

Dissertação de Mestrado

**AVALIAÇÃO DO COMPRIMENTO DE
MASSA DESLOCADA EM DESLIZAMENTOS
EM FUNÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS
GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS E
GEOMÉTRICAS DAS ENCOSTAS
ESTUDO DE CASO: ESTRADA DE FERRO
VITÓRIA-MINAS (EFVM)**

**AUTOR: JULIANA RIBEIRO GONÇALVES DE
SOUZA**

ORIENTADOR: Prof^a. Dr^a. Rosyelle Cristina Corteletti

ESCOLA DE MINAS / UFOP

PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA DA UFOP

OURO PRETO – OUTUBRO DE 2019

SISBIN - SISTEMA DE BIBLIOTECAS E INFORMAÇÃO

S729a Souza, Juliana Ribeiro Gonçalves de .
Avaliação do comprimento de massa deslocada em deslizamentos em função das características geológico-geotécnicas e geométricas das encostas [manuscrito]: estudo de caso: Estrada de Ferro Vitória-Minas (EFVM). / Juliana Ribeiro Gonçalves de Souza. - 2019.
151 f.: il.: color., gráf., tab., mapa..

Orientadora: Profa. Dra. Rosyelle Cristina Corteletti.
Dissertação (Mestrado Acadêmico). Universidade Federal de Ouro Preto.
Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas. Programa de Geotecnia.
Área de Concentração: Engenharia Geotécnica.


1. Deslizamento de terra. 2. Deslocamento (Geologia Estrutural). 3. Comprimento de massa. 4. Modelos lineares (Estatística) - Regressão Linear múltipla. 5. Ferrovias. I. Souza, Juliana Ribeiro Gonçalves de . II. Corteletti, Rosyelle Cristina. III. Universidade Federal de Ouro Preto. IV. Título.

CDU 624.13

AVALIAÇÃO DO COMPRIMENTO DE MASSA DESLOCADA EM DESLIZAMENTOS EM FUNÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS E GEOMÉTRICAS DAS ENCOSTAS - ESTUDO DE CASO: ESTRADA DE FERRO VITÓRIA- MINAS (EFVM)

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de **Mestre em Geotecnia**.

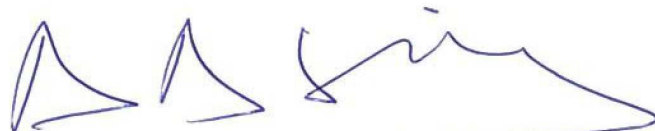
Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 16 de outubro de 2019 pela Banca Examinadora composta pelos membros:



Presidente: Prof. Dr.^a Rosyelle Cristina Corteletti (UFOP)



Membro: Prof. Dr. Luis de Almeida Prado Bacellar (UFOP)



Membro: Prof. Dr. André Pacheco de Assis (UnB)

“A mente que se abre a uma ideia, jamais voltará ao seu tamanho original.”

(Albert Einstein)

AGRADECIMENTOS

À minha família por sempre me incentivar e apoiar as minhas escolhas.

Ao meu marido Keoma, pelo apoio, companheirismo e carinho.

À minha orientadora Prof. Dra. Rosyelle Cristina Corteletti pela oportunidade, ensinamentos e confiança.

Ao engenheiro Roberto Filgueiras, por todos os ensinamentos e ajuda primordial para o desenvolvimento desse trabalho.

À Pattrol – Investigações geotécnicas, especialmente, Bruno, Fernando, Almir, William e Lorena, pelo auxílio e ensinamentos na realização de ensaios de caracterização.

A CAPES, UFOP e NUGEO pelo auxílio financeiro e por disponibilizarem todos os recursos necessários para a elaboração deste trabalho.

Aos professores do NUGEO pelos novos conhecimentos e aprendizados transmitidos.

Aos meus colegas e amigos do mestrado e da vida.

Obrigada a todos que contribuíram para a realização deste trabalho.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

RESUMO

As ocorrências de movimentos de massa nos taludes ao longo das ferrovias podem impactar o sistema ferroviário desde a paralização do transporte até a ocorrência de danos na plataforma, afetando sua superestrutura. De modo a colaborar com o gerenciamento de áreas de risco geológico-geotécnico para esse tipo de infraestrutura, o presente trabalho tem como objetivo o desenvolvimento de uma ferramenta capaz de estimar o comprimento de massa deslocada de um deslizamento, tomando como base as características geológico-geotécnicas e geométricas dos taludes. Para tal fim, contou-se com dados de doze cicatrizes de deslizamentos na Estrada de Ferro Vitória-Minas (EFVM). A caracterização geológico-geotécnica foi fundamentada em ensaios de granulometria, limites de consistência, massa específica real dos grãos e método expedito das pastilhas. E para a caracterização geométrica, foram utilizados os dados de altura e ângulo de inclinação do talude, e volume da cicatriz. O conjunto dessas características subsidiou a elaboração de dois modelos pela aplicação da técnica de regressão múltipla: o primeiro para estimar o volume da cicatriz de um deslizamento, e o segundo, o comprimento de massa deslocada. Os resultados obtidos apontaram que a altura e inclinação do talude, a quantidade de água reabsorvida pelas pastilhas, e a razão entre a porcentagem de material passante nas peneiras #200 e #40 são os parâmetros influentes para estimar o volume da cicatriz do deslizamento, enquanto que para estimar o comprimento de massa deslocada, o volume da cicatriz é o único parâmetro relevante. Os modelos desenvolvidos são válidos, visto apresentam elevados coeficientes de determinação e atenderam a todas as suposições estatísticas. Portanto, foi obtida uma ferramenta eficiente, prática e economicamente viável para estimar o comprimento de massa deslocada na EFVM, que também pode ser aplicada em locais com geologia e geomorfologia similares.

Palavras chaves: deslizamento; volume; comprimento de massa deslocada; regressão múltipla; ferrovia.

ABSTRACT

Landslides occurrence along the railway slopes can cause damage by obstructing the railway platform or impacting the railway infrastructure. This study aims to develop an effective tool capable of estimating the slide travel distance, based on the geological-geotechnical and geometric characteristics of the slopes, in order to collaborate with landslide risk assessment and management in this type of infrastructure. For that, was collected data from twelve slides scars that occurred on the Vitória-Minas Railway. The geological-geotechnical characterization was based on grain size distribution, Atterberg limits, particle density, and disk method. For the geometric characterization, were obtained the slope height and inclination angle and scar volume. The set of these characteristics supported the elaboration of two models by applying multiple regression techniques: the first model predicts the scar volume, and the second, slide travel distance. The results show that the slope height and inclination angle, percentage of reabsorbed water by the disk, and the ratio between the percentage of material passing a 0.075 mm sieve (No. 200) and 0.475 mm (No.40) sieve are the key parameters to estimate the scar volume, whereas to estimate the slide travel distance, scar volume is the only relevant parameter. The developed models are valid since they presented an excellent coefficient of determination and met all the statistical assumptions. Therefore, it was obtained an efficient, extremely practical and economical tool to estimate the slide travel distance of the Vitória-Minas Railway, that could be used in areas with a similar geological and geomorphological conditions.

Keywords: slides; slide travel distance; volume; multiple regression; railway.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Fluxograma ilustrando a metodologia desta pesquisa	6
Figura 3.1 – Evento físico do processo de movimento de massa gravitacional	13
Figura 3.2 – Indicação, em seção e em planta, dos elementos característicos de um escorregamento (Cruden e Varnes, 1996).....	15
Figura 3.3 – Dimensões geométricas de um escorregamento típico (Comissão de Escorregamentos da IAEG, 1990 <i>apud</i> Cruden e Varnes, 1996)	17
Figura 3.4 – Estimativa do volume de um escorregamento em forma de metade de um elipsoide (Cruden e Varnes, 1996)	19
Figura 3.5 – Desenho esquemático de um deslizamento com a definição dos parâmetros geométricos (modificado de Guo <i>et al.</i> , 2014)	21
Figura 3.6 – Ilustração da definição de L1 e L2 para determinação do coeficiente de deslocamento (Tr).....	26
Figura 3.7 – Diagrama triangular da distribuição granulométrica de solos dos movimentos de massa selecionados, a partir do coeficiente de deslocamento relacionado com a distribuição dos demais solos do banco de dados (modificado de Usuki e Mizuma, 2011)	27
Figura 3.8 – Limite de liquidez <i>versus</i> índice de plasticidade dos solos dos movimentos de massa selecionados (modificado de Usuki e Mizuma, 2011)	28
Figura 3.9 – Diagrama triangular da distribuição granulométrica dos solos ensaiados e dos solos do banco de dados (modificado de Usuki e Mizuma, 2011).....	29
Figura 3.10 – Limite de liquidez <i>versus</i> índice de plasticidade dos solos ensaiados e dos solos do banco de dados (modificado de Usuki e Mizuma, 2011)	29
Figura 3.11 – Envoltórias obtidas pelo ensaio de compressão triaxial com indicação do intervalo em que as tensões confinantes são equivalentes a uma profundidade de 5 a 15 m da superfície do solo (modificado de Usuki e Mizuma, 2011).....	30
Figura 3.12 – Diagrama de transição de estudos de mecânicas das rochas e solos proposto por Pinho (2003)	31
Figura 3.13 – Diagrama de estudos de rochas e solos proposto por Dobereiner (1984)	32
Figura 3.14 – Classificação de solo e rocha a partir da resistência à compressão uniaxial de acordo com a ISRM (1978) (adaptado de Pinho, 2003)	32

Figura 3.15 – Perfil de intemperismo: (A) rocha metamórfica; (B) rocha ígnea intrusiva (adaptado de Deere e Patton, 1971)	34
Figura 3.16 – Perfil de alteração proposto pela ISRM (1981).....	35
Figura 3.17 – Resumo das origens de incertezas em geotecnia (adaptado de El-Ramly, 2001).....	42
Figura 4.1 – Mapa da Estrada de Ferro Vitória a Minas Gerais. O detalhe apresenta os locais foco desse estudo (Fonte: ANTT, 2013)	51
Figura 4.2 – Subdivisão do Sistema Orogênico Mantiqueira (modificado de Heilbron <i>et al.</i> , 2004).....	52
Figura 4.3 – Constituição do Orógeno Araçuaí (modificado de Hasui <i>et al.</i> , 2012)	53
Figura 4.4 – Frequência das litologias-tipo do Trecho IV da EFVM.	56
Figura 4.5 – Distribuição dos modelos de solo/saprólito ao longo da via da EFVM (Alves, 2014).	58
Figura 5.1 – Localização dos pontos selecionados na EFVM	63
Figura 5.2 – Talude km 482+299, localizado no município de Antônio Dias - MG.....	64
Figura 5.3 – Talude km 493+600 localizado no município de Antônio Dias-MG.....	64
Figura 5.4 – Vista panorâmica do talude do km 511+670 (a esquerda), e em detalhe (a direita).....	65
Figura 5.5 – Detalhe do solo amostrado no talude do km 513+243	66
Figura 5.6 – (A) Vista para panorâmica do talude do km 515+300; (B) Detalhe da porção inferior do saprólito que constitui o talude do km 515+300; (C) Detalhe da porção intermediária no saprólito; (D) Detalhe da porção superior	67
Figura 5.7 – Vista panorâmica do talude do km 518+790 (a esquerda), e em detalhe (a direita).....	68
Figura 5.8 – Vista panorâmica do talude do km 519+900 (a esquerda), e em detalhe (a direita).....	69
Figura 5.9 – Vista panorâmica do talude do km 520+950 (a esquerda), e em detalhe (a direita).....	69
Figura 5.10 – Detalhe do saprólito que constitui o talude do km 521+000.....	70
Figura 5.11 – Vista panorâmica do talude do km 521+522 (a esquerda) e em detalhe (a direita).....	71
Figura 5.12 – Vista panorâmica do talude do km 524+108 (a esquerda) e em detalhe (a direita).....	71

Figura 5.13 – (A) Vista panorâmica do talude do km 535+419; (B) Detalhe da voçoroca; (C) Saprólito de xisto da parte inferior/intermediária; (D) Solo desenvolvido da porção superior	72
Figura 5.14 – Ensaio de peneiramento (a esquerda) e sedimentação no tanque para banho (a direita).....	74
Figura 5.15 – Ensaio para determinação do limite de liquidez.....	74
Figura 5.16 – Ensaio para determinação da massa específica real dos grãos.....	75
Figura 5.17 – Espatulação da amostra sobre placa de vidro fosca.	76
Figura 5.18 – Pastilhas e esferas moldadas na condição de moldagem do ensaio (a esquerda) e após a secagem em estufa a 60° C (a direita)	77
Figura 5.19 – Pastilhas sobre placa porosa saturada com água destilada e papel filtro (a esquerda) e após as 3 h de ensaio (amostra referente ao talude do km 515+300).....	78
Figura 5.20 – Ensaio de penetração com o cone de 10 g (a esquerda) e 30 g (a direita) na amostra do talude localizado no km 535+419	78
Figura 5.21 – Produto das esferas das amostras km 513+243 (a esquerda) e km 519+900 (a direita) imersas em água	80
Figura 6.1 – Relação entre as porcentagens das frações pedregulho, areia, silte e argila	87
Figura 6.2 – Carta de plasticidade de Casagrande	89
Figura 6.3 – Resultados obtidos para a contração e inchamento diametral, e índice de reabsorção de água.....	90
Figura 6.4 – Resultado da regressão múltipla gerado pela R.....	97
Figura 6.5 – Gráfico dos resíduos <i>versus</i> valores ajustados	99
Figura 6.6 – Correlação entre volume (V) e altura do talude (HT), inclinação (IT), reabsorção de água pela pastilha (REAB) e razão entre a porcentagem de material passante na peneira #200 e #40 (RP)	102
Figura 6.7 – Resultado da regressão múltipla gerado pelo R	106
Figura 6.8 – Gráfico dos resíduos <i>versus</i> valores ajustados	107
Figura 6.9 – Correlação entre comprimento de massa deslocada e volume	109

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Classificação dos movimentos em encostas segundo Varnes (1978).....	8
Tabela 3.2 – Principais tipos de movimentos de massa gravitacionais em encostas (modificado de Corteletti, 2017).....	11
Tabela 3.3 – Agentes e fatores que influenciam na ocorrência de movimentos de massa (modificado de Cruden e Varnes, 1996).....	12
Tabela 3.4 – Definições dos elementos característicos dos escorregamentos (Cruden e Varnes, 1996).....	16
Tabela 3.5 – Definição dos parâmetros utilizados para descrever as dimensões de um movimento de massa (Cruden e Varnes, 1996).....	18
Tabela 3.6 – Análise de variância para testar a significância da regressão.....	46
Tabela 4.1 – Unidades litológicas por trecho da EFVM (compilado de Alves, 2014)...	54
Tabela 4.2 – Resultados dos parâmetros geométricos das cicatrizes e comprimento de massa deslocada dos taludes da EFVM (Silva, 2017).....	60
Tabela 5.1 – Guia identificatório de solos tropicais proposto por Godoy e Bernucci (2000).....	79
Tabela 5.2 – Variáveis utilizadas no desenvolvimento do modelo do volume regressão linear múltipla.....	83
Tabela 6.1 – Análise granulométrica das amostras.....	86
Tabela 6.2 – Massa específica real, limites de consistência e atividade das amostras ...	88
Tabela 6.3 – Classificação SUCS e AASHTO dos solos e saprólitos estudados.....	89
Tabela 6.4 – Resultados dos ensaios da pastilha conforme método proposto por Godoy e Bernucci (2002).....	91
Tabela 6.5 – Comprimento de massa deslocada (L) estimados para os deslizamentos estudados na EFVM.....	95
Tabela 6.6 – Análise da variância para o teste de significância da regressão.....	98
Tabela 6.7 – Valores dos coeficientes, teste t , e valor P obtidos.....	98
Tabela 6.8 – Fatores de inflação de variância (VIF) do modelo.....	100
Tabela 6.9 – Comparativo entre os valores reais do volume e os valores estimados pelo modelo desenvolvido.....	103
Tabela 6.10 – Análise de variância para o teste de significância da regressão.....	106
Tabela 6.11 – Valores dos coeficientes, estatística t , e valor p obtidos.....	107

Tabela 6.12 – Valores de comprimento de massa deslocada obtidos pelas equações propostas por Silva (2017) e Finlay *et al.* (1999) e modelos desenvolvidos 110

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIações

- A – Área da cicatriz
- A – Atividade
- AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Officials*
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
- AIC – Critério de Informação de Akaiake
- ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres
- AR – Porcentagem fração areia
- ARG – Porcentagem fração argila
- C_c – Coeficiente de curvatura
- CD – Contração diametral da pastilha
- CPRM – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
- C_u – Coeficiente de Uniformidade
- EFVM – Estrada de Ferro Vitória-Minas
- G_s – Massa específica real dos grãos
- H – Altura do talude
- HT – Altura do talude
- IAEG – *International Association for Engineering Geology and the Environment*
- ID – Inchamento diametral da pastilha
- INA – Índice de reabsorção de água
- IP – Índice de plasticidade
- IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas
- ISRM – *International Society for Rock Mechanics*
- IT – Inclinação do talude
- FVL – Função Log-Verossimilhança
- km – Quilômetro
- L – Comprimento de massa deslocada
- LL – Limite de liquidez
- LP – Limite de plasticidade
- MCT – Miniatura Compactada Tropical
- MGM – Movimento gravitacional de massa
- MQ – Média quadrática

NUGEO – Núcleo de Geotecnia
P10 – Porcentagem de material passante na peneira #10
P200 – Porcentagem de material passante na peneira #40
P40 – Porcentagem de material passante na peneira #40
PE – Porcentagem fração pedregulho
 R^2 – Coeficiente de determinação
REAB – Quantidade de água reabsorvida pela pastilha
RP – Razão entre a porcentagem de material passante na peneira #200 e peneira #40
RTK – *Real Time Kinematic*
SIL – Porcentagem fração silte
SQE – Soma de quadrados dos erros
SQT – Soma de quadrados total
SUCS – Sistema Unificado de Classificação de Solos
UNESCO – Organização das Nações Unidas para a Educação, a Ciência e a Cultura
USGS – *United States Geological Survey*
UTM – Universal Transversa de Mercator
V – Volume da cicatriz
VIF – Fator de inflação de variância
 α – ângulo de viagem
 θ – ângulo do talude

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO.....	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.3 JUSTIFICATIVAS	3
1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	3
CAPÍTULO 2 – METODOLOGIA DA PESQUISA	5
CAPÍTULO 3 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
3.1 MOVIMENTO DE MASSA	7
3.1.1 Causas e condicionantes dos movimentos de massa	12
3.1.2 Escorregamento ou deslizamento	14
3.1.3 Características e geometria dos escorregamentos.....	15
3.1.3.1 Elementos característicos dos escorregamentos	15
3.1.3.2 Dimensões geométricas dos escorregamentos.....	17
3.1.4 Relações empíricas para estimar o comprimento de massa deslocada (L)....	21
3.1.5 Propriedades do solo que influenciam o comprimento de massa deslocada (L) no movimento de massa.....	25
3.2 CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS E ROCHAS	31
3.3 MODELOS E INCERTEZAS	38
3.4 ESTATÍSTICA MULTIVARIADA: TÉCNICA DE REGRESSÃO LINEAR MÚLTIPLA	43
3.4.1 Análise de Variância.....	45
3.4.2 Teste para os coeficientes individuais de regressão múltipla (teste <i>t</i>).....	47
3.4.3 Multicolinearidade	48
3.4.4 Suposições dos modelos de regressão	48

CAPÍTULO 4 – ESTUDO DE CASO – ESTRADA DE FERRO VITÓRIA-MINAS (EFVM)	51
4.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	51
4.2 CARACTERIZAÇÃO DO MEIO FÍSICO	52
4.2.1 Contextualização Geológica da Estrada de Ferro Vitória-Minas (EFVM)....	52
4.2.2 Modelos de Comportamento Geotécnico dos Taludes de Solo/Saprólito da EFVM	57
4.2.3 Comprimento de massa deslocado (L) em função dos parâmetros geométricos de cicatrizes de deslizamento entre os trechos do km 482 e km 536 da EFVM.....	58
CAPÍTULO 5 – MATERIAIS E MÉTODOS	61
5.1 SELEÇÃO DOS TALUDES NA ESTRADA DE FERRO VITÓRIA-MINAS (ETAPA 1).....	61
5.2 ATIVIDADE DE CAMPO (ETAPA 2)	62
5.3 ENSAIOS LABORATORIAIS (ETAPA 3).....	72
5.3.1 Ensaio Usuais de Caracterização Geotécnica.....	73
5.3.2 Método Expedito das Pastilhas (Godoy e Bernucci, 2002)	75
5.4 ESTIMATIVA DO COMPRIMENTO DA MASSA DESLOCADA (L) NOS DESLIZAMENTOS ESTUDADOS DA EFVM (ETAPA 4)	80
5.5 AVALIAÇÃO DO COMPRIMENTO DE MASSA DESLOCADA (L) DOS DESLIZAMENTOS DA EFVM (ETAPA 5).....	82
CAPÍTULO 6 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	86
6.1 PARÂMETROS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	86
6.2 AVALIAÇÃO DO COMPRIMENTO DE MASSA DESLOCADA (L) DOS DESLIZAMENTOS DA EFVM	94
6.2.1 Estimativa do Comprimento de Massa Deslocada (L) dos Deslizamentos da EFVM	94

6.2.2 Avaliação do volume dos deslizamentos da EFVM pela técnica de regressão linear múltipla	95
6.2.3 Estimativa do comprimento de massa deslocado (L) a partir das características geológico-geotécnicas e geométricas das encostas através de regressão múltipla	104
CAPÍTULO 7 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	113
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	118
ANEXOS.....	130

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os movimentos de massa, juntamente com as enchentes, constituem os desastres com maior grau de recorrência em todo o mundo, sendo causadores de danos e prejuízos significativos à sociedade. Estes movimentos ocorrem com frequência e possuem causas diversas (Riffel *et al.*, 2016). Neste contexto, prever a ocorrências desses movimentos é de extrema importância para que os danos sejam minimizados ou até mesmo erradicados. Entretanto, devido à complexidade desse fenômeno, realizar tal previsão ainda é um grande desafio na engenharia geotécnica.

Um dos exemplos que pode ser destacado como danos e prejuízos à sociedade, é quando a massa de solo e/ou rocha mobilizada em um movimento de massa atinge uma obra linear, como rodovias e ferrovias, provocando a interdição da via e, conseqüentemente, comprometendo o fluxo de cargas e/ou passageiros. Além da possibilidade de ocasionar acidentes com perda de vida humana associada, caso a massa mobilizada atinja um veículo ou trem com passageiros a bordo (Silva, 2017).

A malha ferroviária brasileira é um sistema modesto, dada às dimensões continentais do Brasil. Devido ao baixo investimento em infraestrutura ferroviária, é notável a escassez de dados científicos associados à engenharia ferroviária no Brasil, tanto no que se refere a plataformas, obras de arte e estudos de concepção de traçados, quanto a aspectos tecnológicos de implantação e operação de ferrovias, além dos aspectos econômicos (Corteletti, 2017).

Uma das formas de minimizar os danos e prejuízos causados por esse fenômeno natural em ferrovias, consiste em prever o deslocamento máximo do material mobilizado em um movimento de massa. A partir da previsão de quanto o material irá se deslocar, é possível

avaliar e delimitar as áreas afetadas, criar programas de prevenção e de alerta, além da implantação de obras para redução dos danos e prejuízos que podem ser ocasionados.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal desse estudo é avaliar a influência das características geológico-geotécnicas de diferentes tipos de solo e saprólito, e de parâmetros geométricos das encostas com cicatrizes de deslizamentos, no volume da cicatriz e no comprimento de massa deslocada pelo material mobiliado em um movimento, utilizando como estudo de caso a Estrada de Ferro Vitória-Minas (EFVM). Essa avaliação irá auxiliar na predição dos comprimentos de massa deslocada, como ferramenta de gestão de risco geológico-geotécnico das encostas e plataforma de estrada de ferro, com o propósito de atenuar os danos e prejuízos causados pelos movimentos gravitacionais de massa em uma obra linear.

Os objetivos específicos são:

- Caracterização geológico-geotécnica dos taludes ao longo da ferrovia: granulometria, massa específica real, limites de Atterberg, método expedito das pastilhas;
- Estimativas do comprimento de massa deslocado, a partir de relações empíricas propostas na literatura;
- Seleção dos parâmetros geológico-geotécnicos do material e geométricos da encosta que realmente influenciam na previsibilidade do volume da cicatriz e comprimento de massa deslocado de um deslizamento de solo ou saprólito;
- Determinação da influência de cada parâmetro selecionado no volume da cicatriz e comprimento de massa deslocada;
- Desenvolvimento de uma ferramenta capaz de estimar, a partir dos parâmetros geológico-geotécnicos e geométricos, o volume da cicatriz e o comprimento de massa deslocada que um deslizamento possa alcançar em caso de ruptura, de modo a contribuir na previsão e tomada de decisão em um programa de gestão de risco geológico-geotécnico em obras lineares de grande porte.

1.3 JUSTIFICATIVAS

Com sua vasta territorial, o Brasil possui uma extensa malha rodoviária e uma modesta malha ferroviária. Segundo a ANTT, a malha rodoviária possui 1.536.000 km de extensão, sendo 94,7 % constituído por rodovias estaduais e municipais, e 5,3 % federais. Apenas no ano de 2017 foram investidos R\$ 8,046 bilhões pelo poder público no setor rodoviário. Com relação a malha ferroviária, de acordo com a ANTT, existem 47.700 km de vias ferroviárias no país, destes, 30.600 km já estão implantados e 17.100 km estão planejados. No ano de 2017, foram investidos R\$ 612,7 milhões pelo poder público no setor ferroviário.

Neste contexto, ressalta-se a necessidade de desenvolver uma ferramenta de abordagem geotécnica para atender às condições e características de uma obra linear de grande extensão, que seja capaz de expressar de forma efetiva e direta o diagnóstico e a natureza de movimentos de massa (em solo, em rocha ou em solo/rocha) ao longo da via.

Dessa forma, o estudo proposto tem o intuito desenvolver uma ferramenta para auxiliar nas aplicações imediatas de tomada de decisões com relação ao planejamento e priorização de obras ao longo de obras lineares de grande extensão.

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho foi dividido em sete capítulos, de acordo com a estruturação prevista para os temas analisados:

- Capítulo 1: contextualização da pesquisa, apresentando a importância socioeconômica em estimar o comprimento de massa deslocada em um deslizamento de solo ou saprólito, abordando ainda as justificativas e objetivos gerais e específicos a serem alcançados, e a estruturação dos capítulos do texto;
- Capítulo 2: metodologia utilizada na pesquisa e no desenvolvimento do trabalho;

- Capítulo 3: apresenta a revisão bibliográfica de maneira sucinta sobre movimentos gravitacionais de massa, classificação de rochas e solos, modelos e incertezas e técnica estatística de regressão linear múltipla;
- Capítulo 4: são apresentadas as características da área de estudo e do seu meio físico, incluindo as principais unidades geológicas ao longo da linha tronco da Estrada de Ferro Vitória-Minas (EFVM), e os modelos de comportamento geotécnico dos taludes de solo ou saprólito;
- Capítulo 5: são abordados os materiais e os métodos utilizados neste trabalho. Os métodos foram divididos em cinco etapas: seleção dos taludes com cicatrizes de deslizamento na Estrada de Ferro Vitória-Minas (EFVM), atividade de campo, ensaios laboratoriais, estimativa do comprimento de massa deslocada (L) e avaliação do comprimento de massa deslocada (L);
- Capítulo 6: apresenta os resultados obtidos dos ensaios realizados e os resultados da aplicação da técnica de regressão múltipla, englobando a interpretação e análise desses resultados;
- Capítulo 7: apresenta as principais conclusões obtidas dos estudos realizados neste trabalho e algumas sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

METODOLOGIA DA PESQUISA

A elaboração dessa pesquisa foi realizada em três etapas, conforme ilustra o fluxograma apresentado na Figura 2.1.

A primeira etapa teve como intuito o estado da arte dos seguintes temas:

- Ferrovias;
- Movimentos de massa: tipos, conceitos, características, causas, condicionantes;
- Movimentos de massa: relações empíricas para estimar o comprimento de massa deslocada;
- Movimentos de massa: parâmetros que influenciam no comprimento de massa a ser deslocada;
- Regressão linear múltipla;
- Levantamento de dados topográficos, geométricos, geológicos e geotécnicos no domínio de influência da Estrada de Ferro Vitória-Minas;
- Levantamento do inventário de cicatrizes na EFVM desenvolvido por Silva (2017) para seleção dos deslizamentos a serem estudados.

A segunda etapa teve como finalidade realizar a identificação e inspeção das cicatrizes dos deslizamentos selecionados em campo, além de realizar a descrição geológico-geotécnica e a amostragem dos solos e saprólitos dos deslizamentos selecionados. As amostras coletadas foram submetidas a ensaios de granulometria, limites de consistência, massa específica real dos grãos e método expedito das pastilhas.

Cumpridas as etapas anteriores, na terceira etapa foram estimados os comprimentos de massa deslocada das cicatrizes dos deslizamentos selecionados. Em sequência, foi aplicada a técnica de estatística de regressão para obter um modelo, com base nos parâmetros geométricos e geológico-geotécnicos, capaz de prever o volume da cicatriz e o comprimento de massa deslocada, e realizadas as discussões e conclusões acerca desta pesquisa.

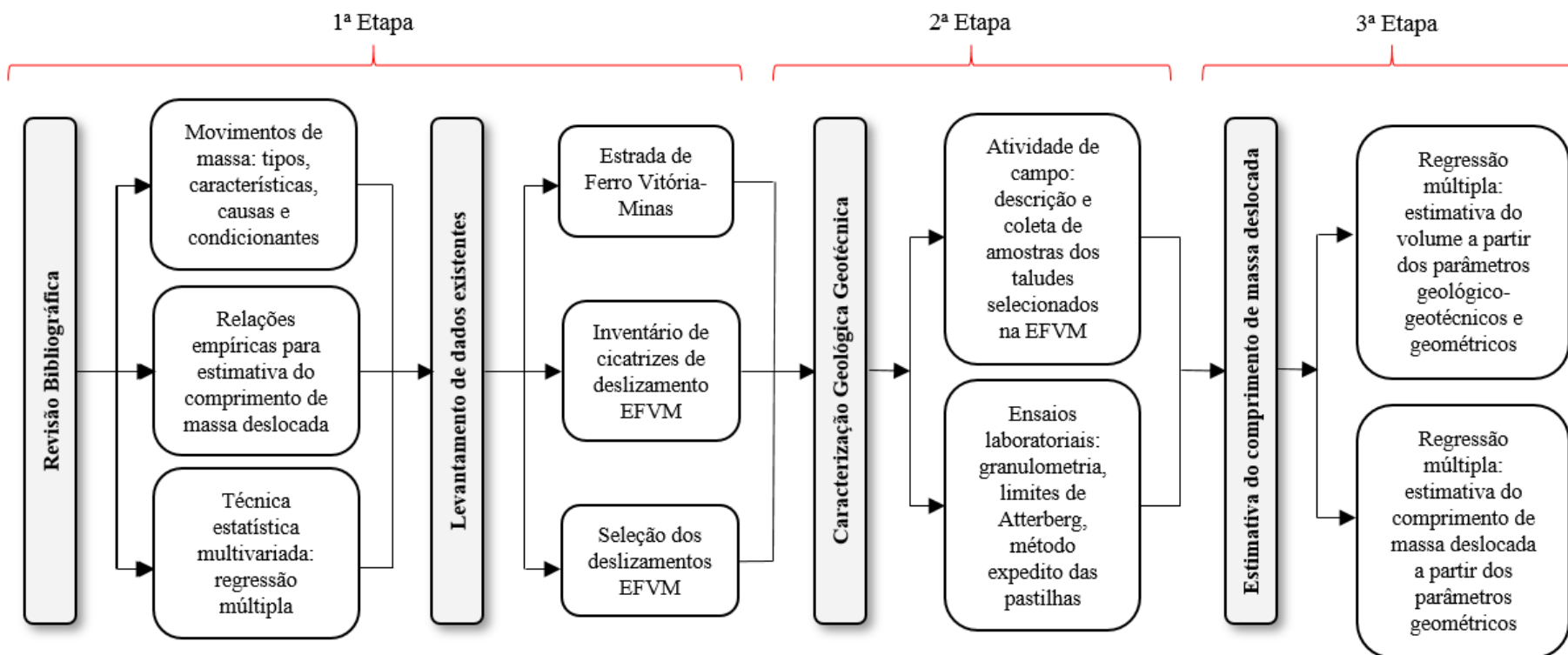


Figura 2.1 – Fluxograma ilustrando a metodologia desta pesquisa

CAPÍTULO 3

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 MOVIMENTO DE MASSA

O termo “movimento de massa” designa de forma generalizada processos naturais ou induzidos em que as massas, formadas por solo, rocha ou detritos, são movimentadas ao longo da vertente devido às forças gravitacionais ou a situações extraordinárias, seguindo trajetórias que dependem de um conjunto de fatores que caracterizam o movimento (Pelizoni, 2014).

O conhecimento mais detalhado dos mecanismos de instabilização de encostas naturais e artificiais vem se tornando objeto de estudo mundialmente, não somente devido à importância como agentes atuantes nas formas do relevo, mas também em função de suas implicações práticas e econômicas (Polanco, 2010).

Os movimentos de massa são processos complexos, e devido a essa característica, existem diversos critérios para a sua classificação baseados nas inúmeras variáveis que atuam neste fenômeno. Uma das classificações de movimentos de massa mais empregadas internacionalmente é a proposta por Varnes (1978), adotada pela IAEG (*International Association for Engineering Geology and the Environment*), na qual se classificam os movimentos de massa em: quedas, tombamentos, escorregamentos (rotacional e translacional), espalhamentos laterais, e complexos (Tabela 3.1).

A partir da classificação dos movimentos de massa de Varnes (1978), diversos autores desenvolveram definições para cada tipo de movimento, muitas vezes adaptadas para as características da região de estudo. Dentre várias definições existentes, neste estudo optou-se pelos conceitos propostos por autores nacionais com o intuito de expressar as características geológicas e geotécnicas brasileiras.

Tabela 3.1 – Classificação dos movimentos em encostas segundo Varnes (1978)

Tipo de Movimento	Tipo de Material		
	Rocha	Solos	
		Grossoiro	Fino
Quedas	de rochas	de detritos	de terra
Tombamento	de rochas	de detritos	de terra
Escorregamento	Rotacional	Deslizamentos de rochas	Deslizamentos de detritos
	Translacional		
Espalhamentos laterais	de rocha	de detritos	de terra
Corridas/escoamentos	de rocha	de detritos	de terra
	Avalanche de rocha	Avalanche de detritos	--
	Rastejo de rocha	Rastejo de solo	
Complexos: Combinação de dois ou mais dos principais tipos de movimentos			

Tominaga *et al.* (2009) definem a classificação “quedas” quando uma porção do solo ou rocha se desprende do maciço e cai em queda livre a partir de uma elevação, não apresentando superfície de movimentação. As causas das quedas de blocos são diversas, podendo citar entre elas: variação térmica do maciço rochoso, perda de sustentação dos blocos por ação erosiva da água, alívio de tensões de origem tectônica, vibrações, entre outras (Guidicini e Nieble, 1984).

O tombamento caracteriza-se pela rotação de um bloco de solo (saprólito) ou rocha sobre um eixo localizado abaixo de seu ponto de gravidade, e pode atingir velocidades extremamente lentas a extremamente rápidas. O movimento é provocado pela elevação dos níveis de poropressão em fraturas e descontinuidades paralelas a face do talude, ou pelo peso do material localizado sobre a massa que foi movimentada (Heidemann, 2011).

Uma outra variedade desse tipo de ruptura é o tombamento flexural. Esse tipo de movimento ocorre com mais frequência em taludes escavados em rochas sedimentares estratificadas ou metamórficas foliadas, cujas direções de foliação ou estratificação são aproximadamente paralelas à direção do talude, e com mergulho no sentido inverso do mesmo. Devido a ação do próprio peso, uma série de lâminas rochosas delimitadas pelas descontinuidades pode, a depender do atrito entre elas, deslizar umas sobre as outras e fletir, provocando uma ruptura por tração na base da lâmina e, finalmente, ao tombamento das mesmas. Também pode ocorrer em outras litologias, entretanto esta deve apresentar

pelo menos uma família de descontinuidade que obedeça às condições geométricas apresentadas (Dilásccio, 2004).

Os escorregamentos ou deslizamentos são movimentos descendentes de solo ou rocha ou detritos relativamente rápidos, que ocorrem quando a relação entre a resistência ao cisalhamento do material e a tensão de cisalhamento na superfície potencial de ruptura decresce até atingir uma unidade (Guidicini e Nieble, 1984).

Avaliando a geometria e a natureza dos materiais instabilizados, os escorregamentos ainda podem ser classificados como rotacionais ou circulares, translacionais ou planares, e em cunha (Tominaga *et al.*, 2009). Essas classificações serão detalhadas no próximo tópico, uma vez que esse é o tipo de movimento abordado neste trabalho.

O espalhamento lateral se configura pela ruptura e espalhamento lateral de materiais sobrejacentes a materiais que sofreram perda de resistência e ruptura repentina, sendo que no material sobrejacente podem ocorrer vários tipos de rupturas, como por exemplo, rotação, translação, escoamento e desintegração (Fernandes, 2000).

Os escoamentos ocorrem quando uma massa de solo coesivo ou rocha encontra-se sobre um material mais frágil, e este torna-se bastante fraturada, dando origem a movimentos de subsidência, rotação e translação sobre o material menos resistente, até que o mesmo se desintegre e escorra de forma ascendente pelas fraturas. Representam uma deformação, ou movimento progressivo, com ou sem superfície de transporte determinada, e são classificados de acordo com as particularidades do movimento, podendo ser de dois tipos: fluxo, onde o escoamento é fluido-viscoso, e os rastejos, com escoamento plástico (Heidemann, 2011).

Os fluxos ou corridas são formas rápidas de escoamento de caráter essencialmente hidrodinâmico, e são consequência da perda de atrito interno das partículas de solo, devido à destruição de sua estrutura interna, causada por índices pluviométricos excepcionais. Apresentam um comportamento de líquido viscoso, e podem atingir um extenso raio de ação, além de exibir um alto poder destrutivo (Tominaga *et al.*, 2009).

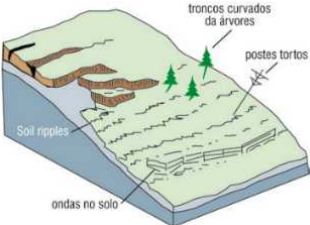
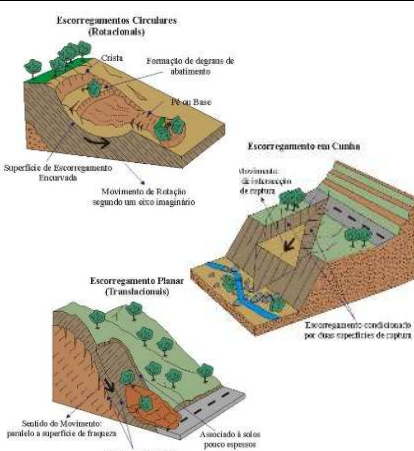
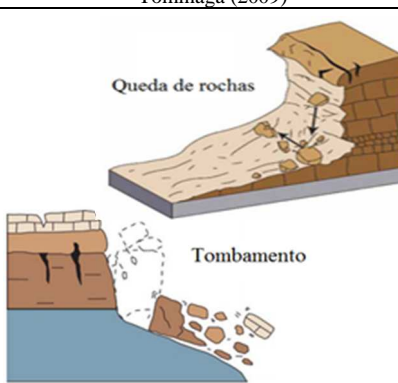
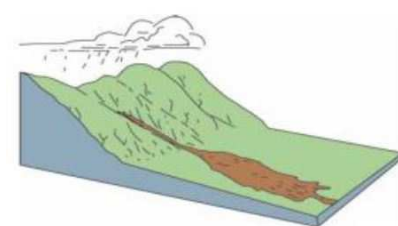
O tipo de movimento de massa denominado rastejos são caracterizados por movimentos lentos e contínuos que envolvem grande massa de materiais, e cujo deslocamento resultante ao longo do tempo é mínimo (mm a cm/ano). Esse tipo de movimento ocorre tanto em horizontes superficiais de solo, quanto em horizontes de transição solo/rocha localizados em maiores profundidades, e não exibe uma superfície de ruptura definida. Portanto, as evidências da ocorrência desse tipo de movimento são indiretas, e podem ser verificadas pela presença de trincas no terreno, árvores e/ou qualquer outro marco fixo inclinado, entre outros (Carvalho *et al.*, 2007).

Os movimentos de massa classificados como complexos são movimentos onde são combinados dois ou mais tipos de movimentos diferentes. De acordo com Fernandes (2010), esse é o tipo mais frequente, sendo verificada, por exemplo, a ocorrência de combinações de queda e rolamento de blocos associados a escoamentos de materiais grosseiros, escorregamentos e escoamentos de solo, entre outros.

Baseado nas ocorrências de movimentos de massa existentes no Brasil, Augusto Filho (1992) propôs uma classificação de aplicabilidade nacional, sendo a mais utilizada no País. Este autor classifica os movimentos de massa em rastejos (*creep*), escorregamentos (*landslides*), quedas (*fall*) e corridas ou fluxo (*flow*) (Tabela 3.2).

Dentre as demais classificações desenvolvidas com aplicabilidade geral ou de cunho regional, também é possível destacar as metodologias propostas por Cruden e Varnes (1996), Coussot e Meunier (1996), Hutchinson (198), Hungr *et al.* (2014), entre demais pesquisadores, que não serão abordadas nesse trabalho.

Tabela 3.2 – Principais tipos de movimentos de massa gravitacionais em encostas (modificado de Corteletti, 2017)

Processos	Representação Esquemática	Dinâmica/Geometria/Material
Rastejos (<i>creep</i>)	 <p>USGS (2008)</p>	<ul style="list-style-type: none"> vários planos de deslocamento (internos); velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescentes com a profundidade; movimentos constantes, sazonais ou intermitentes; solo, depósitos, rocha alterada/fraturada; geometria indefinida.
Deslizamentos ou Escorregamentos (<i>slides</i>)	 <p>Tominaga (2009)</p>	<ul style="list-style-type: none"> poucos planos de deslocamento (externos); velocidades médias (m/h) a altas (m/s); pequenos a grandes volumes de material; geometria e materiais variáveis: <ul style="list-style-type: none"> Planares ou translacionais: solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza; Circulares ou rotacionais: aterros, solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas; Em cunha: solos e rochas com dois planos de fraqueza.
Quedas (<i>fall</i>)	 <p>USGS (2008)</p>	<ul style="list-style-type: none"> sem planos de deslocamento; queda livre ou rolamento através de plano inclinado; velocidades muito altas (vários m/s); material rochoso; pequenos e médios volumes; geometria variável: lascas, placas, blocos, etc.; tipo: rolamento de matacão; tombamento; deslocamento.
Fluxos ou Corridas (<i>flow</i>)	 <p>USGS (2008)</p>	<ul style="list-style-type: none"> muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação); movimento semelhante ao de um líquido viscoso; desenvolvimento ao longo das drenagens; velocidades médias a altas; mobilização de solo, rochas, detritos e água; grandes volumes de material; extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas.

