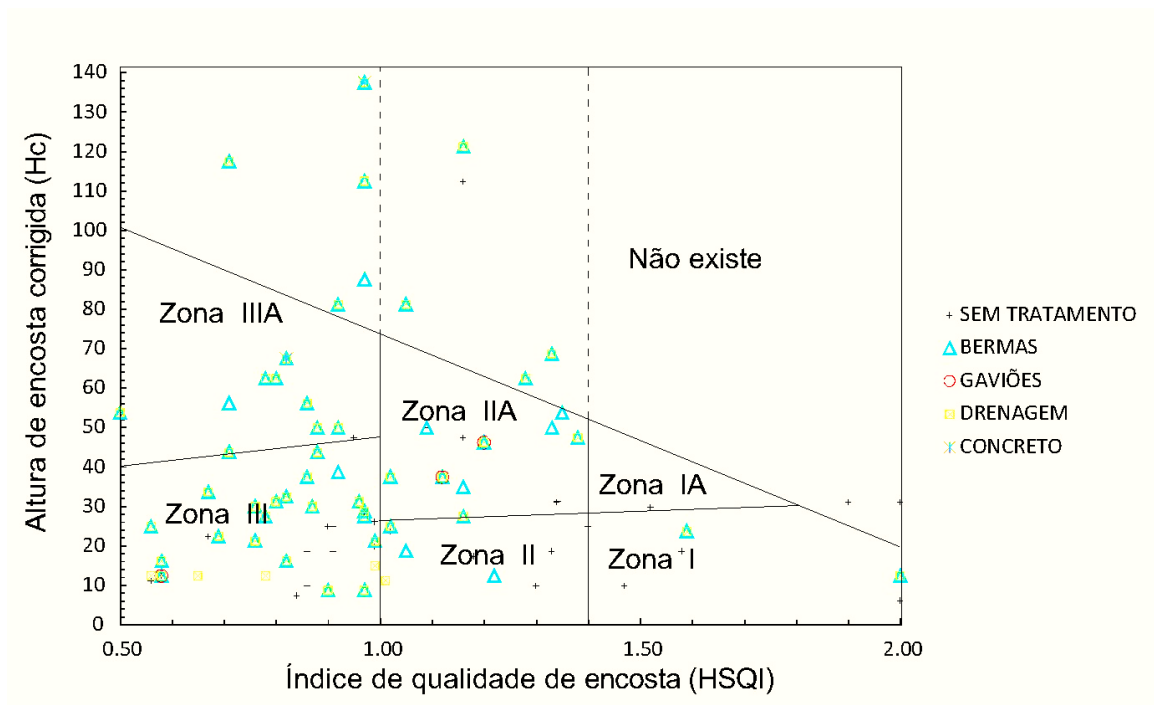


Figura 3.28 Comparação do Gráfico de desempenho com sistemas de estabilização na via

Na Figura 3.29 são apresentadas as seções que não tem nenhum sistema de estabilização, ao comparar com as recomendações do Moreno-Ceballos (2015) nota-se que a maioria destas seções deveriam ter algum tipo de sistema de prevenção ou estabilização. A maneira de exemplo, foi escolhida uma encosta com 40 m de altura, representa pelo círculo, ao considerar a importância da via define-se a altura corrigida (H_c) de 50 m. Para determinar o tipo de estabilização que poderia ser utilizado nesta encosta se introduz o valor de H_c no gráfico de desempenho. A encosta tem uma classificação de susceptibilidade média e localiza-se na Zona III A. Seguindo as sugestões de Moreno-Ceballos (2015) deveriam ser colocados sistemas de estabilização conjuntos mais drenagem superficial e subsuperficial.

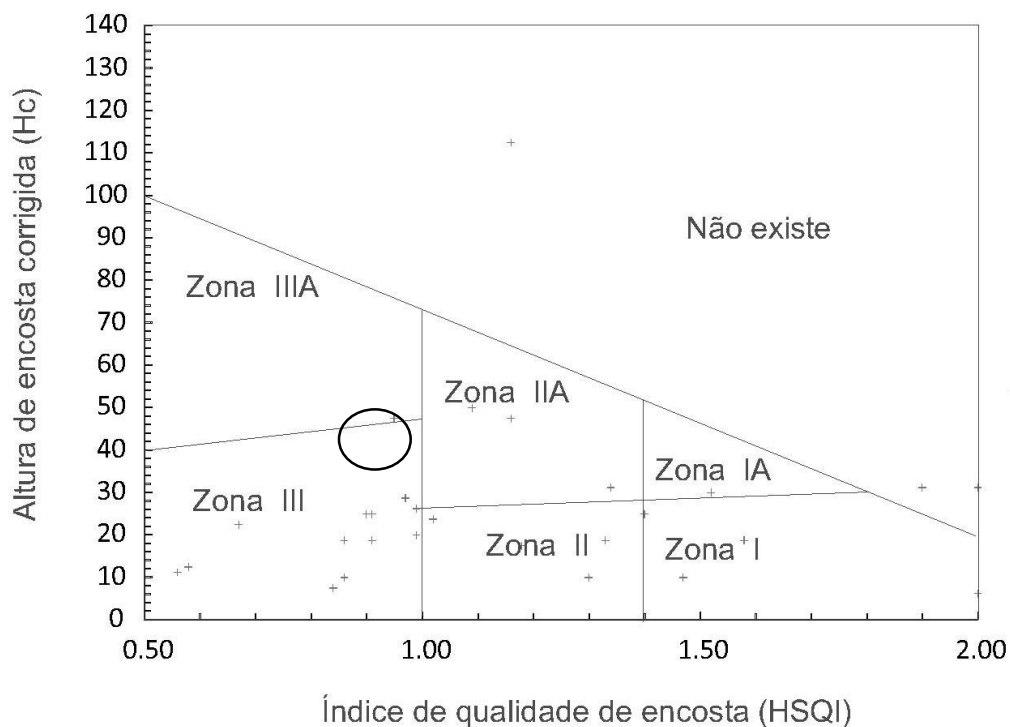


Figura 3.29. Comparação de encostas sem sistemas de estabilização e classificação segundo Moreno-Ceballos (2015)

3.2.4.5 AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO

O desempenho do sistema de classificação HSQI foi avaliado por dois critérios. O primeiro critério foi a comparação dos resultados obtidos com as hipóteses probabilísticas estabelecidas por Moreno-Ceballos (2015), enquanto que o segundo critério foi a utilização de análise ROC.

3.2.4.5.1 HIPÓTESES PROBABILÍSTICAS

Para estimação dos valores das hipóteses probabilísticas sugeridas por Moreno-Ceballos (2015) foram utilizadas as equações Eq.2.4, Eq.2.5 e Eq. 2.6, respectivamente. Na Tabela 3.11 estão apresentados os resultados obtidos.

Tabela 3.11. Hipóteses probabilísticas para o Método HSQI

Susceptibilidade da encosta segundo o valor HSQI	Total de encostas	Encostas Instáveis	Valores Obtidos	Hipóteses Probabilísticas. Valores sugeridos por Moreno-Ceballos (2015)
Alta ($HSQI < 1$)	50	29	58%	≈50%
Média ($1 \leq HSQI \leq 1,4$)	27	10	37%	≈25%
Baixa ($HSQI > 1,4$)	10	1	10%	≈5%
TOTAL	87			

Para os casos de susceptibilidade alta e média os valores obtidos superaram a porcentagem sugerida, enquanto que nos casos onde o Método HSQI previu susceptibilidade baixa da encosta o valor obtido superou o mínimo estabelecido pelo autor. Dessa forma, para cada dez encostas estáveis o sistema classificou uma como instável, o que pode ser interpretado como 10% de erro. No Capítulo 4 estão abordadas as conclusões deste comportamento.

3.2.4.5.2 ANÁLISE ROC

Uma vez obtido o valor do HSQI para cada seção, foi feita uma análise ROC com a finalidade de permitir a visualização, organização e seleção de classificadores com base no seu comportamento. A análise foi realizada de acordo com a explicação presente na seção 2.10.

A definição da classe positiva e negativa foi realizada com base na estabilidade da encosta. Deste modo, tem-se a seguinte classificação:

- Positiva: são as encostas instáveis;
- Negativa: correspondem às encostas estáveis.

Da mesma maneira foram determinados os classificadores Y e N. Neste caso, foram definidos da seguinte forma:

Verdadeiro (Y): encostas com susceptibilidade alta, representando todos os casos com HSQI menores que 1;

Falsos (N): encostas com susceptibilidade baixa, representando todos os casos com HSQI maiores ou iguais a 1,4.

Para realização do cálculo das taxas TP, FP, FN e TN, foi feita uma comparação do estado atual das encostas em cada seção de análise com o valor do HSQI, de acordo com o observado no trabalho de campo. Neste caso, foi adotado como critério de seleção das encostas estáveis e instáveis a existência ou não de sistema de estabilização, já que uma encosta com algum tipo de tratamento no presente evidencia condições de instabilidade no passado. Portanto, em todos os casos onde foi observado em campo a existência de sistema de tratamento, adotou-se classe positiva e classificador verdadeiro (TP - true positive). Os resultados das taxas TP e FP foram calculados a partir das equações 2,16 e 2,17. Na Tabela 3.12 estão apresentados os resultados obtidos desta análise:

Tabela 3.12. Classificação dos resultados HSQI para análise ROC

		Classes	
		Positiva (Instáveis)	Negativa (Estáveis)
Classificador	Verdadeiro (Susceptibilidade Alta)	TP (46)	FP (4)
	Falsa (Susceptibilidade Baixa)	FN (1)	TN (9)

Na Figura 3.30 exibe-se a vista 3D e o perfil da seção 12+050 como exemplo de casos Falsos Positivos (FP). O solo presente na encosta é formado por materiais siltsos de alta plasticidade, sendo que a altura do talude de corte é de 15 metros e sua inclinação é de 40°. Neste caso, o sistema HSQI classifica a encosta com susceptibilidade alta ao deslizamento. Entretanto, ao verificar seu estado atual no campo consegue-se visualizar que a encosta tem condições de estabilidade boas e até hoje não foi instalado sistema de prevenção.

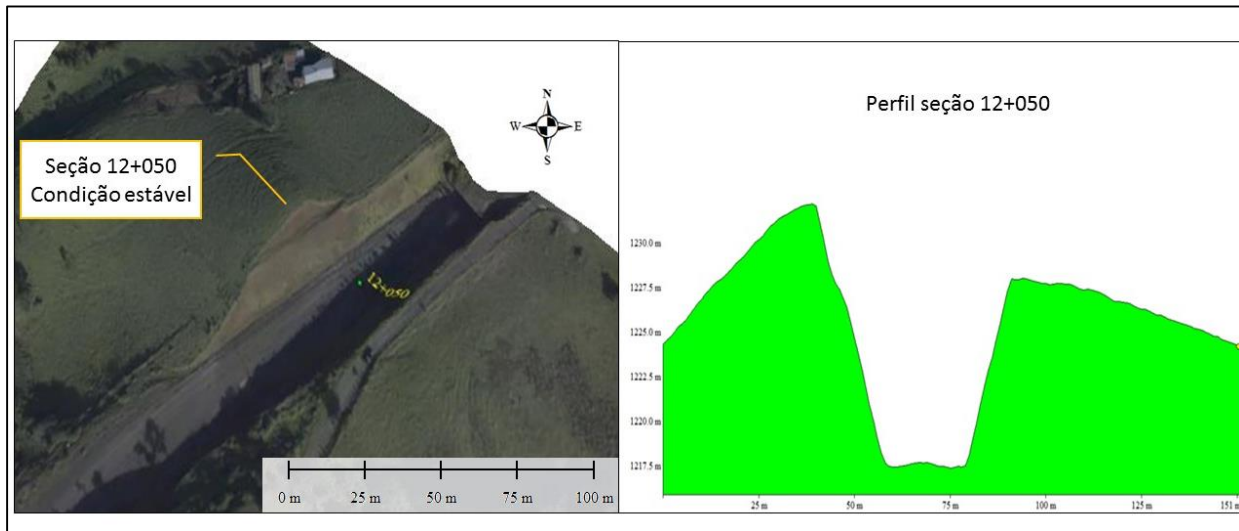


Figura 3.30. Encosta no km 12+050, HSQI < 1, condição atual estável. Caso (FP)

Na sequência, na Tabela 3.13 estão mostrados os valores das taxas no espaço ROC, enquanto que na Figura 3.31 é possível verificar uma representação gráfica da análise ROC realizada por Moreno-Ceballos (2015). Como complemento, foram incluídos resultados obtidos neste estudo. De acordo com a localização no espaço ROC, é feita a medição do desempenho do sistema. O caso classificado com melhor desempenho é aquele que tem (0, 0.1), ou seja, o caso desejado. Na comparação feita nesta seção percebe-se que os modelos SHIA-LANDSLIDE e SHALSTAB são mais conservadores do que o sistema HSQI, o que quer dizer que fazem classificações positivas com maiores evidências e, portanto, sua taxa de falsos positivos é consideravelmente menor. Por

outro lado, o sistema HSQI apresentou melhor desempenho no caso da Costa Rica, por ter menor taxa de falsos positivos comparada com o caso da Colômbia, o qual pode ser associado a uma melhor obtenção de informação pela interpretação das imagens Lidar. Cabe ressaltar que os modelos apresentados utilizam escalas de áreas distintas para suas respectivas classificações, portanto a comparação mostrada a seguir considera somente a localização dentro do espaço ROC, mas não assim os critérios analisados de cada modelo.

Na Tabela 3.13 estão apresentados os resultados encontrados neste trabalho.

Tabela 3.13. Comparação da análise ROC

Espaço ROC	SHIA-LANDLIDE (Aristizábal,2013)	SHALSTAB (Aristizábal, 2013)	HSQI (Moreno-Ceballos,2015)	HSQI (Via <i>Sifón-La Abundancia</i>)
TP rate	77%	29%	98%	69%
FP rate	22%	21%	43%	31%

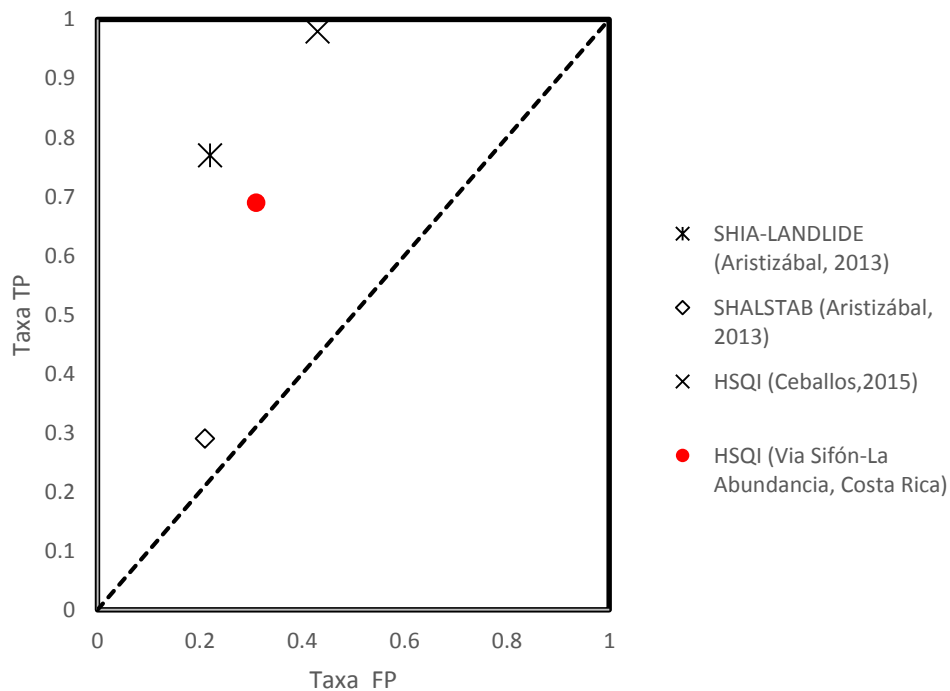


Figura 3.31 Gráfico de comparação das análises ROC, SHIA SHALSTAB e HSQI

3.2.4.6 MÉTODO FOSM APLICADO AO SISTEMA HSQI

O valor de HSQI pode variar em função dos parâmetros que sejam adotados. Por esse motivo, considera-se importante realizar uma análise com o Método FOSM para determinação das variáveis mais influentes no valor do HSQI.

O cálculo do método FOSM no valor de HSQI se baseia no exemplo de um corte típico rodoviário conforme explicado por outros autores (Farias & Assis, 1998). O valor de HSQI médio $E[H]$ é calculado usando-se os valores de parâmetros médios (\bar{X}_i). O índice de confiabilidade (β) mede quantas vezes a diferença entre o HSQI e o índice de susceptibilidade alta ($HSQI < 1$) é maior do que o desvio padrão do HSQI, estando definido pela equação Eq. 3.2:

$$\beta = \frac{E[H]-1}{\sigma[H]} \quad \text{Eq. 3.2}$$

Onde $\sigma [H]$ é o desvio padrão do HSQI

O desvio padrão é a raiz quadrada da variância $V[H]$, enquanto a variância é calculada pela Eq. 3.3:

$$V[H] = \sum_{i=1}^n \left(\frac{dH}{dx_i} \right)^2 V[X_i] \quad \text{Eq. 3.3}$$

As derivadas $\left(\frac{dH}{dx_i} \right)$ são calculadas a partir da variação no HSQI (dH) causadas por variações nas variáveis independentes (dx_i). Cada variável é incrementada separadamente, enquanto as demais são mantidas fixas e iguais aos valores médios. O procedimento permite quantificar a contribuição de cada variável na variância do HSQI.

