

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Matheus Souza Porto

**ANÁLISE DE RISCO E PROBABILIDADE DE RUPTURA EM
TALUDES DE TRECHO DE SERRA DA BR-386, RIO
GRANDE DO SUL**

**Porto Alegre
Julho 2018**

MATTHEUS SOUZA PORTO

**ANÁLISE DE RISCO E PROBABILIDADE DE RUPTURA EM
TALUDES DE TRECHO DE SERRA DA BR-386, RIO
GRANDE DO SUL**

Trabalho de Diplomação apresentado à Comissão de Graduação do
Curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos
requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Luiz Antônio Bressani
Coorientador: Felipe Gobbi Silveira

Porto Alegre
Julho 2018

MATTHEUS SOUZA PORTO

**ANÁLISE DE RISCO E PROBABILIDADE DE RUPTURA EM
TALUDES DE TRECHO DE SERRA DA BR-386, RIO
GRANDE DO SUL**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadoria da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, Julho de 2018

Prof. Luiz Antônio Bressani
PhD. pelo Imperial College, University of London
Orientador

Prof. Felipe Gobbi Silveira
DSc. pela UFRGS
Coorientador

BANCA EXAMINADORA

Eng. Álvaro Pereira
(FGS Geotecnia)
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Felipe Gobbi Silveira
(FGS Geotecnia-UNISINOS)
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Luiz Antônio Bressani
(UFRGS)
PhD. pelo Imperial College, University of London

Profa. Wai Ying Yuk Gehling
(UFRGS)
PhD. pela Universitat Politècnica de Catalunya

Dedico este trabalho à minha família.

AGRADECIMENTOS

A gratidão é um dos valores mais nobres de um homem. Nunca se faz nada sozinho e por mais que algumas conquistas possam ser reconhecidas como êxitos pessoais, é preciso reconhecer o papel exercido pelas pessoas que impulsionam à realização dos objetivos. Agradeço a Deus por me conceder força e equilíbrio para sempre estar convicto de meus propósitos.

Sou grato à minha mãe Rejane, meu pai Marcelo e minha irmã Alexia por me apoiarem em todas minhas decisões e me transmitirem confiança para seguir em busca de meus sonhos, não existem palavras que expressem o amor que sinto por vocês. Também agradeço a todos os familiares de Caxias do Sul (vô Raul, tia Vânia, primos Maicon, Franciele e Luan, dindos Roberlei e Ana e primo Rafael), e ao vô Dinarci de Vacaria, o convívio com todos teve grande influência na moldagem do meu caráter. Aos amigos Ale Duval e João Pedro pelo carinho durante os anos de convivência.

Sou grato a todos amigos dos tempos de La Salle Caxias (em especial Léo Camello, Vinícius Tronca, Vinícius Manto, Dedé Baccin, Gabriel Poloni, Gustavo Barcarollo, Ricardo Coletto, Pedro Machado, Vinícius Tisatto, Iagos Lucca, Tyrone e Felipe Yuan), com os quais criei laços que jamais se romperão. Agradeço aos professores que no ano de 2012 me encorajaram e me ajudaram enormemente na classificação em engenharia civil no vestibular da UFRGS. Ao amigo Matteo, que nos primeiros momentos de faculdade dividiu comigo a moradia, horas de estudo e as angústias de dois meninos que encaravam uma nova etapa na vida, vivendo sozinhos em Porto Alegre, também estendo o agradecimento aos seus pais e à sua avó.

Sou grato a todos os colegas de engenharia com os quais tive o prazer de conviver durante meus anos de graduação, mas em especial ao grande amigo Léo Araújo. Agradeço ao professor Luiz Bressani, não apenas pela orientação neste trabalho e nas diversas disciplinas de geotecnia, mas por abrir as portas da iniciação científica no LAGEOTec, juntamente com o hoje professor da UFSC Marcelo Heidemann. Agradeço ao laboratorista Jair pelo convívio alegre e pela disposição na execução de ensaios e na análise de resultados. Agradeço aos colegas de laboratório Matheus Matuella, William Fedrigo, Thaís Kleinert e Lucas Malabarba pelo companheirismo e pela amizade. Também gratifico Eliana Bridi, Lucas Delongui e Marco Conte pela oportunidade de ajudar em seus trabalhos e por partilharem seus conhecimentos. Agradeço à professora Wai Gehling por me apresentar formalmente (através da disciplina de Mecânica dos Solos I) o mundo da geotecnia e também pelo entusiasmo com o qual sempre me

atendeu para sanar dúvidas. Ao professor Washington Nuñez pela transmissão de conhecimento e de confiança em meu potencial. Estendo o agradecimento a todos os professores do departamento de engenharia civil da UFRGS.

Agradeço ao amigo Henrique Milan pela indicação de meu nome para a vaga de estagiário que surgia em abril de 2016 na FGS Geotecnia. Sou grato à toda equipe da FGS Geotecnia (Felipe, Jucélia, Álvaro, Anderson, Alisson, Adolfo, Adriano, Bruno, Célia, Daniel, Fábio, Glaura, Henrique, Larissa, Nicholas, Ricardo, Rodrigo Flach, Rodrigo Lopes, Stefania e Yago) pela convivência sadia e pela união, o meu período como estagiário na empresa foi fundamental na minha formação como engenheiro. Agradeço em especial ao amigo Bruno Denardin pela ajuda na coleta de materiais para meu trabalho, com certeza eu não conseguiria sem a sua parceria; e aos grandes engenheiros Felipe Gobbi e Álvaro Pereira pela sugestão do tema, pela avaliação e pelo constante apoio e envolvimento em todas às etapas do trabalho. Também gratifico a equipe da Geobruigg Brasil.

Sou grato à toda equipe de atletismo da Sogipa, que nos últimos 4 anos e meio me proporcionou muitos ensinamentos de vida. Cito em especial os Galos cinzas Léo Ribas, Ioran, Yuri, Anderson, Almir, Alex, Everton, Otávio, Lucca, Júlia e Pietra.

Agradeço ainda a todos aqueles que me ajudaram e deveriam ter sido citados aqui, mas que por falha minha não foram reconhecidos.

Ao seu alcance, você tem riquezas infinitas. Para obtê-las, tudo que precisa fazer é abrir seus olhos mentais e contemplar o tesouro do infinito que há em você. Uma peça de ferro imantada levanta 12 vezes seu próprio peso. Se desmagnetizá-la, porém, ela não erguerá nem uma pena.

Joseph Murphy

RESUMO

Rodovias e outras obras lineares levam consigo a singularidade de percorrerem grandes extensões de terra e, devido a isso, cruzam diversos domínios geomorfológicos. No âmbito da engenharia geotécnica, encostas naturais e taludes de corte e de aterro que margeiam estes segmentos, quando mal avaliados, podem conduzir eventos de instabilidade, que colocam em risco tanto as estruturas das vias quanto os seus usuários. O presente trabalho objetivou a obtenção de parâmetros de risco, em termos de probabilidade de ruptura e de vulnerabilidade para taludes homogêneos de dois solos característicos de trecho de serra da BR-386, no Rio Grande do Sul, dada a sua perspectiva de duplicação. Levantamento de informações quanto à geologia da área indicam que esta se insere na Formação Serra Geral no Rio Grande Sul, fazendo com que maciços rochosos e solos provenientes do intemperismo de rochas vulcânicas ocorram na região. Foram coletadas 4 amostras de solo residual e coluvionar de rochas vulcânicas para caracterização física e obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento levando em conta a variabilidade espacial destes materiais mediante a execução de conjuntos de ensaios de cisalhamento direto. Os solos foram classificados como siltes inorgânicos de alta compressibilidade e apresentaram panoramas opostos quanto à resistência ao cisalhamento (o solo residual chegou a revelar ϕ'_{pico} da ordem de 54° e considerável variabilidade nos resultados, enquanto que o solo coluvionar apresentou ϕ'_{pico} médio de $33,4^\circ$ e desvio padrão de aproximadamente 2,4). A partir de observações de campo, foram estabelecidos modelos geomecânicos de taludes típicos da área para serem analisados quanto ao risco associado a movimentos de massa, sendo investigado um talude distinto para cada um dos dois solos estudados. A probabilidade de ruptura, obtida pelo método de Monte Carlo, do talude modelo para solo residual mostrou valores aceitáveis, de acordo com critérios definidos na literatura, em nível d'água de 2 metros de profundidade, enquanto que para o talude de solo coluvionar os critérios de segurança não foram atingidos. O risco associado a movimentos de massa revelaram forte influência de índices de vulnerabilidade e das variações de nível d'água nas análises de estabilidade. O talude de solo coluvionar mostrou-se mais suscetível a eventos de instabilidade, tanto em termos de probabilidade de falha quanto em termos dos efeitos destes e, conseqüentemente, carregando maior risco geotécnico.

Palavras-chave: Análise de risco. Solo residual. Solo coluvionar. Formação Serra Geral. Movimentos de massa

ABSTRACT

Highways use to carry out with them the uniqueness of traversing large earth distances, and because of that different geomorphological domains are crossed. In Geotechnical Engineering, slopes that border these segments, when poorly evaluated, can lead to events of instability, which put at risk the roads structures and their users. This work aimed at obtaining geotechnical risk, evaluating hazard and vulnerability related to slopes of two characteristic soils of the BR-386 mountain range, in Rio Grande do Sul, due to its doubling perspective. Surveys about the geology of the area indicate that it is part of the Serra Geral Formation in Rio Grande Sul, causing rock masses and soils from the weathering of volcanic rocks. Four samples of residual and colluvium soil of volcanic rocks were collected for physical characterization and determination of shear strength parameters taking into account the spatial variability of these materials through the execution of sets of direct shear tests. The soils were classified as inorganic silts of high compressibility and presented opposite behaviors on shear strength (the residual soil showed a peak $\phi' = 54^\circ$ and considerable variability in the results, while the colluvium soil showed $\phi' = 33.4^\circ$ and standard deviation around 2,4). From field observations, geomechanical models of typical slopes were established to be analyzed in terms of geotechnical risk associated to landslides. The probability of failure, obtained by the Monte Carlo method, from the residual soil slope model showed acceptable values at water level of 2 meters depth, whereas for the slope of colluvium soil slope the safety criterias were not reached. The associated risk with landslides revealed strong influence of vulnerability indexes and water level variations in stability analyzes. The slope of colluvium soil was more susceptible to instability events, both in terms of probability of failure and in terms of the effects of these and, consequently, carrying greater geotechnical risk.

Keywords: Risk analysis. Residual soil. Colluvium soil. Serra Geral Formation. Landslides

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1 - Esquema de estruturação do trabalho (Elaborado pelo autor).....	23
Figura 3-1: Principais tipos de movimentos de massa. (a) quedas; (b) tombamentos; (c) deslizamento rotacional; (d) deslizamento translacional; (e) escoamentos; (f) fluxos ou corridas (adaptado de HIGHLAND e BOBROWSKY, 2008).....	29
Figura 4-1: Gráfico de distribuição de probabilidades do FS (APAZA e BARROS, 2014)....	39
Figura 4-2: Gráfico de convergência de probabilidade (APAZA e BARROS, 2014)	40
Figura 4-3: Sobreposição de distribuições de probabilidades de Demanda e Capacidade. (a) sobreposição comum; (b) aumento da diferença entre as medias; (c) queda no valor de desvio da função capacidade. (adaptado de WHITMAN, 1984)	40
Figura 4-4: Relação entre probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade para diferentes tipos de distribuições de FS (adaptado de DELL'AVANZI e SAYAO (1998) apud APAZA e BARROS, 2014).....	41
Figura 5-1 – Representação do traçado da rodovia BR-386 (Wikipédia)	46
Figura 5-2 - Carta estratigráfica simplificada da Bacia do Paraná (adaptada de MILANI et al., 2007).....	48
Figura 5-3 - Geologia da Bacia do Paraná no RS (adaptado de Rigo, 2005)	49
Figura 5-4: Perfil típico da formação Serra Geral (adaptado de LEINZ e AMARAL, 1978 apud RIGO, 2005)	50
Figura 5-5 – Comportamento de solos residuais jovens (a) e maduros (b) em ensaios triaxiais (SANDRONI e MACCARINI, 1981)	52
Figura 5-6 – Mapa geológico entre os Km 270 e 336 da BR-386 – Escala 1:750.000 (CPRM, 2006).....	53
Figura 5-7 – Comportamento de solos residuais (a) e coluvionares (b) em ensaios de cisalhamento direto (LACERDA et al., 2004)	55
Figura 6-1 – Pontos de coleta de amostra ao longo da BR-386 (Google Earth)	57
Figura 6-2 – Vista frontal do talude alvo das coletas de amostras para solo residual (Google Earth)	58
Figura 6-3 – Representação dos pontos de coleta de amostras de solo residual	58
Figura 6-4 – Representação dos pontos de coleta de amostras de solo coluvionar	60
Figura 6-5 – Equipamento utilizado nos ensaios de cisalhamento direto.....	62
Figura 6-6 – Esquema da metodologia de probabilidade de ruptura apresentada por Costa (2005)	64

Figura 7-1–Distribuição granulométrica do solo residual	70
Figura 7-2 – Distribuição granulométrica do solo coluvionar.....	72
Figura 7-3 – Etapa de moldagem de corpo de prova de solo residual.....	73
Figura 7-4 – Feições do solo residual observadas durante moldagem de corpos de prova.....	74
Figura 7-5 – Gráficos τ x dh e dv x dh para R01	77
Figura 7-6 – Gráficos τ x dh e dv x dh para R02.....	78
Figura 7-7 – Gráficos τ x dh e dv x dh para R03.....	79
Figura 7-8 – Gráficos τ x dh e dv x dh para R03(b).....	80
Figura 7-9 – Corpo de prova pós-ensaio sob (a) baixa e (b) elevada tensão normal.....	81
Figura 7-10 – Envoltórias estabelecidas para R01	81
Figura 7-11 – Envoltórias estabelecidas para R02	82
Figura 7-12 – Envoltórias estabelecidas para R03	82
Figura 7-13 – Envoltórias estabelecidas para R03(b).....	83
Figura 7-14 – Envoltórias de grandes deformações obtidas para solo residual.....	86
Figura 7-15 – Envoltórias de pico do primeiro trecho linear obtidas para solo residual.....	86
Figura 7-16 – Corpos de prova de solo coluvionar (a) antes e (b) após ensaio de cisalhamento direto.....	88
Figura 7-17 – Gráficos τ x dh e dv x dh para C01	90
Figura 7-18 – Gráficos τ x dh e dv x dh para C02.....	91
Figura 7-19 - Gráficos τ x dh e dv x dh para C03	92
Figura 7-20 - Gráficos τ x dh e dv x dh para C04	93
Figura 7-21 – Envoltórias de pico obtidas para o solo coluvionar	94
Figura 7-22 – Modelo geomecânico adotado para talude de solo residual	96
Figura 7-23 – Superfície de ruptura e distribuição de probabilidades de FS para NA superficial	97
Figura 7-24 – Superfície de ruptura e distribuição de probabilidades de FS para NA = 1 m ..	97
Figura 7-25 – Superfície de ruptura e distribuição de probabilidades de FS para NA = 2 m ..	97
Figura 7-26 – Talude coluvionar na BR-386 (Google Earth).....	98
Figura 7-27 – Modelo geomecânico adotado para talude de solo coluvionar	99
Figura 7-28 – Superfície de ruptura e distribuição de probabilidades de FS para NA = 6 m ..	99
Figura 7-29 – Superfície de ruptura e distribuição de probabilidades de FS para NA = 8 m	100
Figura 7-30 – Superfície de ruptura e distribuição de probabilidades de FS para NA = 10 m	100

Figura 7-31 – Superfície de ruptura e distribuição de probabilidades de FS para NA = 12 m	100
Figura 7-32 – Matriz de riscos estabelecida para taludes em solo residual e coluvionar da BR- 386	104

LISTA DE TABELAS

Tabela 3-1: Classificação de movimentos de massa em dois termos (adaptado de CRUDEN e VARNES, 1996).....	25
Tabela 3-2: Termos adicionais para caracterização de movimentos de massa (adaptado de CRUDEN e VARNES, 1996).....	26
Tabela 3-3: Classes de velocidade de movimentos de massa e prováveis significâncias destrutivas (adaptado de CRUDEN e VARNES, 1996).....	30
Tabela 3-4: Classificação de movimentos de massa (AUGUSTO FILHO, 1992 apud HEIDEMANN, 2011).....	33
Tabela 3-5: Fatores que induzem movimentos de massa (TERZAGHI, 1950 apud BRESSANI, 2007)	34
Tabela 4-1: Classificação de suscetibilidade de ocorrência de processos de instabilização em taludes (COSTA e BRESSANI, 2007)	43
Tabela 4-2: Vulnerabilidade x Numero de moradias (COSTA e BRESSANI, 2007).....	44
Tabela 4-3: Princípios metodologia TMD.....	45
Tabela 6-1 – Características geométricas dos taludes envolvidos nas análises de estabilidade	66
Tabela 6-2 – Fatores de ponderação em relação à distância do talude à via	66
Tabela 6-3 – Fatores de ponderação em relação à obras de estabilização existentes	67
Tabela 6-4 – Fatores de ponderação em relação à existência de acesso com maquinário	67
Tabela 6-5 – Fatores de ponderação em relação à extensão do talude	67
Tabela 6-6 – Fatores de ponderação em relação à potencialidade das chuvas na região do talude	68
Tabela 7-1 – Índices físicos de campo do solo residual	69
Tabela 7-2 – Limites de consistência estabelecidos para o solo residual	69
Tabela 7-3 – Composição granulométrica do solo residual	70
Tabela 7-4 – Índices físicos de campo do solo coluvionar.....	71
Tabela 7-5 – Limites de consistência estabelecidos para o solo coluvionar	71
Tabela 7-6 – Composição granulométrica do solo coluvionar	72
Tabela 7-7 – Índices físicos dos corpos de prova de solo residual.....	75
Tabela 7-8 – Equações e parâmetros obtidos para envoltórias de pico e de grandes deformações do solo residual	84

Tabela 7-9 – Caracterização estatística dos parâmetros de resistência de grandes deformações para solo residual	86
Tabela 7-10 - Caracterização estatística dos parâmetros de resistência de pico do primeiro trecho linear para solo residual	87
Tabela 7-11 - Caracterização estatística dos parâmetros de resistência de pico do segundo trecho linear para solo residual	87
Tabela 7-12 – Índices físicos de referência para moldagem de corpo de provas de solo coluvionar	87
Tabela 7-13 – Índices físicos dos corpos de prova de solo coluvionar	88
Tabela 7-14 – Equações e parâmetros obtidos para envoltórias de pico do solo coluvionar ...	94
Tabela 7-15–Caracterização estatística dos parâmetros de resistência de pico para solo coluvionar	95
Tabela 7-16 – Resultados estabelecidos por análises probabilísticas de talude de solo residual	96
Tabela 7-17 – Critérios de aceitabilidade para índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura (DELL’AVANZI E SAYÃO, 1998).....	98
Tabela 7-18 – Resultados estabelecidos por análise probabilística de solo coluvionar	101
Tabela 7-19 – Fatores ponderados adotados para análise de consequências de talude de solo residual	102
Tabela 7-20 – Fatores ponderados adotados para análise de consequências de talude de solo coluvionar	103

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM – *American Society for Testing and Materials*
CBR – Índice de Suporte Califórnia (*California Bearing Ratio*)
CPRM – Serviço Geológico do Brasil
FS – Fator de Segurança
IP – Índice de Plasticidade
IVT – Índice de Vulnerabilidade do Talude
IVTi – Índice de Vulnerabilidade inicial do Talude
LAGEOTec – Laboratório de Geotecnologia
LL – Limite de Liquidez
LP – Limite de Plasticidade
NA – Nível d'água
NBR – Norma Brasileira
NE – Nordeste
SW – Sudoeste
TMD – Trecho-Modelo-Desempenho
UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

β – Índice de confiabilidade

c' – coesão efetiva

dv – Deslocamento vertical

dh – Deslocamento horizontal

e – Índice de vazios

ϕ' – ângulo de atrito interno efetivo

γ_d – Peso específico aparente seco

γ_n – Peso específico aparente úmido

γ_s – Peso específico real dos grãos

μ – Média

pH – Potencial hidrogeniônico

R^2 – Coeficiente de correlação

R_u – Razão de poro pressão

S – Grau de saturação

σ_n – Tensão normal

σ – Desvio padrão

τ – Tensão cisalhante

W – Umidade

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
2	DIRETRIZES DA PESQUISA.....	20
2.1	QUESTÃO DE PESQUISA	20
2.2	OBJETIVOS DA PESQUISA	20
2.2.1	Objetivo principal.....	20
2.2.2	Objetivo secundário.....	20
2.3	PREMISSA	20
2.4	DELIMITAÇÃO.....	21
2.5	LIMITAÇÕES	21
2.6	DELINEAMENTO DA PESQUISA	21
3	MOVIMENTOS DE MASSA	24
3.1	DEFINIÇÕES BÁSICAS	24
3.2	TIPOS DE MOVIMENTOS	25
3.3	CAUSAS QUE INDUZEM MOVIMENTOS DE MASSA.....	33
4	ANÁLISE DE RISCO E PROBABILIDADE DE RUPTURA EM ESTABILIDADE DE TALUDES	35
4.1	INCERTEZAS ASSOCIADAS À GEOTECNIA	35
4.2	ANÁLISE DETERMINÍSTICA x ANÁLISE PROBABILÍSTICA DE ESTABILIDADE DE TALUDES	36
4.3	ESTIMATIVA DE PROBABILIDADE DE RUPTURA	38
4.3.1	Método de Monte Carlo	38
4.3.2	Teoria da confiabilidade.....	40
4.4	ANÁLISE DE RISCO GEOTÉCNICO.....	41
4.4.1	Análise qualitativa de risco	43
4.4.2	Análise quantitativa de risco	44
4.5	ANÁLISE DE RISCO GEOTÉCNICO EM TALUDES DE OBRAS LINEARES ..	44
5	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	46
5.1	A Rodovia BR-386	46
5.2	FORMAÇÃO SERRA GERAL.....	47
5.3	GEOLOGIA GERAL	47
5.4	INTEMPERISMO	50
5.5	ASPECTOS GERAIS DE SOLOS RESIDUAIS	51
5.6	GEOLOGIA LOCAL	53
5.7	ASPECTOS GERAIS DE SOLOS COLUVIONARES	54
6	MATERIAIS E MÉTODOS	56

6.1	AMOSTRAGEM.....	56
6.2	ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	60
6.2.1	Caracterização física	60
6.2.1.1	Limites de Atterberg	60
6.2.1.2	Granulometria	61
6.2.1.3	Peso específico real dos grãos	61
6.2.2	Resistência ao cisalhamento.....	61
6.2.2.1	Considerações	61
6.2.2.2	Equipamento	62
6.2.2.3	Execução.....	62
6.3	ANÁLISES DE RISCO	63
6.3.1	Definição de modelo geomecânico	63
6.3.2	Probabilidade de ruptura	64
6.3.3	Análises de estabilidade	65
6.3.4	Danos e consequências.....	66
7	RESULTADOS E SUAS APLICAÇÕES	69
7.1	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA	69
7.1.1	Solo Residual.....	69
7.1.2	Solo Coluvionar.....	71
7.2	ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	73
7.2.1	Solo Residual.....	73
7.2.2	Solo Coluvionar.....	87
7.3	ANÁLISES DE RISCO GEOTÉCNICO	95
7.3.1	Probabilidade de ruptura para talude homogêneo de solo residual.....	95
7.3.2	Probabilidade de ruptura para talude homogêneo de solo coluvionar	98
7.3.3	Análise de consequências para talude homogêneo de solo residual	101
7.3.4	Análise de consequências para talude homogêneo de solo coluvionar.....	103
7.3.5	Matriz de riscos	104
8	CONCLUSÕES	105
	Sugestões para trabalhos futuros	106
9	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	107

1 INTRODUÇÃO

A dependência do Brasil à sua malha rodoviária para o transporte de cargas e locomoção de pessoas reflete a realidade de inevitabilidade de investimentos para a manutenção e para a melhoria das condições das estradas de rodagem brasileiras. Uma obra linear, em âmbito geotécnico carrega consigo algumas singularidades, como o cruzamento de diversos domínios geomorfológicos. A variabilidade espacial das condições de solos e rochas intrínseca de projetos rodoviários implica, muitas vezes, em incertezas não quantificadas em análises determinísticas de estabilidade em taludes. Além disso, mobilizar medidas de estabilização para todos taludes acaba se tornando muito caro e um estudo de risco auxilia na tomada de decisão do engenheiro projetista.

É neste contexto que está inserida a BR-386, rodovia que liga a grande maioria dos municípios da porção norte do Rio Grande do Sul à região metropolitana de Porto Alegre. O crescimento do fluxo de veículos na rodovia acabou manifestando a perspectiva de duplicação em seu trecho de serra. Em função disso, o estudo de formas de mapeamento de risco associado tanto aos taludes existentes na região quanto àqueles que surgirão em operações de corte e aterro se faz necessário. Assim, avaliações de probabilidade de ruptura de maciços e análises dos danos envolvidos em movimentos de massa passam a ser variáveis válidas no entendimento da susceptibilidade e da vulnerabilidade da rodovia à eventos de instabilidade.

O presente trabalho busca a compreensão do trecho de serra da BR-386, sobretudo entre os marcos de Km 272 e Km 336, no que é tocante à geologia local e suas singularidades no âmbito de desencadeamento de movimentos de massa. Além disso, procura-se realizar análises de risco aplicadas à taludes típicos da região, envolvendo solos residuais e solos coluvionares de rochas vulcânicas.

Cabe ainda ressaltar que o presente trabalho não possui caráter absoluto, já que um estudo completo apresenta complexidades incapazes de serem tratadas aqui. Diante disso, busca-se criar uma diretriz de entendimento de eventos de instabilidades de taludes da área e, ainda, conceber uma ideia preliminar do risco associado a estes eventos.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para o desenvolvimento desta pesquisa são descritas a seguir.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão que fomenta a pesquisa é a busca por um quadro de risco associado a estabilidade de taludes do trecho de serra da BR-386, em face à perspectiva de duplicação da via.

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos desta pesquisa são classificados em principais e secundários e estão listados a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

Definir o risco geotécnico referente a taludes característicos do trecho de serra da BR-386, dando ênfase àqueles formados por solo residual e por solo coluvionar.

2.2.2 Objetivo secundário

Analisar as características geomecânicas de solos encontrados na área de estudo e avaliar a correspondência destes aspectos com a geologia local, visto que há poucos dados específicos desta região encontrados na literatura.

2.3 PREMISSA

O trabalho está embasado nas seguintes premissas:

- Análises de probabilidade de ruptura de taludes fornecem informações mais acuradas às definidas por análises determinísticas tradicionais;
- Solos residuais e coluvionares de rochas vulcânicas são recorrentes no trecho analisado da BR-386;

- Análise de risco aplicada a taludes de obras lineares permite controle e monitoramento direcionado às áreas de risco geotécnico elevado.

2.4 DELIMITAÇÃO

O presente trabalho delimita-se ao estudo do risco associado a movimentos de massa de dois taludes de características semelhantes aos encontrados ao longo do trecho entre o Km 272 e o Km 336 da BR-386. Cada um destes taludes representa atributos específicos de solos residuais e de solos coluvionares aflorantes na região.

2.5 LIMITAÇÕES

O presente trabalho carrega consigo as seguintes limitações:

- As amostras de solo coletadas em campo não são representativas para análise de todos os solos da região envolvida no trabalho, em função das variações de morfologia e geologia características de obras de longa extensão;
- As geometrias adotadas para análises de estabilidade são aproximações das condições dos taludes observados em campo;
- As superfícies de nível d'água (NA) empregadas nas análises de estabilidade são estimativas para tentativa de obtenção de parâmetro de monitoramento de taludes.

2.6 DELINEAMENTO DA PESQUISA

A estrutura da pesquisa é delineada por meio das seguintes etapas, organizadas na sequência a seguir:

- a) definição das condicionantes de estudo;
- b) revisão bibliográfica;
- c) obtenção de informações específicas do trecho de estudo;
- d) coleta de amostras e levantamento de dados de campo;

- e) execução dos procedimentos laboratoriais;
- f) definição de modelos geomecânicos;
- g) execução de análises de risco (estabilidade + consequências);
- h) análise dos resultados;
- i) conclusões.

A primeira fase do trabalho envolveu a definição do campo de estudo. Dada a perspectiva de duplicação do trecho de serra da BR-386, foram determinados os fatores envolvidos em problemas de estabilidade de taludes relacionados a obras lineares. A seguir foi realizada uma revisão bibliográfica, que cobre a pesquisa na literatura dos temas envolvidos no trabalho. Isto permite a criação de um embasamento teórico-científico fundamental para o entendimento dos tópicos a serem tratados, além de poder direcionar alguns pontos da pesquisa.

Posteriormente foi executado o levantamento de informações particulares da região de estudo. Por meio de fotos e ferramentas de geoprocessamento (Google Earth, por exemplo), foi possível orientar o plano de posterior coleta de amostras, verificação de particularidades geotécnicas em campo e estabelecer dados para escolha de taludes a serem alvo das análises de estabilidade. Além disso, buscou-se informações das geometrias dos taludes analisados, mediante observações de campo e levantamentos topográficos disponíveis.

Foram executados ensaios de laboratório dos solos estudados, sendo estes de caracterização física e de cisalhamento direto. A partir disto, foi possível estabelecer modelos geomecânicos e, assim, executar as análises de probabilidade de ruptura e de danos associados a movimentos de massa, contemplando a determinação do risco associado a evento de instabilidade de taludes.