3.1.1 Causas e condicionantes dos movimentos de massa

Os movimentos de massa são processos complexos que envolvem inúmeras variáveis. Suas principais causas foram verificadas e fundamentadas por uma série de estudos de casos específicos. A partir das observações realizadas, Cruden e Varnes (1996) elaboraram inventário com os principais agentes causadores e os respectivos fatores que contribuem para a ocorrência do movimento de massa, apresentado na Tabela 3.3. Os agentes são divididos em quatro grupos: geológico, morfológico, físico e antrópicos.

Tabela 3.3 – Agentes e fatores que influenciam na ocorrência de movimentos de massa (modificado de Cruden e Varnes, 1996)

Agentes	Fatores
Geológicos	Materiais frágeis
	Materiais sensíveis
	Materiais intemperizados
	Materiais cisalhados
	Materiais com juntas ou fissuras
	Descontinuidades orientadas (acamamentos, xistosidade, falha, contato, discordâncias, entre outros)
	Contraste de permeabilidade entre materiais
	Contraste de rigidez entre materiais (material denso sobre material plástico)
Morfológicos	Tectonismo ou vulcanismo
	Alívio de tensões por degelo
	Erosão fluvial do pé da encosta
	Erosão do pé da encosta por ação das ondas do mar
	Erosão glacial do pé da encosta
	Erosão das margens laterais
	Erosão subterrânea (<i>piping</i>)
	Deposição de material no topo ou na base da encosta
	Remoção da vegetação
Físicos	Chuvas intensas
	Degelo repentino
	Precipitações excepcionais prolongadas
	Rápido rebaixamento do nível da água
	Terremotos
	Erupções vulcânicas
	Intemperismo por ciclos de gelo e degelo
	Intemperismo de material expansivo
Antrópicos	Escavações e modificações na geometria da encosta
	Sobrecarga no topo ou na encosta
	Rebaixamento do nível dos reservatórios
	Desmatamento
	Irrigação
	Mineração
	Vibrações artificiais
	Vazamentos de redes de abastecimento de água e de esgotos

Por essa classificação, é possível notar que os movimentos de massa podem ter inúmeras causas, entretanto, de acordo com Varnes (1978), esses movimentos possuem somente um deflagrador ou gatilho. O deflagrador é o estímulo externo, como por exemplo, chuvas intensas, erupções vulcânicas, sismos, que causam quase instantaneamente o aumento das tensões atuantes ou redução da resistência de cisalhamento do material envolvido, provocando a deflagração do movimento (Cruden e Varnes, 1996).

Segundo Terzaghi (1950) as causas dos movimentos de massa podem ser divididas em externas e internas. As causas externas são aquelas que provocam mudança no estado de tensão do maciço, e aumentam as tensões cisalhantes ao longo da superfície potencial de ruptura, como por exemplo a colocação de sobrecarga na parte superior do talude, escavação do pé, efeito de vibrações, movimentos tectônicos, entre outros.

Já as causas internas são aquelas que atuam reduzindo a resistência ao cisalhamento do solo, sem modificar o aspecto geométrico visível do talude, como por exemplo, pode-se citar o efeito da oscilação térmica, a perda de resistência pela ação do intemperismo e a elevação da poropressão na superfície potencial de deslizamento. Dessa forma, o movimento de massa ocorre quando as tensões cisalhantes atuantes ao longo da superfície potencial de ruptura se igualam à resistência ao cisalhamento do material (Figura 3.1).

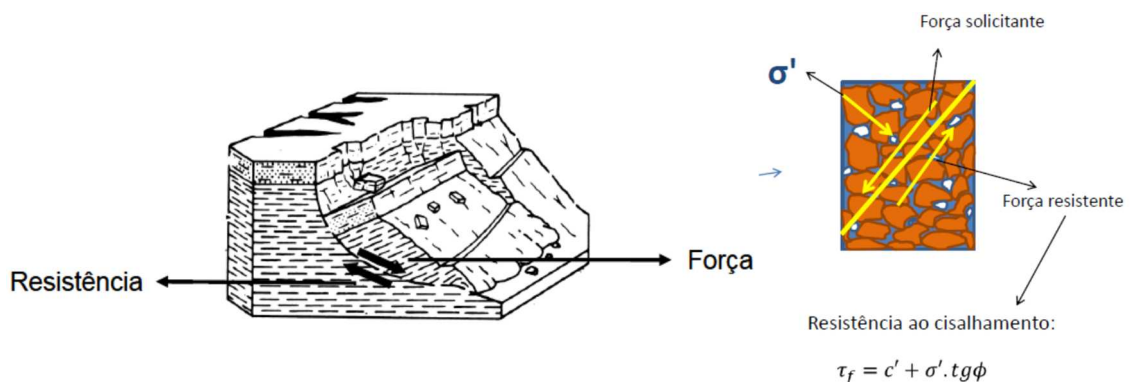


Figura 3.1 – Evento físico do processo de movimento de massa gravitacional

Dos agentes de origem natural, a infiltração de água no solo, seja por chuvas intensas ou duradouras, ou por rupturas de sistemas de drenagens, ou até mesmo de sistema de esgoto, é o principal deflagrador de movimentos de massa no Brasil. Segundo Advincula (2016), a atuação da água sobre a estabilidade de encostas pode provocar o incremento de

esforços solicitantes, seja por meio do aumento do peso específico do solo devido à elevação da umidade, ou pelo desenvolvimento de pressões hidrostáticas em fraturas de rocha e aumento das poropressões devido a percolação. A água também pode atuar na redução dos parâmetros de resistência do solo, como por exemplo, reduzindo ou eliminando a coesão aparente dos solos inicialmente no estado não saturado.

Dessa forma, em relação ao meio físico encontrado no Brasil, pode-se dizer que o principal deflagrador de movimentos de massa é a ocorrência de chuvas atrelada aos agentes antrópicos, representados pelo processo de urbanização e desmatamento com contribuição dos agentes geológicos.

3.1.2 Escorregamento ou deslizamento

Segundo Tominaga *et al.* (2009), os escorregamentos são movimentos rápidos onde as porções do terreno (solo ou rocha ou detritos) com volumes definidos deslocam-se sob ação da gravidade para baixo e para fora do talude ou da vertente. De acordo com a forma e a natureza dos materiais instabilizados, os escorregamentos são classificados como: escorregamentos rotacionais ou circulares, escorregamentos translacionais ou planares, e escorregamento em cunha. Também é comum a ocorrência de escorregamentos mistos, denominados círculo-planar ou rotacional-translacional. Nesse tipo de escorregamento, inicialmente é observada uma superfície de ruptura circular, que se torna plana, ou vice-versa.

O escorregamento rotacional apresenta uma superfície de ruptura curva ao longo da qual se dá o movimento rotacional no maciço de solo. Geralmente, a ocorrência desse tipo de escorregamento está associada a existência de solos espessos e homogêneos.

Já o escorregamento planar, conforme sugerido pelo nome, caracteriza-se pela superfície de ruptura plana. Está associado à heterogeneidade dos solos e rochas que representam discontinuidades mecânicas e/ou hidrológicas derivadas de processos geológicos, geomorfológicos ou pedológicos. Comumente, o plano de ruptura nos escorregamentos planares são rasos, atingindo profundidades entre 0,5 a 5 m.

Por fim, o escorregamento em cunha é considerado um subtipo do escorregamento planar, porém é condicionado por duas ou mais descontinuidades no maciço, que são desfavoráveis à estabilidade, provocando o deslocamento de um prisma ao longo do eixo de intersecção dos planos de instabilidade (Tominaga *et al.*, 2009).

3.1.3 Características e geometria dos escorregamentos

3.1.3.1 Elementos característicos dos escorregamentos

Com o intuito de descrever os elementos que configuram um escorregamento típico, a Comissão de Escorregamentos da Associação Internacional de Engenharia (1990) elaborou um diagrama em forma de figura, com base na terminologia do Glossário do Grupo de Trabalho da UNESCO (WP/WLI 1990, 1991, 1993 a,b), identificando os principais elementos que caracterizam uma massa deslocada, conforme ilustra a Figura 3.2. A porção superior da figura representa o plano de um escorregamento típico visto em planta, e a porção inferior em perfil, sendo que os números apresentados para cada elemento estão definidos na Tabela 3.4.

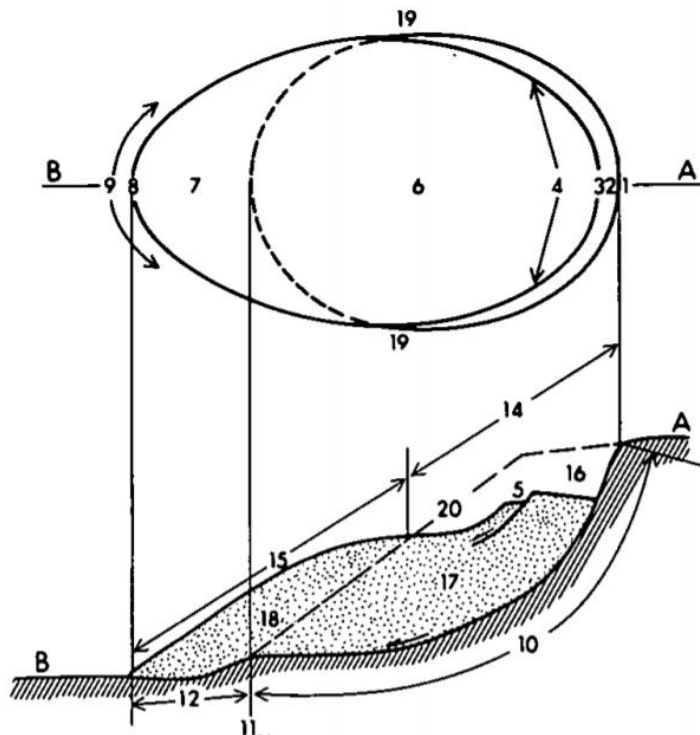


Figura 3.2 – Indicação, em seção e em planta, dos elementos característicos de um escorregamento (Cruden e Varnes, 1996)

Tabela 3.4 – Definições dos elementos característicos dos escorregamentos (Cruden e Varnes, 1996)

Número de Identificação	Elemento	Definição
1	Coroa	Material praticamente não deslocado adjacente à parte mais alta da escarpa principal.
2	Escarpa principal	Superfície íngreme no terreno intacto à banda superior do escorregamento causado pelo movimento do material deslocado (13, área pontilhada) fora do terreno intacto; é a parte visível da superfície de ruptura (10).
3	Topo	Ponto mais alto do contato entre o material deslocado (13) e a escarpa principal (2).
4	Cabeça	Parte superior do escorregamento ao longo do contato entre o material deslocado e a escarpa principal.
5	Escarpa menor	Superfície íngreme no material deslocado do escorregamento, produzida por movimentos diferenciais dentro do material deslocado.
6	Corpo principal	Parte do material deslocado do escorregamento que fica sobre a superfície de ruptura entre a escarpa principal (2) e o pé da superfície de ruptura (11).
7	Base	Porção do escorregamento que se moveu além do pé da superfície de ruptura (11) e fica sobre a superfície original do terreno.
8	Parte final/ponta	Ponto no pé (9) mais distante do topo (3) do escorregamento.
9	Pé	Margem mais baixa, usualmente curva, do material deslocado do escorregamento, mais distante da escarpa principal (2).
10	Superfície de ruptura	Superfície que forma (ou que se formou) o limite mais baixo do material deslocado (13) abaixo da superfície original do terreno (20).
11	Pé da superfície de ruptura	Intersecção (usualmente enterrada) entre a parte mais baixa da superfície de ruptura (10) de um escorregamento e a superfície original do terreno (20).
12	Superfície de separação	Parte da superfície original do terreno (20) que ficou coberta pela base (7) do escorregamento.
13	Material deslocado	Material deslocado da sua posição original no talude por movimento no escorregamento; forma tanto a massa reduzida (17) e acumulação (18); é o pontilhado na figura.
14	Zona de redução	Área do escorregamento dentro da qual o material deslocado (13) fica abaixo da superfície original do terreno (20)
15	Zona de acumulação	Área do escorregamento dentro da qual o material deslocado fica sobre a superfície original do terreno (20).
16	Redução	Volume limitado pela escarpa principal (2), massa reduzida (17), e superfície original do terreno (20).
17	Massa reduzida	Volume do material deslocado que fica sobre a superfície de ruptura (10) mas fica sob a superfície original do terreno (20).

Continua

Número de Identificação	Elemento	Definição
18	Acumulação	Volume do material deslocado (13) que fica sobre a superfície original do terreno (20).
19	Flanco/lateral	Material intacto adjacente às laterais da superfície de ruptura; limitar direções são preferíveis na descrição dos flancos, mas se esquerda e direita são usados, eles referem-se aos flancos como vistos da coroa.
20	Superfície original do terreno	Superfície do talude que existiu antes de ter ocorrido o escorregamento.

3.1.3.2 Dimensões geométricas dos escorregamentos

Com base nos elementos característicos de um escorregamento, a Comissão de Escorregamentos da Associação Internacional de Geologia de Engenharia (Cruden e Varnes, 1996) propôs, em 1990, as definições para as dimensões geométricas de um escorregamento típico. Tais definições são apresentadas no desenho esquemático da Figura 3.3. Novamente, cada parâmetro é identificado por um número, cuja descrição é apresentada na Tabela 3.5.

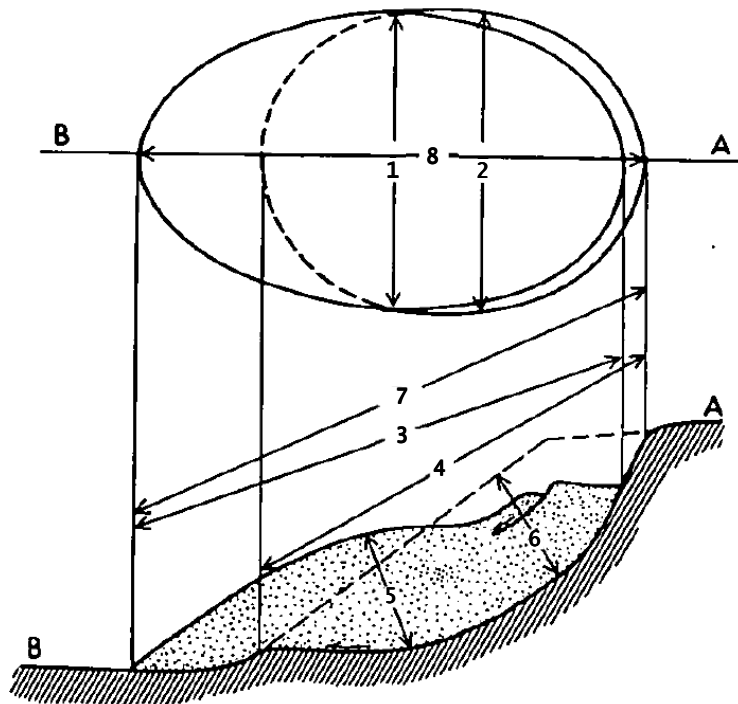


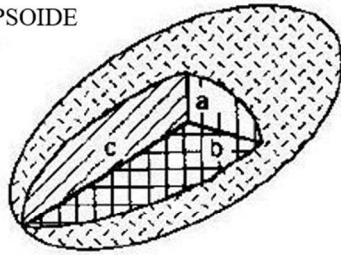
Figura 3.3 – Dimensões geométricas de um escorregamento típico (Comissão de Escorregamentos da IAEG, 1990 *apud* Cruden e Varnes, 1996)

Tabela 3.5 – Definição dos parâmetros utilizados para descrever as dimensões de um movimento de massa (Cruden e Varnes, 1996)

Número de Identificação	Nome	Definição
1	Largura da massa deslocada (W_d).	Largura máxima da massa deslocada perpendicular ao comprimento, L_d .
2	Largura da superfície de ruptura (W_r)	Largura máxima entre os flancos do escorregamento perpendicular ao comprimento, L_r .
3	Comprimento da massa deslocada (L_d)	Distância mínima da ponta/parte final ao topo.
4	Comprimento da superfície de ruptura (L_r)	Distância mínima do pé da superfície de ruptura à coroa.
5	Profundidade da massa deslocada (D_d)	Profundidade máxima da massa deslocada medida perpendicular ao plano contendo W_d e L_d .
6	Profundidade da superfície de ruptura (D_r)	Profundidade máxima da superfície de ruptura abaixo da superfície original do terreno medida perpendicular ao plano contendo W_r e L_r .
7	Comprimento total (L)	Distância mínima da ponta/parte final do escorregamento à coroa.
8	Comprimento da linha central (L_{cl})	Distância da coroa à ponta/parte final do escorregamento através dos pontos na superfície original do terreno equidistantes das margens laterais da superfície de ruptura e material deslocado.

Utilizando as medidas de L_d , W_d , D_d , L_r , W_r e D_r , e fazendo uma suposição sobre a forma da superfície de ruptura do escorregamento, é possível estimar o volume do material deslocado em um escorregamento. Um exemplo é o caso dos escorregamentos rotacionais, onde a maioria das superfícies de ruptura pode ser aproximada para metade de um elipsoide, com semieixos D_r , $\frac{W_r}{2}$, $\frac{L_r}{2}$, conforme ilustra a Figura 3.4 (Cruden e Varnes, 1996).

(A) ELIPSOIDE



(B) ESCORREGAMENTO

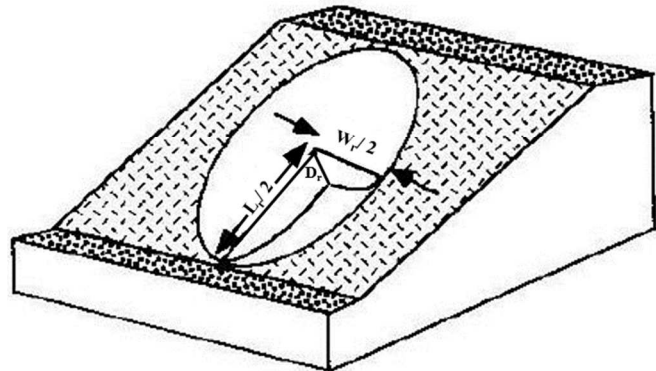


Figura 3.4 – Estimativa do volume de um escorregamento em forma de metade de um elipsoide (Cruden e Varnes, 1996)

Dessa forma, matematicamente o volume do elipsoide é calculado pela Equação 3.1 (Cruden e Varnes, 1996).

$$V_{eps} = \frac{4}{3} \pi abc \quad (3.1)$$

Onde “a”, “b” e “c” são os semieixos principais. Logo, como o volume do escorregamento corresponde à metade de um elipsoide, tem-se que:

$$V_{is} = \frac{1}{2} \frac{4}{3} \pi abc = \frac{4}{6} \pi abc \quad (3.2)$$

Conforme apresentado na Figura 3.4, em um escorregamento $a = D_r$, $b = W_r/2$ e $c = L_r/2$. Portanto, o volume de solo deslocado em um escorregamento pode ser estimado utilizando a Equação 3.3.

$$V_{is} = \frac{4}{6} \pi abc = \frac{4}{6} \pi D_r \frac{W_r}{2} \frac{L_r}{2} = \frac{1}{6} \pi D_r W_r L_r \quad (3.3)$$

Onde V_{is} é o volume do material antes do movimento do escorregamento. Normalmente, há um aumento do volume do material após o escorregamento, pois o movimento provoca

a dilatação do material. Portanto, após a ocorrência do movimento, o volume de material deslocado é estimado pela Equação 3.4.

$$V_{is} = \frac{1}{6} \pi D_d W_d L_d \quad (3.4)$$

O termo fator de empolamento é apresentado em porcentagem, e é utilizado para descrever esse aumento do volume de material após a ocorrência do movimento de massa. Church (1981 *apud* Cruden e Varnes, 1996) sugere a utilização de um fator de empolamento de 67 %. Já Nicoletti e Sorriso-Valvo (1991) propuseram um valor de 33 %.

Além da definição dos parâmetros geométricos recomendada pela IAEG, inúmeros pesquisadores também definem as principais características geométricas de um escorregamento. Dentre esses pesquisadores, cita-se Guo *et al.* (2014), que definiram os parâmetros geométricos tomando como base o perfil longitudinal de um escorregamento, conforme ilustra a Figura 3.5.

O perfil longitudinal do deslizamento foi obtido pelo mapa topográfico, e com base na densidade das linhas de contorno foram definidas as seguintes propriedades:

- Ângulo do talude (θ): é a inclinação média da face do talude de onde aconteceu o deslizamento;
- Altura do talude (h): é a diferença de elevação da crista do talude em corte com o pé do talude;
- Comprimento de massa deslocada (L): é a distância horizontal da crista da fonte do deslizamento e a porção distal do material deslocado no deslizamento;
- Altura (H): distância vertical entre a ponta final da zona de deposição do movimento de massa ao ponto mais alto na zona de iniciação do movimento;
- Ângulo α : representa o ângulo de viagem. Refere-se a inclinação, em relação a horizontal, entre a crista da cicatriz do deslizamento e a porção distal do material deslocado;

- Ângulo β : corresponde ao ângulo entre a face do talude e a superfície de deposição de deslizamento.

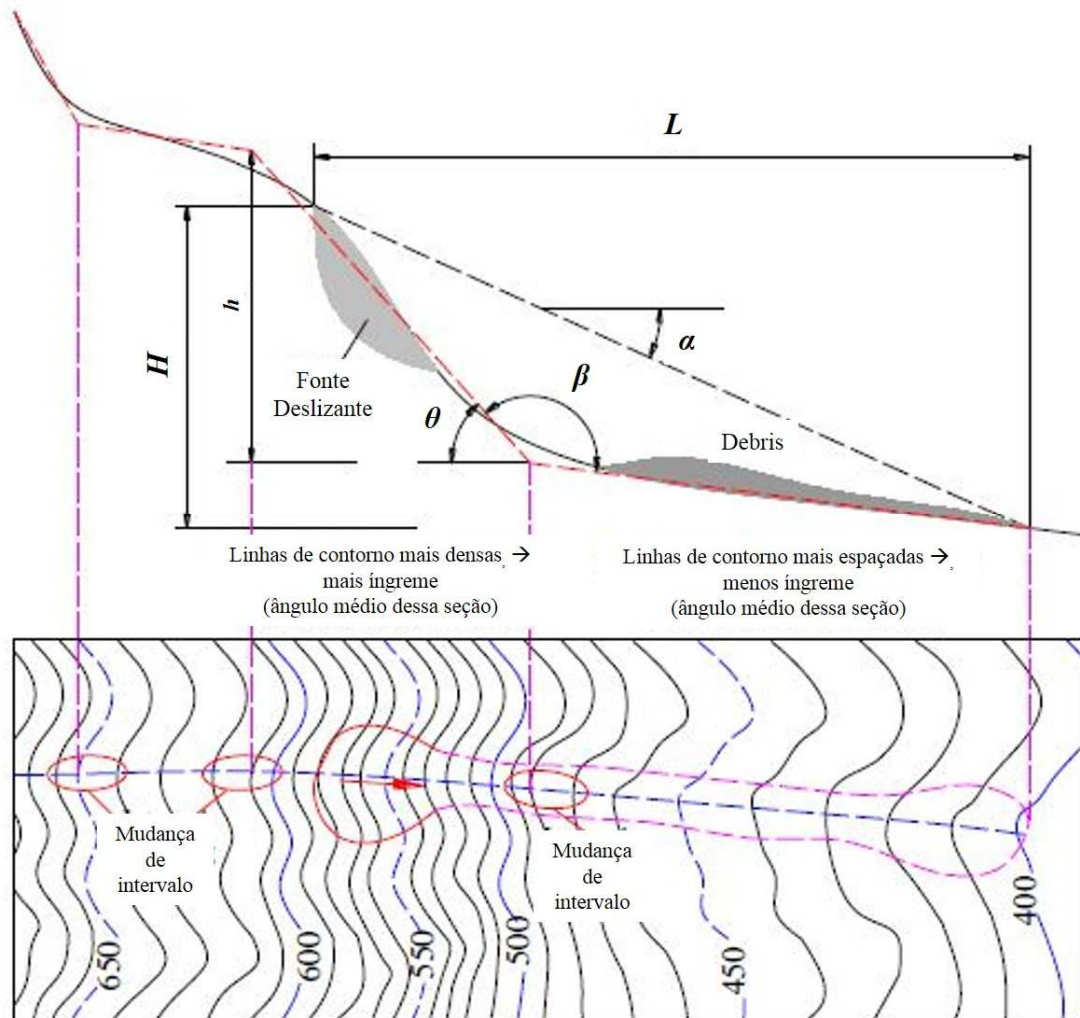


Figura 3.5 – Desenho esquemático de um deslizamento com a definição dos parâmetros geométricos (modificado de Guo *et al.*, 2014)

3.1.4 Relações empíricas para estimar o comprimento de massa deslocada (L)

No fim do século XX, apesar de modesta, ocorreu a retomada de pesquisas voltadas para a estimativa do comprimento de massa deslocada em movimentos de massa, com o intuito de minimizar as incertezas nas delimitações das áreas afetadas na ocorrência de um evento. Apoiado em informações de diversos movimentos de massa ocorridos em várias localidades do mundo, e no avanço das plataformas computacionais na área de mapeamento, esses métodos empíricos vêm sendo desenvolvidos com o objetivo de

estimar o comprimento máximo de material deslocado em um movimento de massa gravitacional. Essas relações vêm se mostrando práticas e rápidas, uma vez que não necessitam dos parâmetros reológicos ou de detalhes mecânicos dos movimentos e, portanto, podem ser utilizadas em locais onde os dados são limitados. Ademais, podem auxiliar e melhorar a qualidade dos mapas de riscos de escorregamentos e de fluxos de massa, possibilitando a aplicação de técnicas mitigadoras de modo a reduzir os danos e prejuízos causados por tais movimentos.

De acordo com Silva (2017), os principais parâmetros utilizados pelos pesquisadores para prever o comprimento da massa deslocada (L) são: volume, distância de percurso total, altura do talude, ângulo de inclinação do talude, área afetada pelos deslizamentos e área da cicatriz de deslizamento.

A primeira relação empírica para prever o comprimento de massa deslocada foi proposta por Heim (1932), que estabeleceu que a distância que um deslizamento percorre é proporcional ao seu volume. Ele equacionou a perda de energia para trabalho, e postulou que a tangente do ângulo (α) da linha que conecta a ponta final da zona de deposição do movimento de massa ao ponto mais alto na zona de iniciação do movimento (denominado ângulo de viagem) do movimento deveria ser igual à razão entre o deslocamento vertical (H) e horizontal (L) (Equação 3.5).

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} \quad (3.5)$$

A partir desse estudo, inúmeros autores, como por exemplo, Corominas (1996), Rickenmann (1999), Finlay *et al.* (1999), Hunter e Fell (2001), Guo *et al.* (2014) e Silva (2017), desenvolveram modelos a partir de relações empíricas para determinar a distância percorrida pelo material em um movimento de massa.

Corominas (1996) selecionou dados de um total de 204 movimentos de massa que ocorreram em diversos países, entre eles queda de blocos, fluxo de detritos, fluxo de terra e escorregamentos translacionais, de modo que os dados fossem representativos da variedade dos tipos de movimentos de massa. Com esses dados e aplicando técnicas de

regressão, foram desenvolvidas relações entre a altura do talude (H) e volume de material mobilizado (V) que estimam o comprimento de massa deslocada (L) de um movimento de massa. As equações obtidas são apresentadas a seguir.

- Queda de blocos:

$$\log\left(\frac{H}{L}\right) = -0,109 \log vol + 0,210 \quad (3.6)$$

- Fluxo de detrito:

$$\log\left(\frac{H}{L}\right) = -0,105 \log vol - 0,012 \quad (3.7)$$

- Fluxo de terra:

$$\log\left(\frac{H}{L}\right) = -0,070 \log vol - 0,214 \quad (3.8)$$

- Escorregamentos translacionais:

$$\log\left(\frac{H}{L}\right) = -0,068 \log vol - 0,159 \quad (3.9)$$

Rickenmann (1999) também desenvolveu uma equação para estimar o comprimento de massa deslocada, porém para aplicação em fluxo de detritos. Essa equação foi desenvolvida pela técnica de regressão aplicada nos dados obtidos de um total de 200 fluxos de detritos que ocorreram nos Alpes Suíços. Como resultado, obteve-se que o comprimento de massa deslocada estava correlacionado ao volume do fluxo de detritos (V) e a diferença de elevação entre a porção distal de deposição do material e o ponto mais alto a área de iniciação (H) (Equação 3.10). De acordo com Rickenmann (1999), o produto entre o V e H pode ser considerado a energia potencial do movimento de massa.

$$L = 1,9V^{0,16} H^{0,83} \quad (3.10)$$

A partir da geometria da encosta, Finlay *et al.* (1999) também desenvolveram modelos por regressão múltipla para prever o comprimento de massa deslocada. Para o desenvolvimento dos modelos, foram considerados dados de 1100 movimentos de massa registrados em Hong Kong em encostas de saprólitos de granito e de materiais vulcânicos. Essas encostas foram subdivididas em encostas com corte (515 casos), encostas com aterro (68 casos), e encostas com paredes de contenção (50 casos), e as Equações 3.11, 3.12, e 3.13 exibem os modelos obtidos.

- Encostas com corte:

$$\text{Log } L = 0,109 + 1,01 \log H - 0,506 \log(\tan \theta) \quad (3.11)$$

- Encostas com aterro:

$$\text{Log } L = 0,453 + 0,547 \log H + 0,305 \log\left(\frac{V}{W}\right) \quad (3.12)$$

- Encostas com paredes de contenção:

$$\text{Log } L = 0,178 + 0,587 \log H + 0,309 \log\left(\frac{V}{W}\right) \quad (3.13)$$

Onde L é o comprimento de massa deslocada, H a altura, θ é o ângulo de inclinação da encosta, V é o volume do movimento de massa, e W é a largura da cicatriz do movimento. Os modelos desenvolvidos por Finlay *et al.* (1999) são recomendados para movimentos em que a superfície de deposição abaixo da encosta se aproxima da horizontal.

A partir da base de dados de movimentos de massa de Hong Kong, desenvolvida por Finlay *et al.* (1999), Hunter e Fell (2001) desenvolveram uma nova equação para prever o comprimento de massa deslocada em encostas de corte. Essa nova equação (Equação 3.14) foi elaborada considerando deslizamentos que apresentaram volumes entre 25 e 20.000 m³, e também é recomendada para movimento em que a superfície abaixo da encosta se aproxima da horizontal.

$$\frac{H}{L} = 1,09(\tan\theta)^{0,42} \cdot V^{-0,11} \quad (3.14)$$

Onde L é o comprimento de massa deslocada, H a altura, V é o volume do movimento de massa, e θ é ângulo de inclinação do corte da encosta. Além da restrição da superfície de deposição ser aproximadamente horizontal, essa equação também é indicada para movimentos de massa em que a superfície de ruptura se desenvolve acima do pé da encosta, e não em toda a sua face.

Silva (2017), pela aplicação da técnica estatística de regressão múltipla, também propõe uma relação para estimar o comprimento de massa deslocada (L) em deslizamentos de solo que aconteceram na Estrada de Ferro Vitória-Minas. A relação desenvolvida considera apenas os parâmetros geométricos da encosta, e é composta pela inclinação do talude (IT), altura do talude (HT), volume da cicatriz de deslizamento (V), e área da cicatriz (A) (Equação 3.15).

$$L = -6.16IT + 0,171HT + 0,000036V - 0,000121A + 665 \quad (3.15)$$

3.1.5 Propriedades do solo que influenciam o comprimento de massa deslocada (L) no movimento de massa

Utilizando o coeficiente de deslocamento, Usuki e Mizuma (2011) avaliaram a influência da distribuição granulométrica, limites de Atterberg, e resistência à compressão no comprimento de massa deslocada de inúmeros movimentos de massa ocorridos no Japão.

Para essa avaliação, foi utilizado o coeficiente de deslocamento (Tr), que é a razão entre o comprimento horizontal entre o pé da superfície de ruptura e a parte final do material depositado após o movimento (L2), e o comprimento horizontal entre o topo da cicatriz gerada pelo movimento e o pé da superfície de ruptura (L1), dado pela Equação 3.16. A Figura 3.6 ilustra a definição de L1 e L2 em um movimento de massa.

$$Tr = \frac{L1}{L2} \quad (3.16)$$

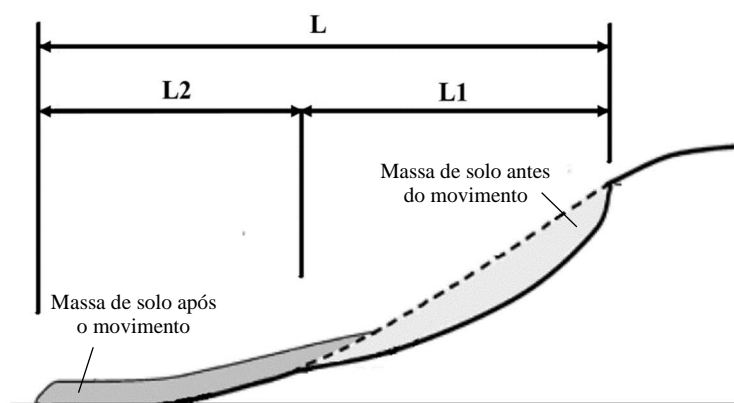


Figura 3.6 – Ilustração da definição de L1 e L2 para determinação do coeficiente de deslocamento (T_r)

Dentre o banco de dados de 1478 movimentos de massa, quinze movimentos com comprimento de massa deslocada entre 50 e 600 m, e coeficiente de deslocamento (T_r) entre 0,2 e 0,6 foram destacados para a análise.

A partir da distribuição granulométrica, verifica-se que os quinze solos dos taludes selecionados estão distribuídos, no diagrama triangular (Figura 3.7) em áreas caracterizadas por significativas proporções de argila e silte. Já os movimentos de massa que possuem um elevado coeficiente de deslocamento, estão posicionados na região central do diagrama, apresentando mais de 20 % de cascalho, areia, silte e argila. Ao que tudo indica, se a porcentagem de cascalho e areia ultrapassa 20 %, há um aumento no coeficiente de deslocamento, porém se a porcentagem de cascalho e areia ultrapassa 50 %, há uma redução do coeficiente de deslocamento (Usuki e Mizuma, 2011).

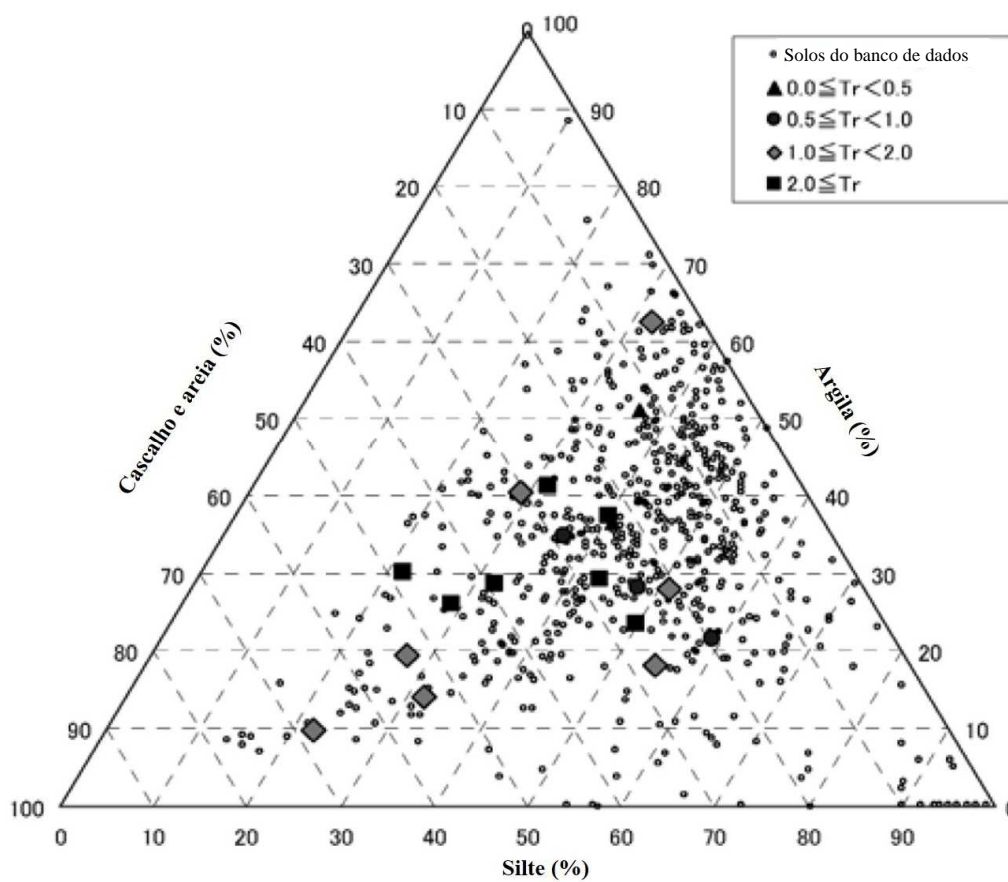


Figura 3.7 – Diagrama triangular da distribuição granulométrica de solos dos movimentos de massa selecionados, a partir do coeficiente de deslocamento relacionado com a distribuição dos demais solos do banco de dados (modificado de Usuki e Mizuma, 2011)

A distribuição do índice de plasticidade e limite de liquidez dos movimentos de massa selecionados é apresentada na Figura 3.8. A linha “A” apresentada na figura é o limite que separa grandes e pequenas variações volumétricas e permeabilidades. A linha “B” é o limite que separa grandes e pequenas compressibilidades. Os solos com elevado coeficiente de deslocamento estão distribuídos sobre ou próximos as linhas “A” e “B”.

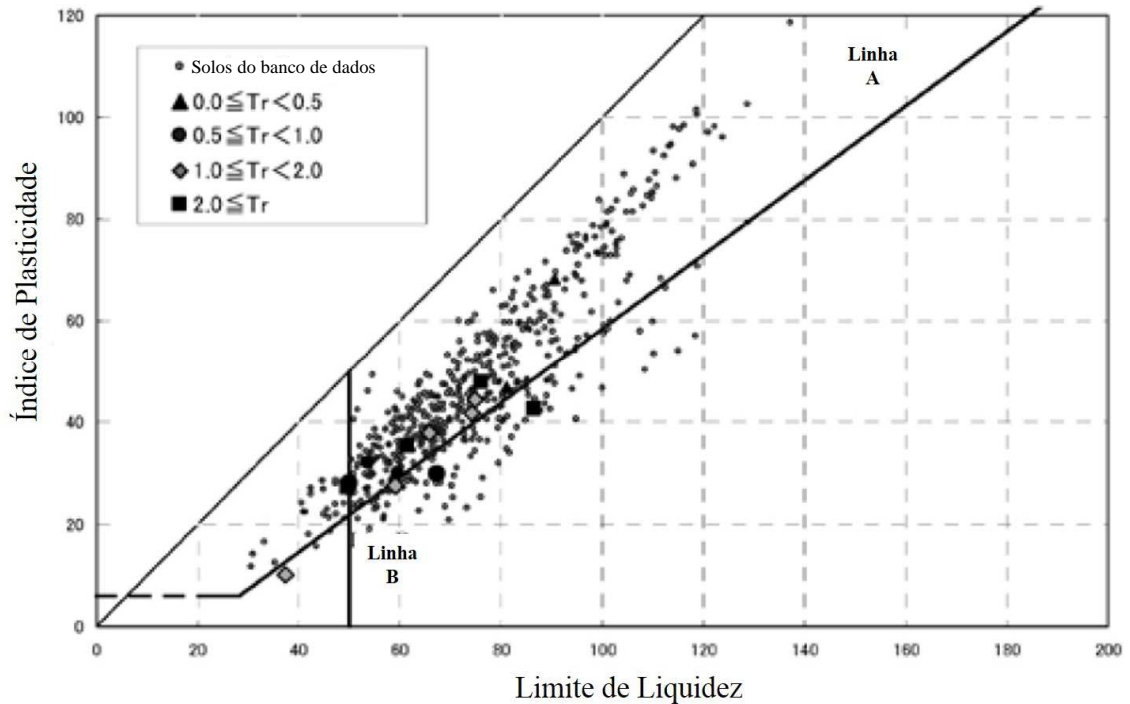


Figura 3.8 – Limite de liquidez *versus* índice de plasticidade dos solos dos movimentos de massa selecionados (modificado de Usuki e Mizuma, 2011)

De acordo com Usuki e Mizuma (2011), os resultados dos ensaios de caracterização do solo evidenciam que as propriedades mecânicas, que variam com a distribuição granulométrica, também influenciam diretamente no movimento de massa.

Tal observação foi confirmada pela realização de ensaios de granulometria, limites de consistência, e de compressão triaxial em quatro tipos de solo com a seguinte distribuição granulométrica: solo com granulometria intermediária, solos com granulometria fina 1 e 2, e solo com granulometria grossa (Usuki e Mizuma, 2011).

A Figura 3.9 e a Figura 3.10 apresentam, respectivamente, os resultados obtidos pela análise granulométrica e testes de consistência para os solos padronizados ensaiados, comparados com os resultados dos solos do banco de dados de movimento de massa.