Para o cálculo foi utilizado um coeficiente de variação (CV) de 10% para o ângulo de atrito e de 40% para a coesão, segundo Assis, (2010). Na Tabela 3.14 estão apresentados os valores adotados.

Tabela 3.14. Coeficientes de variação (CV) estabelecidos por Assis, (2010)

	MÉDIA	σ	Variação da média (Δ)	CV
c (kPa)	4.0	1.600	1.6	0.400
ϕ (°)	30.50	3.050	3.05	0.100
γ (kN/m ³)	16.18	0.485	0.4854	0.030

Para cada uma das 87 seções foi calculado o Δ HSQI ocasionado pela variação da coesão e também o ângulo de atrito. Dos resultados obtidos, na Figura 3.32 observa-se que o ângulo de atrito é o fator que exerce maior influência na variância do HSQI, equivalente a 98,31%, enquanto que a influência da coesão corresponde a apenas 1,69% da variação.

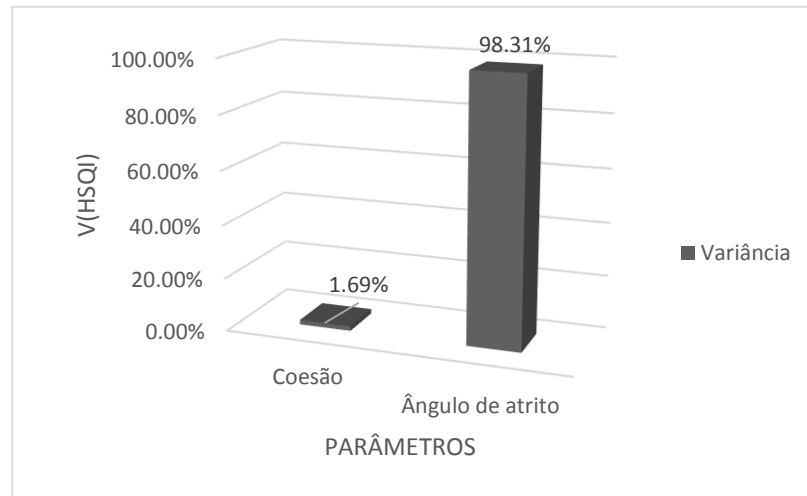


Figura 3.32 Variância do HSQI

3.3 CONSIDERAÇÃO DA PRECIPITAÇÃO NO SISTEMA HSQI

O sistema HSQI faz uma classificação da susceptibilidade da encosta em função da geometria e propriedades do solo. Porém, não contempla as características de precipitação da zona de estudo que podem influenciar a susceptibilidade da encosta tendo como resultado uma variação do HSQI.

Este sistema considera a hipótese de que a posição do lençol freático equivale a 60% da altura da encosta. Esta suposição foi introduzida no valor de H_w para os casos de análise representadas pelas equações C e E da Figura 2.16 e 2.17. Contudo, essa hipótese não pode ser considerada como uma condição universal, já que uma zona onde as precipitações são muito baixas terá níveis freáticos distintos quando comparada com outra zona com condições de precipitação mais intensa.

Por esta razão se considerou importante introduzir neste sistema de classificação um fator que represente as condições de precipitação. Para encontrar este fator, foi realizada uma comparação entre os resultados do HSQI no caso de Costa Rica com os elementos passivos (EP)

do Método Mora-Vahrson (Mora & Vahrson, 1994), os quais representam a susceptibilidade intrínseca ao deslizamento.

O método Mora-Vahrson foi o escolhido pois os autores analisaram o parâmetro de umidade no solo (Sh) em seus estudos que é calculado a partir da média da precipitação mensal (Ver definição na seção 2.7.2.4).

O primeiro passo para realização da comparação foi encontrar o valor de (Sh) para a zona em estudo. Para isto, utilizaram-se os dados da estação "*Ciudad Quesada*" localizada ao Norte do projeto na zona com maior influência do Caribe, no período entre 2001 e 2014, uma vez que a mesma está localizada perto da zona do projeto. Como complemento, foram utilizados dados de referência da classificação das zonas de vida. A seguir, na Tabela 3.15 mostra-se o cálculo do parâmetro Sh para a zona do projeto.

Uma vez obtido o valor de Sh, foi feita a determinação de dois outros parâmetros: parâmetro de susceptibilidade litológica S_l e parâmetro de susceptibilidade devido à declividade S_p . Ao multiplicar estes três parâmetros é obtido o valor de Elemento Passivo (EP), cujas tabelas com os resultados encontram-se no Anexo 5. É importante compreender que a variação dos valores de (EP) está em função dos valores Sh, S_l e S_p , podendo ter como valor máximo 150, que representa encostas em condições de instabilidade por terem uma inclinação forte, materiais com resistência baixa e estar localizados em zonas com precipitações altas (média mensal maior que 250 mm).

Para cada seção foi calculado o elemento Passivo (EP). Considerando as propriedades do solo, foi feita a definição do parâmetro (S_l). De acordo com a geometria da encosta foi feita a definição do parâmetro (S_p). O valor do parâmetro (Sh) se manteve constante porque as seções pertencem à mesma zona. Para a determinação do parâmetro S_l , os autores Mora & Vahrson (1994) definem valores de acordo ao ângulo de atrito, para este projeto específico estes valores encontram-se entre 25° e 35° que correspondem a valores de S_l de 1 ou 2. Porém, analisando as características dos solos no campo foram definidos valores de S_l de 3 ou 4.

Ao comparar os valores de EP e HSQI em cada seção, percebe-se que as encostas classificadas com susceptibilidade alta pelo Método HSQI coincidem com os valores maiores de EP, enquanto que a susceptibilidade ao deslizamento diminui os valores de EP também. Para comprovar o comportamento anterior, foram contados os casos com o mesmo valor de EP e com base na repetitividade dos valores foi feita a classificação da susceptibilidade. Para o caso de

susceptibilidade alta, 60% dos valores atingem um valor EP de 40, para susceptibilidade média 61% dos valores tem um EP de 16 e, no caso da susceptibilidade baixa, 89% tem valores de EP igual ou menor que 16.

Tabela 3.15. Cálculo de Parâmetro de umidade do solo (Sh)

ESTAÇÃO CIUDAD QUESADA			
San Carlos			
Lat: 10° 18' 0" Norte Lon: 84° 25' 0" Oeste			
Elevação: 700 m.s.n.m			
Período: 2001-2014			
Média mensal			Método Mora-Vahrson
Mês	Chuva* (mm)	Valor de Precipitação adotado	
Janeiro	323.4	2	
Fevereiro	139.3	1	
Março	78.6	0	
Abril	114.4	0	
Maio	284.8	2	
Junho	373.4	2	
Julho	396.2	2	
Agosto	367.9	2	
Setembro	333.3	2	
Outubro	352	2	
Novembro	473.2	2	
Dezembro	407.2	2	
ANUAL	3643.7	Σ	19
Valor do Parâmetro Sh			4
* Fonte: Instituto Meteorológico Nacional da Costa Rica			

Na Tabela 3.16 encontra-se apresentada a relação da classificação da susceptibilidade segundo o sistema HSQI com os valores do Elemento passivo do Método (Mora & Vahrson, 1994). Na Figura 3.33 apresenta-se o gráfico onde se visualiza esta tendência.

Finalmente, para relacionar um valor de HSQI com um valor de EP foi calculada a média nos valores destas categorias, dessa forma, foram obtidos cinco pares de valores que, ao ser representados graficamente, apresentaram uma tendência exponencial, conforme a Figura 3.34.

Tabela 3.16. Correlação do Valor EP com a classificação da susceptibilidade do sistema HSQI

Valor do EP	Total de casos	Susceptibilidade
80	15	Alta
64	4	
60	29	
48	2	
64	4	Média
60	9	
48	14	
60	1	Baixa
48	8	
36	1	

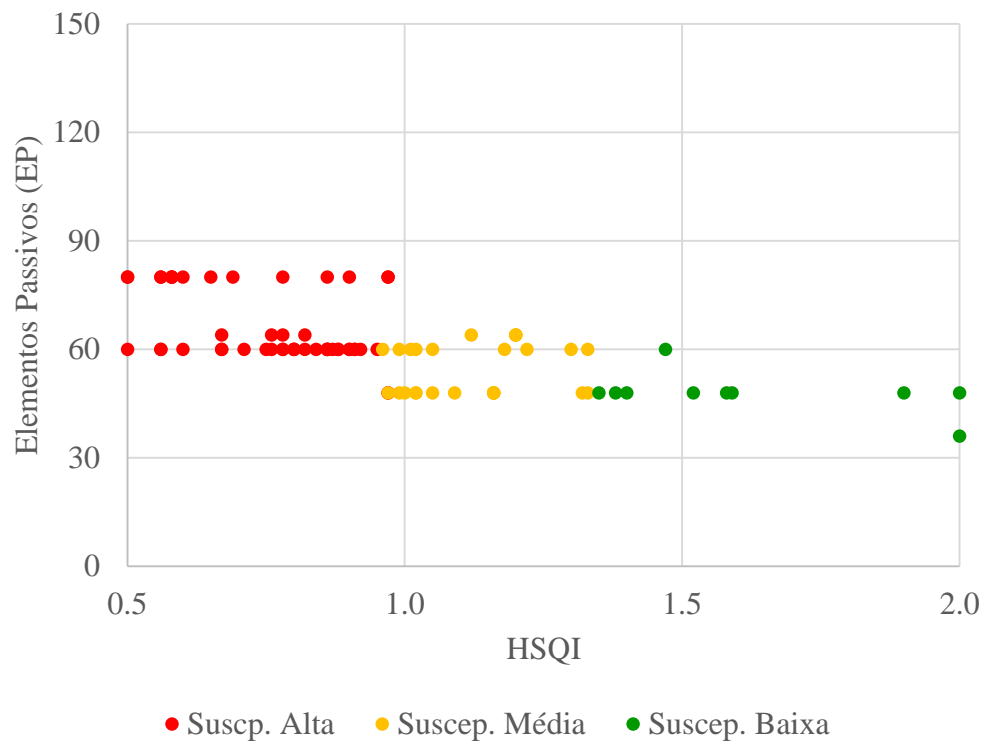


Figura 3.33. Valores dos elementos passivos (EP) vrs HSQI

Posteriormente, a função foi definida de acordo com a equação Eq. 3.4

$$EP = 133e^{-0,744 HSQI} \quad \text{Eq. 3.4}$$

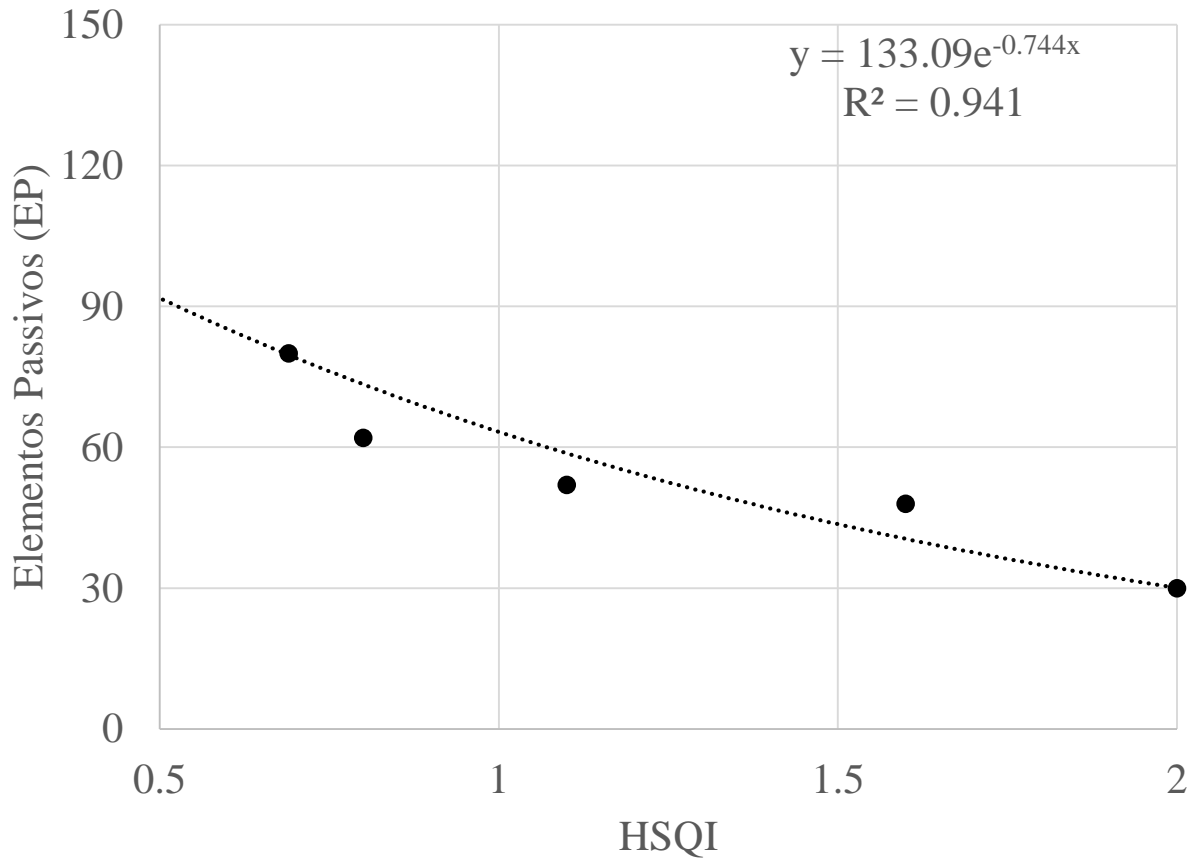


Figura 3.34. Tendência exponencial dos valores HSQI e EP

Da mesma maneira, definiu-se $HSQI_{teórico}$ a partir do valor de EP do Método Mora-Vahrson, mediante a equação 3.5:

$$HSQI_{teórico} = \frac{\ln 133}{\ln EP} \cdot \frac{1}{0,744} \quad \text{Eq. 3.5}$$

Onde EP é obtido pelo produto dos parâmetros de susceptibilidade intrínseca S_i , S_p e S_h .

Para analisar a influência da precipitação no valor do HSQI, foi calculado o $HSQI_{teórico}$ para as 87 seções. Neste caso, para o cálculo de EP mantiveram-se constantes os parâmetros (S_i e S_p) variando-se somente o parâmetro (S_h) de 1 até 5 (ver Tabela 2.14)

Tabela 2.14 A Tabela 3.17 mostra, como exemplo, o resultado da análise para a seção 9+800, onde varia o parâmetro S_h e são mantidos constantes os parâmetros S_i e S_p . A medida que

o parâmetro de umidade do solo aumenta, o $HSQI_{teórico}$ apresenta uma redução. No Anexo 6 está apresentado um resumo de todas as seções.

Dos valores obtidos demonstrou-se a variação do $HSQI$ em função da precipitação da zona de estudo. Para estabelecer as características de precipitação como dado de entrada neste de sistema de classificação e representar a variação do LF, foram definidas variáveis simples considerando o critério de Princípio de Proporcionalidade Natural do autor (Juárez-Badillo, 2010), o qual permite obter equações simples para relacionar variáveis que se encontram no mesmo domínio.

Tabela 3.17. Exemplo da variação do $HSQI_{teórico}$ de acordo ao parâmetro (Sh)

Estaca	Parâmetro de Umidade do Terreno (Sh)	Elementos Passivos (EP)	$HSQI_{teórico}$
9+800	5	60	1,1
	4	48	1,4
	3	36	1,8
	2	24	2,3
	1	12	3,2

Neste caso, a primeira variável (h) foi definida como a relação entre altura da encosta (H) e a altura do lençol freático (Hw) (Figura 3.35). Deste modo, a posição do lençol freático pode ser expressada mediante a variável (h) e sua faixa de variação define-se entre [0,1].

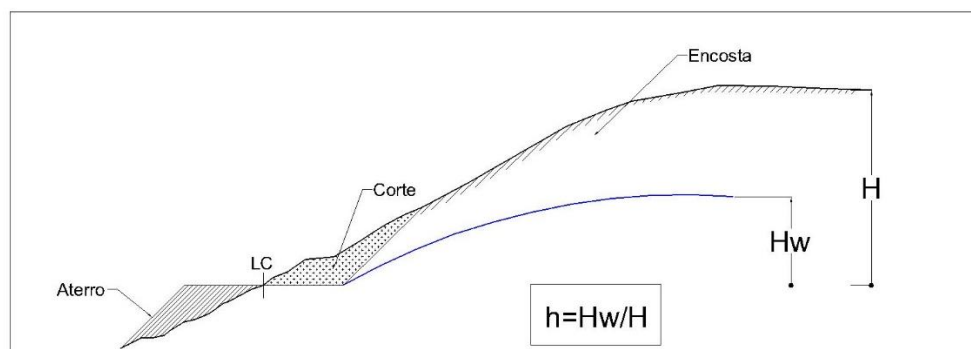


Figura 3.35. Definição da variável (h)

A segunda variável (Sh_m) foi definida considerando os valores assignados para (Sh) obtidos a partir da somatória da média mensal de precipitação deduzidos por (Mora & Vahrson, 1994) (ver Tabela 2.13 e Tabela 2.14).