Com isso, partiu-se para a avaliação dos resultados, buscando considerar aspectos geológicos na análise dos resultados de ensaios de laboratório e aspectos de aceitabilidade encontrados na literatura quanto à análise de risco. Finalmente, foram feitas as considerações finais alcançadas com a realização do trabalho.

Na Figura 2-1 encontra-se um desenho esquemático que apresenta a estruturação do trabalho.

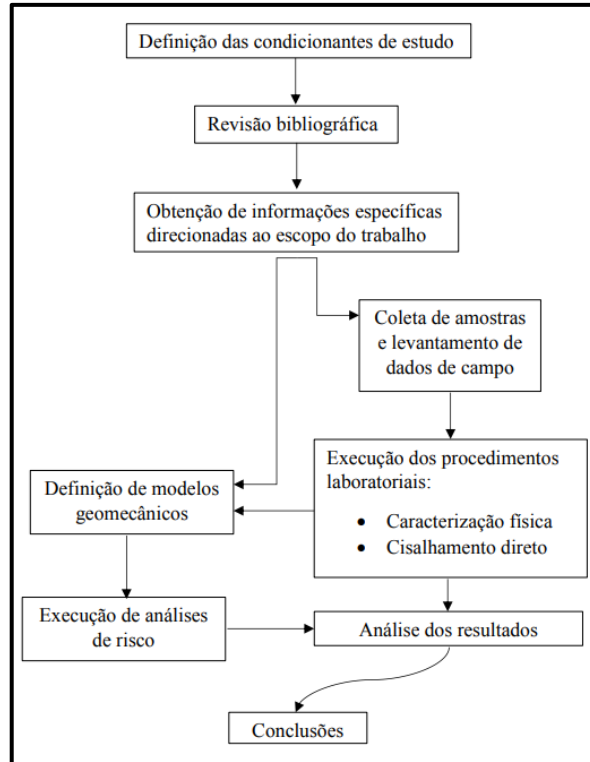


Figura 2-1 - Esquema de estruturação do trabalho (Elaborado pelo autor)

3 MOVIMENTOS DE MASSA

3.1 DEFINIÇÕES BÁSICAS

Movimentos de massa são eventos naturais de moldagem da superfície terrestre. Porém, muitas vezes políticas ultrapassadas de uso do solo nem sempre refletem o melhor planejamento quando há a necessidade de ocupar áreas suscetíveis a processos de instabilidade. Assim, estas práticas acabam induzindo a ocorrência de novos processos ou acelerando aqueles que se encontram em andamento. Os movimentos de massa são sempre caracterizados como problemas em áreas restritas, mas tem suas consequências podendo gerar problemas além das jurisdições locais (HIGHLAND e BOBROWSKY, 2008).

Para a compreensão de qualquer instabilidade que já tenha ocorrido, ou daqueles passíveis de ocorrência, é fundamental a definição do tipo do problema em termos de classificação do mecanismo de ruptura envolvido no processo. Cada mecanismo possui suas particularidades e, conseqüentemente, diferentes formas de abordagem, métodos de investigação, análise de estabilidade e medidas de intervenção. Na literatura internacional é comum encontrar o termo em inglês *landslide* associado com eventos de instabilidades em taludes de solo ou rocha que ocorrem na superfície terrestre.

O termo *landslide* é definido por Cruden (1991) como o movimento descendente de uma massa de rocha, detritos ou solo ao longo de um talude. Este mesmo termo, para Highland e Bobrowsky (2008) é conceituado como um termo geral usado para descrever o movimento descendente de solo, rocha ou material orgânico ao longo de um talude sob os efeitos da gravidade e da forma da superfície do terreno.

No presente trabalho, preferiu-se utilizar o termo “movimentos de massa” para ser associado a *landslides*. Literalmente, a tradução deste termo do inglês para o português é tomada como “deslizamentos de terra”, o que soaria de forma muito limitada, em função das cinemáticas dos movimentos não serem restritas apenas a deslizamentos, bem como não envolvendo apenas solos, mas também rochas e detritos (HEIDEMANN, 2011).

Para a classificação dos tipos de movimentos de massa e o entendimento de cada mecanismo, deve-se ter em mente que estes são funções de variáveis como os tipos de materiais presentes no subsolo, os níveis de fluxo d'água no interior do maciço, a geomorfologia local, as condições

climáticas e a intervenção humana na região (BRESSANI, 2007). Outra condicionante importante para o entendimento prático de movimentos de massa passa pela distinção entre taludes naturais e taludes artificiais. Bressani (2007) explicita que é importante realizar a separação clara dos taludes em que a ruptura se dá principalmente no interior de uma topografia e geologia natural (encostas) e aqueles em que a ruptura esta majoritariamente associada a aterros ou cortes recentes (taludes).

Na literatura, é possível encontrar diversas obras que trazem as definições envolvidas para cada tipo de movimento de massa, mas para o presente trabalho optou-se por enfatizar o que foi proposto por Cruden e Varnes (1996) e Highland e Bobrowsky (2008). Apesar da ampla aplicabilidade destes trabalhos na área de estabilidade de taludes, as classificações propostas são baseadas tipicamente em experiências estrangeiras, que são corretas, mas que não consideram outros tipos de materiais. Diante disso, também se consultou uma classificação voltada para as observações de movimentos de massa no Brasil, tratada por Augusto Filho (1992) apud Heidemann (2011).

3.2 TIPOS DE MOVIMENTOS

Uma classificação aceita internacionalmente é a proposta por Cruden e Varnes (1996), baseada em Varnes (1978). Neste trabalho é apresentado que qualquer movimento de massa pode ser classificado e descrito por dois termos: um associado ao tipo de movimento e outro associado ao material envolvido, conforme Tabela 3-1.

Tabela 3-1: Classificação de movimentos de massa em dois termos (adaptado de CRUDEN e VARNES, 1996)

Tipo de Material			
Tipo de movimento	Rocha	Solos de Engenharia	
		Predominantemente grosseiro	Predominantemente fino
Queda	Queda de rochas	Queda de detritos	Queda de solo
Tombamento	Tombamento de rochas	Tombamento de detritos	Tombamento de solo
Escorregamento	Escorregamento de rochas	Escorregamento de detritos	Escorregamento de solo
Espalhamentos laterais	Espalhamento de rochas	Espalhamento de detritos	Espalhamento de solo
Corridas	Corrida de rochas	Corrida de detritos	Corrida de solo

Cruden e Varnes (1996) ainda propõe que o nome de um movimento passa a ser mais elaborado a medida com que mais informações sobre ele se tornam disponíveis. Para obter uma completa identificação do movimento, termos adicionais foram incluídos na expressão apresentada na Tabela 3-1, oferecendo um enfoque mais restrito a classificação do movimento e trazendo informações de tempo, espaço e tipo de material, conforme exposto na Tabela 3-2, mostrada a seguir:

Tabela 3-2: Termos adicionais para caracterização de movimentos de massa (adaptado de CRUDEN e VARNES, 1996)

Atividade		
Estado	Distribuição	Estilo
Ativo	Em avanço	Complexo
Reativado	Regressivo	Composto
Suspensão	Em alargamento	Múltiplo
Inativo	Em ampliação	Sucessivo
Dormente	Confinado	Simples
Abandonado	Em diminuição	
Estabilizado	Em movimento	
Reliquiar		

Descrição do movimento			
Velocidade	Teor de umidade	Material	Tipo
Extremamente rápido	Seco	Rocha	Queda
Muito rápido	Úmido	Solo	Tombamento
Rápido	Encharcado	Terra	Deslizamento
Moderado	Muito encharcado	Detritos	Escoamento
Lento			Fluxo/Corrida
Muito lento			
Extremamente lento			

Além de ser um dos principais critérios na classificação dos movimentos de massa, a cinemática de movimento é um dos principais fatores na adequada escolha da medida de estabilização. A seguir será apresentada a discriminação dos movimentos de massa de acordo com as suas cinemáticas. Em geral, as definições encontradas na literatura internacional são igualmente válidas entre diferentes metodologias, pois referem-se às mesmas distribuições de movimento ao longo da massa rompida, mas priorizou-se os apontamentos realizados por Cruden e Varnes (1996) e Highland e Bobrowsky (2008), conforme segue:

Quedas: Uma queda inicia com o desprendimento de solo ou rocha de uma encosta íngreme em que pouca ou nenhuma resistência cisalhante se opõe ao movimento (Figura 3-1(a)). Assim,

o material acaba caindo pelo ar, induzindo também movimentos de saltos e rolamentos. Este fenômeno ocorre em uma escala de velocidade muito rápida a extremamente rápida. Com exceção de quando a massa desprendida encontra-se em trecho com inclinação negativa, a queda será precedida por um pequeno deslizamento ou tombamento que separam a massa movimentada do maciço.

Tombamentos: Um tombamento é um movimento de rotação de uma massa de rocha ou solo para fora do talude a partir de um ponto situado na base da massa movimentada (Figura 3-1(b)). Este tipo de movimento pode ser conduzido tanto pela gravidade exercida pelo material a montante da massa deslocada quanto pelo empuxo hidrostático ou presença de gelo em trincas presentes no maciço. Os tombamentos podem acionar quedas ou deslizamentos da massa deslocada, dependendo da geometria da massa induzida ao movimento, da geometria da superfície de separação e da orientação cinemática das descontinuidades presentes no maciço. Este tipo de movimento, em uma escala de velocidade, abrange uma enorme gama de classificações, podendo ser de extremamente baixa a extremamente rápida.

Escorregamentos ou deslizamentos: Este tipo de fenômeno é definido como um movimento descendente de uma massa coerente ou semi-coerente de solo ou rocha, ocorrendo predominantemente em superfícies de ruptura ou em zonas delgadas com consideráveis deformações cisalhantes. Inicialmente, o movimento não acontece simultaneamente ao longo de toda a superfície de ruptura, muitas vezes aumentando a partir de uma pequena área de falha local. Geralmente, os primeiros sinais de movimentação são trincas no terreno nas quais será formada a escarpa principal da superfície de ruptura. Essencialmente, estes movimentos podem ser divididos em escorregamentos rotacionais, translacionais ou compostos.

Deslizamentos rotacionais representam a movimentação da massa rompida ao longo de uma superfície curva ou côncava e ocorrem frequentemente em materiais homogêneos, o que é característico de muitos aterros (Figura 3-1(c));

Deslizamentos translacionais a massa rompida se desloca ao longo de uma superfície plana ou ondulada e para fora do terreno natural. Em geral, estes movimentos são substancialmente mais rasos que escorregamentos rotacionais, em que a profundidade seja cerca de 10 vezes menor que o comprimento da massa deslocada. Neste tipo de movimento de massa, a ruptura se localiza normalmente em descontinuidades do maciço ou no encontro de solo e rocha (Figura 3-1(d));

Deslizamentos compostos englobam movimentos que possuem uma condição intermediária. Tipicamente observa-se o afundamento de blocos próximo a escarpa de ruptura (grabens). Indicando a presença de camadas de baixa resistência em maiores profundidades.

Escoamentos (*Spreads*): O termo *spread* é definido na literatura como a extensão de um material coesivo ou uma massa de solo combinada com um movimento geral de subsidência da massa fraturada de material coesiva dentro de um material inferior mais frágil. Ao contrário dos movimentos de massa previamente citados, este tipo de movimento não apresenta uma superfície de ruptura de intensa sollicitação cisalhante (Figura 3-1(e)). Os escoamentos são originados pela liquefação do material mais frágil, a partir da desintegração do material mais resistente e ocasionando um efeito extremamente lento e de grande extensão de espalhamento do material inferior juntamente com o material superior desintegrado.

Fluxo ou Corridas (*Flows*): As corridas são movimentos de massa espacialmente contínuos nos quais as superfícies de cisalhamento são bastante próximas umas das outras e não são preservadas. A distribuição de velocidades ao longo da massa lembra a de um fluido viscoso (Figura 3-1(f)). Há uma gradação que depende do teor de umidade, da mobilidade e da evolução dos movimentos. A velocidade do movimento está diretamente ligada a quantidade de água presente na massa rompida.

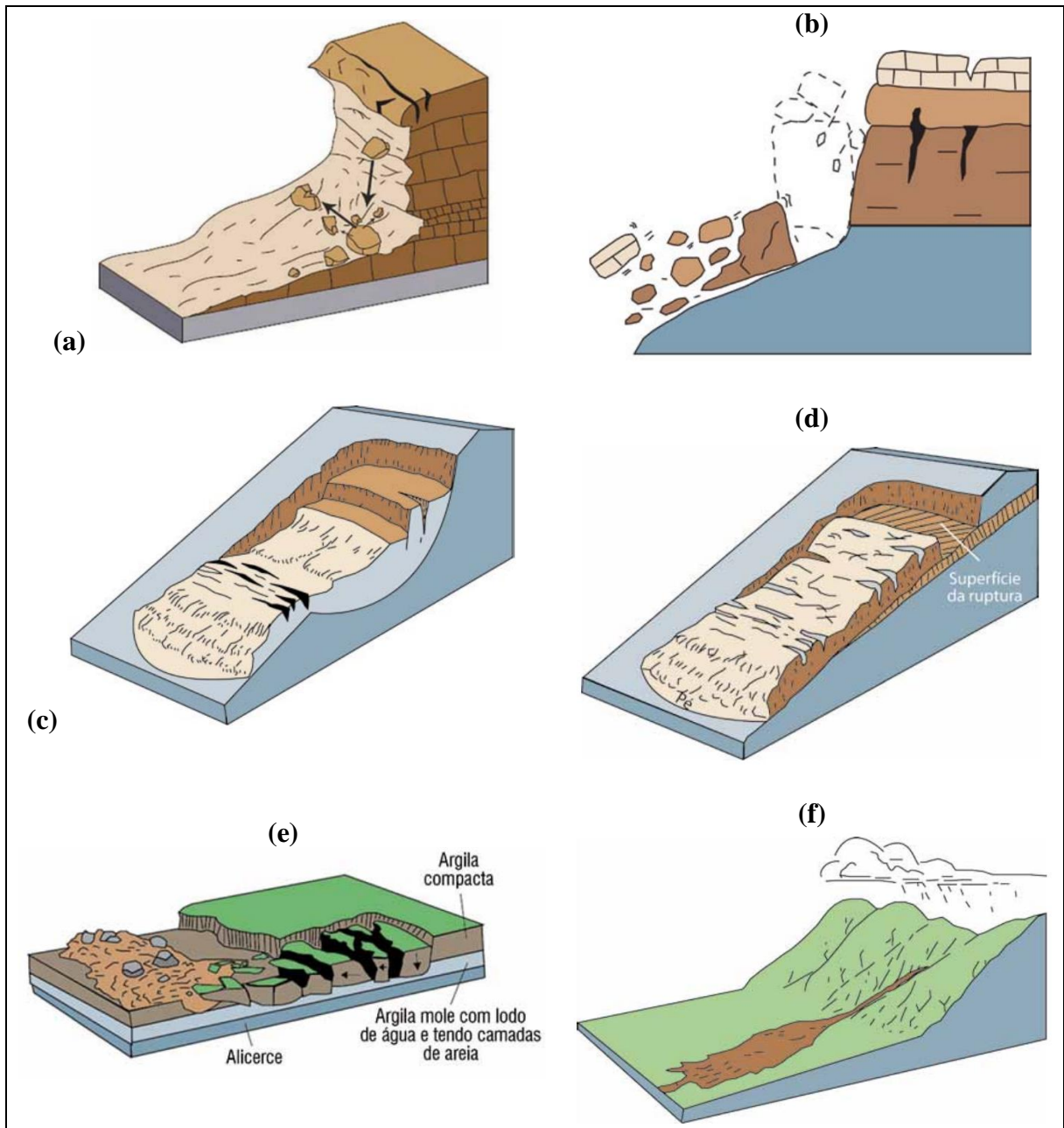


Figura 3-1: Principais tipos de movimentos de massa. (a) quedas; (b) tombamentos; (c) deslizamento rotacional; (d) deslizamento translacional; (e) escoamentos; (f) fluxos ou corridas (adaptado de HIGHLAND e BOBROWSKY, 2008)

Outro aspecto fundamental na análise de movimentos de massa, mas também diretamente ligado ao possível dano que este pode trazer consigo é a velocidade do movimento. Movimentos que envolvem grandes volumes de solo, mas em baixa velocidade, permitem a fuga da área atingida e até mesmo a construção de estruturas de intervenção no local. Entretanto, movimentos de grandes velocidades, mas com baixos volumes de material, podem gerar destruições irremediáveis, tanto em função da energia envolvida ao longo do processo de

instabilização quanto pelo pequeno tempo para fuga de pessoas da área atingida e para adoção de medidas emergenciais (HEIDEMANN, 2011).

Cruden e Varnes (1996), baseando-se na categorização proposta por Varnes (1978), apresentam 7 classes de velocidades e as associam com a significância destrutiva que cada uma delas pode apresentar. Logicamente, as velocidades estão diretamente relacionadas com os tipos de movimentos de massa induzidos e com as condições locais de relevo. Esta classificação está apresentada na Tabela 3-3, exposta a seguir:

Tabela 3-3: Classes de velocidade de movimentos de massa e prováveis significâncias destrutivas (adaptado de CRUDEN e VARNES, 1996)

Classe	Descrição	Velocidade (mm/s)	Velocidade típica	Provável significância destrutiva
7	Extremamente Rápido	5×10^3	5 m/s	Catástrofe muito violenta; construções destruídas; muitas mortes; difícil fuga
6	Muito Rápido	5×10^1	3 m/min	Algumas mortes; velocidade elevada para permitir todas pessoas a escapar
5	Rápido	5×10^{-1}	1,8 m/mês	Evacuação da área possível; destruição de bens, estruturas e equipamentos
4	Moderado	5×10^{-3}	13 m/mês	Algumas estruturas temporárias e insensíveis a movimentos podem ser mantidas
3	Lento	5×10^{-5}	1,6 mm/ano	Permite, em algumas condições, o conserto de estruturas atingidas
2	Muito Lento	5×10^{-1}	16 mm/ano	Algumas estruturas não são afetadas pelo movimento
1	Extremamente Lento	5×10^{-1}	16 mm/ano	Imperceptíveis sem monitoramento; possível precauções em construções

Para uma completa classificação de movimentos de massa, outro ponto notável nesta definição é a atividade do movimento, sendo este termo dividido em estado, distribuição e estilo da atividade. A atividade representa, basicamente, se o talude se encontra ou não em movimento e, caso este tenha cessado, em que situação de estabilidade ele se encontra.

O estado de atividade de um movimento de massa descreve de forma temporal o que é conhecido sobre uma movimentação. Este termo pode ser classificado nos estados ativo (movimento está em ocorrência); reativado (ativo novamente após um período de inatividade e geralmente acontecem em superfícies de falha pré-existentes); suspenso (movimento cessado,

mas por uma situação eventual); inativo (movimentos cessados há mais de um ciclo anual desde a última movimentação), este que pode ser dividido em dormente (quando as causas do movimento ainda estão aparentes), abandonado (quando o agente causador do movimento deixa de agir sobre o talude de forma natural) e estabilizado (quando o talude está protegido dos agentes causadores de movimentos de massa).

A distribuição de atividade em um movimento de massa possui 7 definições possíveis, propostas por Varnes (1978), sendo elas:

1. Em avanço: superfície de ruptura está se estendendo na direção do movimento;
2. Regressiva: a superfície de ruptura está se estendendo contra a direção do movimento;
3. Com alargamento: a superfície de ruptura está se estendendo em uma ou duas margens laterais;
4. Com ampliação: a superfície de ruptura está se estendendo continuamente de forma que o volume de material deslocado cresça;
5. Confinada: quando a superfície de ruptura não é visível no pé do talude, gerando compressão ao material rompido;
6. Com diminuição: o volume de massa deslocada está diminuindo com o tempo;
7. Em movimento: quando o material deslocado continua a se movimentar, mas não há mudanças evidentes na superfície de ruptura.

O estilo de um movimento de massa representa a maneira com a qual diferentes processos de instabilização contribuem para o movimento, e podem ser definidos da seguinte forma:

1. Complexo: movimentos de massa que abrangem ao menos dois tipos distintos de movimento;
2. Composto: proposto para definir movimentos de massa em que dois tipos distintos de movimentação ocorrem em áreas diferentes da massa instabilizada, podendo ocorrer simultaneamente;

3. Múltiplo: representa o acontecimento de uma sequência de movimentos de massa do mesmo tipo, geralmente ocasionando o alargamento da superfície de ruptura;
4. Sucessivo: idêntico ao termo múltiplo, mas ao contrário deste, não permite o compartilhamento da massa deslocada ou da superfície de ruptura;
5. Simples: definido como um movimento de massa único.

Conforme foi descrito no início deste item, os sistemas de classificação de movimentos de massa encontrados na literatura mundial, apesar de amplamente aceitos, possuem uma visão tipicamente europeia e americana dos processos de instabilização de taludes, baseados fundamentalmente nos históricos de eventos desses locais, considerando condições morfológicas, geológicas e climáticas que muitas vezes são muito diferentes das observadas no Brasil. Diante disso, Augusto Filho (1992) apud Heidemann (2011), tomando como base o histórico de ocorrência de movimentos de massa no País, sugere uma metodologia de classificação aplicável nacionalmente. Esta classificação separa os movimentos de massa em quatro grupos principais, em função das características da movimentação, dos materiais geotécnicos envolvidos e da geometria dos processos, conforme observa-se na Tabela 3-4:

Tabela 3-4: Classificação de movimentos de massa (AUGUSTO FILHO, 1992 apud HEIDEMANN, 2011)

Processos	Características do movimento, dos materiais e da geometria
Rastejo (Creep)	<ul style="list-style-type: none"> - vários planos de deslocamento (internos); - velocidades muito baixas a baixas (cm/ano) e decrescentes com a profundidade; - movimentos constantes, sazonais ou intermitentes; - envolvem solos, depósitos, rochas alteradas ou fraturadas; - geometria indefinida.
Deslizamentos (Slides)	<ul style="list-style-type: none"> - poucos planos de deslocamento (externos); - velocidade média (m/h) a alta (m/s); - pequenos e grandes volumes de material; <p>Planares: Solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza.</p> <p>Circulares: Solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas.</p> <p>Em cunha: Solos e rochas com dois planos de fraqueza.</p>
Quedas (Falls)	<ul style="list-style-type: none"> - sem planos de deslocamento; - movimento em queda livre ou em plano inclinado; - velocidades muito altas (vários m/s) - envolve materiais rochosos em pequenos a médios volumes; - geometria variável (lascas, placas, blocos).
Corridas (Flows)	<ul style="list-style-type: none"> - muitas superfícies de deslocamento (internas e externas); - movimento semelhante a um líquido viscoso; - desenvolvimento ao longo das drenagens; - velocidades médias a altas; - envolve solos, rochas, detritos e água em grandes volumes; - extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas.

3.3 CAUSAS QUE INDUZEM MOVIMENTOS DE MASSA

Movimentos de massa muitas vezes podem ser desencadeados por um conjunto de fatores e a relevância de cada um destes fatores em um determinado problema está relacionada com os tipos de materiais geotécnicos presentes no subsolo, bem como os aspectos geomorfológicos e climáticos de um determinado talude. Terzaghi (1950) apud Bressani (2007) definiu as causas que induzem os movimentos de massa em fatores internos e externos, criando uma classificação de simples entendimento (Tabela 3-5)

Tabela 3-5: Fatores que induzem movimentos de massa (TERZAGHI, 1950 apud BRESSANI, 2007)

Fatores externos	Fatores internos
1) Mudanças de geometria (cortes, erosão no pé, aumento da inclinação)	1) Progressão da ruptura
2) Acréscimo de carregamentos	2) Intemperismo
3) Descarregamentos (alívio de tensões)	3) Erosão interna (fluxos concentrados)
4) Choques e vibrações (explosões, terremotos)	4) Mudança de fluxo subterrâneo
5) Rebaixamento do nível freático	
6) Mudanças no regime de precipitações e infiltrações no subsolo	

Cruden e Varnes (1996) também elaboraram um sistema de classificação através da divisão dos agentes causadores em cinco principais aspectos, podendo ser de caráter geológico-geotécnico (materiais do subsolo, descontinuidades, contrastes de rigidez, fraturas preenchidas por água, etc.); morfológico (mudanças na geometria do terreno); físico (chuvas, terremotos, degelo, temperatura); químico (intemperismo químico, pH das águas) e antrópico (escavação do talude, carregamentos na crista, desmatamento, mineração). Entretanto, movimentos de massa podem ter muitas causas, mas somente um deflagrador (VARNES, 1978). Estes mecanismos representam um estímulo externo, como uma chuva intensa, terremotos, vulcanismo, fluxos erosivos, que resultam em um aumento súbito nos níveis de tensão e desencadeiam processos instabilizantes em taludes (CRUDEN e VARNES, 1996).

4 ANÁLISE DE RISCO E PROBABILIDADE DE RUPTURA EM ESTABILIDADE DE TALUDES

Para análises de estabilidade de taludes, normalmente se aplica o método de equilíbrio limite para a obtenção de um fator de segurança aceitável para cada projeto de engenharia e assumindo uma falha iminente para valores menores que a unidade. Como exercício usual em projetos de taludes, as análises de estabilidade são executadas por meio de métodos determinísticos, que utilizam uma média dos parâmetros de entrada, trazendo consigo uma série de incertezas devido às variabilidades existentes na obtenção destes parâmetros. A análise determinística em estudos de estabilidade leva em conta apenas o cálculo de um fator de segurança (FS), tomado como uma razão simples entre o valor de esforços resistentes e o valor de esforços instabilizantes. Muitas vezes, este procedimento resulta em valores que acabam não sendo representativos a realidade do problema, já que diante desta abordagem não é possível quantificar a probabilidade de falha do sistema ou o nível de risco associado ao projeto.

A fim de quantificar as origens das incertezas envolvidas em um projeto geotécnico para determinar um grau de confiabilidade para um talude, foram introduzidas teorias e métodos de análises probabilísticas aplicados à geotecnia. Esta forma de análise de estabilidade busca, dentre outras coisas, uma perspectiva de seleção de um fator de segurança apropriado para aplicações particulares e de avaliação da variabilidade dos parâmetros de entrada diante das suas naturezas. Sendo possível, assim, associar ao projeto um fator de segurança tido como uma distribuição de probabilidades, podendo um percentual de probabilidade de ruptura ser incorporado ao projeto de estabilidade, bem como analisar o risco iminente ao talude.

4.1 INCERTEZAS ASSOCIADAS À GEOTECNIA

Conforme apresentado por Bressani e Costa (2007), na geotecnia as incertezas possuem suas origens em:

- Carregamentos futuros e eventos ambientais que não podem ser previstos com certeza, como terremotos, frequência e proporção de eventos de chuva, poro-pressões e forças de percolação;

- Variabilidade espacial dos materiais geotécnicos e de suas propriedades, já que muitas vezes são feitas extrapolações a partir de resultados de campanhas de investigação. Esta prática, corriqueira na engenharia geotécnica, leva consigo um grau de incerteza elevado, pois é possível que anomalias geológicas se façam presentes sem que sejam identificadas durante o plano de investigação de subsolo;
- Erros presentes nos modelos analíticos, introduzidos por aspectos de simplificação da teoria e aproximações de cálculo numérico.

Devido a isto, é necessário ampliar o conhecimento do local e a quantidade de informações disponíveis para que o grau de influência das incertezas seja amortecido.

4.2 ANÁLISE DETERMINÍSTICA x ANÁLISE PROBABILÍSTICA DE ESTABILIDADE DE TALUDES

Conceitualmente, a análise determinística é definida como uma análise quantitativa expressa sob a forma de um FS, expresso pela razão entre o somatório de esforços estabilizantes e o somatório de esforços instabilizantes. De certa forma, o valor do FS expressa o quão aceitável podem ser considerados os valores de esforços no talude para que ele continue estável. Silva (2015) define que para o cálculo dos esforços é necessária a utilização dos parâmetros de resistência do solo a partir de ensaios realizados em campo e/ou laboratório. Com isso, como forma de garantir a segurança em meio às incertezas, adotam-se julgamentos conservadores das propriedades do solo. Além disso, na abordagem determinística para a análise de estabilidade utiliza-se uma estimativa dos valores de cada parâmetro de entrada. Apesar de sua ampla aceitação nas últimas décadas, sabe-se que na natureza as propriedades dos materiais variam e acabam contradizendo a fixação de um valor numérico para a relação entre os esforços resistentes e atuantes.

Amplamente adotada na geotecnia (nas áreas de fundações, estabilidade de taludes e estruturas de contenção), este tipo de análise está diretamente ligado ao julgamento de engenheiros baseado em suas experiências críticas, fazendo com que este julgamento seja o gerenciador de muitas incertezas inerentes na solução de problemas geotécnicos. Em algumas situações, a aplicação deste modelo de análise faz com que o FS não seja representativo em termos de confiabilidade, já que este é um valor fixo e não leva em conta as variabilidades presentes nos parâmetros de entrada (topografia, geologia, resistência ao cisalhamento, etc.).

Conforme descrito por Whitman (1984) em sua Terzaghi Lecture, uma situação comum envolve tensões calculadas e aceitáveis, assumindo um valor de FS maior que a unidade para trabalhar contra a possibilidade de que os esforços atuantes sejam maiores que os esforços resistentes (em função de aproximações no cálculo ou cargas não consideradas). No caso de adoção de procedimentos cuidadosos para determinação da capacidade, para definição dos carregamentos e para processar os cálculos, então o FS possui um valor preciso, apesar de que o número por si só revele pouco sobre a possibilidade de ocorrência de ruptura. Entretanto, muitas vezes estas etapas não são bem definidas ou sequer seguidas uniformemente por todos engenheiros. Por exemplo, na seleção de esforços aceitáveis em um talude de solo, alguns engenheiros usariam a média dos valores de resistência medidos. Entretanto, quando deparado com um projeto diferente, os mesmos engenheiros podem mudar a abordagem previamente utilizada. Assim, dois taludes com um mesmo valor de FS podem, na prática, estarem sujeitos a diferentes possibilidades de falha.