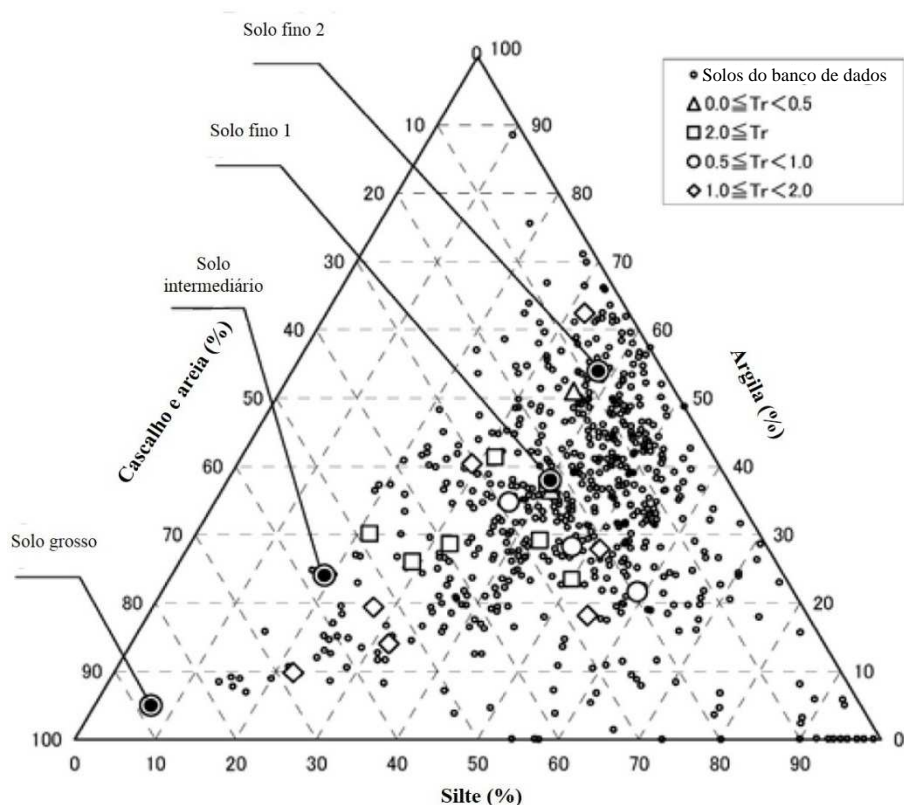


Figura 3.9 – Diagrama triangular da distribuição granulométrica dos solos ensaiados e dos solos do banco de dados (modificado de Usuki e Mizuma, 2011)

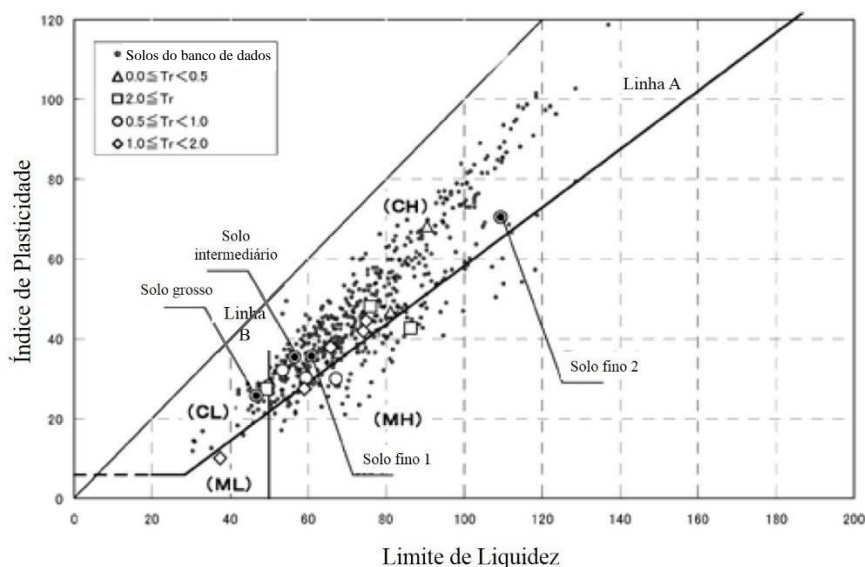


Figura 3.10 – Limite de liquidez *versus* índice de plasticidade dos solos ensaiados e dos solos do banco de dados (modificado de Usuki e Mizuma, 2011)

A partir da Figura 3.9 é possível observar que o “solo de granulometria intermediária” está situado na região dos solos que apresentam elevados coeficientes de deslizamento

($Tr \geq 1$). Os “solos de granulometria fina 1 e 2” encontram-se inseridos nas regiões dos solos que apresentam pequenos deslocamentos. Por fim, o “solo com granulometria grossa” encontra-se inserido onde não há registros de movimentos de massa (Usuki e Mizuma, 2011).

Já pela Figura 3.10 é possível observar que todos os solos ensaiados encontram-se basicamente na mesma área do diagrama de plasticidade, sendo esta área caracterizada por movimentos de massa normais, que não apresentam elevados comprimentos de massa deslocada (Usuki e Mizuma, 2011).

Nas envoltórias do círculo de Mohr, obtidas de ensaios de compressão triaxial dos quatro tipos de solo utilizados como padrão (Figura 3.11), é observado que em tensões confinantes equivalentes a uma profundidade de 5-10 m da superfície do solo, o “solo de granulometria intermediária” apresenta a menor resistência ao cisalhamento. Entretanto, quando a profundidade é equivalente a 15 m ou mais, o “solo de granulometria fina 2” apresenta a menor resistência ao cisalhamento. A partir dessas observações, supõe-se que solos com uma distribuição granulométrica similar ao “solo de granulometria intermediária” vão se fraturar rapidamente quando o movimento ocorrer (Usuki e Mizuma, 2011).

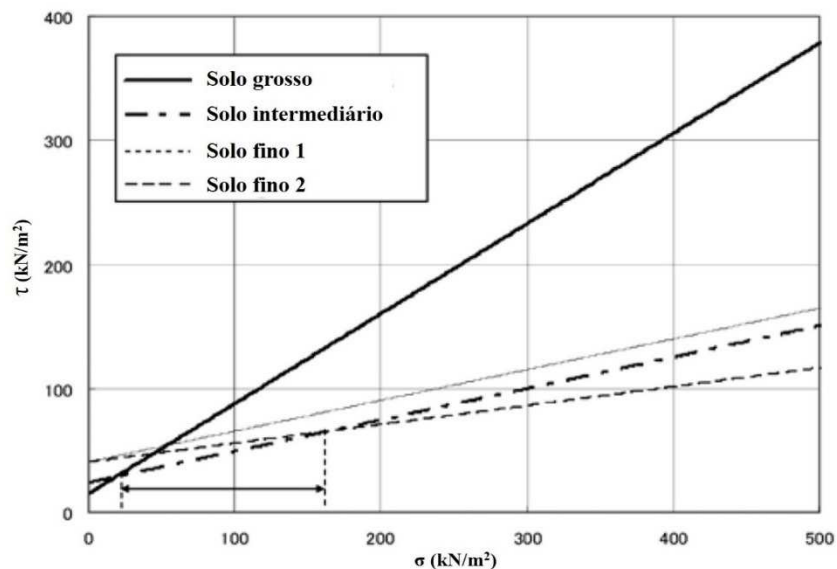


Figura 3.11 – Envoltórias obtidas pelo ensaio de compressão triaxial com indicação do intervalo em que as tensões confinantes são equivalentes a uma profundidade de 5 a 15 m da superfície do solo (modificado de Usuki e Mizuma, 2011)

3.2 CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS E ROCHAS

A Geotecnia tem sido separada em três disciplinas distintas nos últimos quarenta anos: a mecânica dos solos, a mecânica das rochas e a geologia de engenharia. As classificações geológicas são baseadas nas propriedades físicas tátil-visuais das rochas, tais como estrutura, mineralogia, litologia e evolução geotectônica. Como os solos são formados a partir de um material rochoso, muitas das vezes o solo é classificado conforme sua rocha parental. Quando a rocha se apresenta alterada a muito alterada, os limites de mecânica do solo e mecânica da rocha são extrapolados e dependem da especialização do profissional (Figura 3.12) (Pinho, 2003).

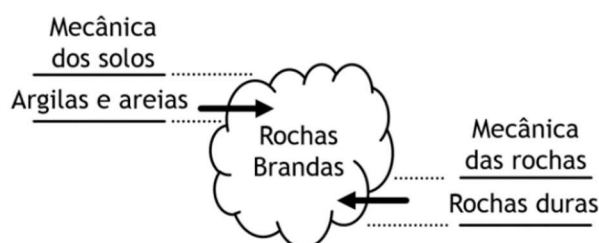


Figura 3.12 – Diagrama de transição de estudos de mecânicas das rochas e solos proposto por Pinho (2003)

A classificação se complica quando o maciço rochoso se apresenta muito alterado e com presença de descontinuidades. Neste estado, ele se encontra mais resistente e mais frágil que um solo, embora menos resistente e mais dúctil que uma rocha, podendo ser classificado como rocha branda. Dessa forma, especialistas em mecânica dos solos classificam rochas muito alteradas como solos duros, enquanto especialistas em mecânica das rochas classificam esse material em rochas brandas (Pinho, 2003).

Dobereiner (1984) apresenta um diagrama (Figura 3.13) da formação de rochas e solos no qual contempla que as rochas alteradas podem ser rochas ígneas, metamórficas ou ainda sedimentares resistentes, que tenham sido submetidas a processos tectônicos ou ações intempéricas.

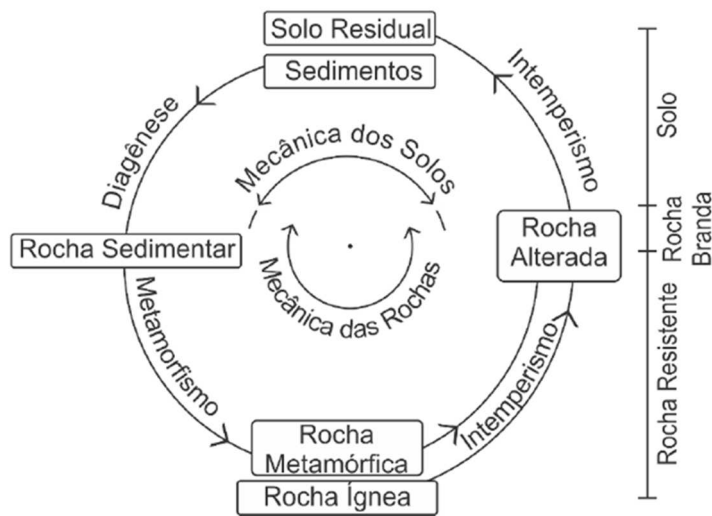


Figura 3.13 – Diagrama de estudos de rochas e solos proposto por Dobereiner (1984)

Segundo Pinho (2003), o limite rocha-solo pode ser estabelecido usando critérios como a resistência, deformabilidade, porosidade, densidade e compressibilidade do material. Destes, o critério mais utilizado é a resistência à compressão uniaxial. Inclusive, este é o critério empregado pela ISRM (1978) para a classificação de solos e rochas (Figura 3.14). Nesta classificação, nota-se que existe uma sobreposição entre o intervalo de 0,25 a 1,0 MPa, caracterizado por solos rijos (até 0,5 MPa) e rochas extremamente brandas (até 1,0 MPa). De acordo com Pinho (2003), rochas brandas ou de baixa resistência são materiais rochosos com fraca resistência à compressão uniaxial, e cujo comportamento geotécnico os situa entre rochas duras e solos.



Figura 3.14 – Classificação de solo e rocha a partir da resistência à compressão uniaxial de acordo com a ISRM (1978) (adaptado de Pinho, 2003)

No processo de formação de um solo, denominado pedogênese, a rocha parental sofre alterações (desagregação e decomposição) até se tornar solo. Pelo intemperismo, o material rochoso sofre variações em determinadas propriedades, tais como porosidade, índice de vazios, peso específico seco, e também na resistência mecânica, com queda acentuada de coesão (Lopes, 2006). Os maciços rochosos intemperizados apresentam, em geral, uma sequência de horizontes que mostram o avanço da alteração em profundidade

Deere e Patton (1971) ordenaram um perfil de maciço rochoso intemperizado em quatro camadas (Figura 3.15) para o caso de granito e gnaisse:

- Rocha sã: setores do maciço ainda não atingidos pelo intemperismo. Os minerais apresentam-se com brilho e sem sinais evidentes de alteração;
- Rocha alterada: camada onde os minerais exibem sinais evidentes de alteração (perda de brilho e cor), especialmente ao longo das juntas e falhas;
- Solo residual jovem: camada de solo constituído por minerais primários e secundários, que ainda guarda características herdadas da rocha original (estrutura reliquiar). Pode conter alguns blocos rochosos na sua massa;
- Solo maduro: constituído por minerais secundários (transformados e neoformados) e primários que resistiram ao intemperismo, de granulação variável dependendo do tipo de rocha de origem. Trata-se geralmente de um solo homogêneo e com estrutura porosa.

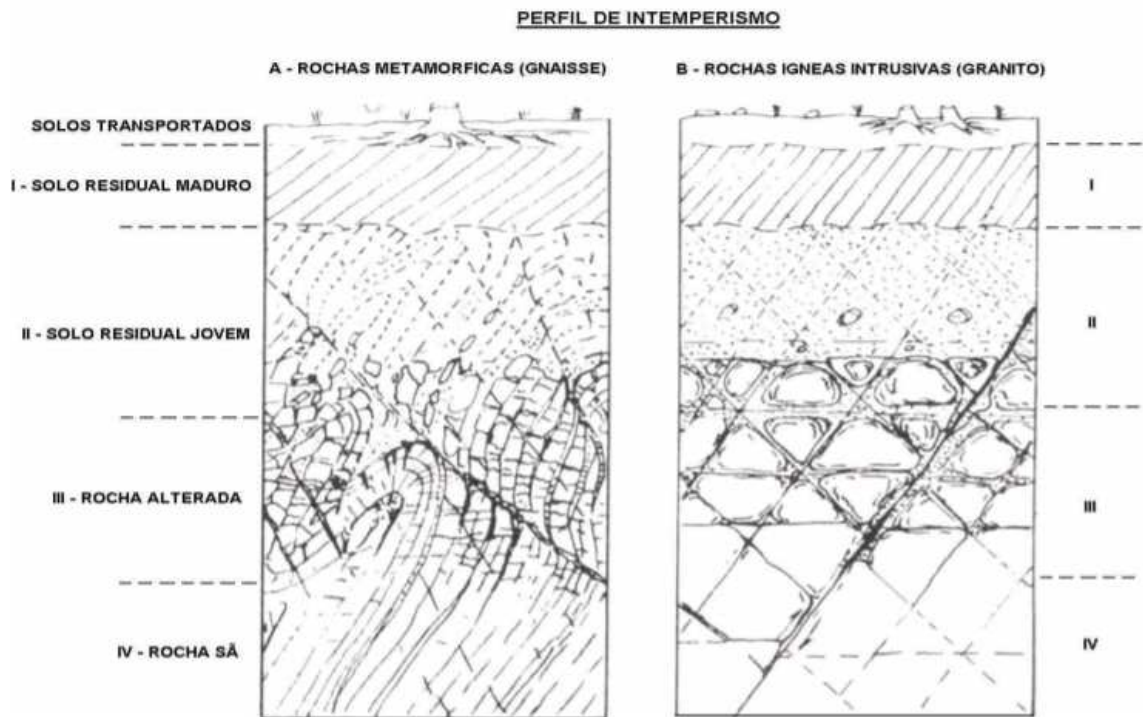


Figura 3.15 – Perfil de intemperismo: (A) rocha metamórfica; (B) rocha ígnea intrusiva (adaptado de Deere e Patton, 1971)

Já a ISRM (1981) propõe uma sequência para descrever perfis de alteração discriminando-os em seis estágios (Figura 3.16), além de separar a zona I-II correspondente à rocha, a zona V-VI correspondente a solo, e a zona intermédia III-IV correspondente ao material de alteração, denominado de saprólito (rocha decomposta):

- Rocha sã (I);
- Levemente alterada (II);
- Moderadamente alterada (III);
- Altamente alterada (IV);
- Completamente alterada (V);
- Solo residual (VI).

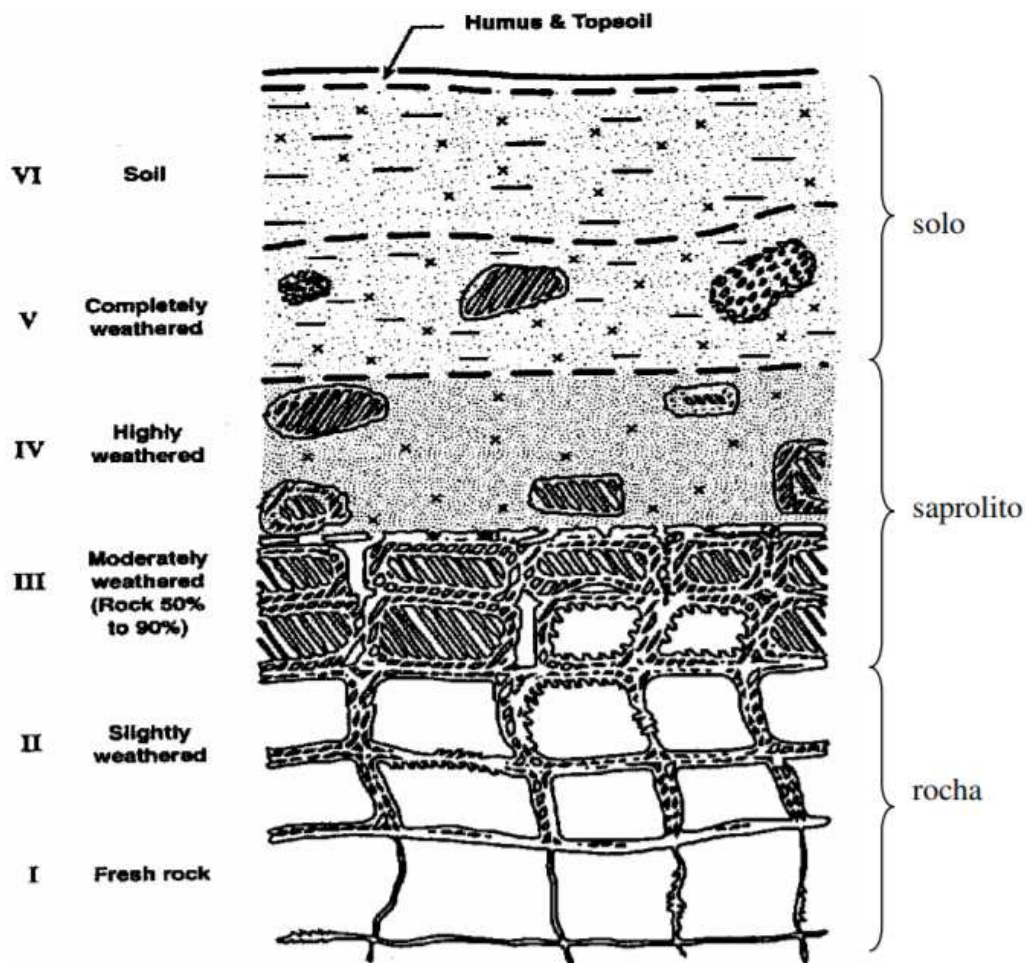


Figura 3.16 – Perfil de alteração proposto pela ISRM (1981)

O território brasileiro é formado principalmente por rochas muito antigas que sofreram vários eventos tectônicos ao longo do tempo, produzindo dobramentos e fraturas diversas. Aliado a esses eventos geotectônicos, o clima tropical úmido de grande parte do terreno propiciou a formação de rochas de muito baixa resistência em grande parte do país, onde a formação dos solos é marcada por sua ligação parental, produto de alterações das rochas existentes na região, cuja complexidade de caracterização é consequência do processo de intemperismo que marca as regiões tropicais. Dessa forma, os solos tropicais são caracterizados por apresentar peculiaridades de propriedades e de comportamento quando comparados aos solos não tropicais. Essas peculiaridades são desenvolvidas pela atuação de processos geológicos e/ou pedológicos típicos das regiões tropicais úmidas (*Committee on Tropical Soils of ISSMEF, 1985*).

A partir de estudos desenvolvidos em solos tropicais nacionais, Nogami e Villibor (1995) observaram que para um solo ser classificado como tropical, não basta apenas que tenha sido desenvolvido na faixa climática tropical ou em regiões de clima úmido tropical, mas também é indispensável que possua peculiaridades de interesse geotécnico, que são relacionadas às propriedades tais como: porosidade, índice de vazios, peso específico seco e da queda de coesão.

De acordo com Nogami e Villibor (1995), dentre os solos tropicais destacam-se duas grandes classes: os solos lateríticos e os solos saprolíticos. Os solos lateríticos podem ter origem residual ou transportada, e pertencem aos horizontes A e B de um perfil pedogenético bem drenado. Já os solos saprolíticos são genuinamente residuais, uma vez que apresentam estruturas herdadas da rocha matriz, e pertencem ao horizonte C. Estes solos são caracterizados da seguinte forma:

Solo laterítico

Os solos lateríticos são aqueles que formados pelo processo físico-químico da laterização. Esse processo consiste na lixiviação de sílicas e bases que provoca a concentração de hidróxidos de ferro e alumínio. Como consequência do processo de laterização, a fração argila dos solos lateríticos é composta por argilominerais do grupo das caulinitas e de hidróxidos e óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio. A junção desses elementos provoca a formação de agregações estáveis na presença de água, devido ao recobrimento dos argilominerais pelos hidróxidos e óxidos hidratados, que diminuem a capacidade de absorção de água dos argilominerais, e atuam como agentes cimentantes naturais entre as partículas. Já nas frações silte e areia são encontrados quartzo, agregações lateríticas e, algumas vezes, minerais pesados (Bernucci, 1995).

Segundo Nogami e Villibor (1995), pedologicamente, o solo laterítico é uma variedade do solo superficial pedogenético, típico de regiões tropicais úmidas. Macroscopicamente, esses solos se destacam no perfil devido ao seu aspecto uniforme, não apresentando manchas, listras, camadas. E também por exibirem uma coloração característica: vermelha, laranja ou amarela.

De acordo com Godoy (1997), as principais propriedades geotécnicas peculiares dos solos lateríticos são que, em seu estado natural, apresentam elevada porosidade, baixa resistência, pequena susceptibilidade à erosão, baixa capacidade de suporte, além de serem mais resistentes à erosão que os demais tipos de solos. Quando compactados, os solos lateríticos adquirem elevadas resistências e capacidade de suporte, além de baixa permeabilidade. Se imersos em água, perdem pouca capacidade de suporte, e as variedades plásticas são contráteis, entretanto são pouco expansivas.

Solo saprolítico

Os solos saprolíticos são resultantes da decomposição e/ou desagregação *in situ* da rocha, e por isso, mantêm características inerentes a rocha que lhes deram origem (Nogami e Villibor, 1995). São predominantemente heterogêneos e podem apresentar composições mineralógicas simples ou extremamente complexas, o que irá depender da rocha matriz de origem e do grau de alteração. Contudo, é comum que os solos saprolíticos apresentem uma mineralogia complexa em todas as frações granulométricas, podendo ser observados, por exemplo, na fração areia, minerais não estáveis ao intemperismo tropical, como mica e feldspatos.

Na fração argila podem ocorrer minerais expansivos da família da illita e da montmorillonita. Na fração silte, destacam-se entre seus componentes os argilominerais, como por exemplo a caulinita, as micas, o quartzo, a magnetita e a ilmenita (Delgado, 2007).

Os horizontes de solos saprolíticos costumam variar de algumas dezenas de metros a várias dezenas, podendo apresentar diferentes comportamentos e cores, e são encontrados em horizontes subjacentes a do solo laterítico. Macroscopicamente, são identificados por apresentarem xistosidades, foliações, entre outras características inerentes à rocha de origem (Futai, 1999).

Uma vez que as características dos solos saprolíticos apresentam-se intimamente relacionadas com a rocha matriz, o comportamento geotécnico desses solos também estará relacionado com o comportamento da rocha matriz e com o grau de alteração do

material. Por isso, a presença de heterogeneidade, anisotropia, macro e microestrutura, grau de alteração, entre outras características herdadas da rocha matriz, acabam dificultando a elaboração de modelo teórico que caracterize o comportamento de solos saprolíticos (Rocha, 2018).

Diante de tal diversidade de conceitos, terminologias e caracterizações adotada para os perfis de alteração de maciço rochoso, somada à problemática de produção de dados experimentais que permitam análises, com menos extrapolações de valores e caracterização do solo e da rocha, neste estudo será adotado o termo solo tropical e as suas duas grandes classes: os solos lateríticos e os solos saprolíticos, propostos por Nogami e Villibor (1995).

3.3 MODELOS E INCERTEZAS

As incertezas associadas a um determinado evento geodinâmico cercam a rotina de abordagem nos estudos de estabilidade de taludes desde a etapa de caracterização da área, da realização de mapeamentos, passando pela caracterização dos maciços de solo e rocha, e características do movimento gravitacional de massa (MGM), até as vulnerabilidades e ameaças, enfim, em todas as fases da análise de risco no qual o estudo se compromete (Corteletti, 2017). No entanto, Einstein e Baecher (1982) elevam a discussão ao afirmar que “*A verdadeira questão não é se devemos lidar com a incerteza, mas como fazê-la*”.

A primeira abordagem realizada para lidar com incertezas e risco na área de geotecnia foi apresentada por Casagrande no ano de 1964 em *Terzaghi Lecture* (Christian, 2004), no qual após várias definições de risco calculado e propostas ao longo dos anos, observou que:

- o uso do conhecimento imperfeito, guiado pela crítica e experiência, serve para estimar os intervalos prováveis para todas as quantidades pertinentes envolvidas na solução do problema;
- deve-se adotar uma margem de segurança apropriada, ou grau de risco, considerando fatores econômicos e as múltiplas perdas que possam resultar em um comportamento inadequado.

O reconhecimento das incertezas nas áreas geotécnicas tem sofrido uma evolução ao longo dos anos a partir de desenvolvimentos de métodos onde os gestores reconhecem as indissociáveis incertezas, bem como consciência pública da existência das mesmas. Da mesma forma, nota-se na área geotécnica, assim como em outras áreas, o desenvolvimento de estratégias como: desprezar as incertezas, ser conservativo, usar o método observacional e quantificar as incertezas (Christian, 2004).

Vale ressaltar que na área geotécnica, um dos principais problemas é a determinação das propriedades e comportamento do maciço, independente de realizar uma análise probabilística ou determinística (Christian, 2004).

Morgenstern (1995) indicou três categorias de incerteza para os estudos geotécnicos:

- incerteza dos parâmetros (*parameter uncertainty*): representa os parâmetros geotécnicos de análise;
- incerteza do modelo (*model uncertainty*): ressalta as limitações das teorias e modelos usados na previsão do desempenho;
- incerteza humana (*human uncertainty*): relaciona os erros e enganos humanos.

De acordo com Wu *et al.* (1996), as incertezas apresentam basicamente duas fontes de origem:

- 1ª. cargas futuras e condições ambientais que não podem ser previstas com certeza (como em relação a terremotos ou a efeito da chuva na poropressão);
- 2ª. relativo às condições de campo. Dada a variabilidade espacial de maciços geológicos, comumente ocorre a inserção de dados a partir da extrapolação de furos de sondagem e amostras. Logo, gerando um grau de incertezas no conjunto de dados. Outros exemplos perfazem da não percepção de discontinuidades geológicas durante a investigação geotécnica, erros de estimativa das propriedades dos maciços causados pela insuficiência de amostras, ou mesmo métodos de ensaio errôneos, ou com procedimentos contendo erros aleatórios.

Os estudos geológicos e geotécnicos se encaixam no que são chamados de sistemas complexos, pois se trata de vários parâmetros subjacentes, onde são consideradas distribuições de incertezas diferentes. Dentro deste sistema não são apenas os números que provocam incertezas, mas também a interação dos parâmetros nas questões de propagação de risco (Zimmerman e Eber 2011).

Segundo Chowdhury *et al.* (2012), os desafios nos estudos da prevenção na área geológico-geotécnica surgem das incertezas e das necessidades de incorporá-las nos projetos, análises e prática. Com relação aos estudos de parâmetros geotécnicos (geológico-geotécnicos), deparou-se com as incertezas destes, quanto à confiabilidade na resposta ao estudo de risco ou de probabilidades para a avaliação do desencadeamento de um MGM. Christian *et al.* (1994) atribuíam as incertezas dos parâmetros à dispersão dos dados e erros sistemáticos. Para variabilidade espacial e os erros sistemáticos, considerase a variação espacial como sendo a dispersão das propriedades do solo em torno da tendência média e os erros sistemáticos como a incertezas na localização dessa média por si só.

Para Lacasse e Nadin (1996 *apud* Da Costa, 2005), as dispersões de dados tem duas origens: a variação espacial das propriedades do solo e os erros aleatórios dos ensaios. E tratam a variabilidade espacial como a variação real das propriedades do solo. Esta é atribuída a fatores como variação da composição mineralógica, condições de deposição, eventos de tensão, processos de decomposição físicos e mecânicos. Dessa forma, a variabilidade espacial é uma herança do solo e não pode ser reduzida, devendo ser considerada em qualquer certeza de análise.

Chowdhury *et al.* (2012) destacam a evolução destes estudos, cujos pesquisadores frequentemente tinham como foco a variabilidade das propriedades do solo, a fim de desenvolver as ferramentas para a análise probabilística. O desempenho geotécnico, seja ele em um projeto específico de uma estrutura, ou em um estudo regional, pode ser afetado por diferentes tipos de incertezas como as seguintes:

- incerteza geológica (ex: detalhe geológico);

- incerteza de parâmetro geotécnico (ex: variabilidade dos parâmetros de resistência e de poropressão);
- incerteza hidrológica (ex: aspectos do fluxo de água subterrânea);
- incerteza relacionada a dados históricos (frequência de escorregamentos, quedas e *debris flow*);
- incerteza relacionada a eventos naturais ou extremos (localização, magnitude e duração da tempestade, inundação, terremoto, tsunamis);
- incerteza do projeto (qualidade de construção, atrasos na construção, manutenção);
- incerteza devido a fatores desconhecidos (efeito das mudanças climáticas).

Nota-se ao longo dos anos a percepção que a variabilidade natural dos parâmetros geotécnicos, tais como cisalhamento, deve ser separada das incertezas sistemáticas, tais como erro de medição e números limitados de amostras (Chowdhury *et al.*, 2012). Outro avanço destacado pelos autores trata-se da compreensão que a variabilidade de um parâmetro medido pelo seu desvio padrão é uma função de dimensão espacial, sobre a qual a variabilidade é considerada. Destacam ainda que são as escolhas de parâmetros geotécnicos e o número de inclusões no estudo de risco que poderão gerar ao estudo um aumento de incertezas. Christian (2004) salienta que tais incertezas podem ser aleatórias, caso a informação não melhore a capacidade de previsão. Deve-se cercar de estudos de informações necessárias e coesas, e estabelecer um compromisso de melhorar as previsões efetuadas. Da Costa (2005) apresenta, na Figura 3.17, um resumo sistemático dos aspectos que contornam a questão das incertezas dos parâmetros, dentro dos estudos de risco geológico-geotécnico.

À luz das citações relacionadas acima, neste estudo será considerado que, além das incertezas associadas ao comportamento do maciço em estudo, é necessário considerar que o modelo acrescido de parâmetros de contorno também acarreta incertezas que variam segundo as opções tomadas.

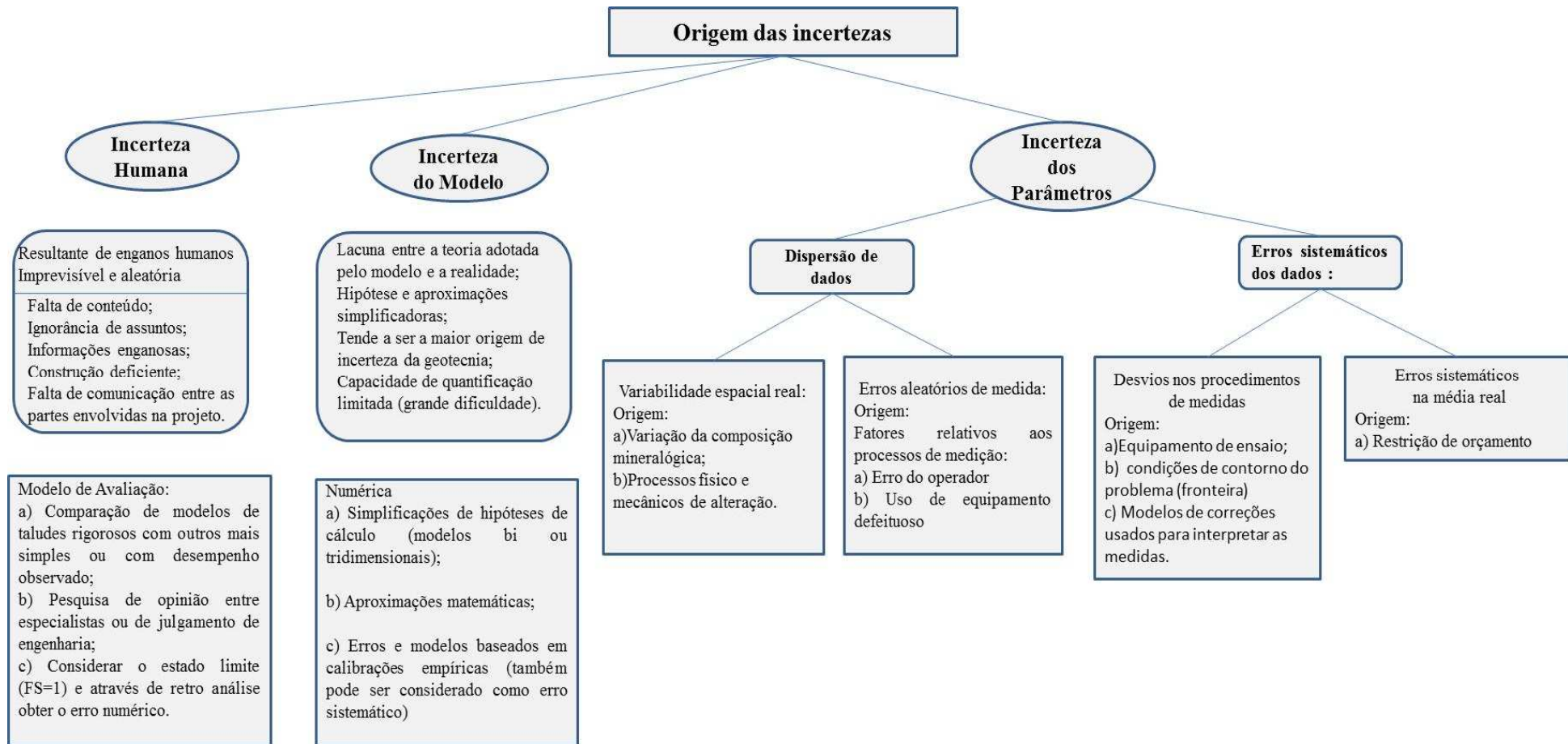


Figura 3.17 – Resumo das origens de incertezas em geotecnia (adaptado de El-Ramly, 2001)

3.4 ESTATÍSTICA MULTIVARIADA: TÉCNICA DE REGRESSÃO LINEAR MÚLTIPLA

Cada vez mais, as técnicas de tratamento de dados espaciais vem sendo uma ferramenta indispensável para auxiliar na análise de dados heterogêneos em diversas áreas de conhecimento (Corteletti, 2017). Os métodos estatísticos, para analisar variáveis, estão dispostos em dois grupos: a estatística univariada, que trata as variáveis de maneira isolada; e a estatística multivariada, que trata as variáveis de forma conjunta.

Segundo Ferreira (2008), a estatística multivariada busca contemplar todas as variáveis de uma forma integrada, onde as inter-relações são exploradas em sua máxima profundidade, e as soluções para os problemas são mais consistentes e úteis. A análise estatística multivariada tem como objetivos a redução de dados e/ou simplificação estrutural, ordenação e agrupamento, investigação da dependência entre variáveis, predição e construção de testes de hipóteses (Ferreira, 1996).

A análise multivariada é formada por um conjunto de técnicas para análise de dados que está sempre em expansão, sendo algumas delas: a análise de componentes principais, regressão múltipla, análise discriminante, regressão logística, análise de agrupamentos e análise fatorial (Hair *et al.*, 2009).

De acordo com Corteletti (2017), os métodos multivariados são escolhidos de acordo com o objeto de pesquisa, pois a análise multivariada é uma análise exploratória de dados, ou seja, sua utilização depende do tipo de dados que se deseja analisar e os objetivos do estudo. O uso desse tipo de análise permite a tomada de uma decisão melhor informada sobre o planejamento em estudo e a interpretação dos resultados, compreendendo abordagens distintas.

Uma vez definido o objetivo do estudo, é então selecionada a técnica de estatística multivariada a ser empregada. No caso dessa pesquisa, foi utilizada a técnica estatística de regressão linear múltipla.

A regressão múltipla é uma técnica estatística usada para analisar a relação entre várias variáveis independentes (também chamadas de preditoras) para prever os valores de uma única variável dependente, cujos valores são conhecidos. Essa técnica é empregada apenas quando a variável dependente e as variáveis independentes são métricas (Hair *et al.*, 2009). Sua formulação básica é dada pela Equação 3.17.

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \dots + \beta_k X_k + \varepsilon \quad (3.17)$$

Onde Y é a variável dependente ou de resposta, β_0 é o coeficiente de regressão que representa o intercepto no eixo y , β_k são os coeficientes das variáveis independentes, e ε o erro ou resíduo, que representa a variabilidade de Y não explicada por X_k .

Na regressão múltipla é mais conveniente expressar as operações matemáticas em notação matricial, devido ao expressivo número de variáveis. Deste modo, o modelo da Equação 3.17 é apresentado, em notação matricial, pela Equação 3.18 (Montgomery e Runger, 2009).

$$y = X\beta + \varepsilon \quad (3.18)$$

sendo,

$$\mathbf{y} = \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ \vdots \\ y_n \end{bmatrix} \quad \mathbf{X} = \begin{bmatrix} 1 & x_{11} & x_{12} & \dots & x_{1k} \\ 1 & x_{21} & x_{22} & \dots & x_{2k} \\ \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots \\ 1 & x_{n1} & x_{n1} & \dots & x_{nk} \end{bmatrix} \quad \boldsymbol{\beta} = \begin{bmatrix} \beta_0 \\ \beta_1 \\ \vdots \\ \beta_k \end{bmatrix} \quad \boldsymbol{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \vdots \\ \varepsilon_n \end{bmatrix}$$

Onde y é um vetor ($n \times 1$) da variável dependente, X é uma matriz ($n \times p$) dos níveis das variáveis independentes, β é um vetor ($p \times 1$) dos coeficientes da regressão e ε é um vetor ($n \times 1$) dos erros aleatórios (Montgomery e Runger, 2009).

A estimação dos parâmetros na regressão múltipla é realizada pelo método dos mínimos quadrados, que minimizam a soma dos quadrados das distâncias (SQD), reduzindo a

quantidade do erro (ε) existente no processo (Heil, 2010). A estimativa pelo mínimo quadrado de β é dada, em notação matricial, pela Equação 3.19.

$$\hat{\beta} = (X'X)^{-1} X'y \quad (3.19)$$

Sendo X a matriz das variáveis independentes ($n \times p+1$), X' a transposta dessa matriz, y o vetor ($n \times 1$) da variável dependente, e o expoente -1 significa a inversa da matriz. O modelo ajustado da regressão é expresso pela Equação 3.20 (em notação matricial).

$$\hat{y} = X\hat{\beta} \quad (3.20)$$

A diferença entre o valor observado (y) e o valor ajustado (\hat{y}) é denominado resíduo (ε), e a aplicação do modelo da regressão múltipla (Equação 3.17 ou 3.18) fundamenta-se, em seu desenvolvimento, que os resíduos seguem distribuição normal, que a variância seja constante (homocedasticidade), que não sejam autocorrelacionados, e que apresentem uma linearidade entre X e Y (Hair *et al.*, 2009).

3.4.1 Análise de Variância

A análise de variância (ANOVA) do modelo de regressão é de extrema importância, uma vez que é utilizada para avaliar a significância do modelo construído. O cálculo da análise de variância é efetivado pela Equação 3.21, e sua forma simplificada é representada pela Equação 3.22.

$$\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 = \sum_{i=1}^n (\hat{y}_i - \bar{y})^2 + \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2 \quad (3.21)$$

$$SQ_T = SQ_R + SQ_E \quad (3.22)$$

O termo SQ_T constitui a soma de quadrados total, e representa a variabilidade total de y. SQ_R é a soma de quadrados da regressão, e mede o quanto a variável y é explicada pelo modelo de regressão ajustado. Por fim, SQ_E é a soma de quadrados dos erros, e mede o quanto a variável y não é explicada pelo modelo de regressão construído. A estimativa

média das variabilidades quadráticas ponderando as somas dos quadrados pelos respectivos graus de liberdade é denominada média quadrática (MQ). Comumente, esses resultados são apresentados em uma tabela, conforme ilustra a Tabela 3.6 (Gori, 2013).

Tabela 3.6 – Análise de variância para testar a significância da regressão

Fonte de Variação	Graus de Liberdade (gl)	Soma de Quadrados (SQ)	Média Quadrática (MQ)	F ₀
Regressão	k	SQ _R	MQ _R = SQ _R /k	MQ _R /MQ _E
Erro ou resíduo	n - k - 1	SQ _E	MQ _E = SQ _E /(n-k-1)	
Total	n - 1	SQ _T		

A partir da tabela ANOVA, derivam-se três importantes estatísticas da qualidade do ajuste do modelo da regressão linear: o coeficiente de determinação múltipla (R^2), o coeficiente de determinação ajustado (R^2_{ajustado}), e a estatística F . O coeficiente de determinação (R^2) é uma estatística descritiva total para avaliar o ajuste do modelo de regressão, e é dado pela Equação 3.23. O valor de R^2 varia entre 0 e 1, sendo que valores próximos de 1 indicam um bom ajuste do modelo e, próximos de 0, um ajuste ineficiente (Gori, 2013).

$$R^2 = \frac{SQ_R}{SQ_T} = 1 - \frac{SQ_E}{SQ_T} \quad (3.23)$$

Segundo Montgomery e Runger (2009), a estatística R^2 é de certo modo problemática como uma medida da qualidade do ajuste, dado que ela sempre aumenta quando uma variável é incluída no modelo. Tal condição pode dificultar no julgamento se esse aumento está informando algo útil acerca do novo regressor ou não. Portanto, para contornar essa situação, o coeficiente de determinação ajustado (R^2_{ajustado}) também deve ser analisado.

O coeficiente de determinação ajustado leva em conta o número de variáveis independentes incluídas no modelo de regressão, e é obtido através da Equação 3.24. Da mesma forma que o R^2 , o R^2_{ajustado} também varia entre 0 e 1, e quanto mais próximo de 1, melhor é a qualidade do modelo ajustado (Montgomery e Runger, 2009).

$$R_{ajustado}^2 = 1 - \frac{SQ_E/(n-p)}{SQ_T/(n-1)} \quad (3.24)$$

Uma vez que $SQ_E/(n-p)$ é a média quadrática do erro, e que $SQ_T/(n-1)$ é uma constante, o valor de $R_{ajustado}^2$ só aumenta caso a variável incluída no modelo reduza a média quadrática do erro (Montgomery e Runger, 2009).

A estatística F consiste em um teste de significância para determinar se existe uma relação linear entre a variável dependente e as variáveis independentes. A realização desse teste consiste em aplicar um teste de hipótese, partindo da premissa de que na hipótese nula (H_0) os valores de todos os coeficientes ($\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_k$) são iguais a zero, e na hipótese alternativa (H_1), pelo menos um dos coeficientes assume valor diferente de zero. A estatística F é obtida pela Equação 3.25.

$$F_0 = \frac{MQ_R}{MQ_E} \quad (3.25)$$

Obtendo o valor de F_0 e tendo definido qual o grau de significância (α) adotado, rejeita-se H_0 se $F_0 > F_{(\alpha; k; n-p)}$, onde o nível de significância é tal que $\text{valor } p (F_{k,n-p} > F_0) = \alpha$, sendo o valor de F tabelado.