Os valores deduzidos por (Mora & Vahrson, 1994) encontram-se dentro do intervalo 0 a 24. Portanto, a faixa de variação para variável S_{hm} define-se entre $[0,1]$, que representa $\left[\frac{0}{24}, \frac{24}{24}\right]$. (ver Eq.3.6)

$$S_{hm} = \frac{S_h}{24} \quad \text{Eq. 3.6}$$

Considerando uma hipótese plausível define-se a seguinte relação, quando:

$$\frac{H_w}{H} = 0 ; S_{hm} = 0$$

$$\frac{H_w}{H} = 1 ; S_{hm} = 1$$

Sendo

Seguindo o critério de (Juárez-Badillo, 2010) para relacionar as variáveis (h e S_{hm}) precisa-se de uma função simples com domínio completo $[0, \infty]$. Para isto, são determinadas duas novas variáveis (z e u) que se encontram dentro de um domínio completo, definidas pelas equações 3.7 e 3.8:

Para a determinação das variáveis é feito o seguinte processo

$$h \quad \left. \begin{array}{l} 1 \\ 0 \end{array} \right| \quad \left. \begin{array}{l} 1 \\ \frac{1}{h} \\ \infty \end{array} \right| \quad \left. \begin{array}{l} 0 \\ \frac{1}{h} - 1 \\ \infty \end{array} \right| \quad \left. \begin{array}{l} \left(\frac{1}{h} - 1\right)^{-1} \\ 0 \\ \infty \end{array} \right| \quad \left. \begin{array}{l} z = \frac{h}{1-h} \\ 0 \\ \infty \end{array} \right|$$

$$S_{hm} \quad \left. \begin{array}{l} 1 \\ 0 \end{array} \right| \quad \left. \begin{array}{l} 1 \\ \frac{1}{S_{hm}} \\ \infty \end{array} \right| \quad \left. \begin{array}{l} 0 \\ \frac{1}{S_{hm}} - 1 \\ \infty \end{array} \right| \quad \left. \begin{array}{l} \left(\frac{1}{S_{hm}} - 1\right)^{-1} \\ 0 \\ \infty \end{array} \right| \quad \left. \begin{array}{l} u = \frac{S_{hm}}{1-S_{hm}} \\ 0 \\ \infty \end{array} \right|$$

$$z = \frac{h}{1-h} \quad \text{Eq. 3.7}$$

$$u = \frac{S_{hm}}{1-S_{hm}} \quad \text{Eq. 3.8}$$

Onde a variável u está em função da precipitação e z em função da geomorfologia. Do passo anterior é deduzido que a variação de z é proporcional à variação de u , e pode ser expressado pela equação 3.9

$$\frac{dz}{z} = \alpha \frac{du}{u} \quad \text{Eq. 3.9}$$

Onde α é a constante de proporcionalidade

Para achar a função que relaciona as duas variáveis z e u se faz o seguinte processo:

Como

$$\begin{array}{c} \infty \\ | \\ u \\ | \\ 0 \end{array} \quad \begin{array}{c} \infty \\ | \\ z \\ | \\ 0 \end{array}$$

Então,

$$\frac{dz}{z} = \alpha \frac{du}{u}$$

$$\begin{array}{c} z \\ | \\ \ln z \\ | \\ z_1 \end{array} = \begin{array}{c} u \\ | \\ \ln u^\alpha \\ | \\ u_1 \end{array}$$

$$\ln \frac{z}{z_1} = \ln \left(\frac{u}{u_1} \right)^\alpha$$

$$\frac{z}{z_1} = \left(\frac{u}{u_1} \right)^\alpha$$

$$\frac{\frac{h}{1-h}}{h_1} = \left(\frac{u}{u_1} \right)^\alpha$$

Portanto a função está definida pela equação 3.10,

$$\frac{h}{1-h} = \frac{h_1}{1-h_1} \left(\frac{u}{u_1} \right)^\alpha$$

$$z = \frac{h_1}{1-h_1} \left(\frac{u}{u_1} \right)^\alpha \quad \text{Eq. 3.10}$$

Onde h_1 e u_1 são os pontos de análise da função.

No caso da Costa Rica foi considerado uma relação H_w/H do 60%. Para avaliar a equação 3.10 em pontos conhecidos se definiu h_1 0.6, a partir da média dos valores de precipitação foi obtido S_{hm} igual a 0.792. O valor da variável u_1 e calculada a partir da equação 3.8 usando S_{hm} igual a 0.792. A constante de proporcionalidade (α) foi definida como 0,3 já que representa uma variação média em cada variável. Definindo estes valores foi obtida a equação 3.11

$$z = \frac{0,6}{1-0,6} \left(\frac{u}{3,8} \right)^{0,3} \quad \text{Eq. 3.11}$$

Na Tabela 3.18 são apresentados os valores de h recomendados para utilizar como dado de entrada nas equações do Sistema HSQI.

A Figura.3.36 representa a variação do lençol freático em função do parâmetro de umidade representado pela variável Shm . Ao comparar dados de precipitação de sítios diferentes, aprecia-se que encostas de zonas com média de precipitações mensais menores de 125 mm podem apresentar uma relação (H_w/H) de 28%, enquanto zonas com precipitações maiores, comuns em zonas tropicais como Costa Rica ou Guatemala essa relação pode ser maior do 50%. Os dados de precipitação para o cálculo de Sh destas cidades de exemplo foram adotados do site: <http://pt.climate-data.org/>.

A partir desta análise o usuário pode estimar o parâmetro de umidade do solo (Sh) de acordo as condições de precipitação da zona, e desta forma definir de maneira apropriada a posição do lençol freático (definida pela variável h), para o uso do sistema de classificação de encostas baseado no índice HSQI.

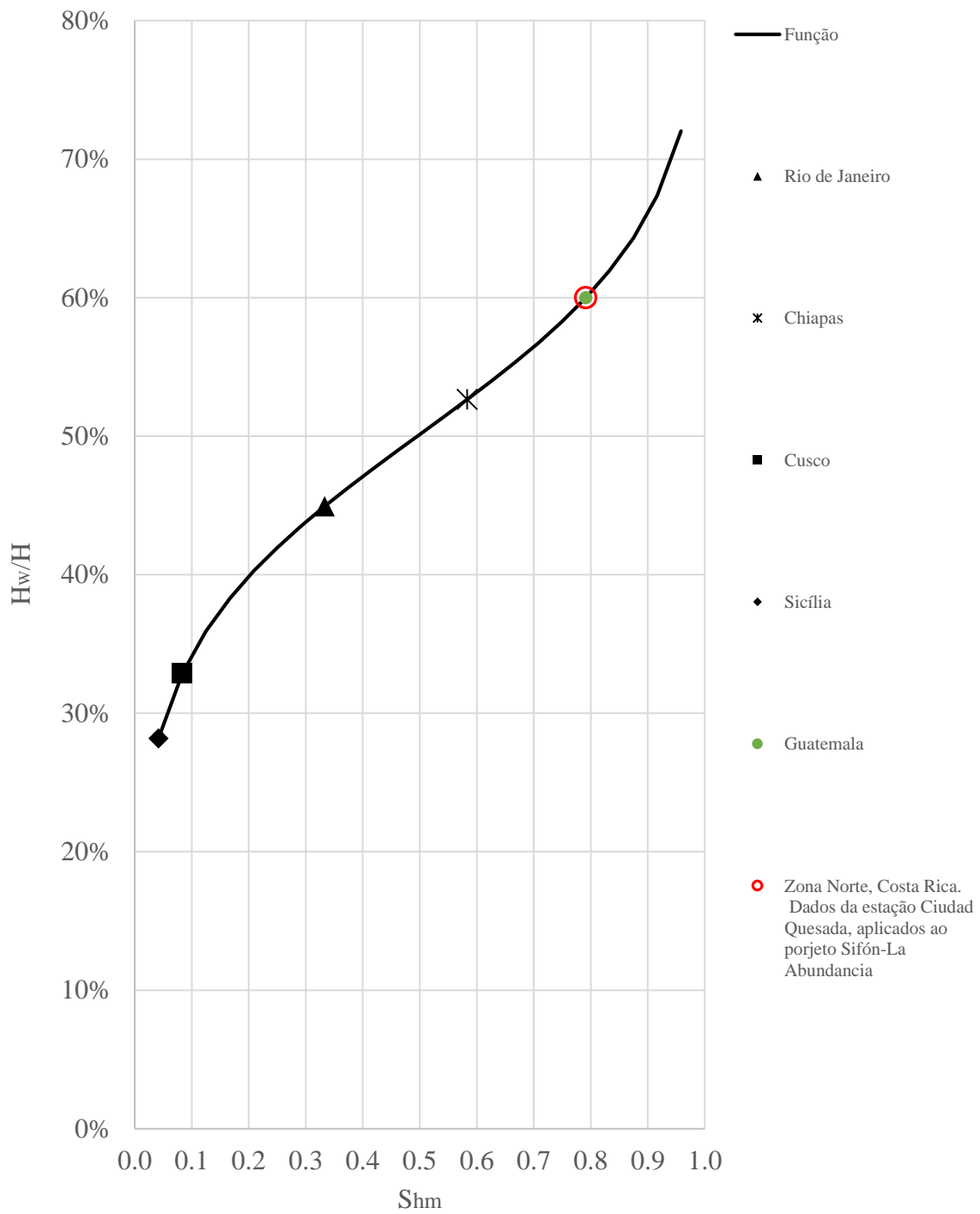


Figura 3.36. Relação do parâmetro de umidade do solo e posição do Lençol freático

Tabela 3.18. Valores de h sugeridos de acordo as condições de precipitação da zona

Valores para somatória da precipitação média mensal	(Sh)	(Shm)	u	z	h	h média
1	1	0.042	0.043	0.39	28%	34%
2		0.083	0.091	0.49	33%	
3		0.125	0.143	0.56	36%	
4		0.167	0.200	0.62	38%	
5	2	0.208	0.263	0.67	40%	43%
6		0.250	0.333	0.72	42%	
7		0.292	0.412	0.77	44%	
8		0.333	0.500	0.82	45%	
9		0.375	0.600	0.86	46%	
10	3	0.417	0.714	0.91	48%	50%
11		0.458	0.846	0.96	49%	
12		0.500	1.000	1.00	50%	
13		0.542	1.182	1.06	51%	
14		0.583	1.400	1.11	53%	
15	4	0.625	1.667	1.17	54%	57%
16		0.667	2.000	1.24	55%	
17		0.708	2.429	1.31	57%	
18		0.750	3.000	1.40	58%	
19		0.792	3.800	1.50	60%	
20	5	0.833	5.000	1.63	62%	66%
21		0.875	7.000	1.80	64%	
22		0.917	11.000	2.06	67%	
23		0.958	23.000	2.57	72%	
24		1.000	∞	∞	100%	

3.4 ANÁLISE ESTADÍSTICA DOS DESLIZAMENTOS AO LONGO DA VIA

Na fase final desta pesquisa foi realizado um inventário dos deslizamentos recentes ao longo dos 19 quilômetros analisados. Para isto, foram utilizadas imagens Lidar ao longo da via, sendo as mesmas datadas de novembro de 2014. A base de dados foi complementada com os deslizamentos observados em campo. Na Figura 3.37 apresenta-se a extensão total do levantamento.

Para classificar o tipo de movimento observado nas encostas foi utilizada a classificação proposta por Varnes (1978) baseado no (Novotný, 2013), sendo também identificada a localização

pelas coordenadas geográficas, a área (km²) e o perímetro (m²). No total foram inventariados 81 deslizamentos ativos, representados por (DA) e as zonas que apresentam evidências de erosão foram identificadas como zonas de interesse (ZI). No Anexo 7 estão mostradas todas as áreas e informações relativas às mesmas. Na Figura 3.38 mostra-se como exemplo a imagem do deslizamento ocorrido na estaca 25+550 e na Figura 3.39 encontra-se uma foto tirada em campo.



Figura 3.37. Levantamento da via com equipamento Lidar



Figura 3.38. Fotografia Lidar do deslizamento estaca 25+550



Figura 3.39. Fotografia do Deslizamento estaca 25+550

Para cada deslizamento observado foi feita a seleção da área por meio de polígonos utilizando a ferramenta no *software Global Mapper*, as quais são identificadas com a cor vermelha, enquanto que as zonas de interesse foram demarcadas com a cor amarela. Na Figura 3.40 está apresentado um exemplo do inventário realizado.

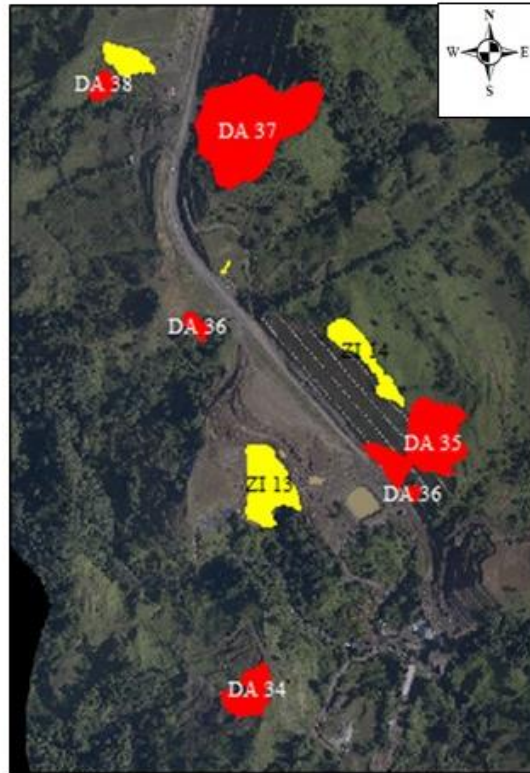


Figura 3.40. Deslizamentos detectados no trecho do km 20+250 ao 20+800.

De acordo com os dados de área dos deslizamentos inventariados foram definidos 5 intervalos para aplicar a função de densidade de probabilidade do autor Malamud et al., (2004) representada na Eq. 3.11

$$p(A_L) = \frac{1}{N_{LT}} \cdot \frac{\delta N_L}{\delta A_L} \quad \text{Eq. 3.12}$$

Onde $p(A_L)$ é a função da probabilidade, N_{LT} é o número total de deslizamentos, δN_L é o número total de dados no intervalo e δA_L é a amplitude do intervalo. Na Tabela 3.19 mostram-se quantitativamente os números de deslizamentos ocorridos de acordo a sua área e a densidade de probabilidade calculada a partir da equação 3.11.

Na Figura 3.41.se apresenta a Distribuição Gamma Inversa de Três Parâmetros (DGITP) proposta por Malamud et al., (2004) e a densidade de probabilidade $p(A_L)$ com as áreas dos deslizamentos inventariados ao longo da via, onde cada ponto representa um grupo de dados de área. Percebe-se uma diferencia nesta distribuição a partir de 450 m² de área, é dizer, 63% dos deslizamentos têm áreas maiores a 450 m² e para esses casos a densidade de probabilidade ajusta-

se à Distribuição teórica de três parâmetros, enquanto um 37% destes eventos têm áreas menores a 450 m² e neste caso a densidade de probabilidade apresentam uma desigualdade da Distribuição Gamma Inversa de Três Parâmetros. A Distribuição Gamma Inversa representa a frequência de deslizamentos que podem ocorrer por diferentes fatores naturais, portanto a diferença que apresenta a densidade de probabilidade dos deslizamentos ao longo da via pode ser associada a fatores antrópicos.

Tabela 3.19. Número de deslizamentos na via e densidade de probabilidade.

INTERVALO (km ²)	δ AL	δ N _L	p(AL) (km ⁻²)
10 ⁻² a 10 ⁻¹	4.50E-02	3	4.12E-01
10 ⁻² a 10 ⁻³	4.50E-03	32	4.39E+01
10 ⁻³ a 10 ⁻⁴	4.50E-04	39	5.35E+02
10 ⁻⁴ a 10 ⁻⁵	4.50E-05	7	9.60E+02
N _{LT}	81		

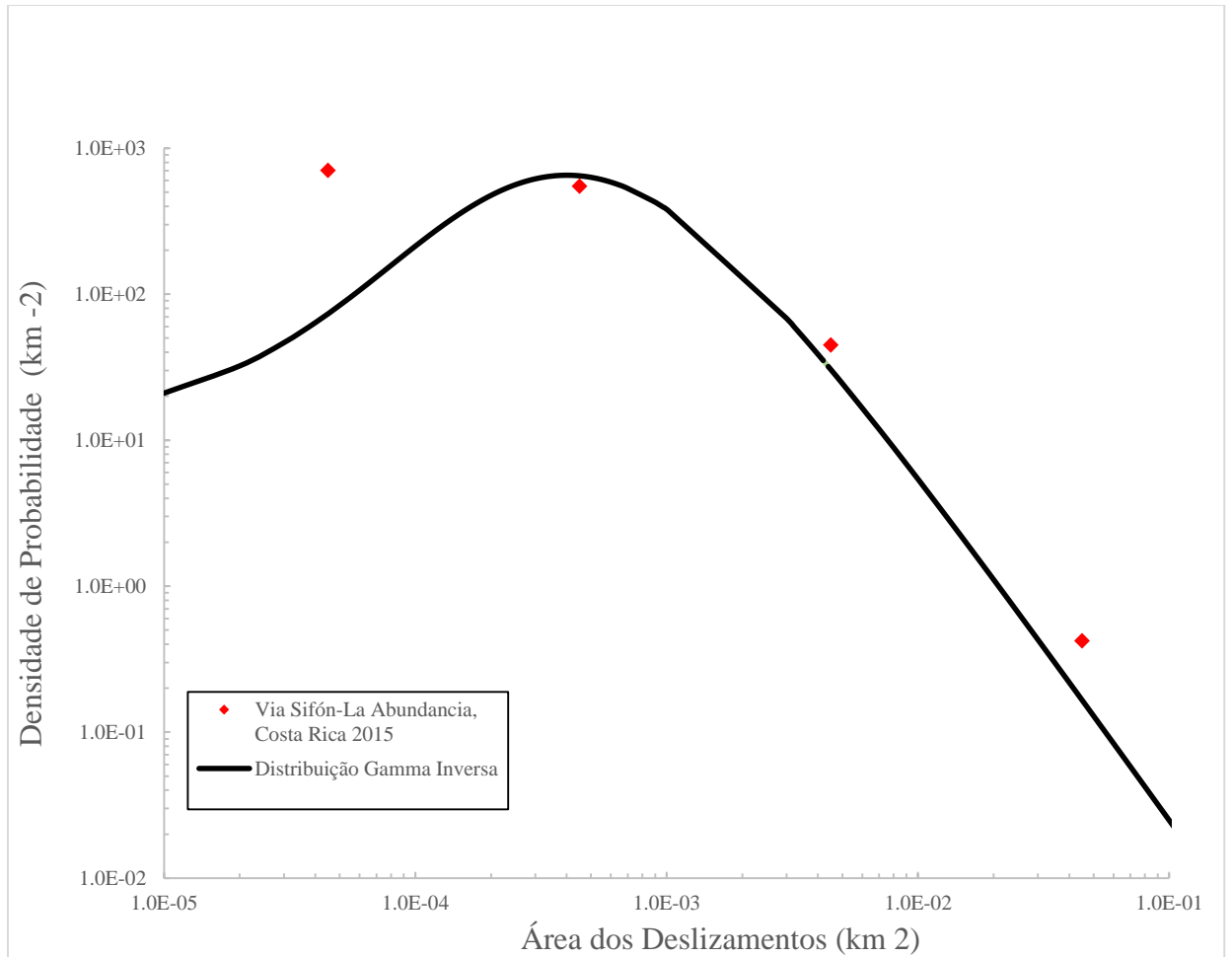


Figura 3.41. Comparação da densidade de probabilidade dos deslizamentos e a Distribuição Gamma Inversa de Três Parâmetros proposta por Malamud et al (2004).