Ao contrário da análise determinística de estabilidade de taludes, a abordagem probabilística reconhece as incertezas dos parâmetros de entrada e dos modelos de previsão. Os parâmetros são tomados como variáveis aleatórias que podem assumir qualquer valor dentro de um intervalo associado a uma distribuição de probabilidades, com média e desvio padrão. Assim sendo, obtém-se um intervalo de resultados possíveis e suas respectivas probabilidades (COSTA, 2005).

Como um amplo campo da matemática, a probabilidade possui muitas possibilidades de aplicação a partir da sua teoria. Whitman (1984) define que, para a geotecnia, os conhecimentos de probabilidade são oportunos para as seguintes áreas de interesse da engenharia geotécnica:

- Otimização de investigação, exploração e caracterização. Como na precisa locação de pontos de investigação a fim de minimizar as chances de ocultar a presença de zonas de fraqueza em solos ou maciços rochosos;
- Teoria da confiabilidade, propiciando uma forma de avaliar a segurança de cada componente ou subestrutura de uma maneira consistente;
- Aperfeiçoar o processo de dimensionamento diante das incertezas, que levam em conta o conhecimento incerto dos carregamentos e do comportamento dos materiais geotécnicos;

- Avaliação de risco, envolvendo um campo de conceitos e procedimentos não apenas de engenharia, mas montando relações para o estudo de estruturas, equipamentos e das formas de ruptura.

A análise probabilística de taludes é realizada fazendo uso de métodos de equilíbrio limite para cálculos de estabilidade, mas ao mesmo tempo considerando a variabilidade dos parâmetros de entrada. A partir disso, é possível gerar uma função de distribuição de probabilidades do FS e, assim, avaliar a confiabilidade dos resultados e a probabilidade de falha do sistema geotécnico estudado.

4.3 ESTIMATIVA DE PROBABILIDADE DE RUPTURA

Whitman (1984) descreve que uma das principais barreiras para os engenheiros geotécnicos aplicarem as ideias dos métodos probabilísticos na análise de estabilidade de taludes é a linguagem matemática característica das teorias de probabilidade. Assim como em qualquer outro campo do conhecimento, matemáticos desenvolveram uma linguagem específica repleta de palavras e termos que trazem pouco significado para iniciantes.

Para que seja obtida uma análise mais precisa e racional de risco, é necessária recorrer a determinação das incertezas de maneira mais palpável e objetiva. Para isso, procedimentos estatísticos e probabilísticos são usados por engenheiros na análise de segurança dos projetos geotécnicos.

4.3.1 Método de Monte Carlo

Se comparado aos demais métodos de estimativa de probabilidades de ruptura, o método de Monte Carlo é vantajoso no que se refere à obtenção de uma curva de convergência da probabilidade de falha, a permissão do uso de diferentes tipos de distribuições probabilísticas, além de proporcionar simulações com diferentes camadas de solo e correlações entre as variáveis envolvidas no processo (APAZA e BARROS, 2014).

Este modelo de cálculo assume cada parâmetro de influência no cálculo do FS como uma variável aleatória e com distribuição normal de frequência. Foi muito difundido com os avanços computacionais, já que implica no cálculo de inúmeras combinações de valores dos parâmetros de entrada. Adotando um modelo de cálculo de estabilidade qualquer (Spencer, por exemplo),

faz-se uma série de análises, em cada uma é atribuído um valor a cada variável aleatória a partir de sua distribuição de probabilidades. Com a realização de um grande número de simulações, é possível construir um histograma com todos os dados armazenados, determinando uma distribuição de probabilidade do FS e, conseqüentemente, da probabilidade de falha do sistema, em função da sua frequência de ocorrência nos resultados, conforme pode ser observado na Figura 4-1.

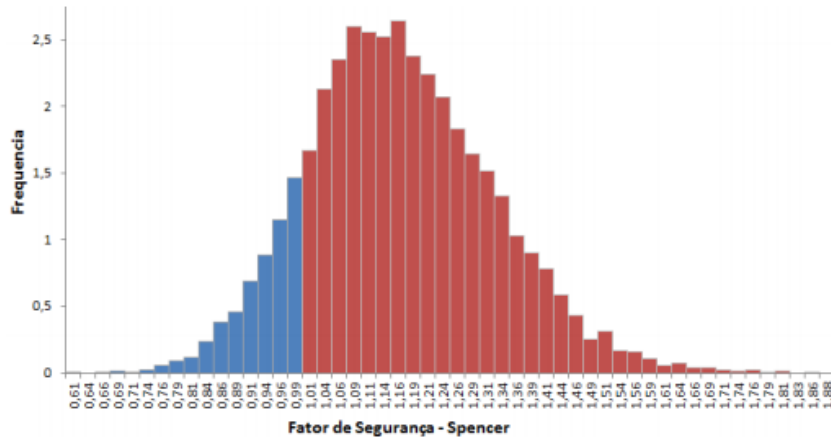


Figura 4-1: Gráfico de distribuição de probabilidades do FS (APAZA e BARROS, 2014)

Conforme Apaza e Barros (2014), o método de Monte Carlo possui dois aspectos fundamentais. Um deles é que, em função da quantidade de simulações realizadas, muitas vezes é viável adotar uma superfície de ruptura fixa para todos os cálculos (EL RAMLY, 2001; apud APAZA e BARROS, 2014), já que a procura da superfície crítica para cada conjunto de valores de parâmetros de entrada oferece um esforço computacional significativo. O segundo aspecto importante diz respeito a quantidade de iterações, pois quanto maior o número de iterações realizadas, maior será a acurácia dos resultados. A Figura 4-2 apresenta a influência deste aspecto na convergência deste método de cálculo.

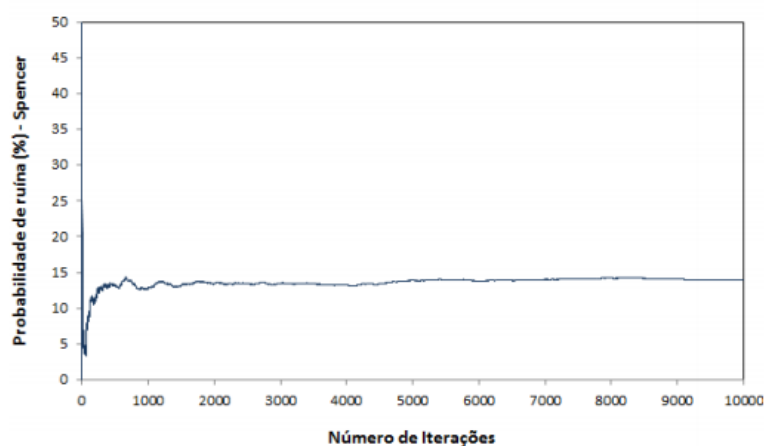


Figura 4-2: Gráfico de convergência de probabilidade (APAZA e BARROS, 2014)

4.3.2 Teoria da confiabilidade

Dentre as teorias mais aplicáveis na engenharia geotécnica encontra-se a teoria da confiabilidade. Esta fundamentação baseia-se na avaliação tanto da função de densidade de probabilidades da capacidade resistente do material geotécnico quanto dos carregamentos aos quais o sistema estará submetido (WHITMAN, 1984). A Figura 4-3 expõe de maneira mais elucidativa a ideia desta teoria:

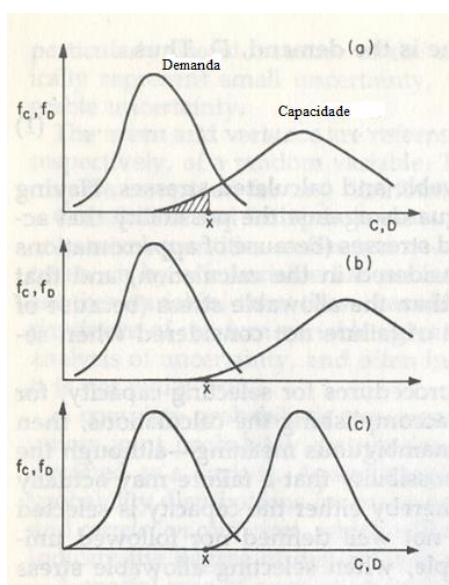


Figura 4-3: Sobreposição de distribuições de probabilidades de Demanda e Capacidade. (a) sobreposição comum; (b) aumento da diferença entre as médias; (c) queda no valor de desvio da função capacidade. (adaptado de WHITMAN, 1984)

Nota-se que, mantendo a função de densidade de probabilidades dos carregamentos fixa, a probabilidade de falha cai conforme (b) a diferença entre as médias aumenta; ou (c) a incerteza na resistência do material diminui. Sendo assim, é possível afirmar que qualquer ação que reduza a sobreposição entre as funções faz com que a probabilidade de falha diminua consequentemente.

A ideia da teoria da confiabilidade baseia-se em uma função de desempenho, como o FS de um talude, que varia como uma função das variáveis aleatórias de carregamentos e resistências. É possível realizar a análise de confiabilidade através do cálculo do índice de confiabilidade ou nível de confiança (β), uma função de desempenho capaz de expressar a segurança contra a ruptura ao invés à probabilidade de falha. Ao mesmo tempo, é função de um valor médio relativo a FS (μ) que é relacionado com o desvio padrão da função de desempenho FS (σ_{FS}) e resulta em um valor de segurança relativa as incertezas do problema, conforme Equação 1:

$$\beta = \frac{[\mu-1]}{\sigma_{FS}} \quad \text{Equação 1}$$

Considerando uma distribuição normal de frequências, a Figura 4-4 mostra a relação fixa entre β e a probabilidade de ruptura.

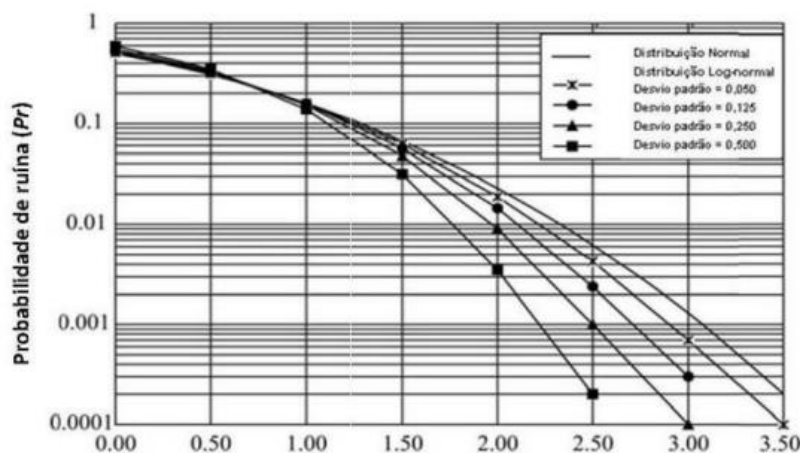


Figura 4-4: Relação entre probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade para diferentes tipos de distribuições de FS (adaptado de DELL'AVANZI e SAYAO (1998) apud APAZA e BARROS, 2014)

4.4 ANÁLISE DE RISCO GEOTÉCNICO

Em sua essência, a palavra risco refere-se a um acontecimento futuro e é a medida de danos ou prejuízos potenciais ao homem, expressa em termos de probabilidade. O risco geotécnico,

segundo Cruden e Fell (1997) apud Costa e Bressani (2007), pode ser definido como a medida da probabilidade e severidade de um efeito adverso para a saúde, propriedade ou meio ambiente, sendo normalmente estimado quantitativamente pelo produto “probabilidade x consequência”.

Para um entendimento completo e preciso dos processos envolvidos na análise e estimativa de riscos geotécnicos, é fundamental a assimilação de certos elementos. Os conceitos básicos aplicáveis a riscos geotécnicos podem ser descritos conforme os itens a seguir, segundo Fell (1994) apud Costa e Bressani (2007):

1. Classificação: descrição da natureza do evento instabilidade ou potencial evento de instabilidade (ruptura planar, corrida de detritos, queda de blocos, etc.);
2. Magnitude (M): volume em m³ original da massa instabilizada;
3. Probabilidade (P): probabilidade de ocorrência de um evento de instabilidade ocorrer em um dado período de tempo (em geral um ano);
4. Perigo (*Hazard*): descrição da magnitude e da probabilidade de ocorrência evento de instabilidade ($H=M \times P$);
5. Vulnerabilidade (V): grau de perda para um dado elemento dentro de uma área afetada pelo evento de instabilidade. Representado por uma escala de 0 (sem danos) a 1 (perda total). Também descrito como a probabilidade que uma vida seja perdida dada a ocorrência do evento de instabilidade;
6. Risco específico (*Specific Risk* – RS): tomado como a relação de probabilidade (P) x vulnerabilidade (V);
7. Elementos em risco (E): definido como a população, propriedades e atividades econômicos em áreas potencialmente afetadas por eventos de instabilidade;
8. Risco total (*Total Risk* – RT): com a ocorrência de um evento de instabilidade, é o número esperado de vidas perdidas ou feridos, propriedades danificadas ou perdas na atividade econômica ou ambiental. Representado pelo produto do risco específico (RS) com os elementos de risco (E) de todas instabilidades e potenciais instabilidades

4.4.1 Análise qualitativa de risco

Este tipo de abordagem para identificação de riscos associados a movimentos de instabilidade em estabilidade de taludes adota um viés bastante empírico e subjetivo. O procedimento envolvido neste tipo de análise busca delimitar espacialmente o setor de risco, avaliar a suscetibilidade deste setor, relacionar a uma magnitude das consequências em potencial e, assim atribuir um nível de risco ao setor. Além disso, este método é aconselhável apenas para situações em que se exijam estudos mais aprofundados sobre o tema de análise de risco e garantam uma ordenação palpável em relação a classificação dos elementos da análise (COSTA e BRESSANI, 2007). Definir as condicionantes de forma concisa faz com que a análise seja encaminhada a avaliações relativamente confiáveis, apesar da subjetividade natural deste método.

Costa e Bressani (2007) ainda exibem uma classificação tanto de suscetibilidade quanto de danos em processos de movimentos instáveis em taludes. Para uma análise qualitativa, ambas classificações são indispensáveis e, muitas vezes, acabam gerando resultados intangíveis, já que implicam dificuldades na hierarquização de classes semelhantes de suscetibilidade, número de moradias e vulnerabilidade, conforme Tabela 4-1 e Tabela 4-2.

Tabela 4-1: Classificação de suscetibilidade de ocorrência de processos de instabilização em taludes (COSTA e BRESSANI, 2007)

Suscetibilidade	Descrição
S4 – Muito Alta	Estágio avançado de instabilidade, havendo uma elevada probabilidade de ocorrência de um evento destrutivo em um período de um ano
S3 – Alta	Identifica-se a existência de um processo instável em andamento, com média probabilidade de evento destrutivo em um ano
S2 – Média	Há condições para que processos de instabilização possam se desenvolver, mas sem a existência de indícios de movimentação. Portanto, baixa probabilidade de ocorrência de eventos destrutivos em um ano
S1 - Baixa	Setor analisado em condições de estabilidade, não são detectadas condições para o desenvolvimento de instabilizações no local

Tabela 4-2: Vulnerabilidade x Numero de moradias (COSTA e BRESSANI, 2007)

Número de Moradias	Vulnerabilidade		
	Pequena	Media	Grande
Pequeno	C1	C2	C3
Médio	C4	C5	C6
Grande	C7	C8	C9

4.4.2 Análise quantitativa de risco

Ao contrário das observações subjetivas características de análises qualitativas de risco, as análises quantitativas fazem o uso de valores numéricos, tanto para avaliação de consequências ou danos de um movimento de instabilidade quanto para a avaliação dos níveis de probabilidade associados aos mecanismos de ruptura. Apesar de implicar em procedimentos mais trabalhosos que a análise qualitativa, quantificar numericamente as probabilidades de ocorrência instabilidades e as suas consequências exigem a elaboração de um modelo de risco que aborda estas duas partes da análise. Porém, há uma hierarquização mais profunda das situações de risco e possibilita avaliar o benefício associado a possíveis medidas de intervenção para garantia de estabilidade (COSTA e BRESSANI, 2007).

4.5 ANÁLISE DE RISCO GEOTÉCNICO EM TALUDES DE OBRAS LINEARES

Tomando como base o trabalho de Alves (2014), que sugere uma metodologia para análises de riscos geotécnicos em taludes ferroviários, mais aplicável para a Estrada de Ferro Vitória-Minas, este item traz uma visão de análise de risco geotécnico destinada a obras lineares, como rodovias e ferrovias, aplicável ao escopo do presente trabalho.

A análise de risco geotécnico em trechos de ferrovias e/ou rodovias possui algumas peculiaridades se comparada com análises tradicionais de estabilidade de taludes. Em função da natureza do problema, que traz consigo características de linearidade de grande extensão, é muito difícil conseguir associar um modelo único para toda a extensão de um problema desse porte. Assim, determina-se a necessidade do desenvolvimento de uma metodologia que aborde especificamente as condições do domínio de uma obra tipicamente linear e de grande extensão, para que sejam identificados o diagnóstico, a natureza e as potenciais consequências de movimentos de massa ao longo da via.

A abordagem sugerida como metodologia aplicável a análise de risco da Estrada de Ferro Vitória-Minas segue os preceitos estabelecidos pela metodologia TMD – Trecho, Modelo,

Desempenho, proposta por Gomes (2009) apud Alves (2014). Os principais conceitos que conduzem esta metodologia de análise são definidos na Tabela 4-3.

Tabela 4-3: Princípios metodologia TMD

T (Trecho)	<ul style="list-style-type: none"> • Prévia subdivisão da via em setores ou trechos de referência, a partir da divisão dos domínios geológico-geotécnicos observados ao longo de sua extensão
M (Modelo)	<ul style="list-style-type: none"> • Especificações das propriedades mecânicas almeçadas ou admissíveis para os materiais ou estruturas; • Necessidade de cadernos de encargos que especifiquem valores mínimos, médios e critérios de aceitabilidade, baseando-se nos tipos e na quantidade de ensaios executados;
D (Desempenho)	<ul style="list-style-type: none"> • Estabelecimento de técnicas de controle e monitoramento do trecho para confirmar as características pré-estabelecidas; • Elaborar análises de risco para a ordenação dos domínios de risco e planejamento das medidas de manutenção ou intervenção.

Este modelo de análise de risco inicialmente foi proposto para dimensionamento de pavimentos ferroviários em vias de grande extensão. Porém, a sua fundamentação se mostra válida para a aplicabilidade em problemas de análise de risco geotécnico em taludes.

A metodologia TMD, conforme apresentado, é definida em três etapas distintas, mas intimamente ligadas entre si. A abordagem sugerida por Alves (2014) aplicou parcialmente o método TMD, considerando a fase de compartimentação geotécnica (Trecho – T) e a fase de controle e monitoramento para aferição dos critérios de diagnóstico, avaliação e hierarquização de taludes da Estrada de Ferro Vitória-Minas, contextualizando com potenciais problemas geotécnicos de curto e médio prazo em um contexto de gestão de risco (Desempenho – D). Aplicando estes fundamentos do método TMD, o trabalho apresenta uma proposição prática para análises de riscos em taludes ao longo de uma ferrovia, baseada na ponderação conjugada de fatores associados a parâmetros de suscetibilidade e de vulnerabilidade da via.

Alves (2014) realizou um cadastramento de taludes ao longo da extensão da ferrovia, os organizou sistematicamente em termos de diversos fatores de ponderação e os relacionou com perfil geotécnico, declividade, altura do talude e possíveis mecanismos de instabilização, e, com isso, foram elaborados modelos de comportamento geotécnico traduzidos em matrizes de eventos perigosos.

5 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

5.1 A Rodovia BR-386

A BR-386 é uma rodovia federal que possui uma extensão de aproximadamente 445 km, tendo como marco zero o município de Iraí, na divisa de Rio Grande do Sul e Santa Catarina e chegando à BR-116, em Canoas, assim sendo a principal forma de ligação entre a região metropolitana de Porto Alegre ao extremo noroeste do estado gaúcho. A área envolvida neste trabalho compreende materiais e aspectos geomorfológicos do trecho de serra BR-386, principalmente entre os municípios de Marques de Souza e Soledade, no Rio Grande do Sul (Figura 5-1).



Figura 5-1 – Representação do traçado da rodovia BR-386 (Wikipédia)

Além da importância em relação à densidade de fluxo para transporte de pessoas e escoamento de produção, a BR-386 é marcante por deter diversos nós de conexão para diversos pontos do Rio Grande do Sul. Conforme exposto por Zanchet (2013), o fluxo na via no Vale do Taquari no ano de 2013 era de aproximadamente 13.000 veículos dia. Diante do aumento da densidade de veículos na via e visando ampliar os níveis de segurança aos usuários, é eminente a existência de uma perspectiva de duplicação no trecho de serra da rodovia, que apesar de possuir pontos de terceira faixa, ainda não é duplicado.

Estudos de geotecnia, como movimentações de terra, diagnósticos de possíveis instabilidades de taludes de corte e dimensionamento de pavimentos são aspectos intrínsecos de obras de duplicação de rodovias. Medina (2006) ao tratar de aspectos geotécnicos em mecânica dos pavimentos enfatiza que estudos de geotecnia podem envolver várias formações geológicas

quando trata-se de projetos de pavimentos, diversas formas de terreno e grande variabilidade de solos. Diante disso, os procedimentos de investigação são substancialmente diferentes dos adotados para obras de fundações, de pontes e viadutos, por exemplo. Apesar disto, o presente trabalho restringiu-se a avaliar solos de dois pontos específicos que possuísem características geotécnicas relativamente recorrentes são trecho avaliado de cerca de 60 km da BR 386, entre o km 272 e o km 335.

5.2 FORMAÇÃO SERRA GERAL

O conhecimento geológico e dos processos de intemperismo envolvidos na formação dos materiais aflorantes na área de estudo possui um papel significativo no entendimento e na análise de suscetibilidade dos taludes existentes ao longo da rodovia BR-386. Todas as características de comportamento dos materiais geotécnicos presentes na região de interesse estão direta ou indiretamente relacionadas com a rocha de origem e com o tipo, a intensidade e o grau de sensibilidade da matriz rochosa aos processos intemperizantes.

5.3 GEOLOGIA GERAL

Geologicamente, a área envolvida no presente trabalho está inserida na Bacia Sedimentar do Paraná. Esta bacia possui uma área de aproximadamente 1,6 milhão de km², localizada na porção centro-leste da América do Sul e evidente na parte centro-sul do Brasil (do estado do Mato Grosso ao estado do Rio Grande do Sul), em um eixo de direção NE-SW. A evolução desta Bacia se deu durante parte das eras Paleozoica e Mesozoica (há cerca de 450 milhões de anos).

Segundo Milani et al (2007), a Bacia do Paraná pode ser fragmentada em seis unidades aloestratigráficas de segunda ordem, ou supersequências, sendo apresentadas simplificadamente na Figura 5-2 abaixo:

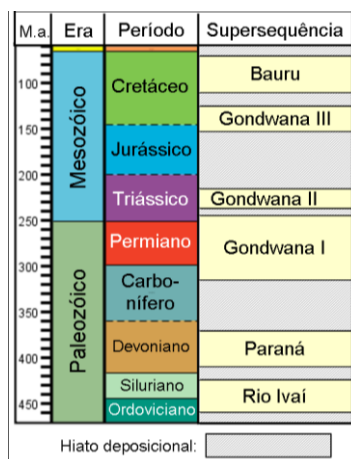


Figura 5-2 - Carta estratigráfica simplificada da Bacia do Paraná (adaptada de MILANI et al., 2007)

Conforme Almeida (1981) apud Rigo (2005), a evolução da Bacia do Paraná está associada a eventos de sedimentação em uma bacia sinforme e soerguimento e extrusão de lava devido ao intumescimento da crosta.

Especificamente no estado do Rio Grande do Sul, a Bacia do Paraná está presente na região centro-norte do estado (Figura 5-3), onde aflora a Formação Serra Geral, uma província magmática relacionada aos derrames e atividades intrusivas e que abrange o centro-sul do Brasil e partes de Paraguai, Argentina e Uruguai em uma área de cerca de 1.200.000 km² da Bacia do Paraná (MELFI et al., 1988 apud RIGO, 2005).

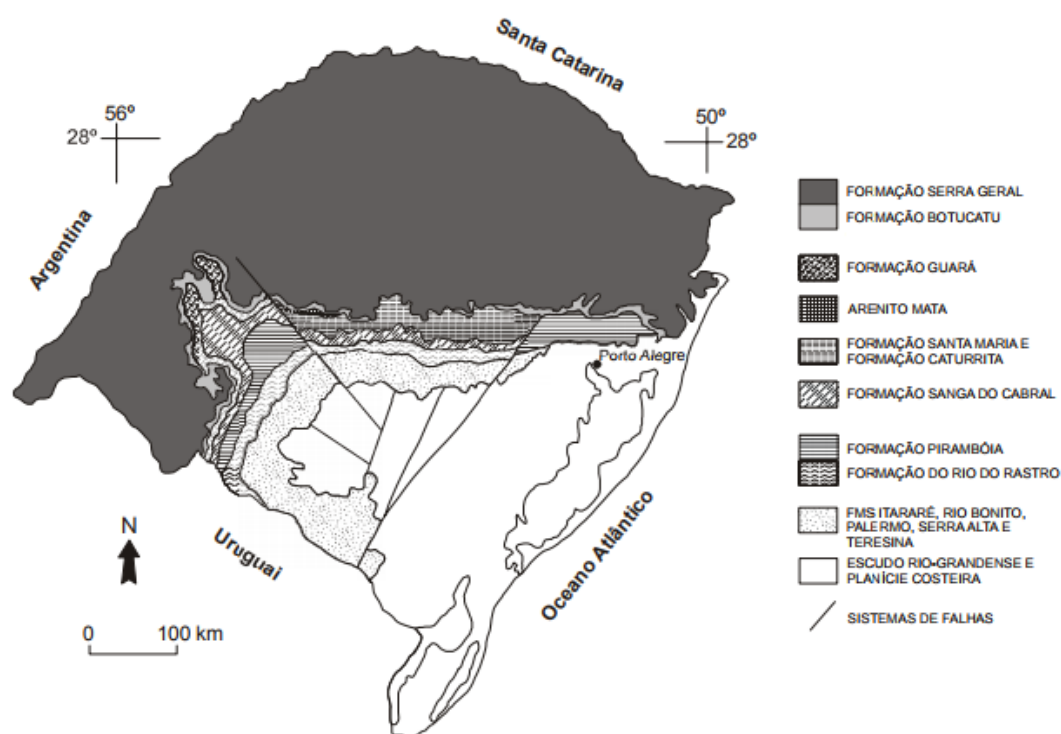


Figura 5-3 - Geologia da Bacia do Paraná no RS (adaptado de Rigo, 2005)

A Formação Serra Geral é uma unidade geológica relacionada a eventos vulcânicos na Bacia Sedimentar do Paraná ocorrente majoritariamente durante o período Cretáceo, há cerca de 130 milhões de anos, compondo a supersequência Gondwana III.

Especificamente no estado do Rio Grande do Sul, em sua porção norte, é evidenciada a presença das formações Botucatu e Serra Geral. A Formação Botucatu é marcada pela presença de um imenso campo de dunas a partir de deposição eólica e condições climáticas áridas. Sucediada pela deposição dos derrames característicos da Formação Serra Geral, os arenitos da Formação Botucatu foram gradativamente “abafados” pelo vulcanismo extrusivo de basaltos. Conforme descrito por Roisenberg e Viero (2002) apud Rigo (2005), o pacote vulcânico da Formação Serra Geral tem uma espessura total que varia entre 800 m e 1500 m e uma espessura média por derrame que varia de 10 m a 20 m.

No que se refere as supersequências, a Formação Serra Geral está contida na Gondwana III e seus derrames estão associados a ruptura do supercontinente Gondwana em processos de formação de riftes, relacionados com a formação do Atlântico Sul (MELFI et al., 1988 apud RIGO, 2005).

Em função das grandes dimensões da bacia do Paraná e da área de atuação do vulcanismo da Formação Serra Geral, observa-se uma diferença nas características entre derrames das porções Centro-Norte e Centro Sul da Bacia. Estes originaram rochas básicas e ácidas sem a presença significativa de fósforo, potássio e titânio, como basaltos e riolitos. Quimicamente, a predominância significativa no volume desta formação é de rochas básicas (cerca de 90%), mas também com a presença de adensitos (7%) e rochas ácidas como riolitos e riodacitos (cerca de 3%).

No Rio Grande do Sul os derrames básicos apresentam uma base relativamente fina e composta por uma zona vítrea e por uma zona de diaclasamento horizontal. A parte central do derrame apresenta um faturamento vertical colunar e com maiores espessuras. Os topos dos derrames são caracterizados por camadas de diaclasamento horizontal e por uma zona amigdalar. As espessuras de cada camada variam com cada derrame e as características de cada zona estrutural está basicamente relacionada com os resfriamentos gradativos do magma e com o choque do derrame com a base em que foi depositado (Figura 5-4).