3.4.2 Teste para os coeficientes individuais de regressão múltipla (teste t)

O teste de significância dos coeficientes individuais de regressão tem como propósito analisar o potencial valor de cada uma das variáveis regressoras incluídas no modelo, e permite avaliar a necessidade da inclusão de variáveis adicionais ou a exclusão, fazendo com que o modelo torne-se mais efetivo na previsão da variável dependente (Montgomery e Runger, 2009). Essa avaliação é realizada a partir do teste t , dado pela Equação 3.26.

$$t_j = \frac{\hat{\beta}_j - \beta_{j0}}{\sqrt{\sigma^2 C_{jj}}} \quad (3.26)$$

Em que C_{jj} é o elemento da diagonal de $(X'X)^{-1}$ correspondente a $\hat{\beta}_j$. A hipótese nula (H_0) é de que $\beta_j = 0$ na presença dos demais coeficientes, e será rejeitada se $|t_j| > t_{(\alpha/2, n-p)}$. Portanto, rejeitar a hipótese nula significa que o coeficiente β_j apresenta uma relação linear isolada com y , e contribui isoladamente para explicar a sua variabilidade na presença dos demais coeficientes (Gori, 2013).

3.4.3 Multicolinearidade

A multicolinearidade é a extensão em que uma variável pode ser explicada pelas demais variáveis utilizadas no modelo de regressão. À medida que a multicolinearidade de uma variável aumenta, a habilidade de definir qualquer efeito dessa variável diminui, podendo afetar o número e a força das variáveis significantes no modelo de regressão e, conseqüentemente, na aplicabilidade geral do modelo estimado (Hair *et al.*, 2009).

Uma das formas de avaliar o grau da multicolinearidade é pelo fator de inflação de variância (VIF), dado pela Equação 3.27. Diversos autores sugerem que se qualquer fator de inflação de variância exceder 10, a multicolinearidade pode trazer problemas para o modelo de regressão estimado (Montgomery e Runger, 2009).

$$VIF(\beta_j) = \frac{1}{(1 - R_j^2)} \quad j = 1, 2, \dots, k \quad (3.27)$$

3.4.4 Suposições dos modelos de regressão

Para o desenvolvimento do modelo de regressão, existem suposições que devem ser satisfeitas para que o modelo ajustado seja estatisticamente adequado. Essas suposições são: variância constante dos termos do erro (homocedasticidade); linearidade do fenômeno medido; independência dos termos dos erros; e normalidade da distribuição dos termos dos erros (Hair *et al.*, 2009).

A verificação dessas suposições é realizada pela análise dos resíduos obtidos pelo modelo de regressão, já que caso o modelo seja adequado, os resíduos refletem as propriedades

impostas ao modelo de regressão. Comumente, a análise dos resíduos é realizada apenas após a avaliação do ajuste geral do modelo de regressão (Hair *et al.*, 2009).

- **Variância constante**

A forma mais direta de verificar se a variância é constante é pela análise gráfica. Os valores ajustados pelo modelo de regressão são plotados em um gráfico de dispersão contra os resíduos. Para que a suposição de variância constante seja satisfeita, esse gráfico deve exibir uma distribuição aleatória dos resíduos, com dispersão relativamente igual em torno de zero, e que não apresentem nenhuma tendência significativa para ser maior ou menor que zero (Hair *et al.*, 2009).

- **Linearidade**

A linearidade da relação entre as variáveis dependente e independente representa o grau em que a variação na variável dependente é associada com a variável independente. Esse fenômeno é facilmente examinado através de gráficos de resíduos. Caso o gráfico apresente qualquer padrão curvilíneo consistente, indica que existe uma relação não-linear, o que requer uma ação corretiva para aumentar a precisão preditiva do modelo, bem como a validade dos coeficientes estimados (Hair *et al.*, 2009).

- **Independência dos termos dos erros**

Na regressão, é assumido que cada valor previsto é independente, ou seja, valores de uma mesma variável no tempo ou no espaço não indicariam uma correlação. Na presença de uma autocorrelação entre os erros, os coeficientes obtidos através do método de mínimos quadrados continuam sendo não viesados e consistentes, mas deixam de ser eficientes, além de invalidar as estimativas do erro padrão e das estatísticas dos testes t e F (Gori, 2013).

A existência da autocorrelação de um modelo pode ser revelada pelo gráfico da dispersão dos resíduos em função do tempo de observações dos valores. A percepção de algum padrão sistemático de distribuição indica a presença de autocorrelação. Testes estatísticos,

como por exemplo o de Durbin-Watson, e o de Breusch-Godfrey também são comumente empregados para detectar a autocorrelação. A hipótese nula desses testes é que os resíduos são independentes (ausência de autocorrelação), e a hipótese alternativa, que são autocorrelacionados (Gori, 2013).

- **Normalidade da distribuição dos termos dos erros**

Para avaliar se os resíduos seguem uma distribuição normal, também é comum a utilização de gráficos (como por exemplo da probabilidade normal), histograma, e/ou testes de aderência para medir a gaussianidade dos resíduos. Os testes mais comuns são o de Kolmogorov-Smirnov e o de Shapiro-Wilk (Heil, 2010).

Os testes de normalidade têm como hipótese nula que os resíduos seguem uma distribuição normal, e como hipótese alternativa que os resíduos não estão normalmente distribuídos (Fernandes, 2013).

CAPÍTULO 4

ESTUDO DE CASO – ESTRADA DE FERRO VITÓRIA-MINAS (EFVM)

4.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A Estrada de Ferro Vitória-Minas (EFVM) está localizada na região sudeste do Brasil, nos estados de Minas Gerais e Espírito Santo, e foi criada em 1904. Atualmente, possui 905 km de extensão, e liga a cidade de Belo Horizonte (MG) a Vitória (ES). Por seus trilhos, são transportadas toneladas de minério de ferro por ano, além de aproximadamente 40 % de toda carga ferroviária do país, realizando o transporte de produtos como aço, soja, carvão, calcário, entre outros. A EFVM também é cenário da circulação do único trem de passageiros diário no Brasil que liga duas capitais: Vitória (ES) e Belo Horizonte (MG) (Figura 4.1) (Vale, 2014).



Figura 4.1 – Mapa da Estrada de Ferro Vitória a Minas Gerais. O detalhe apresenta os locais foco desse estudo (Fonte: ANTT, 2013)

Segundo a Vale (2015), pela Estrada de Ferro Vitória-Minas são movimentados 119 milhões de minério de ferro, 22 milhões de toneladas de demais produtos, e cerca de 1 milhão de passageiros utilizam o transporte anualmente, atendendo um total de 42 municípios entre os estados do Espírito Santo e Minas Gerais.

4.2 CARACTERIZAÇÃO DO MEIO FÍSICO

4.2.1 Contextualização Geológica da Estrada de Ferro Vitória-Minas (EFVM)

A EFVM está predominantemente inserida no contexto geológico da Província da Mantiqueira, e uma pequena parte no Cráton do São Francisco. A Província da Mantiqueira representa um sistema orogênico Neoproterozóico, situado entre o sul e sudeste do Brasil, e é compartimentado em três setores, referidos como setentrional, central e meridional. Essa Província engloba os orógenos Araçuaí, Ribeira, Brasília meridional, Dom Feliciano e São Gabriel, conforme ilustrado na Figura 4.2 (Heilbron *et al.*, 2004).

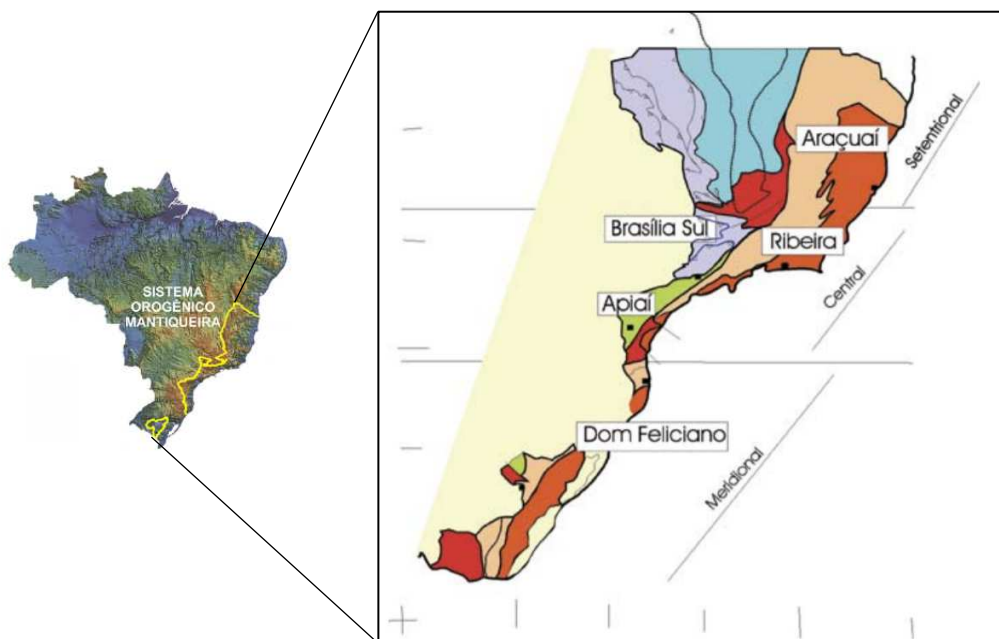


Figura 4.2 – Subdivisão do Sistema Orogênico Mantiqueira (modificado de Heilbron *et al.*, 2004)

A Província da Mantiqueira é formada essencialmente por rochas do pré-siluriano (> 450 Ma), com unidades muito discretas e em pequenas extensões de diques de diabásio e corpos alcalinos do cretáceo e paleógeno; coberturas sedimentares representadas por depósitos cretáceos e paleogênicos, que são correlatos a unidades das bacias de Campos e do Espírito Santo, e por coberturas sedimentares neogênico-quadernárias, relacionadas

com a neotectônica e com a evolução do relevo e da rede de drenagem atual (Hasui *et al.*, 2012).

A EFVM encontra-se inserida na porção setentrional da Província da Mantiqueira, que compreende o Orógeno Araçuaí. Esse sistema orogênico está localizado na porção sudeste do país, e é geologicamente delimitado pelo Cráton do São Francisco a norte e oeste, pelo Orógeno Ribeira a sul, e pelo Oceano Atlântico a leste (Figura 4.3).

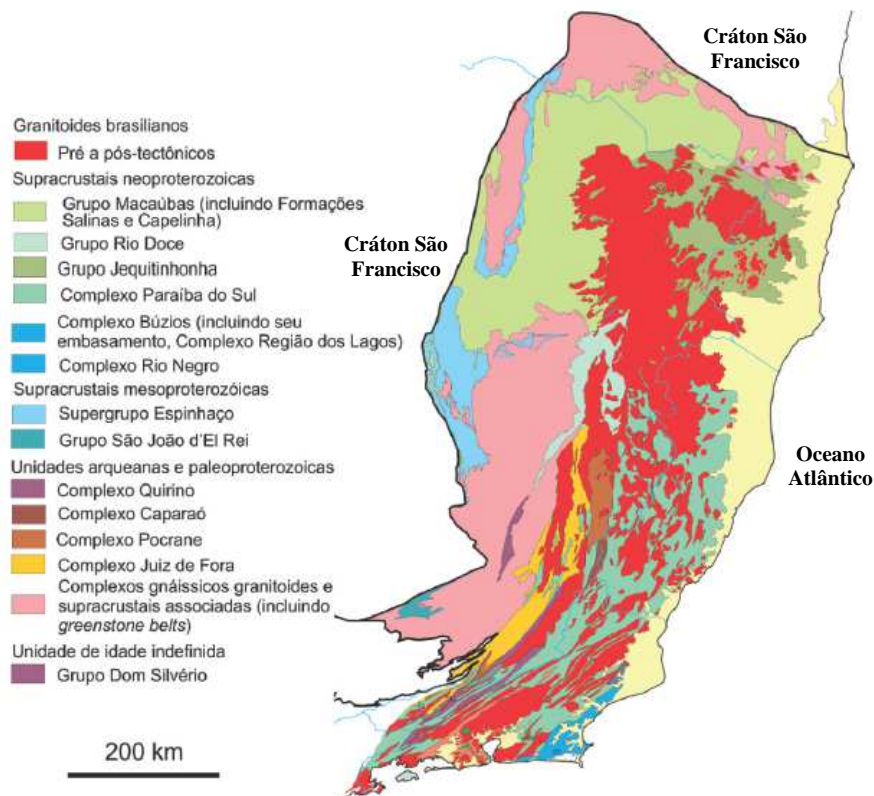


Figura 4.3 – Constituição do Orógeno Araçuaí (modificado de Hasui *et al.*, 2012)

Em função da elevada variabilidade lito-estrutural e complexo arcabouço regional do Orógeno Araçuaí, Gomes (2014) desenvolveu uma sistemática mais simplificada para a caracterização das litologias dominantes ao longo da EFVM, a fim de obter uma representação mais objetiva e prática do contexto geológico local, ao longo da faixa de domínio da via. Por meio dessa sistemática, a linha tronco da EFVM, com 540 km de extensão, foi subdividida em 4 grandes trechos:

- Trecho I: compreendido entre os quilômetros 0 e 192;
- Trecho II: compreendido entre os quilômetros 193 e 315;
- Trecho III: compreendido entre os quilômetros 316 e 430;
- Trecho IV: compreendido entre os quilômetros 431 e 540.

A sistemática de simplificação para a caracterização das litologias-tipo (litologias dominantes) constatou que o domínio da linha da EFVM possuía, como litologias dominantes, granitos, gnaisses, gnaisses com intrusivas máficas, rochas metassedimentares com presença de intrusões graníticas, xistos e gnaisses e sedimentos inconsolidados. A Tabela 4.1 apresenta, de maneira simplificada, as setorizações das distribuições litoestratigráficas definidas ao longo de cada trecho da ferrovia.

Tabela 4.1 – Unidades litológicas por trecho da EFVM (compilado de Alves, 2014)

Trecho	Unidade Litoestratigráfica	Litologia-tipo	Municípios que o trecho atravessa
Trecho I (km 0 - km 192)	Complexo Paraíba do Sul	Rochas metassedimentares	De Vitória (ES) a Aimorés (MG), passando pelos municípios de Serra, Fundão, Ibirapu, João Neiva, Colatina, Baixo Guandu, todas no Espírito Santo, sendo Aimorés, a primeira cidade de Minas Gerais no limite estadual.
	Suíte Intrusiva Aimorés	Granitoides	
	Tonalito Galiléia	Gnaisses com intrusivas máficas	
	Formação São Tomé	Xistos e gnaisses	
	Terraço Aluvial	Sedimentos inconsolidados	
Aluvião			
Trecho II (km 193 - km 315)	Tonalito Galiléia	Gnaisses com intrusivas máficas	De Aimorés até Governador Valadares, passando por Itueta, Resplendor, Conselheiro Pena e Tumiritinga, todos localizados no estado de Minas Gerais.
	Formação São Tomé	Xistos e gnaisses	
	Formação Tumiritinga		
	Granito Córrego da Onça	Granitoides	
	Tonalito Derribadinha		
	Complexo Mantiqueira	Gnaisses	
	Terraços Aluviais	Sedimentos inconsolidados	
Aluviões			
Trecho III (km 316 - km 430)	Complexo Mantiqueira	Gnaisses	De Governador Valadares até Ipatinga, passando por Periquito/Açucena, Naque, Belo Oriente e Santana do Paraíso/Ipaba, todos municípios de Minas Gerais.
	Tonalito Derribadinha	Granitoides	
	Terraços Aluviais	Sedimentos inconsolidados	
	Aluvião		
Trecho IV (km 431 - km 540)	Complexo Mantiqueira	Gnaisses	De Ipatinga até Itabira, passando por Timóteo, Marliéria/Antônio Dias e Nova Era, todos municípios localizados no estado de Minas Gerais.
	Complexo Guanhões	Xistos e gnaisses	
	Formação São Tomé		
	Supergrupo Rio das Velhas	Rochas básicas e ultrabásicas	
	Suíte Borrachudos	Granitoides	
	Aluvião	Sedimentos inconsolidados	

Dentre os trechos apresentados na Tabela 4.1, os locais onde foram realizados os trabalhos dessa pesquisa estão inseridos somente no Trecho IV. De acordo com Alves (2014), neste trecho são verificadas as seguintes unidades litológicas: Complexo Mantiqueira, Complexo Guanhães, Formação São Tomé, Supergrupo Rio das Velhas, Suíte Borrachudos e Aluvião.

O Complexo Mantiqueira é representado por biotita-anfibólio ortognaisse bandado de composição tonalítica a granítica. Essas rochas frequentemente apresentam lentes, boudins e camadas concordantes de anfibolito. As rochas dessa unidade possuem como característica marcante a alternância de bandas félsicas e máficas, com espessuras centimétricas a decimétricas. Estruturas migmatíticas do tipo schlieren, dobrada e surreítica são comuns. O bandamento dessas rochas parece derivar tanto de processos de migmatização, como da intensa deformação experimentada pelos ortognaisses, responsável pelo estiramento de corpos magmáticos distintos e sua disposição em camadas paralelas (Noce *et al.* 2007).

O Complexo Guanhães é constituído por quartzitos, quartzitos ferruginosos, formação ferrífera a hematita e magnetita, quartzo-muscovista xistos, anfibolitos e gnaisses bandados (metagrauvascas), xistos metapelíticos e xistos máficos, metagabros e metaultrabásicas (CPRM, 2000).

A Formação São Tomé é constituída por plagioclásio-quartzo-muscovita-biotita xistos, que eventualmente contêm granada, estauroлита ou turmalina associadas. Os xistos dessa unidade apresentam coloração cinza (prateada) ou amarronzada e bandamento composicional (intercalação de níveis micáceos com níveis quartzo-feldspáticos). Essas rochas passam de maneira gradual e sutil para gnaisses. Essa mudança pode ser notada macroscopicamente pela diferença no estilo do bandamento e aumento do tamanho das micas. As rochas da Formação São Tomé encontram-se metamorfozadas na fácies xisto verde até anfibolito médio a alto (Oliveira, 2000).

O Supergrupo Rio das Velhas é composto por formações ferríferas, quartzitos, xistos e paragnaisses. A formação ferrífera é de aspecto friável de grão grosso, e intercala-se em níveis quartzosos a níveis com specularita e magnetita. Os xistos são compostos por

quartzo, biotita, sillimanita, mica branca e opacos, enquanto que os paragneisses ocorrem extremamente decompostos, alternando em níveis silto-arenosos a níveis arenosos (CPRM, 2000).

A Suíte Borrachudos é constituída por granitóides de granulação média a grossa, ricos em feldspato potássico (Dorr e Barbosa, 1963 *apud* CPRM, 2000). Segundo Fernandes *et al.* (1994), os granitóides são composicionalmente homogêneos, sendo a biotita o principal mineral máfico, seguido pelo anfibólio, responsáveis pela foliação magmática imposta a estas rochas.

Os aluviões são compostos por sedimentos inconsolidados, arenosos, areno-argilosos, com níveis de cascalho. São encontrados no leito ativo dos rios ou em terraços (CPRM, 2000).

O mapa geológico do Trecho IV da ferrovia, trecho foco desse estudo, é apresentado no **ANEXO I** deste documento.

A partir do cruzamento dos dados apresentados no acervo de Gomes (2014) com imagens obtidas pelo *Google Earth Pro*, Silva (2017) catalogou um total de 29 cicatrizes de movimentos de massa ocorridos no Trecho IV (km 431 – km 540), sendo que 7 % das cicatrizes desse trecho são constituídas por gnaisses, 31 % por granitos, 28 % por sedimentos inconsolidados, e 34 % por xistos e gnaisses, conforme apresentado na Figura 4.4.

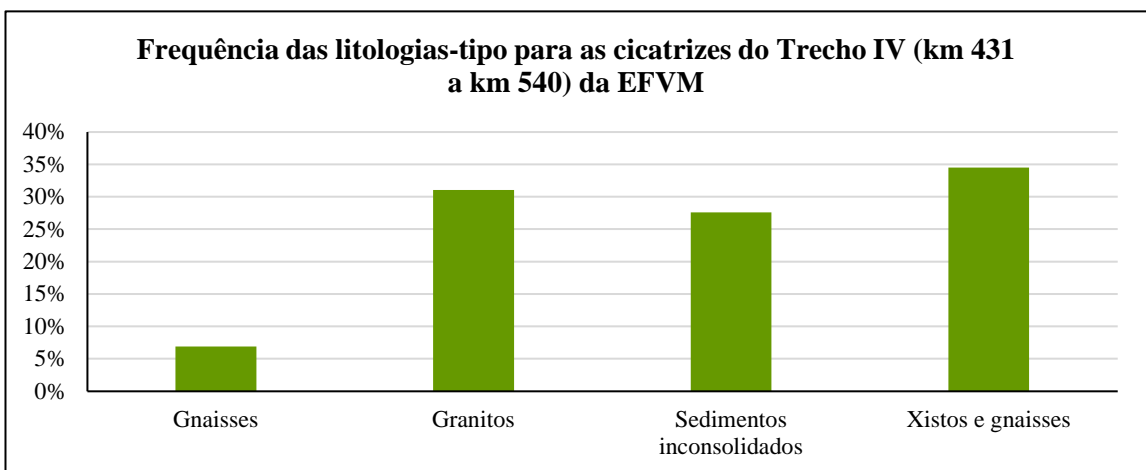


Figura 4.4 – Frequência das litologias-tipo do Trecho IV da EFVM.

4.2.2 Modelos de Comportamento Geotécnico dos Taludes de Solo/Saprólito da EFVM

De acordo com Alves (2014), os taludes de solo e saprólito ao longo da linha de tronco da EFVM exibem cinco modelos de comportamento geotécnico, sendo cada modelo caracterizado pelos seguintes mecanismos de ruptura: escorregamento rotacional, escorregamento translacional, erosões intensas, erosões e escorregamentos limitados, e rastejos.

O Modelo I apresenta taludes homogêneos de corte com a face totalmente exposta ou coberta por vegetação rasteira. A natureza coesiva do material garante a estabilidade, inclusive em taludes subverticais e de alturas elevadas. Nestes taludes é verificada a ocorrência de feições isoladas, por meio de erosões localizadas e pouco profundas (Alves, 2014).

O Modelo II é representado por taludes naturais de perfil bilinear, com forte inflexão da declividade na direção da face do talude. Observam-se escorregamentos translacionais ao longo da face íngreme do talude (aspecto determinante), mesmo para taludes com altura limitadas (aspecto pouco determinante). O livre escoamento superficial das águas pluviais propicia fluxos que impõem erosões generalizadas que descalçam a face e comprometem a estabilidade superficial do talude (Alves, 2014).

O Modelo III é constituído por taludes de corte ou naturais de perfil convexo, que contribuem com a concentração de fluxos de águas pluviais e, por isso, exibem grandes feições erosivas que se estendem em zonas localizadas ao longo de toda a face do talude (Alves, 2014).

O Modelo IV é composto por taludes associados a mecanismos de rastejo, típicos em taludes de baixa declividade. A ocorrência é bastante limitada ao longo da linha tronco da EFVM, ocorrendo apenas entre o km 297 e km 300 (Alves, 2014).

Por fim, o Modelo V é constituído por taludes de corte ou naturais com perfil convexo. Esses taludes apresentam feições generalizadas em função do livre escoamento das águas

pluviais que descalçam a base ou geram taludes negativos, contribuindo para ocorrência de processos de instabilização (por escorregamentos rotacionais) ao longo de perfis de solos saturados de grande espessura (Alves, 2014).

Na EFVM predominam os taludes do Modelo I, e por isso, de maneira generalizada, os trabalhos de manutenção na ferrovia estão centralizados em serviços de controle de processos erosivos e proteção da via contra o excessivo carreamento de materiais de taludes nas proximidades com a via (Alves, 2014).

Os modelos II, III e V apresentam distribuições similares e de caráter localizado. As ocorrências e portes geralmente estão associados aos condicionantes geológicos locais. Já a ocorrência do Modelo IV é restrita, com caráter excepcional (Alves, 2014). A Figura 4.5 apresenta a distribuição dos modelos propostos por Alves (2014) para caracterização dos taludes de solo/saprólitos ao longo da EFVM.

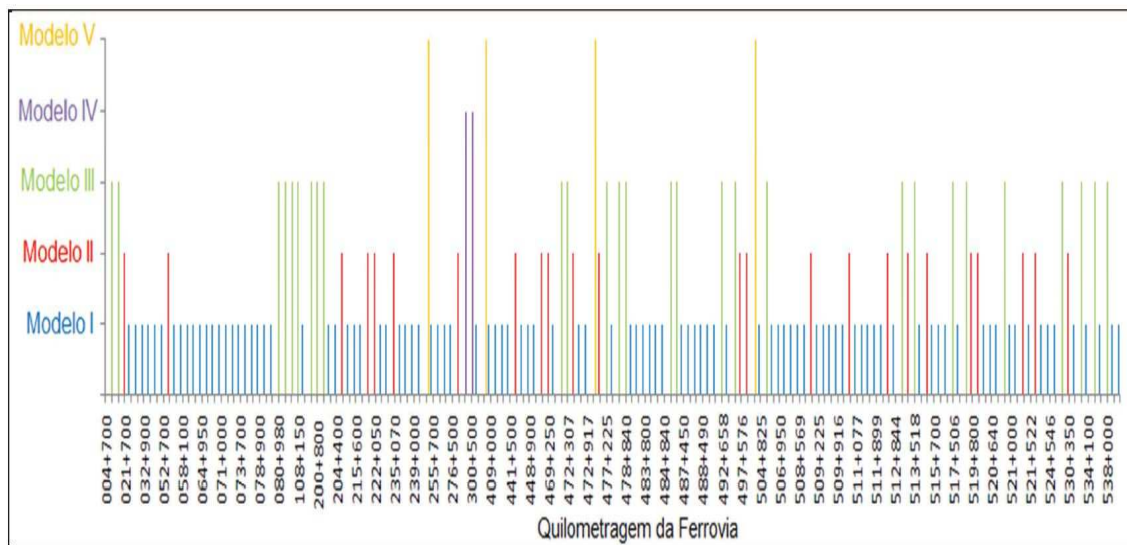


Figura 4.5 – Distribuição dos modelos de solo/saprólito ao longo da via da EFVM (Alves, 2014).

4.2.3 Comprimento de massa deslocado (L) em função dos parâmetros geométricos de cicatrizes de deslizamento entre os trechos do km 482 e km 536 da EFVM

Com o intuito de estimar o comprimento de massa deslocada (L) das cicatrizes de deslizamentos localizados entre os trechos do km 482 e km 536 da EFVM em função dos

seus parâmetros geométricos, Silva (2017), através da aplicação da técnica de regressão múltipla, desenvolveu um modelo a partir do banco de dados de Guo *et al.* (2014), que é apresentado pela Equação 4.1.

$$L = -6,16 IT + 0,171 HT + 0,000036 V - 0,000121 A + 665 \quad (4.1)$$

Onde:

L: comprimento de massa deslocada (m);

IT: inclinação do talude (°);

HT: altura do talude (m);

V: volume da cicatriz do talude (m³);

A: área da cicatriz de deslizamento do talude (m²).

Por meio da aplicação desse modelo, obteve-se que o comprimento de massa deslocada desses deslizamentos variou entre 257 m e 539 m para cicatrizes com volume entre 1431 m³ e 111368 m³ (Silva, 2017).

Para o cálculo do comprimento de massa deslocada (L), Silva (2017) obteve os valores de volume e área da cicatriz de deslizamento, inclinação do talude e altura do talude de forma precisa, através do processamento das imagens das cicatrizes de deslizamentos, obtidas a partir de aerofotogrametria com drone e geoposicionamento com RTK.

As cicatrizes levantadas estão localizadas no km 482+299, 493+600, 511+670, 513+243, 515+300, 518+790, 519+900, 520+950, 521+000, 521+522, 524+108 e 535+419 da EFVM, e os dados obtidos estão apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Resultados dos parâmetros geométricos das cicatrizes e comprimento de massa deslocada dos taludes da EFVM (Silva, 2017)

Cicatriz	Inclinação do Talude (°)	Altura do talude (m)	Volume da Cicatriz (m ³)	Área da Cicatriz (m ²)	Comprimento de massa deslocada (m)
482+299	46	74	80761	9968	396
493+600	36	73	111368	8788	457
511+670	33	30	15348	2256	468
513+243	21	27	45604	10644	539
515+300	31	20	6703	1136	476
518+790	26	14	1431	1947	506
519+900	23	41	47816	8393	529
520+950	68	73	14656	2966	257
521+000	52	42	5077	1954	350
521+522	64	64	39253	3436	285
524+108	24	19	10349	2936	518
535+419	40	56	46248	3953	432

O modelo desenvolvido por Silva (2017) apresentou aplicabilidade para quaisquer deslizamentos em solo. Por outro lado, conforme apontado pela autora, esse modelo apresenta desvantagens, uma vez que foram utilizados somente parâmetros geométricos (altura, inclinação, área e volume). Apesar dos testes de confiabilidade dos resultados serem alcançados com margem de segurança, ao desconsiderar as diferentes condições geológicas dos taludes estudados e, conseqüentemente, as diferentes características geotécnicas do solo, o resultado real do comprimento de massa deslocada (L) foi diretamente afetado. Logo, o desenvolvimento de um modelo considerando as características geológico-geotécnicas do maciço elevará a confiabilidade dos resultados, minimizando as incertezas geotécnicas.

As imagens das cicatrizes obtidas por imageamento com drone e geoposicionamento RTK estão apresentadas no **ANEXO II**.

CAPÍTULO 5

MATERIAIS E MÉTODOS

As atividades desenvolvidas nesta pesquisa foram realizadas em cinco etapas principais, a saber: seleção dos taludes da EFVM, atividade de campo, ensaios laboratoriais, estimativa do comprimento de massa deslocada (L) e avaliação do comprimento de massa deslocada (L) através da aplicação de técnica de estatística multivariada. A seguir, serão descritas, detalhadamente, cada etapa executada.

5.1 SELEÇÃO DOS TALUDES NA ESTRADA DE FERRO VITÓRIA-MINAS (ETAPA 1)

A primeira etapa da pesquisa teve como objetivo selecionar os taludes com cicatrizes de deslizamentos na Estrada de Ferro Vitória-Minas (EFVM) a serem estudados, sendo que nesta pesquisa serão estudados apenas os taludes de solo e de saprólito.

Os taludes foram selecionados com base na acessibilidade dos trechos para a realização do trabalho de campo, para a coleta de amostras e descrição dos pontos. E também pela disponibilidade dos parâmetros geométricos dos taludes (inclinação do talude, volume da cicatriz, área da cicatriz e altura do talude) já determinados por meio de imageamento com drone e RTK por Silva (2017).

Todos os taludes escolhidos estão inseridos no denominado Trecho IV (do km 431 ao km 540) da setorização da EFVM realizada por Gomes (2014), e estão localizados nos seguintes quilômetros da ferrovia (Figura 5.1):

- km 482+299;
- km 493+600;
- km 511+670;
- km 513+243;

- km 515+300;
- km 518+790;
- km 519+900
- km 520+950;
- km 521+000;
- km 521+522;
- km 524+108;
- km 535+419.

5.2 ATIVIDADE DE CAMPO (ETAPA 2)

A segunda etapa consistiu na execução do trabalho de campo, que foi realizado entre os dias 22 e 24 de janeiro de 2019. A atividade de campo teve como propósito descrever as características geológicas, realizando análises tátil-visuais dos maciços das cicatrizes investigadas, e a coleta de amostras para realização de ensaios em laboratório. As amostras de solo e saprólito coletadas para a execução dos ensaios foram deformadas, seguindo as recomendações da norma NBR 9604 – Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas – Procedimento (ABNT, 2016). No total, foram coletadas doze amostras, sendo que cada amostra representativa de uma das cicatrizes selecionadas para o estudo. As descrições dos doze taludes com as cicatrizes de deslizamentos selecionadas são apresentadas a seguir.

- **Talude km 482+299**

Esse talude é constituído por um saprólito de granitóide, apresenta um leve bandamento gnáissico, e possui veios de quartzo ao longo do maciço. O saprólito apresenta textura arenosa, granulometria média a grossa de coloração creme acinzentado (Figura 5.2). Macroscopicamente foi possível verificar a presença de quartzo, biotita, muscovita e feldspato. Geologicamente, este talude pertence ao Complexo Mantiqueira (CPRM, 2000).

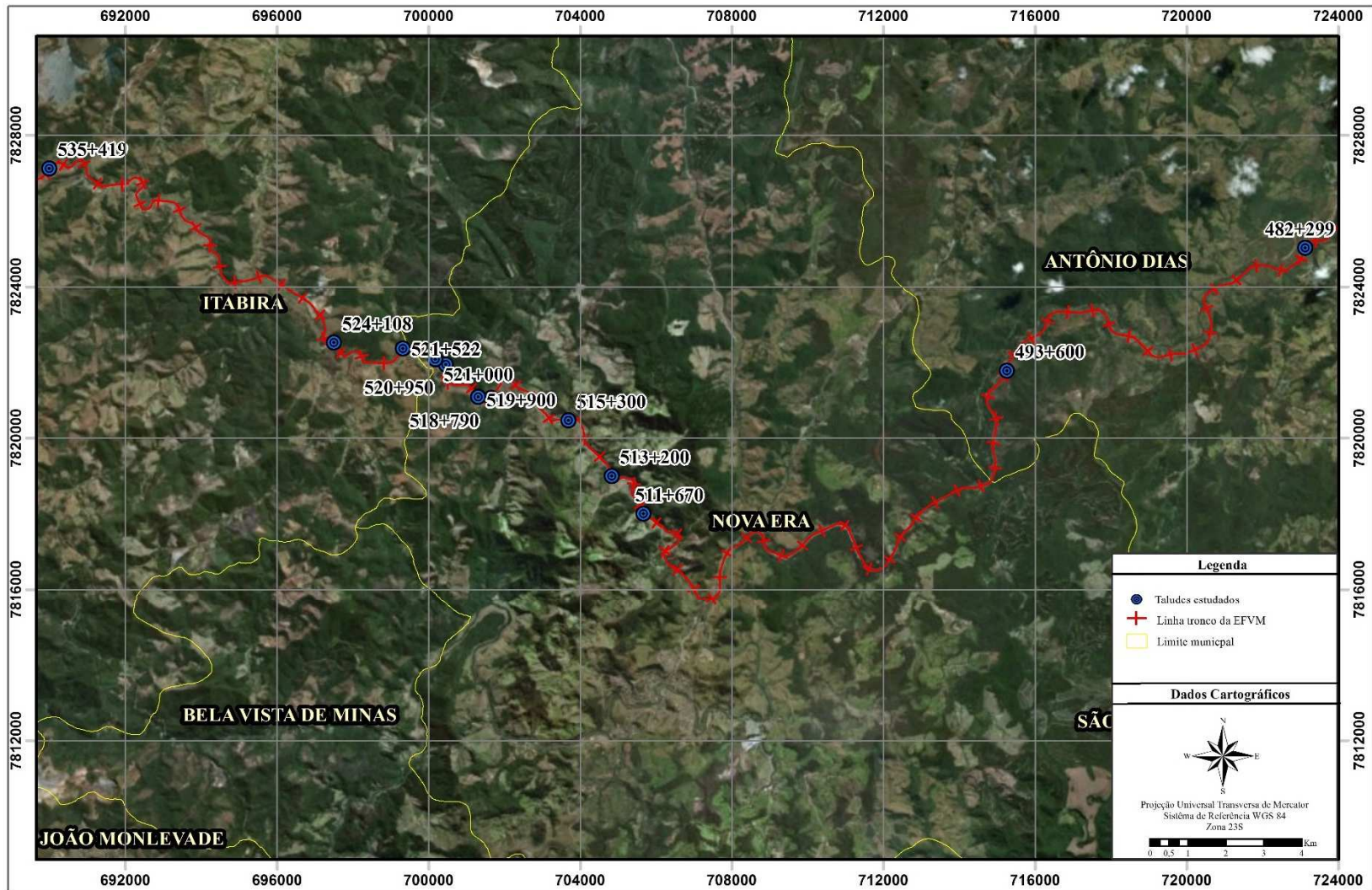


Figura 5.1 – Localização dos pontos selecionados na EFVM

É um talude de corte, apresentando 74 m de altura com inclinação de 46°, e está a 2,0 m de distância da ferrovia. Portanto, caso ocorra algum movimento de massa, irá afetar a plataforma ferroviária. Neste talude também foi verificada a presença de erosão em forma de sulcos. O tipo de movimentação esperada neste talude é o escorregamento rotacional, mas também foram verificados indícios de movimentação, como ondulações na superfície do talude em conjunto com o desalinhamento de árvores. (Silva, 2017).



Figura 5.2 – Talude km 482+299, localizado no município de Antônio Dias - MG

- **Talude km 493+600**

O talude em questão é constituído por um saprólito de gnaiss e, geologicamente, também está inserido no Complexo Mantiqueira (CPRM, 2000). A mineralogia macroscópica verificada é composta por quartzo, feldspato, biotita e muscovita. Apresenta coloração ocre amarronzada, com textura silto-arenosa, granulometria média, é bem friável e exhibe baixa coesão (Figura 5.3).



Figura 5.3 – Talude km 493+600 localizado no município de Antônio Dias-MG

Esse talude possui 73 m de altura, inclinação de 36°, e estende-se por 135 m. Encontra-se a uma distância de aproximadamente de 5 a 10 m da ferrovia (Silva, 2017). É possível observar que o mesmo foi retaludado, e exibe cicatriz de escorregamento rotacional. Apresenta estrutura de contenção na base, e também foram verificadas erosões em forma de sulcos.

- **Talude km 511+670**

Talude composto de saprólito de gnaiss com coloração cinza-amarronzado de textura arenosa, pertencente ao Complexo Guanhões (CPRM, 2000). Macroscopicamente, é composto por quartzo, plagioclásio e biotita. Neste talude foi observada erosão em forma de sulcos e sinais de movimentação, como ondulações na superfície do talude, e também trincas com mais de 1 m de extensão e com abertura superior a 5 cm (Figura 5.4). De acordo com Silva (2017), a distância do talude até a ferrovia é de 2,4 m, portanto, caso ocorra alguma ruptura no talude, a ferrovia será afetada. Esse talude possui 30 m altura e inclinação de 33°.



Figura 5.4 – Vista panorâmica do talude do km 511+670 (a esquerda), e em detalhe (a direita)

- **Talude km 513+243**

Talude misto, com porções rochosas e outras com solo bem desenvolvido. A porção rochosa desse talude é composta por xistos, itabiritos e gnaisses. Tal variedade litológica é explicada pela presença de uma falha geológica que atravessa o talude. O solo

amostrado apresenta uma coloração avermelhada e com textura areno-siltosa (Figura 5.5). Apresenta 27 m de altura e inclinação de 21° (Silva, 2017). Geologicamente, esse talude encontra-se inserido no Complexo Guanhães (CPRM, 2000).



Figura 5.5 – Detalhe do solo amostrado no talude do km 513+243

- **Talude km 515+300**

Este talude está geologicamente inserido na transição entre o Complexo Guanhães e a Suíte Borrachudos (CPRM, 2000). O material é composto por um saprólito de gnaiss, de textura silto-arenosa, e apresenta uma coloração cinza amarelada. Na extensão do talude é possível observar uma cicatriz de ruptura circular, além da presença expressiva de erosões em forma de sulcos e trincas na face do talude. Na porção superior e intermediária, o saprólito está mais alterado quando comparado com porção inferior (Figura 5.6). Macroscopicamente foi observado que esse saprólito apresenta composição mineralógica constituída por quartzo, biotita e feldspato.

Segundo Silva (2017), esse talude possui 20 m de altura, com inclinação de 31°, e está a 1,2 m de distância da ferrovia.

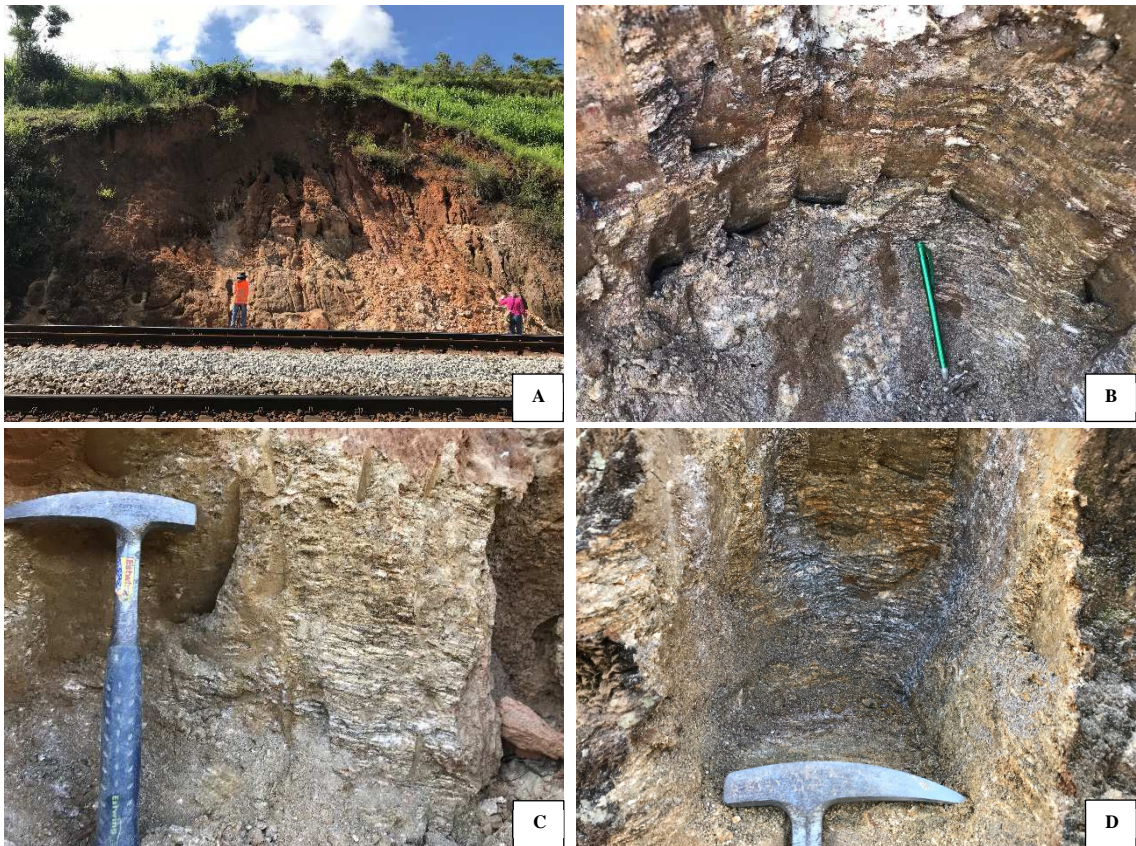


Figura 5.6 – (A) Vista para panorâmica do talude do km 515+300; (B) Detalhe da porção inferior do saprólito que constitui o talude do km 515+300; (C) Detalhe da porção intermediária no saprólito; (D) Detalhe da porção superior

- **Talude km 518+790**

O talude localizado no km 518+790 está geologicamente inserido na Suíte Borrachudos (CPRM, 2000), e é constituído por granitóide saprolitizado de coloração acinzentada (Figura 5.7). O saprólito apresenta textura silto-arenosa, baixa coesão e exibe erosões em forma de sulcos, além de trincas espaçadas de 2 em 2 m.