Na Figura 3.42 apresenta-se a tendência da função de densidade de probabilidade dos deslizamentos da via e com vermelho está representada a diferença entre esta densidade e a Distribuição Gamma Inversa de Três Parâmetros. Fisicamente esta diferença representa que os deslizamentos ocorridos na zona de estudo são superiores aos estimados pela distribuição teórica. O ponto encerrado no círculo, exemplifica que dos eventos ocorridos só um 10% foram ocasionados por fatores naturais, o qual demonstra que a construção da via exerce influência na ocorrência de deslizamentos de áreas menores a 450 m².

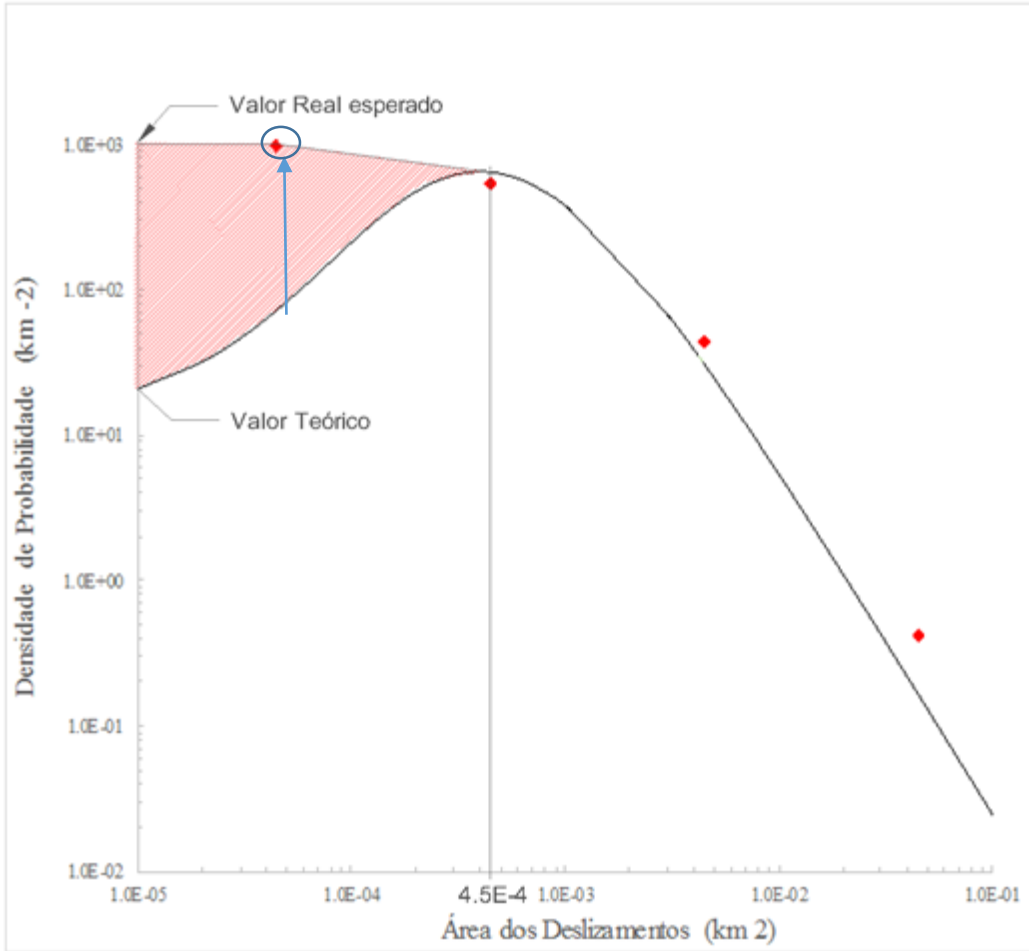


Figura 3.42. Representação física dos deslizamentos na zona do projeto

Finalmente, foram selecionados os deslizamentos ocorridos nos taludes das seções avaliadas no sistema HSQI e então se considerou para cada um dos mesmos a altura da encosta. A Tabela 3.20 mostra que os maiores deslizamentos ocorreram nas unidades geológicas TMPV1 e QLPVF2, onde a média da altura da encosta é de 30 m e 28 m respectivamente. Desta análise foi obtida a equação 3.12, a qual possibilita definir a altura da encosta a partir da qual foram ocasionados a maioria dos deslizamentos nos taludes de corte ao longo da via.

A Figura 3.43 representa graficamente os valores da altura da encosta e a área dos deslizamentos. Para diferenciar a área dos deslizamentos ocorridos por efeitos antrópicos da área dos deslizamentos ocorridos por efeitos naturais, foi adotada como referência o valor de área igual

a 450 m². Posteriormente, aplicando a equação 3.13 foi calculada a altura a partir da qual os taludes podem apresentar problemas de estabilidade na área de estudo.

Portanto,

$$H = 0,0024 * A + 25,866$$

Eq. 3.13

Onde H é a altura da encosta em metros e A é a área do deslizamento em m².

De acordo com os resultados obtido a partir desta análise, pode-se definir que para a zona do projeto as encostas com alturas de até 25 m têm uma alta probabilidade de falhar por efeitos antrópicos, sendo que a área dos deslizamentos serão menores a 450 m²

Tabela 3.20. Deslizamentos ocorridos nas seções avaliadas pelo Sistema HSQI

Estaca	Hu (m)	i (°)	Geologia	Área (m ²)
13+000	31	40	TMPV1	7920
13+750	24	45	TMPV1	4887
14+150	43	50	TMPV1	1645
15+000	10	45	TMPV1	349
15+150	43	24	TMPV1	1291
16+000	40	25	TMPV1	145
17+650	50	47	TMPV2 e QRCA	5380
17+850	27	38	TMPV2 e QRCA	1011
20+250	65	35	TMPV2 e QRCA	13920
20+800	90	30	QRVA	26930
21+850	20	45	QRVA	491
22+800	90	30	QRVA	6780
24+550	25	45	QLPVF2	1232
24+980	10	45	QLPVF2	371
25+600	30	22	QLPVF2	7680
26+450	22	35	QLPVF2	133
27+700	23	35	QLPVF2	406
29+000	55	20	QLPVF2	17600

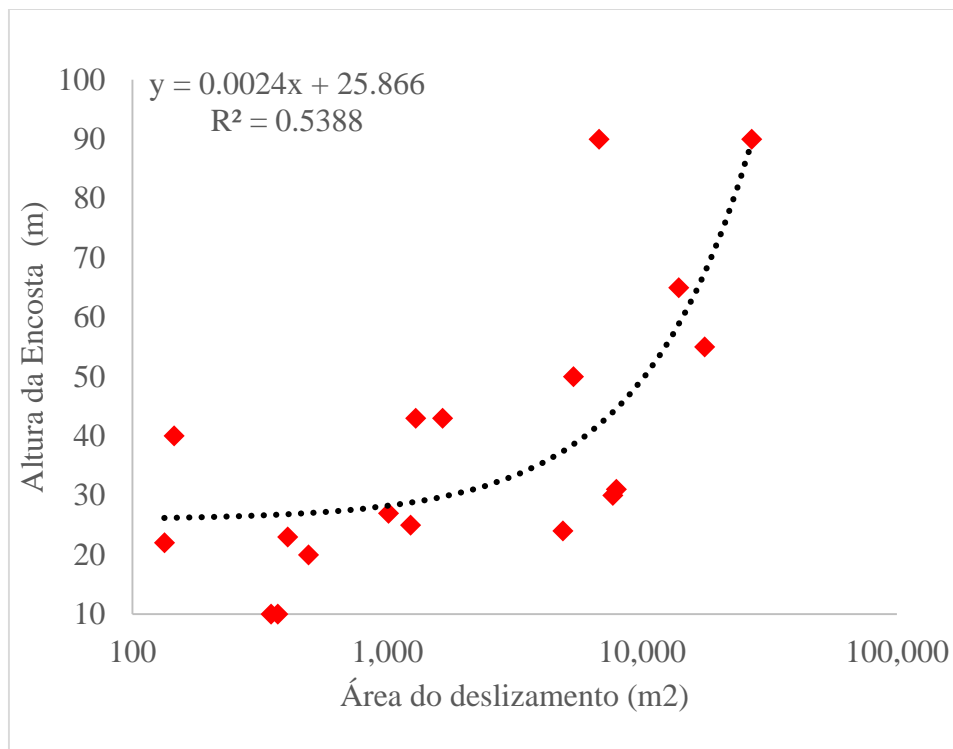


Figura 3.43 Relação da altura de encosta com a área de deslizamento

4 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste capítulo estão apresentadas as conclusões da pesquisa e as recomendações para pesquisas futuras na área de avaliação de projetos rodoviários.

4.1 VALIDAÇÃO DO SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO

Em relação à adoção do método proposto pela escola de Nancy para a obtenção do HSQI, conclui-se que os resultados apresentaram uma correlação linear em relação aos métodos que utilizam o critério de equilíbrio limite. A diferença do método em questão consiste basicamente em sua simplicidade e praticidade de aplicação, já que não requer o uso de sistemas computacionais rigorosos para a obtenção do resultado, sendo válido para análises prévias.

O método HSQI envolve critérios geomorfológicos, geológicos e geométricos para avaliação da susceptibilidade de ruptura de encostas localizadas em áreas onde projeta-se a construção de rodovias, uma vez que as mesmas apresentam grande importância em função do fluxo veicular previsto. A aplicação deste modelo é simples e seguindo o procedimento proposto por Moreno-Ceballos, (2015) consegue-se obter uma classificação prévia ao longo do eixo da rodovia que permite a definição de áreas críticas do ponto de vista de estabilidade, sendo possível adotar certas medidas de estabilização.

A validação do sistema HSQI, feita conforme estudos recentes na Colômbia e na Costa Rica, mostrou que os resultados obtidos representam o comportamento das encostas observadas no campo, permitindo concluir que este sistema pode prever a estabilidade das encostas de acordo com as características geológicas, geomorfologias e geométricas introduzidas no modelo. A conclusão em questão também foi respaldada mediante a análise ROC realizada, onde se observou que o sistema HSQI tem uma boa predição quando comparado com outros métodos similares.

No caso da rodovia avaliada neste estudo, dos 19 Km analisados, 57% foram classificados com susceptibilidade alta, 31% com susceptibilidade média e 12% com susceptibilidade baixa. A classificação em questão reflete as características geotécnicas complexas que estão associadas à origem dos solos e às condições climáticas. Por outro lado, ao analisar os deslizamentos ocorridos nas seções avaliadas previamente com o sistema HSQI se encontrou que 67% dos casos coincidem

com uma classificação de susceptibilidade alta, o que permite comprovar novamente que os resultados se ajustam à condição de estabilidade que apresentam as encostas nesta zona.

Mediante a consideração do parâmetro (Sh) do método Mora & Vahrson, (1994) foi possível determinar a função que define o HSQI em termos dos elementos passivos (EP), a qual está representada pela equação 3.5.

A consideração da precipitação para o cálculo do HSQI foi uma proposta para melhorar o desempenho do sistema de classificação. Com esta proposta de melhoria foi possível definir diferentes relações H_w/H que representa a posição do lençol freático em função da precipitação da zona de estudo. A partir de agora, o usuário pode introduzir esses valores nas equações do sistema HSQI. Para o caso de estudo na Costa Rica a somatória da média das precipitações mensais tem um valor de 19, o qual corresponde ao valor máximo da categoria do Sh igual a 4. Usando a relação (H_w/H) da Tabela 3.18 a altura do lençol freático é o 60% da altura da encosta.

A conclusão anterior permitiu utilizar no sistema dados de entrada mais representativos da zona onde pretende-se construir um determinado projeto rodoviário. Deste modo, obtêm-se como resultado uma classificação mais realista que permite ao engenheiro projetista ampliar seu critério na classificação da susceptibilidade e na seleção dos sistemas de tratamentos a serem implementados nas zonas mais susceptíveis ao deslizamento, tornando as estimativas de orçamento mais apropriadas.

Dos tratamentos encontrados nos taludes ao longo da via, os mais frequentes são estabilização através de bermas e drenagem superficial. Porém, foram encontrados vários destes sistemas com algum tipo de falha, por exemplo: deslizamentos superficiais no topo das bermas, sistemas de drenagem superficial colapsados e muros cobertos por massa deslizada. Os problemas em questão podem estar associados à carência de recobrimento na face dos taludes com algum tipo de vegetação ou geotêxtil e, por esse motivo, os processos de intemperismo e saturação do solo é acelerado. Outro fator que pode levar a ruptura dos taludes é a construção dos mesmos com inclinação não adequada para os tipos de solos presentes na zona. De acordo com o observado em campo os cortes em materiais vulcânicos evidenciam melhores condições de estabilidade com maiores ângulos de inclinação e, segundo referências do projeto, várias das falhas ocorridas nos taludes foram originadas após o abatimento da inclinação na face.

Baseando-se no resultado da análise FOSM, o valor do HSQI pode variar em 98% pelo valor do ângulo de atrito introduzido nas equações do modelo. Portanto, a seleção dos parâmetros

deve ser feita criteriosamente, baseando-se nos resultados dos ensaios de laboratório correspondentes ou utilizando-se dados de zonas que apresentam as mesmas características geológicas da zona de interesse.

4.2 ANÁLISE DA DENSIDADE DE PROBABILIDADE DE DESLIZAMENTOS

Devido à carência de uma relação de deslizamentos referenciados mediante modelos digitais de terreno, considera-se uma grande contribuição o inventário realizado na zona de estudo, no qual subministra-se informação referente à área, perímetro e tipo de formação geológica associada ao tipo de deslizamento.

Mesmo que o inventário realizado está ainda incompleto, foi possível realizar um gerenciamento dos dados usando o método proposto por Malamud et al., (2004). Dos dados obtidos foi possível realizar uma comparação da densidade de probabilidade de deslizamentos teóricos com a densidade de probabilidade dos deslizamentos ocorridos na estrada. A distribuição obtida com o ajuste dos dados reais em relação aos dados teóricos foi relativamente boa para áreas a partir de áreas 450 m². No entanto, para áreas menores a frequência dos deslizamentos reais foi muito maior que a indicada pela distribuição teórica.

Portanto, ao analisar este resultado foi determinado que a maioria dos deslizamentos com áreas menores a 450 m² podem ser induzidos por fatores antrópicos. Quantitativamente, pode-se concluir que em áreas de até 45 m², só um 10% dos eventos ocorridos podem ser relacionados com fatores naturais.

De acordo ao observado no campo, muitos dos deslizamentos ocorreram em taludes de corte, indicando que os sistemas de estabilização, como bermas ou muros, falharam. Portanto, verificando-se estes resultados fica evidente que a diferença entre a densidade de probabilidade teórica da real pode estar associada a construção da via e práticas geotécnicas inadequadas ou insuficientes. Dessa forma, conclui-se que quanto maior a área do deslizamento, menor é o efeito causado pelo homem. Portanto, no caso da via em estudo, aproximadamente o 37% dos deslizamentos ocorridos foram ocasionados por efeitos antrópicos, o que reflete que a maioria dos deslizamentos teriam ocorrido sem a construção da via e demonstra que a zona tem características geotécnicas complexas que devem ser consideradas para a construção de obras civis. Esta conclusão pode servir de referência para zonas que apresentem características geotécnicas

semelhantes e tomar medidas de prevenção em futuros projetos para melhorar o gerenciamento das áreas susceptíveis e mitigar o encarecimento das obras.