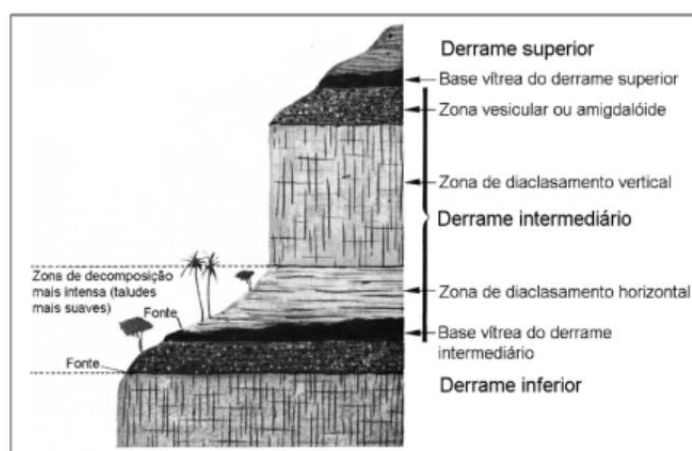


Figura 5-4: Perfil típico da formação Serra Geral (adaptado de LEINZ e AMARAL, 1978 apud RIGO, 2005)

5.4 INTEMPERISMO

Devido a presença de diferentes zonas estruturais nos derrames, há conseqüentemente uma variação nas velocidades e susceptibilidades ao intemperismo, tornando esse processo complexo e resultando em perfis irregulares, compreendendo solo orgânico, solo residual, solo saprolítico, rochas em diversos graus de alteração e rocha sã. Por apresentarem uma estrutura rochosa mais sensível a processos de intemperismo e por concentrarem áreas de drenagem, as zonas de base e topo dos derrames basálticos são locais com velocidades de alteração mais

rápidas se comparadas as observadas nas zonas intermediárias dos derrames. Este fato é um dos motivos que elucidam a existência de escarpas de rocha são bem definidas na morfologia da Formação Serra Geral no Rio Grande do Sul.

Muitas vezes, materiais coluvionares argilosos de espessuras maiores que 12 m são acumulados sobre este perfil de alteração, na base dos derrames. Ao mesmo tempo, solos residuais frequentemente aparecem em camadas maiores que 15m de espessura (PERAZZOLO, 2003). Diante disso, Bressani et al. (2001) apud Perazzolo (2003) define que os maiores riscos de instabilidades em taludes na Formação Serra Geral estão associados a rupturas de maciços rochosos ao longo das juntas com preenchimento de material argiloso, deslizamentos de solos residuais de materiais de alteração de rocha e escorregamentos rasos ou profundos envolvendo taludes de solo coluvionar.

5.5 ASPECTOS GERAIS DE SOLOS RESIDUAIS

Solos residuais são materiais geotécnicos originados de processos de decomposição *in situ* de material rochoso. Estes solos são encontrados em regiões de clima tropical, pois locais assim possuem condições climáticas que induzem maciços rochosos a buscarem condições de equilíbrio desencadeando processos termodinâmicos em resposta ao intemperismo ao qual são submetidos. Por não serem transportados dos locais de origem, solos residuais apresentam-se em perfis característicos, mostrando uma variação gradual entre solos sem qualquer semelhança direta com o material rochoso de origem, solos que conservam a estrutura da rocha, rocha alterada e rocha são.

Além da gênese ter contribuição fundamental na formação e no comportamento apresentado por solos residuais, estes materiais carregam traços singulares com extrema equivalência com o maciço primigênio. Esta particularidade traz consigo a formação de uma estrutura interna, a qual possui influência de duas componentes, a macro e a microestrutura.

Em termos de macroestrutura, solos residuais apresentam feições reliquias herdadas do maciço de origem, partículas de composição granulométrica variada em função dos graus de intemperismo alcançados, grãos quebradiços sob alteração, elementos de cimentação entre os contatos das partículas, redes de macroporos e não saturação nos macrovazios em forma de meniscos entre grãos. Já no âmbito microestrutural, solos residuais expõem agregações de

argilominerais, redes de microporos, saturação em grumos de partículas argilosas, compressibilidade e estocagem de água.

Em uma esfera de comportamento geomecânico, Rigo (2005) discute que o padrão comportamental de solos estruturados se caracteriza por uma rigidez inicial elevada anterior a efeitos de plastificação da estrutura (*Yield*), o que pode ser estudado comparando as propriedades do solo estruturado com as propriedades do mesmo solo reconstituído e desestruturado. Sandroni e Maccarini (1981) mostram resultados de ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial em amostras indeformadas de solos gnáissicos jovens (macroestrutura recente) e maduros (macroestrutura já sob efeitos de intemperismo) do Rio de Janeiro (Figura 5-5).

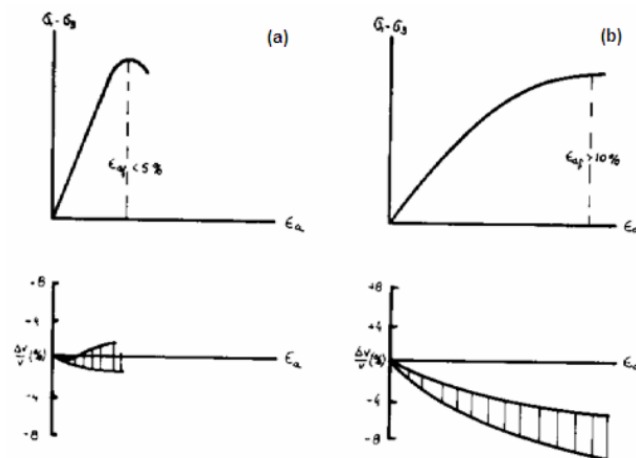


Figura 5-5 – Comportamento de solos residuais jovens (a) e maduros (b) em ensaios triaxiais (SANDRONI e MACCARINI, 1981)

Especificamente para solos residuais da Formação Serra Geral no Rio Grande do Sul, problemas de instabilidade nestes tipos de solo são condicionados muitas vezes pelo desenvolvimento de perfis de alteração irregulares. Nas bases e nos topos de derrames basálticos da Formação Serra Geral, áreas definidas como zonas de diaclasamento horizontal, a presença de material vítreo e de brechas vulcânicas acaba acelerando processos de intemperismo em função da mineralogia destes materiais e do acúmulo de água nestes locais. Sendo assim, é comum encontrar perfis alternados entre rocha sã, rocha alterada e espessas camadas de solos residuais decorrentes de alteração de brechas vulcânicas ou de rochas que sofreram alterações hidrotermais (Pinheiro et al., 2000).

Estima-se para a região de estudo que para cotas inferiores a cerca de 450m há a ocorrência de derrames vulcânicos pertencentes a Fácies Gramado e, acima deste valor, há a ocorrência de derrames pertencentes ao conjunto Fácies Caxias.

Na área de estudo é notável a presença de solos residuais e coluvionares. Cada um desses materiais associados a Formação Serra Geral no Rio Grande do Sul foram muito estudados em diversos aspectos no Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS, podendo citar Rigo (2005), Perazzolo (2003), Pinheiro (2000) e Silveira (2003). Diante disso, o presente trabalho trata com mais ênfase taludes com características associadas a estes dois tipos de materiais geotécnicos.

5.7 ASPECTOS GERAIS DE SOLOS COLUVIONARES

Lacerda e Sandroni (1985) definem colúvio como um depósito composto por blocos e/ou grãos de qualquer dimensão, transportados por gravidade e acumulados no sopé ou a qualquer distância de taludes mais íngremes ou escarpas rochosas. Os mesmos autores diferenciam colúvios do termo tálus, referindo que este último possui uma característica de uma massa de blocos acumulados no sopé de uma escarpa.

É corriqueira a ocorrência de massas coluvionares instáveis ao longo da região Leste-Sul do Brasil (Rio Grande do Sul ao norte do Espírito Santo). Colúvios são constituídos basicamente por solos que foram transportados por gravidade e não possuem qualquer tipo de relação estrutural com a rocha de origem. No que tange seu principal processo de formação, colúvios são o resultado de sucessivos deslizamentos que percorrem pequenas distâncias a partir do ponto de partida. Massas coluvionares em geral possuem semblantes caóticos em função de diferentes modos de deposição, e também de acordo com a remoldagem de material a cada evento de instabilidade. Geralmente apresentando índices de vazios maiores que do solo residual de origem. Em alguns casos, colúvios podem ter origem em deslizamentos de uma massa residual ao longo de uma camada de baixa resistência e, assim, resultando em um depósito praticamente indistinguível do solo residual inicial (Lacerda et al., 2004).

Em termos de resistência ao cisalhamento, materiais coluvionares e residuais diferem em um ponto chave. Enquanto solos residuais saturados exibem comportamento dilatante geralmente para tensões normais de até 200 kPa, solos coluvionares geralmente apresentam comportamento dilatante para tensões normais de até 50 kPa em ensaios de cisalhamento direto (Figura 5-7).

Este fator elucidado por que deslizamentos em solos residuais são súbitos e em solos coluvionares são lentos e graduais. (Lacerda et al., 2004).

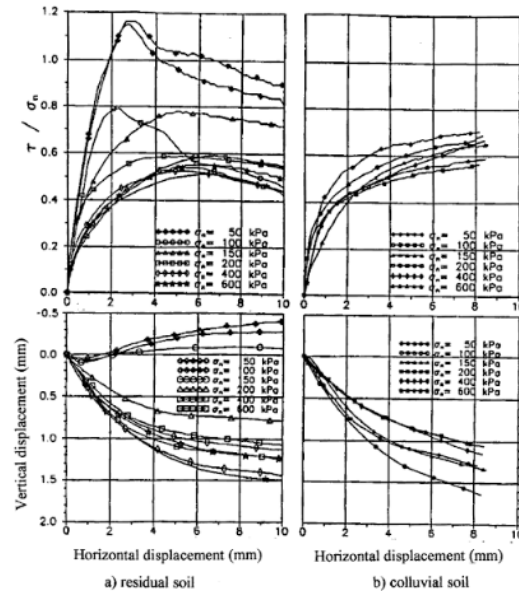


Figura 5-7 – Comportamento de solos residuais (a) e coluvionares (b) em ensaios de cisalhamento direto (LACERDA et al., 2004)

Depósitos coluvionares recobrem grande parte das encostas pertencentes à Formação Serra Geral no Rio Grande do Sul. Mioto e Carlstron Filho (1976) apud Pinheiro (2000) afirmam que solos coluvionares são originados em zonas de predominância de percolação de água, em função do faturamento mergulhante ocorrido em áreas de leitos de rios. Um caso de instabilidade em talude coluvionar é relatado por Pinheiro (2000) às margens da rodovia RST-453, em Teutônia. Este evento marcou o deslizamento de solo coluvionar assente sobre material residual e seu principal mecanismo de instabilidade deste talude refere-se à rápida saturação do colúvio por um nível de água suspenso. Este mesmo autor apresenta outros problemas de instabilidade em solo coluvionar no Rio Grande do Sul em encostas da Serra Geral, podendo citar eventos em São Vendelino (RS-122) e Taquara-Gramado (RS-115).

6 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo trata da metodologia envolvida no trabalho, que incluiu a (i) amostragem de blocos indeformados e quantidades de material desagregado para (ii) execução de ensaios de laboratório tocantes à caracterização física dos materiais e à obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento, por meio de ensaio de cisalhamento direto.

6.1 AMOSTRAGEM

Os pontos de coleta de material para a realização de ensaios em laboratório foram escolhidos levando em consideração taludes que já apresentavam indícios de ocorrência de eventos de instabilidade, mas também as condições de acesso que estes taludes apresentavam para que os procedimentos fossem bem-sucedidos. Este último fator foi determinante em função da posse de ferramentas simples para a coleta, o que muitas vezes acaba dificultando o alcance às camadas mais profundas que fossem o alvo da mobilização.

Todo o trabalho de amostragem foi delineado em função dos tipos de movimentos de massa peculiares do local, estes relacionados com rupturas translacionais de solos residuais no contato com a rocha de origem, com rupturas circulares em material de residual e coluvionar e com escorregamentos em taludes rochosos. Sendo assim, foi definida a coleta de amostras em um (a) talude de solo residual e em um (b) talude de solo coluvionar.

As posições ao longo da via dos taludes escolhidos para coleta de material podem ser observadas na Figura 6-1, mostrada abaixo.



Figura 6-1 – Pontos de coleta de amostra ao longo da BR-386 (Google Earth)

- (a) Solo Residual: O material de caráter residual alvo de investigação foi amostrado em um talude de cerca de 6 m de altura, com extensão aproximada de 50 metros e localizado no km 335+600 m, às margens da rodovia no sentido Interior/Capital. O solo era emergente na face do talude e apresentava indícios de instabilidade superficial, em função na deposição de pequenos volumes de solo no sopé. Foram selecionados dois pontos distintos na face do talude para coleta de blocos indeformados de 10 até 20 cm de aresta para posteriores ensaios de cisalhamento direto em laboratório. Além disso, foi coletada certa quantidade de solo desagregado para ensaios de caracterização física do material. Um esquema da retirada de amostras em solo residual pode ser observado com mais detalhes na Figura 6-2 e na Figura 6-3, apresentadas a seguir:

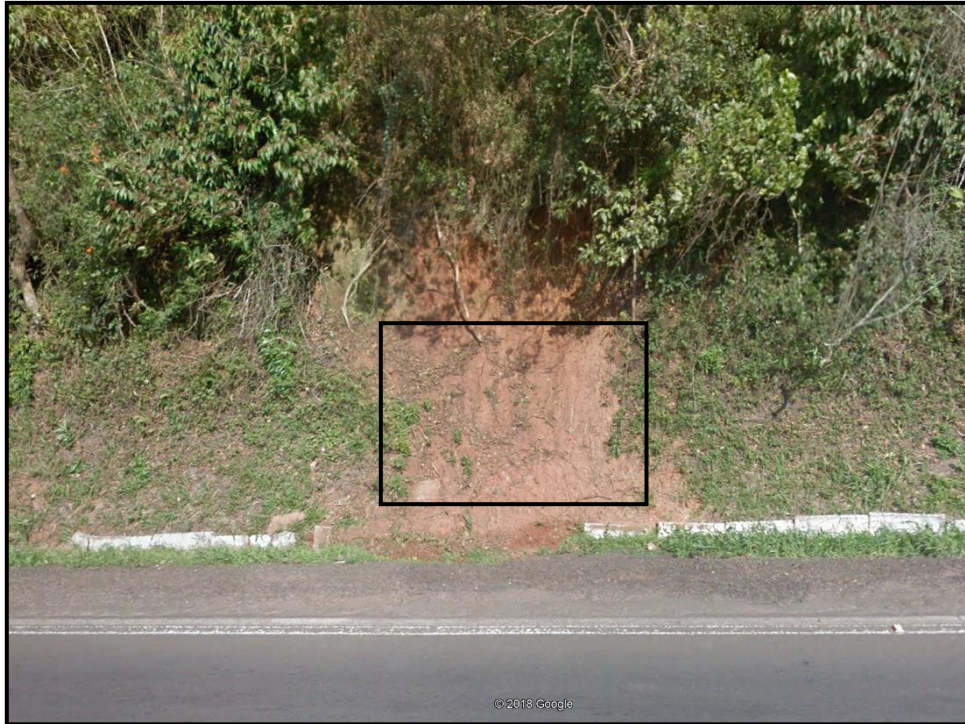


Figura 6-2 – Vista frontal do talude alvo das coletas de amostras para solo residual (Google Earth)

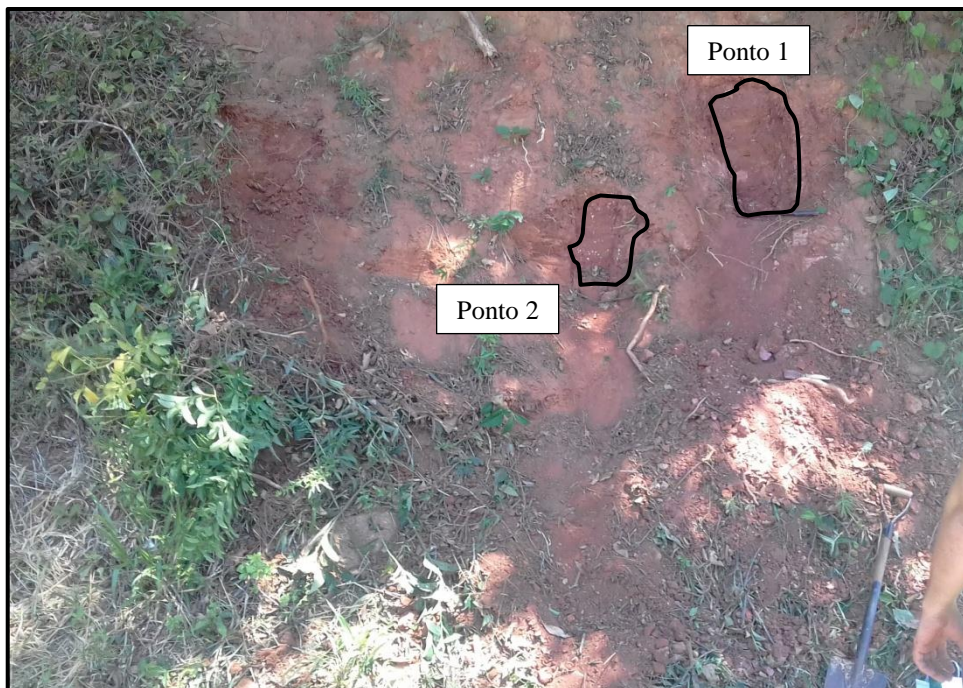


Figura 6-3 – Representação dos pontos de coleta de amostras de solo residual

No ponto de coleta de número 1, vide Figura 6-3, extraíram-se dois blocos indeformados para ensaios de cisalhamento direto, os quais neste trabalho serão nomeados como amostras R01 e R03. Em função de suas respectivas dimensões, foi exequível a moldagem em laboratório de 3 corpos de prova indeformados para R01 e de 8 corpos de prova para R03,

este formando os conjuntos de ensaios R03 e R03(b). Para o ponto de coleta 2, foi possível a retirada de um bloco indeformado, permitindo a moldagem em laboratório de 4 corpos de prova indeformados para ensaios de cisalhamento direto. O conjunto de ensaios de cisalhamento referentes a este bloco fica aqui referido como R02. Ao todo, foram moldados em laboratório 15 corpos de prova indeformados do solo residual.

- (b) Solo Coluvionar: O intuito inicial de amostragem deste material era de alcançar uma camada de material de colúvio que já havia sido objeto de estudo por Thomé e Formigheri (2009). Este trabalho compreendeu a instrumentação com inclinômetros do talude no ponto 316+900 m e demonstrou a ocorrência de movimentos no material. Entretanto, neste local não foi possível atingir a camada de material coluvionar inicialmente pretendida para investigação apenas com ferramentas manuais.

Diante disso, foi escolhido o talude do km 325+800 m, às margens da rodovia no sentido Interior/Capital. Ao contrário das atividades executadas para solo residual, as quais eram realizadas diretamente na face do talude, neste caso foi necessário escavar manualmente uma espessura de aproximadamente 50 cm de solo orgânico presente na área. Além disso, foi necessária a amostragem apenas de material fundamentalmente desagregado tanto para ensaios de caracterização física quanto para ensaios de cisalhamento direto. Mesmo assim, foi possível obter pequenos blocos indeformados utilizados apenas para a determinação do peso específico natural do solo, para obtenção de um valor de índice de vazios de referência para reprodução em corpos de prova remoldados.

Foram selecionados três pontos distintos ao longo do talude para retirada de material para ensaios de cisalhamento direto e coletada uma quantidade específica de um deles para a caracterização física do colúvio. Um esquema da retirada de amostras de colúvio pode ser observado com mais detalhes na Figura 6-4.



Figura 6-4 – Representação dos pontos de coleta de amostras de solo coluvionar

6.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os ensaios de laboratório deste trabalho de conclusão foram realizados no Laboratório de Geotecnologia da UFRGS (LAGEOTec) e abrangeram a caracterização física de solos (Limites de Atterberg, distribuição granulométrica e peso específico real dos grãos) e a determinação de parâmetros de resistência, substancialmente através de ensaios de cisalhamento direto.

6.2.1 Caracterização física

6.2.1.1 *Limites de Atterberg*

Também conhecidos como limites de consistência, os limites de Atterberg são medidas empíricas que estabelecem a influência da fração argilosa de um solo no seu comportamento. Representados pelos limites de liquidez (LL) e de plasticidade (LP), estes valores demarcam para quais valores de umidade um certo material argiloso exprime um aspecto líquido, plástico ou sólido. A margem existente entre os valores de LP e LL é definida como o índice de plasticidade (IP), que quanto maior o seu valor, maior é a influência da fração argila no comportamento de um solo.

No Brasil estes ensaios são padronizados pelas normas NBR 6459/1984 e NBR 7180/1984, as quais guiaram os procedimentos no presente trabalho.

6.2.1.2 Granulometria

A distribuição granulométrica de um solo fornece as porcentagens de cada tipo de grão em termos de diâmetro. Dentre outros aspectos, estas informações acabam influenciando na permeabilidade ou até na resistência mecânica. Este ensaio foi realizado diante do que é recomendado pela NBR 7181/1982, utilizando agente defloculante para desassociação de “grumos” de partículas argilosas que poderiam estar unidas e representarem partículas de silte ou até mesmo areia fina.

Os procedimentos são compostos por simples peneiramento em uma série de peneiras com diferentes tamanhos de malha para grãos de solo com diâmetro equivalente maior que 0,075 mm. Para partículas menores que este valor, é executada a técnica de sedimentação, que baseada na Lei de Stokes consegue determinar a distribuição da fração fina.

6.2.1.3 Peso específico real dos grãos

Este índice físico foi obtido a partir da norma brasileira NBR 6508/1984.

6.2.2 Resistência ao cisalhamento

6.2.2.1 Considerações

Os parâmetros de resistência dos solos estudados, em termos de ângulo de atrito e coesão, foram obtidos singularmente através de ensaios de cisalhamento direto. Este tipo de ensaio possui um simples princípio de aplicação de cargas a uma velocidade constante em um plano horizontal fixo diante da aplicação de um nível de tensão normal. Além disso, a sua execução apresenta resultados bastante confiáveis para parâmetros de resistência em condições drenadas.

Apesar da ideia acessível, com o início do ensaio o plano de cisalhamento horizontal deixa de ser o principal. Há uma rotação dos planos de tensões, fato que acaba tornando o entendimento mais complexo. Também não se conhecem os níveis de poro pressão ao longo do ensaio, fazendo com que seja necessário adequar a velocidade do ensaio de acordo com as características dos solos testados para que seja garantida a condição drenada.

6.2.2.2 Equipamento

O aparato de cisalhamento direto utilizado para a realização dos ensaios do presente trabalho é de fabricação inglesa, pela empresa *Wykeham Farrance Int.* Este equipamento opera em deformação controlada e é instrumentado com uma célula de carga *Kratos MM*, de 2 kN de capacidade, e dois transdutores posicionados em direções vertical e horizontal para aferição de valores de deslocamento ao longo do ensaio (ambos de modelo *Gefran LTM050*). O equipamento empregado ensaia corpos de prova cilíndricos de 60 mm de diâmetro por 20 mm de altura sobre o qual é aplicado um valor de tensão normal com auxílio de um pendural e um braço de alavanca, para maiores magnitudes de tensão. O equipamento descrito é exposto na Figura 6-5.

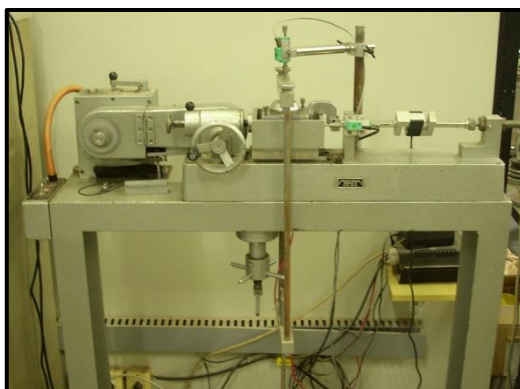


Figura 6-5 – Equipamento utilizado nos ensaios de cisalhamento direto

Os dados pertinentes dos ensaios são obtidos através de sistema automatizado com um microcomputador que atua em conjunto com os instrumentos de medição, o que elimina erros de leituras manuais em ensaios de longa duração.

6.2.2.3 Execução

O programa experimental deste trabalho de conclusão de curso definiu a execução dos ensaios de cisalhamento direto nas tensões normais de 25, 50, 100 e 200 kPa. Em consequência da natureza das análises de resultados, a qual engloba verificar a estabilidade de taludes em âmbito probabilístico, foi feito um total de 15 ensaios para o solo de caráter residual e de 12 ensaios para o solo de caráter coluvionar.

Para o solo residual foram realizados ensaios em corpos de prova indeformados moldados em laboratório com uso de anéis metálicos biselados e a partir de blocos cúbicos de cerca de 20 cm

de aresta coletados em campo. Para o solo coluvionar foram moldados corpos de prova remoldados em compactação estática em prensa de equipamento CBR em camada única que se assemelhasse aos índices físicos notados em campo. Estes índices físicos de referência para o material coluvionar foram obtidos a partir da moldagem de um único corpo de prova cilíndrico de um pequeno cubo indeformado coletado em campo.

Foi optada pela adoção de velocidade de execução do ensaio de 0,024 mm/min para ambos os solos. Este valor foi julgado adequado para obtenção de parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas, conforme estabelecido por Pinheiro (2000) ao estudar solos da Formação Serra Geral.

6.3 ANÁLISES DE RISCO

Rodovias possuem a característica de grande extensão. Em função disso, este tipo de obra de engenharia costuma transpor diversas morfologias, formações geológicas e variações locais de comportamento de materiais geotécnicos. Com isso, análises de risco aplicadas a obras lineares devem ser capazes de representar efetivamente a complexidade da via como um todo. Qualquer tipo de análise de risco envolve substancialmente duas variáveis essenciais: a probabilidade de falha (ou perigo) e os danos e/ou consequências associados a estes eventos de falha.

No presente trabalho são quantificadas as probabilidades de falha pelo método de Monte Carlo de taludes pontuais do trecho analisado e é adotado metodologia de análise de consequências por fatores de ponderação proposta por Alves (2014). Assim, esta sessão trata dos aspectos envolvidos no estabelecimento do risco geotécnico envolvido nos taludes estudados.

6.3.1 Definição de modelo geomecânico

A definição dos modelos geomecânicos adotados neste trabalho levaram em conta um ponto fundamental: a caracterização estatística dos parâmetros envolvidos aplicada a uma geometria dominante dentro da área de estudo para cada um dos solos estudados. O estabelecimento de uma geometria padrão para cada um dos materiais investigados foi feito mediante observações de campo que verificaram tendências de correlação de um tipo de solo a certa geometria peculiar. Com isso, obtém-se uma análise mais representativa de movimentos de massa que possam ser desencadeados dentro do trecho analisado.

6.3.2 Probabilidade de ruptura

A análise probabilística de estabilidade de taludes empregada no presente trabalho baseia-se na metodologia simplificada apresentada por Costa (2005), conforme esquematizado na Figura 6-6.

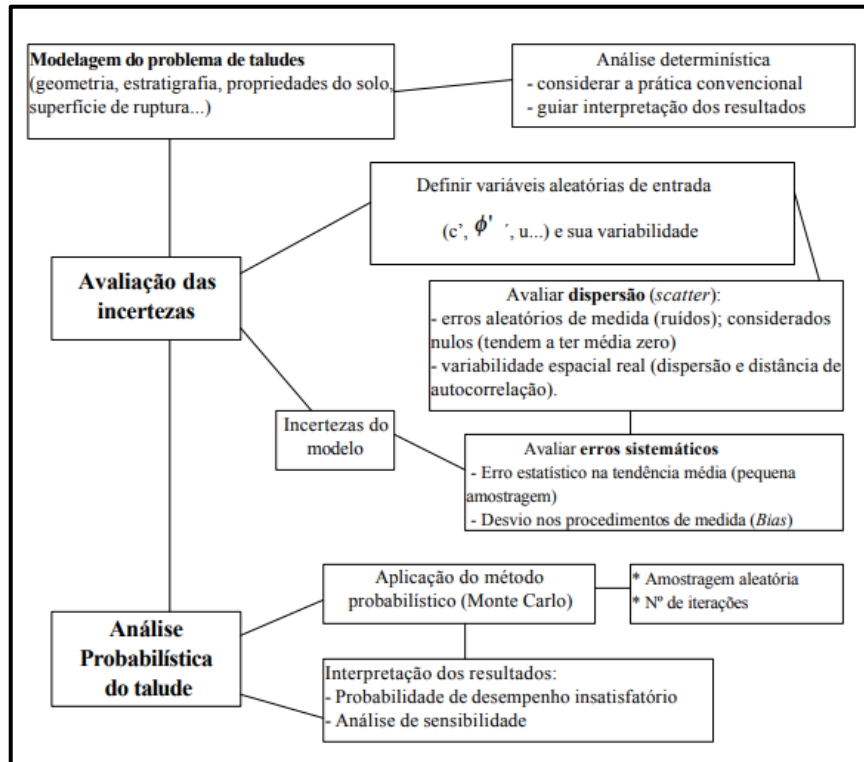


Figura 6-6 – Esquema da metodologia de probabilidade de ruptura apresentada por Costa (2005)

Em síntese, esta metodologia implica na seguinte sequência de etapas de análise:

1. Análise determinística prévia adotando valores médios para parâmetros geotécnicos;
2. Caracterização das variáveis de entrada a partir da modelagem de incertezas, por meio de parâmetros estatísticos (média, desvio padrão e coeficiente de variação);
3. Aplicação de método probabilístico para obtenção de função de distribuição para o FS.

No que diz respeito à determinação da probabilidade de ruptura dos taludes, foi utilizado o método Monte Carlo. Conforme já descrito no Capítulo 4, esta metodologia aplica às variáveis aleatórias (ângulo de atrito, coesão e peso específico natural) funções de densidade de

probabilidade para então realizar uma série de análises por um método determinístico qualquer, sendo cada análise relativa a um valor a cada variável aleatória a partir de sua respectiva distribuição de probabilidade (APAZA e BARROS, 2014). Um outro motivo para este método ter sido aplicado é o de ele estar associado ao software de análise de estabilidade de taludes *Slide V6*, utilizado para os cálculos de análise de estabilidade.