De acordo com Silva (2017), esse talude apresenta 14 m de altura, 40 m de extensão, inclinação de 26°, e localiza-se a aproximadamente 3 metros da ferrovia.



Figura 5.7 – Vista panorâmica do talude do km 518+790 (a esquerda), e em detalhe (a direita)

- **Talude km 519+900**

O talude localizado no km 519+900 é constituído por gnaiss pouco alterado na porção inferior, e por um saprólito de gnaiss na porção superior. O saprólito ainda preserva algumas estruturas reliquiárias da rocha de origem, apresenta coloração alaranjada, textura areno-argilosa, e o material se demonstra bem coeso. Geologicamente, esse talude está inserido no contexto geológico da Suíte Borrachudos (CPRM, 2000).

Neste talude, a superfície de contato entre o saprólito e a rocha alterada está exposta devido a ocorrência de um escorregamento no passado (Figura 5.8). Na superfície da porção onde o saprólito está exposto, também foram observadas erosões em forma de sulcos e trincas com mais de 1 m de extensão e com abertura superiores a 5 cm. Esse talude apresenta 41 m de altura, inclinação de 23°, e se estende por aproximadamente 200 m. A distância da ferrovia ao pé do talude é de 1,5 m (Silva, 2017).

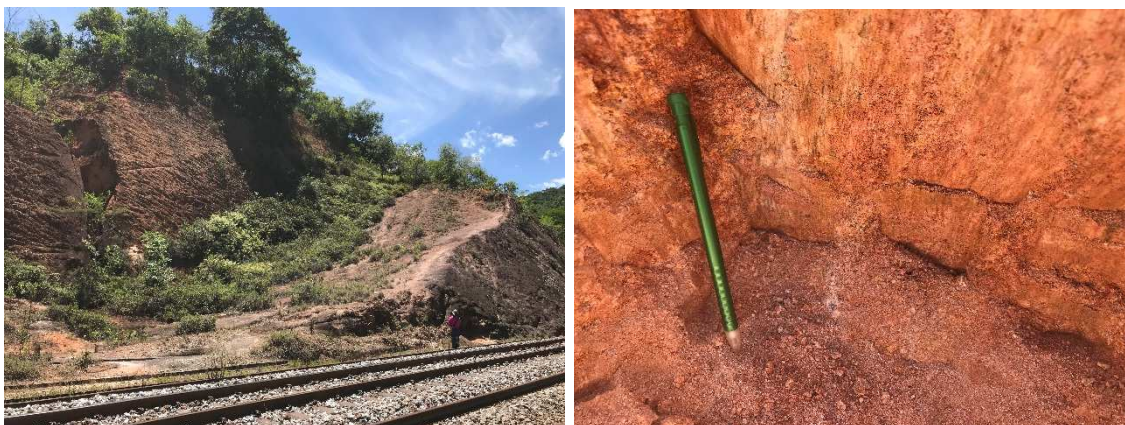


Figura 5.8 – Vista panorâmica do talude do km 519+900 (a esquerda), e em detalhe (a direita)

- **Talude km 520+950**

Esse talude é constituído por um saprólito de granitóide pertencente a Suíte Borrachudos (CPRM, 2000). Apresenta textura silto-arenosa, coloração cinza amarelada, sendo que o material exibe baixa coesão. Macroscopicamente é composto por quartzo, biotita, feldspato e muscovita.

O talude apresenta 73 m de altura e 68° de inclinação, com distância na faixa de 1 a 5 m da ferrovia (Silva, 2017), logo, caso ocorra uma ruptura, a ferrovia será afetada. Também foram observados processos erosivos evoluídos, em forma de sulcos e ravinas (Figura 5.9).

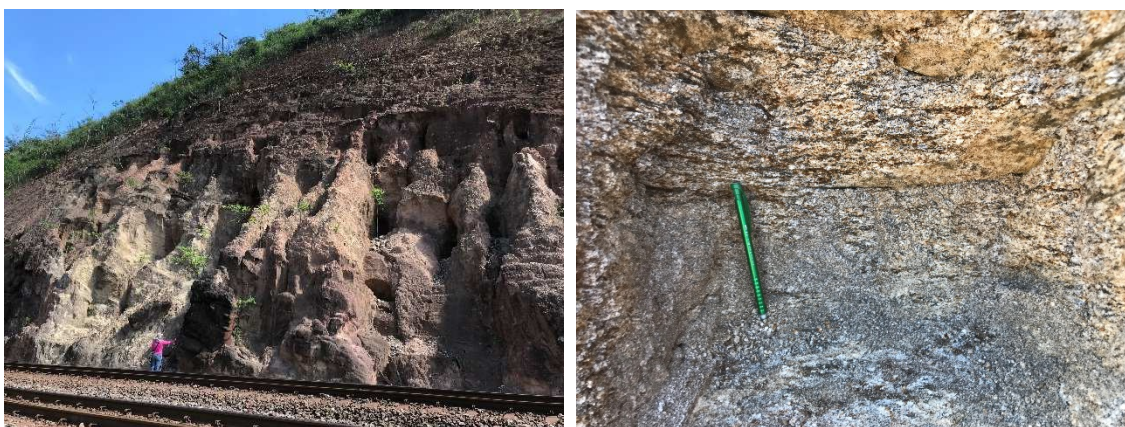


Figura 5.9 – Vista panorâmica do talude do km 520+950 (a esquerda), e em detalhe (a direita)

- **Talude km 521+000**

Este talude é constituído por um saprólito de granitóide pertencente a Suíte Borrachudos (CPRM, 2000). Apresenta coloração rosa avermelhada, textura silto-arenosa, e exibe baixa coesão (Figura 5.10). Mineralogicamente (macroscopicamente) é composto por quartzo, biotita e muscovita. Neste talude também foram observadas erosões em forma de sulcos. Apresenta 442 m de altura e inclinação de 52° (Silva, 2017).



Figura 5.10 – Detalhe do saprólito que constitui o talude do km 521+000

- **Talude km 521+522**

Esse ponto é constituído por um saprólito de um granitóide pertencente ao Complexo Guanhães (CPRM, 2000). Apresenta coloração acinzentada, textura silto-arenosa e exibe baixa coesão (Figura 5.11). Segundo Silva (2017), esse talude possui 64 m de altura e inclinação de 64°.



Figura 5.11 – Vista panorâmica do talude do km 521+522 (a esquerda) e em detalhe (a direita)

- **Talude km 524+108**

Este talude é constituído por um saprólito de xisto, e está geologicamente inserido no Complexo Guanhões (CPRM, 2000). Apresenta coloração rosa amarelada, textura siltosa, e ainda exhibe uma foliação reliquia da rocha de origem (Figura 5.12). Macroscopicamente foi verificada a presença de quartzo, muscovita e biotita. Esse talude possui 19 m de altura e inclinação de 40° (Silva, 2017).



Figura 5.12 – Vista panorâmica do talude do km 524+108 (a esquerda) e em detalhe (a direita)

- **Talude km 535+419**

A porção superior deste talude é constituída por um solo maduro, e a porção inferior e central por um saprólito de xisto. Ambos os materiais apresentam coloração avermelhada,

sendo que o solo apresenta uma textura argilo-siltosa, e o saprólito, silto-arenosa (Figura 5.13). Esse talude apresenta altura de 56 m e inclinação de 40° (Silva, 2017).

Tanto no material da porção superior quanto no da inferior, é verificada a presença de erosões em formas de sulcos, sendo que no saprólito apresentam-se mais desenvolvidas, chegando na forma de ravinas.

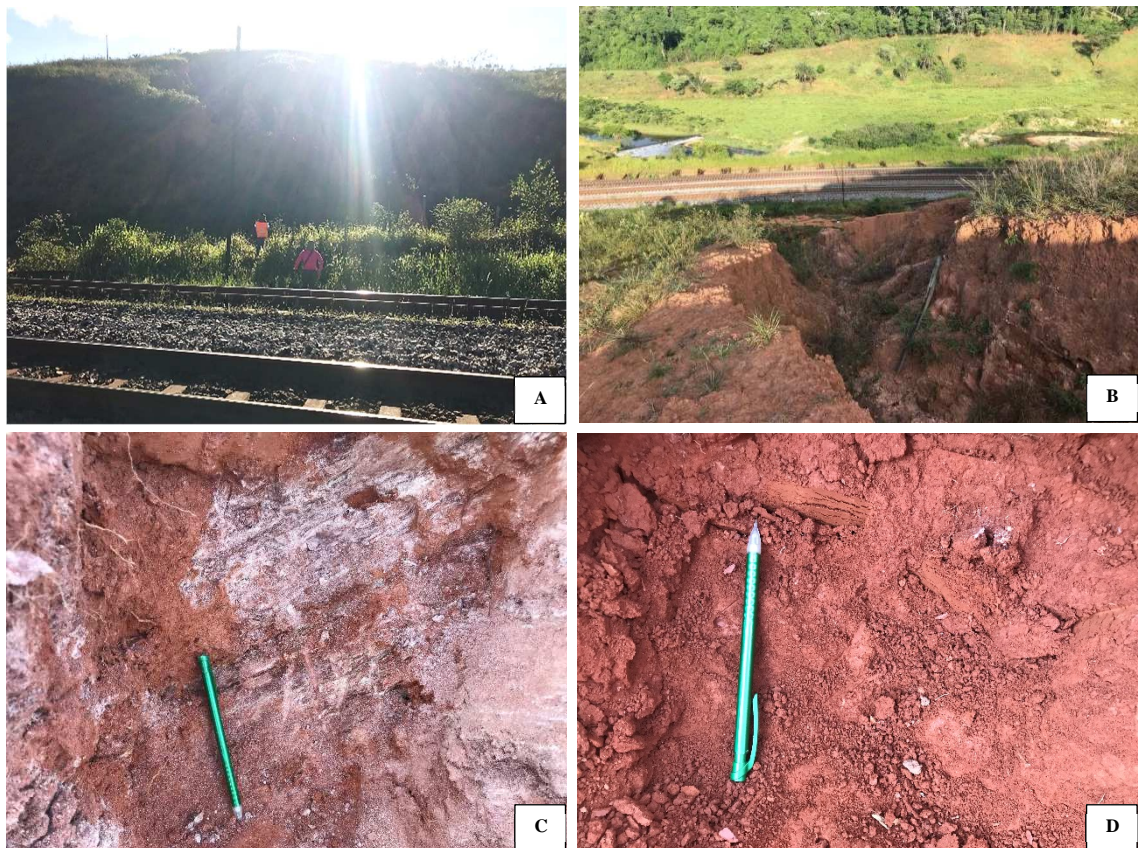


Figura 5.13 – (A) Vista panorâmica do talude do km 535+419; (B) Detalhe da voçoroca; (C) Saprólito de xisto da parte inferior/intermediária; (D) Solo desenvolvido da porção superior

5.3 ENSAIOS LABORATORIAIS (ETAPA 3)

Todas as amostras coletadas foram submetidas a ensaios de usuais de caracterização geotécnica, sendo eles: análise granulométrica, limite de liquidez e plasticidade, e massa específica real dos grãos. Além destes ensaios, as amostras também foram submetidas ao ensaio do método expedito das pastilhas.

A análise granulométrica, limites de liquidez e plasticidade e massa específica real dos grãos são ensaios de significativa relevância no âmbito da engenharia geotécnica. Pois são ensaios relativamente rápidos, com baixo custo de realização, além de serem ensaios universais, o que facilita a comunicação e entendimento entre profissionais de todo o mundo, e por isso, foram selecionados para subsidiar essa pesquisa.

O ensaio do “método das pastilhas” (Nogami e Cozzolino 1985, Fortes e Nogami, 1991, Nogami e Villibor, 1994) foi empregado para auxiliar no entendimento das propriedades geotécnicas de resistência, deformabilidade e permeabilidade dos solos e saprólitos estudados. O ensaio do método das pastilhas é um procedimento simples, eficaz, e com baixo custo de execução, que emprega técnicas rápidas, através de método visual-táctil e por medidas diretas em pastilhas de solo (Trichês e Dal Pai, 2006).

5.3.1 Ensaios Usuais de Caracterização Geotécnica

Os ensaios de caracterização geotécnica realizados foram a análise granulométrica, determinação dos limites de consistência, e a massa específica real dos grãos. As amostras foram preparadas conforme as orientações da NBR 6457: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização (ABNT, 2016). Todos os ensaios de caracterização geotécnica foram realizados na empresa Pattrol – Investigações Geotécnicas Ltda.

A análise granulométrica dos solos e saprólitos estudados foi realizada por peneiramento e sedimentação (Figura 5.14), conforme as orientações da norma NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica (ABNT, 2016). Ressalta-se que para a sedimentação foi utilizado defloculante para desagregar eventuais grumos ou torrões existentes.



Figura 5.14 – Ensaio de peneiramento (a esquerda) e sedimentação no tanque para banho (a direita)

Os ensaios para a determinação dos limites de consistência (Figura 5.15) foram executados segundo a NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez (ABNT, 2016) e NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade (ABNT, 2016).



Figura 5.15 – Ensaio para determinação do limite de liquidez

Por fim, para a determinação da massa específica real dos grãos (Figura 5.16), foram seguidas as especificações da norma NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água (ABNT, 2016).



Figura 5.16 – Ensaio para determinação da massa específica real dos grãos

5.3.2 Método Expedito das Pastilhas (Godoy e Bernucci, 2002)

O ensaio de classificação dos solos por meio do “método das pastilhas” foi realizado segundo o procedimento proposto por Godoy & Bernucci (2002). Esse experimento foi executado no laboratório de Caracterização de Solos do Núcleo de Geotecnia (NUGEO).

Para a execução deste ensaio, foram separadas cerca de 200 g de cada amostra coletada em campo para acondicionamento em estufa com sistema de exaustão, na temperatura de 60° C por 4 h, de modo a eliminar a umidade natural das amostras.

Após a secagem, as amostras foram peneiradas com a peneira nº 40, com abertura de 0,425 mm. O material da porção passante foi umedecido com água destilada e acondicionado em câmara úmida por cerca de 12 h.

Em seguida, colocou-se o material umedecido sobre uma placa de vidro fosco, e deu-se início a espatulação. Durante este processo, foram acrescentadas pequenas quantidades de água destilada para desfazer os agregados de solo, liberar a argila, e homogeneizar a amostra (Figura 5.17). O material foi espatulado durante 8 min. Uma porção do solo espatulado foi moldada em um anel com 35 mm de diâmetro interno e 10 mm de altura, e então submetida à penetração de um cone com 60° de abertura e peso de 60 g. Esse cone foi deixado cair em queda livre a partir da superfície da pastilha moldada, e quando a amostra atingiu a penetração de 5 mm (condição de moldagem das pastilhas), deu-se

início ao ensaio para a determinação da taxa de contração e expansão diametral de cada amostra.



Figura 5.17 – Espatulação da amostra sobre placa de vidro fosca.

Com o material na umidade de moldagem do ensaio, foram confeccionados moldes em quatro anéis com 35 mm de diâmetro interno e 10 mm de altura, sendo três para confecção das pastilhas e um para as esferas. Para a moldagem das pastilhas e das esferas nos anéis, foi utilizada uma base plana para nivelar a superfície inferior das pastilhas, e o material excedente na superfície superior dos anéis foi rasado com auxílio de um fio de nylon.

Para a confecção das esferas, um dos anéis com o molde de uma pastilha foi retirado. Esse material foi dividido ao meio com auxílio de uma espátula, e com cada metade foram moldadas duas esferas com a palma das mãos, e em seguida foram acondicionadas em uma cápsula de alumínio.

As pastilhas e esferas moldadas foram pesadas individualmente e colocadas na estufa a uma temperatura de 60° C por cerca de 5 h e 30 min (Figura 5.18).



Figura 5.18 – Pastilhas e esferas moldadas na condição de moldagem do ensaio (a esquerda) e após a secagem em estufa a 60° C (a direita)

Após o período de secagem, as pastilhas e esferas foram retiradas da estufa, e procedeu-se à pesagem de cada pastilha moldada, com e sem anel, e das esferas. Na sequência, foi medido o diâmetro de cada pastilha em três direções (aferidos a cada 120°) com auxílio de um paquímetro. Realizando a média aritmética das três leituras realizadas obteve-se o valor da contração diametral de cada amostra.

Em seguida, cada pastilha (sem o anel) foi colocada sobre uma placa porosa saturada com água destilada e recoberta por um papel filtro também saturado, de modo que a pastilha reabsorvesse água por capilaridade, sendo deixada em repouso por cerca de 3 h (Figura 5.19). Transcorrido o tempo de reabsorção de água, as pastilhas foram pesadas, e o diâmetro foi novamente aferido com o auxílio de um paquímetro, obtendo-se a expansão diametral. Também foi realizada uma descrição sintética quanto ao inchamento e ao aparecimento de trincas nas pastilhas.



Figura 5.19 – Pastilhas sobre placa porosa saturada com água destilada e papel filtro (a esquerda) e após as 3 h de ensaio (amostra referente ao talude do km 515+300)

Na sequência, as pastilhas foram submetidas a avaliações de penetração com cones de 60° de abertura, sendo um com peso de 10 g e outro 30 g (Figura 5.20). Ambos os cones foram deixados cair em queda livre a partir da superfície de cada pastilha, e então foram realizadas as leituras das medidas de penetração. Com o objetivo de minimizar a influência do operador no processo de obtenção dessas medidas, foi utilizado o penetrômetro universal manual, fabricado pela Solotest.

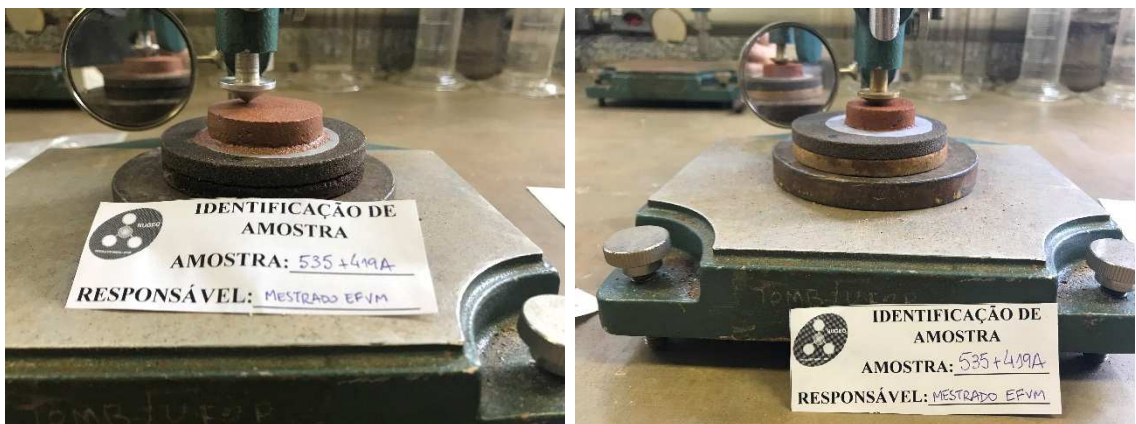


Figura 5.20 – Ensaio de penetração com o cone de 10 g (a esquerda) e 30 g (a direita) na amostra do talude localizado no km 535+419

A avaliação da penetração, taxa de contração e inchamento diametral, e índice de reabsorção de água situa o material analisado dentro de um grupo do guia identificatório proposto por Godoy e Bernucci (2002), ilustrado na Tabela 5.1. O índice de reabsorção de água é obtido pela diferença entre as porcentagens de água reabsorvida e umidade de moldagem, em relação à porcentagem de umidade de moldagem. A reabsorção de água é

o valor em porcentagem da diferença entre a massa da pastilha após a reabsorção de água e a massa seca, em relação à massa seca da pastilha, e essas medidas são obtidas pela pesagem da pastilha após a reabsorção de água e após seca em estufa.

Tabela 5.1 – Guia identificatório de solos tropicais proposto por Godoy e Bernucci (2000)

Classes de Solos	Características dos Solos	Contração diametral (%)	Inchamento diametral (%)	Penetração (mm) Cone de 10g	Penetração (mm) Cone de 30g	Índice de Reabsorção
LATERÍTICOS	típicos	> 2	< 1	0	0	negativo
	argilosos	≥ 6	≤ 10,5	≤ 4	≤ 6	< 0,6
	arenosos	2 a 6	≤ 10,5	≤ 4	≤ 6	< 0,6
	areais	≤ 2	≤ 10,5	≤ 4	≤ 6	< 0,6
TRANSICIONAIS	argilosos	≥ 6	5,5 a 13	3 a 5	6 a 8	0,3 a 0,9
	arenosos	2 a 6	5,5 a 13	3 a 5	6 a 8	0,3 a 0,9
	areais	≤ 2	5,5 a 13	3 a 5	6 a 8	0,3 a 0,9
NÃO LATERÍTICOS	argilosos	≥ 6	> 8	≥ 4	≥ 8	> 0,4
	siltosos	2 a 4	9 a 15	≥ 6	≥ 11	0,4 a 0,7
	arenosos	2 a 6	> 8	≥ 4	≥ 8	> 0,4
	areais	≤ 2	> 5	≥ 4	≥ 8	> 0,4

Concomitantemente com o ensaio de reabsorção de água pelas pastilhas, uma das esferas foi imersa em um recipiente com água destilada para a avaliação da sua interação com o meio (Figura 5.21). O tempo de interação máximo necessário para a estabilização das esferas é de 2 h. Decorrido esse tempo, o produto final obtido foi classificado conforme as seguintes características: (i) esfera trinca ou não se altera; (ii) blocos de dimensões milimétricas; (iii) partículas identificáveis a olho nú; (iv) pasta.



Figura 5.21 – Produto das esferas das amostras km 513+243 (a esquerda) e km 519+900 (a direita) imersas em água

Na segunda esfera, foi realizado o teste de resistência ao esmagamento, com o intuito de avaliar a coesão a seco da esfera de solo ou saprólito. Para a realização desse teste, uma das esferas secas na estufa foi submetida a esforços nas seguintes situações: (i) entre os dedos polegar e indicador; (ii) entre o dedo polegar e uma superfície plana dura; (iii) não se rompe. Completando assim a série de ensaios para caracterização do material.

5.4 ESTIMATIVA DO COMPRIMENTO DA MASSA DESLOCADA (L) NOS DESLIZAMENTOS ESTUDADOS DA EFVM (ETAPA 4)

Conforme apresentado no capítulo de revisão bibliográfica, pesquisadores, com base nas informações coletadas de inúmeros movimentos de massa ocorridos no mundo, vêm utilizando análises estatísticas para desenvolver modelos para estimar o comprimento da massa deslocada (L) em um movimento de massa.

Neste cenário, para calcular o comprimento de massa deslocada dos deslizamentos estudados nesta pesquisa, foi adotada a equação proposta por Finlay *et al.* (1999) para encostas com corte, conforme ilustra a Equação 5.1, também apresentada no capítulo de revisão bibliográfica (Equação 3.11).

$$\text{Log } L = 0,109 + 1,01 \log H - 0,506 \log(\tan \theta) \quad (5.1)$$

Essa equação foi selecionada por ter sido desenvolvida considerando deslizamentos em solos residuais e saprólitos de rochas graníticas em encostas de corte em que a superfície de deposição do material é aproximadamente horizontal, consistindo nas mesmas condições dos deslizamentos estudados da EFVM. Para otimizar os cálculos, foi retirado o logaritmo da Equação 5.1, resultando na Equação 5.2.

$$L = 1,2853 H^{1,010} (\tan \theta_{corte})^{-0,506} \quad (5.2)$$

Dado o expoente da altura do talude (H) na Equação 5.2 estar muito próximo a 1, Hunter e Fell (2001) simplificam essa equação na forma de H/L (Equação 5.3) sem introduzir nenhum erro significativo. Por essa razão, optou-se pela aplicação dessa equação para cálculo do comprimento de massa deslocada (L) dos deslizamentos estudados na EFVM.

$$\frac{H}{L} = 0,78 (\tan \theta_{corte})^{0,5} \quad (5.3)$$

Também optou-se por estimar o comprimento de massa deslocado (L) dos deslizamentos através da Equação 5.4 proposta por Hunter e Fell (2001), já que essa equação foi também desenvolvida a partir do mesmo banco de dados de Finlay *et al.* (1999). No entanto, essa equação é recomendada para volumes de massa de até 20.000 m³, sendo compatível com metade dos volumes dos taludes selecionados para essa pesquisa. Por outro lado, esse foi o único modelo encontrado na literatura que condiz com as características geométricas e características geológico-geotécnicas dos taludes da EFVM, assegurando a sua aplicação neste estudo.

$$\frac{H}{L} = 1,09 (\tan \theta_{corte})^{0,42} \cdot V^{-0,11} \quad (5.4)$$

Onde L é o comprimento de massa deslocada, H a altura, θ_{corte} é o ângulo de inclinação do talude, V é o volume do movimento de massa.

5.5 AVALIAÇÃO DO COMPRIMENTO DE MASSA DESLOCADA (L) DOS DESLIZAMENTOS DA EFVM (ETAPA 5)

Com o objetivo de avaliar a influência das características geológico-geotécnicas e geométricas no comprimento de massa deslocada (L) em um deslizamento, foi empregada a técnica estatística de regressão múltipla. A utilização dessa técnica tem como intuito auxiliar no desenvolvimento de um modelo capaz de estimar o comprimento de massa a ser deslocada em um deslizamento de solo ou saprólito, auxiliando a seleção e identificação dos parâmetros influentes, e quantificando as suas contribuições no modelo desenvolvido.

A primeira abordagem para avaliar o comprimento de massa deslocada (L) dos taludes estudados foi compreender como o volume da cicatriz se relaciona com a geometria do talude e as características geológico-geotécnicas do material. Para atingir esse propósito, foi desenvolvido um modelo de regressão considerando o volume como a variável dependente, e as características geotécnicas e geométricas como as variáveis independentes ou preditoras. Essa avaliação é necessária, pois assim como o comprimento da massa deslocada, o volume do material também é uma variável que não é possível obter com exatidão antes da ocorrência da ruptura do talude ou da encosta, e conforme já observado por diversos pesquisadores, é um dos parâmetros que mais influenciam no comprimento da massa deslocada.

Quanto às características geotécnicas empregadas para o desenvolvimento desse modelo, foram utilizados como parâmetros os resultados dos ensaios de caracterização, salvo os limites de consistência, já que metade das amostras não apresentou limite de plasticidade (NP) e liquidez (NL), e por isso, poderiam comprometer o modelo. Assim sendo, foram empregados os seguintes parâmetros: distribuição granulométrica; contração e inchamento diametral das pastilhas, reabsorção de água pela pastilha e índice de reabsorção de água pela pastilha.

A distribuição granulométrica foi empregada a partir da razão entre a porcentagem de material passante na peneira #200 e peneira #40, pois mostra a proporção dos materiais

finos, entre silte, argila e areia fina, que exercem grande influência no comportamento do solo.

Os valores de contração e inchamento diametral das pastilhas, reabsorção de água e índice de reabsorção de água pela pastilha foram utilizados como parâmetros geotécnicos, pois esses valores ilustram como os solos se comportam quando secos e em contato com a água, caracterizando as propriedades geotécnicas de resistência, deformabilidade, e permeabilidade dos solos e saprólitos estudados.

Com relação às características geométricas, foram consideradas: inclinação e altura do talude. Tais parâmetros foram adquiridos no trabalho desenvolvido por Silva (2017), e para mais detalhes de como esses parâmetros foram obtidos e calculados, consultar esta autora. A Tabela 5.2 apresenta todas as variáveis empregadas no desenvolvimento do modelo do volume.

Tabela 5.2 – Variáveis utilizadas no desenvolvimento do modelo do volume regressão linear múltipla

	Variáveis	Abreviação	Unidade	Método
<i>Parâmetros Geométricos</i>	Inclinação do talude	IT	°	Silva (2017)
	Altura do talude	HT	m	
<i>Parâmetros Geotécnicos</i>	Razão entre a porcentagem de material passante na peneira #200 e peneira #40	RP	adimensional	NBR 7181/2016
	Contração diametral	CD	%	Método expedito das pastilhas (Godoy e Bernucci, 2002)
	Inchamento diametral	ID	%	
	Índice de reabsorção de água pela pastilha	INA	adimensional	
	Reabsorção de água pela pastilha	REAB	%	

Ao compreender como e quais parâmetros influenciam na dimensão do volume dos escorregamentos, foi então desenvolvido um modelo capaz de estimar o comprimento de massa deslocada do deslizamento. Para o desenvolvimento desse modelo, foram utilizadas como variáveis independentes somente os parâmetros geométricos do talude:

volume, inclinação e altura do talude. Os valores de comprimento de massa deslocada (variável dependente) utilizados foram os estimados pelo modelo proposto por Hunter e Fell (2001) apresentado pela Equação 5.4.

Para auxiliar na seleção das variáveis mais representativas e eficientes em cada um dos modelos elaborados (volume e comprimento de massa deslocada), foi utilizado o método *stepwise* (seleção passo a passo). Nesse método, as variáveis adicionadas são selecionadas com base no poder explicativo incremental que elas acrescentam no modelo, e são incluídas somente se seus coeficientes de correlação parcial são estatisticamente significantes. A medida que cada variável é acrescentada no modelo, essa mesma variável pode ser eliminada, caso seu poder preditivo reduza para não significativo quando uma outra variável independente é adicionada (Hair *et al.*, 2009).

Portanto, a partir de um critério de seleção, a variável que é adicionada em um passo pode ser retirada nos próximos, e a variável que é eliminada em um passo, pode entrar nos próximos. O *stepwise* é um método de seleção automático e iterativo, e o critério utilizado para a seleção das variáveis foi o critério de informação de Akaike (AIC).

O critério de informação de Akaike (AIC) utiliza a divergência de Kullback-Leibler (K-L) como base para a seleção de modelos. A informação K-L é uma medida de distância entre o modelo verdadeiro e um modelo candidato. Como o modelo verdadeiro não é conhecido, Akaike (1973) desenvolveu uma forma de estimar essa distância pelas variáveis empregadas no modelo, usando a Função Log-Verossimilhança (FLV) e a quantidade de parâmetros do modelo, dada pela Equação 5.5 (Sobral, 2015).

$$\begin{aligned} AIC &= -2(\text{função suporte maximizada} + 2 (\text{número de parâmetros})) \\ &= -2 \log L(\hat{\theta}) + 2 (p) \end{aligned} \quad (5.5)$$

O AIC não é uma prova sobre o modelo no sentido de testar hipóteses, mas uma ferramenta para a seleção de modelos. A partir de um conjunto de dados e vários modelos concorrentes, pode-se classificar como o melhor modelo aquele que apresentar o menor valor de AIC. Portanto, por si só o valor do AIC para um determinado conjunto de dados

não tem significado, tornando-se útil quando são comparados mais de um (Emiliano, 2009).

Após a seleção das variáveis nos modelos pela aplicação do método *stepwise*, foi avaliada a multicolinearidade entre as variáveis por meio do fator de inflação de variância (VIF), e a contribuição isolada de cada variável através do teste *t* em ambos os modelos. As variáveis que apresentaram elevados valores de VIF (superiores a 10), e que não proporcionavam nenhuma contribuição no modelo foram desconsideradas. Por esse procedimento, foram alcançados os conjuntos das variáveis independentes significativas, que proporcionam as melhores previsibilidades do volume e comprimento de massa deslocada.

Obtido os modelos de regressão do volume e do comprimento de massa deslocada, foi realizada a análise de variância, os testes dos coeficientes individuais, e a verificação da adequação dos modelos. O desenvolvimento dos modelos de regressão múltipla foi realizado com o auxílio do *software* R. A organização e armazenamento do banco de dados foi realizada no *Microsoft Excel* 2016.

CAPÍTULO 6

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos dos ensaios de caracterização geotécnica realizados, e demais dados provenientes da aplicação da técnica de regressão multivariada, visando ao entendimento da relação entre as propriedades dos solos e saprólitos, e parâmetros geométricos das encostas, com o comprimento de massa deslocada nos deslizamentos selecionados do Trecho IV da EFVM.

6.1 PARÂMETROS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

A primeira propriedade avaliada consistiu na análise granulométrica dos solos e saprólitos estudados. A Tabela 6.1 apresenta o percentual de cada uma das frações granulométricas (pedregulho, areia grossa, areia média, areia fina, silte e argila) obtido em cada amostra e os coeficientes de curvatura e de não uniformidade.

Tabela 6.1 – Análise granulométrica das amostras

Amostra	GRANULOMETRIA							
	Pedregulho (%)	Areia Grossa (%)	Areia Média (%)	Areia Fina (%)	Silte (%)	Argila (%)	C _u *	C _c **
482+299	5,3	8,5	28,9	25,5	27,2	4,6	32,8	1,9
493+600	1,7	12,2	18,9	13,2	40,2	13,9	127,8	1,4
511+670	0,5	9,8	20,5	22,2	37,7	9,4	58,0	1,9
513+243	2,5	0,3	4,7	17,9	46,8	27,9	61,7	1,0
515+300	0,8	19,0	26,4	19,2	27,4	7,2	59,5	1,2
518+790	0,6	17,3	46,3	18,3	14,5	3,0	17,8	4,0
519+900	1,1	20,2	46,1	14,1	15,5	3,0	18,8	3,8
520+950	7,7	18,5	41,7	14,9	14,4	2,8	12,9	3,1
521+000	2,7	12,9	39,7	23,3	16,9	4,6	18,8	1,8
521+522	0,2	14,6	35,7	20,2	24,6	4,7	26,2	1,4
524+108	0,8	16,5	39,0	16,7	20,8	6,2	34,5	3,1
535+419	1,1	2,4	16,8	32,6	38,7	8,5	41,5	2,3

(*) Coeficiente de não uniformidade / (**) Coeficiente de curvatura

Pelos resultados da análise granulométrica é possível verificar que as frações areia e silte tendem a ser predominantes na maioria das amostras, exceto na amostra 513+243, que possui uma porcentagem maior de argila (27,9 %) do que as demais amostras, que apresentam entre 2,8 % e 13,9 % de argila. A porcentagem em peso da fração pedregulho nas amostras variou entre 0,2 % e 7,7 %, a fração areia entre 22,9 % e 81,9 %, e a fração silte entre 14,4 % e 46,8 % (Figura 6.1).

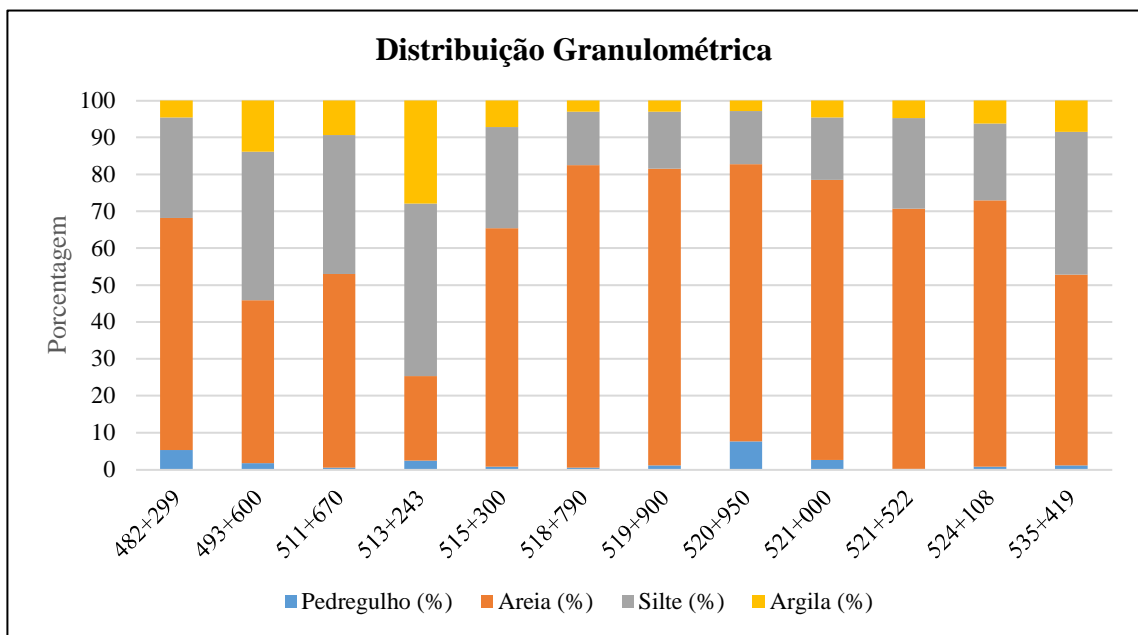


Figura 6.1 – Relação entre as porcentagens das frações pedregulho, areia, silte e argila

Segundo Futai (2002), no solo saprolítico prevalecem as frações de areia e silte, com pouca presença de argila, o que foi verificado na maioria das amostras, com exceção da amostra 513+243, mostrando que esse solo está mais intemperizado que os demais.

Avaliando o coeficiente de não uniformidade (C_u), é observado que todas as amostras são consideradas como não uniformes ($C_u > 15$), exceto a amostra 520+950, que foi classificada como de uniformidade média. O coeficiente de curvatura expressa a graduação do solo, sendo que amostras com o $C_c < 1$ ou $C_c > 3$ são classificadas como mal graduadas e, $1 < C_c < 3$ como bem graduadas. Os resultados obtidos pela análise granulométrica mostraram que a maioria das amostras apresentam C_c entre 1 e 3, ou seja, são solos e saprólitos bem graduados.

A Tabela 6.2 exibe os resultados para a massa específica real e limites de consistência, bem como os valores do índice de plasticidade e atividade das amostras analisadas. Dentre as doze amostras ensaiadas, seis não apresentaram liquidez (NL) e plasticidade (NP). Isso já era esperado, dado que em campo foram observadas texturas predominantemente arenosas com pouca quantidade de silte e argila, corroborando os resultados obtidos da distribuição granulométrica apresentados anteriormente.

Tabela 6.2 – Massa específica real, limites de consistência e atividade das amostras

Amostra	Massa Específica Real (g/cm ³)	Limite de Liquidez (%)	Limite de Plasticidade (%)	Índice de Plasticidade	Plasticidade	Atividade
482+299	2,587	NL	NP	-	NP	-
493+600	2,553	28	21	8	baixa	0,54
511+670	2,604	NL	NP	-	NP	-
513+243	2,898	48	28	20	média	0,71
515+300	2,607	31	19	12	média	1,65
518+790	2,595	NL	NP	-	NP	-
519+900	2,611	NL	NP	-	NP	-
520+950	2,594	NL	NP	-	NP	-
521+000	2,608	NL	NP	-	NP	-
521+522	2,612	25	17	8	baixa	1,69
524+108	2,693	30	20	11	média	1,69
535+419	2,608	34	24	10	média	1,19

Nas amostras em que foi possível determinar os limites de consistência, foram observados valores entre 25 % (521+522) e 48 % (513+243) para o limite de liquidez (LL), e de 17 % (521+522) e 28 % (513+243) para o limite de plasticidade (LP). Pelo índice de plasticidade, é verificado que a maioria das amostras apresentaram plasticidade média (10 % < IP < 20 %). As exceções são as amostras 493+600 e 521+522, que foram classificadas como de baixa plasticidade (5 % < IP < 10 %).

Com relação ao índice de atividade das argilas, as amostras 493+600 e 513+243 foram enquadradas como argilas inativas ($A < 0,75$), a amostra 535+419 como normais ($0,75 < A < 1,25$). E por fim, as amostras 515+300, 521+522, 524+108 como argilas ativas.

Os resultados obtidos para os limites de consistência também foram plotados na carta de plasticidade de Casagrande (Figura 6.2). Observa-se que as amostras 493+600, 513+243, e 535+419 ficaram bem próximas da linha que separa solos argilosos dos solos siltosos (Linha A).

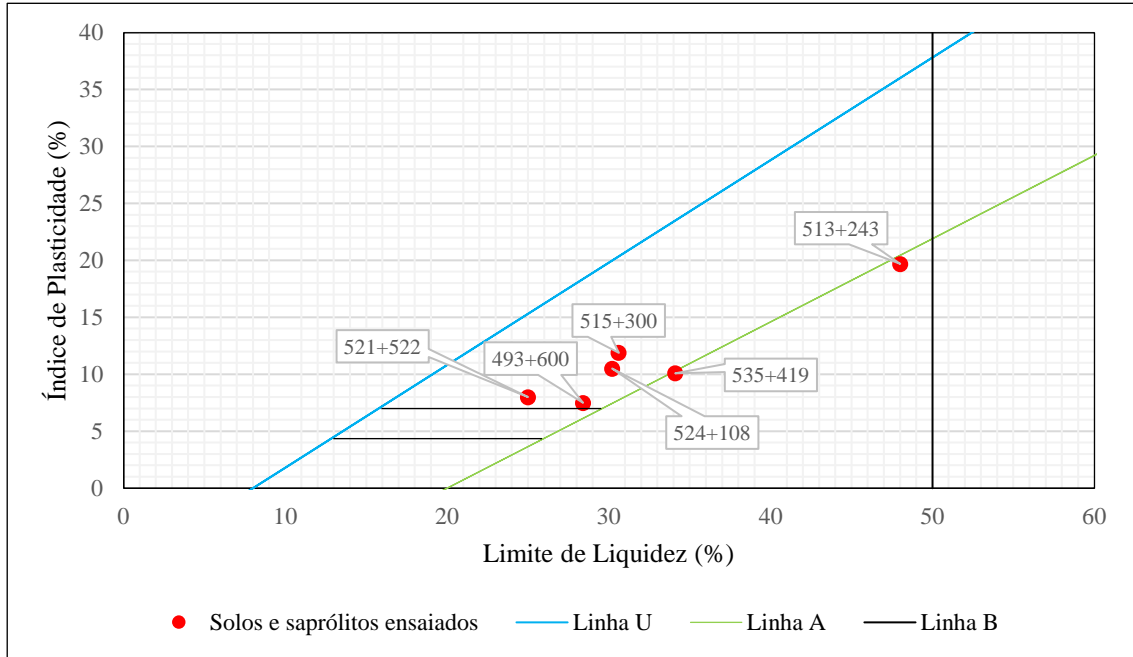


Figura 6.2 – Carta de plasticidade de Casagrande

Com os dados obtidos das análises granulométricas e limites de consistência, foi determinada a classificação geotécnica dos materiais conforme o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) e *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO). As classificações alcançadas estão apresentadas na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Classificação SUCS e AASHTO dos solos e saprólitos estudados

Amostra	SUCS	AASHTO	Índice de Grupo
482+299	SM	A-2-4	0
493+600	CL	A-4	4
511+670	SM	A-4	0
513+243	ML	A-7-6	13
515+300	SC	A-6	1
518+790	SM	A-2-4	0
519+900	SM	A-2-4	0
520+950	SM	A-2-4	0

Continua

Amostra	SUCS	AASHTO	Índice de Grupo
521+000	SM	A-2-4	0
521+522	SC	A-2-4	0
524+108	SC	A-2-6	0
535+419	SM	A-4	3

Partindo da premissa que os materiais estudados tratam de solos tropicais, foram realizados ensaios de pastilha destacando as duas grandes classes deste estudo, denominadas solo e saprólito. A partir dos resultados obtidos (Tabela 6.4) para a contração e inchamento diametral, taxa de penetração, e índice de reabsorção de água pelo ensaio, foram avaliadas as propriedades de resistência, deformabilidade, e permeabilidade dos solos e saprólitos estudados.