Finalmente por meio da equação 3.13 foi possível observar que, para esta zona em específico, as encostas com alturas de até 25 m podem apresentar problemas de instabilidade produzidos por efeitos antrópicos como efeito dos cortes efetuados para a construção da rodovia.

4.3 RECOMENDAÇÕES

Classificar a susceptibilidade deste projeto usando imagens Lidar na aplicação da metodologia de ângulo crítico, para realizar uma comparação do desempenho do sistema HSQI com a mesma escala de área, mediante a análise ROC

Recomenda-se avaliar o desempenho do sistema de classificação HSQI utilizando os valores de h como dado de entrada nas equações do sistema.

Também se recomenda a complementação de sistemas de estabilização possíveis fornecidas mediante o gráfico de desempenho, com uma análise de custo-benefício. Para isto, podem ser utilizados valores já estabelecidos na literatura como, por exemplo, os valores apresentados no anexo comparativo de custos do Manual da Geo Rio (GeoRio, 2006).

Para ampliar o critério na escolha dos sistemas de estabilização que são recomendados, sugere-se avaliar se a zona está exposta a alteração hidrotermal, já que esta condição pode gerar degradação nos sistemas de estabilização, fazendo com que os mesmos deixem de cumprir com sua função de suporte e gerando um aumento nos custos da obra.

O Método HSQI ainda não considera o sismo como fator deflagrador de deslizamentos, portanto em futuras pesquisas pode ser incluído um fator que introduza este evento na estimação do parâmetro em questão.

Para complementar o inventário de deslizamentos, seria também interessante a coleta de dados referentes à deslizamentos antigos ocorridos na zona em estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alimohammadlou, Y., Najafi, A. & Yalcin, A. (2013). Landslide process and impacts: a proposed classification method. *Catena*, 104: 219–232.
- Aristizábal, E., García, E. & Martínez, C. (2015). Susceptibility assessment of shallow landslides triggered by rainfall in tropical basins and mountainous terrains. *Nat. Hazards*, 78(1): 621–634.
- Asociación Costarricense de Geotecnia. (2015). Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica. Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Assis, A.P. (2010). Métodos probabilísticos. Métodos estadísticos y probabilísticos em Geotecnia, 215–239.
- Azevedo, G.F. (2011). Análise da Relação Chuva-Escorregamentos em Regiões Tropicais Montanhosas Urbanas, Caso de Estudo Rio de Janeiro, Brasil. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM - 198/11. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 120 p.
- Bastos, B. da C. & Filho, L.E. (2006). Utilização da tecnologia lidar em projetos de engenharia de infraestrutura viária. XI Congresso Nac. y VII Latinoamericano Agrimens., (1): 1–5.
- Brito, H. & Ortigão, J.A.R. (2001). Cortinas ancoradas. Manual da Geo Rio, pp. 1–16.
- Budimir, M.E. a., Atkinson, P.M. & Lewis, H.G. (2015). A systematic review of landslide probability mapping using logistic regression. *Landslides*, (May 2014): 419–436.
- Caldera, S.A.N.J., Rica, C., Caldera, S.A.N.J., Rica, C., Ruiz, P., Arauz, A., Garcia, J., Villalobos, G., Sedó, A., Suárez, C., Rica, U.D.C., Geología, E.C. De & Rica, U.D.C. (2015). Drenaje ácido de rocas en taludes de la ruta acid rock drainage on slopes from route 27 laboratorio nacional de materiales y modelos estructurales : 25–46.
- Calvello, M., D’Orsi, R.N., Piciullo, L., Paes, N., Magalhaes, M. & Lacerda, W.A. (2015). The rio de janeiro early warning system for rainfall-induced landslides: analysis of performance for the years 2010–2013. *Int. J. Disaster Risk Reduct.*, 12: 3–15.
- Carballo, D.A.C. (2011). Susceptibility of landslides and debris flows on costa rica’s national road network. *geoRisk*, (1977): 295–302.
- Carvalho, C.S. & Galvão, T. (2006). Prevenção de Riscos de Deslizamentos em Encostas: Guia para Elaboração de Políticas Municipais.
- Casagrande, A. (1965). The role of the “calculated risk” in earthwork and foundation engineering. *J. Soil Mech. Found. Eng.*, 91(4): 1–40.
- Ceballos, C.M., Ocampo Araya, M. & Martiñez Carvajal, H. (2015). Metodología de clasificación geotécnica de laderas para corredores viales basada en el índice de calidad (hsqi): propuesta y validación en regiones tropicales. XII Congr. Nac. Geotec., : 19.
- Centro Nacional de Gerenciamento de Riscos e Desastres (CENAD). (2013). Anuário brasileiro de desastres naturais: 2012 (No. 2ª Edição).

- Chae, B.-G., Lee, J.-H., Park, H.-J. & Choi, J. (2015). A method for predicting the factor of safety of an infinite slope based on the depth ratio of the wetting front. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci. Discuss.*, 3(1): 791–836.
- Chica Sanchez, A. (1989). *Apuntes de Geotecnia*. Universidad Nacional de Colombia, Medellín.
- Confederação Nacional do Transporte CNT. (2015). *Boletim Estadístico Março 2015* [WWW Document]. URL <http://www.cnt.org.br/Boletim/boletim-estatistico-cnt>
- Corominas, J., van Westen, C., Frattini, P., Cascini, L., Malet, J.P., Fotopoulou, S., Catani, F., Van Den Eeckhaut, M., Mavrouli, O., Agliardi, F., Pitolakis, K., Winter, M.G., Pastor, M., Ferlisi, S., Tofani, V., Hervás, J. & Smith, J.T. (2014). Recommendations for the quantitative analysis of landslide risk. *Bull. Eng. Geol. Environ.*, 73: 209–263.
- Costa, A.L.D. (2008). *Fundamentos para a avaliação de Risco Sísmico e Geotécnico em Linhas Ferroviárias da Alta Velocidade em Portugal*. Universidade de Coimbra.
- Cruden, D.M., Varnes, D.J. (1996). Cruden, d.m., varnes, d.j., 1996, landslide types and processes, special report , transportation research board, national academy of sciences, 247:36-75. *Transp. Res. Board*, 247(February): 36–75.
- Cuanalo, O.A., González, A.O.O. & Amay, R.G. (2011). Inestabilidad de laderas influencia de la actividad humana. *Rev. Elem.*, 84: 39–46.
- Delgado, J., Garrido, J., Lenti, L., Lopez-Casado, C., Martino, S. & Sierra, F.J. (2015). Unconventional pseudostatic stability analysis of the diezma landslide (granada, spain) based on a high-resolution engineering-geological model. *Eng. Geol.*, 184: 81–95.
- Dirección de Planificación Sectorial Costa Rica. (2013). *Anuario Estadístico del Sector Transporte e Infraestructura*.
- Dourado, F., Arraes, T.C. & Fernandes, M. (2012). O megadesastre da região serrana do rio de janeiro – as causas do evento , os mecanismos dos movimentos de massa e a distribuição espacial dos investimentos de reconstrução no pós-desastre. *Anuário do Inst. Geociências - UFRJ*, 35(31): 43–54.
- Duan, M., Gao, Q., Wan, Y., Li, Y., Guo, Y., Ganzhu, Z. & Wu, Y. (2011). Assessing vulnerability and adaptation responses to rainfall-related landslides in china, a case study of enshi prefecture in hubei province. *Procedia Environ. Sci.*, 11: 1379–1385.
- Farias, M.M. de & Assis, A. (1998). Uma comparação entre métodos probabilísticos aplicados à estabilidade de taludes : 8.
- Fawcett, T. (2006). An introduction to roc analysis. *Pattern Recognit. Lett.*, 27: 861–874.
- 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. *Eng. Geol.*, 102(3-4): 85–98.
- Fell, R., Ho, K.K.S., Lacasse, S. & Leroi, E. (2005). State of the art paper 1 a framework for landslide risk assessment and management. *Int. Conf. Landslide Risk Manag. Vancouver, Canada.*, : Vol. 31.
- Flybjerg, B., Holm, M.K.S. & Buhl, S.L. (2004). What causes cost overrun in transport

- infrastructure projects? 24(1): 103–124.
- Garcia, R.A.C., Oliveira, S.C. & Zêzere, J.L. (2014). Distribuição da densidade de probabilidade da magnitude de deslizamentos na região norte de Lisboa, Portugal. *Comun. Geológicas*, : 897–901.
- GeoRio. (2006). Anexo comparativo de custo de obras. Manual da Geo Rio, pp. 1–4.
- Gerscovich, D. (2001). Drenagem e proteção superficial. Manual da Geo Rio, pp. 1–53.
- Giraldo, E.V.A. (2013). Developing a Physically Based model to predict shallow landslide triggered by rainfall in tropical environments. Universidad Nacional de Colombia.
- Gómez, E.R.C. (2004). Diversas aplicaciones de gaviones para la protección y estabilización de taludes. Universidad de San Carlos de Guatemala.
- 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.
- Highland, L.M. & Bobrowsky, P. (2008). The landslide handbook – A guide to understanding landslides: Geological Survey Circular 1325, Reston, Virginia, U.S.
- Hoek, E. (2006). Rock mass classification [WWW Document]. Key Eng. Mater.,. URL https://www.rocscience.com/hoek/corner/3_Rock_mass_classification.pdf
- Hoek, E., Marinos, P. & Benissi, M. (1998). Applicability of the geological strength index (gsi) classification for very weak and sheared rock masses. the case of the Athens schist formation. *Bull. Eng. Geol. Environ.*, 57(2): 151–160.
- Holdridge, L.R. (1987). Ecología basada en zonas de vida. Agroamerica.
- Hungr, O., Fell, R., Couture, R. & Eberhardt, E. (2005). *Landslide Risk Management*. CRC Press.
- Instituto Meteorológico Nacional de Costa Rica. (2014). Promedios mensuales de precipitación estación ciudad Quesada, zona norte, Costa Rica.
- Joia, L.A., Soler, A.M., Bernant, G.B. & Jr, R.R. (2013). Gerenciamento de riscos em projetos. 3 Edição.
- Juárez-Badillo, E. (2010). Theoretical Geoscience. First Edit. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C., México.
- Lawrance, C.J. & Cook, J.R. (2003). A strategy for slope hazard assessment in road planning and maintenance 16(March).
- Maia, J.A.C. (2003). Métodos Probabilísticos Aplicados à Estabilidade de Taludes e Cavidades em Rocha. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-099A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 196 p.
- Malamud, B.D., Turcotte, D.L., Guzzetti, F. & Reichenbach, P. (2004). Landslide inventories and their statistical properties. *Earth Surf. Process. Landforms*, 29(6): 687–711.
- Marinos, V., Marinos, P. & Hoek, E. (2005). The geological strength index: applications and

- limitations. *Bull. Eng. Geol. Environ.*, 64: 55–65.
- Miller, P.E., Mills, J.P., Barr, S.L., Lim, M., Barber, D., Parkin, G., Clarke, B., Glendinning & Hall, S.J. (2008). Terrestrial laser scanning for assessing the risk of slope instability along transport corridors : 1–6.
- Mora, R. (1998). Propiedades físicas , hidráulicas y mecánicas de suelos de origen volcánico , en sitios seleccionados : 81–98.
- Mora, R. (2013). Evaluación de la susceptibilidad al deslizamiento del cantón de san josé, provincia de san josé, costa rica. San José, Costa Rica, : 1–14.
- Mora, S. & Vahrson, W.-G. (1994). Macrozonation methodology for landslide hazard determination. *Assoc. Eng. Geol.*, XXXI: 49–58.
- Mora, W.V.M. & Garro, J.F. (2012). Evaluación de la susceptibilidad a deslizamientos de las laderas de suelos residuales en el corredor del proyecto Sifón-La Abundancia. LANAMME UCR.
- Moraes, A. & Ortigão, J.A.R. (2001). Concreto projetado. *Manual da Geo Rio*, pp. 1–13.
- Moreno-Ceballos, C.A. (2015). Sistema de Classificação Geotécnica de encostas para projetos de estradas baseado no Índice de Qualidade HSQI: Proposta Metodológica e Validação. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-256/15, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, DF, 106p.
- Muñoz, E. & Martínez, H. (2013). Propiedades estadísticas de un inventario de deslizamientos en la ciudad de medellín, colombia. 10 *Simp. Int. Estructuras, Geotec. y Mater. Construcción.*,
- Neves, P.C.P. (2003). *Introdução À Mineralogia Prática*. Editora da ULBRA.
- Nguyen, H.T., Fleurisson, J.-A. & Cojean, R. (2013). Evaluation of topography site effect in slope stability under dynamic loading. *Vienna Congr. Recent Adv. Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 2013, 2013(521): 10.
- Nobrega, R., Brooks, C., Hara, C.O. & Stich, B. (2012). Multi-scale gis data-driven method for early assessment of wetlands impacted by transportation corridors : 1–20.
- Novotný, J. (2013). Varnes landslide classification (1978). Charles Univ. Prague, Fac. Sci. Czech Repub., (November): 25 p. URL <http://www.geology.cz/projekt681900/vyuk>.
- Ortigão, J.A.R. & Palmeira, E.M. (2001). Solo grampeado. *Manual da Geo Rio*, pp. 1–19.
- Penha, H. (1998). Movimentos de massa. *Manual de encostas da Geo Rio*, Rio de Janeiro, pp. 1–26.
- Pinheiro, M., Sanches, S., Miranda, T., Neves, A., Tinoco, J., Ferreira, A. & Gomes, A. (2015). A new empirical system for rock slope stability analysis in exploitation stage. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 76: 182–191.
- Rodriguez, A.R. & Hermilo Del Castillo. (2002). *La Ingeniería de Suelos en las vías Terrestres*. Editorial LIMUSA, S.A, México, DF.
- Romana, M. (1993). A geomechanical classification for slopes: slope mass rating. *COMPREHENSIVE ROCK ENGINEERING Principles*, Volume 3 ROCK TESTING AND

- SITE CHARACTERIZATION, Hudson, J.A. (Ed.), Pergamon Press Ltd, Valencia, Spain, pp. 45.
- Rosenblueth, E. (1975). Point estimates for probability moments. *Proc. Natl. Acad. Sci. U. S. A.*, 72(10): 3812–3814PP.
- Ruíz, P. (2012). Reconstruction of thr Paleo and Neo Stages of Poás and Turrialba Volcanoes, Costa Rica: Competing Processes of Growth and Destruction. 10.1007/s13398-014-0173-7.2, Graduate School-New Brunswick Rutgers.
- Ruíz, P., Garro, J.F. & Soto, G.J. (2014). El uso de imágenes lidar en costa rica: casos de estudio aplicados en geología, ingeniería, y arqueología. *Rev. Geológica América Cent.*, 51(1): 7–31.
- Sayão, A.J. (2001). Muros. *Manual da geo Rio*, pp. 1–31.
- Schor, H.J. & Gray, D.H. (2007). Influence of topography on slope stability and hidrology. An enviromental approach to hillside develoment, mine reclamation and watershed restoration, John Wiley and sons, Inc, Canada, pp. 93–106.
- Sobreira, F.G. & Araújo, L.G. de. (1992). Proposta de metodologia para o enfrentamento do problema das encostas em ouro preto.
- Solano, J. & Villalobos, R. (1999). Regiones y Subregiones climáticas de Costa Rica.
- Sonmez, H. & Ulusay, R. (1999). Modifications to the geological strength index (gsi) and their applicability to stability of slopes. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 36(6): 743–760.
- Suarez Diaz, J. (1995). Procesos de origen antrópico. Deslizamientos y estabilidad de Taludes en zonas tropicales, *Ingeniería de Suelos Ltda (Ed.)*, Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos, Bucaramanga – Colombia, pp. 335–354.
- Suarez, J. (2008). Investigación de deslizamientos. *Deslizamientos: Análisis Geotécnico*, pp. 440–496.
- Unidad de Evaluación de la Red Vial Nacional (LANAMME-UCR). (2011). Evaluación de las condiciones Hidrotermales entre los Kilómetros 38 y 48 de la Ruta Nacional 27.
- Venegas, D. (2011). Caracterización de la deformabilidad y resistencia de suelos lateríticos en tres puntos de la nueva carretera San Ramón – San Carlos. *Projeto de graduação*. Universidad de Costa Rica.
- Venegas Sáenz, D. (2011). Caracterización de la deformabilidad y resistencia de suelos lateríticos en tres puntos de la nueva carretera San Ramón-San Carlos. *Univesidad de Costa Rica*.
- Vidal, jorge N. (2012). “Susceptibilidad Y Amenaza De Movimientos De Ladera Mediante S.I.G. En El Municipio De Berlín, El Salvador”. *Univrsidad Complutense de Madrid*.
- Winge, M. et. al. (2001). *Glossário Geológico Ilustrado [WWW Document]*. URL <http://sigep.cprm.gov.br/glossario/verbete/hidrotermal.htm>
- Woldearegay, K., Schubert, W., Klima, K. & Mogessie, A. (2006). Failure mechanisms and influencing factors of landslides triggered by heavy rainfalls in adishu area , northern ethiopia properties of rocks and soils. *Univers. Acad. Press. Inc.*, : 65–71.

ANEXO 1

PARÂMETROS DA METODOLOGIA MORA-VAHRSON

CÁLCULO DE PARÂMETROS DE SUSCEPTIBILIDADE PARA DEFINIÇÃO DOS ELEMENTOS PASSIVOS (EP)

Parâmetro devido à declividade (Sp)				
Classes de declividade, condições de Terreno e valoração do Sp				
Classe de declividade		Condição do Terreno	Color	Valor de Sp
(°)	(%)			
0-2	0-2	Planície sem exposição do terreno apreciável	Verde escuro	0
2-4	2-7	Declividade baixa, perigo de erosão	Verde claro	1
4-8	7-15	Declividade baixa, perigo grave de erosão	Amarelo	2
8-16	15-30	Declividade moderada, deslizamentos ocasionais, perigo de erosão grave	Laranja	3
16-35	30-70	Declividade forte, processos de exposição de terreno intensos, perigo extremo de erosão dos solos	Vermelho claro	4
35-55	70-140	Declividade muito forte, afloramentos rochosos, processos de exposição de terreno intensos, reflorestação possível	Vermelho escuro	5
>55	>140	Extremadamente forte, aflorações rochosas	Roxa	6

Valoração do parâmetro de susceptibilidade litológica (S_l)			
Caso Maciços Rochosos segundo (Bieniawski, 1989)			
Valoração RMR	Número da Classe RMR	Descrição RMR	Valoração do Parâmetro S _l
<20	I	Muito pobre	5
21-40	II	Pobre	4
41-60	III	Médio	3
61-80	IV	Bom	2
81-100	V	Muito Bom	1

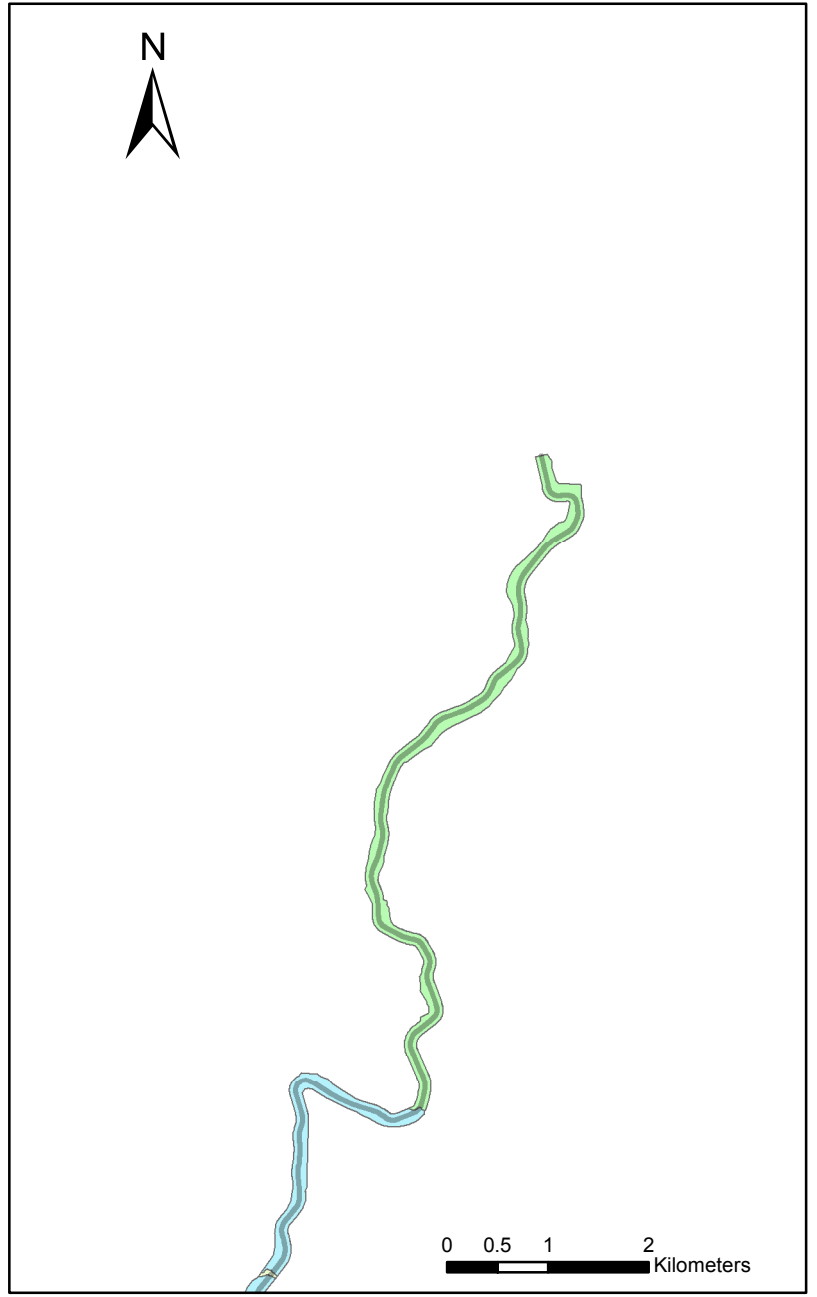
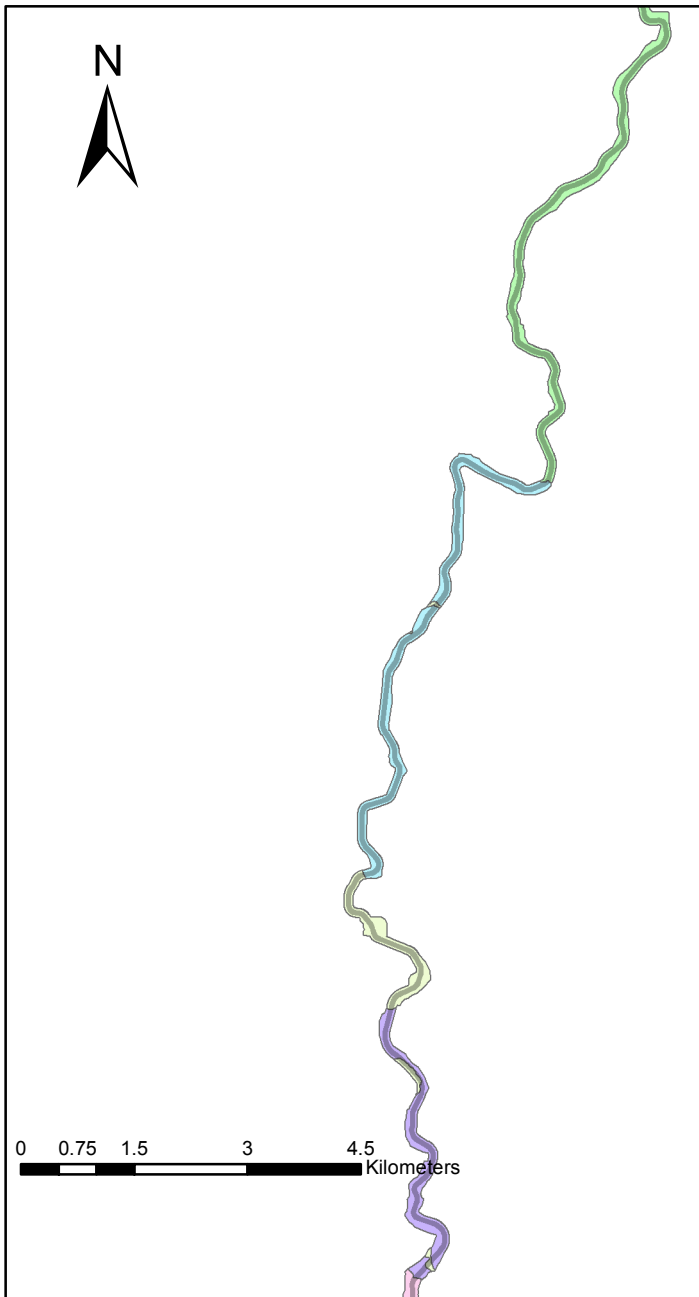
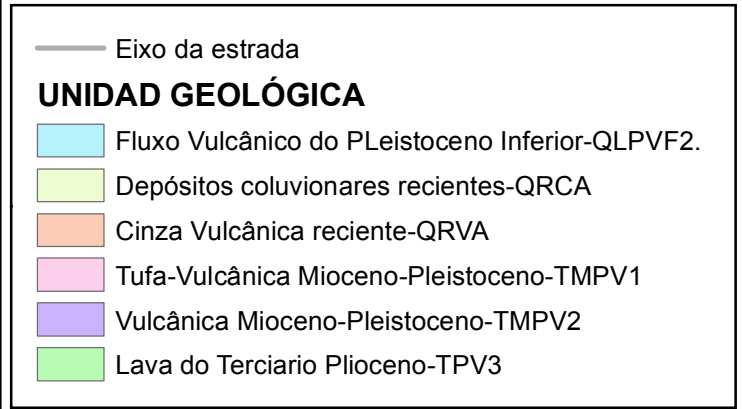
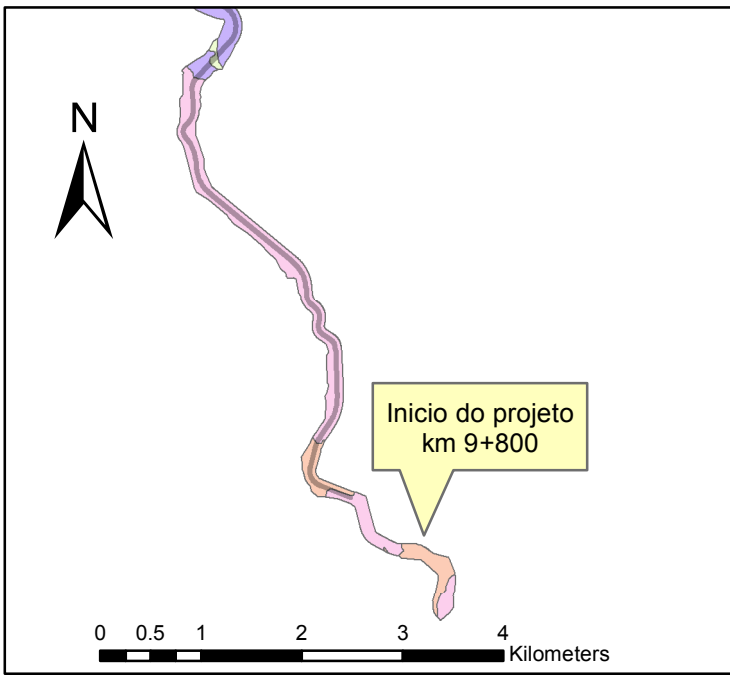
Valoração do parâmetro de susceptibilidade litológica (S_l)			
Caso solos			
Ângulo de atrito efetiva em Graus	Coesão Efetiva (Kpa)	Descrição	Valoração do Parâmetro S _l
0-15	0-10	Muito baixo	5
15-20	10-15	Baixo	4
20-25	15-20	Meio	3
25-30	20-25	Alto	2
>30	>25	Muito Alto	1

Valores assignados à média mensal de chuva	
Média de precipitação mensal (mm)	Valor
<125	0
125-250	1
>250	2

Valoração do parâmetro de umidade do terreno (Sh)		
Valores assignados para Somatória da média de precipitação mensal	Descrição	Valoração do Sh
0-4	Muito Baixo	1
5-9	Baixo	2
10-14	Meio	3
15-19	Alto	4
20-24	Muito Alto	5

ANEXO 2

GEOLOGIA AO LONGO DA VIA



ANEXO 3

PATÂMETROS DO SOLO USADOS EM CADA UNIDADE GEOLÓGICA

Amostra	Litologia	G	e	S (%)	γ (kN/m ³)	LL	LP	IP	c (kPa)	ϕ (°)	Unidade Geológica relacionada	Sítio
FI/1	Cinzas	2.69	1.7	85%	15.3	56.5	36.7	19.8	4.9	32	QRVA	2+500-12+300
RT/1	Cinzas	2.7	1.1	88%	17.5	49.4	30.7	18.7	2.7	32		
RT/2	Cinzas	2.68	1.1	88%	17.4	60.9	43.8	17.1	1.6	36		
RT/3	Cinzas	2.68	1.9	83%	14.7	50.4	30.5	19.9				
MEDIA		2.69	1.45	0.86	16.21	54.30	35.43	18.88	3.07	33.33		
DESVIO PADRÃO		0.01	0.36	0.02	1.23	4.68	5.44	1.13	1.37	1.89		
SD/1	Tufos	2.69	1.2	86%	16.9	52.7	31.3	21.4	6.6	38	TMPV1	4+350-16+600
SD/2	Tufos	2.69	1.3	86%	16.6	50.7	32.8	17.9	0	37		
SB/1	Tufos	2.69	1.6	88%	15.8	68.2	39.2	29				
SB/2	Tufos	2.69	1.5	92%	16.3	70.8	44.3	26.5				
SB/3	Tufos				*	69.6	37.1	32.5	16	20		
MEDIA		2.69	1.40	0.88	16.38	62.4	36.94	25.46	7.53	31.67		
DESVIO PADRÃO		0.00	0.16	0.02	6.56	8.80	4.65	5.23	6.57	8.26		
P2/1*	Lava	2.583	1.15	93%	16.7	55	33	21	0	31.23	TMPV2 e QRCA	16+600-22+400 e 16+950-21+850
P2/2*	Lava	2.583	1.15	99%	16.5	55	33	21				
P2/3*	Lava	2.583	1.08	92%	17.1	55	33	21				
FI/3	Lava	2.65	1.7	72%	14.3	59.9	36.3	23.6	5.9	31		
RT/4	lavas	2.68	1.3	96%	17.1	51.3	32.1	19.2	9.8	31		
MEDIA		2.62	1.28	0.90	16.34	55.24	33.48	21.16	5.23	31.08		

DESVIO PADRÃO		0.04	0.22	0.09	1.02	2.74	1.45	1.41	4.03	0.11		
P1/1*	Fluxos vulcânicos	2.67 6	1.42	94%	16.6	76	52	24	0.07	30.24	QLPVF2	22+400- 31+130
P1/2*	Fluxos vulcânicos	2.67 6	1.36	89%	16.9	55	33	21				
P1/3*	Fluxos vulcânicos	2.67 6	1.63	83%	15.2	67	53	14				
P3/1*	Fluxos vulcânicos	2.51 7	1.54	98%	14.4	67	53	14	0.18	21.62		
P3/2*	Fluxos vulcânicos	2.51 7	1.28	96%	15.9	67	53	14				
P3/3*	Fluxos vulcânicos	2.51 7	1.34	97%	15.7	67	53	14				
MEDIA		2.60	1.43	0.93	15.79	66.5 0	49.5 0	16.83	0.13	25.93		
DESVIO PADRÃO		0.08	0.12	0.05	0.83	6.10	7.39	4.10	0.06	4.31		

ANEXO 4

SEÇÕES ANALISADAS PELO SISTEMA HSQI

SISTEMA HSQI															
Estaca	Hu	Hd	Hw	Zo	i (°)	β	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	Geologia	Equação	X	Y	HSQI	Susceptibilidade
9+800	28				30		16.21	3.07	33	QRVA	A,B	-10	100	1.16	MEDIA
9+950	25				15		16.21	3.07	33	QRVA	A,B	-25	100	2.00	BAJA
10+100	38				30		16.21	3.07	33	QRVA	A,B	-10	100	1.16	MEDIA
10+250	35				40		16.21	3.07	33	QRVA	A,B	0	100	0.88	ALTA
10+420	40				40		16.21	3.07	33	QRVA	A,B	0	100	0.88	ALTA
10+550	22		13.2		24		16.21	3.07	33	QRVA	C,B	-10	100	1.16	MEDIA
11+050	8				40		16.38	7.53	32	TMPV1	A,B	2	17	1.47	BAJA
11+450	14				40		16.38	7.53	32	TMPV1	A,B	2	30	1.18	MEDIA
11+750	9		5.4	5	45		16.21	3.07	33	QRVA	E,F	15	100	0.56	ALTA
11+900	18	23			50		16.21	3.07	33	QRVA	A,B	10	95	0.67	ALTA
12+050	15				40		16.21	3.07	33	QRVA	A,B	0	79	0.91	ALTA
12+250	19				34		16.21	3.07	33	QRVA	A,B	-6	100	1.02	MEDIA
12+350	5				15		16.21	3.07	33	QRVA	A,B	-25	26	2.00	BAJA
12+400	15		9		20		16.38	7.53	32	TMPV1	E,B	-9	33	1.58	BAJA
12+500	25		15		20		16.38	7.53	32	TMPV1	E,B	-9	54	1.34	MEDIA
12+700	20	17			40		16.38	7.53	32	TMPV1	A,B	2	43	1.02	MEDIA
13+000	31			5	40		16.38	7.53	32	TMPV1	AD	2	100	0.84	ALTA
13+150	19	8			27		16.38	7.53	32	TMPV1	A,B	-11	41	1.59	BAJA
13+300	9		5.4		53		16.38	7.53	32	TMPV1	E,B	25	20	0.99	MEDIA
13+450	8				45		16.38	7.53	32	TMPV1	A,B	7	17	1.30	MEDIA
13+750	24				45		16.38	7.53	32	TMPV1	A,B	7	52	0.87	ALTA
13+900	50				42		16.38	7.53	32	TMPV1	A,B	4	100	0.80	ALTA
14+000	38				36		16.38	7.53	32	TMPV1	A,B	-2	83	0.95	ALTA
14+150	43		25.8	5	50		16.38	7.53	32	TMPV1	E,D	22	100	0.50	ALTA