Para cada conjunto de análises foi gerado um valor de probabilidade de falha em função de uma distribuição normal para valores de FS. Estes valores posteriormente foram empregados tanto em perspectivas de risco quanto na sua aceitabilidade.

6.3.3 Análises de estabilidade

Todas as análises de estabilidade realizadas neste trabalho foram realizadas utilizando o software *Slide V6*, da empresa canadense *Rocscience*. Optou-se pela aplicação do método de equilíbrio limite de Morgenstern Price, por ser um dos métodos mais aplicados na prática de engenharia.

As geometrias adotadas nesta etapa de investigação foram escolhidas fundamentando-se nas inclinações e alturas predominantes nos taludes relativos para cada tipo de solo no trecho alvo da BR 386. A fim de incorporar a influência das poro pressões nos modelos geomecânicos de cálculo, preferiu-se realizar estas considerações em função de níveis d'água (NA) em detrimento de valores de razão de poro pressão (Ru). Valores de Ru são estimativas para contemplar poro pressões em análises de estabilidade, mas sem um sentido físico aplicável para controle e monitoramento de taludes *in situ*. Por outro lado, medidas de NA são possíveis por meio da instalação de uma simples rede de piezômetros ao longo de um talude e bastantes confiáveis para monitoramento geotécnico.

Com isso, processaram-se análises de estabilidade variando os NA em busca de condições críticas de maior possibilidade de falha para os sistemas avaliados. Foram adotados NA paralelos a face do talude. As disposições de geometria, bem como dos valores de NA para cada tipo de solo são expostas abaixo na Tabela 6-1.

Tabela 6-1 – Características geométricas dos taludes envolvidos nas análises de estabilidade

Solo	Inclinação média (graus)	Altura (m)	NA (profundidade em metros)
Residual	53	7,50	0
			1
			2
Coluvionar	45 (trecho crítico)	27 (trecho crítico)	6
			8
			10
			12

6.3.4 Danos e consequências

Ao elaborar uma metodologia de análise de risco de taludes ferroviários, Alves (2014) apresenta uma proposição prática baseada na ponderação conjugada de fatores associados a parâmetros de vulnerabilidade. Nesta metodologia são estipulados graus de ponderação aos principais parâmetros de influência no âmbito de taludes de obras lineares, expressos pela distância do talude à via, pela presença de obras de estabilização, pelas condições de acesso, pela extensão do talude e pela intensidade pluviométrica.

Na engenharia geotécnica, as consequências relacionadas a um movimento de massa abordam dois pontos: a vulnerabilidade e o valor dos bens atingidos. Visto que o presente trabalho busca avaliar as consequências associadas à movimentos de massa apenas em termos de interrupção de tráfego, faz-se válida a análise de danos através da definição de índices de vulnerabilidade, mesmo que de forma simples e em caráter qualitativo.

Todos os fatores de ponderação supracitados estão diretamente associados aos danos e consequências de um evento de instabilidade. A seguir são destacados os graus de ponderação de vulnerabilidade implicados nas análises de risco do presente trabalho.

Tabela 6-2 – Fatores de ponderação em relação à distância do talude à via

Classificação de distância à via		
Distância (d) em metros	Classificação	Ponderações
$d \leq 1$	Muito Baixa	5
$1 < d \leq 3$	Baixa	4
$3 < d \leq 6$	Média	3
$6 < d \leq 10$	Alta	2
$d > 10$	Muito Alta	1

Tabela 6-3 – Fatores de ponderação em relação à obras de estabilização existentes

Classificação das obras de estabilização	
Tipo	Ponderações
Inexistente/Irrelevante	5
Retaludamento	4
Retaludamento, drenagem e cobertura vegetal	3
Execução/Obras de contenção em apenas algumas porções do talude	2
Execução/Obras de contenção em toda ou quase toda extensão do talude-	1

Tabela 6-4 – Fatores de ponderação em relação à existência de acesso com maquinário

Acesso com maquinário		
Fatores de interesse	Classificação	Ponderações
Trecho viário com condições críticas em termos de geometria, logística ou infra-estrutura	Classe I	5
Condições avaliadas como intermediárias entre Classe I e Classe II	Classe I/Classe II	4
Trecho viário com condições razoáveis em termos de geometria, logística ou infra-estrutura	Classe III	3
Condições avaliadas como intermediárias entre Classe II e Classe III	Classe II/Classe III	2
Trecho viário com condições favoráveis em termos de geometria, logística ou infra-estrutura	Classe III	1

Tabela 6-5 – Fatores de ponderação em relação à extensão do talude

Classificação da extensão do talude		
Extensão (E) em metros	Classificação	Ponderações
$E \geq 150$	Muito extenso	5
$100 \leq E < 150$	Extenso	4
$50 \leq E < 100$	Média extensão	3
$20 \leq E < 50$	Baixa extensão	2
$E < 20$	Baixíssima extensão	1

Tabela 6-6 – Fatores de ponderação em relação à potencialidade das chuvas na região do talude

Classificação da potencialidade das chuvas		
Grau de Severidade (Chuva intensa/Chuva acumulada)	Classificação	Ponderações
G1	Muito Alta	5
G1/G2	Alta	4
G2	Média	3
G2/G3	Baixa	2
G3	Muito Baixa	1

Conforme supracitado, o modelo adotado para definir parâmetros de vulnerabilidade é válido para uma análise de risco preliminar relacionada a movimentos de massa. Entretanto, por se tratar de uma metodologia sem restrições de uso para materiais geotécnicos distintos, muitas vezes a comparação entre taludes de diferentes características pode ser enganosa quando uma análise minuciosa de risco é exigida. Quando são avaliados taludes diferentes, no contexto dos tipos de materiais predominantes e de geometria, deve-se ter consideração a aspectos característicos de mecanismos de ruptura e, conseqüentemente, diferentes procedimentos devem ser adotados para a análise de danos associados às instabilidades.

Ainda assim, fundamentando-se no julgamento dos diferentes fatores de ponderação, Alves (2014) cria parâmetros de vulnerabilidade, chamados de ‘Índice de Vulnerabilidade Inicial do Talude’ (IVTi) e ‘Índice de Vulnerabilidade do Talude’ (IVT). Estes índices foram formulados matematicamente para que se enquadrassem em uma escala de referência entre 0 e 1, sendo 0 menos vulnerável e 1 mais vulnerável e estabelecidos pelas seguintes expressões:

$$IVTi = 2. (Distância à via) + 1,5. (Chuva + Obras de estabilização) + (Acesso + Extensão do talude) \quad \text{Equação 2}$$

$$IVT = \frac{-3,08 + \sqrt{IVTi}}{3} \quad (\text{para } IVTi \geq 21) \quad \text{Equação 3}$$

$$IVT = \frac{-2,65 + \sqrt{IVTi}}{4} \quad (\text{para } IVTi < 21) \quad \text{Equação 4}$$

7 RESULTADOS E SUAS APLICAÇÕES

A partir da metodologia de análises de risco elaborada para o presente trabalho e apresentada no Capítulo 6, neste capítulo são revelados os resultados obtidos, bem como as suas discussões. Além disso, ambiciona-se encontrar possíveis relações entre as análises de risco e a natureza de cada um dos materiais geotécnicos estudados.

7.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

7.1.1 Solo Residual

Verificou-se que o solo apresenta os seguintes índices físicos:

Tabela 7-1 – Índices físicos de campo do solo residual

Peso específico real dos grãos (γ_s - kN/m ³)	27,5
Peso específico aparente seco médio (γ_d - kN/m ³)	11,4
Peso específico aparente úmido médio (γ_n - kN/m ³)	15,6
Índice de vazios médio (e)	1,45
Umidade média (W - %)	38,0

Os ensaios de limites de consistência revelaram as seguintes informações:

Tabela 7-2 – Limites de consistência estabelecidos para o solo residual

LL (%)	59
LP (%)	38
IP (%)	21

Apesar de ser de prática rotineira na classificação de solos, muitas vezes Limites de Atterberg não são representativos para estimar o comportamento de solos residuais. Em função dos procedimentos destes ensaios, os quais exigem secagem prévia ao ar e destorroamento, a estrutura destes solos quando submetidos a estes tipos de ensaios acaba sendo quebrada e,

assim, espera-se que correlações já estabelecidas baseadas em solos sedimentares não reflitam de forma adequada o seu real comportamento (PINTO, 2006)

A distribuição e a composição granulométrica deste solo com a utilização de agente defloculante são apresentadas a seguir:

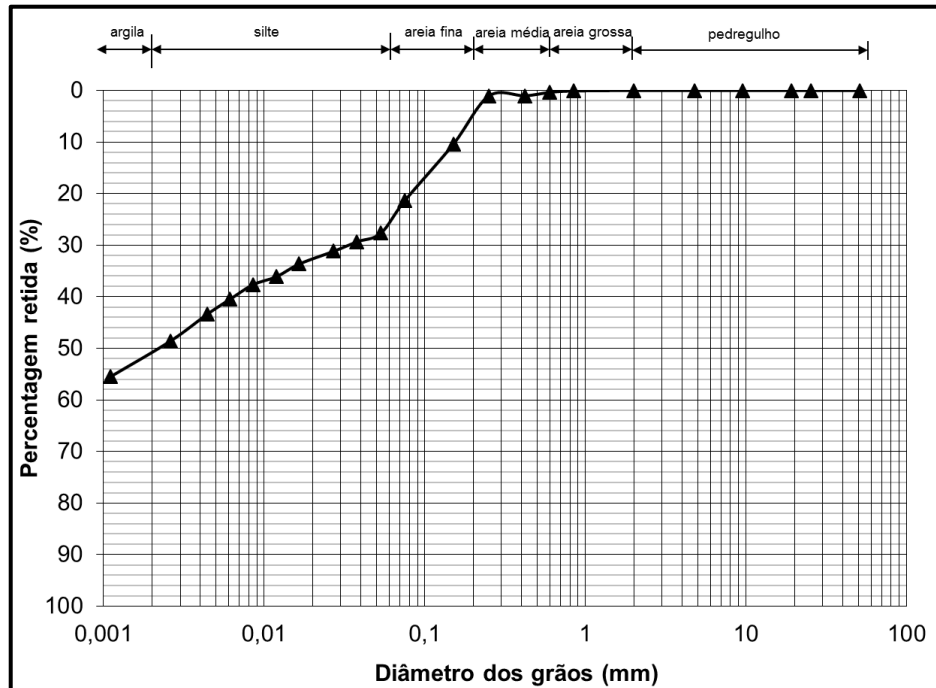


Figura 7-1–Distribuição granulométrica do solo residual

Tabela 7-3 – Composição granulométrica do solo residual

Pedregulho (%)	-
Areia grossa (%)	-
Areia media (%)	5,0
Areia fina (%)	35,5
Silte (%)	10,0
Argila (%)	49,5

Fundamentando-se nos resultados de Limites de Atterberg, no ensaio de granulometria e na observação da carta de plasticidade, é possível classificar o solo no Sistema Unificado de Classificação de Solos (ASTM D2487-2000). Segundo esta classificação, o material pode ser identificado como silte inorgânico de alta compressibilidade (MH), devido ao baixo IP definido para o solo (21%). É válido ressaltar que esta classificação, especialmente para solos finos, não leva em conta apenas a predominância granulométrica de silte ou argila, mas também o grau de

atividade da argila presente no solo, o que é indicado através dos índices de consistência (PINTO, 2006). O índice de atividade de uma argila pode ser obtido a partir da formulação:

$$\text{Índice de atividade} = \frac{\text{Índice de Plasticidade (IP)}}{\text{Fração argila (menor que 0,02 mm)}} \quad \text{Equação 5}$$

Levando em conta um valor de índice de plasticidade de 21% e uma fração argila de cerca de 49,5%, verifica-se o valor de 0,42 ($< 0,75$) para o índice de atividade da fração argilosa do solo residual, revelando um comportamento inativo da argila presente.

7.1.2 Solo Coluvionar

Mesmo diante da impossibilidade da coleta de grandes blocos indeformados para realização de ensaios de laboratório para o solo coluvionar estudado, foi possível conservar um pequeno fragmento indeformado a partir do qual foram estabelecidos índices físicos de referência (condição de campo). Desta forma, foi possível verificar que este solo apresenta as seguintes condições físicas:

Tabela 7-4 – Índices físicos de campo do solo coluvionar

Peso específico real dos grãos (γ_s - kN/m ³)	27,6
Peso específico aparente seco médio (γ_d - kN/m ³)	12,9
Peso específico aparente úmido médio (γ_n - kN/m ³)	16,7
Índice de vazios médio (e)	1,14
Umidade média (W - %)	29,5

Os ensaios de limites de consistência revelaram as seguintes informações:

Tabela 7-5 – Limites de consistência estabelecidos para o solo coluvionar

LL (%)	54
LP (%)	34
IP (%)	20

A distribuição e a composição granulométrica deste solo com a utilização de agente defloculante são apresentadas a seguir:

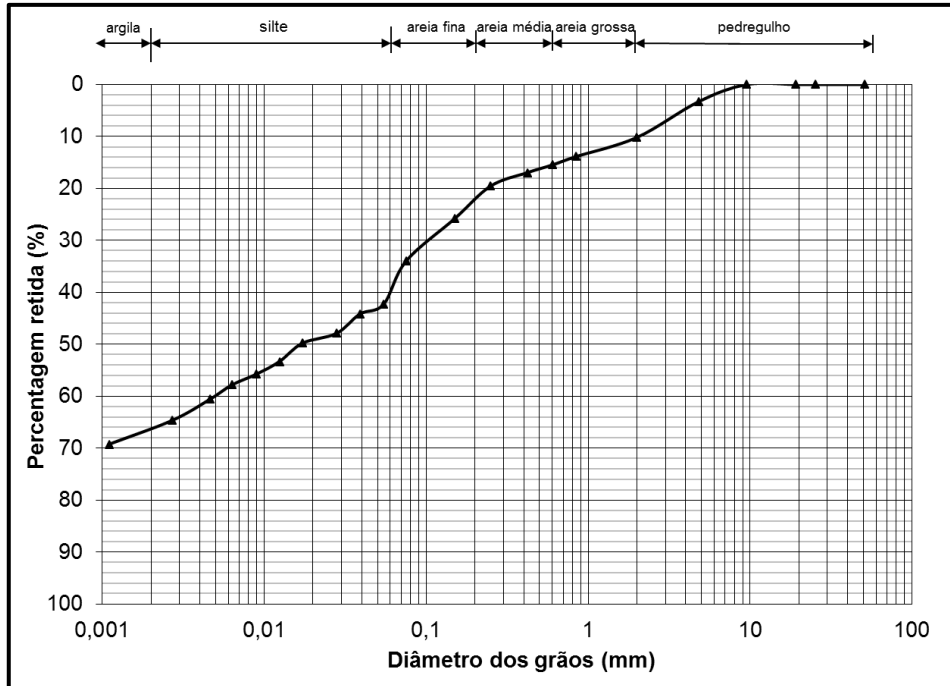


Figura 7-2 – Distribuição granulométrica do solo coluvionar

Tabela 7-6 – Composição granulométrica do solo coluvionar

Pedregulho (%)	10
Areia grossa (%)	6,0
Areia media (%)	6,0
Areia fina (%)	18,0
Silte (%)	26,0
Argila (%)	34,0

Com base nos resultados de Limites de Atterberg, no ensaio de granulometria e na observação da carta de plasticidade, é possível classificar o solo coluvionar no Sistema Unificado de Classificação de Solos (ASTM D2487-2000). Segundo esta classificação, o material pode ser identificado como silte inorgânico de alta compressibilidade (MH), assim como o solo residual, devido ao baixo IP estabelecido para o solo (20%). Apesar da predominância de material argiloso, o solo é classificado como silte em função da baixa atividade da argila, refletida pelo valor baixo de índice de plasticidade. O índice de atividade da fração argilosa do solo coluvionar é igual a 0,59 (Conforme Equação 5). Este número reflete a inatividade da argila presente no material, indicando de certa forma pequena influência dos finos argilosos no comportamento do solo.

7.2 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

No presente trabalho foram realizados ensaios de cisalhamento direto para a determinação de diversas envoltórias de resistência ao cisalhamento, a fim da definição de uma quantidade de valores representativa dos parâmetros de resistência para a execução de análises de probabilidade de ruptura de taludes.

7.2.1 Solo Residual

Para solo residual, foram realizados 4 conjuntos de ensaios em corpos de prova indeformados nas tensões normais de 25, 50, 100 e 200 kPa. Cada conjunto de ensaios representa um bloco coletado em campo (R01, R02, R03 e R03(b)). Excepcionalmente para o conjunto R01 foram executados ensaios nas tensões normais de 25, 50 e 100 kPa. Como etapa primordial para a realização dos ensaios, a moldagem de corpos de prova indeformados pôde exibir nuances muito específicos do material residual estudado. A Figura 7-3 e a Figura 7-4 retratam etapas relativas a moldagem de corpos de prova são apresentadas a seguir:



Figura 7-3 – Etapa de moldagem de corpo de prova de solo residual



Figura 7-4 – Feições do solo residual observadas durante moldagem de corpos de prova

Com base nas figuras acima, a análise tátil-visual do solo constata notáveis variações na composição da granulometria e da mineralogia do solo. Em geral, todas as amostras apresentaram a presença apreciável de vesículas e amígdalas. Estas observações foram tomadas como base para pressupor que o solo residual estudado fosse originado de uma brecha vulcânica.

A seguir são apresentados os índices físicos dos corpos de prova ensaiados:

Tabela 7-7 – Índices físicos dos corpos de prova de solo residual

Amostra	Tensão normal (σ_n – kPa)	Umidade (W- %)	Peso Específico aparente seco (γ_d - kN/m ³)	Peso Específico aparente úmido (γ_n - kN/m ³)	Índice de Vazios (e)	Grau de Saturação (S -%)
R01	25	41,6	10,3	15,0	1,64	71,0
	50	42,2	10,4	14,8	1,68	70,3
	100	41,6	10,4	14,8	1,69	69,1
R02	25	44,1	10,4	15,1	1,67	74,1
	50	44,4	10,4	15,1	1,68	74,1
	100	41,0	11,0	15,5	1,55	74,1
	200	40,8	10,5	14,8	1,66	68,7
R03	25	25,9	14,1	17,7	0,99	73,2
	50	31,3	12,4	16,3	1,26	69,7
	100	32,0	13,9	18,3	1,02	87,7
	200	25,2	14,6	18,3	0,92	77,1
R03(b)	25	36,7	13,0	17,7	1,16	88,5
	50	42,8	10,5	15,0	1,67	72,0
	100	36,7	11,2	15,4	1,49	68,8
	200	44,4	10,3	14,8	1,73	71,8

Observa-se uma clara variação nos valores dos índices físicos entre amostras e corpos de prova diferentes. Este fator já revela por si só uma considerável variabilidade local nas propriedades do solo residual. Mesmo para um mesmo bloco de amostragem (R03 e R03(b)) os contrastes são expressivos, o primeiro conjunto apresentou um valor médio de índice de vazios de aproximadamente 1,05, enquanto que o último apresentou média de índice de vazios de aproximadamente 1,51. Além disso, cabe salientar as diferenças encontradas para os valores de grau de saturação, como pode ser observado para o conjunto de ensaios R03. Este conjunto em particular apresenta variações de até 18% no grau de saturação para diferentes corpos de prova em seus estados naturais.

Em termos gerais de resistência ao cisalhamento, o padrão de comportamento obtido para solo residual seguiu os mesmos aspectos de solos estruturados. Apesar disso, os resultados dos ensaios de cisalhamento direto sugerem variações pontuais no comportamento do solo residual quando submetido a diferentes níveis de tensão normal.

As curvas de τ x d_h (tensão cisalhante x deslocamento horizontal) apresentam duas particularidades essenciais:

- Para pequenos níveis de tensão normal, o valor máximo de tensão cisalhante resistente ocorre para pequenos valores de deslocamentos que, na maioria das vezes, assinala o início de um regime plástico de deformações.
- Conforme há o aumento dos níveis de tensão normal, o valor de pico de tensão de cisalhamento ocorre já em regime plástico e, conseqüentemente, para maiores valores de deslocamento horizontal acumulado.

Os gráficos de d_v x d_h (deslocamento vertical x deslocamento horizontal) mostram dilatação do solo, sobretudo para baixos níveis de tensão normal, indicando a formação bem definida de um pico de tensão cisalhante. Por outro lado, ocorre contração do solo para maiores níveis de tensão normal, fato que pode ser associado à plastificação da estrutura do material. Assim como foi demonstrado por Rigo (2005), este aspecto pode ser relacionado às diferentes naturezas de superfície de cisalhamento formadas. Para menores níveis de tensão normal (25 e 50 kPa), as partículas do solo são capazes de resistir aos esforços cisalhantes e fazem com que a resistência ao cisalhamento pós-ruptura se dê majoritariamente pela simples fricção entre as partículas e agregados do solo. Uma forte evidência deste comportamento é o aspecto do corpo de prova pós-ensaio (vide Figura 7-9), mostrando que os dois fragmentos originados a partir do cisalhamento direto permaneceram praticamente intactos e separados apenas pela superfície de ruptura imposta pelo ensaio.

Em ensaios com maiores níveis de tensão normal, a estrutura do solo, quando submetida a elevados esforços de cisalhamento, sofre efeitos de plastificação, formando uma superfície de ruptura a partir da reorientação de partículas e induzindo solicitações de cisalhamento sobre a microestrutura do solo. Os corpos de prova, ao serem analisados visualmente após ensaios de elevados níveis de tensão normal (100 e 200 kPa), apresentaram feições de plastificação, em que é possível notar uma certa união dos segmentos superior e inferior do corpo de prova, fazendo com que a estrutura como um todo atuasse na resistência ao cisalhamento (Figura 7-9).

Nas figuras a seguir são apresentadas as curvas de τ x d_h e de d_v x d_h para cada amostra do solo residual estudado:

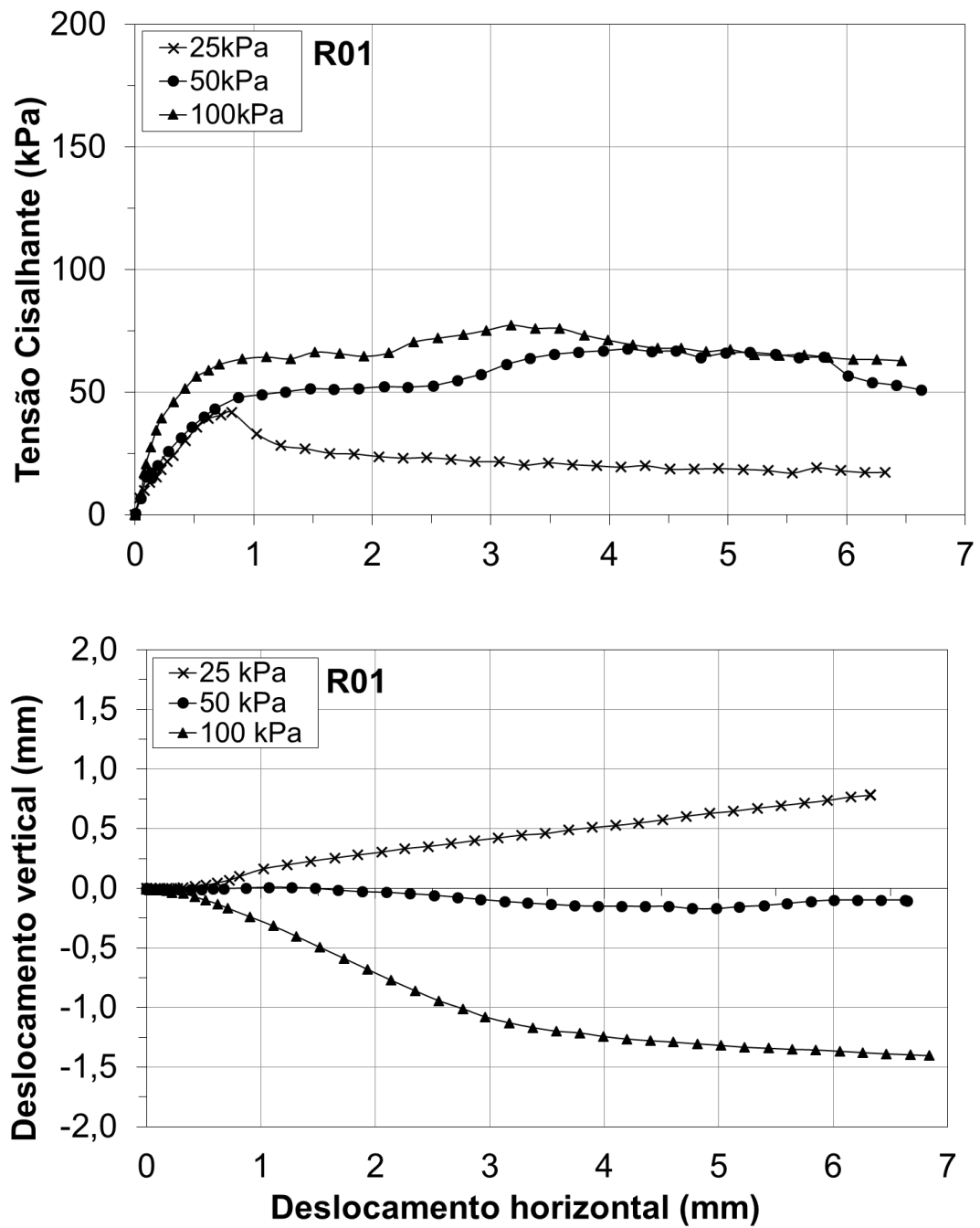


Figura 7-5 – Gráficos $\tau \times dh$ e $dv \times dh$ para R01

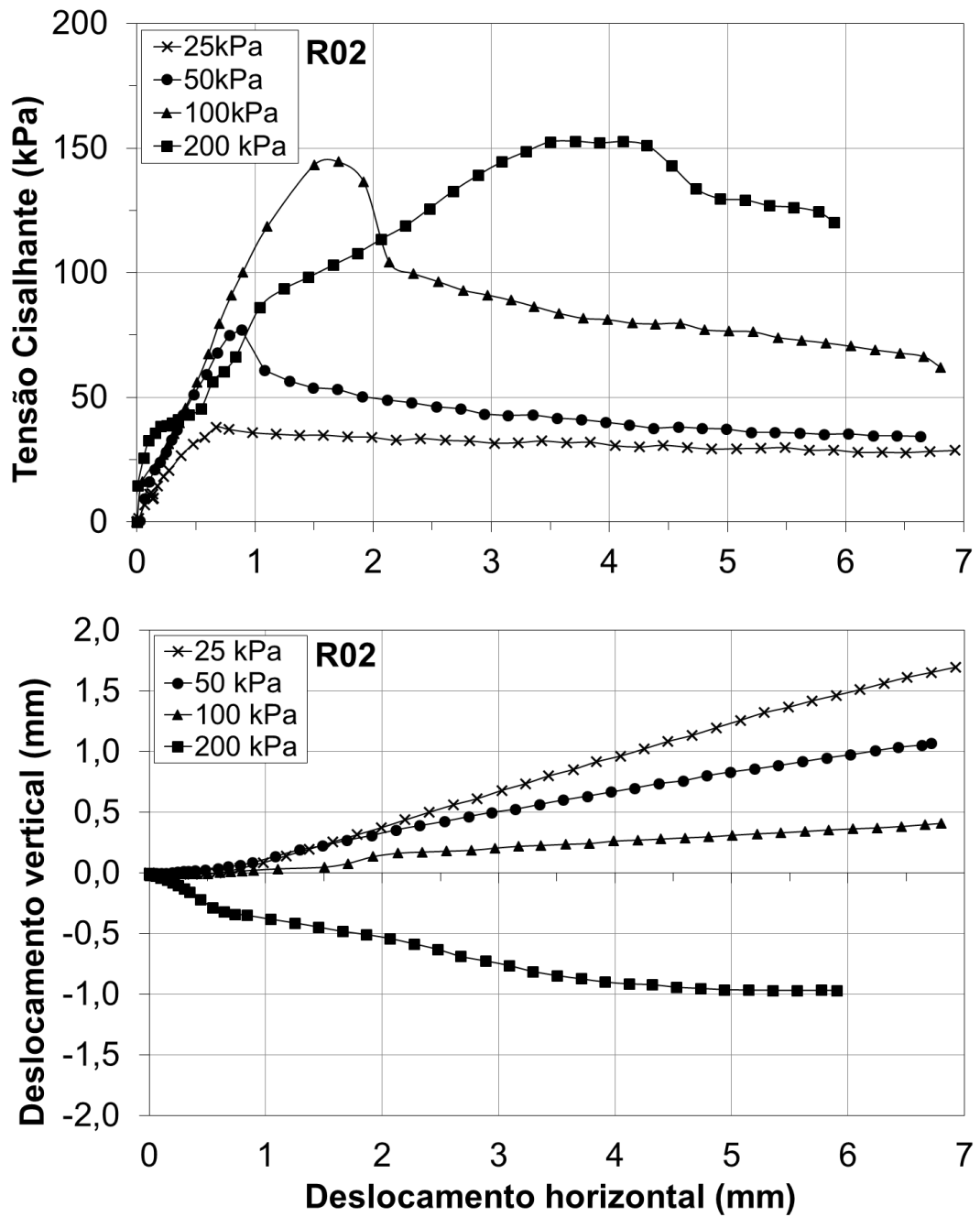


Figura 7-6 – Gráficos $\tau \times d_h$ e $d_v \times d_h$ para R02

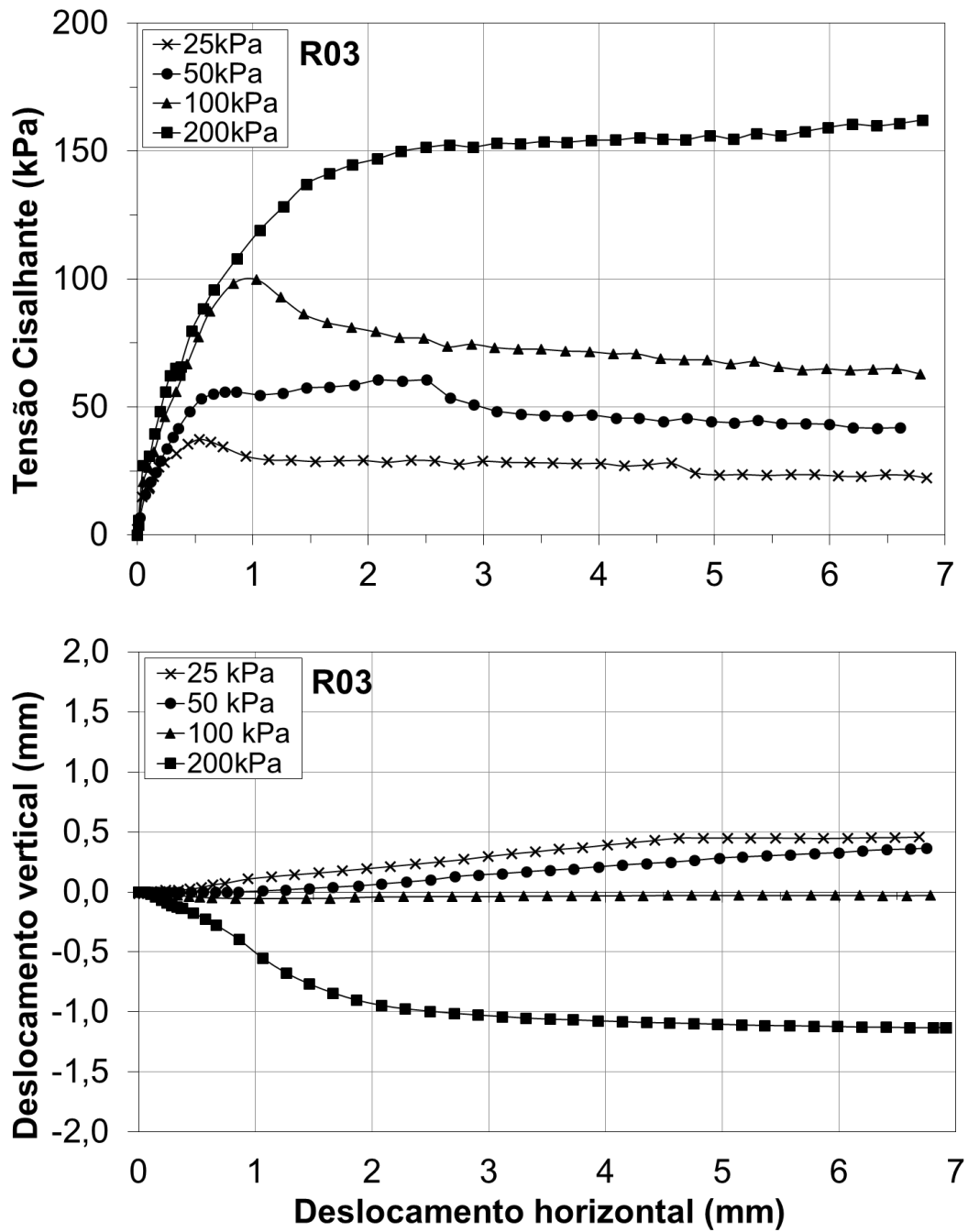


Figura 7-7 – Gráficos $\tau \times d_h$ e $d_v \times d_h$ para R03

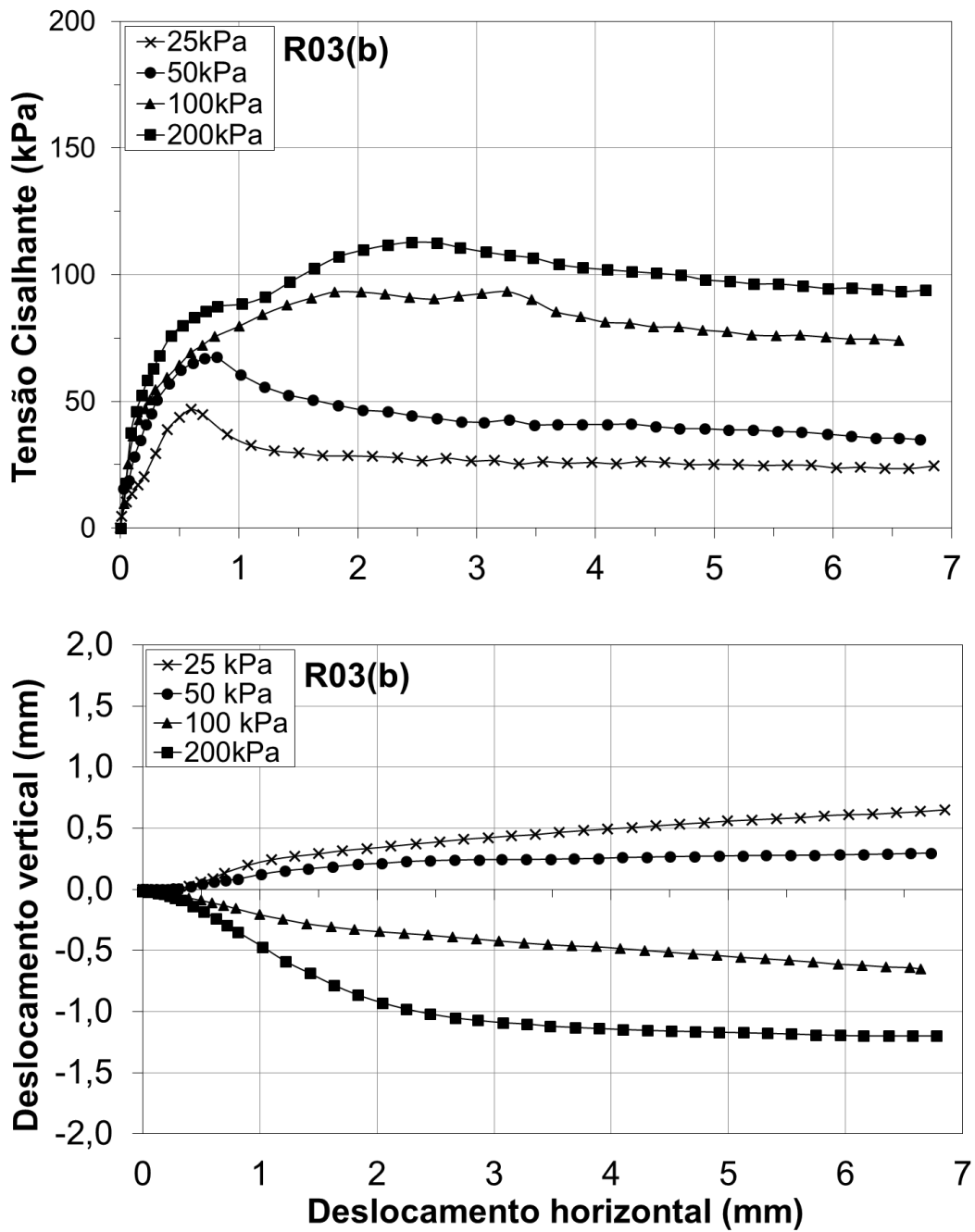


Figura 7-8 – Gráficos $\tau \times d_h$ e $d_v \times d_h$ para R03(b)

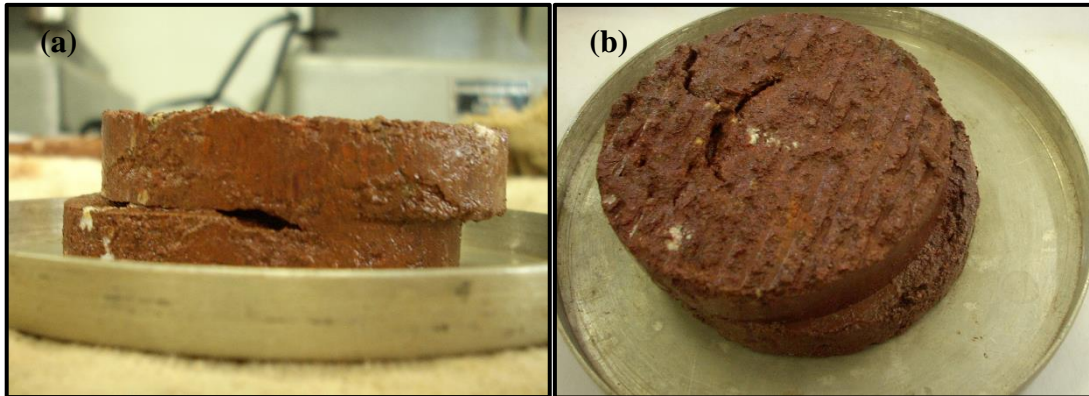


Figura 7-9 – Corpo de prova pós-ensaio sob (a) baixa e (b) elevada tensão normal

Os resultados observados para os gráficos de $dv \times dh$ revelam a transição do comportamento dilatante para o comportamento de contração do solo. Esta mudança de comportamento pode ser associada aos diferentes níveis de tensão aos quais o solo residual foi submetido nos ensaios de cisalhamento direto e refletida nos resultados das curvas de $\tau \times dh$.

Em função dos aspectos supracitados, as envoltórias de pico obtidas se mostraram com característica curva, o que acaba sendo definido que uma envoltória bi linear fosse mais adequada para a representação do comportamento $\tau \times \sigma_N$ (tensão cisalhante \times tensão normal) do solo residual. Abaixo são apresentadas as envoltórias obtidas e, a seguir, a Tabela 7-8 fornece as equações e parâmetros obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.

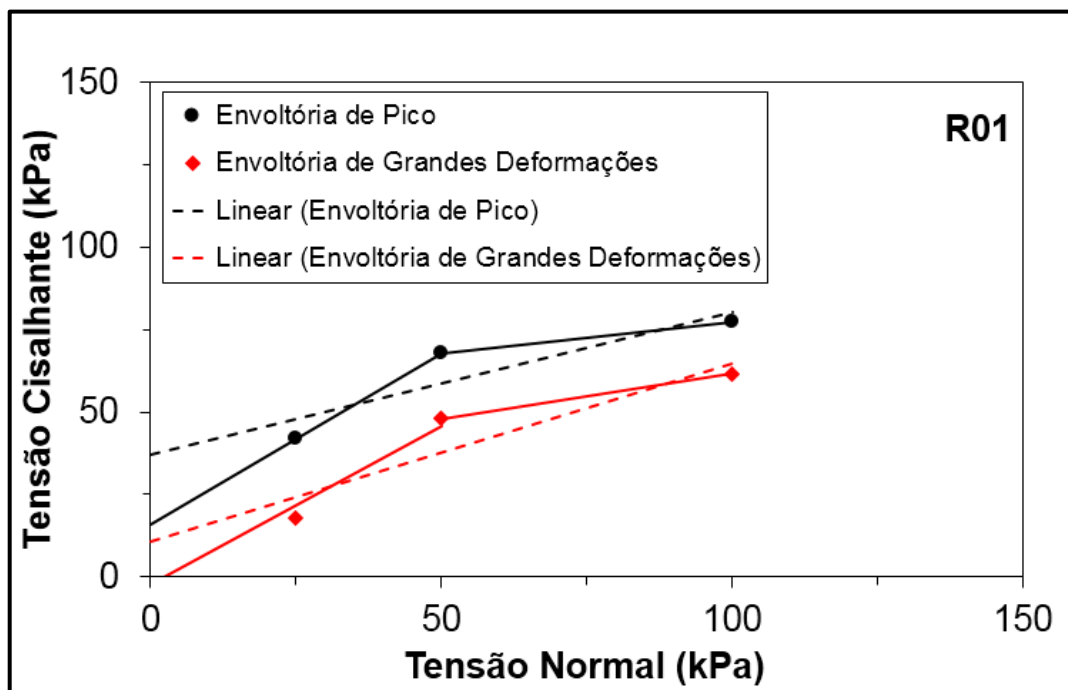


Figura 7-10 – Envoltórias estabelecidas para R01

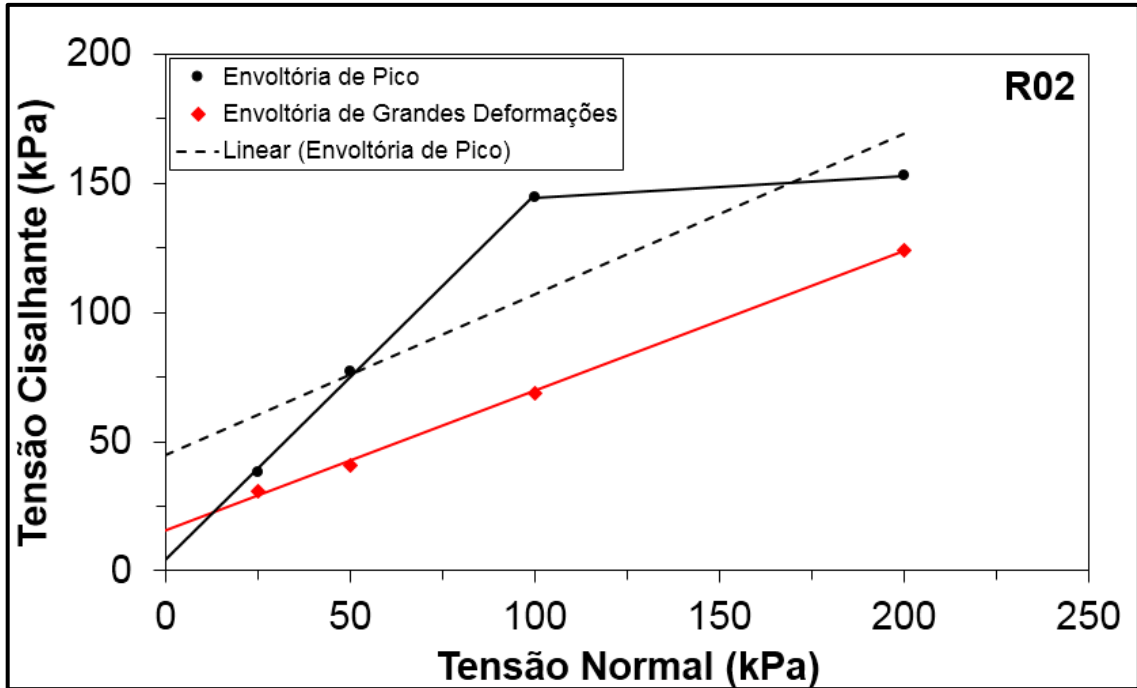


Figura 7-11 – Envoltórias estabelecidas para R02

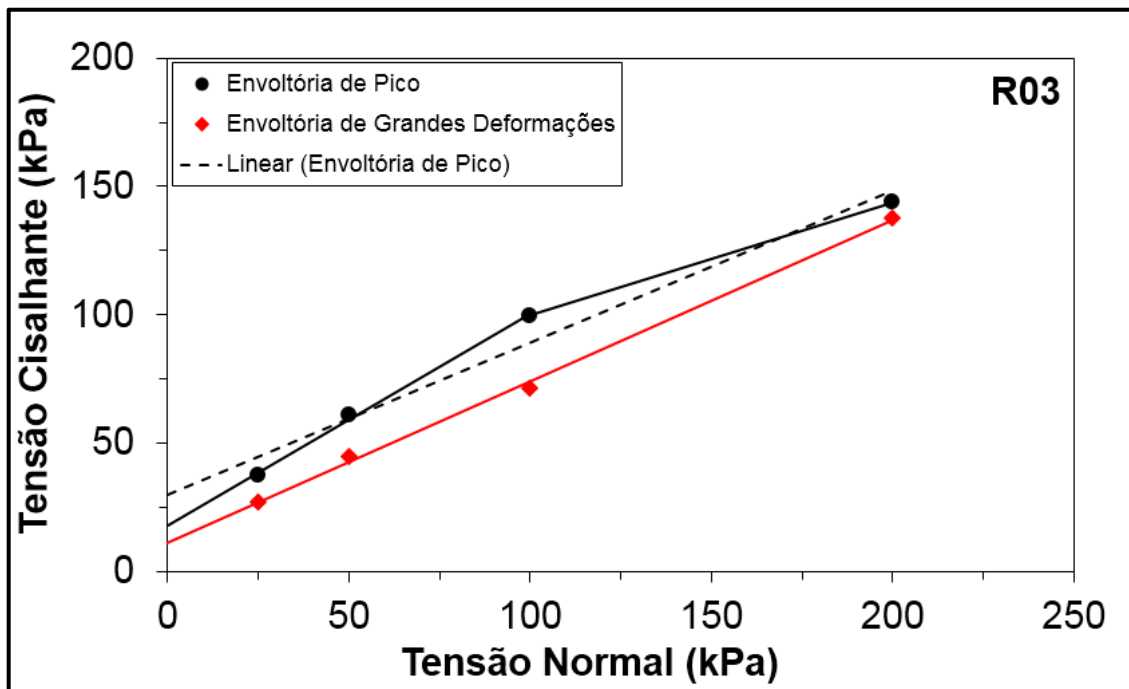


Figura 7-12 – Envoltórias estabelecidas para R03

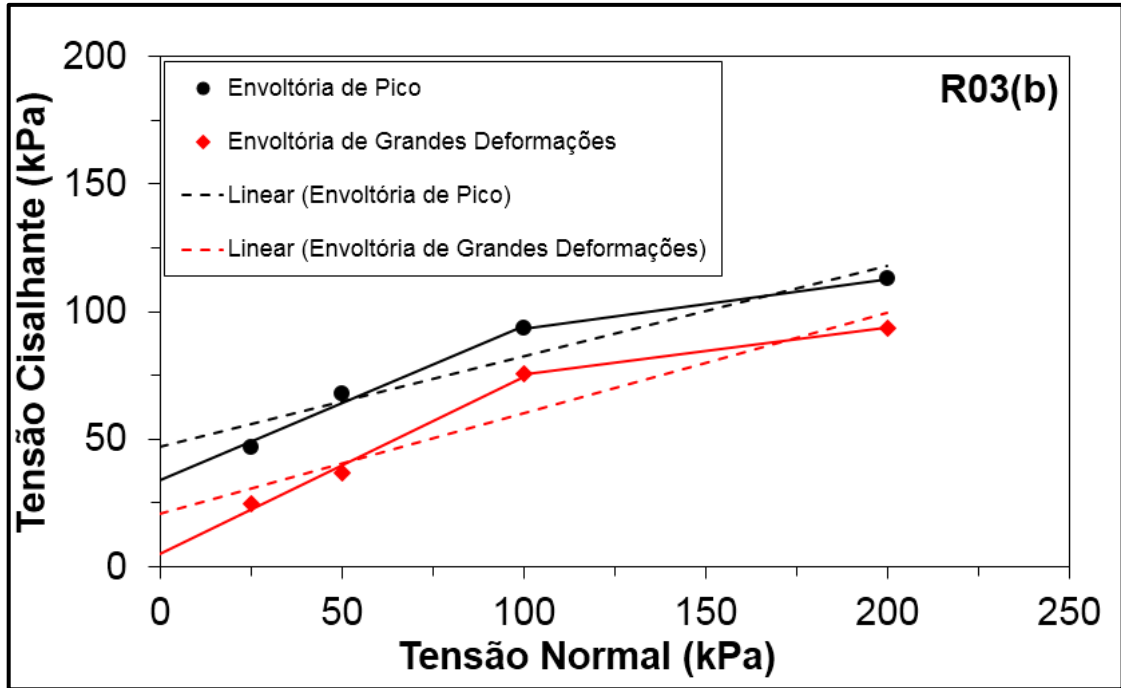


Figura 7-13 – Envoltórias estabelecidas para R03(b)

Tabela 7-8 – Equações e parâmetros obtidos para envoltórias de pico e de grandes deformações do solo residual

Amostra	Envoltória	Equação	ϕ' (°)	c' (kPa)
R01	Pico (única)	$\tau=0,43.\sigma_N+37,1$ $R^2=0,81$	23,3	37,1
	Grandes deformações (única)	$\tau=0,54.\sigma_N+10,9$ $R^2=0,84$	28,4	10,9
	Pico (bi linear)	$\tau=1,04.\sigma_N+15,8$ (σ_N entre 0 e 50 kPa)	46,1	15,8
		$\tau=0,19.\sigma_N+58,4$ (σ_N entre 50 e 100 kPa)	10,8	58,4
	Grandes deformações (bi linear)	$\tau=0,96.\sigma_N-2,1$ (σ_N entre 0 e 50 kPa)	43,8	0,0
		$\tau=0,27.\sigma_N+34,4$ (σ_N entre 50 e 100 kPa)	15,1	34,4
R02	Pico (única)	$\tau=0,62.\sigma_N+45,0$ $R^2=0,76$	31,8	45,0
	Grandes deformações (única)	$\tau=0,54.\sigma_N+15,6$ $R^2=0,99$	28,4	15,6
	Pico (bi linear)	$\tau=1,41.\sigma_N+4,4$ (σ_N entre 0 e 100 kPa)	54,7	4,4
		$\tau=0,08.\sigma_N+136,2$ (σ_N entre 100 e 200 kPa)	4,6	136,2
R03	Pico (única)	$\tau=0,59.\sigma_N+29,8$ $R^2=0,97$	30,5	29,8
	Grandes deformações (única)	$\tau=0,63.\sigma_N+11,3$ $R^2=0,97$	32,3	11,3
	Pico (bi linear)	$\tau=0,83.\sigma_N+17,8$ (σ_N entre 0 e 100 kPa)	39,7	17,8
		$\tau=0,44.\sigma_N+55,9$ (σ_N entre 100 e 200 kPa)	23,7	55,9
R03(b)	Pico (única)	$\tau=0,36.\sigma_N+46,8$ $R^2=0,91$	19,8	46,8
	Grandes deformações (única)	$\tau=0,39.\sigma_N+20,6$ $R^2=0,90$	21,3	20,6
	Pico (bi linear)	$\tau=0,61.\sigma_N+34,0$ (σ_N entre 0 e 100 kPa)	31,4	34,0
		$\tau=0,20.\sigma_N+73,8$ (σ_N entre 100 e 200 kPa)	11,3	73,8
	Grandes deformações (bi linear)	$\tau=0,69.\sigma_N+5,3$ (σ_N entre 0 e 100 kPa)	34,6	5,3
		$\tau=0,18.\sigma_N+57,5$ (σ_N entre 100 e 200 kPa)	10,2	57,5

Para as equações bi lineares da Tabela 7-8, os valores de R^2 estabelecidos são todos maiores que 0,97. A interpretação dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto indica vultosas diferenças entre valores de ϕ' e c' . Para o primeiro trecho linear da envoltória R02, verifica-se um valor de $\phi'=54,7^\circ$ e, por ser um valor elevado se comparado com parâmetros de solos residuais encontrados na literatura, é necessário que mais ensaios sejam realizados para o entendimento mais amplo do comportamento do material, em função da heterogeneidade significativa entre os resultados das amostras. Para o mesmo conjunto citado anteriormente, a mesma ideia pode ser associada aos resultados de ϕ' e c' do segundo trecho linear, em que $\phi'=4,6^\circ$ e $c'=136,2$ kPa. Diante disso, a execução de mais ensaios se faz pertinente para uma melhor definição dos parâmetros de resistência e da tendência do comportamento $\tau \times \sigma_N$ do solo residual estudado.

Comparando as envoltórias de pico para os conjuntos R02 e R03 de ensaio, observa-se que a primeira amostra revela maior resistência ao cisalhamento mesmo apresentando maiores índices de vazios médio que a amostra R03.

A seguir, a Figura 7-14 e a Figura 7-15 revelam a comparação das envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e de grandes deformações definidas para este material. Nota-se uma melhor convergência dos parâmetros de resistência para grandes deformações se confrontados com os apresentados para envoltórias de pico. Este aspecto é evidenciado atentando aos valores mostrados na Tabela 7-9, na Tabela 7-10 e na Tabela 7-11, que trazem a caracterização estatística para os parâmetros das envoltórias de grandes deformações e de pico.

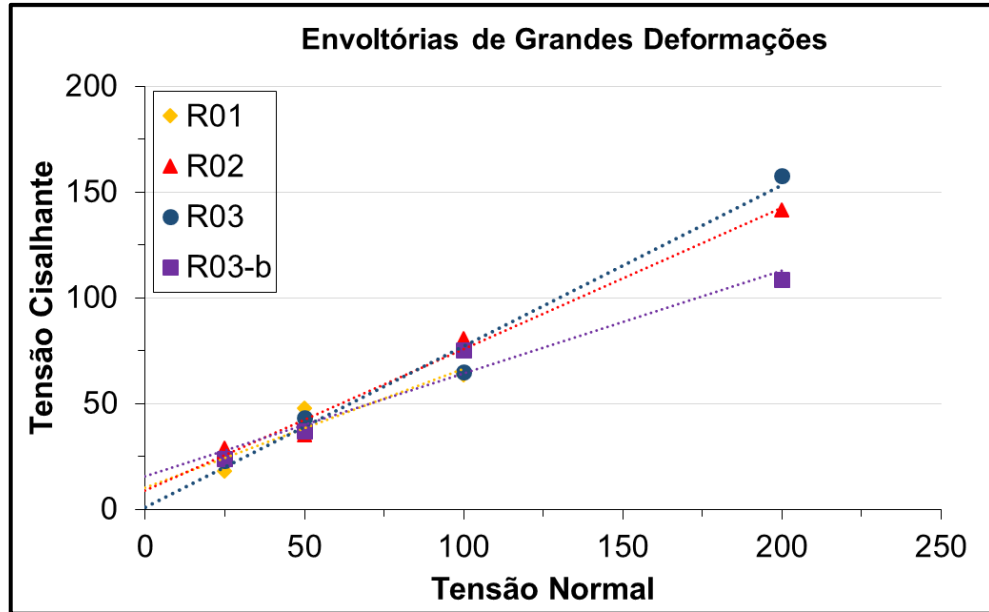


Figura 7-14 – Envoltórias de grandes deformações obtidas para solo residual

Tabela 7-9 – Caracterização estatística dos parâmetros de resistência de grandes deformações para solo residual

Parâmetro	Média (μ)	Desvio Padrão (σ)
ϕ' (graus)	31,6	4,98
c' (kPa)	8,9	6,13

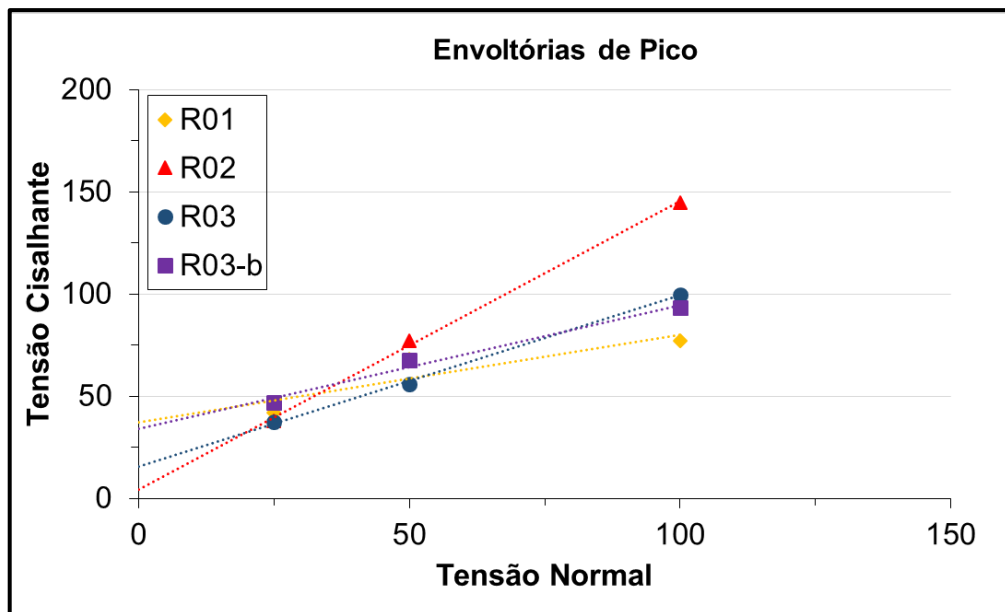


Figura 7-15 – Envoltórias de pico do primeiro trecho linear obtidas para solo residual

Tabela 7-10 - Caracterização estatística dos parâmetros de resistência de pico do primeiro trecho linear para solo residual

Parâmetro	Média (μ)	Desvio Padrão (σ)
ϕ' (graus)	37,2	13,5
c' (kPa)	21,6	13,9

Tabela 7-11 - Caracterização estatística dos parâmetros de resistência de pico do segundo trecho linear para solo residual

Parâmetro	Média (μ)	Desvio Padrão (σ)
ϕ' (graus)	12,6	8,0
c' (kPa)	81,1	37,6

7.2.2 Solo Coluvionar

Assim como para o solo residual, na obtenção de parâmetros de resistência para o solo coluvionar, também foram realizados quatro conjuntos de ensaios em corpos de prova, porém em condição remoldada (reproduzindo os índices físicos de campo, conforme exposto na Tabela 7-12) e nas tensões normais de 50, 100 e 200 kPa. Cada conjunto de ensaios representa um ponto distinto de coleta de material (C01, C02, C03 e C04). Assim, foram ensaiados 12 corpos de prova.