Por meio da Figura 6.3, pode ser observado que os resultados de contração diametral das pastilhas do solo e saprólitos estudados, com exceção da amostra 513+243, apresentam uma distribuição homogênea, com uma contração média de 2,4 %, sendo que as contrações mínima e máxima observadas foram de 0,9 % e 3,3 %, respectivamente. Já a amostra 513+243 apresentou contração superior as contrações verificadas nas demais amostras, onde foi registrada contração de 7,0 %, o que indica que esse solo apresenta uma deformabilidade maior que os demais.

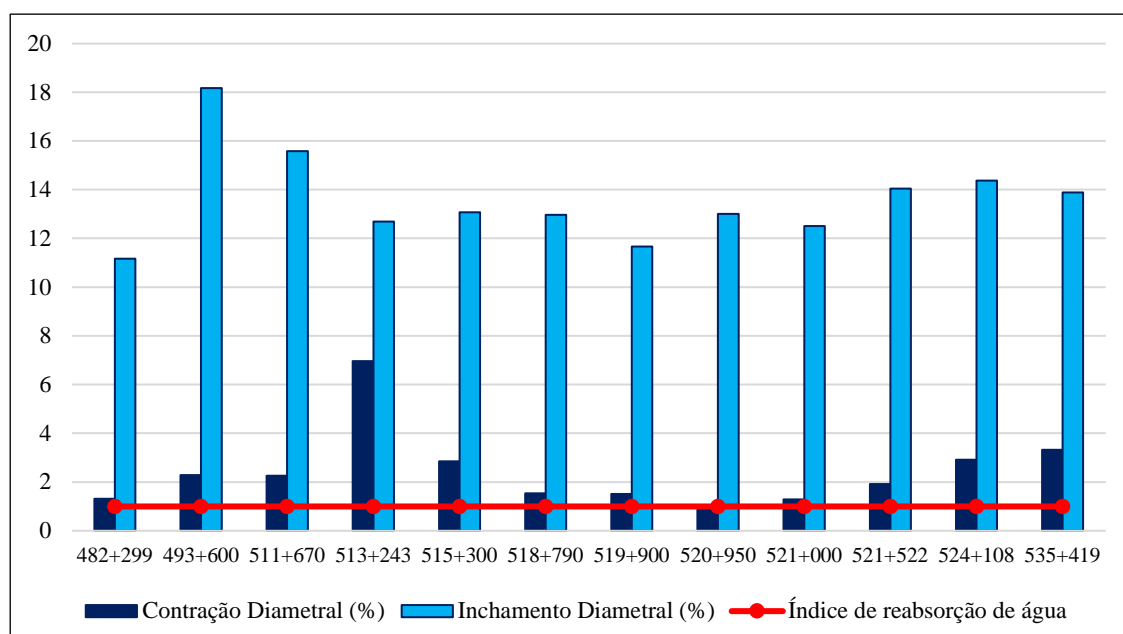


Figura 6.3 – Resultados obtidos para a contração e inchamento diametral, e índice de reabsorção de água

Tabela 6.4 – Resultados dos ensaios da pastilha conforme método proposto por Godoy e Bernucci (2002)

Amostra	Umidade de Moldagem (%)	Contração Diametral (%)	Inchamento Diametral (%)	Penetração		Reabsorção de água pela pastilha (%)	Índice de reabsorção de água	Percolação (mm/min)	Tipo de trinca	Resistência Esfera	Produto água esfera	Classificação
				Cone 10g (mm)	Cone 30g (mm)							
482+299	36,0	1,3	11,2	2,1	2,5	40,8	0,134	7,1	3	1	3	**
493+600	44,2	2,3	18,2	3,3	4,8	58,2	0,317	4,1	3	1	3	**
511+670	36,7	2,3	15,6	3,3	4,2	55,4	0,508	4,2	3	1	3	**
513+243	58,9	7,0	12,7	3,2	4,2	75,0	0,275	3,3	3	3	3	**
515+300	42,5	2,9	13,1	3,2	4,3	56,8	0,339	2,2	3	1	3	**
518+790	32,5	1,5	13,0	3,4	3,9	42,1	0,298	5,7	3	1	3	**
519+900	46,8	1,5	11,7	3,2	3,9	57,2	0,221	7,6	3	1	3	**
520+950	34,4	0,9	13,0	2,8	3,8	39,7	0,152	8,0	3	1	3	**
521+000	39,7	1,3	12,5	3,0	3,4	41,8	0,052	5,2	3	1	3	**
521+522	31,7	1,9	14,0	3,1	3,4	39,5	0,247	5,0	3	1	3	**
524+108	49,5	2,9	14,4	3,7	4,2	61,4	0,242	4,7	3	1	3	**
535+419	44,1	3,3	13,9	3,6	4,7	62,2	0,409	2,5	3	1	3	**

** classificação dos solos não determinada.

De acordo com Godoy (1997), existe uma correlação razoável entre a contração, a fração argila, a umidade de moldagem, e a plasticidade do solo. Desse modo, quanto maior for a fração argila em uma amostra, maior será a umidade de moldagem, a contração, e a plasticidade. Essas observações condizem com os resultados obtidos, visto que dentre as amostras analisadas, a amostra 513+243 apresenta a maior porcentagem em peso da fração argila, da umidade de moldagem, da taxa de contração diametral, e de plasticidade.

Vale ressaltar que durante o preparo das amostras para a execução do ensaio de pastilha, os solos e saprólitos que apresentaram taxa de contração em torno de 2 % não ofereceram resistência ao destorroamento no almofariz. Ao espatular esses materiais, foi observada uma ausência de agregação da massa de solo (“não plástico”) e, durante a confecção das esferas, foi notada uma certa dificuldade em sua moldagem, devido à falta da agregação, evidenciando que esses materiais são friáveis e com baixa coesão.

No entanto, foi observado que o solo com valor de contração diametral de 7,0 % (513+243) apresentou uma “certa resistência” ao destorroamento. Durante a espatulação, esse material demonstrou elevada aderência na espátula e no vidro, além de proporcionar uma dificuldade ao moldar as esferas, devido ao excesso de aderência nas mãos. Portanto, conclui-se que esse solo possui elevada coesão.

Após o ensaio reabsorção de água, foi visualmente constatado que todas as pastilhas apresentaram um significativo aumento do volume e, conseqüentemente, apresentaram consideráveis valores de inchamento diametral. As pastilhas na condição saturada também demonstraram um aspecto frágil, não podiam ser manuseadas com as mãos sem estragar a forma da pastilha. A partir dessas observações, é possível constatar que devido à forte interação com a água, o solo e saprólitos analisados não conservaram as propriedades de deformabilidade e resistência, apontando o comportamento não-laterítico dessas amostras (Godoy, 2000).

Avaliando os valores obtidos para inchamento diametral das amostras, também foi verificado que os resultados são uniformes, apresentando um inchamento diametral médio de 13,6 %. Esses valores refletem a coesão dos solos e saprólitos ensaiados, indicando que as amostras apresentam coesões pequenas a médias.

É importante ressaltar que as condições do solo e saprólitos verificadas através dos ensaios de contração e de inchamento diametral das pastilhas, corroboram as características desses materiais observadas em campo.

Pelo ensaio de penetração dos cones, foi verificado o mesmo padrão observado na contração e inchamento diametral: todas as amostras apresentam valores semelhantes de penetração com o cone de 10 g e 30 g, exibindo valores médios de, respectivamente, 3,2 mm e 3,9 mm.

A propriedade de resistência do solo e saprólitos foi analisada pela taxa de penetração. Quanto maior for a interação da amostra com a água (perda de estabilidade), maior será o inchamento diametral da pastilha e, conseqüentemente, maior será a penetração, uma vez que há uma redução da resistência a esforços. Em outras palavras, a penetração tende a aumentar com o crescimento da expansão, assim, quanto maior for a penetração, menor será a resistência a esforços. Visto que as amostras analisadas apresentaram taxas de penetração próximas, é possível concluir que as mesmas apresentam resistências similares, que são baixas à aplicação de esforços, já que as amostras não preservam a estabilidade na presença de água.

Com relação ao índice de reabsorção de água, de acordo com Godoy e Bernucci (2002), solos arenosos exibem valores entre 0 e 0,9, o que foi o caso das amostras analisadas, que apresentaram índices de reabsorção de água entre 0,05 e 0,51, sendo que esse resultado condiz com a distribuição granulométrica das amostras.

Durante o ensaio de reabsorção de água, foi realizada uma descrição sintética das pastilhas com o objetivo de atribuir ou não a ocorrência de algum tipo de trincamento. A análise referente ao tipo de trinca apresentou resultados homogêneos, no qual todas as amostras foram atribuídas na classe 3: ausência de trincas visíveis a olho nu, porém com inchamento.

A percolação de água nas amostras apresentou resultado médio de 5,0 mm/min, sendo que as amostras mais arenosas tendem a apresentar maiores taxas de percolação, e,

portanto, maiores permeabilidades. Enquanto que amostras lateríticas exibem menores taxas de percolação e, conseqüentemente, apresentam permeabilidades menores.

As esferas submetidas à imersão em água apresentaram como produto partículas identificadas a olho nu (classe 3) em todas as amostras, que é o comportamento esperado para solos não-lateríticos. As amostras arenosas interagem com a água em menos de 1 minuto (devido à baixa coesão), enquanto que as amostras com comportamento laterítico podem até não se alterar, situação que não foi observada nas amostras ensaiadas.

Com as esferas, também foi avaliada a coesão a seco pelo ensaio de resistência ao esmagamento. Todas as esferas moldadas, a não ser a esfera da amostra 513+243, foram quebradas entre os dedos polegar e indicador, evidenciando o baixo estado de coesão e resistência desses materiais. A esfera da amostra 513+243 não se quebrou, confirmando que esse material apresenta uma coesão maior e é mais resistente que as demais amostras analisadas.

Acerca da classificação dos materiais, destaca-se que não foi possível realizar a classificação das amostras devido a inconsistências encontradas entre os valores obtidos para a taxa de penetração (cones de 10 g e 30 g) e índice de reabsorção de água, quando comparados com os limites propostos pelo guia identificatório desenvolvido por Godoy e Bernucci (2002), podendo ser afirmado apenas que essas amostras não apresentam comportamento laterítico. As inconsistências encontradas podem indicar que os valores propostos pelos autores tenham que ser revistos.

6.2 AVALIAÇÃO DO COMPRIMENTO DE MASSA DESLOCADA (L) DOS DESLIZAMENTOS DA EFVM

6.2.1 Estimativa do Comprimento de Massa Deslocada (L) dos Deslizamentos da EFVM

Os comprimentos de massa deslocada (L) dos deslizamentos estudados foram estimados a partir da Equação 5.3 proposta por Finlay *et al.* (1999) e simplificada por Hunter e Fell (2001), e são representados como L_1 . Já os comprimentos calculados pela Equação 5.4

proposta por Hunter e Fell (2001), estão representados como L_2 . A Tabela 6.5 apresenta os resultados obtidos para os taludes da EFVM.

Tabela 6.5 – Comprimento de massa deslocada (L) estimados para os deslizamentos estudados na EFVM

Cicatriz	Altura do Talude (m)	Inclinação do talude (°)	Volume (m ³)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	Aumento relativo (%)
482+299	74	46	80761	93	232	249
493+600	73	36	111368	109	272	251
511+670	30	33	15348	48	96	199
513+243	27	21	45604	56	120	216
515+300	20	31	6703	32	59	181
518+790	14	26	1431	26	38	150
519+900	41	23	47816	80	175	219
520+950	73	68	14656	59	130	221
521+000	42	52	5077	47	87	187
521+522	64	64	39253	57	139	242
524+108	19	24	10349	36	67	186
535+419	56	40	46248	79	182	230

Como já era esperado, os taludes mais altos apresentaram maiores comprimentos de massa deslocada, uma vez que as equações utilizadas para estimar o comprimento demonstram que o comprimento de massa deslocado (L) é diretamente proporcional à altura do talude.

6.2.2 Avaliação do volume dos deslizamentos da EFVM pela técnica de regressão linear múltipla

A primeira abordagem para avaliar o comprimento de massa deslocada (L) dos taludes estudados foi compreender como a geometria do talude e características geotécnicas do material influenciam na dimensão do volume da cicatriz do deslizamento. Essa avaliação foi realizada através da técnica de regressão linear múltipla, sendo o volume classificado como a variável dependente e os parâmetros geométricos e geotécnicos como as variáveis independentes. Todo desenvolvimento do modelo de regressão está detalhado no **ANEXO III**.

Após gerar o modelo preliminar com o auxílio do R, foi aplicado o método *stepwise* para a seleção das variáveis. A partir dos resultados do AIC, foi possível constatar que todo o conjunto das variáveis independentes consideradas no modelo são úteis na predição do volume, ou seja, essa ferramenta selecionou todas as variáveis.

Entretanto, ao analisar a multicolinearidade entre essas variáveis, observou-se a que a contração diametral (CD) apresentou elevado fator de inflação da variância ($VIF \gg 10$). Além de apresentar multicolinearidade, ao avaliar o teste individual para os coeficientes de regressão, foi verificado que variável contração diametral (CD) não contribui isoladamente de forma significativa (valor $p > 0,05$) para estimar o volume. O mesmo foi observado para as variáveis inchamento diametral (ID) e índice de reabsorção de água (IRA): essas variáveis não contribuam isoladamente de forma significativa no modelo de regressão (valor $p > 0,05$). Portanto, optou-se pela exclusão dessas variáveis no modelo e, dessa forma, foi alcançado o modelo de regressão que estima o volume da cicatriz de um deslizamento, apresentado pela Equação 6.1.

$$V = 1872,3 HT - 2143,7 IT - 911,2 REAB + 73709,4 RP + 49448,6 \quad (6.1)$$

Onde:

V: volume (m^3);

HT: altura do talude (m);

IT: inclinação do talude ($^\circ$);

REAB: reabsorção de água pela pastilha (%);

RP: razão entre a porcentagem de material passante na peneira #200 e peneira #40 (adimensional);

Pelos resultados apresentados na Figura 6.4, observa-se que o coeficiente de determinação múltipla (R^2) para esse modelo foi de 0,9538, o que significa que o mesmo responde por 95,38 % da variabilidade na resposta do volume (V). A estatística de R^2 é de certo modo problemática como uma medida de ajuste para o modelo, pois ela sempre aumenta quando uma variável é adicionada. Todavia, um modelo com muitas variáveis

não necessariamente é o mais adequado, pois o modelo dever ser parcimonioso, ou seja, bem ajustado aos dados e sendo o mais simples possível.

```
> summary(modelov)

Call:
lm(formula = V ~ IT + HT + REAB + RP)

Residuals:
    Min       1Q   Median       3Q      Max
-12882.4 -3942.8   173.5   3618.2  13478.6

Coefficients:
            Estimate Std. Error t value Pr(>|t|)
(Intercept)  49448.6    28823.4     1.716  0.129952
IT           -2143.7     347.5    -6.168  0.000459 ***
HT            1872.3     185.5    10.094  2.01e-05 ***
REAB          -911.2     501.2    -1.818  0.111895
RP           73709.4    26998.8     2.730  0.029334 *
---
Signif. codes:  0 '***' 0.001 '**' 0.01 '*' 0.05 '.' 0.1 ' ' 1

Residual standard error: 9115 on 7 degrees of freedom
Multiple R-squared:  0.9538,    Adjusted R-squared:  0.9273
F-statistic: 36.09 on 4 and 7 DF,  p-value: 9.225e-05
```

Figura 6.4 – Resultado da regressão múltipla gerado pela R

Nesse cenário, também foi avaliado o R^2_{ajustado} , que pondera o R^2 pelo número de variáveis explicativas e pelo número de observações na amostra. O resultado obtido para o R^2_{ajustado} foi de 0,9273, o que indica que 92,73 % da variabilidade dos dados pode ser explicada pelo modelo obtido. Além disso, a diferença entre o R^2 e R^2_{ajustado} é pequena, o que demonstra que as variáveis independentes consideradas no modelo são significativas.

O teste da significância global desse modelo foi realizado pela estatística do teste F , obtido pela análise de variância (Tabela 6.6). Para o nível de significância adotado ($\alpha = 0,05$), observa-se que $F_0 = 36,09 > F_{0,05;4,7} = 4,12$, e analisando o valor p verificou-se que o mesmo é consideravelmente menor do que o nível de significância adotado (valor $p = 9,22 \times 10^{-5} < \alpha$). Dessa forma, rejeita-se a hipótese nula de que nenhum dos coeficientes são significantes para o modelo, ou seja, há uma relação significativa entre pelo menos uma variável independente e o volume (V).

Tabela 6.6 – Análise da variância para o teste de significância da regressão

ANOVA	gl	SQ	MQ	F	Valor <i>p</i>
Regressão	4	1,2E+10	3,0E+09	36,09	9,2E-05
Resíduo	7	5,8E+08	8,3E+07		
Total	11	1,3E+10			

Visto que ao menos uma das variáveis consideradas contribui para este modelo, foi realizado o teste para medir a significância individual dos coeficientes (teste *t*). Como o valor *p* dos coeficientes da altura do talude (HT), da inclinação do talude (IT), e da razão entre a porcentagem de material passante na peneira #200 e peneira #40 (RP) (Tabela 6.7) foram inferiores ao nível de significância adotado ($< 0,05$), rejeita-se a hipótese nula de que esses coeficientes não contribuem individualmente para estimar o volume (*V*) e, portanto, essas variáveis são estatisticamente significativas com pelo menos 95 % de confiança.

Tabela 6.7 – Valores dos coeficientes, teste *t*, e valor *P* obtidos

Variáveis	Coefficientes	Teste <i>t</i>	valor <i>p</i>
HT	1872,3	10,1	0,00002
IT	-2143,7	-6,2	0,00046
REAB	-911,2	-1,8	0,11190
RP	73709,4	2,7	0,02933
Interseção	49448,6	1,7	0,12995

A variável reabsorção de água pela pastilha (REAB) apresentou um valor *p* maior que o nível de significância adotado ($> 0,05$). Entretanto, essa variável foi mantida no modelo, pois ao analisar o AIC obtido pelo método *stepwise* para a seleção de variáveis, verificou-se que o modelo com a variável reabsorção de água pela pastilha (REAB) apresentava um valor menor para o AIC do que o modelo que não incluía essa variável, e quanto menor o valor de AIC, mais ajustado o modelo estimado está ao conjunto de dados utilizados.

Os resíduos são os erros na previsão dos dados da amostra, e são obtidos a partir da diferença entre os valores observados e os previstos para o volume. Estes erros desenvolvem um papel importante no julgamento da adequação do modelo, uma vez que podem conter informações sobre o motivo do modelo não se ter ajustado bem aos dados.

Na análise de regressão é pressuposto que os resíduos seguem uma distribuição normal, apresentam variância constante (homocedasticidade), são lineares, e independentes (ausência de autocorrelação). Dessa forma, para validar o ajuste do modelo obtido, avaliar se o mesmo representa a população geral e se é apropriado para a utilização, foi verificado se alguma dessas suposições foram violadas.

Uma das formas de analisar os resíduos é pela construção de gráficos, os quais permitem verificar padrões de comportamento que indicam que o modelo pode ser melhorado. Neste contexto, foi elaborado o gráfico dos resíduos *versus* os valores ajustados do volume (Figura 6.5). Por esse gráfico é possível observar que os pontos estão aleatoriamente e homogeneamente distribuídos em torno do 0 (zero), evidenciando a constância dos resíduos ao longo dos valores ajustados do volume. Logo, atende ao pressuposto de homocedasticidade. Pelo gráfico também não se observa nenhuma tendência de padrão curvilíneo na distribuição dos resíduos (que indica uma relação não-linear), garantindo que a equação geral obtida é linear.

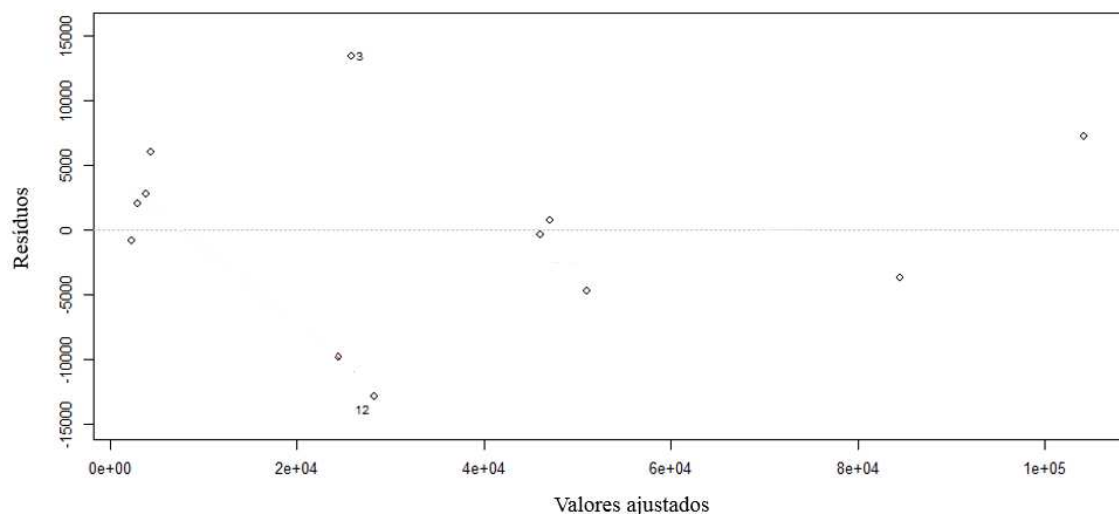


Figura 6.5 – Gráfico dos resíduos *versus* valores ajustados

A normalidade dos resíduos foi verificada pelo teste de Shapiro-Wilk. Neste teste, o valor p obtido foi de 0,9976. Como o valor p é maior que o nível de significância adotado ($> 0,05$), aceitou-se a hipótese nula de que os resíduos apresentam distribuição normal. A normalidade dos resíduos é uma suposição essencial para que os resultados do ajuste do modelo de regressão obtido sejam confiáveis.

A ausência de autocorrelação dos resíduos ou independência dos resíduos avalia se os coeficientes obtidos são bons estimadores. O método utilizado para diagnosticar a ausência de correlação, foi o teste estatístico de Breusch-Godfrey. O resultado desse teste apresentou um valor p de 0,1599, ou seja, maior que o nível de significância adotado. Logo, aceita-se a hipótese nula de que os resíduos são independentes. Pela análise dos resíduos, conclui-se que o modelo obtido não indica qualquer inadequação séria.

Por fim, foi feita a análise de multicolinearidade. Esta análise avalia a correlação entre as variáveis, pois caso as mesmas apresentem fortes dependências, há uma redução do poder preditivo das variáveis que estão correlacionadas, fazendo com que os seus coeficientes não sejam confiáveis.

A multicolinearidade foi analisada pelo do fator de inflação de variância (VIF), e os resultados obtidos estão ilustrados na Tabela 6.8. Conforme recomendado pela literatura (Hair *et al.*, 2009), valores de VIF acima de 10 são problemáticos. Como os valores obtidos para o modelo não ultrapassaram o valor recomendando, conclui-se que não apresenta problemas de multicolinearidade.

Tabela 6.8 – Fatores de inflação de variância (VIF) do modelo

Variável	HT	IT	REAB	RP
VIF	2,3	4,0	4,4	2,5

As avaliações apresentadas certificam que o modelo obtido para estimar o volume (V) pelos parâmetros geométricos e geotécnicos selecionados pode ser considerado adequado, visto que atendeu as todas as suposições estatísticas. Os parâmetros geotécnicos e geométricos selecionados também são coerentes, já que a altura e inclinação do talude estão relacionadas à dimensão do talude, e a reabsorção de água pela pastilha e razão entre a porcentagem de material passante na peneira #200 e #40 com as propriedades geotécnicas de resistência dos solos e saprólitos.

Ao analisar individualmente a relação entre a altura do talude (HT), a inclinação do talude (IT), a reabsorção de água pela pastilha (REAB), e a razão entre a porcentagem de material passante na peneira #200 e peneira #40 (RP) com o volume da cicatriz (V)

(Figura 6.6), é possível verificar que há uma correlação positiva entre HT, REAB, RP e o volume (V). Isto é, quanto maior for a altura do talude, a quantidade de água reabsorvida pela pastilha, e a quantidade de fração fina no solo, há uma tendência dos taludes desenvolverem volumes maiores.

Essa correlação positiva do volume com a altura e reabsorção de água pela pastilha já era esperada, uma vez que a altura está relacionada com a dimensão espacial do talude. Com relação a reabsorção de água pela pastilha, notou-se que quanto maior a quantidade de água reabsorvida, maior foi o inchamento diametral verificado na amostra (reflexo da baixa coesão da amostra). Esse fenômeno indica que em contato com a água, essas amostras apresentam uma significativa interação, provocando a perda da estabilidade da amostra, ou seja, os solos não conservaram as propriedades de deformabilidade e resistência. Portanto, quanto maior for a interação do solo com a água, menor é a sua resistência e, conseqüentemente, os solos desses taludes são mais propícios a gerar cicatrizes com maiores volumes de solo em caso de escorregamentos e erosão. Durante a execução dos ensaios de pastilha, foi possível verificar visualmente essa instabilidade do solo: após a reabsorção de água as pastilhas apresentavam aspecto frágil, e não podiam ser manuseadas com as mãos sem danificá-las.

Assim como a reabsorção de água pela pastilha, a razão entre a porcentagem de material passante na peneira #200 e peneira #40 (RP) pode ser associada à coesão dos solos e dos saprólitos estudados, pois quanto maior for essa relação, mais coesos esses materiais tendem a ser. Ao avaliar a relação entre o volume e RP, foi verificada uma correlação positiva, ou seja, taludes mais coesos e com maiores valores de RP apresentaram volumes maiores.

Vale ressaltar que a coesão, assim como o ângulo de atrito, são parâmetros de resistência ao cisalhamento e não dependem somente do tipo de solo, mas também da velocidade de carregamento a que o mesmo estará submetido em relação à sua capacidade de dissipar pressões neutras ou excesso de pressão neutra, para o desencadeamento de escorregamentos diversos e fluxos, assim como suas dimensões.

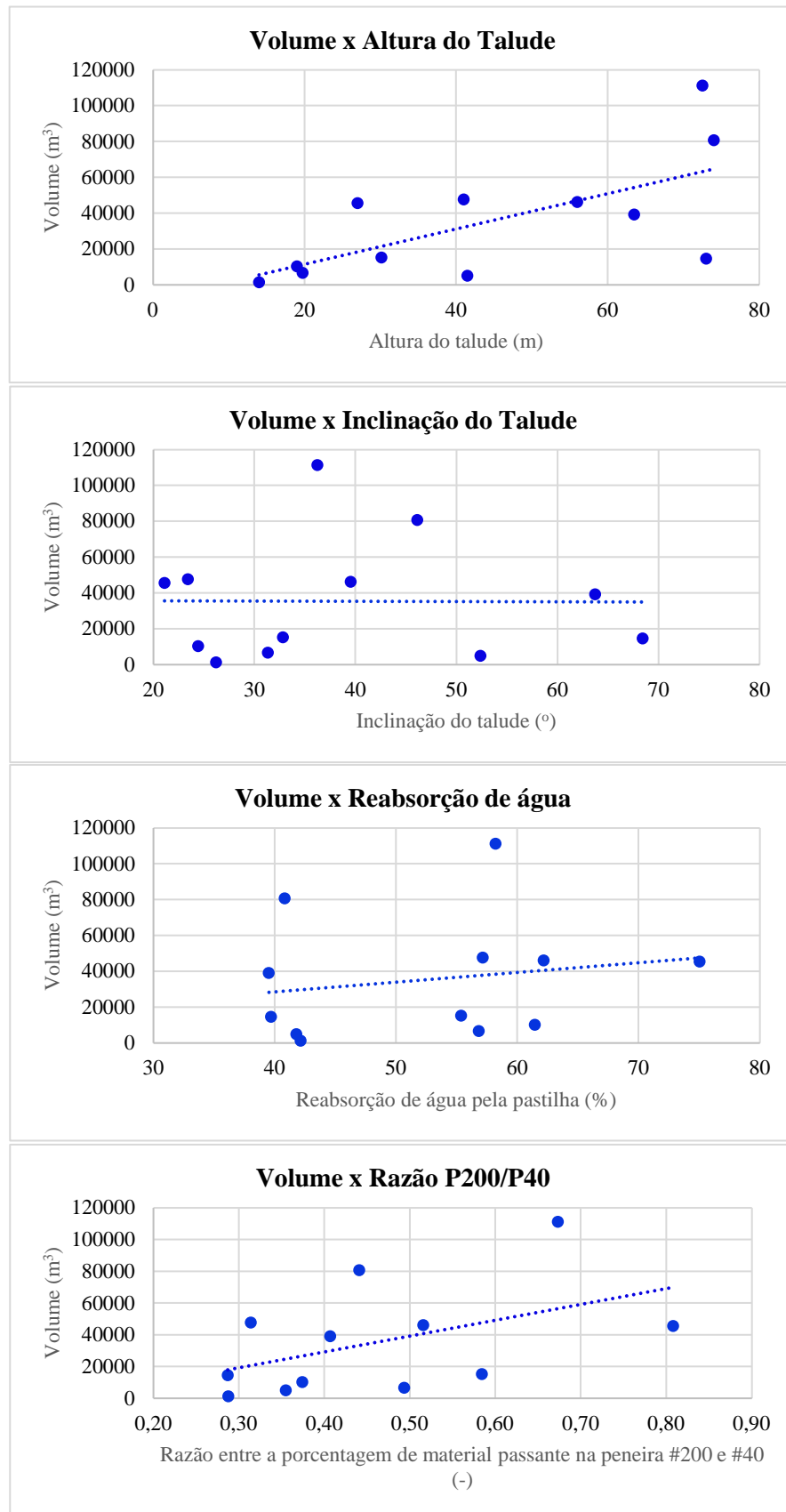


Figura 6.6 – Correlação entre volume (V) e altura do talude (HT), inclinação (IT), reabsorção de água pela pastilha (REAB) e razão entre a porcentagem de material passante na peneira #200 e #40 (RP)

Diferentemente da altura do talude, da reabsorção de água pela pastilha, e da razão entre a porcentagem de material passante na peneira de #200 e #40, a inclinação do talude apresentou uma correlação levemente negativa com o volume. Portanto, taludes mais inclinados tendem a apresentar cicatrizes de menores volumes. Vale lembrar que a inclinação do talude demonstrou baixa correlação com o volume (observado na Figura 6.6). A correlação evidencia o grau de relacionamento entre as duas variáveis, ou seja, não leva em consideração as demais variáveis independentes selecionadas pelo modelo para fazer previsões sobre o volume. Assim sendo, conforme observado durante o desenvolvimento do modelo de regressão múltipla, a inclinação do talude é significativa para o modelo, portanto, não deve ser desconsiderada.

A Tabela 6.9 apresenta os valores de volume da cicatriz estimados pelo modelo desenvolvido (Equação 6.1) comparados com os valores observados (obtidos por Silva, 2017). O erro relativo foi obtido pela diferença entre o volume estimado pelo modelo e o volume observado, dividida pelo volume observado.

Tabela 6.9 – Comparativo entre os valores reais do volume e os valores estimados pelo modelo desenvolvido

Cicatriz	Volume observado (Silva, 2017)	Volume estimado (Equação 6.1)	Erro (m³)	Erro relativo (%)
482+299	80761	84447	-3686	-5
493+600	111368	104170	7198	6
511+670	15348	28230	-12882	-84
513+243	45604	45971	-367	-1
515+300	6703	3891	2812	42
518+790	1431	2289	-858	-60
519+900	47816	47102	714	1
520+950	14656	24469	-9813	-67
521+000	5077	2997	2080	41
521+522	39253	25775	13479	34
524+108	10349	4313	6036	58
535+419	46248	50960	-4712	-10

É possível observar que os taludes 511+670, 518+790, 520+950 e 524+108 foram os que apresentaram maiores discrepâncias entre os valores observados e os valores estimados. Essa situação ocorre, pois, estes taludes apresentam volumes bem menores que os demais

taludes estudados. Portanto, o modelo desenvolvido apresenta uma melhor previsibilidade do volume em escorregamentos com volumes superiores a 15.000 m³.

Dentre os taludes que apresentaram os maiores erros relativos, o talude 524+108 é o mais crítico, visto que o volume previsto pelo modelo desenvolvido foi inferior ao valor observado. Já os taludes 511+670, 518+790 e 520+950 apresentaram valores estimados superiores aos observados, conseqüentemente, são mais conservadores.

Apesar disso, ao avaliar os resultados obtidos pelo modelo de maneira global, o erro médio do modelo desenvolvido para estimar o volume foi de 0,0 m³, o que demonstra que o mesmo está bem ajustado aos dados, evidenciando a ausência de viés nas estimativas do volume pelo modelo. Além de atender a todas as suposições estatísticas, o modelo também apresentou elevado coeficiente de correlação ($R^2 = 95,38\%$), e a maioria dos valores estimados apresentando baixos erros relativos. Portanto, essa verificação sugere que o modelo estatístico proposto para estimar o volume da cicatriz dos deslizamentos estudados é válido, visto que a maioria dos valores estimados pelo modelo estão bem próximos dos valores observados.

6.2.3 Estimativa do comprimento de massa deslocado (L) a partir das características geológico-geotécnicas e geométricas das encostas através de regressão múltipla

Com a finalidade de obter uma relação entre as características geológico-geotécnicas e geométricas dos taludes estudados para estimar o comprimento de massa deslocada de um deslizamento (L), novamente, foi empregada a técnica estatística de regressão múltipla para a elaboração do modelo. Todo desenvolvimento do modelo de regressão está detalhado no **ANEXO IV**.

Neste modelo, foram considerados todos os parâmetros geométricos do talude (volume, inclinação e altura do talude) como as variáveis independentes (ou variáveis preditoras) do modelo para prever as mudanças no comprimento da massa deslocada (variável de resposta). Os comprimentos de massa deslocada utilizados foram os valores estimados pela equação proposta por Hunter e Fell (2001), apresentados como L₂ na Tabela 6.5.

Apesar de também ter estimado o comprimento de massa deslocada pela equação proposta por Finlay *et al.* (1999), optou-se pela utilização dos valores estimados pela equação de Hunter e Fell (2001), visto que o modelo elaborado por Finlay *et al.* (1999) foi desenvolvido em um banco de dados em que os escorregamentos apresentaram um volume médio de 138 m³, volumes muito pequenos quando comparados com os volumes dos escorregamentos da EFVM.

Ao avaliar a multicolinearidade entre as variáveis, observou-se que a inclinação e altura do talude apresentaram elevados valores de VIF (superiores a 10), o que era esperado, já que o volume é função da inclinação e altura do talude. Por esta razão, essas variáveis foram desconsideradas do modelo. Dessa forma, a única variável preditora que permaneceu no modelo foi o volume, já que a mesma apresentou elevado poder explicativo para o estimar o comprimento de massa deslocada, o que será melhor discutido a seguir. Portanto, foi alcançada a Equação 6.2 como o melhor modelo para estimar o comprimento de massa deslocada.

$$L = 0,0021 V + 60,1 \quad (6.2)$$

Onde:

L: comprimento de massa deslocada (m);

V: volume da cicatriz (m³).

Por meio dos resultados apresentados na Figura 6.7, é observado que o coeficiente de determinação múltipla (R^2) para esse modelo foi de 0,9181, o que significa que o mesmo responde por 91,81 % da variabilidade do comprimento de massa descolada (L). O $R^2_{ajustado}$, que indica que 90,99 % da variabilidade dos dados pode ser explicada pelo modelo obtido. A diferença entre o R^2 e $R^2_{ajustado}$ também é pequena, demonstrando que a variável independente incluída no modelo é significativa.

```

> summary(modelo1)

Call:
lm(formula = L2 ~ predito)

Residuals:
    Min       1Q   Median       3Q      Max
-34.718 -12.526  -2.332   18.163   25.418

Coefficients:
            Estimate Std. Error t value Pr(>|t|)
(Intercept) 6.010e+01  9.248e+00   6.499 6.91e-05 ***
predito      2.064e-03  1.949e-04  10.589 9.39e-07 ***
---
Signif. codes:  0 '***' 0.001 '**' 0.01 '*' 0.05 '.' 0.1 ' ' 1

Residual standard error: 21.35 on 10 degrees of freedom
Multiple R-squared:  0.9181,    Adjusted R-squared:  0.9099
F-statistic: 112.1 on 1 and 10 DF,  p-value: 9.387e-07

```

Figura 6.7 – Resultado da regressão múltipla gerado pelo R

O teste da significância desse modelo foi realizado através da estatística do teste F , obtido pela análise de variância (Tabela 6.10). Para o nível de significância adotado ($\alpha = 0,05$) observa-se que $F_0 = 112,1 > F_{0,05;1,10} = 4,96$, e analisando o valor p verificou-se que o mesmo é menor que 0,05 (valor $p = 9,4 \times 10^{-7}$). Logo, rejeita-se a hipótese nula, pois com a significância de 5 %, há evidência de que o volume é significativo para explicar o comprimento de massa deslocada.

Tabela 6.10 – Análise de variância para o teste de significância da regressão

ANOVA	gl	SQ	MQ	F	Valor p
Regressão	1	51087,3	51087,3	112,1	9,4E-07
Resíduo	10	4556,5	455,6		
Total	11	55643,8			

Dado que há evidência de que o volume é significativo para prever o comprimento de massa deslocada, foi avaliada a estatística t com o intuito de analisar significância do coeficiente do volume na regressão (Tabela 6.11). Através do resultado obtido, é verificado que o valor p da estatística t foi inferior ao nível de significância adotado ($< 0,05$). Dessa forma, rejeita-se a hipótese nula, e portanto, com 5 % de significância certifica-se que o volume está linearmente correlacionado com o comprimento de massa deslocada.

Tabela 6.11 – Valores dos coeficientes, estatística t , e valor p obtidos

Variáveis	Coefficientes	Estatística t	Valor p
Interseção	60,1	6,5	6,9E-05
V	0,0021	10,6	9,4E-07

Para verificar se algum pressuposto da regressão foi violado de modo a comprometer a qualidade do modelo obtido, foi feita a análise dos resíduos. Os pressupostos verificados foram se os resíduos seguem uma distribuição normal, se apresentam variância constante (homocedasticidade), se há linearidade no modelo, e se apresentam ausência de autocorrelação.

O gráfico dos resíduos *versus* os valores ajustados do comprimento de massa deslocada é apresentado na Figura 6.8. Como é possível observar, os pontos estão homogeneamente e aleatoriamente distribuídos em torno do 0 (zero), portanto, assegura-se a constância dos resíduos ao longo dos valores do comprimento de massa deslocada, atendendo ao pressuposto de homocedasticidade. Pelo gráfico também não se observa nenhuma tendência de padrão curvilíneo na distribuição dos resíduos (que indica uma relação não-linear), garantindo que a equação geral obtida é linear.

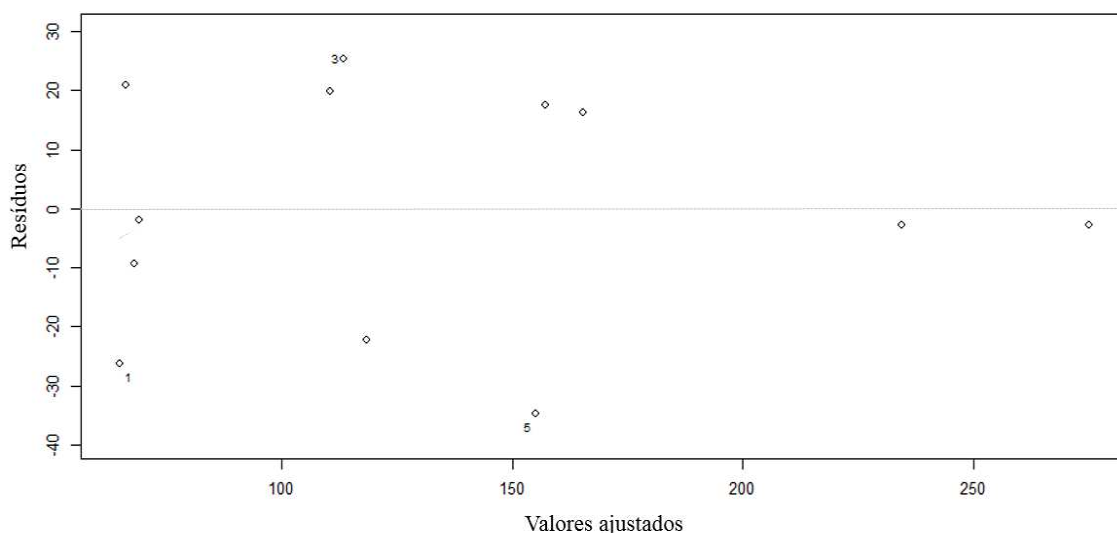


Figura 6.8 – Gráfico dos resíduos *versus* valores ajustados

O teste de Shapiro-Wilk teve como resultado um valor p de 0,2542. Como o valor p é maior que o nível de significância adotado ($\alpha = 0,05$), aceitou-se a hipótese nula de que os resíduos apresentam distribuição normal.

O método utilizado para diagnosticar a ausência de correlação, foi o teste estatístico de Breusch-Godfrey, e esse teste apresentou um valor p de 0,843. Uma vez que o valor p do teste é maior que o nível de significância adotado, aceita-se a hipótese nula de que os resíduos são independentes, o que permite concluir que o coeficiente obtido é um bom estimador.

Por meio da análise dos resíduos, constata-se que o modelo obtido não apresenta nenhuma inadequação séria. Desse modo, o modelo obtido para estimar o comprimento de massa deslocada (L) pode ser considerado adequado, visto que atendeu à todas as suposições estatísticas.

Além do modelo desenvolvido ser estatisticamente adequado, ele também é concordante com os modelos existentes na literatura, dado que todas as relações empíricas propostas para estimar o comprimento de massa deslocada utilizam o volume como uma das variáveis preditoras (Corominas, 1996; Rickenmann, 1999; Hunter e Fell, 2001), ou então somente o volume é considerado como variável preditora (Legros, 2002; Crosta *et al.*, 2001), uma vez que é o parâmetro que exerce maior influência no comprimento de massa deslocada.