14+600	20	11			45		16.38	7.53	32	TMPV1	A,B	7	43	0.91	ALTA
14+800	15				43		16.38	7.53	32	TMPV1	A,B	5	33	1.05	MEDIA
15+000	10				45		16.38	7.53	32	TMPV1	A,B	7	22	1.22	MEDIA
15+150	43				24		16.38	7.53	32	TMPV1	A,B	-14	93	1.35	BAJA
15+300	24	14	14.4	5	20		16.38	7.53	32	TMPV1	C,B	-12	52	1.52	BAJA
15+450	15	14			35		16.38	7.53	32	TMPV1	A,B	-3	33	1.33	MEDIA
15+700	25	18			20		16.38	7.53	32	TMPV1	A,B	-18	54	1.90	BAJA
16+000	40		24		25		16.38	7.53	32	TMPV1	C,B	-7	87	1.09	MEDIA
16+150	30	21			40		16.38	7.53	32	TMPV1	A,B	2	65	0.90	ALTA
16+300	38		22.8		24		16.38	7.53	32	TMPV1	E,B	-5	83	1.38	BAJA
16+450	40	34	24		25		16.38	7.53	32	TMPV1	C,B	-7	87	1.09	MEDIA
16+550	20				30		16.38	7.53	32	TMPV1	A,B	-8	43	1.40	BAJA
17+300	17	11	10.2		40		16.34	5.23	31	TMPV2 e QRCA	E,B	12	53	0.75	ALTA
17+650	50				47		16.34	5.23	31	TMPV2 e QRCA	A,B	10	100	0.67	ALTA
17+750	40		24		45		16.34	5.23	31	TMPV2 e QRCA	C,B	13	100	0.60	ALTA
17+850	27				38		16.34	5.23	31	TMPV2 e QRCA	A,B	1	84	0.80	ALTA
18+050	35	20	21		40		16.34	5.23	31	TMPV2 e QRCA	C,B	8	100	0.71	ALTA
18+200	94				40	32	16.34	5.23	31	TMPV2 e QRCA	A,B	5	100	0.78	ALTA
18+350	54				40		16.34	5.23	31	TMPV2 e QRCA	A,B	3	100	0.82	ALTA
18+500	20				40		16.34	5.23	31	TMPV2 e QRCA	A,B	3	62	0.90	ALTA
18+800	6		3.6	5	30		16.34	5.23	31	TMPV2 e QRCA	E,D	2	100	0.84	ALTA

19+000	8				55		16.34	5.23	31	TMPV2 e QRCA	A,B	18	25	0.86	ALTA
20+100	65			5	30		16.34	5.23	31	TMPV2 e QRCA	AD	-7	100	1.05	MEDIA
20+250	65			5	35		16.34	5.23	31	TMPV2 e QRCA	AD	-2	100	0.92	ALTA
20+400	25			5	35		16.34	5.23	31	TMPV2 e QRCA	A,B	-2	78	0.96	MEDIA
20+580	21				35		16.21	3.07	33	QRVA	C,B	-5	100	0.99	MEDIA
20+650	30		18		28		16.21	3.07	33	QRVA	C,B	-6	100	1.02	MEDIA
20+730	23	11	13.8		30		16.21	3.07	33	QRVA	C,B	-4	100	0.97	MEDIA
20+800	90				30		16.21	3.07	33	QRVA	A,B	-10	100	1.16	MEDIA
20+950	97				30		16.21	3.07	33	QRVA	A,B	-10	100	1.16	MEDIA
21+300	16		9.6		30		16.21	3.07	33	QRVA	C,B	-4	85	0.99	MEDIA
21+500	50				45		16.21	3.07	33	QRVA	A,B	5	100	0.78	ALTA
21+850	20		12		45		16.21	3.07	33	QRVA	E,B	15	100	0.56	ALTA
22+000	17		10.2		36		16.21	3.07	33	QRVA	E,B	6	90	0.76	ALTA
22+500	45		27		29		16.21	3.07	33	QRVA	C,B	-5	100	1.00	MEDIA
22+650	110		66		30		16.21	3.07	33	QRVA	C,B	-4	100	0.97	ALTA
22+800	90		54		30		16.21	3.07	33	QRVA	C,B	-4	100	0.97	ALTA
22+900	45		27		35		16.21	3.07	33	QRVA	C,B	1	100	0.86	ALTA
23+000	30		18		35		16.21	3.07	33	QRVA	C,B	1	100	0.86	ALTA
23+100	15				45		15.79	0.13	26	QLPVF2	A,B	14	100	0.86	ALTA
23+500	18		10.8		35		15.79	0.13	26	QLPVF2	C,B	9	100	0.69	ALTA
23+674	26				34		15.79	0.13	26	QLPVF2	A,B	3	100	0.82	ALTA
24+550	25		15		45		15.79	0.13	26	QLPVF2	C,B	19	100	0.50	ALTA
24+700	24		14.4		32		15.79	0.13	26	QLPVF2	C,B	6	100	0.76	ALTA
24+800	22		13.2		31		15.79	0.13	26	QLPVF2	C,B	5	100	0.78	ALTA

24+980	10				45		15.79	0.13	26	QLPVF2	A,B	14	100	0.58	ALTA
25+200	10				42		15.79	0.13	26	QLPVF2	A,B	11	100	0.65	ALTA
25+450	27		16.2	5	34		15.79	0.13	26	QLPVF2	E,D	11	100	0.67	ALTA
25+550	37			5	20		15.79	0.13	26	QLPVF2	AD	-11	100	1.20	MEDIA
25+600	30			5	22		15.79	0.13	26	QLPVF2	AD	-9	100	1.12	MEDIA
26+000	17		10.2		45		15.79	0.13	26	QLPVF2	C,B	19	100	0.50	ALTA
26+150	12				40		15.79	0.13	26	QLPVF2	A,B	9	100	0.90	ALTA
26+300	10				45		15.79	0.13	26	QLPVF2	A,B	14	100	0.58	ALTA
26+450	22			5	35		15.79	0.13	26	QLPVF2	AD	4	100	0.80	ALTA
26+920	7				35		15.79	0.13	26	QLPVF2	A,B	4	100	0.97	ALTA
27+050	13				45		15.79	0.13	26	QLPVF2	A,B	14	100	0.58	ALTA
27+450	30				32		15.79	0.13	26	QLPVF2	A,B	1	100	0.86	ALTA
27+700	23				35		15.79	0.13	26	QLPVF2	A,B	4	100	0.97	ALTA
28+000	10				45		15.79	0.13	26	QLPVF2	A,B	14	100	0.56	ALTA
28+400	12		7.2		41		15.79	0.13	26	QLPVF2	C,B	15	100	0.56	ALTA
28+700	10				36		15.79	0.13	26	QLPVF2	A,B	5	100	0.78	ALTA
28+950	55			5	20		15.79	0.13	26	QLPVF2	AD	-11	100	1.20	MEDIA
29+000	55			5	20		15.79	0.13	26	QLPVF2	AD	-11	100	1.20	MEDIA

ANEXO 5

CALCULO DE ELEMENTOS PASSIVOS PARA A VIA

					FUNÇÕES			Método Mora Vahrson-Mara			
Estaca	Hu	i (°)	φ (°)	Eq.	X	Y	HSQI	Parâmetro de Susceptibilidad e litologica (Sl)	Parâmetro de Declive (Sp)	Parâmetro de Umidade do Terreno (Sh)	Elementos Passivos (EP)
9+800	28	30	33	A,B	-10	100	1.2	3	4	4	48
9+950	25	15	33	A,B	-25	100	2.0	3	4	4	48
10+100	38	30	33	A,B	-10	100	1.2	3	4	4	48
10+250	35	40	33	A,B	0	100	0.9	3	5	4	60
10+420	40	40	33	A,B	0	100	0.9	3	5	4	60
10+550	22	24	33	C,B	-10	100	1.2	3	4	4	48
11+050	8	40	32	A,B	2	17	1.5	3	5	4	60
11+450	14	40	32	A,B	2	30	1.2	3	5	4	60
11+750	9	45	33	E,F	15	100	0.6	3	5	4	60
11+900	18	50	33	A,B	10	95	0.7	3	5	4	60
12+050	15	40	33	A,B	0	79	0.9	3	5	4	60
12+250	19	34	33	A,B	-6	100	1.0	3	4	4	48
12+350	5	15	33	A,B	-25	26	2.00	3	3	4	36
12+400	15	20	32	E,B	-9	33	1.6	3	4	4	48
12+500	25	20	32	E,B	-9	54	1.3	3	4	4	48
12+700	20	40	32	A,B	2	43	1.0	3	5	4	60
13+000	31	40	32	AD	2	100	0.8	3	5	4	60
13+150	19	27	32	A,B	-11	41	1.6	3	4	4	48
13+300	9	53	32	E,B	15	20	1.0	3	5	4	60
13+450	8	45	32	A,B	7	17	1.3	3	5	4	60
13+750	24	45	32	A,B	7	52	0.9	3	5	4	60
13+900	50	42	32	A,B	4	100	0.8	3	5	4	60

14+000	38	36	32	A,B	-2	83	1.0	3	5	4	60
14+150	43	50	32	E,D	22	93	0.5	3	5	4	60
14+600	20	45	32	A,B	7	43	0.9	3	5	4	60
14+800	15	43	32	A,B	5	33	1.1	3	5	4	60
15+000	10	45	32	A,B	7	22	1.2	3	5	4	60
15+150	43	24	32	A,B	-14	93	1.4	3	4	4	48
15+300	24	20	32	C,B	-12	52	1.5	3	4	4	48
15+450	15	35	32	A,B	-3	33	1.3	3	5	4	60
15+700	25	20	32	A,B	-18	54	1.9	3	4	4	48
16+000	40	25	32	C,B	-7	87	1.1	3	4	4	48
16+150	30	40	32	A,B	2	65	0.9	3	5	4	60
16+300	38	24	32	E,B	-14	83	1.4	3	4	4	48
16+450	40	25	32	C,B	-13	87	1.3	3	4	4	48
16+550	20	30	32	A,B	-8	43	1.4	3	4	4	48
17+300	17	40	31	E,B	12	53	0.8	3	5	4	60
17+650	50	47	31	A,B	10	100	0.7	3	5	4	60
17+750	40	45	31	C,B	13	100	0.6	3	5	4	60
17+850	27	38	31	A,B	1	84	0.8	3	5	4	60
18+050	35	40	31	C,B	8	100	0.7	3	5	4	60
18+200	94	40	31	A,B	5	100	0.8	3	5	4	60
18+350	54	40	31	A,B	3	100	0.8	3	5	4	60
18+500	20	40	31	A,B	3	62	0.9	3	5	4	60
18+800	6	30	31	E,D	2	100	0.8	3	5	4	60
19+000	8	55	31	A,B	18	25	0.9	3	5	4	60
20+100	65	30	31	AD	-7	100	1.1	3	4	4	48
20+250	65	35	31	AD	-2	100	0.9	3	5	4	60
20+400	25	35	31	A,B	-2	78	1.0	3	5	4	60
20+580	21	35	33	C,B	-5	100	1.0	3	5	4	60

20+650	30	28	33	C,B	-6	100	1.0	3	4	4	48
20+730	23	30	33	C,B	-4	100	1.0	3	4	4	48
20+800	90	30	33	A,B	-10	100	1.2	3	4	4	48
20+950	97	30	33	A,B	-10	100	1.2	3	4	4	48
21+300	16	30	33	C,B	-4	85	1.0	3	4	4	48
21+500	50	45	33	A,B	5	100	0.8	3	5	4	60
21+850	20	45	33	E,B	15	100	0.6	3	5	4	60
22+000	17	36	33	E,B	6	90	0.8	3	5	4	60
22+500	45	29	33	C,B	-5	100	1.0	3	4	4	48
22+650	11 0	30	33	C,B	-4	100	1.0	3	4	4	48
22+800	90	30	33	C,B	-4	100	1.0	3	4	4	48
22+900	45	35	33	C,B	1	100	0.9	3	5	4	60
23+000	30	35	33	C,B	1	100	0.9	3	5	4	60
23+100	15	45	33	A,B	5	79	0.9	3	5	4	60
23+500	18	35	26	C,B	9	100	0.69	4	5	4	80
23+674	26	34	26	A,B	3	100	0.82	4	4	4	64
24+550	25	45	26	C,B	19	100	0.50	4	5	4	80
24+700	24	32	26	C,B	6	100	0.76	4	4	4	64
24+800	22	31	26	C,B	5	100	0.78	4	4	4	64
24+980	10	45	26	A,B	14	100	0.58	4	5	4	80
25+200	10	42	26	A,B	11	100	0.65	4	5	4	80
25+450	27	34	26	E,D	11	100	0.67	4	4	4	64
25+550	37	20	26	AD	-11	100	1.20	4	4	4	64
25+600	30	22	26	AD	-9	100	1.12	4	4	4	64
26+000	17	45	26	C,B	19	100	0.50	4	5	4	80
26+150	12	40	26	A,B	9	100	0.90	4	5	4	80
26+300	10	45	26	A,B	14	100	0.58	4	5	4	80

26+450	22	35	26	AD	4	100	0.60	4	5	4	80
26+920	7	35	26	A,B	4	100	0.97	4	5	4	80
27+050	13	45	26	A,B	14	100	0.58	4	5	4	80
27+450	30	32	26	A,B	1	100	0.86	4	5	4	80
27+700	23	35	26	A,B	4	100	0.97	4	5	4	80
28+000	10	45	26	A,B	14	100	0.56	4	5	4	80
28+400	12	41	26	C,B	15	100	0.56	4	5	4	80
28+700	10	36	26	A,B	5	100	0.78	4	5	4	80
28+950	55	20	26	AD	-11	100	1.20	4	4	4	64
29+000	55	20	26	AD	-11	100	1.20	4	4	4	64

ANEXO 6

VARIAÇÃO DA FUNÇÃO HSQI TEÓRICA EM RELAÇÃO AO PARÂMETRO S_H

Estaca	Adotados segundo o método de Mora & Vahrson, (1994)		Variação do $HSQI_{teórico}$ em função da precipitação da zona				
	Parâmetro de Susceptibilidade litológica (Sl)	Parâmetro de Declive (Sp)	$HSQI_{teórico}$ Com Sh 5	$HSQI_{teórico}$ Com Sh 4	$HSQI_{teórico}$ Com Sh 3	$HSQI_{teórico}$ Com Sh 2	$HSQI_{teórico}$ Com Sh 1
9+800	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2
9+950	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2
10+100	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2
10+250	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
10+420	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
10+550	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2
11+050	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
11+450	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
11+750	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
11+900	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
12+050	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
12+250	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2
12+350	3	3	1.5	1.8	2.1	2.7	3.6
12+400	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2
12+500	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2
12+700	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
13+000	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
13+150	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2
13+300	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
13+450	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
13+750	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
13+900	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
14+000	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
14+150	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
14+600	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
14+800	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
15+000	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
15+150	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2
15+300	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2
15+450	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
15+700	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2
16+000	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2
16+150	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
16+300	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2
16+450	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2

16+550	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2
17+300	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
17+650	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
17+750	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
17+850	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
18+050	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
18+200	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
18+350	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
18+500	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
18+800	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
19+000	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
20+100	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2
20+250	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
20+400	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
20+580	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
20+650	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2
20+730	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2
20+800	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2
20+950	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2
21+300	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2
21+500	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
21+850	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
22+000	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
22+500	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2
22+650	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2
22+800	3	4	1.1	1.4	1.8	2.3	3.2
22+900	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
23+000	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
23+100	3	5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.9
23+500	4	5	0.4	0.7	1.1	1.6	2.5
23+674	4	4	0.7	1.0	1.4	1.9	2.8
24+550	4	5	0.4	0.7	1.1	1.6	2.5
24+700	4	4	0.7	1.0	1.4	1.9	2.8
24+800	4	4	0.7	1.0	1.4	1.9	2.8
24+980	4	5	0.4	0.7	1.1	1.6	2.5
25+200	4	5	0.4	0.7	1.1	1.6	2.5
25+450	4	4	0.7	1.0	1.4	1.9	2.8
25+550	4	4	0.7	1.0	1.4	1.9	2.8
25+600	4	4	0.7	1.0	1.4	1.9	2.8

26+000	4	5	0.4	0.7	1.1	1.6	0.8
26+150	4	5	0.4	0.7	1.1	1.6	0.8
26+300	4	5	0.4	0.7	1.1	1.6	0.8
26+450	4	5	0.4	0.7	1.1	1.6	0.8
26+920	4	5	0.4	0.7	1.1	1.6	0.8
27+050	4	5	0.4	0.7	1.1	1.6	0.8
27+450	4	5	0.4	0.7	1.1	1.6	0.8
27+700	4	5	0.4	0.7	1.1	1.6	0.8
28+000	4	5	0.4	0.7	1.1	1.6	0.8
28+400	4	5	0.4	0.7	1.1	1.6	0.8
28+700	4	5	0.4	0.7	1.1	1.6	0.8
28+950	4	4	0.7	1.0	1.4	1.9	0.8
29+000	4	4	0.7	1.0	1.4	1.9	0.8

ANEXO 7

INVENTÁRIO DE DESLIZAMENTOS

Classificação de Varnes (1978)	
Quedas	0
Tombamento	1
Espalhamento Lateral	2
Escorregamento rotacional	3
Escorregamento Translacional	4
Fluxos	5

Simbolo	Tipo de deslizamento	Unidade Geológica	Perímetro (m)	Área (km ²)	Azimute	Ângulo médio	Max. Inclinação (%)
DA 1	4	TMPV1	295.6	3.85E-03	217° 23' 45.1"	15	28
DA 2	3	TMPV1	410.69	7.32E-03	266° 41' 14.9"	27	51
DA 3	3	TMPV1	277.16	4.89E-03	220° 40' 19.3"	25	46
DA 4	3	TMPV1	41.168	9.76E-05	7° 53' 54.6"	47	106
DA 5	3	TMPV1	129.15	6.13E-04	214° 22' 50.0"	33	65
DA 6	3	TMPV1	43.983	1.19E-04	220° 05' 51.6"	36	73
DA 7	4	TMPV1	180.51	1.65E-03	225° 24' 22.2"	33	66
DA 8	3	TMPV1	123.53	6.94E-04	236° 05' 43.7"	27	51
DA 9	3	TMPV1	73.131	3.49E-04	218° 08' 30.2"	31	61
DA 10	3	TMPV1	138.11	1.29E-03	209° 42' 16.8"	34	66
DA 11	3	TMPV1	61.755	1.45E-04	311° 30' 0.2"	33	65
DA 12	4	TMPV2	124.02	5.43E-04	229° 55' 29.7"	30	58
DA 13	3	TMPV2	51.395	1.67E-04	202° 35' 52.0"	40	84
DA 14	3	TMPV2	97.787	5.71E-04	266° 46' 34.1"	31	61
DA 15	4	TMPV2	69.14	2.42E-04	216° 18' 30.5"	44	96
DA 16	4	TMPV2	89.916	1.65E-04	145° 36' 26.4"	60	174
DA 17	4	TMPV2	20.264	1.72E-05	206° 45' 50.4"	46	105
DA 18	4	TMPV2	29.716	3.69E-05	223° 16' 48.5"	69	262

DA 19	4	TMPV2	61.695	1.62E-04	215° 31' 10.9"	43	91
DA 20	4	TMPV2	32.781	4.97E-05	231° 35' 30.7"	30	57
DA 21	4	TMPV2	179.18	1.06E-03	232° 07' 11.8"	33	64
DA 22	3	TMPV2	81.758	2.08E-04	153° 39' 29.8"	45	100
DA 23	3	TMPV2	416.3	5.38E-03	222° 51' 58.2"	37	77
DA 24	3	TMPV2	145.55	1.01E-03	241° 36' 53.3"	29	56
DA 25	3	TMPV2	44.555	8.53E-05	349° 22' 10.2"	26	48
DA 26	3	TMPV2	270.45	4.04E-03	314° 13' 41.1"	30	57
DA 27	3	TMPV2	93.771	4.69E-04	341° 21' 59.9"	29	56
DA 28	3	TMPV2	168.68	1.51E-03	266° 02' 31.3"	43	93
DA 29	3	TMPV2	164.02	6.95E-04	179° 13' 36.5"	31	61
DA 30	3	TMPV2	147.03	1.38E-03	355° 08' 30.6"	23	43
DA 31	3	TMPV2	395.04	5.08E-03	179° 55' 0.4"	25	46
DA 32	3	TMPV2	239.88	2.20E-03	356° 51' 1.3"	26	49
DA 33	3	TMPV2	231.81	3.03E-03	358° 32' 55.1"	21	39
DA 34	4	QRCA	344.16	4.53E-03	281° 00' 35.9"	25	46
DA 35	3	TMPV2	647.83	1.39E-02	225° 35' 46.1"	33	64
DA 36	3	TMPV2	143.18	1.16E-03	322° 12' 45.6"	25	46
DA 37	4	TMPV2	692.31	2.69E-02	283° 36' 0.9"	38	78
DA 38	4	TMPV2	153.46	1.52E-03	217° 25' 21.7"	25	46
DA 39	4	QRCA	138.48	4.91E-04	27° 02' 36.0"	44	98
DA 40	3	QRCA	119.74	3.50E-04	20° 29' 32.0"	22	41
DA 41	3	QRCA	86.45	4.91E-04	277° 55' 40.3"	38	79
DA 42	3	QRCA	106.22	6.86E-04	238° 32' 36.8"	36	71
DA 43	3	QRCA	57.477	2.26E-04	208° 19' 17.8"	44	96
DA 44	3	QRCA	364.36	6.78E-03	233° 21' 3.4"	34.42	68.51
DA 45	4	QLPVF2	102.37	6.54E-04	259° 51' 16.9"	28	52
DA 46	4	QLPVF2	129.44	9.04E-04	263° 07' 35.1"	26	50

DA 47	4	QLPVF2	193.04	1.98E-03	253° 58' 11.9"	25	46
DA 48	3	QLPVF2	37.453	9.89E-05	226° 37' 31.0"	38	77
DA 49	3	QLPVF2	71.768	2.19E-04	214° 30' 27.8"	39	81
DA 50	3	QLPVF2	72.001	3.68E-04	227° 44' 32.7"	32	62
DA 51	3	QLPVF2	63.557	1.26E-04	280° 56' 51.7"	30	57
DA 52	3	QLPVF2	152.92	1.11E-03	298° 02' 47.6"	35	71
DA 53	3	QLPVF2	80.855	3.02E-04	58° 55' 23.2"	37	76
DA 54	3	QLPVF2	38.072	8.86E-05	342° 48' 46.1"	41	86
DA 55	3	QLPVF2	66.02	2.83E-04	332° 34' 27.4"	36	73
DA 56	3	QLPVF2	405.34	7.68E-03	232° 20' 50.6"	26	50
DA 57	4	QLPVF2	170.43	1.93E-03	235° 52' 11.5"	23	43
DA 58	3	QLPVF2	43.15	1.15E-04	234° 49' 42.3"	39	82
DA 59	4	QLPVF2	189.25	1.54E-03	192° 10' 7.5"	33	66
DA 60	3	QLPVF2	47.773	1.46E-04	98° 09' 45.9"	35	69
DA 60 a	3	QLPVF2	46.291	1.33E-04	271° 06' 32.6"	37	75
61	3	QLPVF3	102.96	4.06E-04	129° 04' 18.7"	15	71
DA 62	2	QLPVF2	152.33	1.50E-03	128° 40' 6.1"	20	36
DA 63	3	QLPVF2	616.89	1.76E-02	272° 10' 39.7"	22	40
DA 64	3	TPV3	46.183	1.43E-04	68° 07' 3.1"	12	64
DA 65	3	TPV3	104.29	5.80E-04	114° 19' 45.1"	26	74
66	3	TPV4	207.1	2.36E-03	90° 06' 34.6"	12	70
DA 66 a	3	TPV3	190.75	1.71E-03	42° 40' 22.5"	14	73
DA 67	3	TPV3	130.85	9.65E-04	42° 40' 22.5"	21	57
DA 68	3	TPV3	149.96	8.90E-04	181° 13' 18"	27	69
DA 69	3	TPV3	214.19	2.53E-03	174° 51' 51.4"	30	81
DA 70	3	TPV3	62.342	2.29E-04	161° 40' 48.1"	18	56
DA 71	3	TPV3	113.08	7.62E-04	136° 21' 50.7"	18	52
DA 72	3	TPV3	97.622	2.73E-04	149° 29' 38.9"	25	64

DA 73	0	TPV3	257.16	4.09E-03	253° 25' 37.1"	28	70
DA 74	0	TPV3	195.72	1.65E-03	259° 26' 21.1"	19	62
DA 75	0	TPV3	146.2	1.02E-03	236° 13' 49.1"	30	83
DA 76	3	TPV3	181.77	2.02E-03	248° 52' 58.2"	27	84
DA 77	4	TPV3	190.68	1.52E-03	329° 01' 44.2"	9	59
DA 78	5	TPV3	119.57	8.66E-04	287° 00' 50.0"	18	39
DA 79	5	TPV3	84.738	2.02E-04	241° 12' 7.5"	12	50

ANEXO 8

SISTEMAS DE ESTABILIZAÇÃO AO LONGO DA VIA

Estaca	SISTEMAS DE ESTABILIZAÇÃO					CONDICION ACTUAL DA ENCOSTA		
	BERMAS	MURO	DRENAGEM	DRENAGEM SUBSUPERFICIAL	CORTINA ATIRANTADA	ESTÁVEIS	ESTÁVELCOM TRINCA	INSTÁVEIS
9+800	X					X		
9+950						X		
10+100						X		
10+250	X		X			X		
10+420	X		X			X		
10+550	X		X			X		
11+050						X		
11+450						X		
11+750								X
11+900						X	X	
12+050						X		
12+250						X		
12+350						X		
12+400						X		
12+500								X
12+700	X		X			X		
13+000	X							X
13+150	X		X			X		
13+300			X			X		
13+450						X		
13+750	X		X	X		X		
13+900	X		X					X

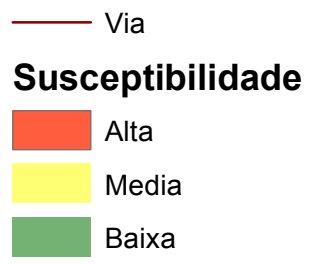
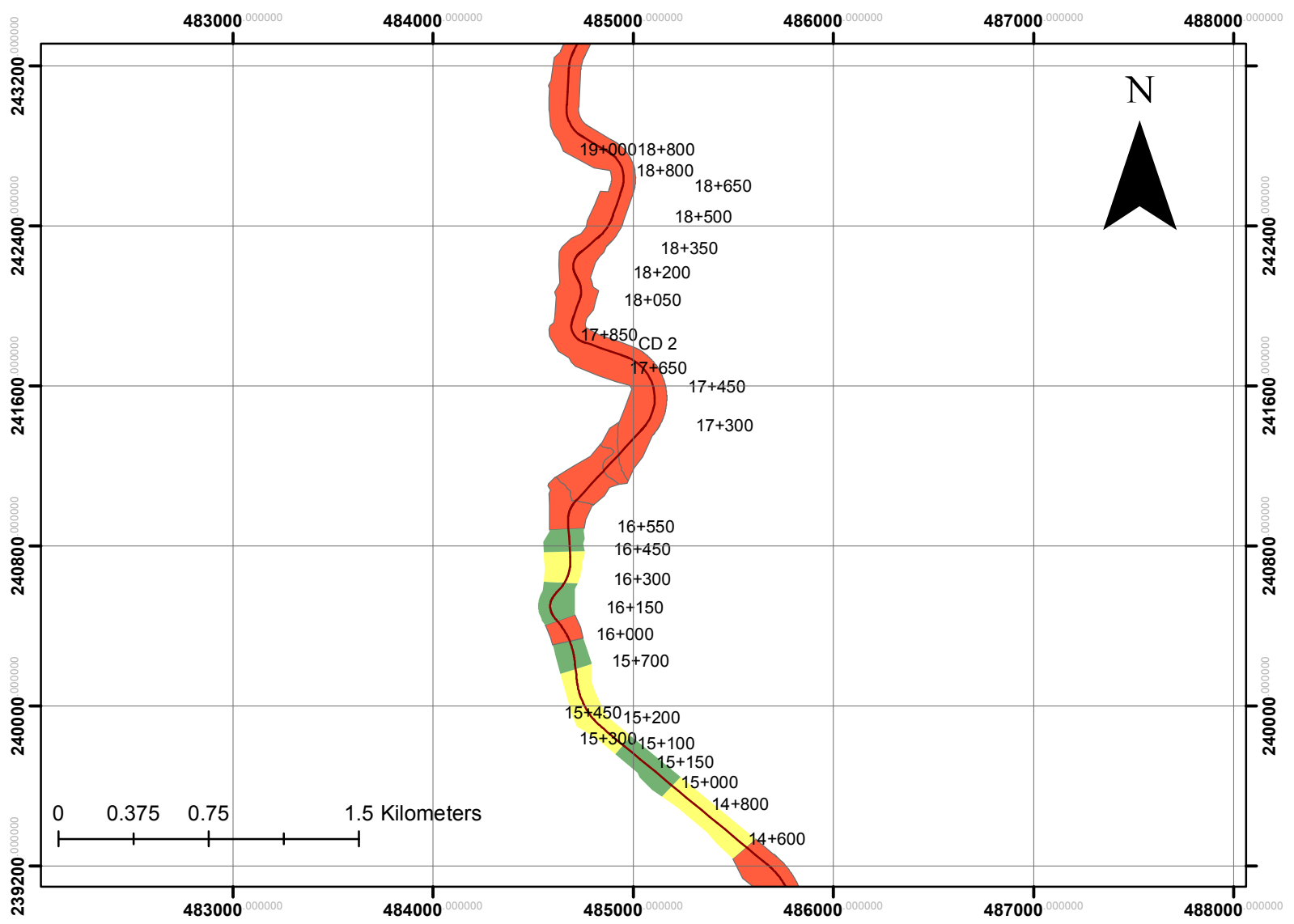
14+000						X		
14+150	X		X					X
14+600						X		
14+800	X							X
15+000	X							X
15+150	X							X
15+300						X		
15+450								
15+700						X		
16+000	X					X		
16+150	X		X					X
16+300	X		X			X		
16+450						X		
16+550						X		
17+300	X		X					X
17+650	X							X
17+750	X		X					X
17+850	X		X					X
18+050	X		X			X		
18+200	X		X	X		X		
18+350	X		X		X	X		
18+500								X
18+800								X
19+000								X
20+100	X		X					X
20+250	X		X			X		
20+400	X		X			X		
20+580								X

20+650	X		X			X		
20+730						X		
20+800						X		
20+950	X		X					X
21+300								X
21+500	X		X			X		
21+850	X		X			X	X	
22+000	X		X					X
22+500	X					X		
22+650	X		X		X	X		
22+800	X		X			X		
22+900	X		X			X		
23+000	X		X			X		
23+100								X
23+500	X		X			X	X	
23+674	X		X			X		
24+550	X		X					X
24+700	X		X			X		
24+800	X		X			X		
24+980								X
25+200			X			X		
25+450	X		X					X
25+550	X	X	X					X
25+600	X	X	X					X
26+000	X		X					X
26+150	X	X	X					X
26+300	X	X	X			X		

26+450	X		X					X
26+920	X		X					X
27+050	X		X			X		
27+450	X		X					X
27+700	X		X					X
28+000			X			X		
28+400			X			X		
28+700			X			X		
28+950	X		X					X
29+000	X		X					X

ANEXO 9



EXEMPLO DE CLASSIFICAÇÃO AO LONGO DA VIA











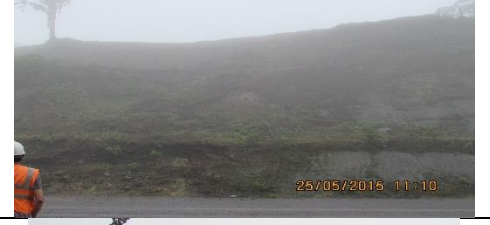




ANEXO 10




DETALHES DO TRABALHO DE CAMPO

TRABALHO DE CAMPO TRECHO SIFÓN-LA ABUNDANCIA (9+800 a 29+000) MAIO 2015		
ESTACA	DESCRIÇÃO	FOTOGRAFIA
29+000	Deslizamento, o mecanismo de falha é típico dos materiais origem vulcânica como cinza. Trinca superior estendesse-se ao longo do talude	
28+700	Talude de corte estável. Cinza Vulcânica	
28+100	Talude de corte localizado após da ponte sobre o rio Seco. Estável com evidência de erosão na face.	
27+800	Talude de corte localizado antes da ponte sobre o rio Seco. Estável com evidência de erosão na face.	
27+500	Talude de corte de 20 m de altura. Apresenta evidência de erosão na parte superior e inferior. Valeta de proteção de corte com presença de água. Na parte superior tem trina.	
27+000	Talude de 15, estável	

26+600	Taludes de corte instáveis a ambos lados da estrada. Evidência de erosão, valetas colapsadas.	 <p>Lado Esquerdo</p>  <p>Lado Direito</p>
26+300	Aglomerado intempeizado, solo residual, matriz argilosa, seu comportamento é de cinza. Muro de gabiões de 10 m.	
26+200	Instável, lavado do material embaixo da valeta	
25+800	Deslizamento de grande tamanho. Muro de gabiões colapsado. Existe uma casa na parte superior do talude	
24+800	Corte com bermas. Lado direito instável	

<p>24+650</p>	<p>Ambos lados da estrada com taludes instáveis. Evidência de erosão. Movimentos de massa na fase do talude</p>	
<p>24+280</p>	<p>Talude estável. Material com melhor consistência</p>	
<p>24+000</p>	<p>Material rochoso com descontinuidades horizontais e verticais. Blocos menores a 1X1 m. Grau de intemperismo médio. Descontinuidade horizontal: 195/20N Descontinuidade vertical: 115/75 S</p>	
<p>23+670</p>	<p>Caso estável. Talude do lado direito conformado por material rochoso na parte inferior e cinza vulcânica na parte superior</p>	
<p>23+200</p>	<p>Talude lado direito composto por cinza vulcânica. Caso Instável</p>	
<p>23+000</p>	<p>Talude de corte com bermas. Material composto por brechas vulcânicas intemperizadas</p>	

22+800	Talude de altura importante (maior a 60 m). Até a terceira berma é material rochoso a partir daí material associado a cinza	
21+600	Talude composto por material rochoso com falha. Altura 20 m	
20+100	Talude com problemas de estabilidade. Presença de movimentos de massa na face	
17+800	Desprendimento de material na face do talude. Evidência de valeta colapsada	
17+400	Falha na parte superior do talude. Face do talude exposto, situação que favorece a infiltração da água	
16+000	Talude de corte sem evidências de instabilidade. Face recoberta de vegetação natural da zona	
15+100	Deslizamento rotacional, possível falha por trinca superior. Acumulação de material na base do talude	

<p>13+950</p>	<p>Talude de mais de 40 m com bermas e sistema de drenagem subsuperficial.</p>	
<p>12+500</p>	<p>Talude instável, movimento de massa na parte superior</p>	
<p>10+180 a 10+500</p>	<p>Casos de taludes estáveis, existe abundante vegetação na parte superior do talude. A estratificação do solo é horizontal</p>	
<p>9+800</p>	<p>Talude estável, mas a faxe está completamente exposta o que pode gerar erosão</p>	