Os índices físicos de campo tomados como referência para moldagem de corpo de provas remoldados, obtidos a partir de moldagem de um corpo de prova indeformado, foram os seguintes:

Tabela 7-12 – Índices físicos de referência para moldagem de corpo de provas de solo coluvionar

Conjunto	Índice de Vazios (e)	Umidade (W- %)	Peso Específico aparente seco (γ_d - kN/m ³)	Peso Específico aparente úmido (γ_n - kN/m ³)	Grau de Saturação (S -%)
Indeformado	1,14	29,5	13,2	17,0	72,9

A seguir são apresentados os índices físicos dos corpos de prova ensaiados:

Tabela 7-13 – Índices físicos dos corpos de prova de solo coluvionar

Amostra	Tensão normal (σ_n – kPa)	Umidade (W- %)	Peso Específico aparente seco (γ_d - kN/m ³)	Peso Específico aparente úmido (γ_n - kN/m ³)	Índice de Vazios (e)	Grau de Saturação (S -%)
C01	50	30,4	13,2	17,2	1,14	75,3
	100	30,7	13,1	17,2	1,14	75,8
	200	24,7	13,8	17,2	1,04	66,9
C02	50	28,1	13,4	17,2	1,10	71,9
	100	31,3	13,0	17,1	1,16	75,7
	200	28,9	13,2	17,0	1,13	72,0
C03	50	30,3	13,1	17,0	1,15	73,9
	100	29,5	13,2	17,1	1,13	73,5
	200	28,1	13,2	16,9	1,13	69,6
C04	50	21,3	13,0	15,8	1,16	51,5
	100	20,1	13,2	15,8	1,14	49,9
	200	20,5	12,9	15,5	1,19	48,5

Com base nos valores apresentados acima, verifica-se uma boa aproximação dos valores de índices físicos dos corpos de prova ensaiados aos valores tomados como referência (condições de campo). Abaixo, a Figura 7-16 mostra um corpo de prova após o procedimento de moldagem e outro após o ensaio de cisalhamento direto.

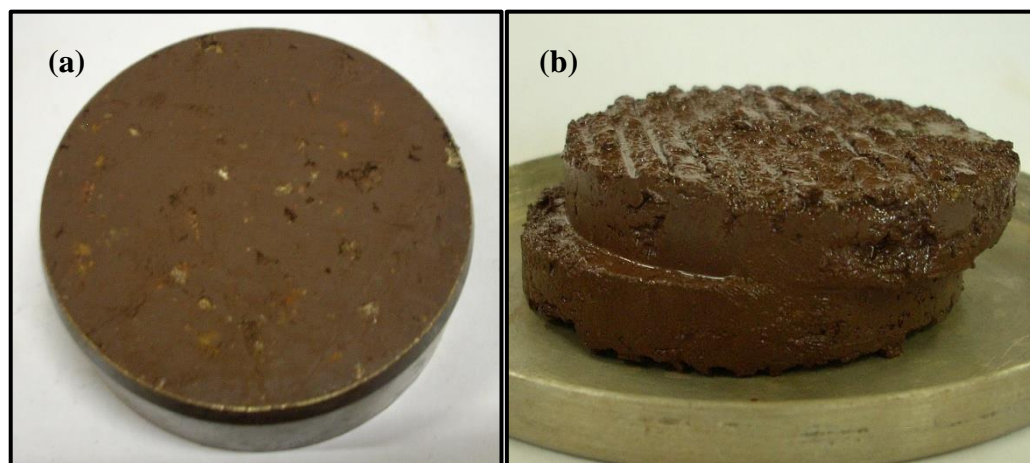


Figura 7-16 – Corpos de prova de solo coluvionar (a) antes e (b) após ensaio de cisalhamento direto

Em termos gerais de resistência ao cisalhamento, o padrão de comportamento obtido para o solo coluvionar estudado seguiu os mesmos aspectos observados para solos coluvionares da Formação Serra Geral por Perazzolo (2003). Apesar de este trabalho ter realizado ensaios de

cisalhamento direto com corpos de prova indeformados, seus resultados mostram-se válidos para fins de avaliação do comportamento de solos coluvionares por meio deste tipo de ensaio.

As curvas de $\tau \times d_h$ (tensão cisalhante \times deslocamento horizontal) mostram que não há variações significativas nos valores de tensão cisalhante após a ruptura do corpo de prova. Quando submetido a tensões normais de 200 kPa, o solo apresentou um crescimento intermitente na tensão de cisalhamento, fazendo com que os maiores valores de cisalhantes fossem obtidos para os maiores níveis de deslocamentos.

Tratando de corpos de prova remoldados, os gráficos de $d_v \times d_h$ (deslocamento vertical \times deslocamento horizontal) revelam um tipo de comportamento mostram a massiva tendência do material de contração ao longo do ensaio. Além disso, na maioria das vezes os níveis de deformação vertical foram similares independentes dos valores de tensão normal aplicados, quando comparados ensaios em corpos de prova de uma mesma amostra.

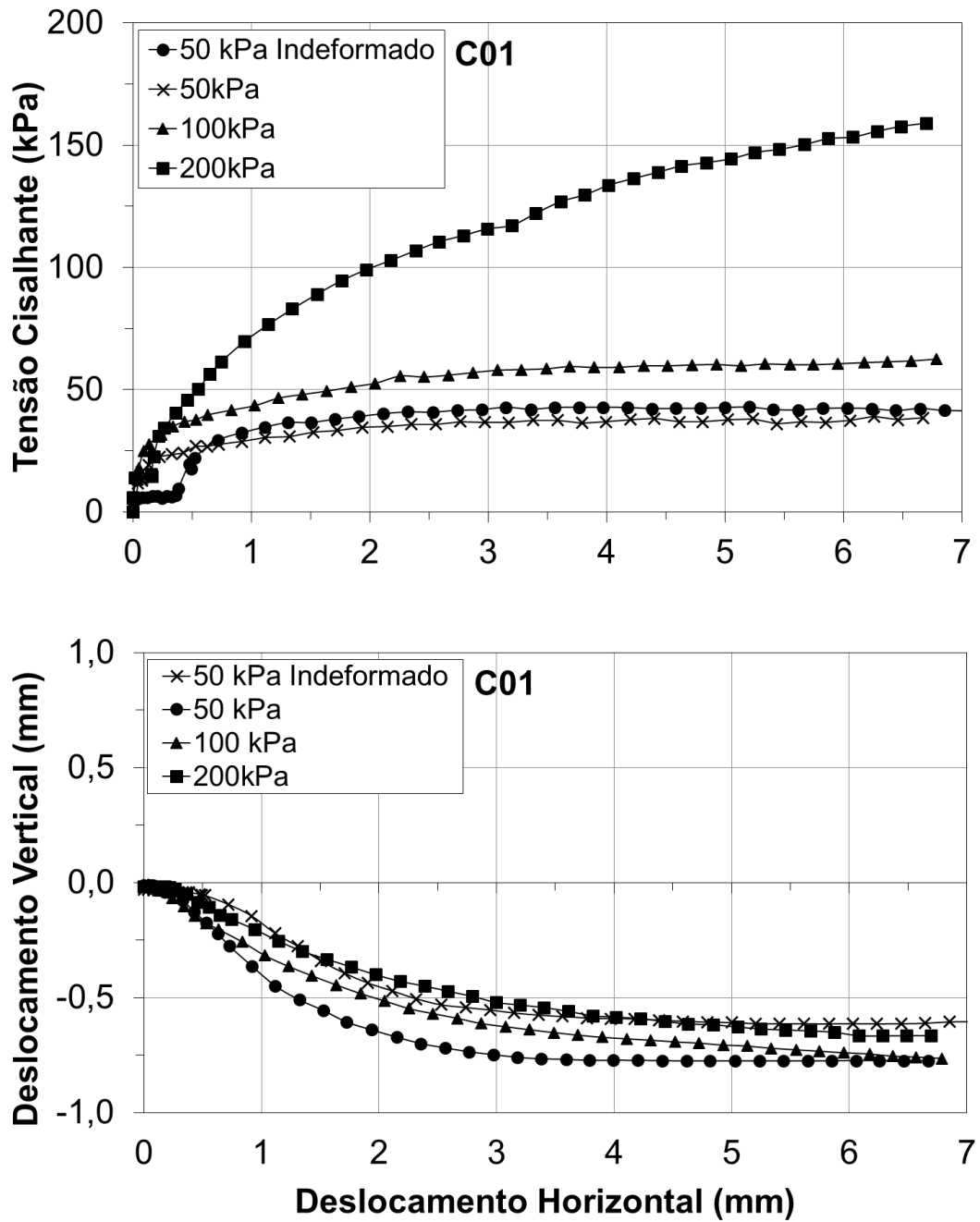


Figura 7-17 – Gráficos $\tau \times d_h$ e $d_v \times d_h$ para C01

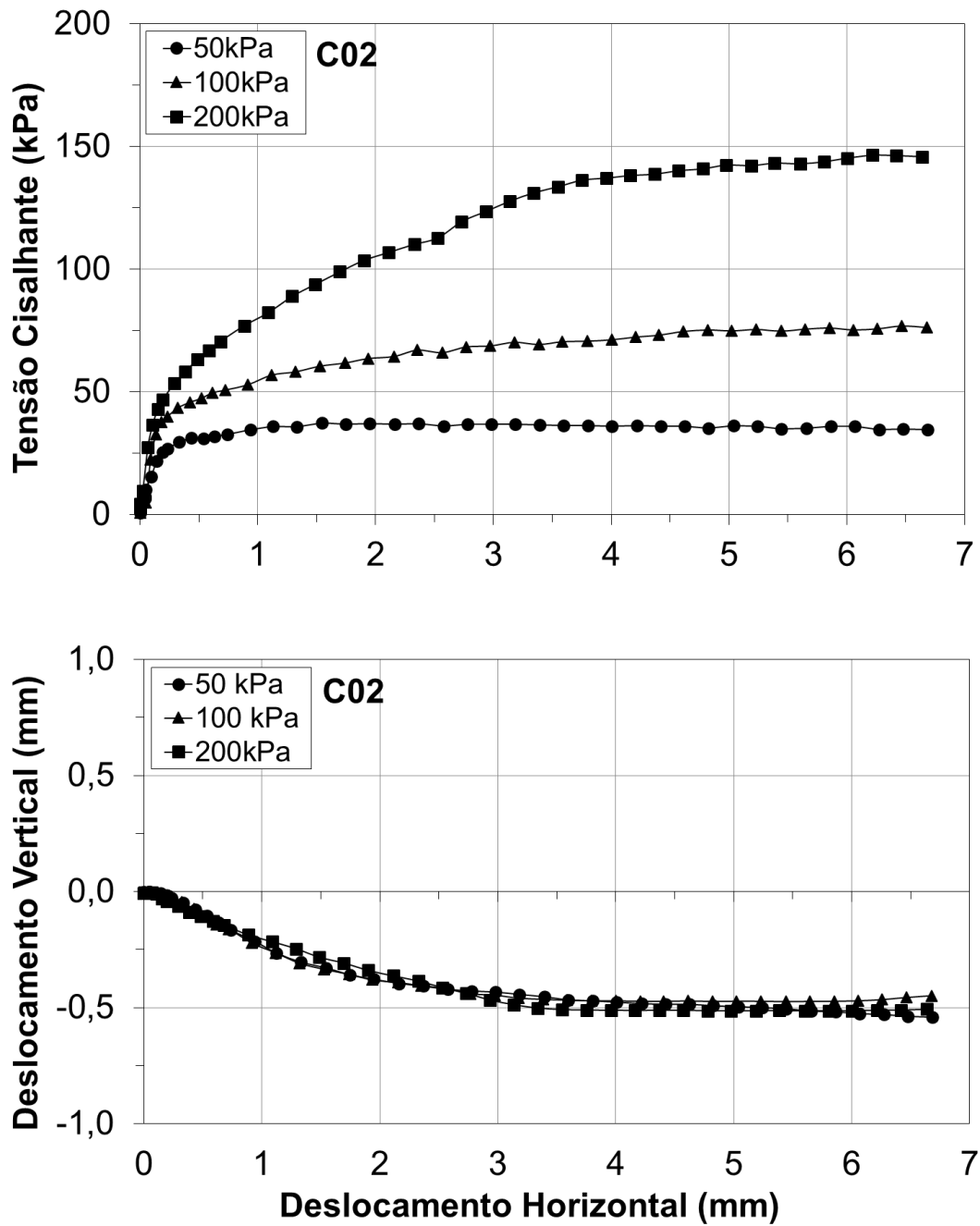


Figura 7-18 – Gráficos $\tau \times d_h$ e $d_v \times d_h$ para C02

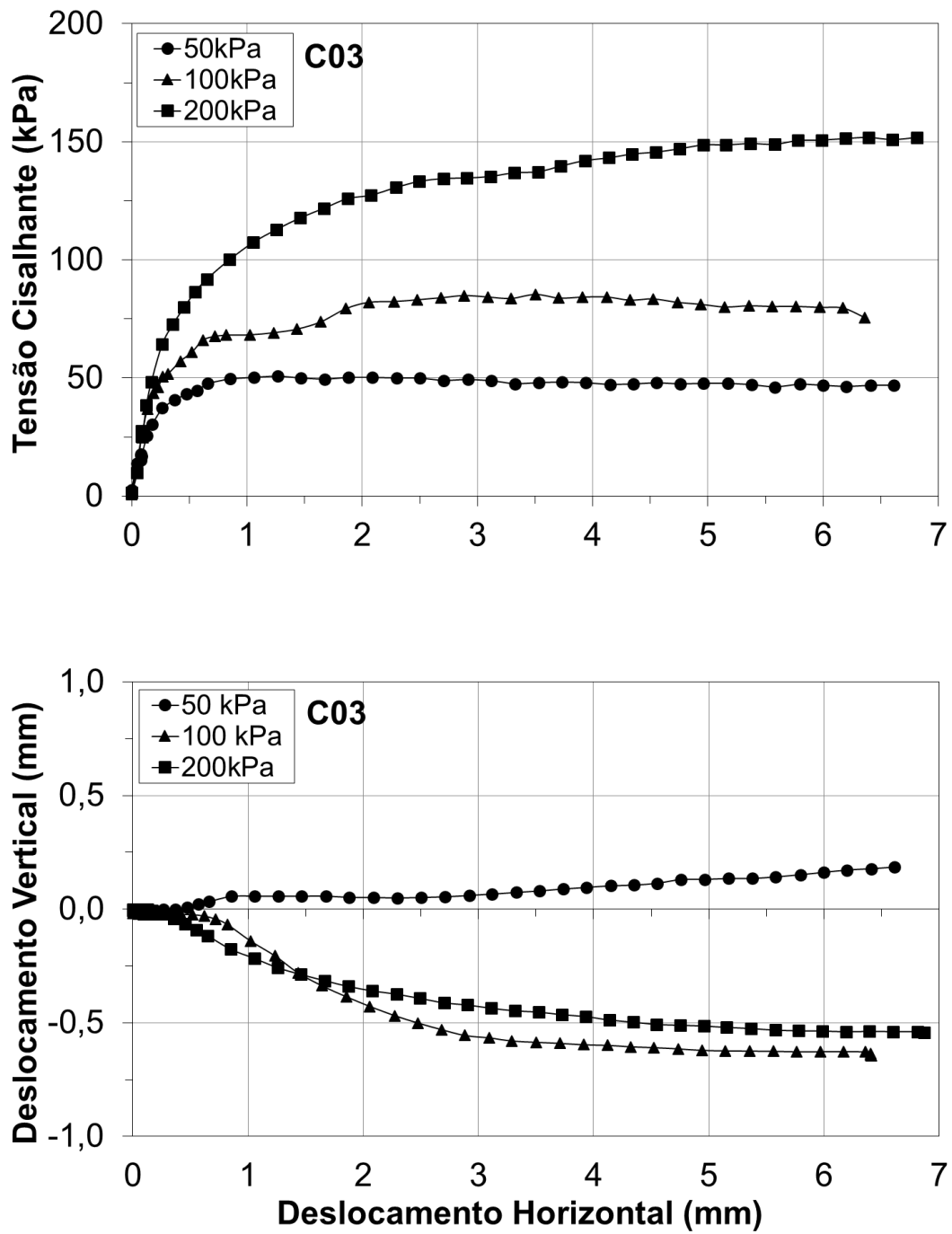


Figura 7-19 - Gráficos $\tau \times d_h$ e $d_v \times d_h$ para C03

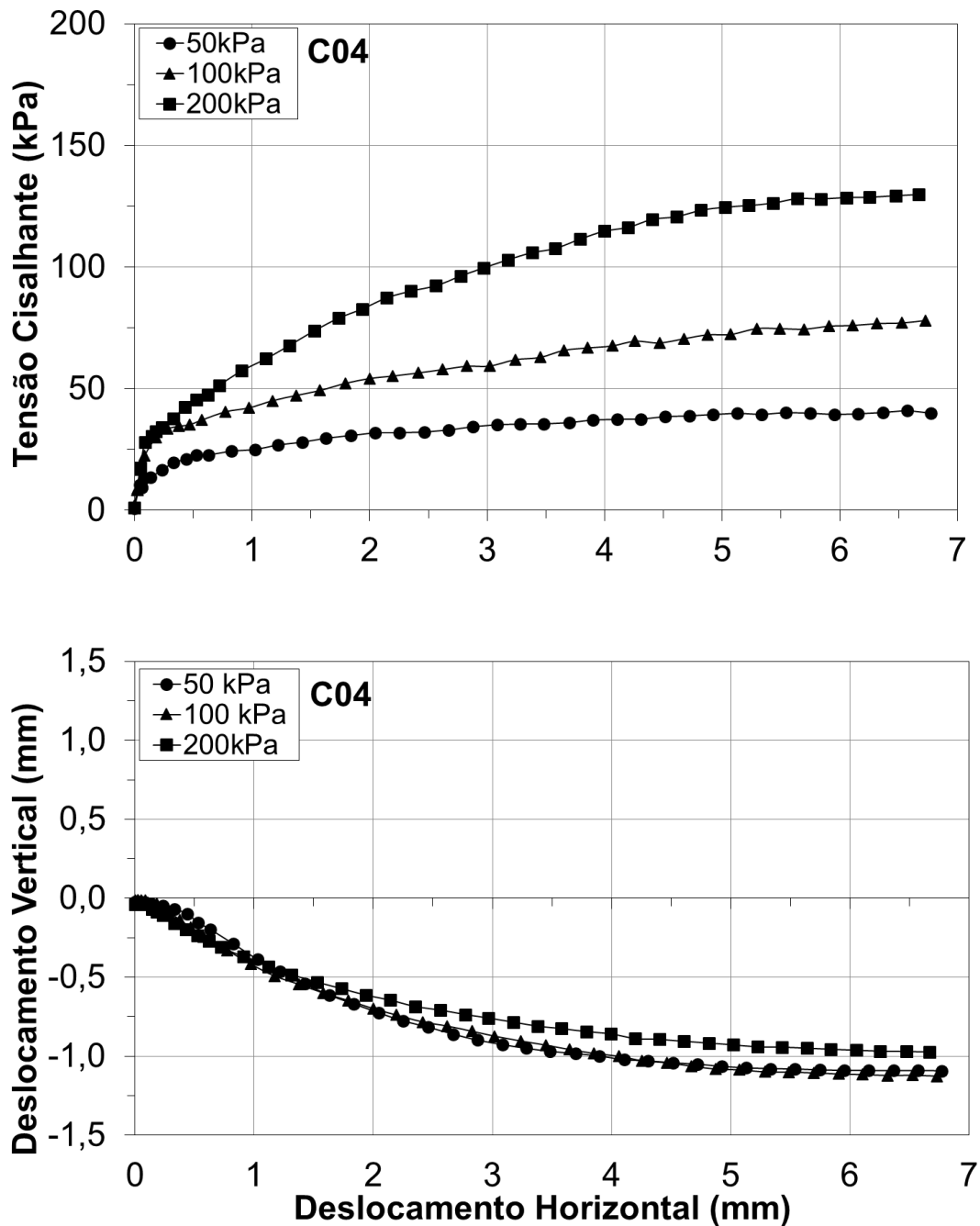


Figura 7-20 - Gráficos $\tau \times d_h$ e $d_v \times d_h$ para C04

As envoltórias de pico obtidas se mostraram com característica linear para o intervalo de tensões normais adotado nos ensaios. Comparando os valores de ângulo de atrito para os 4 conjuntos de ensaios, observa-se uma pequena variação nos valores, enquanto que para a coesão a variação acaba sendo mais pronunciada. Abaixo são apresentadas as envoltórias obtidas e, a seguir, a Tabela 7-14 fornece as equações e parâmetros obtidos nos ensaios de cisalhamento direto para o solo coluvionar.

Tabela 7-14 – Equações e parâmetros obtidos para envoltórias de pico do solo coluvionar

Amostra	Equação	ϕ' (graus)	c' (kPa)
C01	$\tau=0,66.\sigma_N + 2,0$ $R^2=0,99$	33,5	2,0
C02	$\tau=0,72.\sigma_N + 2,4$ $R^2=0,99$	35,9	2,4
C03	$\tau=0,67.\sigma_N + 17,6$ $R^2=0,99$	33,9	17,6
C04	$\tau=0,58.\sigma_N + 15,1$ $R^2=0,99$	30,2	15,1

A Figura 7-21 apresenta o gráfico no qual foram plotadas todas as envoltórias de pico do solo coluvionar. Em comparação aos resultados do solo residual, observa-se uma ótima aproximação dos valores de ângulo de atrito, apesar da dispersão dos valores de intercepto coesivo. A Tabela 7-15 mostra a caracterização estatística dos parâmetros de resistência obtidos para o solo coluvionar. Estas informações se fazem necessárias para análises probabilísticas de estabilidade.

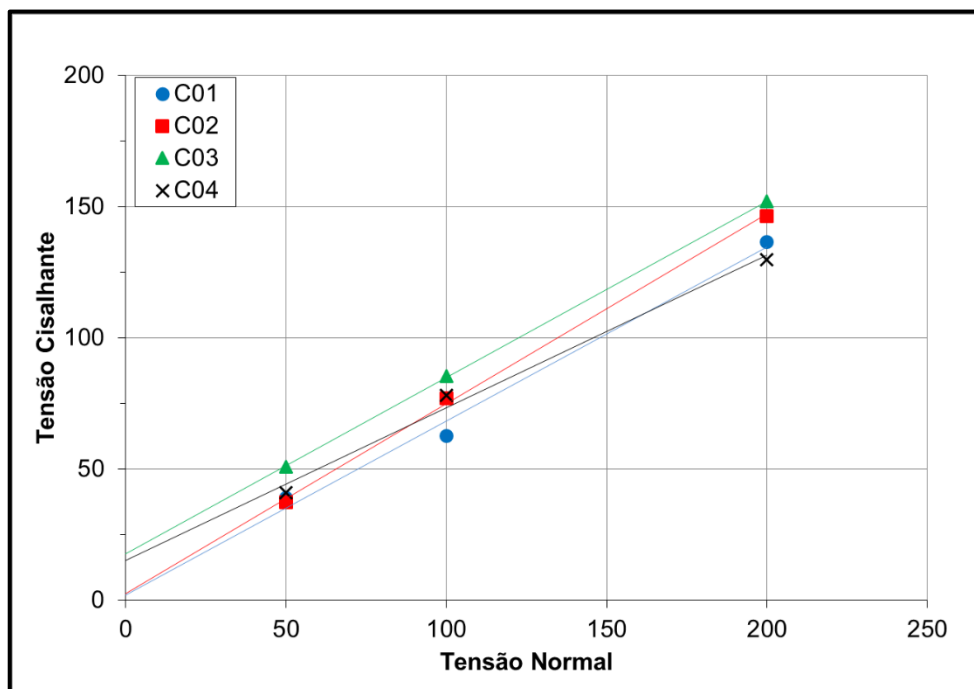


Figura 7-21 – Envoltórias de pico obtidas para o solo coluvionar

Tabela 7-15–Caracterização estatística dos parâmetros de resistência de pico para solo coluvionar

Parâmetro	Média (μ)	Desvio Padrão (σ)
ϕ' (graus)	33,4	2,4
c' (kPa)	9,3	8,2

7.3 ANÁLISES DE RISCO GEOTÉCNICO

As análises de risco executadas para o presente trabalho basearam-se nos seguintes procedimentos:

- Entendimento do comportamento geotécnico dos solos estudados, por meio de ensaios de laboratório e de trabalhos encontrados na literatura;
- Seleção de geometrias base para compor modelos geomecânico de taludes frequentes no trecho alvo da BR-386;
- Desenvolvimento de modelo geomecânico de taludes homogêneos para os dois materiais distintos estudados, diante dos elementos geotécnicos dos materiais;
- Análise probabilística de estabilidade na superfície crítica de escorregamento;
- Consideração das circunstâncias de consequências de eventos de instabilidade, por meio de fatores ponderados referentes a taludes rodoviários.

7.3.1 Probabilidade de ruptura para talude homogêneo de solo residual

As verificações de estabilidade representativas para taludes constituídos por solo residual levaram em conta um talude com geometria de 53° de inclinação e 7,50 m de altura (valores obtidos a partir de média das características de três taludes em solo residual inseridos no trecho estudado da BR-386). Em função dos resultados de ensaios de cisalhamento direto, a partir dos quais se observou uma substancial mudança no comportamento do solo para níveis de tensão normal maiores que 100 kPa, foi demarcada uma linha para dividir o talude em duas camadas com parâmetros de resistência distintos, apesar de representarem o mesmo solo. Desta forma, foi definida uma camada de solo a uma profundidade de 6 metros que, em termos de tensão efetiva e desconsiderando NA, representa uma tensão efetiva vertical de aproximadamente 100 kPa. Neste modelo, a camada de solo superficial apresenta parâmetros de resistência de pico

enquanto a camada mais profunda apresenta parâmetros de resistência do segundo trecho linear das envoltórias de pico. Além disso, também se levou em conta a caracterização estatística das variáveis, apresentada anteriormente, ao tratar dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

Diante do explicitado, a Figura 7-22, representa o modelo geomecânico considerado para análises de estabilidade para um talude de solo residual:

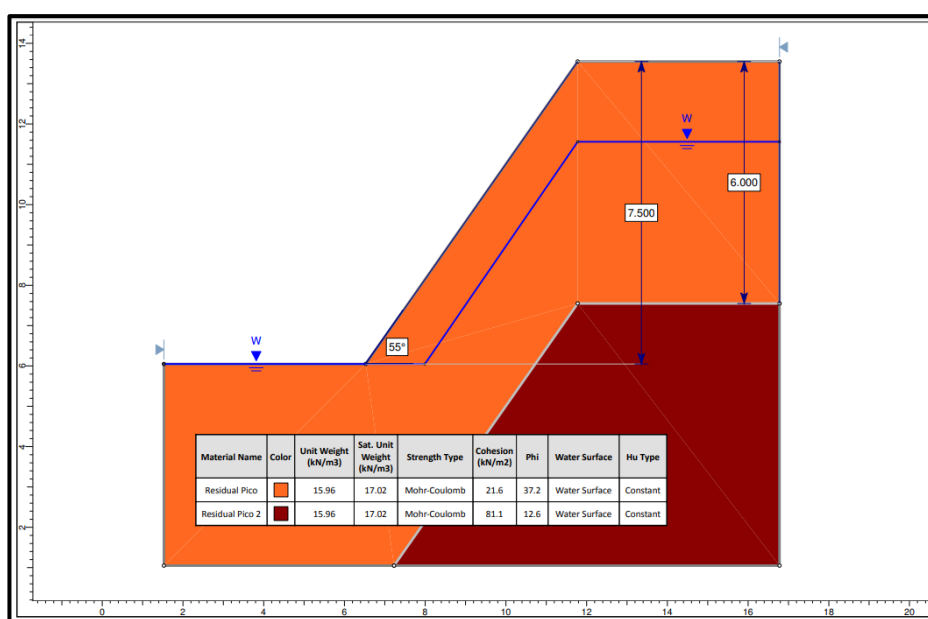


Figura 7-22 – Modelo geomecânico adotado para talude de solo residual

Para se ter posse de um critério de monitoramento de taludes, utilizou-se diferentes profundidades de NA para avaliação dos resultados de probabilidade de ruptura diante desta alternância. Para o talude em solo residual, adotaram-se NA superficial e nas profundidades de 1 e 2 metros. A Tabela 7-16 apresenta os resultados das análises probabilísticas de estabilidade:

Tabela 7-16 – Resultados estabelecidos por análises probabilísticas de talude de solo residual

NA (profundidade)	FS (determinístico)	FS (média)	Probabilidade de Ruptura (%)	Índice de confiabilidade (β)
Superficial	1,076	1,37	14,13	1,02
1 m	1,387	1,78	0,18	2,00
2 m	1,672	2,20	0,00	2,71

A Figura 7-23, Figura 7-24 e Figura 7-25 mostram as superfícies de ruptura e as distribuições de frequência obtidas para o método de cálculo de Morgenstern Price:

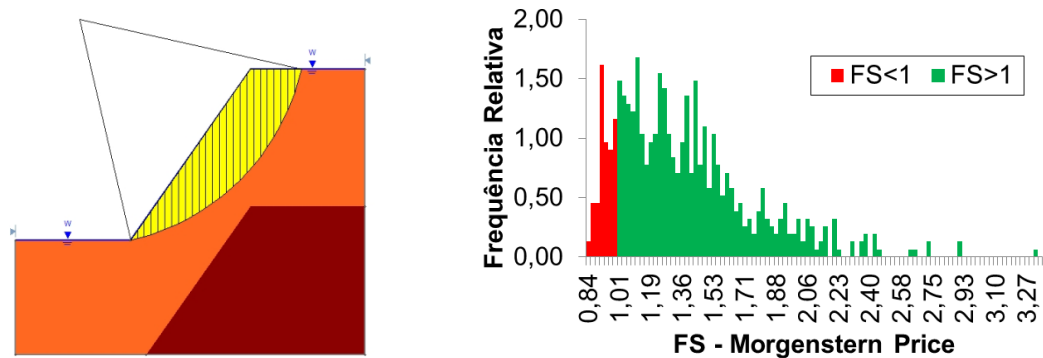


Figura 7-23 – Superfície de ruptura e distribuição de probabilidades de FS para NA superficial