Ao analisar o modelo desenvolvido, é possível observar que a correlação entre o volume e comprimento de massa deslocada é positiva, ou seja, maiores volumes tendem a causar movimentos com maiores deslocamentos de massa (Figura 6.9).

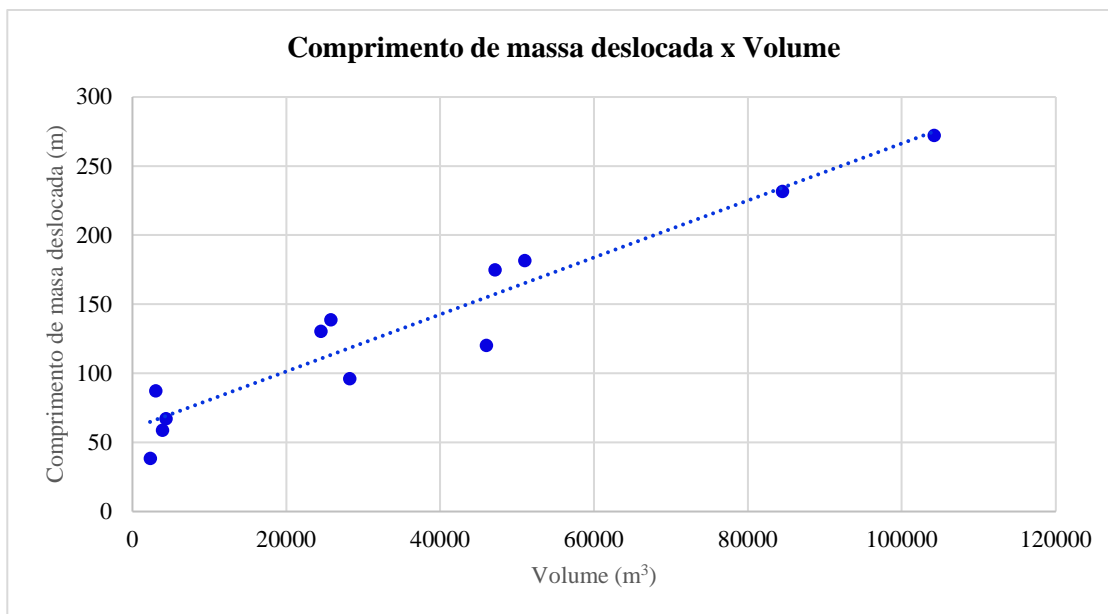


Figura 6.9 – Correlação entre comprimento de massa deslocada e volume

Dado que o volume pode ser estimado pela Equação 6.1, o modelo para estimar o comprimento de massa deslocada pode ser apresentado conforme a Equação 6.3:

$$L = 0,0021 (1872,3 HT - 2143,7 IT - 911,2 REAB + 73709,4 RP + 49448,6) + 60,1 \quad (6.3)$$

Multiplicando os coeficientes, obteve-se a equação simplificada:

$$L = 3,9 HT - 4,4 IT - 1,9 REAB + 152,1 RP + 162,2 \quad (6.4)$$

Portanto, pode-se inferir que a altura do talude (HT), inclinação do talude (IT), porcentagem de água reabsorvida na pastilha (REAB), e razão entre a porcentagem de material passante na peneira #200 e #40 (RP), influenciam no comprimento de massa deslocada do deslizamento de solo ou saprólito.

A Tabela 6.12 apresenta os valores estimados para o comprimento de massa deslocada a partir do modelo proposto por Silva (2017), Finlay *et al.* (1999), Equação 6.2 e 6.4.

Tabela 6.12 – Valores de comprimento de massa deslocada obtidos pelas equações propostas por Silva (2017) e Finlay *et al.* (1999) e modelos desenvolvidos

Cicatriz	Comprimento de massa deslocada (m)		
	L (Silva, 2017)	L ₁ (Finlay <i>et al.</i> 1999)	L (Equações 6.2 e 6.4)
482+299	396	93	234
493+600	457	109	275
511+670	468	48	118
513+243	539	56	155
515+300	476	32	68
518+790	506	26	65
519+900	529	80	157
520+950	257	59	111
521+000	350	47	66
521+522	285	57	113
524+108	518	36	69
535+419	432	79	165

Ao analisar os valores de comprimento de massa deslocada estimados pelo modelo proposto por Finlay *et al.* (1999), observa-se que os valores obtidos são muito pequenos, o que sugere que apesar desse modelo apresentar um elevado coeficiente de correlação ($R^2 = 85,0\%$), e ter sido desenvolvido em talude com características geométricas (taludes de corte e superfície de deposição do material aproximadamente horizontal) e geológicas (saprólitos de rochas graníticas) semelhantes às condições dos taludes estudados na EFVM, os valores obtidos para o comprimento de massa deslocada são subestimados, já que esse modelo não considera o volume como uma variável preditora. Apesar do banco de dados criado por Finlay *et al.* (1999) apresentar dados de 515 escorregamentos, o volume médio desses escorregamentos é de 138 m^3 , ou seja, houve significativa ponderação de escorregamentos com pequenos volumes no banco de dados. Inclusive, Hunter e Fell (2001) recomendam a utilização do modelo proposto por Finlay *et al.* (1999) apenas para escorregamentos com volumes inferiores a 25 m^3 .

Ao comparar os valores obtidos por Silva (2017) com os valores calculados pelo modelo de Finlay *et al.* (1999) e modelo desenvolvido neste trabalho, é possível notar uma disparidade significativa entre os valores. Tal fato ocorre devido ao fato de Silva (2017) ter utilizado o banco de dados de Guo *et al.* (2014) para desenvolver o modelo de regressão para estimar o comprimento de massa deslocada nos deslizamentos da EFVM. Entretanto, percebe-se que esse banco apresenta pouca relação com os taludes de corte da

EFVM, pois além de serem encostas naturais, possuem variadas litologias; logo, não apresentam afinidades geológico-geotécnicas com a área de estudo.

Outro fator é a dimensão geométrica das encostas do banco de Guo *et al.* (2014,) que apresentam alturas na faixa de 180 a 480 m, e volumes da ordem de 45.000 a 14.450.000 m³. Como consequência, os valores estimados por Silva (2017) não se mostraram condizentes com as condições verificadas nos taludes da EFVM, e entende-se que os valores obtidos para o comprimento de massa deslocada por este modelo foram superestimados. Dessa forma, ressalta-se a importância em considerar as condições geométricas e geológico-geotécnicas específicas de cada local para o desenvolvimento de modelos empíricos.

Os modelos desenvolvidos nessa pesquisa (Equação 6.2 e 6.4) para estimar o comprimento de massa deslocada também apresentam suas limitações por quatro motivos: (i) os valores de comprimento de massa deslocada utilizados no modelo foram estimados a partir da equação proposta por Hunter e Fell (2001); (ii) apesar do modelo proposto por Hunter e Fell (2001) apresentar um moderado coeficiente de correlação ($R^2 = 62,0 \%$), e possuir características geométricas (taludes de corte e superfície de deposição do material aproximadamente horizontal) e geológicas (saprólitos de rochas graníticas) semelhantes às condições dos taludes estudados na EFVM, é recomendado para estimar o comprimento de massa deslocada em escorregamentos com volumes até 20.000 m³, o que só se aplica à metade dos escorregamentos estudados da EFVM; (iii) as incertezas geotécnicas relacionadas à variabilidade espacial das propriedades do solo nos taludes; (iv) e as incertezas ocasionadas por não considerar fatores como mecanismo de ruptura, grau de saturação do solo e saprólito, entre outros.

Mesmo com essas limitações, os comprimentos de massa deslocada estimados por esse modelo são coerentes com a realidade dos taludes da EFVM. Assim sendo, pelo modelo obtido (Equação 6.4) é constatado que o comprimento de massa deslocada (L) não pode ser condicionado exclusivamente à contribuição da geometria do talude, visto que o mesmo está diretamente correlacionado com o volume, e que o volume está diretamente correlacionado à geometria do talude (altura e inclinação) e características geotécnicas do material (capacidade de reabsorção de água e razão entre a porcentagem de material

passante na peneira #200 e peneira #40). Portanto, para estimar o comprimento de massa a ser deslocada em um deslizamento com maior precisão, não devem ser empregados somente os parâmetros geométricos do talude, mas também as características geotécnicas do material, diferentemente da sistemática que tem sido aplicada por pesquisas existentes, comumente subsidiadas apenas pelas características geométricas do talude e do movimento de massa.

Desse modo, conclui-se que o comprimento de massa deslocada (L) de um deslizamento pode ser estimado, de maneira satisfatória, pelos parâmetros geométricos e geológico-geotécnicos, empregando as medidas da altura do talude (HT), inclinação do talude (IT), porcentagem de água reabsorvida pela pastilha (REAB), e razão entre a porcentagem passante de material nas peneiras #200 e #40 (RP). Pelo modelo desenvolvido para calcular o volume do deslizamento, será possível estimar o comprimento de massa a ser deslocada antes de ocorrer a ruptura do talude com uma maior precisão, trazendo um modelo inovador ao propor a utilização de parâmetros geométricos e geotécnicos do talude, diferentemente dos demais modelos existentes na literatura, que têm como base a retro análise do movimento ao considerar o volume e o tamanho da área da cicatriz, parâmetros estes que não são possíveis de obter com precisão antes da ocorrência do movimento.

Portanto, os modelos de regressão propostos constituem uma ferramenta efetiva na gestão de risco, uma vez que se demonstraram eficazes em estimar o volume da cicatriz do escorregamento e, conseqüentemente, o comprimento de massa deslocada, minimizando as incertezas geotécnicas existentes na maioria dos modelos de estimativa do comprimento de massa deslocada propostos na literatura, uma vez que o modelo desenvolvido considera as diferentes condições geológico-geotécnicas dos solos e saprólitos dos taludes, além de serem extremamente práticos, dado que os parâmetros empregados são simples para serem obtidos ou até mesmo estimados.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O desenvolvimento desta pesquisa foi motivado pelo propósito de avaliar a influência dos parâmetros geométricos do talude e geológico-geotécnicos do material no comprimento de massa deslocada de um deslizamento. Essa avaliação foi efetivada através do desenvolvimento de uma ferramenta capaz de estimar o quanto a massa de solo ou saprólito irá percorrer após a ruptura, de modo a auxiliar na delimitação de áreas de risco de deslizamentos, mitigando e até mesmo erradicando os danos e prejuízos em obras lineares, dentre outros empreendimentos. Para o desenvolvimento dessa ferramenta, os parâmetros geológico-geotécnicos e geométricos de cicatrizes de deslizamento em solo e saprólito da EFVM foram submetidos à técnica estatística de regressão múltipla, que proporcionou o desenvolvimento de um modelo capaz de estimar o comprimento de massa deslocada (L).

O uso de métodos estatísticos na área da geotecnia é uma tarefa complexa por diversos fatores. Toda a análise é oriunda de um banco de dados e no Brasil, possivelmente por um fator cultural, muitas vezes o que temos disponíveis são bancos de dados duvidosos, incompletos ou imprecisos, além de informações muitas vezes existentes, entretanto inacessíveis. Devido à falta de dados, além de demasiado empenho em trabalhos de campo para retificar ou completar as informações disponíveis, há ainda obstáculos ao selecionar e aferir os parâmetros influenciadores para cada cenário, sejam eles geotécnicos ou intrínsecos aos eventos de ocorrência de movimentos gravitacionais de massa.

Dentro desse contexto, foram utilizadas as informações do Banco de Dados Vitória Minas (BVM). Trata-se de um acervo consistente, catalogado entre os anos de 2011 a 2014, elaborado por Silva (2017) dentro das premissas para o uso de método estatístico de análise multivariada. Para o desenvolvimento da ferramenta, foram selecionadas doze cicatrizes de deslizamentos entre o trecho do km 482 ao m 536 da Estrada de Ferro Vitória-Minas. A partir das cicatrizes selecionadas, foi realizada a caracterização geológico-geotécnica das mesmas, através da descrição tátil-visual em campo e da

realização de ensaios de caracterização geotécnica (granulometria, limites de consistência, massa específica real dos grãos e método expedito das pastilhas). Também foram considerados os parâmetros geométricos (altura, inclinação e volume) das cicatrizes e dos taludes, obtidos no trabalho de Silva (2017).

Para obter o comprimento de massa deslocada das cicatrizes selecionadas, foram empregadas duas equações existentes na literatura. Uma das equações utilizada foi desenvolvida por Finlay *et al.* (1999) e simplificada por Hunter e Fell (2001), e a outra proposta por Hunter e Fell (2001). A partir da aplicação da primeira equação, foi obtido que as cicatrizes dos deslizamentos selecionados deslocam a massa de material entre 26 m e 109 m de comprimento, com uma média geral de 58 m. Ao aplicar a equação proposta por Hunter e Fell (2001), foi obtido que a massa de material deslocada das cicatrizes estudadas atingem uma distância entre 38 m e 272 m, e apresentaram média de 121 m.

A aplicação da técnica de regressão múltipla possibilitou avaliar quais propriedades geológico-geotécnicas e geométricas, dentre as empregadas neste estudo, são relevantes para prever o comprimento que a massa de um deslizamento atinge, e ponderá-las no modelo, permitindo estimar o comprimento de massa a ser deslocado em um deslizamento. Para tal, foram elaborados dois modelos, sendo o primeiro modelo para estimar o volume da cicatriz a partir dos parâmetros geotécnicos do material e geométricos do talude, e o segundo para prever o comprimento de massa deslocada empregando os parâmetros geométricos do talude.

O procedimento para geração dos dois modelos permitiu analisar quais os parâmetros influenciam e quais não influenciam na dimensão do volume e no comprimento de massa deslocada. No modelo desenvolvido para estimar o volume, os parâmetros classificados como influentes foram a altura do talude (HT), a inclinação do talude (IT), a reabsorção de água pela pastilha (REAB), e a razão entre a porcentagem de material passante na peneira #200 e peneira #40 (RP). Os parâmetros selecionados como influentes são coerentes, já que a altura e inclinação do talude refletem a dimensão do talude. E a reabsorção de água pela pastilha e razão entre a porcentagem de material passante na peneira #200 e peneira #40 denotam a resistência do solo.

Ao avaliar a correlação individual dos parâmetros selecionados com o volume, as variáveis altura do talude (HT), reabsorção de água pela pastilha (REAB), e razão entre a porcentagem de material passante na peneira #200 e peneira #40 (RP) apresentaram uma correlação positiva, ou seja, quanto maior HT, REAB e RP, maior será o volume da cicatriz, o que já era esperado, pois a altura está relacionada a dimensão do talude, e REAB, as propriedades de resistência do solo. Entretanto, era esperada uma correlação negativa do RP com o volume, já que RP reflete a coesão do material: quanto maior a RP, o solo tende a ser mais coeso e, portanto, mais resistentes, e por isso, era esperado que solos mais coesos fossem mais propícios a desenvolver cicatrizes com menores volumes.

A inclinação do talude apresentou uma correlação negativa com o volume, contudo era esperada uma correlação positiva, pois assim como a altura, a inclinação reflete a dimensão do talude. É pressuposto que RP e IT não apresentaram a correlação esperada devido à variabilidade dos dados utilizados para o desenvolvimento do modelo de regressão, visto que a maioria dos taludes estudados são constituídos de saprólito de granito e gnaiss que, conseqüentemente, apresentam características geológico-geotécnicas e geométricas semelhantes.

O modelo desenvolvido para estimar o volume apresentou um elevado coeficiente de determinação ajustado (92,7 %), constatando que grande proporção da variabilidade do volume é explicada pelos parâmetros selecionados. Um outro ponto é que todos os coeficientes dos parâmetros são significativos, e o modelo atendeu a todas suposições estatísticas da técnica de regressão (normalidade, homocedasticidade, linearidade, ausência de autocorrelação). Portanto, o modelo é adequado para estimar o volume dos deslizamentos de solo e saprólito.

Com relação ao modelo do comprimento de massa deslocada, entre os parâmetros geométricos, o volume foi selecionado como a única variável influente na dimensão do comprimento de massa deslocada. A correlação entre esses parâmetros foi positiva, ou seja, maiores volumes induzem a maiores deslocamentos da massa, o que já era esperado e reportado na literatura.

Esse modelo apresentou um elevado coeficiente de determinação ajustado (90,99 %), constatando que grande proporção da variabilidade do comprimento de massa deslocada é explicada pelo volume. Além do mais, o coeficiente do volume demonstrou-se significativo, e o modelo obtido atendeu a todas as suposições estatísticas da técnica de regressão (normalidade, homocedasticidade, linearidade e ausência de autocorrelação). Portanto, o modelo desenvolvido para estimar o comprimento de massa deslocada dos deslizamentos de solo e saprólito também é adequado.

Ao substituir o modelo obtido para estimar o volume (Equação 6.1) no modelo para estimar o comprimento de massa deslocada (demonstrado pela Equação 6.3 e 6.4), foi possível concluir que, indiretamente, a altura do talude (HT), a inclinação do talude (IT), a porcentagem de água reabsorvida na pastilha (REAB), e a razão entre a porcentagem de material passante na peneira #200 e #40 (RP), influenciam no tamanho do comprimento de massa deslocada de um deslizamento de solo ou saprólito. Portanto, é constatado que o comprimento de massa deslocada em um deslizamento não deve ser condicionado exclusivamente à contribuição das características geométricas do talude.

Os movimentos de massa são processos complexos e apresentam inúmeras variáveis quantitativas e qualitativas que podem influenciar no comprimento da massa deslocada. Entre essas inúmeras variáveis, foi observado através desta pesquisa, que as características geotécnicas do material (indiretamente) e parâmetros geométricos dos taludes são algumas das variáveis que influenciam no comprimento da massa deslocada, e por isso, devem ser ponderadas nos modelos para estimar o comprimento da massa deslocada em deslizamentos de solo e saprólito.

Vale ressaltar que atualmente não existe uma metodologia consolidada e adequada para estimar o comprimento de massa que pode ser deslocada em um deslizamento de solo ou saprólito e o volume da cicatriz. Nesse contexto, este estudo foi proposto para contribuir com a consolidação de uma metodologia, através do desenvolvimento de uma ferramenta prática, efetiva e economicamente viável.

A metodologia propõe parâmetros de análise simples, de uso claro, padronizando os dados de observação e de ensaios geotécnicos, e assim, reduzindo o índice de

subjetividade. O uso da ferramenta estatística a partir do método de regressão múltipla traz uma abordagem analítica simples e prática e permite estimar o comprimento de massa caso ocorra um MGM. Portanto, os resultados obtidos corroboram a relevância dos modelos obtidos, sendo eficientes para serem utilizados na rotina de gerenciamento de áreas de risco em ferrovias ou mesmo em outras áreas. Subsidia também a hierarquização para tomadas de decisões, o que constitui a síntese de qualquer programa de gestão de risco na área de desastres naturais.

Diante desse cenário, a construção de um modelo para estimar o comprimento da massa deslocada não é uma tarefa simples. Portanto, são propostas as seguintes sugestões para pesquisas futuras:

- Realização de ensaios para a determinação dos parâmetros de resistência dos solos e saprólitos, de modo a aprimorar o entendimento da relação desses parâmetros com volume e comprimento de massa deslocada;
- Realização de ensaio para determinar o grau de saturação dos solos e saprólitos no momento da ruptura, para avaliar o efeito da água no comprimento de massa deslocada;
- Comparação entre os valores dos comprimentos de massa deslocada e volume estimados com novas ocorrências de movimento na EFVM, de modo a validar os modelos construídos;
- Inserir no BVM dados da caracterização geológico-geotécnica e de parâmetros geométricos dos demais taludes da EFVM, para avaliar, em maior detalhe, a relação da altura e inclinação do talude, reabsorção de água pela pastilha e razão entre a porcentagem de material passante na peneira #200 e #40, com o volume da cicatriz e alcance da massa mobilizada de solo e saprólito;
- Realização de ensaios adicionais que possam contribuir para aprimorar a previsibilidade dos modelos desenvolvidos, como por exemplo: ensaio para determinação da porosidade, e da permeabilidade, etc.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas – Procedimento. NBR 9604:2016, 9 p., 2016.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e caracterização. NBR 6457:2016, 8 p., 2016.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. NBR 6458:2016, 10 p., 2016

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo – Análise Granulométrica. NBR 7181:2016, 12 p., 2016.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo – Determinação do limite de liquidez. NBR 6459:2016, 5 p., 2016.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo – Determinação do limite de plasticidade. NBR 7180:2016, 3 p., 2016.

ADVINCULA, M. R. E. Avaliação do Efeito do Aumento de Poropressões nas Características de Resistência de Três Solos Tropicais. Tese de Doutorado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil), PUC-Rio, Rio de Janeiro, 278 p., 2016.

AKAIKE, Hirotugu. A new look at the statistical model identification. In: Selected Papers of Hirotugu Akaike. Springer, New York, NY, p. 215-222, 1974.

ALVES, S. M. Metodologia para análise de riscos geotécnicos em taludes de ferrovias - estudo de caso: Estrada de Ferro Vitória-Minas. Dissertação de Mestrado (Pós-graduação em Geotecnia), UFOP, Ouro Preto, 109 p., 2014.

ANTT. Síntese – Setor Ferroviário. Disponível em: <http://www.infraestrutura.gov.br/component/content/article.html?id=5380>. Acessado em outubro de 2019.

ANTT. Síntese – Setor Rodoviário. Disponível em: <http://www.infraestrutura.gov.br/component/content/article.html?id=5341>. Acessado em outubro de 2019.

AUGUSTO FILHO, O. Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de Encostas: Uma proposta Metodológica. In: Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, Rio de Janeiro. ABMS-ABGE-ISSMGE, v. 2, p. 721-733, 1992.

AVANÇAR PARCERIAS. Governo Brasileiro. Disponível em <http://www.avancarparcerias.gov.br/efvm-estrada-de-ferro-vitoria-a-minas?acao=exibeficha&versao>. Acessado em 17 de fevereiro de 2018.

BERNUCCI, L. L. B. Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego. Tese de Doutorado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes), USP, São Paulo, 237 p., 1995.

CARVALHO, C. S.; MACEDO, E. S. DE; OGURA, A. T. Mapeamento de Riscos em Encostas e Margem de Rios. Brasília: Ministério das Cidades; Instituto de Pesquisas Tecnológicas - IPT, 176 p., 2007.

CHOWDHURY, R.; FLENTJE, P.; BHATTACHARYA, G. Geotechnics in the 21st Century, uncertainties and other challenges, with particular references to landslide hazard and risk assessment. Journal of Life Cycle Reliability and Safety Engineering, 1 (2), p. 27-53, 2012.

CHRISTIAN, J. T. Geotechnical Engineering Reliability: How Well Do We Know What We Are Doing?. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v.130, n. 10, p. 985-1003, 2004.

CHRISTIAN, J. T.; LADD, C. C.; BAECHER, G. B. Reliability applied to slope stability analysis. Journal of Geotechnical Engineering Division. New York: ASCE, v. 120, n. 12, p. 2180-2207, 1994.

CHURCH H. K. Excavation Handbook. McGraw-Hill, New York, 1024 p., 1981.

COMMITTEE OF TROPICAL SOILS OF ISSMFE. Peculiarities of Geotechnical Behaviour of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. Progress Report (1982-1985), ABMS, São Paulo. 1985.

COROMINAS, J. The angle of reach as a mobility index for small and large landslides. Canadian Geotechnical Journal, v. 33, p. 260-271, 1996.

CORTELETTI, R. C. Metodologia para análise de riscos geológico-geotécnicos em ferrovias: Estrada de Ferro Carajás (EFC). Editora UFOP. 1ª Ed. 222 p., 2017.

COUSSOT, P.; MEUNIER, M. Recognition, classification and mechanical description of debris flows. Earth-Science Reviews, v. 40, n. 3-4, p. 209-227, 1996.

CPRM – COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. Programa Levantamentos Geológicos do Brasil. SE.23-Z-D-II – Ipatinga. Carta Geológica, escala 1:100.000. 2000.

CPRM – COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. Programa Levantamentos Geológicos do Brasil. SE.23-Z-D-IV – Itabira. Carta Geológica, escala 1:100.000. 2000.

CPRM – COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. Programa Levantamentos Geológicos do Brasil. SE.23-Z-D-V – Coronel Fabriciano. Carta Geológica, escala 1:100.000. 2000.

CROSTA G. B.; CUCCHIARO, S.; FRATTINI, P. Granular Flows -Thematic Report. 2001.

CRUDEN, D. M.; VARNES, D. J. Landslides: investigation and mitigation. Chapter 3 – Landslide types and processes. In: Transportation research board special report, n. 247, 1996.

DA COSTA, E A. Avaliação de ameaças e risco geotécnico aplicados à estabilidade de taludes. Dissertação de Mestrado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil). UFRGS, Porto Alegre, 160 p., 2005.

DEERE, D. U.; PATTON, F. D. Estabilidad de taludes en suelos residuales. In: Memorias del Cuarto Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. San Juan-Puerto Rico. p. 93-175, 1971.

DELGADO, A. K. C. Estudo do comportamento mecânico de solos tropicais característicos do Distrito Federal para uso na Pavimentação Rodoviária. Tese de Doutorado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental), UnB, Brasília, 391 p., 2007.

DILÁSCIO, M. V. Estudo computacional do mecanismo de tombamento flexural em filitos. Dissertação de Mestrado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil), UFOP, Ouro Preto, 130 p., 2004.

DOBEREINER, L. Engineering geology of weak sandstones. PhD Thesis. Imperial College of Science and Technology. University of London, 471 p., 1984.

DORR, J. V. N.; BARBOSA, A. L. M. Geology and ore deposits of the Itabira District, Minas Gerais, Brazil. USGS. 110 p., 1963.

EINSTEIN; H. H.; BAEYCHER. G. B. Probabilistic and statistical methods in engineering geology I. Problem statement and introduction to solution. Engineering Geology and Geomechanics as Fundamentals of Rock Engineering. Springer, Vienna, p. 47-61, 1982.

EL-RAMLY, H. Probabilistic analyses of landslide hazards and risk bridging theory and practice. Thesis (Doctor of Philosophy in Geotechnical Engineering. Faculty of Graduate Studies and Research, Department of Civil and Environmental Engineering, Edmonton, Alberta, Canadá, Jan. 391 p., 2001.

EMILIANO, P. C. Fundamentos e Aplicações dos Critérios de Informação: Akaike e Bayesiano. Dissertação de Mestrado (Programa de Pós-Graduação em Estatística e Experimentação Agropecuária), UFPA, Lavras, 92 p., 2009.

FERNANDES, F. G. Estudo do melhor método e extrapolação de regressão múltipla para construção do modelo geometalúrgico de uma mina de fosfato brasileira. Dissertação de Mestrado (Pós-Graduação em Engenharia Mineral), UFOP, Ouro Preto. 160 p., 2013.

FERNANDES, G. Caracterização geológico-geotécnica e propostas de estabilização da encosta do Morro do Curral – Centro de Artes e Convenções de Ouro Preto. Dissertação de Mestrado (Pós-Graduação em Engenharia Civil), UFOP, Ouro Preto, 154 p., 2000.

FERNANDES, M. L. S.; MARCIANO, V. R. P. R.; OLIVEIRA R. C.; CORREIA NEVES J. M.; DILASCIO, M. V. Granitos Borrachudos: um exemplo de granitogênese anorogênica na porção central do estado de Minas Gerais. Belo Horizonte. Geonomos, 2, 2: 23-29, 1994.

FERREIRA, D. F. Estatística Multivariada. Editora UFPA, 1ª edição, 662 p., 2008.

FERREIRA, D. F. Notas de aula de Estatística Multivariada. Universidade Federal de Lavras. 400 p., 1996.

FINLAY, P. J.; MOSTYN, G. R.; FELL, R. Landslide risk assessment: prediction of travel distance. Canadian Geotechnical Journal, v. 36, n. 3, p. 556-562, 1999.

FORTES, R. M.; NOGAMI, J. S. Método Expedito de Identificação do Grupo MCT de Solos Tropicais utilizando-se anéis de PVC Rígido. In: 25ª Reunião Anual de Pavimentação, p. 591-604, São Paulo, SP, outubro. 1991.

FUTAI, M. M. Propriedades geotécnicas de solos saprolíticos e rochas alteradas de filito. In: IX Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. São Pedro /SP, p. 15-29, 1999.

GODOY, H. Desenvolvimento de Procedimento Visual-Táctil para o Reconhecimento Geotécnico de Campo dos Solos das Bacias Hidrográficas do Aguapeí e Peixe no Estado de São Paulo. Relatório Científico Final de Pós-Doutorado. Programa de Pós-Doutorado em Geoquímica e Geotectônica, USP, São Paulo, SP, Brasil, 2000.

GODOY, H. Identificação e classificação geotécnica de latossolos do estado de São Paulo pelo método das pastilhas MCT. Tese de Doutorado (Pós-Graduação em Geoquímica e Geotectônica), USP, São Paulo, 144 p., 1997.

GODOY, H.; BERNUCCI, L. L. B. O método da pastilha na compreensão das propriedades geotécnicas básicas dos solos – um recurso didático. In: XVI Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2002.

GOMES, R. C. Setorização Geológico-Geotécnica da Via e Avaliação e Controle de Riscos Geotécnicos dos Taludes da EFVM. Relatório Técnico Final. Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto, março de 2014.

GORI, A. M. Econometria: conceitos e aplicações. Instituto de Economia. Universidade Estadual de Campinas. 294 p., 2013.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. Estabilidade de taludes naturais e de escavação. Ed. Edgard Blücher, 2ª. Edição, São Paulo, 1984.

GUO, D.; HAMANDA, M.; HE, C.; WANG, Y.; ZOU, Y. An empirical model for landslide travel distance prediction in Wenchuan earthquake area. Landslides, v. 11, n. 2, p. 281-291, 2014

HAIR, J. F.; BLACK, W. C.; BABIN, B. J.; ANDERSON, R. E.; TATHAM, R. L. Análise multivariada de dados. Bookman Editora, 6ª. Edição, p. 100 -148, 427-481, 2009.

HASUI, Y.; CARNEIRO, C. D. R.; DE ALMEIDA, F. F. M.; BARTORELLI, A. Geologia do Brasil. 1ª Edição, São Paulo: Beca, p. 331-371, 2012.

HEIDEMANN, M. Caracterização geotécnica de um solo residual de granulito envolvido em uma ruptura em Gaspar – SC. Dissertação de Mestrado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil), UFRGS, Porto Alegre, 178 p., 2011.

HEIL, J. Emprego da estatística multivariada como proposta para o cálculo do valor venal e tributação imobiliária. Dissertação de Mestrado (Programa de Pós-Graduação de Métodos Numéricos em Engenharia), UFPR, 118 p., 2010.

HEILBRON, M.; PEDROSA-SOARES, A. C.; CAMPOS NETO, M. DA C.; SILVA, L. C. DA; TROUW, R. A. J.; & JANASI, V. DE A. Província Mantiqueira. Geologia do continente sul-americano: evolução da obra de Fernando Flávio Marques de Almeida. São Paulo: Beca, p. 203-205, 2004.

HEIM, A. Bergsturz und Menschenleben. Zürich, Fretz und Wasmuth. Vierteljahrsschrift der Naturforschenden Gesellschaft in Zürich, 1932.

HUNGR, O.; LEROUEIL, S.; PICARELLI, L. The Varnes classification of landslide types, an update. Landslides, v. 11, n. 2, p. 167-194, 2014.

HUNTER, G.; FELL, R. " Rapid" Failure of Soil Slopes. University of New South Wales, School of Civil and Environmental Engineering, Report No. R-400, p. 88-92, 2001.

HUTCHINSON, J. N. Morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology. In: Proc. 5th International Symposium on Landslides, Lausanne, p. 3-35, 1988.

IAEG Commission on Landslides. Suggested Nomenclature for Landslides. Bulletin of the international Association of Engineering Geology, n. 41, p. 13-16, 1990.

ISRM – INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS. Basic Geotechnical Description for Rock Masses, IRSM Commission on Classification of Rock and Rock Masses. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v. 18, n. 1, p. 85-110, 1981.

ISRM – INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, v. 15, n. 6, p. 319-368, 1978.

LACASSE, S.; NADIM, F. Uncertainties in characterizing soil properties. In: Uncertainty in the geologic environment: From theory to practice. ASCE, Geotechnical Special Publication, v. 1, n. 58, p. 49-75, 1996.

LEGROS, F. The mobility of long-runout landslides. Engineering Geology, v. 63, n. 3-4, p. 301-331, 2002.

LOPES, M. C. Comportamento geotécnico e mecanismos de ruptura em rochas brandas Mina do Córrego do Sítio. Dissertação de Mestrado (Pós-Graduação Engenharia Mineral), UFOP, Ouro Preto, 94 p., 2006.

MONTGOMERY, D. C.; RUNGER, G. C. Estatística aplicada e probabilidade para engenheiros. Editora LTC, 4ª Edição, Rio de Janeiro:, p. 265-298, 2009.

MORGENSTERN, N.R. Managing risk in Geotechnical Engineering. In: 10th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Guadalajara, Mexico: ISSMEF, v.4, p. 250- 252, 1995.

NICOLETTI, P. G.; SORRISO-VALVO, M. Geomorphic controls of the shape and mobility of rock avalanches. In: Geological Society of America Bulletin, v. 103, n. 10, p. 1365-1373, 1991.

NOCE, C. M.; SOARES, A. C. P.; SILVA, L. C. D.; ALKMIM, F. F. D. O embasamento arqueano e paleoproterozóico do orógeno Araçuaí. *Revista Geonomos* 15(1): p. 17-23, 2007.

NOGAMI, J. S.; COZZOLINO, V. M. N. A Identificação de Solos Tropicais: Dificuldades e Proposta de Um Método Preliminar. In: 20ª Reunião Anual de Pavimentação, p. 113-134, Fortaleza/CE, novembro, 1985.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Identificação Expedita dos Grupos da Classificação MCT para Solos Tropicais, In: X COBRANSEF, v. 4, Foz do Iguaçu/PR, 1994.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos. Editora Vilibor, São Paulo, 240 p., 1995.

OLIVEIRA, M. J. R. Projeto Leste: Conselheiro Pena/ São Gabriel da Palha, Folhas SE.24-Y-C-II e SE-.24- Y-C-III (parte), Estado de Minas Gerais, Escala 1:100.000. Belo Horizonte, SEME/COMIG/CPRM, 23: 83 p., 2000.

PELIZONI, A. B. Análise de Fluxo de Detritos na Região Serrana Fluminense. Dissertação de Mestrado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil), UFRJ, Rio de Janeiro, 153 p., 2014.

PINHO, A. B. Caracterização Geotécnica de Maciços Rochosos de Baixa Resistência – O Flysch do Baixo Alentejo. Tese de Doutorado (Programa de Pós-Graduação em Geologia), Universidade de Évora, Évora – Portugal, 283 p., 2003.

POLANCO, L. S. E. Correlações Empíricas para Fluxo de Detritos. Dissertação de Mestrado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil), COPPE/UFRJ, 110 p., 2010.

RICKENMANN, D. Empirical relationships for debris flows. *Natural Hazards*, v. 19, n. 1, p. 47-77, 1999.

RIFFEL, E. S.; GUASSELLI, L. A.; BRESSANI, L. A. Desastres Associados a Movimentos de Massa: Uma Revisão de Literatura. Boletim Goiano de Geografia (Online), v. 36, p. 301-324, 2016.

ROCHA, B. P. Caracterização geotécnica de solos tropicais não saturados por meio de ensaios de campo. Tese de Doutorado (Programa de Pós-Graduação em Geotecnia), USP, São Carlos, 242 p., 2018.

SILVA, D. F. S. Avaliação da distância máxima atingida pelo deslizamento em função da geometria da encosta. Estudo de caso: Estrada de Ferro Vitória-Minas (EFVM). Dissertação de Mestrado (Programa de Pós-Graduação em Geotecnia), UFOP, 193 p., 2017.

SOBRAL, T. E. L.; BARRETO, G. Utilização dos critérios de informação na seleção de modelos de regressão linear. Proceeding Series of the Brazilian Society of Computational and Applied Mathematics, v. 4, n. 1, 2016.

TERZAGHI, K. Mechanisms of landslides. In Application of Geology to Engineering Practice. Berkey Volume, p. 83-123, 1950.

TOMINAGA, L. K.; SANTORO, J.; AMARAL, R. Desastres naturais: conhecer para prevenir. São Paulo: Ed. Instituto Geológico, 196 p., 2009.

TRICHÊS, G.; DAL PAI, C. M. Metodologia de investigação geotécnica de vias não pavimentadas com o emprego do método das pastilhas e cone de penetração dinâmico-DCP Parte 1 - Classificação e seleção de solos. In: 13ª Reunião Anual de Pavimentação Urbana, Maceió/AL, 2006.

USUKI, N.; MIZUYAMA, T. Soil Properties and Fluidity of Long-Traveling Landslides. In: Italian Journal of Engineering Geology and Environment – Book. Padua, Italy, June, 2011.

VALE. 2014. Disponível em <http://www.vale.com/brasil/PT/aboutvale/news/Paginas/estrada-ferro-vitoria-minas-celebra-110-anos-conheca-historia.aspx>. Acessado em 17 de fevereiro de 2018.

VALE. 2015. Disponível em <http://www.vale.com/brasil/PT/aboutvale/news/Paginas/estrada-ferro-vitoria-minas-completa-111-anos-sobre-trilhos.aspx>. Acessado em 17 de fevereiro de 2018.

VARNES, D. J. Slope movement types and processes. In: Landslides and Engineering Practice, Special Report, v. 176, p. 11-33, 1978.

WP/WLI – INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SOCIETIES' UNESCO WORKING PARTY ON WORLD LANDSLIDE INVENTORY. A suggested method for reporting a landslide. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, n. 41, p. 5-12, 1990.

WP/WLI – INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SOCIETIES' UNESCO WORKING PARTY ON WORLD LANDSLIDE INVENTORY. A suggested method for a landslide summary. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, n. 43, p. 101-110, 1991.

WP/WLI – INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SOCIETIES' UNESCO WORKING PARTY ON WORLD LANDSLIDE INVENTORY. A suggested method for describing the activity of a landslide. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, n. 47, p. 53-57, 1993a.

WP/WLI – INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SOCIETIES' UNESCO WORKING PARTY ON WORLD LANDSLIDE INVENTORY. Multilingual landslide glossary. BiTech Publishers, Richmond, British Columbia, Canada, 59 p., 1993b.

WU, T. H.; TANG, W. H.; EINSTEIN, H. H. Landslide hazard and risk assessment. In: Landslides: Investigation and Mitigation, Transportation Research Board Special Report, v. 247, p. 106-118, 1996.

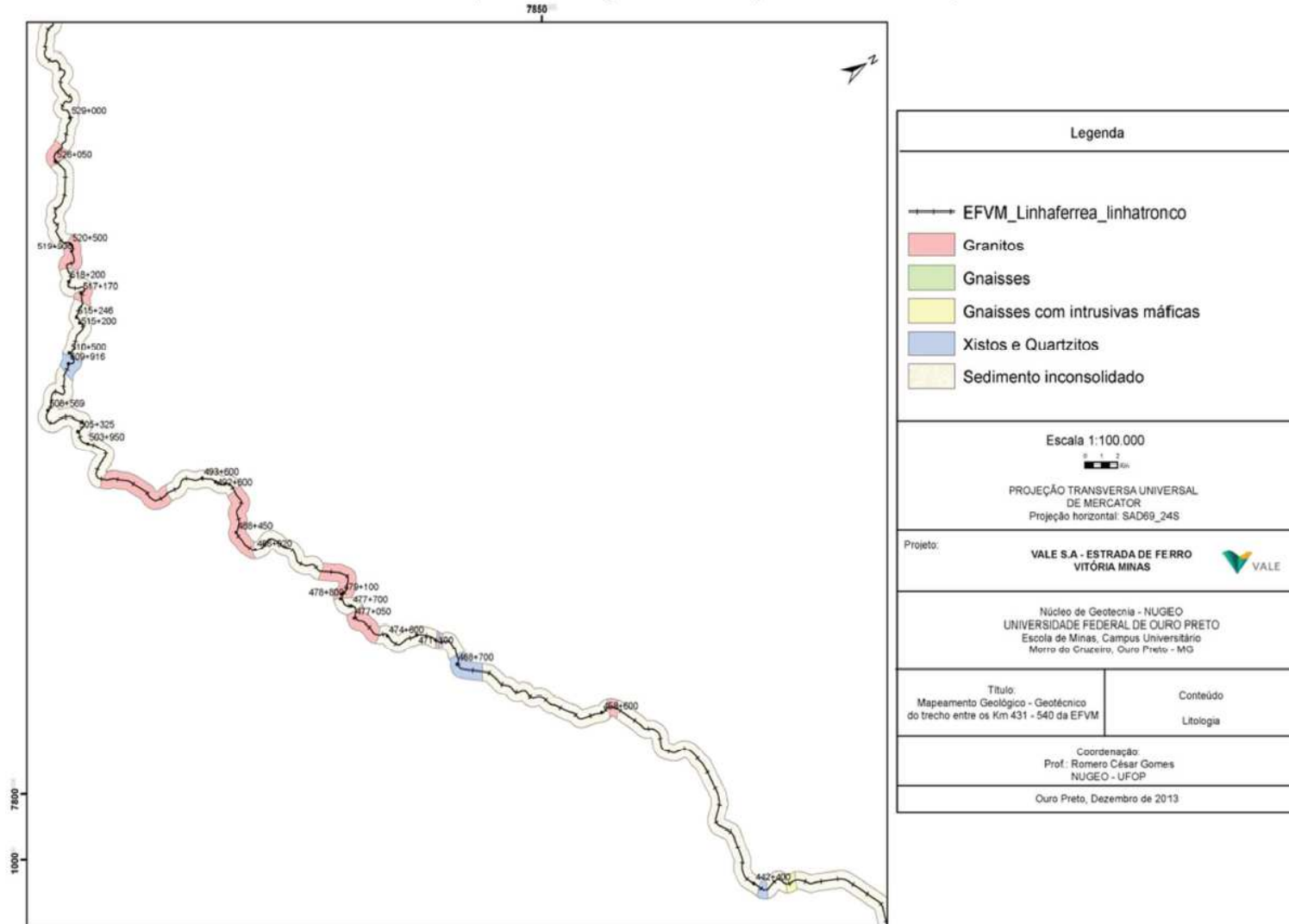
ZIMMERMAN, J.; EBER, W. Knowledge Based Risk Controlling. In: 3rd International Symposium on Geotechnical Safety and Risk, (ISGSR2011), München, p. 259-268, 2011.

ANEXOS

ANEXO I

Mapa Litológico do Trecho IV da EFVM (km 431 – km 450)

Mapa de Litologia da EFVM (Km 431 - Km 540)



ANEXO II

Imagens dos taludes estudados da EFVM obtidas por imageamento com drone

Ortomosaico Km 482+299



Projeto:
**LEVANTAMENTO DE CICATRIZES
 POR MEIO DE AEROFOTOGRAMETRIA
 NA ESTRADA DE FERRO VITÓRIA-MINAS**

Núcleo de Geotecnia - NUGEO
 UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
 Escola de Minas, Campus Universitário
 Morro do Cruzeiro, Ouro Preto - MG

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA
 DE MERCATOR
 Projeção horizontal: WGS84
 Escala: 1/1500

0 12.5 25 50
 Metros

Titulo:
 Ortomosaico da Área 10
 km 482+299 da EFVM

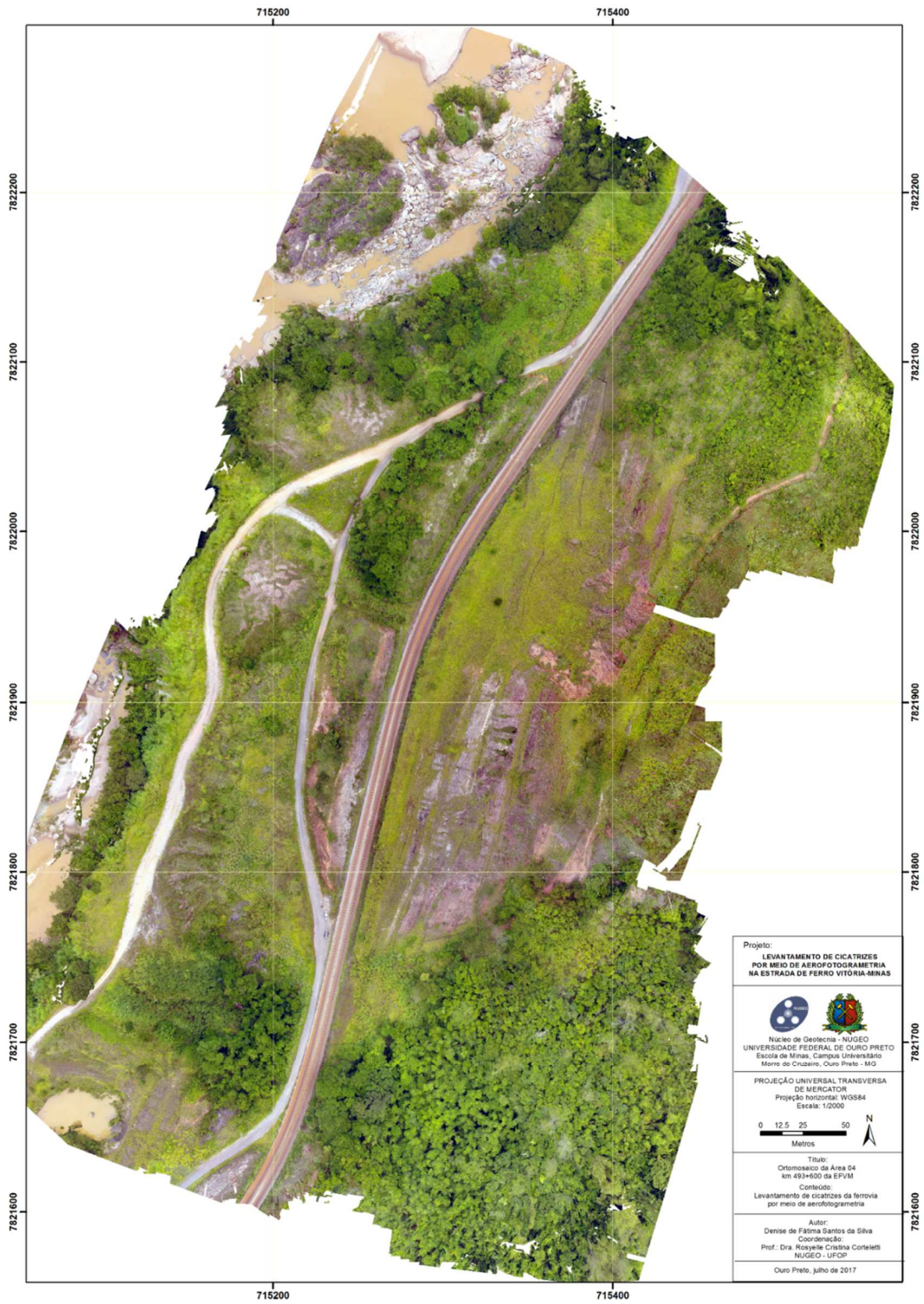
Conteúdo:
 Levantamento de cicatrizes
 de ferrovia por meio de
 aerofotogrametria

Autor:
 Denise de Fátima Santos da Silva

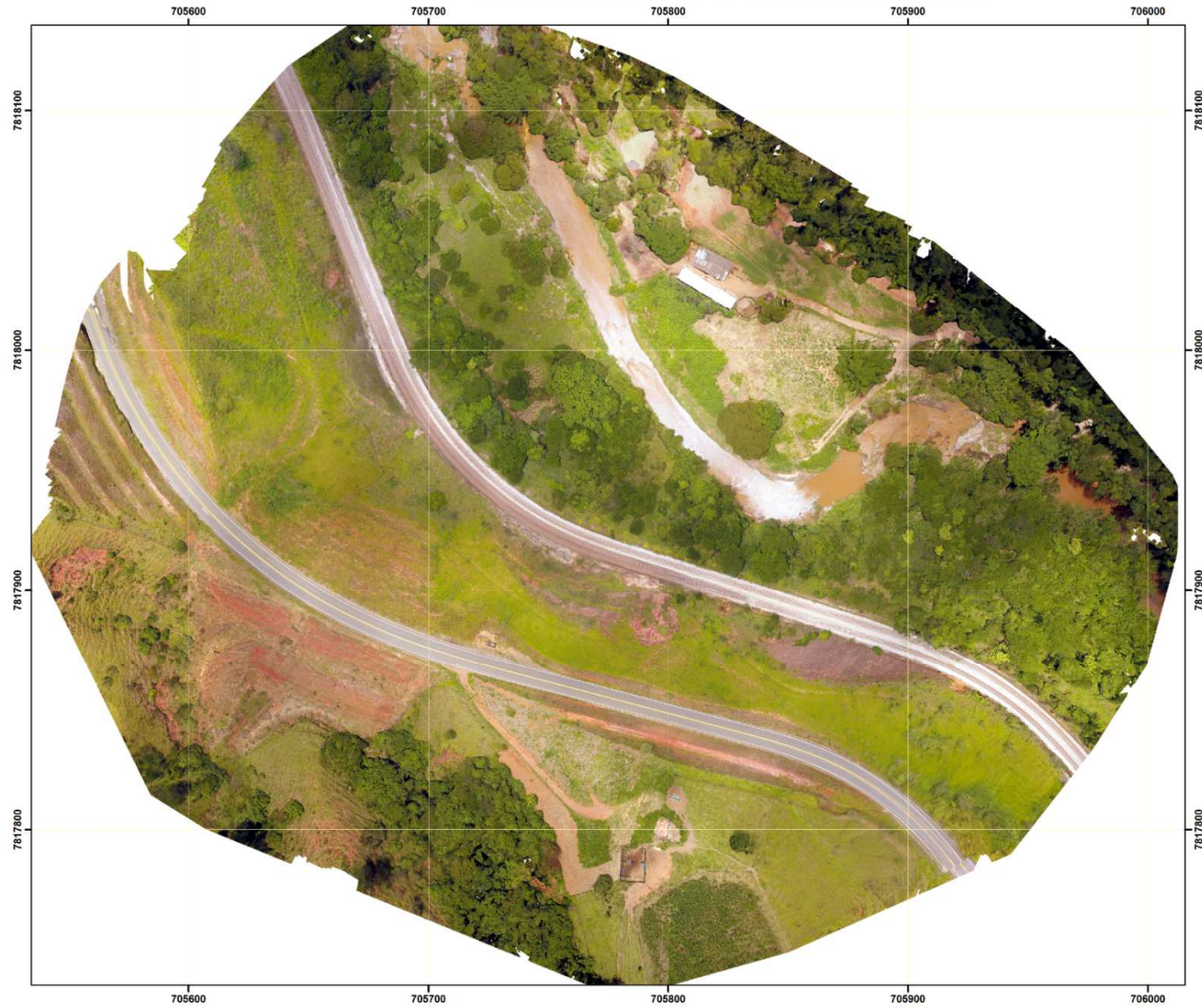
Coordenação:
 Prof. Dra. Roselyne Cristina Cortelelli
 NUGEO - UFOP

Ouro Preto, julho de 2017

Ortomosaico Km 493+600

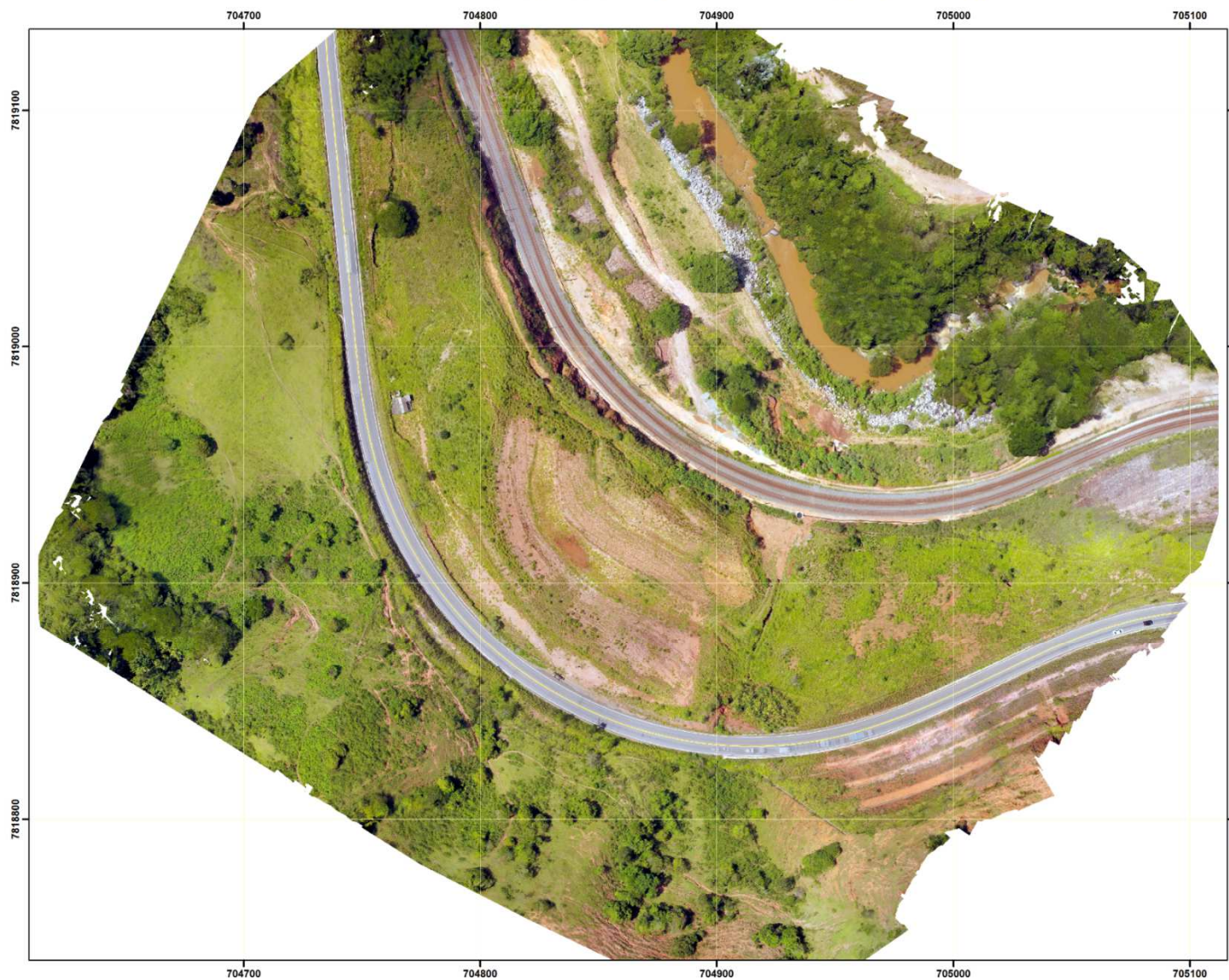



Ortomosaico Km 511+670



<p>Projeto:</p> <p>LEVANTAMENTO DE CICATRIZES POR MEIO DE AEROFOTOGRAMETRIA NA ESTRADA DE FERRO VITÓRIA-MINAS</p>
 <p>Núcleo de Geodésia - NUCEO UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO Escola de Minas, Campus Universitário Morro do Cruzeiro, Ouro Preto - MG</p>
<p>PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR</p> <p>Projeção horizontal: WGS84 Escala: 1:1500</p> <p>0 12.5 25 50 N</p> <p>Metros</p>
<p>Título:</p> <p>Ortomosaico da Área 14 km 511+670 da EFVM</p> <p>Conteúdo:</p> <p>Levantamento de cicatrizes da ferrovia por meio de aerofotogrametria</p>
<p>Autor:</p> <p>Denise de Fátima Santos da Silva</p> <p>Coordenação:</p> <p>Prof. Dra Rosalyne Cristina Corneletti NUCEO - UFOP</p> <p>Ouro Preto, julho de 2017</p>



Ortomosaico Km 513+243



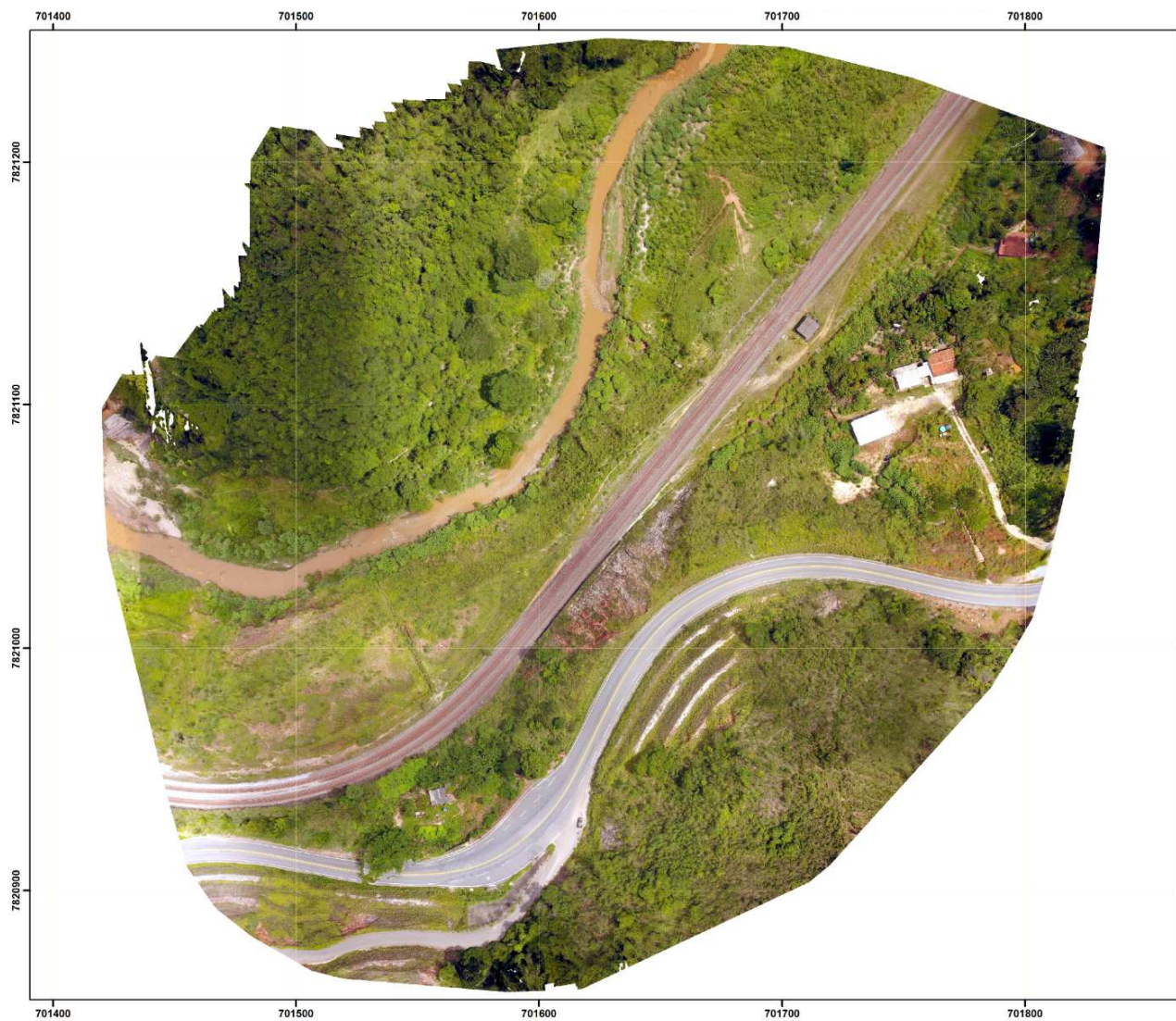
Projeto: LEVANTAMENTO DE CICATRIZES POR MEIO DE AEROFOTOGRAMETRIA NA ESTRADA DE FERRO VITÓRIA-MINAS
 Núcleo de Geotecnia - NUGEO UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO Escola de Minas, Campus Universitário Morro do Cruzeiro, Ouro Preto - MG
PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR Projeção horizontal: WGS84 Escala: 1:1350
0 12.5 25 50 N Metros
Título: Ortomosaico da Área 09 km 513+200 da EFVM Conteúdo: Levantamento de cicatrizes da ferrovia por meio de aerofotogrametria
Autor: Denise de Fátima Santos da Silva Coordenação: Prof. Dra. Roselyne Cristina Corteletti NUGEO - UFOP
Ouro Preto, julho de 2017

Ortomosaico Km 515+300



<p>Projeto:</p> <p>LEVANTAMENTO DE CICATRIZES POR MEIO DE AEROFOTOGRAMETRIA NA ESTRADA DE FERRO VITÓRIA-MINAS</p>	
	
<p>Núcleo de Geotecnia - NUGEO UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO Escola de Minas, Campus Universitário Morro do Cruzeiro, Ouro Preto - MG</p>	
<p>PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR Projeção horizontal: WGS84 Escala: 1/1300</p>	
<p>0 10 20 40 N Metros</p>	
<p>Título: Ortomosaico da Área 08 km 515+300 da EFVM</p> <p>Conteúdo: Levantamento de cicatrizes da ferrovia por meio de aerofotogrametria</p>	
<p>Autor: Denise de Fátima Santos da Silva</p> <p>Coordenação: Prof. Dra. Rosyelle Cristina Corteselli NUGEO - UFOP</p> <p>Ouro Preto, julho de 2017</p>	



Ortomosaico Km 518+790



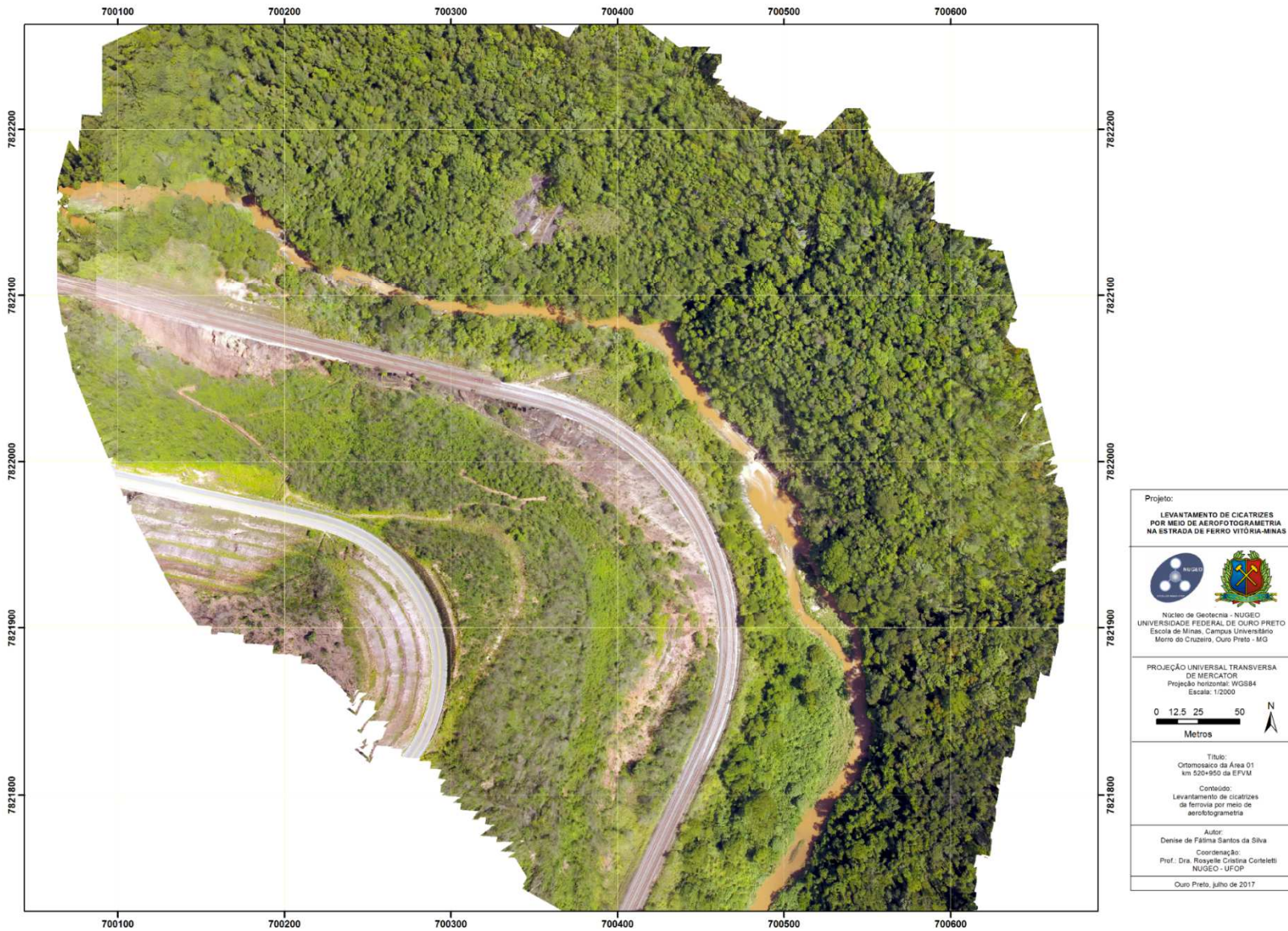
<p>Projeto:</p> <p>LEVANTAMENTO DE CICATRIZES POR MEIO DE AEROFOTOGRAMETRIA NA ESTRADA DE FERRO VITÓRIA-MINAS</p>
 <p>Núcleo de Geotecnia - NUJGEO UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO Escola de Minas, Campus Universitário Morro do Cruzeiro, Ouro Preto - MG</p>
<p>PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR Projeção horizontal: WGS84 Escala: 1:1500</p> <p>0 12,5 25 50 N Metros</p>
<p>Título: Ortomosaico da Área 02 km 518+790 da EFVM</p> <p>Conteúdo: Levantamento de cicatrizes de erosão por meio de aerofotogrametria</p>
<p>Autor: Denise de Fátima Santos da Silva</p> <p>Coordenação: Prof.ª Dra. Rosylene Cristina Corteselli NUJGEO - UFOP</p>
<p>Ouro Preto, julho de 2017</p>

Ortomosaico Km 519+900

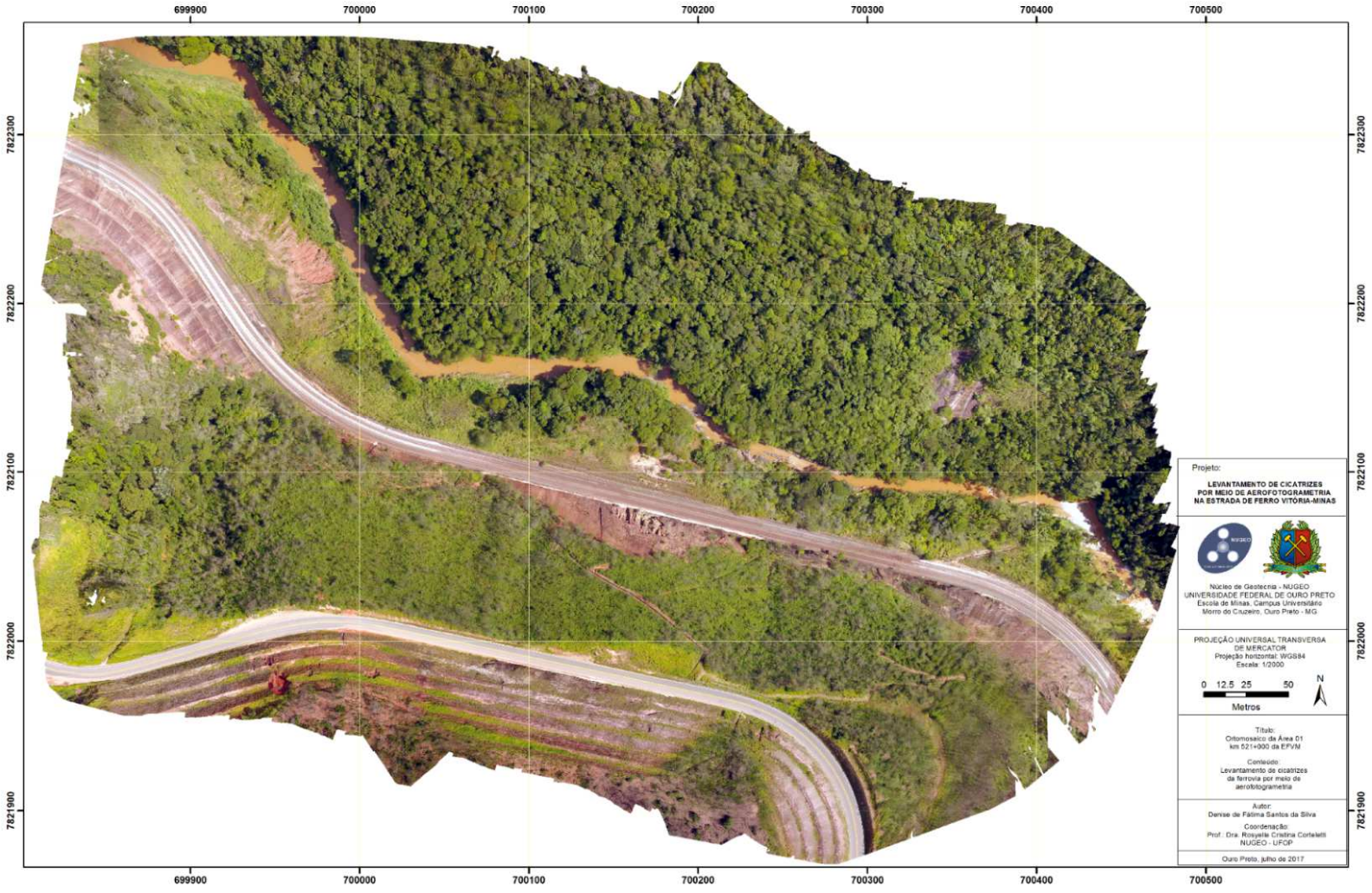


Projeto: LEVANTAMENTO DE CICATRIZES POR MEIO DE AEROFOTOGRAMETRIA NA ESTRADA DE FERRO VITÓRIA-MINAS
  Núcleo de Geotecnia - NUGEO UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO Escola de Minas, Campus Universitário Morro do Cruzeiro, Ouro Preto - MG
PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR Projeção horizontal: WGS84 Escala: 1/1500
0 12,5 25 50 N Metros
Título: Ortomosaico da Área 12 km 519-900 da EPVM
Conteúdo: Levantamento de cicatrizes de ferrovia por meio de aerofotogrametria
Autor: Denise de Fátima Santos da Silva Coordenação: Prof. Dra. Rosyelle Cristina Coriellini NUGEO - UFOP
Ouro Preto, julho de 2017

Ortomosaico Km 520+950



Ortomosaico Km 521+000



Projeto:
**LEVANTAMENTO DE CICATRIZES
 POR MEIO DE AEROFOTOGRAMETRIA
 NA ESTRADA DE FERRO VITORIA-MINAS**



Núcleo de Geotécnia - NUGEO
 UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
 Escola de Minas, Campus Universitário
 Mineiro de Cuiçeros, Ouro Preto - MG

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA
 DE MERCATOR
 Projeção Horizontal: WGS84
 Escala: 1:2000



0 12,5 25 50
 Metros

Título:
 Ortomosaico da Área 01
 km 521+000 da EPVM

Conteúdo:
 Levantamento de cicatrizes
 da ferrovia por meio de
 aerofotogrametria

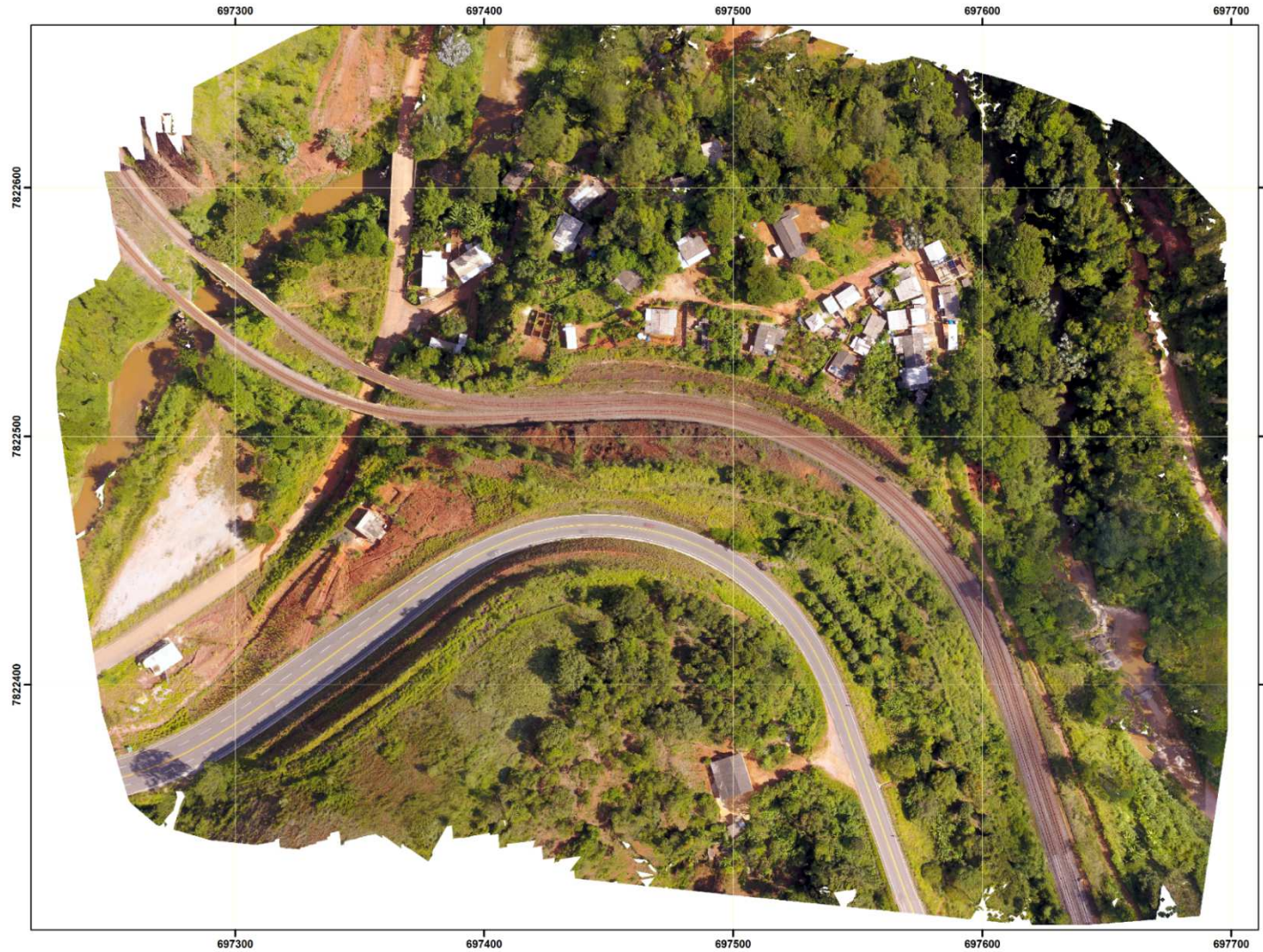
Autor:
 Denise de Fátima Santos da Silva
 Coordenação:
 Prof. Dra. Roselyne Cristina Cordeiro
 NUGEO - UFOP

Ouro Preto, julho de 2017

Ortomosaico Km 521+522



Ortomosaico Km 524+108



<p>Projeto:</p> <p>LEVANTAMENTO DE CICATRIZES POR MEIO DE AEROFOTOMETRIA NA ESTRADA DE FERRO VITÓRIA-MINAS</p>
 <p>Núcleo de Geotectnia - NUGEO UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO Escola de Minas, Campus Universitário Morro do Cruzeiro, Ouro Preto - MG</p>
<p>PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR Projeção horizontal: WGS84 Escala: 1/1500</p> <p>0 12.5 25 50 N Metros</p>
<p>Título: Ortomosaico da Área 13 km 524+108 da EFVM</p> <p>Conteúdo: Levantamento de cicatrizes de ferrovia por meio de aerofotogrametria</p>
<p>Autor: Denise de Fátima Santos da Silva</p> <p>Coordenação: Prof. Dra. Rosyelle Cristina Corteletti NUGEO - UFOP</p> <p>Ouro Preto, julho de 2017</p>

Ortomosaico Km 535+419



Projeto:

LEVANTAMENTO DE CICATRIZES
POR MEIO DE AEROFOTOMETRIA
NA ESTRADA DE FERRO VITÓRIA-MINAS

NUCCO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
Escola de Minas, Campus Universitário
Morro do Cruzeiro, Ouro Preto - MG

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA
DE MERIDIANOS
Projeção Internacional WGS84
Escala: 1:1500

0 12,5 25 50 N
Metros

Título:
Ortomosaico de Área 27
Km 535+419 em SPUM

Conteúdo:
Levantamento de cicatrizes
de ferro por meio de
aerofotometria

Autor:
Divisão de Ferramentas de Oficina
Coordenação:
Prof. Dra. Rosângela Daniela Cordeiro
NUCCO - UFOP

Ouro Preto, julho de 2017

ANEXO III

Saída do R: Desenvolvimento do modelo para estimar o volume da cicatriz

Saída R – Desenvolvimento Modelo Volume

Avaliação do Modelo inicial (considerando todas as variáveis: IT, HT, RP, CD, ID, IRA, REAB)

Stepwise: seleção das variáveis

Start: AIC=222.39

V ~ IT + HT + RP + CD + ID + IRA + REAB

	Df	Sum of Sq	RSS	AIC
<none>			353850512	222.39
- CD	1	65423009	419273521	222.43
- RP	1	67312871	421163384	222.48
- IRA	1	95262610	449113123	223.25
- ID	1	170218537	524069049	225.11
- REAB	1	279465349	633315862	227.38
- IT	1	2663735659	3017586171	246.11
- HT	1	5075962131	5429812643	253.16

Call:

lm(formula = V ~ IT + HT + RP + CD + ID + IRA + REAB)

Coefficients:

(Intercept)	IT	HT	RP	CD	ID	IRA	REAB
45276	-2392	1949	41660	5276	3299	-34526	-1353

Avaliação dos coeficientes individuais, R², R²_{ajustado} e estatística F

Call:

lm(formula = V ~ IT + HT + RP + CD + ID + IRA + REAB)

Residuals:

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
-3973.1	1049.0	11194.1	-9796.1	-3076.4	-730.0	4076.3	-480.1	-300.7	-227.3	7695.1	-5430.6

Coefficients:

	Estimate	Std. Error	t value	Pr(> t)
(Intercept)	45276.5	38483.6	1.177	0.30462
IT	-2392.3	436.0	-5.487	0.00537 **
HT	1949.4	257.3	7.575	0.00163 **
RP	41660.2	47758.7	0.872	0.43227
CD	5276.2	6135.2	0.860	0.43829
ID	3299.0	2378.3	1.387	0.23768
IRA	-34526.5	33271.4	-1.038	0.35801
REAB	-1353.4	761.4	-1.777	0.15014

Signif. codes: 0 '***' 0.001 '**' 0.01 '*' 0.05 '.' 0.1 ' ' 1

Residual standard error: 9405 on 4 degrees of freedom

Multiple R-squared: 0.9719, Adjusted R-squared: 0.9226

F-statistic: 19.74 on 7 and 4 DF, p-value: 0.005946

Avaliação da multicolinearidade (VIF)

IT	HT	RP	CD	ID	IRA	REAB
5.906385	4.256059	7.452703	12.224448	2.453354	2.091521	9.529074

Avaliação do novo modelo (considerando as variáveis: IT, HT, RP, REAB)

Stepwise: seleção das variáveis

Start: AIC=222.36

V ~ IT + HT + REAB + RP

	Df	Sum of Sq	RSS	AIC
<none>			581572550	222.36
- REAB	1	274596658	856169207	225.00
- RP	1	619245724	1200818273	229.06
- IT	1	3161135043	3742707593	242.70
- HT	1	8464663552	9046236102	253.29

Call:

```
lm(formula = V ~ IT + HT + REAB + RP)
```

Coefficients:

(Intercept)	IT	HT	REAB	RP
49448.6	-2143.7	1872.3	-911.2	73709.4

Avaliação dos coeficientes individuais, R², R²_{ajustado} e estatística F

Call:

```
lm(formula = V ~ IT + HT + REAB + RP)
```

Residuals:

Min	1Q	Median	3Q	Max
-12882.4	-3942.8	173.5	3618.2	13478.6

Coefficients:

	Estimate	Std. Error	t value	Pr(> t)
(Intercept)	49448.6	28823.4	1.716	0.129952
IT	-2143.7	347.5	-6.168	0.000459 ***
HT	1872.3	185.5	10.094	2.01e-05 ***
REAB	-911.2	501.2	-1.818	0.111895
RP	73709.4	26998.8	2.730	0.029334 *

Signif. codes: 0 '***' 0.001 '**' 0.01 '*' 0.05 '.' 0.1 ' ' 1

Residual standard error: 9115 on 7 degrees of freedom

Multiple R-squared: 0.9538, Adjusted R-squared: 0.9273

F-statistic: 36.09 on 4 and 7 DF, p-value: 9.225e-05

Avaliação da multicolinearidade (VIF)

IT	HT	REAB	RP
3.996552	2.354432	4.396288	2.536016

Análise da Variância (ANOVA)

Analysis of Variance Table

Response: V

	Df	Sum Sq	Mean Sq	F value	Pr(>F)
IT	1	4.5272e+05	4.5272e+05	0.0054	0.94322
HT	1	1.1374e+10	1.1374e+10	136.9069	7.531e-06 ***
REAB	1	6.5355e+05	6.5355e+05	0.0079	0.93181
RP	1	6.1925e+08	6.1925e+08	7.4534	0.02933 *
Residuals	7	5.8157e+08	8.3082e+07		

Signif. codes: 0 '***' 0.001 '**' 0.01 '*' 0.05 '.' 0.1 ' ' 1

Teste de Normalidade de Shapiro-wilk

shapiro-wilk normality test

data: residuosv

W = 0.98595, p-value = 0.9976

Teste de Ausência de Autocorrelação de Breusch-Godfrey

Breusch-Godfrey test for serial correlation of order up to 1

data: modelov

LM test = 1.9747, df = 1, p-value = 0.1599

ANEXO IV

Saída do R: Desenvolvimento do modelo para estimar o comprimento de massa deslocada (L)

Saída R – Desenvolvimento Modelo Comprimento de Massa Deslocada

Avaliação do Modelo inicial (considerando todas as variáveis: v, IT, HT)

Stepwise: seleção das variáveis

Start: AIC=59.56

L2 ~ v + IT + HT

	Df	Sum of Sq	RSS	AIC
<none>			881.53	59.561
- v	1	165.04	1046.56	59.620
- IT	1	823.63	1705.16	65.478
- HT	1	1571.20	2452.73	69.841

Call:

lm(formula = L2 ~ v + IT + HT)

Coefficients:

(Intercept)	v	IT	HT
66.602620	0.000516	-2.513558	3.291525

Avaliação dos coeficientes individuais, R², R²_{ajustado} e estatística F

Call:

lm(formula = L2 ~ v + IT + HT)

Residuals:

Min	1Q	Median	3Q	Max
-17.2181	-6.0108	0.8793	5.1749	14.1174

Coefficients:

	Estimate	Std. Error	t value	Pr(> t)
(Intercept)	66.6026202	14.0165293	4.752	0.00144 **
v	0.0005160	0.0004216	1.224	0.25584
IT	-2.5135578	0.9193819	-2.734	0.02569 *
HT	3.2915246	0.8716734	3.776	0.00542 **

Signif. codes: 0 '***' 0.001 '**' 0.01 '*' 0.05 '.' 0.1 ' ' 1

Residual standard error: 10.5 on 8 degrees of freedom

Multiple R-squared: 0.9842, Adjusted R-squared: 0.9782

F-statistic: 165.7 on 3 and 8 DF, p-value: 1.54e-07

Avaliação da multicolinearidade (VIF)

v	IT	HT
19.34963	21.08829	39.20194

Avaliação do novo modelo (considerando a variável: v)

Avaliação dos coeficientes individuais, R², R²_{ajustado} e estatística F

Call:

lm(formula = L2 ~ v)

Residuals:

Min	1Q	Median	3Q	Max
-34.718	-12.526	-2.332	18.163	25.418

Coefficients:

	Estimate	Std. Error	t value	Pr(> t)
(Intercept)	6.010e+01	9.248e+00	6.499	6.91e-05 ***
v	2.064e-03	1.949e-04	10.589	9.39e-07 ***

Signif. codes: 0 '***' 0.001 '**' 0.01 '*' 0.05 '.' 0.1 ' ' 1

Residual standard error: 21.35 on 10 degrees of freedom
Multiple R-squared: 0.9181, Adjusted R-squared: 0.9099
F-statistic: 112.1 on 1 and 10 DF, p-value: 9.387e-07

Análise da Variância (ANOVA)

Analysis of Variance Table

Response: L2

	Df	Sum Sq	Mean Sq	F value	Pr(>F)
v	1	51087	51087	112.12	9.387e-07 ***
Residuals	10	4557	456		

Signif. codes: 0 '***' 0.001 '**' 0.01 '*' 0.05 '.' 0.1 ' ' 1

Teste de Normalidade de Shapiro-wilk

Shapiro-wilk normality test

data: residuosL

W = 0.91596, p-value = 0.2542

Teste de Ausência de Autocorrelação de Breusch-Godfrey

Breusch-Godfrey test for serial correlation of order up to 1

data: modeloL

LM test = 0.039206, df = 1, p-value = 0.843