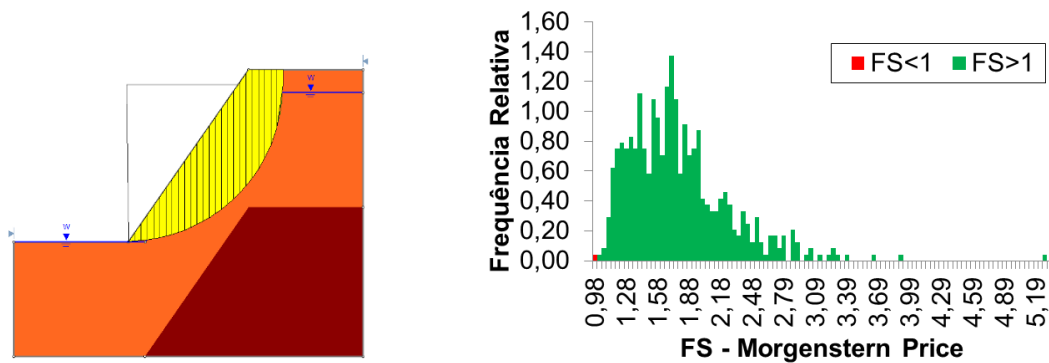


Figura 7-24 – Superfície de ruptura e distribuição de probabilidades de FS para NA = 1 m

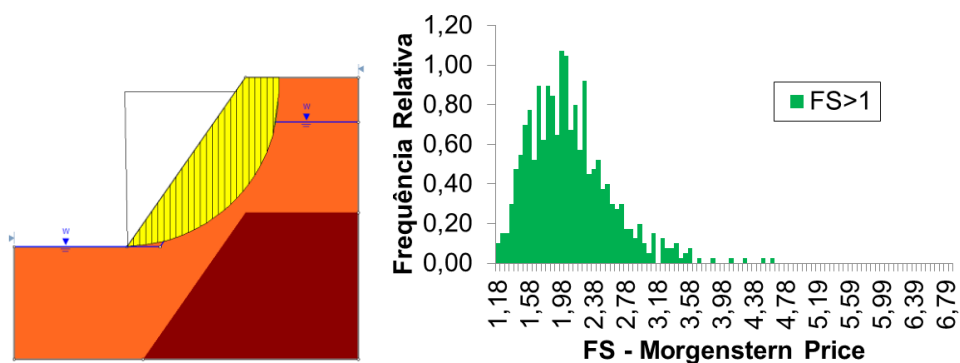


Figura 7-25 – Superfície de ruptura e distribuição de probabilidades de FS para NA = 2 m

Para NA de 2 m de profundidade se observa aceitabilidade dos valores de probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade, quando comparados com valores típicos propostos por Dell'Avanzi e Sayão (1998) para fundações e estruturas de contenção. Para NA de 1m de profundidade o talude analisado encontra-se em condição limite de aceitabilidade dentro dos

casos avaliados, enquanto que para NA superficial a aceitabilidade somente é atingida no caso de taludes de mineração, conforme apresenta a Tabela 7-17:

Tabela 7-17 – Critérios de aceitabilidade para índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura (DELL'AVANZI E SAYÃO, 1998)

Caso	Índice de Confiabilidade (β)	Probabilidade de Ruptura
Fundações	2,3 a 3,0	10^{-2} a 10^{-3}
Taludes de mineração	1,0 a 2,3	10^{-1} a 10^{-2}
Barragens	3,5 a 5,0	10^{-3} a 10^{-5}
Estruturas de Contenção	2,0 a 3,0	10^{-2} a 10^{-3}

7.3.2 Probabilidade de ruptura para talude homogêneo de solo coluvionar

As análises de estabilidade referentes a taludes homogêneos de solo coluvionar tomaram como base uma seção topográfica disponibilizada para um talude coluvionar da BR-386. Este talude, vide Figura 7-26, possui características de geometria muito recorrentes ao longo do trecho estudado da rodovia. Além disso, possui indícios de movimentos de massa em velocidade lenta e apresenta ótimas condições para aplicação dos resultados de ensaios de resistência ao cisalhamento de solo coluvionar.



Figura 7-26 – Talude coluvionar na BR-386 (Google Earth)

Na montagem do modelo de geomecânico a ser utilizado, foram aplicados os parâmetros de resistência de pico. Conforme apresentado nos resultados de ensaios de laboratório, o solo coluvionar possui comportamento tensão x deformação sem a formação de um pico bem definido, fazendo com que resistências de pico não variem significativamente para grandes

deformações. Como taludes coluvionares muitas vezes apresentam movimentações avançadas, a utilização de parâmetros de pico em análises de estabilidade se faz adequada.

O modelo geomecânico estabelecido para as verificações de estabilidade para material coluvionar é apresentado a seguir, na Figura 7-27:

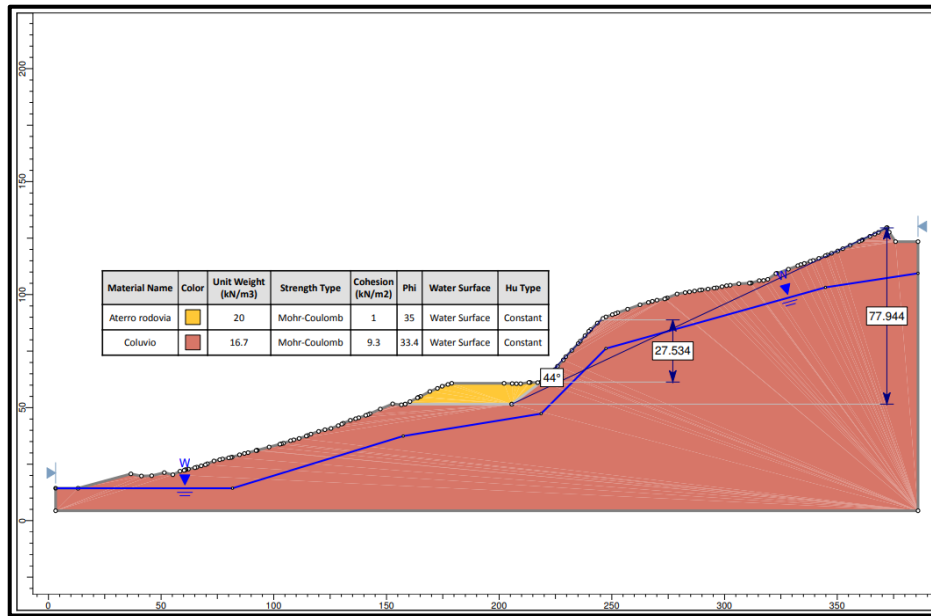


Figura 7-27 – Modelo geomecânico adotado para talude de solo coluvionar

Assim como para as verificações para o solo residual, as análises para solo coluvionar foram executadas com adoção de diferentes NA, para criação de um critério básico de controle e monitoramento de movimentos de massa. Os resultados obtidos de probabilidade de falha são apresentados a seguir:

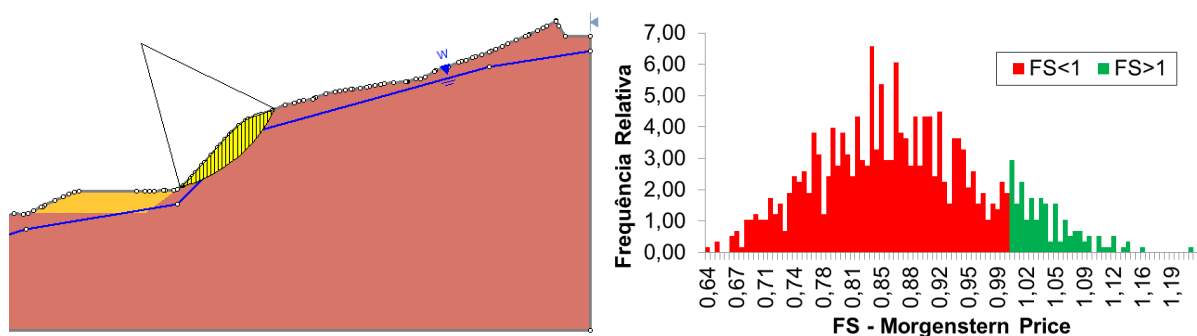


Figura 7-28 – Superfície de ruptura e distribuição de probabilidades de FS para NA = 6 m

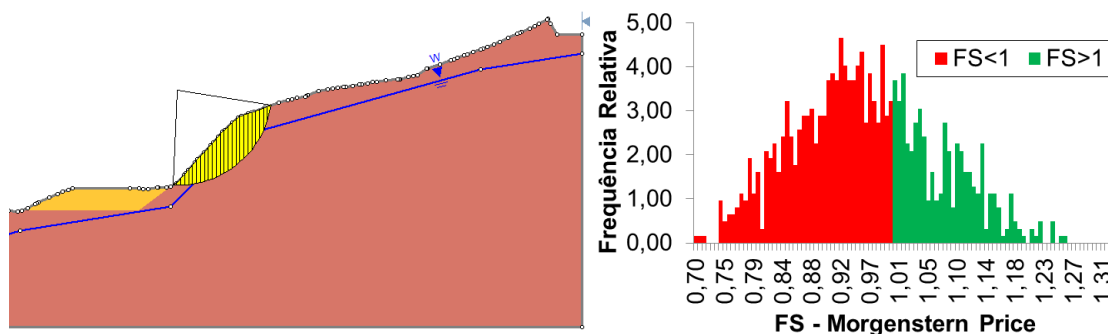


Figura 7-29 – Superfície de ruptura e distribuição de probabilidades de FS para NA = 8 m

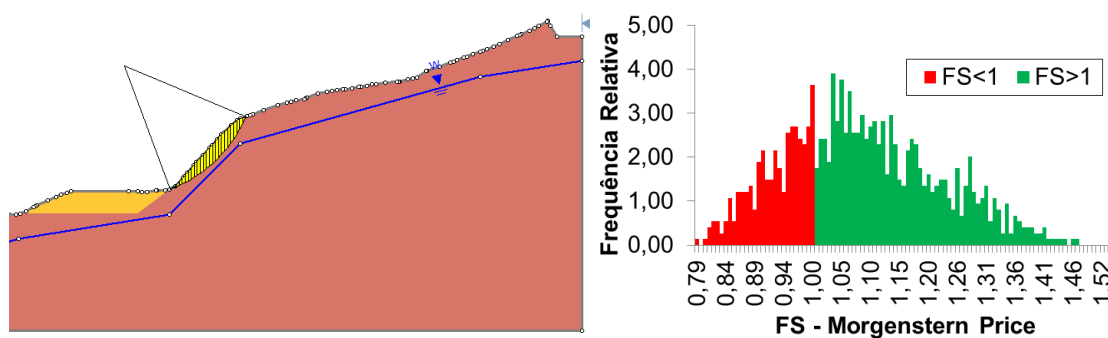


Figura 7-30 – Superfície de ruptura e distribuição de probabilidades de FS para NA = 10 m

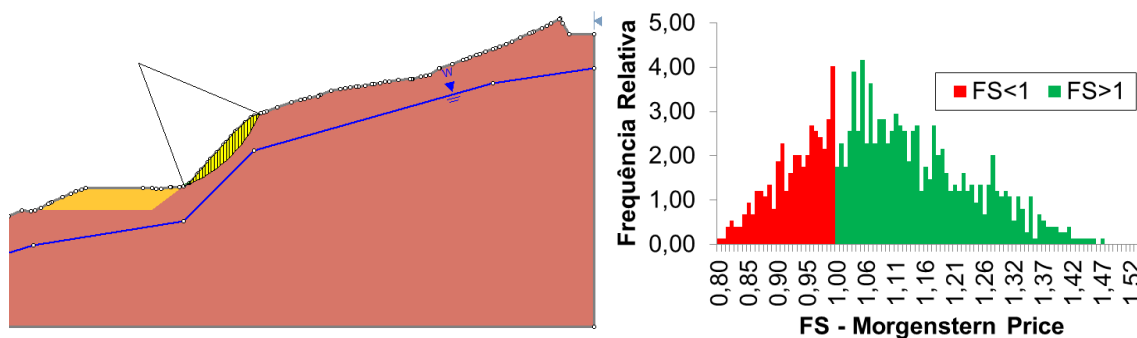


Figura 7-31 – Superfície de ruptura e distribuição de probabilidades de FS para NA = 12 m

Para se ter posse de um critério de monitoramento de taludes, utilizou-se variações no NA para avaliação dos resultados de probabilidade de ruptura diante desta alternância. Para o talude em solo coluvionar, adotaram-se NA nas profundidades de 6, 8, 10 e 12 metros. A Tabela 7-18 apresenta os resultados das análises probabilísticas de estabilidade:

Tabela 7-18 – Resultados estabelecidos por análise probabilística de solo coluvionar

NA (profundidade)	FS (determinístico)	FS (média)	Probabilidade de Ruptura (%)	Índice de confiabilidade (β)
6 m	0,79	0,87	87,20	-1,25
8 m	0,90	0,96	65,80	-0,44
10 m	0,96	1,08	30,80	0,57
12 m	0,97	1,09	28,80	0,61

Percebe-se a geração de valores de FS determinísticos menores que a unidade. Em função de o talude analisado apresentar movimentação lenta, isto pode ser utilizado para interpretar que este talude, nas condições estudadas, possui NA próximo a 12 m de profundidade em campo. Além disso, é possível notar a influência das variações de NA nas análises de estabilidade. Por isso, é aconselhável o monitoramento desta variável tanto para controle do movimento ocorrente quanto para que a reprodução dos cálculos de estabilidade seja mais confiável.

Comparando os resultados estabelecidos acima com os valores típicos de aceitabilidade apresentados na Tabela 7-17, o talude coluvionar analisado não satisfaz os critérios de segurança mínimos. Sendo assim, movimentos de massa passam a ser iminentes e exigem intervenções para que eventos de instabilidade não se manifestem. Cabe ressaltar ainda que as superfícies adotadas para NA são frutos da estimativa de que esta estaria disposta de forma paralela a face do talude.

Movimentos de massa em taludes de material coluvionar se caracterizam pelas baixas velocidades dos deslocamentos observados. Estes taludes encontram-se usualmente em condição metaestável, passando a movimentar de acordo com pequenas perturbações no maciço, estas que podem ser pela variação de NA, por exemplo. Desta forma, apesar de movimentos em taludes coluvionares não ocorrerem de forma abrupta, intervenções são necessárias para que, quando exposto a perturbações de maiores magnitudes, este não esteja suscetível a escorregamentos mais rápidos.

7.3.3 Análise de consequências para talude homogêneo de solo residual

Assim como na definição da geometria a compor o modelo geomecânico para análises de estabilidade, os pontos relevantes para análises de consequências foram obtidos por meio da

média de ocorrência para os três taludes em solo residual já citados nas análises de probabilidade de ruptura.

Para um talude típico de solo residual na BR-386 observam-se as seguintes circunstâncias características:

- Distância baixa do talude à via, em torno de 1,50 m. Este baixo valor acaba amplificando a vulnerabilidade da rodovia a possíveis instabilidades;
- Retaludamento do talude, em função dos cortes realizados para a construção da rodovia. Apesar da vegetação presente, o único sistema de drenagem encontrado é o da autoestrada e que, muitas vezes, possui material depositado nas sarjetas e dificultando a funcionalidade;
- Acesso de maquinário facilitado em função da proximidade da rodovia ao talude, mas em termos logísticos teria que bloquear uma das faixas de rodagem de veículos;
- Extensão de aproximadamente 35 m;
- Quanto à potencialidade das chuvas na região, não foram considerados os efeitos das precipitações nas condições de estabilidade de taludes de solo residual. Por isso, adota-se uma ponderação conservadora.

Sendo assim, um talude representativo e homogêneo em solo residual reuniria as seguintes conjunturas de fatores ponderados:

Tabela 7-19 – Fatores ponderados adotados para análise de consequências de talude de solo residual

Fator	Ponderações adotadas
Distância do talude à via	4
Obras de estabilização	4
Acesso de maquinários	4
Extensão do talude	2
Potencialidade das chuvas locais	4

A partir dos dados da Tabela 7-19, o Índice de Vulnerabilidade do Talude (IVT), calculado a partir da Equação 1 e da Equação 2, equivale a um valor de 0,67.

7.3.4 Análise de consequências para talude homogêneo de solo coluvionar

A classificação dos efeitos de instabilidades no talude modelo de solo coluvionar adotado para análise de risco levaram em conta as condições verificadas no talude do Km 298+500 m. Como já mencionado, esta encosta demonstra aspectos característicos de colúvios da BR-386 e se mostra adequada para análises de risco por já apresentar movimentos em ocorrência.

Para o talude coluvionar escolhido, notam-se as seguintes circunstâncias características:

- Distância baixa do talude à via, em torno de 3,00 m. Este baixo valor acaba amplificando a vulnerabilidade da rodovia a possíveis instabilidades;
- Inexistência de intervenções de estabilização no talude avaliado;
- Acesso de maquinário facilitado em função da proximidade da rodovia ao talude, mas em termos logísticos teria que bloquear uma das faixas de rodagem de veículos;
- Extensão de aproximadamente 100 m;
- Quanto à potencialidade das chuvas na região, não foram considerados os efeitos das precipitações nas condições de estabilidade de taludes de solo coluvionar. Por isso, adota-se uma ponderação conservadora.

Tabela 7-20 – Fatores ponderados adotados para análise de consequências de talude de solo coluvionar

Fator	Ponderações adotadas
Distância do talude à via	4
Obras de estabilização	5
Acesso de maquinários	4
Extensão do talude	4
Potencialidade das chuvas locais	4

A partir dos dados da Tabela 7-20, o Índice de Vulnerabilidade do Talude (IVT), calculado a partir da Equação 1 e da Equação 2, equivale a um valor de 0,78.

7.3.5 Matriz de riscos

Como forma de figurar a classificação de risco geotécnico envolvido nas análises de probabilidade de ruptura e de efeitos de eventos de instabilidade à rodovia, o presente trabalho optou pela matriz de riscos apresentada por Alves (2014). Ao propor uma metodologia de avaliação de risco em taludes de obras lineares, esta autora conduz os níveis de risco em função de um índice de vulnerabilidade (tratado no presente trabalho) e um índice de susceptibilidade (aqui correspondente aos resultados de probabilidade de falha obtidos). A Figura 7-32 apresenta os níveis de risco associado aos taludes estudados:

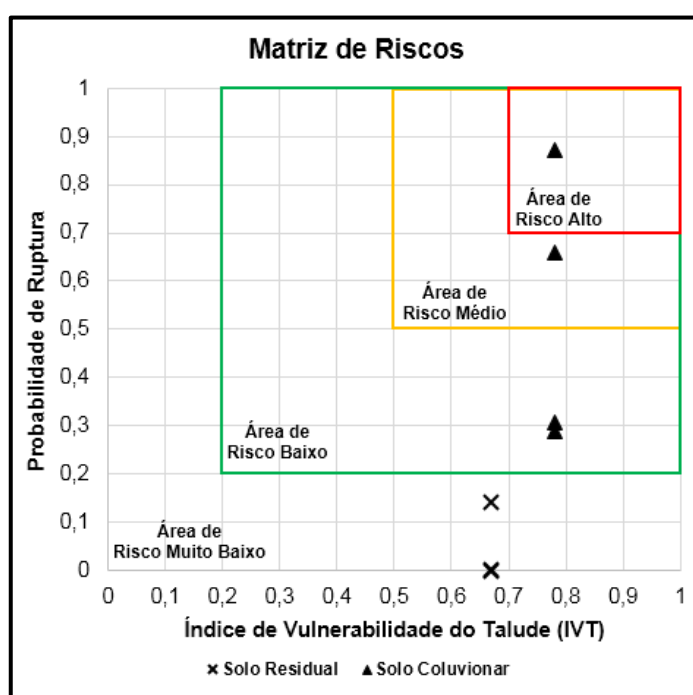


Figura 7-32 – Matriz de riscos estabelecida para taludes em solo residual e coluvionar da BR-386

Nota-se uma significativa variação dos níveis de risco geotécnico associado ao talude de solo coluvionar, vinculado ao aumento da probabilidade de falha relacionado à elevação de NA para diferentes análises de estabilidade. Admitindo que o talude de solo coluvionar possui FS ~ 1 (Probabilidade de ruptura ~ 30%), em função das movimentações observadas em campo, é possível dizer que o seu risco é baixo, mas que pode ser amplificado com variações no NA. Para o talude estudado de solo residual, o risco foi classificado como muito baixo, principalmente ligado às baixas probabilidades de ruptura estabelecidas para este talude.

8 CONCLUSÕES

A partir da execução dos ensaios de laboratório e das análises de risco geotécnico associados a taludes homogêneos de solos residuais e coluvionares de rochas vulcânicas se pode fazer as seguintes considerações:

- Solos residuais possuem comportamento mecânico altamente influenciado pela estrutura herdada da rocha de origem, apresentando transições bem definidas de desempenho quanto à resistência ao cisalhamento, principalmente para diferentes níveis de tensão normal em ensaios de cisalhamento direto;
- O solo residual estudado exige delimitações de faixas de tensão normal para análise do comportamento mecânico pelo critério de Mohr-Coulomb, por meio de envoltórias bi lineares;
- Solos coluvionares evidenciam comportamento típico de estudos encontrados na literatura em taludes da Formação Serra Geral no Rio Grande do Sul. Este material demonstra pouca tendência de expansão, mesmo para baixos níveis de tensão normal em ensaios de cisalhamento direto. Além disso, este solo mostra menor variabilidade de resultados se comparado ao solo residual investigado;
- Nas condições de análise do presente trabalho, taludes coluvionares estão mais suscetíveis a escorregamentos rotacionais que taludes de solos residuais na BR-386. Os resultados obtidos para ambos são fortemente influenciados pelas variações do NA;
- Análises de probabilidade de falha associada a taludes pelo método de Monte Carlo se mostram adequadas para levar em conta a variabilidade local e espacial de materiais geotécnicos, evidenciadas neste trabalho;
- Em análise preliminar, as condições de vulnerabilidade quanto à interrupção de tráfego, a partir da metodologia aplicada, dos taludes de solo residual e coluvionar estudados apresentam similaridade e são representativas para análises preliminares de consequências associadas a movimentos de massa na BR-386;
- A matriz de risco estabelecida define áreas de maior risco geotécnico associado levando em conta danos de interrupção de tráfego, revelando ainda maiores níveis para taludes

de solos coluvionares. Segundo esta metodologia de análise, taludes de solos residuais apresentam risco muito baixo e taludes de solos coluvionares apresentam riscos baixos a altos (variabilidade que pode ser associada aos diferentes NA adotados para as análises de estabilidade).

Sugestões para trabalhos futuros

- Realização de ensaios para identificação litológica específica da matriz rochosa aflorante na área de estudo;
- Realização de ensaios para caracterização do comportamento geomecânico de solos residuais e coluvionares presentes em outros pontos da BR 386;
- Elaboração de metodologia de análise de danos e consequências associados à movimentos de massa mais aplicável às características geotécnicas da região;
- Avaliação dos níveis de precipitação da região e as suas influências nas variações de NA, para então analisar a estabilidade de taludes a partir de uma distribuição de probabilidades para NA;

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES, S. M. **Metodologia para análise de riscos geotécnicos em taludes de ferrovias- estudo de caso: Estrada de Ferro Vitoria Minas**. 2014. 166 f. Dissertação (Mestrado em Geotécnica) – Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2014.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System)**: D2487. USA, 2000. 11p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Direct shear test of soils under consolidated drained conditions**: D3080. USA, 1998. 6p.

APAZA, M. F.; BARROS, J. M. C. **Análise Probabilística de Estabilidade de Taludes pelo Método de Monte Carlo**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Goiânia, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Solo – Análise granulométrica**: NBR 7181. Rio de Janeiro, 1984. 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Solo – Determinação do limite de liquidez**: NBR 6459. Rio de Janeiro, 1984. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Solo – Determinação do limite de plasticidade**: NBR 7180. Rio de Janeiro, 1984. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da Massa Específica**: NBR 6508. Rio de Janeiro, 1984. 8p.

BRESSANI, L. A. **Notas de aula de Estabilidade de Taludes**. Jun. 2007. Notas de aula

COSTA, E. A. **Avaliação de ameaças e risco geotécnico aplicados à estabilidade de taludes**. 2005. 160 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

COSTA, E. A., BRESSANI, L. A. **Avaliação do Risco Geotécnico e Probabilidade de Ruptura**. In: **Notas de aula de Estabilidade de Taludes**. Jun. 2007. Notas de aula.

CPRM – Serviço Geológico do Brasil. **Levantamento geológico**. Em: www.cprm.gov.br, Data de acesso: 12-05-2018.

CRUDEN, D. M. **A Simple Definition of a Landslide**. Bulletin of the International Association of Engineering Geology. 1991. No 43, pp. 27-29

CRUDEN, D.M.; VARNES, D.J. **Landslides Types and Processes**. In: **LANDSLIDES: INVESTIGATION AND MITIGATION**, Washington D. C., USA. Special Report 247... Transportation Research Board, National Academy of Science, 1996, p. 36-75.

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

GOMES, R. C. (2009). **Metodologia TMD para Dimensionamento Estrutural de Pavimentos Ferroviários – Projeto de Duplicação da EFC**. Universidade Federal de Ouro Preto. UFOR, 19p.

HEIDEMANN, M. **Caracterização geotécnica de um solo residual de granulito envolvido em uma ruptura de talude em Gaspar – SC**. Porto Alegre, 2011. 178f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

HIGHLAND, L. M.; BOBROWSKY, P. **O Manual do Deslizamento: um guia para a compreensão de deslizamentos**. Reston, Virginia: U. S. Geological Survey, 2008.

LACERDA, W. A. **The behavior of colluvial slopes in a tropical environment**. In: Proceeding of the Ninth International Symposium on Landslides. Rio de Janeiro, 2004, v. 2, p. 1315-1342.

LACERDA, W. A.; SANDRONI, S. S. **Movimento de massas colúviais**. In: Simpósio de encostas do Clube de Engenharia – ABMS. Rio de Janeiro, 1985.

MEDINA, J. **Mecânica dos pavimentos: Aspectos geotécnicos**. In: VII Conferência Pacheco Silva da ABMS. Revista Solos e Rochas, v. 29, 2006, p. 137-158.

MILANI, E. J.; RAMOS, V. A. **Orogenias Paleozoicas no Domínio Sul-Occidental do Gondwana e os Ciclos de Subsidência da Bacia do Paraná**. In: Revista Brasileira de Geociências, v.28, 1998. p. 473-484.

MILANI, E. J.; MELO, J. H. G.; SOUZA, P. A.; FERNANDES, L. A.; FRANCA, A. B. **Cartas Estratigráficas – Bacia do Paraná**. Rio de Janeiro: Petrobras. Boletim de Geociências da Petrobras, 2007.15 (2): pp. 265–287

PERAZZOLO, L. **Estudo geotécnico de dois taludes da Formação Serra Geral, RS**. Porto Alegre, 2003. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

PINHEIRO, R. J. B. **Estudo de alguns casos de instabilidade da encosta da Serra Geral no estado do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre, 2000. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

PINHEIRO, R. J. B.; BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D. **Movimentos de Massa Associados à Encosta da Serra Geral no Rio Grande do Sul**. In: II Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul. Porto Alegre, 2000. p. 115-127.

PINTO, C. S. **Curso básico de Mecânica dos Solos**. 3. Ed. Oficina de Textos. São Paulo, 2006. 367 p.

RIGO, M. L. **Mineralogia, intemperismo e comportamento geotécnico de solos saprolíticos de rochas vulcânicas da Formação Serra Geral**. Porto Alegre, 2005. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

SANDRONI, S. S.; MACCARINI, M. **Ensaio triaxiais e de cisalhamento direto em uma ocorrência de solo residual gnáissico jovem rico em feldspato**. In: Simpósio brasileiro de solos tropicais em engenharia. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1981. p. 324-339.

SILVA, C. C. **Análise de Estabilidade de um talude da Cava de Alegria Utilizando Abordagem Probabilística**. 2015. 136 f. Dissertação (Mestrado em Geotécnica) – Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2015.

SILVEIRA, R.M. **Propriedades geotécnicas dos solos coluvionares dos taludes do gasoduto Brasil-Bolívia em Timbé do Sul – SC**. Porto Alegre, 2003. 120f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

THOMÉ, A.; FORMIGHERI, L. E. **Relatório semestral de Monitoramento de Deslocamentos Horizontais na BR 386 km 316+900m**. Passo Fundo, 2008.

VARNES, D. J., **Slope movement types and processes**, In: Special Report 176: Landslides: Analysis and Control (R.L. Schuster e R.J. Krizek, eds.), TRB, National Research Council, Washington, D. C. 1978, pp. 11-33.

WIKIPÉDIA. **BR-386**. Em: pt.wikipedia.org/wiki/br-386, Data de acesso: 10-11-2017.

WHITMAN, R. V. **Evaluating Calculated Risk in Geotechnical Engineering**. Journal of the Geotechnical Engineering, Division ASCE, vol. 110 (2), p.145-188, 1984.

ZANCHET, M. J. **A importância da BR 386 para o desenvolvimento do Vale do Taquari**. Ijuí, 2013. Trabalho de Conclusão de Curso – Graduação em Geografia, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul.