



UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE MINAS



LÓREN LETÍCIA ROCHA SANTOS

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE TRIDIMENSIONAL DE TALUDES DE SOLO E
ROCHA LOCALIZADOS EM UMA ESTRADA FERROVIÁRIA**

OURO PRETO
2026

LÓREN LETÍCIA ROCHA SANTOS

ANÁLISE DE ESTABILIDADE TRIDIMENSIONAL DE TALUDES DE SOLO E ROCHA
LOCALIZADOS EM UMA ESTRADA FERROVIÁRIA

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia de Minas.

Orientadora: Prof.^a Dr.^a Tatiana Barreto dos Santos

OURO PRETO

2026



FOLHA DE APROVAÇÃO

Lóren Letícia Rocha Santos

ANÁLISE DE ESTABILIDADE TRIDIMENSIONAL DE TALUDES DE SOLO E ROCHA LOCALIZADOS EM UMA ESTRADA FERROVIÁRIA

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia de Minas

Aprovada em 06 de fevereiro de 2026

Membros da banca

Dr^a Tatiana Barreto dos Santos - Orientador(a) - Universidade Federal de Ouro Preto
Dr. Hernani Mota de Lima - Universidade Federal de Ouro Preto
Dr. Allan Erlikhman Medeiros Santos - Universidade Federal de Ouro Preto

Tatiana Barreto dos Santos, orientadora do trabalho, aprovou a versão final e autorizou seu depósito na Biblioteca Digital de Trabalhos de Conclusão de Curso da UFOP em 12/02/2026



Documento assinado eletronicamente por **Tatiana Barreto dos Santos, PROFESSOR DE MAGISTERIO SUPERIOR**, em 12/02/2026, às 11:48, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site http://sei.ufop.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **1058812** e o código CRC **C5B8FA7C**.

A meus pais.

AGRADECIMENTOS

A Deus, Nossa Senhora e São José, pela proteção divina e pelo guiar constante por toda essa jornada.

A meus pais, por todo amor, incentivo, dedicação, paciência e sacrifícios feitos ao longo desses anos.

Aos amigos que conquistei durante a graduação: Altamiro, Andrey, Arthur, Emiley, José Matheus, Lucas Natividade, Maria Teresa, Pedro Corcetti, Rafael, Sandylla e Taylor, obrigada por estarem ao meu lado. Agradeço a amizade, o incentivo, o carinho e o apoio durante esses anos de graduação.

Aos colegas Jéssica e Mauro, aos técnicos Mariana e Antônio e aos professores do projeto de pesquisa Slope Break.

À minha orientadora Tatiana pelo incentivo, dedicação, empenho e confiança.

À Unidade EMBRAPPII Escola de Minas pelo recurso financeiro que tornou possível a realização do projeto de pesquisa e a escrita desse trabalho.

Aos professores do Departamento de Engenharia de Minas da UFOP.

À Escola de Minas, ao DEMIN, à Fundação Gorceix e à UFOP pelo apoio institucional, pela educação pública, gratuita e de qualidade.

RESUMO

As ferrovias constituem infraestruturas estratégicas para o transporte de cargas e passageiros. Em razão de suas grandes extensões e de suas recorrentes inserções em contextos geológicos e geomorfológicos complexos, as ferrovias estão sujeitas a recorrentes problemas geotécnicos, especialmente relacionados à instabilidade de taludes de corte e aterro. Nesse contexto, este trabalho teve como objetivo avaliar a estabilidade de taludes de solo e rocha localizados ao longo de uma estrada ferroviária, por meio da integração de ensaios laboratoriais de caracterização física e mecânica com análises tridimensionais de estabilidade pelo método do equilíbrio limite. Foram selecionados cinco taludes ferroviários com histórico de instabilidade, nos quais se realizaram campanhas de campo para coleta de amostras deformadas e indeformadas. Os ensaios laboratoriais incluíram análises granulométricas, limites de Atterberg, determinação da massa específica e ensaios triaxiais drenados com consolidação isotrópica (CID), conforme normas técnicas vigentes, permitindo a obtenção dos parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento dos solos. As análises de estabilidade foram conduzidas no *software* Slide3, utilizando geometrias obtidas a partir de levantamentos topográficos realizados com veículo aéreo não tripulado (VANT) e aplicando o método do equilíbrio limite em três dimensões para a identificação das superfícies críticas de ruptura e determinação do fator de segurança. Os resultados evidenciaram a influência das características geotécnicas dos solos e rochas, das condições geométricas dos taludes e dos parâmetros de resistência na estabilidade global das encostas analisadas, permitindo a identificação de trechos com condição estável, limítrofe ou instável em relação aos critérios normativos. Adicionalmente, análises bidimensionais foram conduzidas em seções críticas, com o objetivo de comparar os resultados obtidos nas abordagens 2D e 3D. Os resultados evidenciaram que a abordagem tridimensional se mostrou mais representativa do comportamento real dos taludes quando comparada às análises bidimensionais, sobretudo em geometrias complexas e com variação lateral das condições geotécnicas. Dessa forma, o estudo contribui para o aprimoramento da avaliação de instabilidade geotécnicos em ferrovias, fornecendo subsídios técnicos para a gestão, manutenção e definição de medidas preventivas e mitigatórias para a estrada ferroviária objeto de estudo desse trabalho.

Palavras- chave: Estabilidade de taludes; Análise tridimensional; Método do equilíbrio limite; Infraestrutura ferroviária; Geotecnia.

ABSTRACT

Railways constitute critical infrastructure for the transportation of both freight and passengers. Owing to their extensive lengths and frequent insertion into complex geological and geomorphological environments, railways are subject to recurring geotechnical issues, particularly those associated with the instability of cut and embankment slopes. Within this context, the present study aimed to evaluate the stability of soil and rock slopes located along a railway line through the integration of laboratory testing for physical and mechanical characterization with three-dimensional stability analyses based on the limit equilibrium method. Five railway slopes with a documented history of instability were selected, where field campaigns were conducted to collect both disturbed and undisturbed samples. Laboratory testing comprised grain size distribution analyses, determination of Atterberg limits, specific gravity measurements, and consolidated isotropically drained triaxial tests (CID), performed in accordance with applicable technical standards, thereby enabling the determination of the effective shear strength parameters of the soils. Stability analyses were performed using Slide3 software, employing geometries derived from topographic surveys conducted with an unmanned aerial vehicle (UAV), and applying the three-dimensional limit equilibrium method to identify critical failure surfaces and to determine the factor of safety. The results demonstrated the influence of the geotechnical properties of soils and rocks, slope geometric conditions, and strength parameters on the overall stability of the analyzed slopes, allowing the identification of sections classified as stable, marginally stable, or unstable according to normative criteria. Additionally, two-dimensional analyses were performed on critical cross-sections to compare the results obtained from 2D and 3D approaches. The findings indicated that the three-dimensional approach provides a more representative assessment of actual slope behavior when compared to two-dimensional analyses, particularly in complex geometries and in scenarios involving lateral variability of geotechnical conditions. Therefore, this study contributes to the advancement of geotechnical instability assessment in railway systems, providing technical support for infrastructure management, maintenance planning, and the definition of preventive and mitigation measures for the railway line addressed in this study.

Keywords: Slope stability; Three-dimensional analysis; Limit equilibrium method; Railway infrastructure; Geotechnics.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Aparelho de Casagrande e aspecto da ranhura durante o ensaio para determinação do limite de liquidez.....	27
Figura 2: Ensaio do limite de plasticidade.	28
Figura 3: Esquema de uma câmara triaxial (modificado de Head, 1998).	30
Figura 4: Parâmetros de resistência e derivações no diagrama de Mohr (Head, 1998).	31
Figura 5: Tensões cisalhantes mobilizada e resistente em uma massa de solo.	32
Figura 6: Geometria do talude e discretização em lamelas (1) e equilíbrio de uma lamela (2).	34
Figura 7: Seção bidimensional realizada no <i>software</i> Slide2 de um talude de solo com destaque para as fatias (em amarelo) e fator de segurança.	35
Figura 8: Representação de uma massa de solo potencialmente instável dividida em colunas.	36
Figura 9: Fluxograma de metodologia.	40
Figura 10: Coleta de amostra deformada.	41
Figura 11: Amostra indeformada coletada por empresa terceirizada especializada.....	42
Figura 12: Estimativa do JRC (Barton, 1982).....	45
Figura 13: Relação entre os perfis de rugosidade e parâmetro Jr para definição do parâmetro JRC. (Modificado de Brown, 1981).	46
Figura 14: Resistência mobilizáveis e resistência mobilizada.	50
Figura 15: Análise granulométrica da amostra do primeiro talude.	58
Figura 16: Corpo de prova de solo do talude A antes (1) e após (2) a realização do ensaio.....	60
Figura 17: Tensão desviadora versus deformação. (a) 25kPa, (b) 50 kPa, (c) 100 kPa.	61
Figura 18: Estado de tensões e envoltória de resistência para o solo do talude A.	62
Figura 19: Superfície crítica de ruptura determinada para o trecho selecionado no talude A.....	63
Figura 20: Análise granulométrica da amostra do talude B.	64
Figura 21: Corpos de prova de solo coletado no talude B antes (1) e após (2) a realização do ensaio.	65
Figura 22: Tensão desviadora <i>versus</i> deformação. (a) 25kPa, (b) 50 kPa, (c) 100 kPa.	66
Figura 23: Estado de tensões e envoltória de resistência para o solo do talude B.....	67
Figura 24: Superfície crítica de ruptura determinada para trecho selecionado no talude B.	68
Figura 25: Análise granulométrica da amostra do talude C	69
Figura 26 Amostra indeformada do talude C.	70
Figura 27: Preparação de corpos de prova via amostra deformada. (1) homogeneização e (2) compactação.	71
Figura 28: Corpos de prova de solo coletados no talude C antes (1) e após (2) a realização do ensaio triaxial.	72
Figura 29: Tensão versus deformação. (a) 25kPa, (b) 50 kPa, (c) 100 kPa	73
Figura 30: Estado de tensões e envoltória de resistência para o solo do talude C.....	74
Figura 31: Superfície crítica de ruptura determinada para o talude C.....	75
Figura 32: Análise granulométrica da amostra do talude D.	76
Figura 33: Corpos de prova de solo do Talude D antes (1) e após (2) a realização do ensaio.	77
Figura 34: Tensão versus deformação. (a) 25kPa, (b) 100 kPa.....	78
Figura 35: Estado de tensões e envoltória de resistência para o solo do Talude D.	79
Figura 36: Superfície crítica de ruptura determinada para o Talude D.	80

Figura 37: Superfície crítica de ruptura determinada para o trecho selecionado no talude E (Ru igual a 0,5).	82
Figura 38: Superfície crítica de ruptura determinada para o trecho selecionado no Talude E (Ru igual a 0,9).	83

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Classificação quanto à velocidade do movimento de massa segundo Varnes (1978).....	22
Tabela 2: Classificação quanto à profundidade da massa deslocada segundo Varnes (1978).	22
Tabela 3: Classificação dos solos de acordo com sua granulometria.....	25
Tabela 4: Classificação do índice de plasticidade.....	28
Tabela 5: Valores de m_i para rocha intacta (Hoek, 2000).....	44
Tabela 6: Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas.	51
Tabela 7: Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.	51
Tabela 8: Nível de segurança contra danos a vidas humanas.....	52
Tabela 9: Características físicas da amostra do primeiro talude.	59
Tabela 10: Parâmetros mecânicos obtidos por meio de ensaio triaxial.....	62
Tabela 11: Características físicas da amostra do talude B	64
Tabela 12: Parâmetros mecânicos obtidos por meio do ensaio triaxial.....	67
Tabela 13: Características físicas da amostra do talude C.	69
Tabela 14: Parâmetros mecânicos obtidos por meio do ensaio triaxial.....	74
Tabela 15: Características físicas da amostra do talude D.	76
Tabela 16 Parâmetros mecânicos obtidos por meio do ensaio triaxial.....	79
Tabela 17: Parâmetros geomecânicos do maciço rochoso e da foliação da amostra do talude E.	81
Tabela 18: Tabela resumo das propriedades física e mecânicas e fator de segurança.	83
Tabela 19: Propriedades geotécnicas dos taludes analisados e fatores de segurança obtidos nas simulações 2D e 3D.....	84

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Classificação dos movimentos de encosta segundo Varnes (1978).	21
--	----

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

2D – Bidimensional

3D – Tridimensional

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM – American Society for Testing and Materials

c – Coesão

CID – Ensaio Triaxial Consolidado Isotrópico Drenado

FS – Fator de segurança

IP – Índice de plasticidade

LL – Limite de liquidez

LP – Limite de plasticidade

VANT – Veículo aéreo não tripulado

φ – Ângulo de atrito

c' – Coesão efetiva

φ' – Ângulo de atrito efetivo

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	OBJETIVOS	16
2.1	Objetivo Geral.....	16
2.2	Objetivos Específicos.....	16
3	JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA	18
4	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
4.1	Movimentos De Massa.....	21
4.2	Ensaio Físicos e Mecânicos.....	24
4.2.1	Análise Granulométrica	24
4.2.2	Limite de Liquidez e Plasticidade.....	26
4.2.3	Determinação da Massa Específica dos Grãos	29
4.2.4	Ensaio Triaxiais CID.....	29
4.3	Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes.....	31
4.4	Método de Equilíbrio Limite Bidimensional	34
4.5	Método de Equilíbrio Limite Tridimensional	36
4.6	Aplicação da Metodologia Tridimensional	37
5	MATERIAIS E MÉTODOS.....	40
5.1	Áreas de Estudo	40
5.2	Metodologia	40
5.2.1	Coleta de Amostras.....	40
5.2.2	Levantamento de Campo	42
5.2.3	Ensaio Físicos	47
5.2.4	Ensaio Mecânicos	48
5.2.5	Definição do Fator de Segurança para Contexto de Ferrovia.....	48
5.2.6	Análises de Estabilidade.....	52
6	RESULTADOS E DISCUSSÕES	58
6.1	Talude A.....	58
6.1.1	Caracterização Física	58
6.1.2	Caracterização Mecânica	60
6.1.3	Análise de Estabilidade	62
6.2	Talude B.....	63
6.2.1	Caracterização Física	63
6.2.2	Caracterização Mecânica.....	65
6.2.3	Análise de Estabilidade	67
6.3	Talude C.....	68
6.3.1	Caracterização Física	68

6.3.2	Caracterização Mecânica	70
6.3.3	Análise de Estabilidade	74
6.4	Talude D.....	75
6.4.1	Caracterização Física	75
6.4.2	Caracterização Mecânica	77
6.4.3	Análise de Estabilidade	79
6.5	Talude E	80
6.5.1	Caracterização Física	80
6.5.2	Caracterização Mecânica	80
6.5.3	Análise de Estabilidade	81
6.6	Análise de Estabilidade Bidimensional dos Taludes Avaliados	83
7	CONCLUSÃO	87
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	89

1 INTRODUÇÃO

De acordo com Fici (2017), um país em desenvolvimento necessita de um sistema de transporte adequado para acompanhar o desenvolvimento econômico, caso contrário, a circulação de mercadorias e de pessoas no território é prejudicada. Diante disso, o transporte ferroviário exerce papel estratégico na economia, devido à sua elevada capacidade de carga, ao baixo custo operacional, ao alcance em longas distâncias e à menor dependência das condições climáticas em comparação a outros modais.

Segundo Santos (2023), o mercado de commodities exerce papel relevante na economia, especialmente no contexto brasileiro. Nesse cenário, o transporte ferroviário possui função estratégica na cadeia produtiva e no escoamento desses produtos, constituindo um dos principais meios de deslocamento da produção destinada aos mercados interno e externo. Sendo assim, o modal ferroviário destaca-se no transporte de cargas por sua elevada capacidade de movimentar grandes volumes em longas distâncias, com maior eficiência econômica em comparação aos demais sistemas de transporte.

Conforme Corteletti (2014), as ferrovias, assim como outras obras lineares, são caracterizadas por atravessarem trechos com diferentes feições geomorfológicas, geológicas, pedológicas e geotécnicas, o que inclui diversos tipos de vegetação e núcleos urbanos distintos. Contudo, a mesma autora aponta que inúmeros problemas de origem geológico-geotécnica podem afetar uma estrutura ferroviária, devido principalmente às suas características de linearidade e à grande extensão. Por conseguinte, a ocorrência desses eventos geotécnicos em ferrovias pode gerar impactos significativos sobre a população e as cadeias logísticas, interrompendo o transporte de pessoas e mercadorias, o que ocasiona danos materiais e ambientais, além de elevados custos de recuperação.

Na estrada ferroviária, a qual têm alguns trechos como objeto de estudo desse trabalho, os eventos mais frequentes são os deslizamentos de solo e as quedas de blocos rochosos, associados a distintos processos geodinâmicos, de origem natural ou antrópica (Campos *et al.*, 2024). Esses eventos resultam da interação entre fatores condicionantes, de natureza geológica, como relevo, litologia, estrutura geológica, propriedades geomecânicas e grau de intemperismo, e fatores deflagradores externos, incluindo precipitação, sismicidade, variações térmicas e carregamentos estáticos ou dinâmicos.

Nesse contexto, a compreensão dos mecanismos associados à instabilidade de taludes torna-se fundamental para a avaliação e a mitigação de riscos geotécnicos em infraestruturas ferroviárias. Frequentemente, a instabilidade de taludes gera movimentos de massa, os quais promovem diversos problemas de ordem ambiental, econômica e social. Essa condição pode ser alcançada pela intervenção de agentes externos, como a ação do homem, ou internos, como alterações da resistência por intemperismo (Gerscovich, 2016).

O objetivo da análise de estabilidade de taludes, naturais ou artificiais, é determinar a carga máxima que a estrutura suportará em condições estáveis, ou seja, qual a carga suportada pela estrutura na iminência da ruptura. De acordo com Silva (2015), a análise de estabilidade pode ser realizada a partir dos métodos de equilíbrio limite, por meio de duas abordagens: métodos probabilísticos que se resumem em uma análise quantitativa expressa sob a forma de uma probabilidade ou risco de ruptura e métodos determinísticos que são expressos sob a forma de um fator de segurança (FS).

Por ser uma obra linear de grande extensão, construída originalmente no final do século XIX, a estrada ferroviária objeto deste estudo convive com riscos geotécnicos intrínsecos, particularmente relacionados à instabilidade de taludes de cortes e aterros. Essas instabilidades, potencializadas por fatores litológicos, hidrológicos e por técnicas construtivas da época, podem resultar em rupturas que, dependendo de seu alcance e projeção, têm o potencial de atingir as linhas férreas. Como consequência, tais eventos podem causar desde significativas perdas econômicas devido à paralisação do tráfego até acidentes catastróficos com perda de vidas (Campos *et al.*, 2024).

Diante desse cenário, torna-se essencial a aplicação de métodos e de ferramentas para a identificação e para a avaliação de áreas suscetíveis à instabilidade ao longo da ferrovia, permitindo o mapeamento de trechos críticos e subsidiando investigações e definição de medidas preventivas e mitigadoras. Assim, o objetivo desse estudo é avaliar a estabilidade de taludes de solo e rocha ao longo de uma ferrovia localizada no quadrilátero ferrífero, estimando o FS e o volume de material movimentado.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

Realizar a análise de estabilidade de cinco taludes por meio de abordagem determinística fundamentada na Teoria do Equilíbrio Limite, com a finalidade de estimar o fator de segurança (FS), determinar o volume potencial de material mobilizado e fornecer subsídios técnicos para a análise e tomada de decisão mais assertiva quanto às condições de estabilidade dos taludes.

2.2 Objetivos Específicos

Para cumprir o objetivo geral, foram estabelecidos e desenvolvidos os seguintes objetivos específicos:

- Realizar a revisão e análise crítica de relatórios técnicos internos, com o objetivo de compilar informações geológicas, geotécnicas e históricas relevantes, subsidiando a seleção dos trechos de estudo e dos taludes selecionados;
- Selecionar e caracterizar taludes de solo e rocha ao longo da estrada ferroviária com histórico de instabilidade, levando-se em consideração critérios geológicos, geomorfológicos e operacionais;
- Realizar campanhas de campo para coleta de amostras deformadas e indeformadas dos solos constituintes dos taludes selecionados, garantindo a representatividade geotécnica dos materiais;
- Realizar campanhas de campo para caracterizar a rocha alterada e a foliação, de modo a determinar os parâmetros geomecânicos aplicáveis às análises de estabilidade;
- Executar ensaios de caracterização física dos solos, incluindo análise granulométrica, limites de liquidez e plasticidade, índice de plasticidade e determinação da massa específica dos grãos, conforme normas técnicas vigentes;
- Determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos, por meio de ensaios triaxiais drenados com consolidação isotrópica (CID), obtendo a coesão efetiva (c') e o ângulo de atrito interno efetivo (ϕ');
- Construir modelos geométricos tridimensionais dos taludes a partir de levantamentos topográficos realizados com veículo aéreo não tripulado (VANT);

- Realizar análises de estabilidade tridimensional pelo método do equilíbrio limite, utilizando o *software* Slide3, visando à identificação das superfícies críticas de ruptura;
- Estimar os fatores de segurança globais dos taludes analisados, considerando critérios normativos aplicáveis ao contexto ferroviário;
- Quantificar os volumes potenciais de ruptura associados às superfícies críticas identificadas nas análises tridimensionais;
- Classificar os taludes quanto à sua condição de estabilidade, identificando trechos estáveis, limítrofes e instáveis, e discutir suas implicações para a gestão de riscos geotécnicos em ferrovias.

3 JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA

As ferrovias constituem infraestruturas estratégicas para o transporte eficiente de cargas e de passageiros em longas distâncias. Entretanto, a segurança operacional e a continuidade dos serviços ferroviários são frequentemente afetadas por processos de instabilidade das encostas adjacentes à via permanente. Os taludes que margeiam os trilhos apresentam elevada suscetibilidade a movimentos de solo e rocha, os quais podem ocasionar impactos relevantes, como restrições operacionais, redução de velocidade e interrupções no tráfego ferroviário (Campos *et al.*, 2024). Esses eventos de movimentos de massa podem ser classificados de acordo com seus mecanismos de ruptura e com as características geológicas e geotécnicas dos materiais envolvidos. No contexto brasileiro, esses desafios assumem particular relevância em ferrovias de grande importância logística, como a estrada ferroviária objeto deste estudo.

Ainda sobre a ferrovia em estudo, é válido mencionar que essa constitui uma das mais relevantes infraestruturas ferroviárias do Brasil, desempenhando papel estratégico no transporte de minério de ferro, de insumos industriais e de passageiros. Em razão de sua elevada importância logística e social, a segurança e a confiabilidade operacional são fatores críticos, frequentemente condicionados pela estabilidade geotécnica dos taludes adjacentes à via permanente. E, ao longo de seu traçado, diversos trechos apresentam histórico recorrente de movimentos de massa, capazes de provocar restrições operacionais, interrupções do tráfego ferroviário e prejuízos econômicos expressivos (Vale, 2024; Souza, 2019).

Do ponto de vista geotécnico, os taludes ao longo dessa estrada ferroviária apresentam características particularmente sensíveis à instabilidade. Esses taludes estão inseridos em diferentes cenários geológicos e climáticos, sendo constituídos majoritariamente por solos residuais e depósitos coluvionares. Em relação a isso, pesquisas recentes, como as desenvolvidas por Campos *et al.* (2024) e Zhang *et al.* (2024), ressaltam a importância da análise da estabilidade desses materiais em sistemas ferroviários, nos quais os processos de instabilização são significativamente condicionados por variações no teor de umidade, na eficiência da drenagem, no grau de compactação e nas características do histórico construtivo.

A compreensão dos mecanismos responsáveis pela deflagração dos movimentos de massa requer a identificação e a análise dos fatores geotécnicos que controlam a estabilidade dos taludes. Segundo Campos *et al.* (2024), a mitigação eficaz desses problemas demanda o entendimento detalhado dos fatores geotécnicos associados à deflagração dos movimentos de massa, distinguindo-se entre fatores predisponentes, responsáveis por estabelecer condições

favoráveis à instabilidade; e agentes efetivos, que atuam diretamente como gatilhos dos deslizamentos. Logo, a correta identificação desses elementos permite o desenvolvimento de estratégias mais consistentes para a gestão e a redução dos riscos geotécnicos ao longo de corredores ferroviários.

Na perspectiva dos mesmos autores, os fatores predisponentes correspondem às características intrínsecas das encostas, independentemente da intervenção humana, incluindo propriedades geológico-geotécnicas, estratigrafia local, geometria natural do relevo e condições ambientais regionais. Em encostas de solos naturais, tais características estão, em geral, diretamente relacionadas à rocha matriz subjacente, com exceção de ambientes sedimentares. Dessa forma, o comportamento mecânico dos taludes é condicionado tanto por estruturas herdadas do embasamento rochoso quanto pelos processos de intemperismo e de formação dos solos.

Por sua vez, os agentes efetivos consistem em fatores externos capazes de desencadear movimentos de massa, tais como ações antrópicas, eventos sísmicos, processos erosivos e condições climáticas. Dentre esses, a precipitação pluviométrica é amplamente reconhecida como um dos principais fatores deflagradores da instabilidade de taludes. A infiltração da água da chuva promove o aumento do grau de saturação do solo, reduzindo a sucção matricial e, conseqüentemente, a resistência ao cisalhamento. Em condições de saturação plena, a infiltração adicional eleva predominantemente a pressão neutra, afetando o estado de tensões do maciço. Esse processo resulta na redução das tensões efetivas entre as partículas do solo e no aumento do peso próprio do talude, o que conduz o material ao estado de ruptura e diminui o fator de segurança.

Ainda segundo Campos *et al.* (2024), o mapeamento e a identificação dos fatores geotécnicos predisponentes aos movimentos de massa tornam-se ainda mais relevantes para os trechos ferroviários, uma vez que a zona de influência do movimento de massa, definida pela sua projeção em relação ao eixo da linha férrea, pode alcançar a via permanente e comprometer a operação ferroviária, resultando em restrições ou em interrupções do tráfego. Portanto, diante dos impactos operacionais, econômicos e sociais associados aos movimentos de massa em taludes ferroviários, torna-se evidente a necessidade de aprofundar as análises de estabilidade como forma de subsidiar ações preventivas e mitigatórias, bem como a tomada de decisão mais assertiva em obras geotécnicas ferroviárias, motivando o desenvolvimento do presente estudo.

Os deslizamentos de terra figuram entre os eventos geológicos mais recorrentes, sendo responsáveis por expressivas perdas humanas e materiais. Em razão disso, a análise da estabilidade de taludes consolidou-se como um tema central na engenharia geotécnica. A estabilidade desses taludes é condicionada tanto pela estrutura dos maciços rochosos quanto pelas propriedades físicas e mecânicas dos materiais envolvidos (Zhang *et al.*, 2024). Assim, a relevância do estudo reside no seu potencial de fornecer análises de estabilidade baseada na Teoria do Equilíbrio Limite, determinar o fator de segurança, o volume potencial de material mobilizado e de fornecer subsídios para uma gestão técnica mais assertiva.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4.1 Movimentos De Massa

O termo “movimento de massa” refere-se a processos naturais ou induzidos nos quais volumes de solo, rocha ou detritos se deslocam ao longo de encostas sob a ação da gravidade ou de condições excepcionais, seguindo trajetórias condicionadas por diferentes fatores que controlam o tipo e a dinâmica do movimento (Pelizoni, 2014). Esses processos podem ser compreendidos como o deslocamento de uma porção de solo ou material geológico ao longo de uma encosta, estando diretamente associados à instabilidade de taludes e encostas e a condições que comprometem o equilíbrio natural do terreno (Gerscovich, 2016).

Ao longo do tempo, diversos sistemas de classificação foram propostos na literatura, destacando-se internacionalmente o proposto por Varnes (1978). Essa classificação, apresentada no Quadro 1, organiza esses processos em categorias, como quedas, tombamentos, escorregamentos, expansões laterais, escoamentos e movimentos complexos, aplicáveis tanto a solos quanto a rochas, além de considerar critérios relacionados à velocidade e à profundidade do material mobilizado, servindo como base para análises técnicas e para adaptações regionais.

Contudo, muitas dessas classificações possuem caráter regional, pois refletem condições geológicas e climáticas específicas. Nesse contexto, surgiram adaptações voltadas a ambientes tropicais, como as desenvolvidas para o Brasil, entre as quais se destaca a revisão realizada por Augusto Filho (1992), que ajustou o modelo de Varnes (1978) à dinâmica ambiental brasileira, agrupando os movimentos de massa em rastejos, escorregamentos, quedas e corridas ou fluxos.

Quadro 1: Classificação dos movimentos de encosta segundo Varnes (1978).

Tipo de movimento			Tipo de material		
			Rocha	Solo (engenharia)	
				Grossoiro	Fino
Quedas			De rocha	De detritos	De terra
Tombamentos			De rocha	De detritos	De terra
Escorregamento	Rotacional	Poucas unidades	De rocha	De detritos	De terra
	Translacional	Muitas unidades			
Espansões laterais			De rocha	De detritos	De terra
Corridas/ escorregamentos			De rocha (rastejo profundo)	De detritos	De terra
				(Rastejo de solo)	
Complexos: combinação de dois ou mais dos principais tipos de movimentos					

Fonte: Adaptado de Gerscovich (2016).

Além da tipologia dos movimentos, Varnes (1978) propôs critérios complementares de classificação relacionados à velocidade de deslocamento e à profundidade da massa mobilizada. As Tabela 1 e Tabela 2 apresentam essas recomendações, amplamente utilizadas na caracterização e na comparação de eventos de movimentos de massa.

Tabela 1: Classificação quanto à velocidade do movimento de massa segundo Varnes (1978).

Nomenclatura	Velocidade
Extremamente rápido	> 3 m/s
Muito rápido	0,3 m/min a 3 m/s
Rápido	1,5 m/dia a 0,3 m/min
Moderado	1,5 m/mês a 1,6 m/dia
Lento	1,5 m/ano a 1,6 m/mês
Muito lento	0,06 m/ano a 1,6 m/ano
Extremamente lento	< 0,06 m/ano

Fonte: Adaptado de Gerscovich (2016).

Tabela 2: Classificação quanto à profundidade da massa deslocada segundo Varnes (1978).

Nomenclatura	Profundidade
Superficial	< 1,5 m
Raso	1,5 a 5 m
Profundo	5m a 20 m
Muito profundo	> 20 m

Fonte: Adaptado de Gerscovich (2016)

A partir dessas classificações gerais, torna-se possível descrever de forma mais detalhada os principais mecanismos de ruptura associados aos movimentos de massa, especialmente aqueles mais recorrentes em encostas naturais e artificiais. Nesse contexto, Mendonça (2012) descreve que os escorregamentos podem ser classificados como rotacionais ou translacionais, sendo que os escorregamentos rotacionais se caracterizam pelo deslocamento de uma massa de solo ao longo de uma superfície de ruptura curva e côncava, associado a um movimento de rotação em torno de um eixo aproximadamente paralelo ao terreno e transversal à encosta. Nesse tipo de movimento, a massa instabilizada tende a se deslocar com rotação para montante.

Por outro lado, os escorregamentos translacionais, segundo o mesmo autor, envolvem o deslocamento da massa de solo de forma aproximadamente paralela à inclinação da encosta, ao longo de uma superfície de ruptura predominantemente plana. Nesses casos, observa-se um plano de ruptura bem definido, que separa o material mobilizado daquele que permanece estável. Esse tipo de escorregamento é particularmente comum em solos tropicais, nos quais a interface solo-rocha constitui uma descontinuidade mecânica significativa. Em condições de

chuvas intensas, o aumento da poropressão positiva e a redução da resistência ao cisalhamento dessa interface favorecem o deslizamento do solo sobre a rocha sã.

Ademais, as quedas de rocha correspondem ao desprendimento de blocos ou fragmentos rochosos que se deslocam livremente ao longo da encosta, geralmente associados à presença de juntas ou fraturas. Os tombamentos apresentam mecanismo semelhante; contudo, nesse caso, o movimento envolve a rotação do material desprendido em torno de um ponto ou eixo basal (Mendonça, 2012).

Ainda de acordo com Mendonça (2012), os escoamentos correspondem a movimentos de massa caracterizados pelo deslocamento rápido de materiais pouco consolidados presentes na superfície, como detritos, matéria orgânica e fragmentos rochosos. Esses processos são, em sua maioria, desencadeados por elevados volumes de precipitação, embora também possam ocorrer na ausência de água, a partir da mobilização de partículas muito finas de argila e areia. Em geral, os escoamentos desenvolvem-se preferencialmente ao longo de linhas de drenagem naturais. Quando o deslocamento do material ocorre de forma lenta e progressiva, o processo é denominado rastejo, caracterizando-se por um movimento contínuo e de baixa velocidade, típico de vertentes, podendo envolver deformações cumulativas ao longo do tempo.

Nesse prisma, Mendonça (2012) destaca ainda que as expansões laterais tendem a ocorrer em terrenos planos ou suavemente inclinados. Nesses casos, o intemperismo diferencial dos minerais da rocha pode gerar vazios e descontinuidades estruturais, favorecendo o surgimento de fissuras e o desprendimento de blocos, os quais passam a se deslocar lateralmente.

Nota-se, então, que a compreensão dos diferentes tipos e mecanismos de movimentos de massa é fundamental para a avaliação do risco associado a esses processos. Segundo Campos *et al.* (2024), o risco associado a movimentos de massa pode ser definido como a probabilidade de ocorrência de um evento potencialmente danoso em uma determinada área e em um determinado intervalo de tempo. Nesse contexto, duas abordagens principais têm sido amplamente empregadas para a identificação de gatilhos geotécnicos a partir da análise da probabilidade temporal de eventos futuros. A primeira baseia-se na avaliação das condições atuais de estabilidade dos taludes, considerando cenários potenciais de ruptura. Embora eficaz em análises locais, essa abordagem apresenta limitações quando aplicada a extensas áreas. A segunda abordagem fundamenta-se na análise estatística da recorrência de eventos passados de movimentos de massa, podendo ser realizada de forma direta, por meio de inventários

históricos, ou indiretamente, a partir da correlação entre eventos pluviométricos e ocorrências de instabilidade.

4.2 Ensaios Físicos e Mecânicos

No que se refere à caracterização física, foram realizados os seguintes ensaios: análise granulométrica, segundo norma ABNT NBR 7181 (ABNT, 2016); limites de liquidez e plasticidade, com base nas normas ABNT NBR 6459 (ABNT, 2016) e ABNT NBR 7180 (ABNT, 2016), respectivamente, e índice de plasticidade; e determinação da massa específica dos sólidos, de acordo com a norma ABNT NBR 6458 (ABNT, 2016). Esses ensaios permitiram a classificação dos solos e a compreensão de suas características físicas fundamentais, fornecendo subsídios para a interpretação do comportamento mecânico dos materiais estudados.

Além disso, quanto às propriedades mecânicas, foi conduzido o ensaio de compressão triaxial consolidado drenado segundo ASTM D7181 (ASTM, 2020), a partir do qual foram obtidos os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, nomeadamente a coesão efetiva (c') e o ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), utilizados posteriormente na análise de estabilidade.

4.2.1 Análise Granulométrica

A análise granulométrica consiste em um procedimento empregado para a determinação da distribuição dos tamanhos das partículas constituintes do solo (Tabela 3), sendo os resultados expressos em percentuais em relação à massa seca total da amostra (Das; Sobhan, 2019). Para essa finalidade, utilizam-se três métodos distintos: peneiramento grosso, peneiramento fino e sedimentação. O peneiramento grosso é aplicado à identificação de partículas com diâmetro superior a 2,0 mm; o peneiramento fino é destinado às frações com diâmetro compreendido entre 2,0 e 0,075 mm; e o método de sedimentação é empregado para a determinação das partículas com diâmetro inferior a 0,075 mm.

Tabela 3: Classificação dos solos de acordo com sua granulometria.

Classificação	Diâmetro dos grãos
Argila	$< 0,002 \text{ mm}$
Silte	$0,06 < D < 0,002 \text{ mm}$
Areia	$0,2 < D < 0,06 \text{ mm}$
Pedregulho	$> 2,0 \text{ mm}$

Fonte: Santos e Daibert (2014)

O ensaio de análise granulométrica tem início com a preparação da amostra, que é previamente destorroada e submetida à secagem ao ar, em conformidade com a ABNT NBR 6457 (ABNT, 2016), norma que estabelece os procedimentos para preparação de amostras destinadas aos ensaios de caracterização. Na sequência, a amostra é submetida à peneira de abertura nominal de 2,0 mm. O material retido nessa peneira é lavado e posteriormente seco em estufa, a temperaturas compreendidas entre 105 °C e 110 °C. Após a secagem, o material é pesado e destinado ao peneiramento da fração grossa. Para essa etapa, o material retido na peneira de 2,0 mm é colocado no topo de uma série de peneiras com aberturas decrescentes, incluindo 25 mm, 19 mm, 9,5 mm, 4,8 mm, 2,0 mm e fundo, sendo o conjunto submetido à agitação em peneirador mecânico por 15 minutos e, após esse período, as massas retidas acumuladas em cada peneira são pesadas.

Do material que passa na peneira de 2,0 mm, aproximadamente 100 g são separadas para a determinação do teor de umidade. O teor de umidade do solo representa a quantidade de água presente em uma amostra de solo, expressa como porcentagem do peso seco (Murrieta, 2018). A amostra é colocada em três cápsulas e seu peso úmido é registrado. Em seguida, as cápsulas são colocadas em estufa a 105 °C a 110 °C por 24 horas, em seguida, o solo seco é pesado.

Para o ensaio de sedimentação e o peneiramento fino, são retiradas cerca de 120 g no caso de solos arenosos, ou 70g para solos siltosos e argilosos. Para as partículas menores que 0,075 mm, o peneiramento torna-se inviável, sendo a análise realizada por sedimentação em uma solução de água e defloculante. Durante o processo de sedimentação, é realizado leituras com um densímetro calibrado em intervalos de tempo controlados. Enquanto as partículas sedimentam, as maiores se depositam primeiro, permitindo a determinação do diâmetro das partículas, com base na Lei de Stokes (Queiroz, 2016). A densidade da suspensão varia ao longo

do tempo, e a relação entre a densidade atual e a densidade inicial em determinada profundidade indica a porcentagem de partículas menores que os diâmetros já determinados.

Diversas leituras do densímetro são realizadas em diferentes momentos, o que permite construir a curva granulométrica. Após a última leitura, o material sedimentado é passado pela peneira de 0,075 mm e lavado para o peneiramento fino, por fim, a parte retida é novamente seca em estufa.

Após a secagem, a amostra é colocada no topo de uma série de peneiras com aberturas de 1,2 mm, 0,6 mm, 0,42 mm, 0,25 mm, 0,15 mm, 0,075 mm e fundo. O conjunto é novamente submetido ao peneirador mecânico até que se alcance constância de massa em uma peneira representativa. As massas retidas em cada peneira são então registradas. Por fim, os valores de massa retida são transferidos para um gráfico, no qual o eixo horizontal representa o tamanho das partículas e o eixo vertical, a porcentagem passante. Esse gráfico resulta na curva de distribuição granulométrica.

4.2.2 Limite de Liquidez e Plasticidade

A influência do teor de umidade em solos finos pode ser analisada a partir da avaliação de sua estrutura interna. As interações entre partículas ou entre aglomerados de partículas são fortemente dependentes do espaçamento entre elas; assim, variações nessa distância refletem diretamente nas propriedades de resistência e de compressibilidade do solo, em função das modificações no arranjo geométrico das partículas (Das; Sobhan, 2019). Então, o aumento do teor de umidade promove, de modo geral, a redução da resistência mecânica do solo.

O limite de liquidez (LL) corresponde ao teor de umidade que define a transição entre os estados de consistência plástico e líquido, caracterizando a condição em que o solo apresenta resistência ao cisalhamento extremamente baixa (Caputo; Caputo, 2022). Esse parâmetro é determinado por meio do ensaio com o aparelho de Casagrande, no qual a resistência ao cisalhamento é avaliada de forma indireta a partir do número de golpes necessários para o fechamento de uma ranhura previamente aberta na amostra.

O material utilizado no ensaio consiste na fração do solo passante na peneira de abertura de 0,42 mm. Inicialmente, prepara-se uma pasta homogênea, que é colocada na concha do aparelho; em seguida, com o auxílio de um cinzel, abre-se uma ranhura padronizada, conforme ilustrado na Figura 1. Durante a aplicação dos golpes da concha contra a base do equipamento, os taludes da amostra sofrem deslocamento progressivo até o fechamento completo da ranhura.

O ensaio é interrompido nesse momento, sendo registrado o número de golpes correspondente. Após o fechamento, retira-se uma porção do solo da região de união para a determinação do teor de umidade.

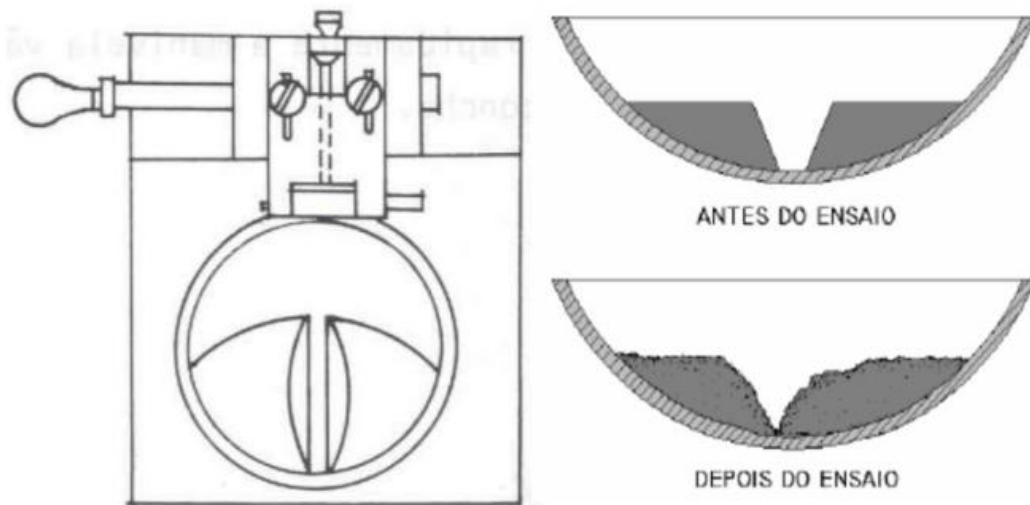


Figura 1: Aparelho de Casagrande e aspecto da ranhura durante o ensaio para determinação do limite de liquidez.

Fonte: NBR ABNT 6459 (2016)

O teor de umidade é determinado, gerando dados de “teor de umidade *versus* número de golpes”, que correspondem a pontos no gráfico. A repetição do ensaio com diferentes teores de umidade permite a construção desse gráfico. De acordo com a convenção do ensaio de Casagrande, o teor de umidade correspondente a 25 golpes, os quais são necessários para fechar a ranhura na amostra, é considerado o limite de liquidez.

O limite de plasticidade (LP) define o ponto de transição entre os estados semi-sólido e plástico do solo, sendo expresso pelo teor de umidade, em porcentagem, no qual o material passa a apresentar fissuras quando moldado em filamentos com aproximadamente 3,2 mm de diâmetro. Esse parâmetro corresponde ao limite inferior do intervalo de plasticidade do solo (Das; Sobhan, 2019).

O procedimento experimental para a determinação do limite de plasticidade é simples e baseia-se no manuseio manual da amostra. Inicialmente, uma porção de solo é moldada em formato elipsoidal e rolada manualmente sobre uma placa de vidro com superfície esmerilhada, conforme ilustrado na Figura 2. O conjunto de equipamentos consiste essencialmente em uma placa de vidro e um cilindro padrão com diâmetro de aproximadamente 3 mm, utilizado como referência. Durante o ensaio, a amostra é rolada até que o filamento atinja o diâmetro padrão e apresente o surgimento de fissuras, caracterizando o início da ruptura. O teor de umidade correspondente a essa condição é adotado como o limite de plasticidade do solo.

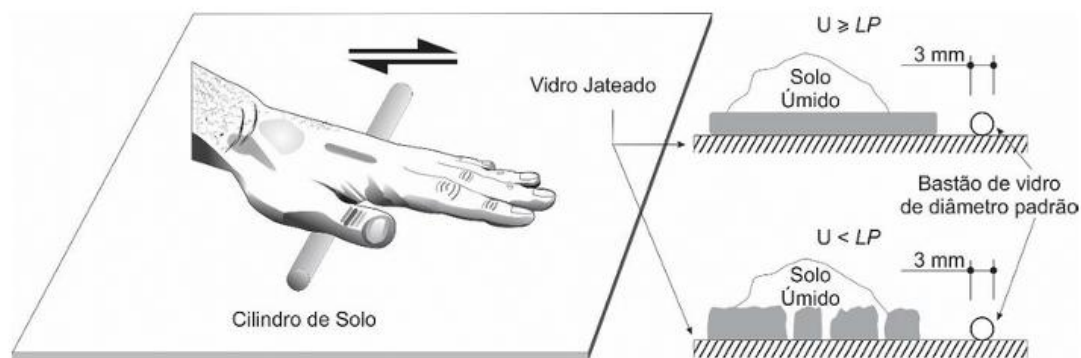


Figura 2: Ensaio do limite de plasticidade.

Fonte: Molina Junior (2017).

O índice de plasticidade (IP) de um solo estabelece uma relação entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade. Em termos físicos, esse índice representa a quantidade de água necessária para que o solo transite do estado plástico para o estado líquido (Das; Sobhan, 2019). O índice de plasticidade é obtido pela diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade, conforme a Equação 1:

$$IP = LL - LP \quad (1)$$

Esse parâmetro é utilizado para caracterizar o grau de plasticidade do solo, sendo que, quanto maior o valor do índice de plasticidade (Tabela 4), mais plástico será o comportamento do solo.

Tabela 4: Classificação do índice de plasticidade.

Classificação	Índice de plasticidade (IP)
Sem plasticidade	0
Plasticidade leve	1 – 5
Plasticidade baixa	5 – 10
Plasticidade média	10 – 20
Plasticidade alta	20 – 40
Plasticidade muito alta	> 40

Fonte: Das; Sobhan (2019).

4.2.3 Determinação da Massa Específica dos Grãos

O ensaio de determinação da massa específica dos grãos fornece a densidade da fase sólida do solo, parâmetro essencial para a caracterização física, para o cálculo de índices volumétricos e para a estimativa do peso próprio do maciço em análises geotécnicas.

Para a determinação da massa específica dos sólidos, utiliza-se uma amostra com massa de aproximadamente 50 g para solos argilosos ou siltosos e 60 g para solos arenosos. Inicialmente, a amostra é submetida à imersão em água destilada por um período mínimo de 12 h, a fim de promover sua completa saturação. Após esse intervalo, o material é transferido para o copo de dispersão e, em seguida, acondicionado em um picnômetro ou balão volumétrico, com adição de água destilada.

Na sequência, o conjunto é submetido à aplicação de vácuo, com pressão mínima de 88 kPa, durante 15 minutos, com o objetivo de eliminar o ar aprisionado entre as partículas sólidas. Quando necessário, o picnômetro ou balão volumétrico é mantido em banho-maria por aproximadamente 30 minutos, visando à completa liberação de bolhas remanescentes. Após esse procedimento, adiciona-se água destilada até cerca de 1 cm abaixo da marca de calibração, deixando o sistema em repouso até que a temperatura se estabilize em relação ao ambiente.

Posteriormente, o volume é ajustado até a marca de referência por meio de pipeta ou conta-gotas. A parte externa do picnômetro ou balão volumétrico é cuidadosamente seca, e o conjunto contendo solo, água e recipiente é pesado, registrando-se a massa obtida. Em seguida, mede-se a temperatura da amostra (T), a qual é utilizada para a correção por meio da curva de calibração correspondente. Por fim, realiza-se a pesagem do picnômetro preenchido apenas com água destilada até a marca de referência, permitindo a execução dos cálculos necessários.

4.2.4 Ensaios Triaxiais CID

Os ensaios triaxiais são conduzidos com o objetivo de determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos dos taludes estudados, considerando diferentes condições de confinamento. Para esse estudo, foram realizados em condições isotrópicas drenadas (CID – Consolidated Isotropically Drained), em amostras previamente saturadas.

Segundo Lemos (2019), o ensaio de compressão triaxial consiste na aplicação inicial de um estado hidrostático de tensões, seguido da imposição de um carregamento axial em um corpo de prova de geometria cilíndrica. Para a realização do ensaio, a amostra é posicionada no

interior da câmara triaxial (Figura 3) e envolvida por uma membrana impermeável. Em seguida, a câmara é preenchida com água, possibilitando a aplicação da tensão confinante, a qual atua de forma uniforme em todas as direções sobre o corpo de prova.

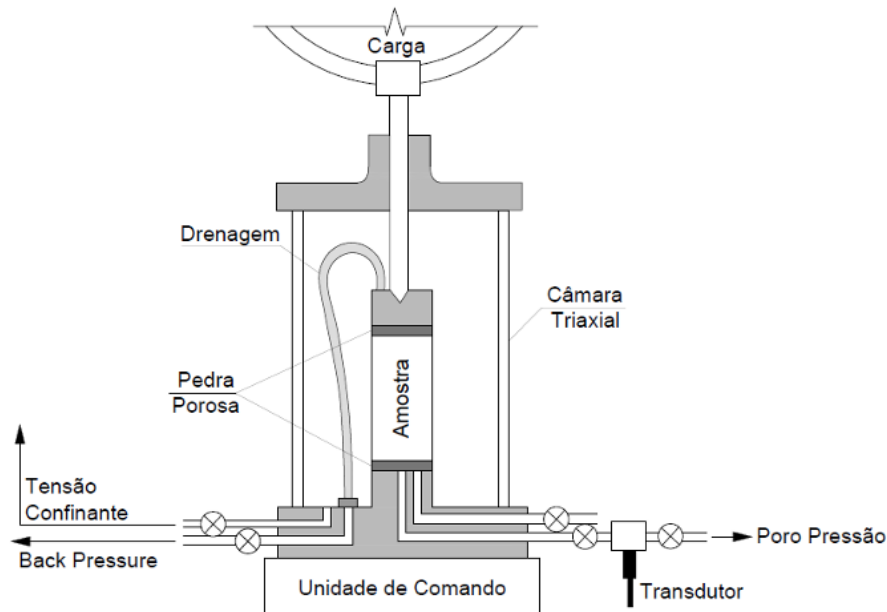


Figura 3: Esquema de uma câmara triaxial (modificado de Head, 1998).

Fonte: Lemos (2019).

O processo de cisalhamento é promovido pela aplicação de uma carga axial, transmitida por meio do deslocamento controlado de um pistão. Essa carga é monitorada por uma célula de carga ou por um anel dinamométrico, enquanto a deformação axial desenvolvida no corpo de prova é registrada por sensores de deslocamento. O monitoramento simultâneo dessas grandezas permite a obtenção das curvas tensão–deformação do material ensaiado.

A partir do carregamento axial aplicado sob diferentes níveis de tensão confinante, são traçados os círculos de Mohr (Figura 4) correspondentes às condições de ruptura. A determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento é realizada por meio do ajuste da envoltória de ruptura, tangente aos círculos de Mohr obtidos em, no mínimo, três ensaios triaxiais executados com distintos estados de tensões.

No geral, três etapas são realizadas durante o ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado (CID): saturação; consolidação isotrópica (adensamento) e cisalhamento axial.

Esses ensaios consistem na submissão de um corpo de prova cilíndrico de solo a uma fase inicial de consolidação sob um estado de tensões isotrópico, no qual a tensão confinante é aplicada de forma uniforme em todas as direções. Durante essa etapa, as pressões de ar e de

água nos poros são controladas, permitindo que o solo se adense até atingir o equilíbrio sob a tensão efetiva imposta. Concluída a consolidação isotrópica, o corpo de prova é submetido ao carregamento axial com as válvulas de drenagem abertas, mantendo-se constantes as pressões de poros ao longo da fase de cisalhamento. Essa condição assegura a dissipação contínua das pressões neutras, evitando a geração de excesso de poropressão durante o ensaio. A velocidade de aplicação da carga axial deve ser suficientemente baixa para garantir o regime drenado (Lemos, 2019; Georgetti, 2010).

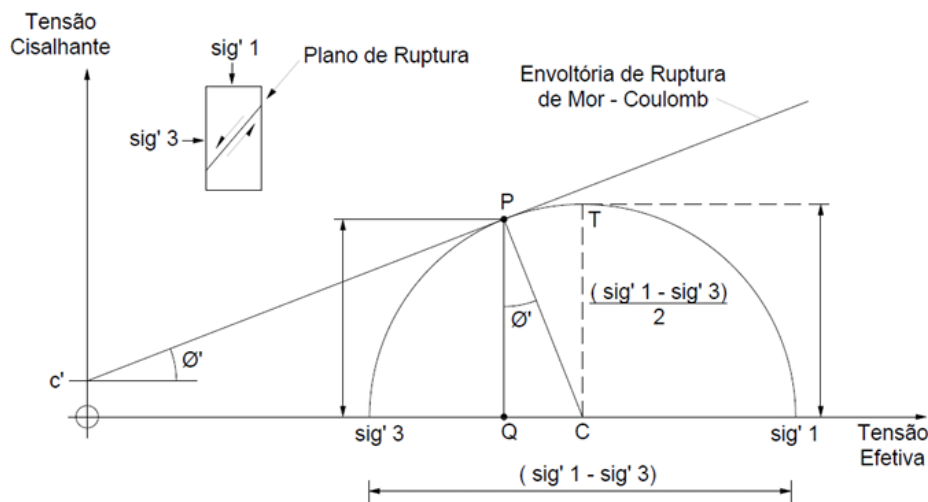


Figura 4: Parâmetros de resistência e derivações no diagrama de Mohr (Head, 1998).

Fonte: Lemos (2019)

O ensaio CID é empregado para simular condições em que o solo dispõe de tempo para drenar e responder às variações de tensão, sendo particularmente adequado para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento em termos de tensões efetivas, como a coesão efetiva e o ângulo de atrito interno, em diferentes estados de confinamento isotrópico.

4.3 Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes

A análise de estabilidade tem como finalidade verificar a suscetibilidade à ocorrência de deslizamentos em taludes naturais ou construídos, a partir da avaliação das condições de equilíbrio do maciço (Gerscovich, 2016). De forma geral, esse tipo de análise pode ser conduzido por meio de abordagens determinísticas ou probabilísticas. Na abordagem determinística, os parâmetros empregados nas análises de estabilidade são tratados como grandezas fixas, assumindo valores únicos e bem definidos, sem a incorporação explícita das incertezas associadas à sua determinação. Assim, ela consiste em uma avaliação quantitativa fundamentada no cálculo do fator de segurança, sendo tradicionalmente desenvolvida por

métodos baseados no deslocamento ou por métodos fundamentados no conceito de equilíbrio limite (Duncan; Wright, 2005).

Por sua vez, a análise probabilística permite incorporar a variabilidade inerente aos parâmetros geotécnicos, possibilitando a estimativa da probabilidade de ruptura e da confiabilidade associada ao talude. Embora apresente uma abordagem mais abrangente do ponto de vista do risco, esse tipo de análise utiliza, em sua formulação, resultados provenientes de métodos determinísticos. Assim, conforme destacado por Tonus (2009), a aplicação integrada das análises determinística e probabilística é fundamental para uma avaliação mais consistente e representativa da estabilidade de taludes.

Segundo Telles (2015), no contexto determinístico, o fator de segurança pode ser obtido por duas abordagens principais: a teoria do equilíbrio limite e a análise de tensões. A teoria do equilíbrio limite é a mais amplamente empregada nas análises de estabilidade de taludes, em razão de sua formulação conceitual simplificada e da facilidade de implementação em ferramentas computacionais. Essa abordagem baseia-se na avaliação do equilíbrio de uma massa de solo limitada por uma superfície potencial de ruptura previamente definida, admitindo-se que apenas parte da resistência ao cisalhamento do solo é mobilizada ao longo dessa superfície para contrabalançar as forças atuantes (Figura 5), predominantemente associadas ao peso próprio do maciço.

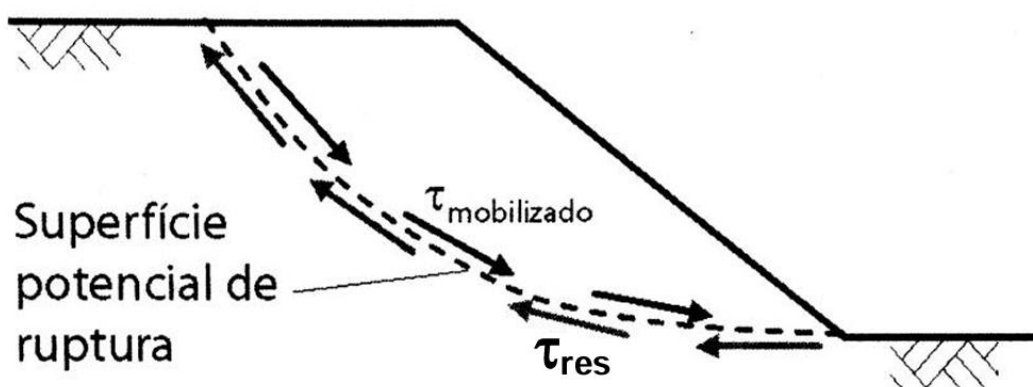


Figura 5: Tensões cisalhantes mobilizada e resistente em uma massa de solo.

Fonte: Gerscovich (2012)

O fator de segurança constitui o principal parâmetro empregado nas análises baseadas na teoria do equilíbrio limite e pode ser definido como a razão entre a resistência ao cisalhamento disponível do solo e a tensão cisalhante mobilizada ao longo de uma superfície potencial de ruptura. De forma conceitual, representa o coeficiente pelo qual a resistência ao cisalhamento deve ser reduzida para que o maciço atinja a condição de equilíbrio limite.

Matematicamente, o fator de segurança (FS) pode ser expresso pela razão entre a tensão cisalhante resistente (tf) e a tensão cisalhante mobilizada ($tmob$), conforme a Equação (2):

$$FS = \frac{tf}{tmob} \quad (2)$$

Em que $tmob$ é a tensão cisalhante mobilizada; tf é a tensão cisalhante resistente, e FS é o fator de segurança.

Em solos saturados, quando a análise é realizada em termos de tensões efetivas, a resistência ao cisalhamento mobilizada pode ser formulada em função da tensão normal total (σ), da poropressão (u), da coesão efetiva do solo (c') e do ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), conforme apresentado na Equação 3:

$$FS = \frac{c' + (\sigma - u)\tan\phi'}{tmob} \quad (3)$$

A condição de ruptura é atingida quando toda a resistência ao cisalhamento do solo é mobilizada, o que corresponde a um fator de segurança igual a 1. Ressalta-se que a teoria do equilíbrio limite admite que todos os pontos ao longo da superfície de ruptura atinjam simultaneamente essa condição, hipótese que não representa integralmente o comportamento real dos maciços naturais. Assim, o fator de segurança obtido deve ser interpretado como um valor médio representativo da estabilidade global ao longo da superfície analisada.

No método das fatias, proposto por Fellenius (1936), a massa de solo potencialmente instável, definida acima da superfície de ruptura, é discretizada em um número n de fatias, a partir das quais são calculadas as forças e os momentos atuantes, conforme a Figura 6.

Nessa abordagem, a condição de estabilidade é avaliada a partir do atendimento, em cada fatia, de três equações fundamentais da estática: (i) equilíbrio das forças na direção vertical, (ii) equilíbrio das forças na direção horizontal e (iii) equilíbrio de momentos. Entretanto, nem todos os métodos de equilíbrio limite contemplam simultaneamente essas três condições. Métodos como o *Ordinary Method of Slices* e o Bishop simplificado atendem apenas parte das equações de equilíbrio. Em contraste, os métodos de Spencer e de Morgenstern-Price satisfazem integralmente as equações de forças e de momentos, sendo, por essa razão, classificados como métodos rigorosos (Duncan; Wright; Brandon, 2014).

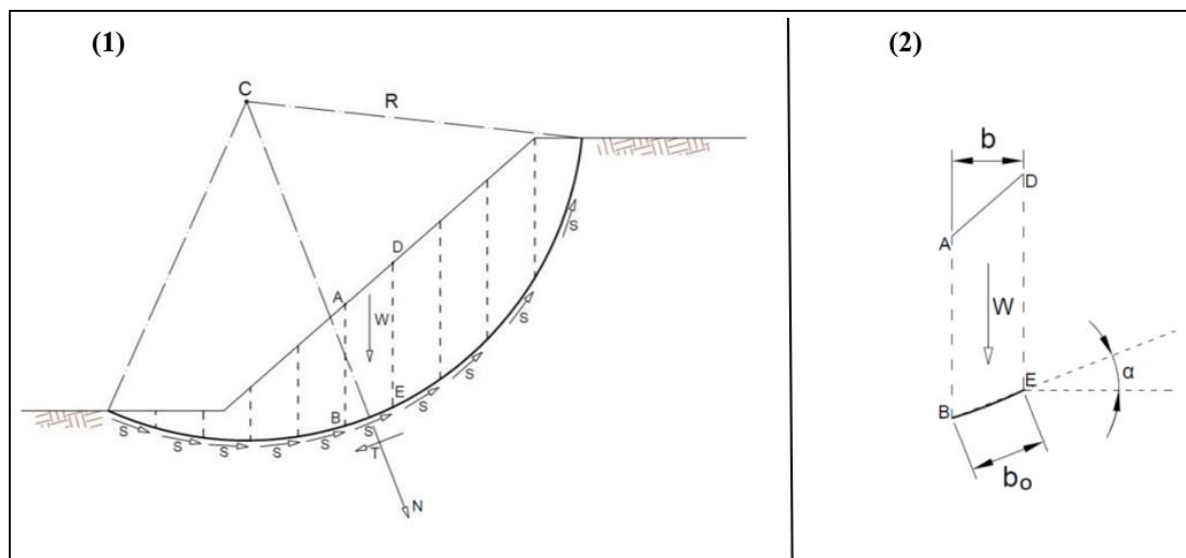


Figura 6: Geometria do talude e discretização em lamelas (1) e equilíbrio de uma lamela (2).

Fonte: Adaptado de Assis *et al.* (2017).

O fator de segurança é obtido exclusivamente a partir do equilíbrio de momentos em torno do centro da superfície de ruptura, enquanto o equilíbrio das forças é considerado apenas na direção normal à superfície de deslizamento. Nesse método, as forças de interação entre as fatias adjacentes são desprezadas, o que simplifica significativamente o procedimento de cálculo. Em razão dessas simplificações, o método apresenta fácil aplicação e baixo custo computacional, sendo amplamente utilizado em análises preliminares; contudo, tende a fornecer resultados mais conservadores e menos representativos em taludes com geometrias complexas ou condições geotécnicas heterogêneas.

Diversos métodos de análise de estabilidade de taludes foram desenvolvidos tendo como base o método das fatias, como Bishop Simplificado (1955), Spencer (1967) e Morgenstern & Price (1965); e cada um adota hipóteses simplificadoras que tornem o problema determinado.

4.4 Método de Equilíbrio Limite Bidimensional

Métodos contemporâneos de análise de estabilidade de taludes partem do pressuposto de que maciços geotécnicos comportam-se como meios rígido-plásticos em estado de equilíbrio limite sob condições críticas de ruptura. Nessa abordagem, a avaliação resume-se à aplicação de equações que descrevem o equilíbrio no instante imediatamente anterior ao deslizamento, caracterizando os chamados métodos de equilíbrio limite (Silva *et al.*, 2011).

Tais métodos, consolidados desde os trabalhos pioneiros de Bishop (1955) e Morgenstern & Price (1965), baseiam-se no equilíbrio de forças e de momentos ao longo de

uma superfície de ruptura predefinida para calcular o fator de segurança global. Segundo Chen e Chameau (1983), sua confiabilidade deriva da incorporação de parâmetros fundamentais, como critérios de Mohr-Coulomb, tensões geostáticas (incluindo poropressões e fluxo hidráulico) e a geometria do talude.

As análises bidimensionais (2D) de estabilidade de taludes são amplamente empregadas na prática geotécnica devido à sua simplicidade operacional e à tendência de fornecer fatores de segurança conservadores, conforme destacado por Duncan *et al.* (2005). Nessa abordagem, a avaliação da estabilidade é realizada a partir de uma seção representativa do talude, assumindo-se que o comportamento observado nesse plano é válido para todo o maciço.

Segundo Telles (2015), a análise bidimensional assume que o talude é infinitamente longo na direção perpendicular ao plano de interesse, e que a ruptura ocorre simultaneamente ao longo de todo o comprimento do talude. Essa simplificação permite a representação do problema por meio de uma seção transversal, na qual a massa de solo é subdividida em fatias verticais para a aplicação dos métodos de equilíbrio limite, conforme ilustrado na Figura 7.

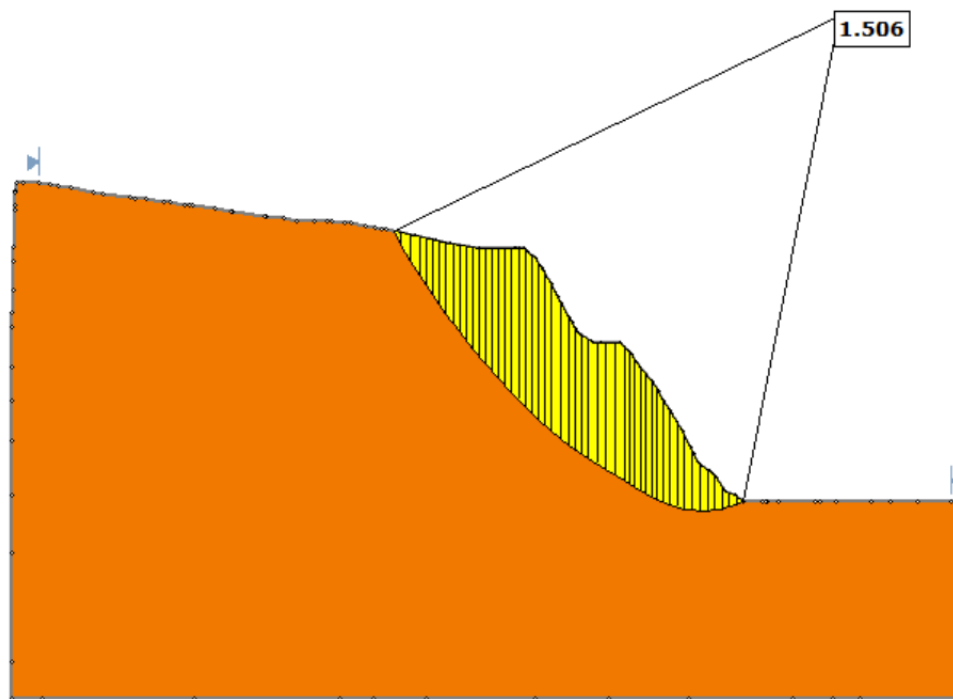


Figura 7: Seção bidimensional realizada no *software* Slide2 de um talude de solo com destaque para as fatias (em amarelo) e fator de segurança.

Fonte: Autora (2026)

De forma geral, as análises bidimensionais assumem um meio homogêneo e invariável ao longo da direção perpendicular ao plano de análise, desconsiderando efeitos de confinamento lateral e variações espaciais das propriedades geotécnicas. Contudo, como observam Stark &

Eid (1998), essa simplificação não representa adequadamente a complexidade tridimensional de deslizamentos reais, especialmente em casos com direção de movimento indeterminada, geometrias irregulares ou distribuições heterogêneas de resistência e de poropressão.

Em função dessas limitações inerentes às análises bidimensionais, a aplicação de métodos tridimensionais de estabilidade tem sido progressivamente incorporada aos estudos geotécnicos. A abordagem 3D possibilita uma representação mais realista das condições geométricas, geológicas e hidráulicas dos taludes, ao considerar explicitamente os efeitos de confinamento lateral e a variabilidade espacial dos parâmetros geotécnicos. Dessa forma, as análises tridimensionais contribuem para avaliações de estabilidade mais consistentes, sobretudo em cenários de maior complexidade, constituindo o foco do método apresentado no item subsequente.

4.5 Método de Equilíbrio Limite Tridimensional

A maior parte dos métodos tridimensionais empregados na análise de estabilidade de taludes descritos na literatura fundamenta-se no método das colunas. Essa abordagem corresponde à extensão tridimensional do método das fatias tradicionalmente utilizado em análises bidimensionais de estabilidade. No método das colunas, o volume de solo potencialmente instável é discretizado em um conjunto de colunas verticais, geralmente assumindo geometria aproximadamente quadrada em planta (Duncan & Wright, 2005). A Figura 8 ilustra esquematicamente a discretização da massa de solo potencialmente instável em colunas verticais, procedimento fundamental para a aplicação dos métodos tridimensionais de equilíbrio limite.

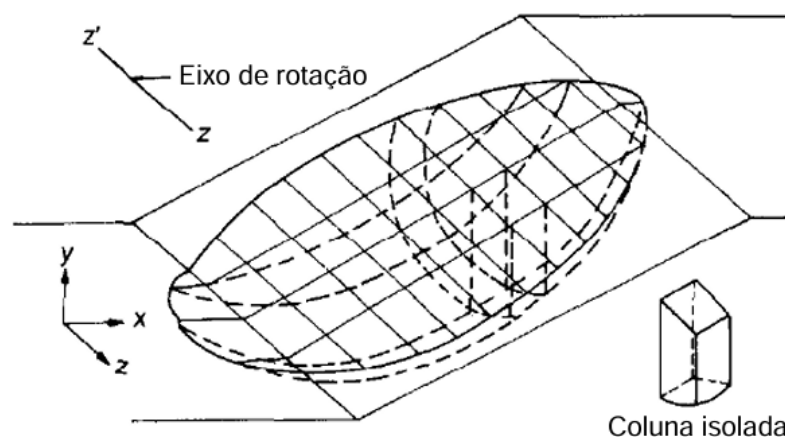


Figura 8: Representação de uma massa de solo potencialmente instável dividida em colunas.

Fonte: Chen & Chameau (1993).

Segundo Griffiths & Marquez (2007), o método do equilíbrio limite tridimensional constitui uma extensão das formulações bidimensionais clássicas de estabilidade de taludes, permitindo a consideração explícita dos efeitos tridimensionais associados à geometria, às condições de contorno e à variabilidade das propriedades geotécnicas ao longo da direção transversal do maciço. Diferentemente das análises em duas dimensões, o 3D possibilita avaliar a influência do confinamento lateral e da largura da superfície de ruptura, aspectos relevantes em taludes com extensão limitada ou geometrias complexas. Essas análises tornam-se essenciais, pois capturam a resistência lateral do solo e a real extensão da superfície de ruptura (Wei *et al.*, 2009).

Ainda segundo Griffiths & Marquez (2007), na análise tridimensional o maciço potencialmente instável é discretizado em colunas ou prismas verticais, funcionalmente análogos às fatias adotadas nas análises bidimensionais. Para cada elemento, são consideradas as forças atuantes, incluindo o peso próprio, as pressões neutras, as forças normais e as resistências ao cisalhamento mobilizadas ao longo da superfície de ruptura. O fator de segurança é definido como a razão entre as forças resistentes e as forças solicitantes, sendo determinado a partir do atendimento às condições de equilíbrio global do conjunto, usualmente por meio do equilíbrio de momentos ou de forças.

Análises tridimensionais (3D) geralmente produzem fatores de segurança mais realísticos e menos conservadores, por incorporarem efeitos geométricos e resistências laterais frequentemente negligenciados nas abordagens 2D (Griffiths & Marquez, 2007). Essa diferença metodológica possui implicações relevantes tanto no dimensionamento de obras geotécnicas quanto na avaliação de riscos associados a deslizamentos, especialmente em situações nas quais a geometria do talude, a largura da superfície de ruptura ou as condições de confinamento lateral exercem papel determinante no comportamento do maciço.

4.6 Aplicação da Metodologia Tridimensional

A aplicação de análises de estabilidade tridimensionais pelo método do equilíbrio limite tem se mostrado uma ferramenta relevante na avaliação geotécnica de taludes, especialmente em obras de grande porte, como minas a céu aberto. Diferentemente das abordagens bidimensionais tradicionais, baseadas na análise de seções verticais isoladas, a metodologia 3D permite considerar de forma integrada a geometria espacial do talude, a variabilidade lateral

dos materiais e a influência de forças atuantes fora do plano da seção analisada, resultando em uma representação mais realista dos mecanismos potenciais de ruptura.

No contexto da mineração, a análise tridimensional supera limitações inerentes às análises 2D, cuja eficácia depende fortemente da escolha criteriosa das seções críticas, frequentemente baseada em critérios empíricos e na experiência do engenheiro. A utilização do método de equilíbrio limite em três dimensões possibilita a identificação automática das regiões mais suscetíveis à instabilidade ao longo de toda a cava reduzindo a subjetividade associada à seleção prévia de perfis e ampliando o escopo da avaliação geotécnica ao longo de toda a cava (Lanna *et al.*, 2022).

Um avanço significativo dessa abordagem consiste na integração de modelos de blocos geotécnicos às análises de estabilidade 3D. O modelo de blocos, amplamente empregado na indústria mineral, permite a incorporação simultânea de informações geológicas, geomecânicas e estruturais, tais como litologia, classes geomecânicas, grau de fraturamento, parâmetros de resistência e orientação de anisotropias. Essa integração facilita a representação da heterogeneidade espacial dos materiais e evita as complexas operações booleanas frequentemente necessárias em modelos baseados exclusivamente em sólidos geométricos (Lanna *et al.*, 2022).

Associada a essa integração de dados, a análise tridimensional pelo método do equilíbrio limite possibilita a inclusão explícita de superfícies anisotrópicas, planos de fraqueza e níveis de água subterrânea, elementos que exercem papel fundamental na estabilidade de taludes de mineração. A consideração dessas superfícies em três dimensões permite capturar variações espaciais na atitude das descontinuidades e nos contatos litológicos, contribuindo para a identificação de superfícies de ruptura não circulares e geometricamente complexas, frequentemente observadas em maciços rochosos e solos residuais.

De modo geral, os resultados obtidos por meio das análises tridimensionais indicam fatores de segurança superiores àqueles calculados em análises bidimensionais equivalentes, especialmente em regiões de concavidade da cava ou onde há continuidade lateral das propriedades geotécnicas. Essa diferença decorre, entre outros fatores, da consideração das forças laterais resistentes e da distribuição espacial das tensões, ausentes nas análises 2D. Entretanto, em setores onde a geometria e as condições geológicas apresentam menor variabilidade lateral, observa-se boa compatibilidade entre os resultados das abordagens bidimensional e tridimensional.

Apesar das vantagens, a aplicação da análise de estabilidade tridimensional ainda apresenta limitações, destacando-se a inexistência de critérios normativos amplamente consolidados para aceitação de fatores de segurança obtidos em análises 3D. Por essa razão, recomenda-se que a metodologia tridimensional seja utilizada de forma complementar às análises bidimensionais, empregando-se os resultados 3D como ferramenta de triagem e priorização das regiões críticas, nas quais análises 2D mais detalhadas possam ser conduzidas para verificação final da estabilidade (Lanna *et al.*, 2022).

De modo geral, a aplicação integrada das análises de estabilidade tridimensionais e bidimensionais pelo método do equilíbrio limite representa um avanço metodológico importante, proporcionando maior eficiência, redução do tempo de análise e diminuição da subjetividade na avaliação da estabilidade de taludes. Essa abordagem mostra-se especialmente adequada para estudos em fases de pré-viabilidade e viabilidade de projetos de mineração, além de apresentar potencial para incorporação gradual à rotina operacional, à medida que critérios de aceitação específicos para análises 3D sejam desenvolvidos e consolidados.

5 MATERIAIS E MÉTODOS

A metodologia seguida para determinação da estabilidade dos taludes representada na Figura 9 e é descrita a seguir.

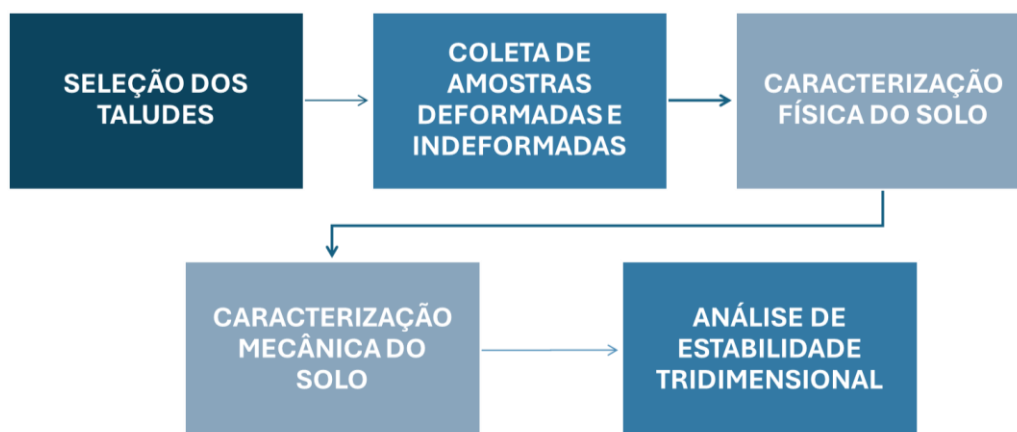


Figura 9: Fluxograma de metodologia.

Fonte: Autora (2026).

5.1 Áreas de Estudo

A estrada de ferro analisada localiza-se na região Sudeste do Brasil e apresenta extensão aproximada de 900 km. Seu traçado principal atravessa dois estados brasileiros, conectando importantes polos logísticos e industriais.

A definição da área de estudo, localizada integralmente no Estado de Minas Gerais, e dos taludes analisados foi realizada a partir da avaliação de relatórios técnicos internos, os quais permitiram a identificação de trechos estratégicos da ferrovia com relevância geotécnica e histórico de instabilidade. Com base nessa análise documental, foram selecionados cinco taludes, sendo quatro constituídos por solo e um por rocha alterada, para investigação detalhada, identificados neste trabalho como A, B, C, D e E.

5.2 Metodologia

5.2.1 Coleta de Amostras

As amostras deformadas dos taludes selecionados foram coletadas em campo, garantindo representatividade geotécnica dos materiais (Figura 10). Após a coleta, os materiais

foram acondicionados em sacos plásticos devidamente vedados, com o objetivo de preservar, tanto quanto possível, a umidade natural do solo até a realização dos ensaios laboratoriais. Posteriormente, foram encaminhadas ao laboratório de Preparação de Amostras do Departamento de Engenharia de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto. Para cada talude investigado, foi coletado aproximadamente 100 kg de material, quantidade considerada suficiente para a execução dos ensaios previstos e para garantir a representatividade do solo analisado. Em laboratório, seguindo as normas, preparou-se amostras para execução de ensaios de caracterização física: análise granulométrica, massa específica, limite de liquidez e plasticidade.



Figura 10: Coleta de amostra deformada.

Fonte: Autora (2026).

Já as amostras indeformadas (Figura 11) foram coletadas em campo por empresa terceirizada especializada e posteriormente encaminhadas ao Laboratório de Mecânica dos Solos e Rejeitos do Departamento de Engenharia de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto. Em laboratório, os corpos de prova foram preparados e talhados com rigor técnico, de modo a atender aos requisitos normativos dos ensaios triaxiais. Os corpos de prova foram moldados em formato cilíndrico, com aproximadamente 71 mm de diâmetro e 142 mm de altura, garantindo a representatividade das condições naturais dos solos in situ.



Figura 11: Amostra indeformada coletada por empresa terceirizada especializada.

Fonte: Autora (2026).

5.2.2 Levantamento de Campo

A partir da avaliação de relatórios, coleta e análise das amostras, constatou-se que o Talude E é composto por um maciço rochoso alterado, porém com foliações estruturalmente preservadas. Considerando essa condição, foi realizado um levantamento de campo com o objetivo de obter os parâmetros geomecânicos necessários às análises de estabilidade.

Segundo Oliveira (2020), para que a avaliação de estabilidade apresente confiabilidade e represente adequadamente os mecanismos e modos de ruptura observados em campo, é essencial que os parâmetros geomecânicos sejam definidos com rigor técnico, uma vez que os resultados dessas análises dependem diretamente dos valores de resistência ao cisalhamento adotados. Dessa forma, a caracterização das propriedades geomecânicas constitui etapa indispensável, devendo ser baseada em metodologias de estimativa compatíveis com as características do maciço analisado e com a finalidade específica do estudo.

Por isso, para a caracterização da resistência do maciço rochoso foi adotado o critério generalizado de Hoek & Brown, enquanto a avaliação da resistência ao cisalhamento associada aos planos de foliação foi conduzida com base no método de Barton & Bandis. Essa abordagem permitiu representar adequadamente tanto o comportamento do maciço rochoso quanto a influência mecânica das descontinuidades preservadas.

Hoek *et al.* (2002) apresentaram um critério de resistência destinado à estimativa dos parâmetros mecânicos de maciços rochosos, possibilitando a definição de sua envoltória de ruptura. Esse critério é expresso pela Equação 4:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (4)$$

Nessa formulação, σ_1 corresponde à tensão principal maior no instante da ruptura, σ_3 representa a tensão principal menor aplicada, e σ_c refere-se à resistência à compressão uniaxial da rocha intacta. Os parâmetros m_b e s são constantes associadas às características do maciço rochoso; para o caso de rocha intacta, admite-se $m_b = m_i$. As constantes m , s e a , que variam conforme a condição estrutural do maciço, são determinadas por meio das Equações 5, 6 e 7, com base na classificação geomecânica GSI.

$$m_b = m_i \times e^{\frac{GSI-100}{28-14D}} \quad (5)$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}} \quad (6)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{GSI}{15}} - e^{\frac{20}{3}} \right) \quad (7)$$

Nessa expressão, o GSI corresponde ao Geological Strength Index, proposto por Hoek (1994), utilizado para caracterizar a qualidade geomecânica do maciço rochoso. O parâmetro D representa o fator de distúrbio, associado ao grau de dano imposto ao maciço em decorrência de atividades de desmonte com explosivos.

Segundo Santos (2015), o valor de D varia de 0 para maciço sem perturbação a 1 para maciços rochosos muito perturbados. A obtenção do m_i ocorre através de ensaios triaxiais. Valores típicos de m_i foram obtidos em função da litologia da rocha intacta (Tabela 5) e esses valores são utilizados quando não é possível a realização dos ensaios, ainda que essa não seja a melhor opção.

Tabela 5: Valores de m_i para rocha intacta (Hoek, 2000).

Tipo de rocha		Rocha e valores de m _i				
ígneas	Intrusiva	Granito:	Diorito:	Gabro:	Peridotito:	
		32 ± 3	25 ± 5	27 ± 3		
		Granodiorito:	Dolerito:	Norito:		
			29 ± 3	16 ± 5	22 ± 5	
	Extrusiva	Riolito:	Andesito:	Basalto:	Pórfiros:	
		16 ± 5	25 ± 5	16 ± 5		
				Diabásio:		
				16 ± 5		
	Vulcânica		Aglomerado:	Tufos:		
		19 ± 3	13 ± 5			
Sedimentares	Clástica	Conglomerado:		Siltito:	Argilito:	
		4 ± 18	Arenito:	7 ± 2	4 ± 2	
		Brecha	17 ± 4	Margas	Folhelho:	
		4 ± 16		7 ± 2	6 ± 2	
	Carbonática	Calcário cristalino:	Calcário esparítico:	Calcário micrítico:	Dolomito	
		12 ± 3	10 ± 2	9 ± 2		9 ± 3
	Química		Gipso:			
			8 ± 2			
		Anidrito:				
		12 ± 2				
	Orgânica			Carvão:	Giz:	
			8 ± 12	7 ± 2		
Metamórficas	Foliada	Gnaisse:	Xisto:	Filito:	Ardósia:	
		28 ± 5	12 ± 3	7 ± 3	7 ± 4	
	Levemente foliada	Migmatito:	Anfibolito:			
		29 ± 3	26 ± 6			
	Sem foliação	Quartzito:	Metarenito:	Hornfels:	Mármore:	
	20 ± 3	19 ± 3	19 ± 4	9 ± 3		

Fonte: Adaptado de Santos (2015).

Já o critério de Barton-Bandis (1982), segundo Santos (2015), foi desenvolvido com base empírica, a partir de ensaios de cisalhamento realizados em juntas artificiais, com o

objetivo de estimar a resistência ao cisalhamento de discontinuidades caracterizadas por superfícies rugosas. Sua formulação é expressa pela Equação 8:

$$\tau = \sigma_n \tan \left[JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi \right] \quad (8)$$

Na Equação 8, τ representa a resistência ao cisalhamento mobilizada; σ_n corresponde à tensão normal atuante; φ é o ângulo de atrito básico da rocha intacta; JRC é o coeficiente de rugosidade da junta; e JCS refere-se à resistência à compressão uniaxial das superfícies das discontinuidades. Os valores de rugosidade são estimados em campo por meio da avaliação das amplitudes das irregularidades, sendo obtido com base no ábaco proposto por Barton (1982) (Figura 12) e correspondente parâmetro de influência da rugosidade das paredes (Jr) proposto por Brown (1981) (Figura 13). Para o caso do talude E, para se determinar o JRC, utilizou-se o perfilômetro para estimar a rugosidade da discontinuidade. Já para a obtenção do JCS, fez-se estimativas utilizando o Esclerômetro de Schmidt.

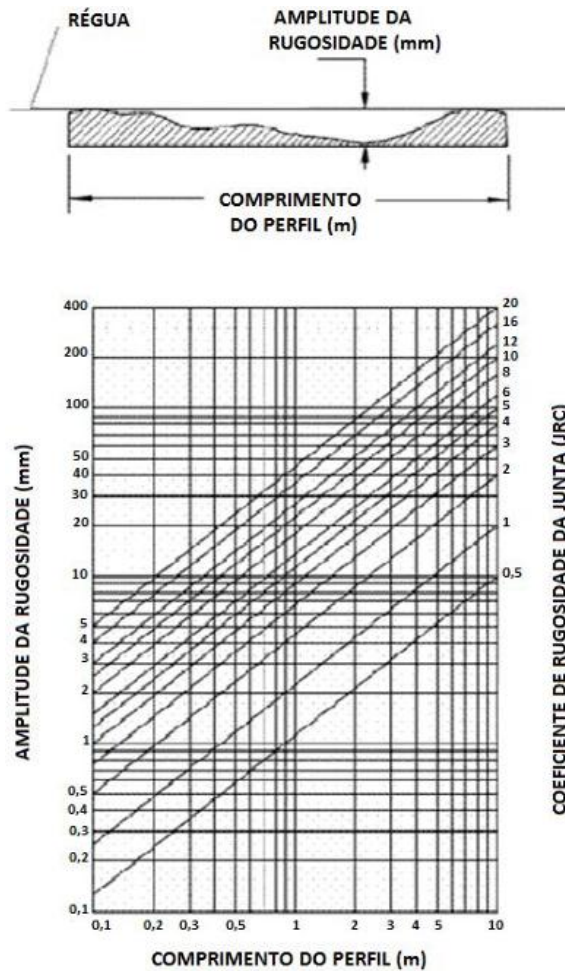


Figura 12: Estimativa do JRC (Barton, 1982)

Fonte: Santos (2025).

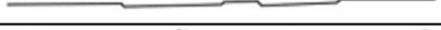
Classe	Escala		Perfil de Rugosidade da descontinuidade	Jr JRC ₂₀ JRC ₁₀₀		
	Intermédia	Menor				
I	Escalonada	Rugosa		4.0	20	11
II		Lisa		3.0	14	9
III		Polida		2.0	11	8
IV	Ondulosa	Rugosa		3.0	14	9
V		Lisa		2.0	11	8
VI		Polida		1.5	7	6
VII	Plana	Rugosa		1.5	2.5	2.3
VIII		Lisa		1.0	1.5	0.9
IX		Polida		0.5	0.5	0.4

Figura 13: Relação entre os perfis de rugosidade e parâmetro Jr para definição do parâmetro JRC. (Modificado de Brown, 1981).

Fonte: Oliveira (2020).

Onde JRC₂₀ é o coeficiente de rugosidade da junta para uma persistência de 20 cm; JRC₁₀₀ é o coeficiente de rugosidade da junta para uma persistência de 100 cm.

Para a definição do ângulo de atrito da descontinuidade, empregou-se a Equação 9:

$$\varphi_r = \tan^{-1} \left(\frac{Jr}{Ja} \right) \quad (9)$$

Onde Jr é a rugosidade e o Já é o fator de alteração da descontinuidade.

De acordo com Santos (2015), diversos autores propuseram equações que estabelecem correlação entre a resistência à compressão da rocha (σ_c), deformabilidade e densidade em relação ao número de rebotes de Schmidt. Nesse estudo, utilizou-se as Equação 10 e 11 propostas por Xu *et al.* (1990), mostrada a seguir:

$$\sigma_c = 2,98 \cdot e^{0,06R_L} \quad (10)$$

$$E = 1,77 \cdot e^{0,07R_L} \quad (11)$$

Considerando que o esclerômetro empregado em campo para estimativa da resistência foi do tipo N, enquanto as equações apresentadas por Xu *et al.* (1990) foram desenvolvidas para martelos do tipo L, adotou-se a Equação 12 proposta por Aydin e Basu (2005), a qual estabelece uma correlação entre os índices de rebote obtidos com martelos de Schmidt dos tipos N e L.

$$\tau = \sigma_n \tan \left[JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi \right] \quad (12)$$

5.2.3 Ensaios Físicos

No que se refere à caracterização física, foram realizados os seguintes ensaios: análise granulométrica, limites de liquidez e plasticidade, índice de plasticidade e determinação da massa específica dos sólidos.

A caracterização granulométrica do solo foi conduzida em conformidade com a ABNT NBR 7181 (ABNT, 2016), sendo a preparação das amostras executada conforme as diretrizes da ABNT NBR 6457 (ABNT, 2016). O procedimento experimental compreendeu as etapas de peneiramento grosso, peneiramento fino e análise por sedimentação. Inicialmente, o solo passou por secagem ao ar, desagregação dos torrões e peneiramento em malha de 2,0 mm, permitindo a separação das frações granulométricas. A porção retida foi submetida ao peneiramento a seco em peneiras de aberturas progressivas, enquanto o material passante foi utilizado para a determinação da umidade e para o peneiramento fino. Já as partículas com diâmetro inferior a 0,075 mm foram avaliadas por meio do método de sedimentação, com leituras em densímetro e aplicação da Lei de Stokes. Os resultados obtidos possibilitaram a elaboração da curva granulométrica e a classificação do solo nas frações de argila ($< 0,002$ mm), silte (0,002 a 0,06 mm), areia (0,06 a 2,0 mm) e pedregulho ($> 2,0$ mm).

Os limites de liquidez (LL) e de plasticidade (LP) foram determinados, respectivamente, conforme as normas ABNT NBR 6459 (ABNT, 2016) e ABNT NBR 7180 (ABNT, 2016). Primeiramente, o LL foi obtido com o auxílio do aparelho de Casagrande, sendo considerado o teor de umidade correspondente a 25 golpes. Em seguida, o LP foi determinado por meio da moldagem manual de cilindros de solo, até o aparecimento de fissuras durante a rolagem sobre a placa de vidro. Com base nesses resultados, foi possível calcular o índice de plasticidade ($IP = LL - LP$), parâmetro utilizado para classificar o solo quanto ao seu grau de plasticidade: sem plasticidade ($IP = 0$), leve (1–5), baixa (5–10), média (10–20), alta (20–40) e muito alta (> 40).

A massa específica dos sólidos foi determinada pelo método do picnômetro. Para esse propósito, foram usados 50 g de solo fino ou 60 g de solo arenoso, que foram previamente imersos em água destilada por um período de 12 horas. Depois, a amostra foi colocada no picnômetro com água destilada e, em seguida, submetida à aplicação de vácuo (superior a 88 kPa) durante 15 minutos, com a finalidade de remover bolhas de ar. Também foi utilizado banho-maria por 30 minutos para ajudar na desaeração. Depois, após a estabilização térmica, o volume foi ajustado até o ponto de referência e o conjunto foi corretamente pesado. Por fim, foi registrada a temperatura da amostra para realizar a correção com base na curva de calibração.

5.2.4 Ensaios Mecânicos

Quanto às propriedades mecânicas, foi conduzido o ensaio triaxial isotropicamente consolidado e drenado (CID), a partir do qual foram obtidos os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, especificamente a coesão (c') e o ângulo de atrito interno (ϕ'), utilizados posteriormente na modelagem de estabilidade.

Os ensaios foram realizados em amostras indeformadas coletadas em quatro pontos distintos dos taludes analisados. Após a moldagem em laboratório, os corpos de prova apresentavam dimensões padronizadas de 71 mm de diâmetro e 142 mm de altura. Todas as amostras foram saturadas e, posteriormente, ensaiadas sob condições isotrópicas drenadas, conforme estabelecido pela norma ASTM D7181 (ASTM, 2020).

O ensaio triaxial CID foi conduzido em quatro etapas principais. Inicialmente, as amostras foram submetidas ao processo de saturação, realizado de forma gradual por aplicação de vácuo e/ou pressão, até que fosse atingido um coeficiente de Skempton (B) superior a 0,95, assegurando a eliminação do ar intersticial.

Na sequência, procedeu-se a consolidação isotrópica, com a aplicação de tensões de confinamento de 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa, mantidas até a estabilização da deformação volumétrica. Posteriormente, realizou-se o carregamento axial sob taxa controlada de 0,023 %/min, garantindo a dissipação das pressões neutras ao longo do ensaio e caracterizando um regime drenado.

Durante todas as fases, foram monitoradas continuamente a tensão desviadora, a deformação axial e a pressão de poros, permitindo a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo em termos efetivos.

Todos os ensaios foram executados em prensa triaxial GEOCOMP LoadTrac II, devidamente calibrada, em conformidade com os procedimentos normativos vigentes.

5.2.5 Definição do Fator de Segurança para Contexto de Ferrovia

Augusto Filho e Virgili (1998) *apud* Silva (2015) classificam os métodos de análise da estabilidade de taludes em três grupos. Os métodos analíticos abrangem as formulações baseadas no equilíbrio limite, nas quais a estabilidade é expressa por meio do Fator de Segurança (FS) ou da Probabilidade de Ruptura (PF), e os modelos numéricos de tensão-deformação, fundamentados na relação entre tensões e deformações dos materiais do maciço.

Os métodos experimentais utilizam modelos físicos em diferentes escalas, enquanto os métodos observacionais baseiam-se na interpretação de rupturas anteriores por meio de retroanálises, ábacos de projeto e registros históricos.

Entre essas abordagens, os métodos de equilíbrio limite são os mais empregados em análises convencionais. Neles, a condição de equilíbrio limite ocorre quando as forças ou momentos resistivos se igualam às forças ou momentos solicitantes atuantes no mecanismo de ruptura. O Fator de Segurança é definido como a razão entre resistências disponíveis e solicitações atuantes, sendo $FS = 1$ indicativo da condição limite de estabilidade, enquanto valores superiores caracterizam estados considerados estáveis.

Processos de instabilização de taludes estão associados à ocorrência de movimentos de massa, os quais podem gerar impactos de natureza ambiental, econômica e social. A instabilidade de taludes está associada a diversos fatores que podem alterar o equilíbrio do maciço, tais como a modificação das características mecânicas do solo, bem como variações no nível freático ao longo do tempo, a ocorrência de sismos e alterações na geometria do talude. Nesse contexto, a atuação conjunta desses fatores resulta, de modo geral, no aumento das forças solicitantes e, simultaneamente, na redução da resistência ao cisalhamento do solo, o que favorece a ocorrência de movimentos de massa, especialmente os deslizamentos (Silva *et al.*, 2021).

Dessa forma, o deslizamento ocorre quando as tensões de cisalhamento mobilizadas ao longo de uma superfície potencial de ruptura ultrapassam a resistência ao cisalhamento do solo. Por sua vez, em condições de estado crítico, essa resistência encontra-se totalmente mobilizada, passando a atuar como mecanismo de oposição às forças responsáveis pelo movimento e, consequentemente, contribuindo para a estabilidade do sistema (Silva *et al.*, 2021).

A Figura 14 ilustra o balanço entre as forças que atuam no maciço, destacando-se, por meio de setas azuis, aquelas responsáveis por promover o deslizamento e, por setas vermelhas, as forças que se opõem ao movimento (Silva *et al.*, 2021).

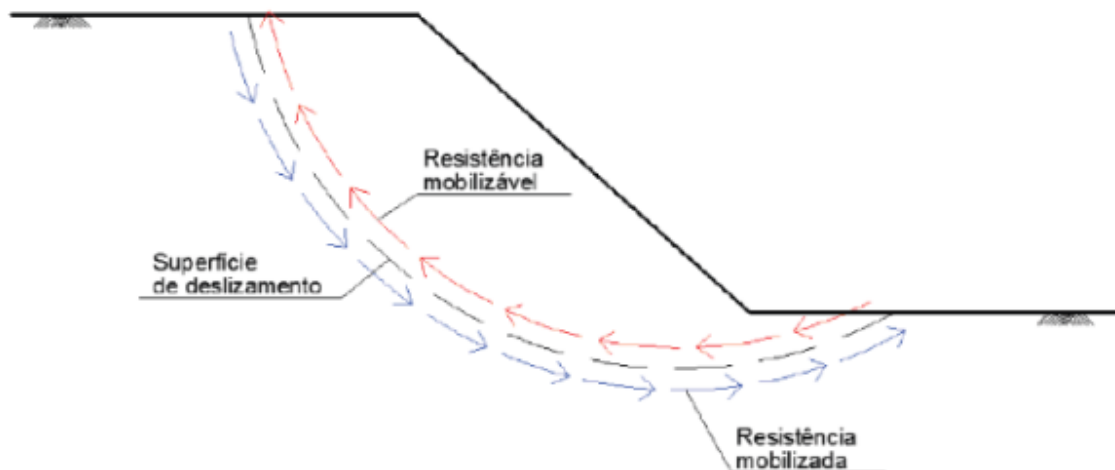


Figura 14: Resistência mobilizáveis e resistência mobilizada.

Fonte: Silva *et al* (2021).

Com base nessa representação, o fator de segurança do talude é estabelecido conforme a Equação 13:

$$FS = \frac{tf}{tmob} \quad (13)$$

Onde, de acordo com Silva *et al.* (2021), tf corresponde à resistência ao cisalhamento mobilizável do solo e $tmob$ à resistência efetivamente mobilizada ao longo da superfície de ruptura.

Nesse sentido, conforme proposto por Silva *et al.* (2021), o fator de segurança (FS) é definido como a relação entre a resistência ao cisalhamento mobilizável do solo e a resistência efetivamente mobilizada ao longo da superfície de deslizamento. Assim, essa relação permite avaliar o grau de estabilidade do talude, sendo expressa, de forma geral, pela razão entre as forças resistentes ao escorregamento e as forças favoráveis ao movimento.

O estudo de estabilidade em maciços rochosos ou de solo, naturais ou artificiais, está intrinsecamente ligado à compreensão do comportamento do material. A condição de instabilidade pode ser desencadeada tanto por ações antrópicas quanto por fatores naturais, incluindo modificações progressivas das propriedades resistentes dos materiais decorrentes de processos de intemperismo e alteração geológica (Gerscovich, 2016).

Para o caso analisado, considerou-se a Norma NBR 11682 (ABNT, 2009) para a definição do fator de segurança (FS) global do projeto, ou seja, o FS mínimo para a condição de estabilidade em função do tipo de obra e vida útil. Segundo essa Norma, deve-se inicialmente enquadrar o projeto em uma das classificações de nível de segurança, definidas a partir da

possibilidade de perdas de vidas humanas, conforme Tabela 6 e de danos materiais e ambientais, conforme Tabela 7.

Tabela 6: Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas.

Critérios	Nível de segurança
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas
	Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas
	Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas
	Ferrovias e rodovias de tráfego intenso

Fonte: Adaptado de NBR 11682 (2009).

Tabela 7: Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.

Nível de segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais
	Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado
	Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido
	Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Fonte: Adaptado de NBR 11682 (2009).

O fator de segurança mínimo a ser adotado no projeto, levando-se em conta os níveis de segurança preconizados nas Tabelas 6 e 7, deve ser estipulado de acordo com a Tabela 8.

A Tabela 8 apresenta os fatores de segurança mínimos recomendados para as análises de estabilidade interna e externa dos maciços, definidos em função dos níveis de segurança previamente estabelecidos nas Tabelas 6 e 7. Esses fatores de segurança destinam-se a verificação das superfícies potenciais de ruptura locais, associadas a estabilidade interna, que interceptam os elementos de reforço ou contenção, e das superfícies globais, relacionadas à estabilidade externa, que envolvem mecanismos de deslizamento mais abrangentes e não

interceptam tais elementos. Os valores indicados aplicam-se exclusivamente às análises de estabilidade geotécnica dos maciços e são independentes dos coeficientes de segurança empregados no dimensionamento estrutural de elementos como concreto armado, tirantes, grampos e geossintéticos.

Tabela 8: Nível de segurança contra danos a vidas humanas.

Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Nível de segurança contra danos materiais e ambientais			
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

NOTA 1 No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10 %. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semprobabilístico indicado no Anexo D.

NOTA 2 No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros γ , ϕ , c , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

NOTA 3 Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Fonte: Adaptado de NBR 11682 (2009).

Dessa maneira, definiu-se que a condição de estabilidade para o caso analisado, um talude de solo de ferrovia, obra com alto nível de segurança contra danos à vida humana e danos materiais e ambientais, considera um fator de segurança de 1,5.

5.2.6 Análises de Estabilidade

Para a análise de estabilidade, a geometria do talude, obtidas a partir de levantamento topográfico realizado com o emprego de veículo aéreo não tripulado (VANT), foi digitalizada e processada no *software* Slide3 (Rocscience, 2024), com as propriedades físicas e mecânicas ajustadas de acordo com os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica. Essa análise permitiu estimar os fatores de segurança e, em caso de instabilidade, os possíveis volumes de ruptura associados a diferentes cenários.

Para a análise da estabilidade dos taludes, foi empregada a modelagem o método do equilíbrio limite. Segundo Melnikova (2014), este utiliza o conhecido método de fatias de Bishop (Bishop, 1955) para calcular o fator de segurança do talude avaliado. Assim, tanto a modelagem tridimensional de estabilidade quanto a modelagem bidimensional de estabilidade, foram realizadas com base na Teoria do Equilíbrio Limite, considerando a discretização

volumétrica do maciço e a busca automática por superfícies críticas de ruptura. Segundo Morgenstern e Price (1965) *apud* Bretas (2020), a popularidade desse método se dá pela habilidade do método de levar em consideração a interação de forças internas da massa de solo, condições de poropressão e maciços estratificados. Além disso, na maioria dos casos, a superfície crítica de ruptura não se aproxima necessariamente de um círculo ou um plano e os métodos de análise e busca pelas superfícies devem levar isso em consideração.

A abordagem tridimensional permitiu representar de forma mais realista os efeitos geométricos e de confinamento lateral, além de possibilitar a avaliação espacial contínua das condições de estabilidade. A avaliação de estabilidade empregou o método de equilíbrio limite de Morgenstern-Price (1965), por ser um método preciso e aplicável virtualmente a todas as geometrias e perfis do terreno, que satisfaz todas as condições de equilíbrio estático (forças e momentos) (Bretas, 2020).

O emprego do critério de ruptura de Mohr-Coulomb para a quantificação dos parâmetros de resistência dos solos, o critério generalizado de Hoek & Brown para o maciço rochoso e Barton & Bandis para a foliação levou em consideração a confiabilidade e a representação adequada dos mecanismos e modos de ruptura observados em campo.

No contexto da definição adequada do método de geração de superfícies potenciais de ruptura, do tipo de superfície gerada e do método de busca utilizado, definiu-se a busca inteligente para a determinação das superfícies de ruptura, levando em conta tanto superfícies de ruptura circulares quanto não circulares.

Em relação à geração de superfícies de ruptura, o *software* disponibiliza três abordagens principais: clássica (Classic Search), superfícies definidas pelo usuário (User-defined Surfaces) e busca inteligente (Intelligent Search).

O método clássico baseia-se na geração sistemática de superfícies dentro de um espaço de busca previamente delimitado, a partir de parâmetros geométricos e critérios de discretização definidos pelo usuário. Essa abordagem é consolidada e amplamente aplicada em estudos preliminares ou em modelos de menor complexidade geológica e geométrica, apresentando boa robustez e custo computacional moderado (Rocscience, 2016)

O método de superfícies definidas pelo usuário, por sua vez, permite a inserção manual de superfícies de ruptura específicas, com base em interpretações geológicas, dados de campo ou evidências estruturais previamente identificadas. Essa abordagem é particularmente útil em cenários nos quais a ruptura é controlada por descontinuidades, contatos litológicos ou planos

de fraqueza conhecidos, permitindo maior controle técnico sobre a análise e sendo frequentemente empregada em estudos detalhados ou retroanálises (Rocscience, 2016).

Já a busca inteligente representa uma abordagem avançada de otimização global, na qual algoritmos analisam o modelo para identificar automaticamente regiões com maior probabilidade de ocorrência de ruptura. O método distribui soluções iniciais no espaço de busca e, posteriormente, realiza refinamentos locais por meio de agrupamentos de busca, aumentando a cobertura do espaço de soluções, reduzindo a subjetividade do processo e melhorando a confiabilidade na identificação da superfície crítica, especialmente em modelos tridimensionais complexos (Rocscience, 2024).

Associado ao método de geração, a escolha do tipo de superfície de ruptura (circular ou não circular) é igualmente fundamental. As superfícies circulares são mais adequadas para taludes homogêneos ou com geometrias relativamente simples, nos quais o mecanismo de ruptura apresenta comportamento predominantemente rotacional. No ambiente tridimensional, essas superfícies são geralmente representadas por geometrias esféricas ou elipsoidais e são amplamente utilizadas em análises preliminares devido à menor complexidade matemática e menor custo computacional. Por outro lado, superfícies não circulares são, em geral, mais representativas das condições reais de campo, sobretudo em taludes com múltiplas camadas, presença de níveis fracos delgados, anisotropias, descontinuidades estruturais ou geometrias irregulares. Nesses casos, os mecanismos de ruptura tendem a seguir trajetórias condicionadas por contatos geológicos ou variações locais de resistência, exigindo superfícies com maior liberdade geométrica para adequada representação do mecanismo de falha. (Rocscience, 2016)

Complementarmente, a eficiência da análise depende do método de busca das superfícies críticas, que corresponde ao algoritmo utilizado para explorar o espaço de soluções. Entre os principais métodos disponíveis destacam-se algoritmos metaheurísticos como Particle Swarm Optimization (PSO), Cuckoo Search, entre outros métodos de otimização global. O Particle Swarm baseia-se em conceitos de inteligência coletiva, nos quais partículas percorrem o espaço de busca compartilhando informações sobre as melhores soluções encontradas, sendo amplamente utilizado devido ao bom equilíbrio entre precisão e custo computacional. Já o método Cuckoo Search utiliza estratégias inspiradas em processos naturais de otimização, apresentando boa capacidade de exploração global do espaço de soluções e reduzindo a probabilidade de convergência prematura para mínimos locais. (Rocscience, 2024; Gad, 2022)

Com base nesse contexto, utilizou-se a busca inteligente para a determinação das superfícies de ruptura, levando em conta tanto superfícies de ruptura circulares quanto não circulares, haja vista o objetivo do trabalho de não impor restrições de busca para as áreas estudadas.

A identificação das superfícies críticas baseou-se em dois critérios distintos: (i) para taludes estáveis ($FS > 1$), considerou-se a superfície com o menor fator de segurança; e (ii) para taludes instáveis ($FS < 1$), selecionou-se a superfície com fator de segurança próximo a 1, representativa em termos de dimensão, volume e localização.

Levando em consideração a definição de FS para o contexto de ferrovia, após a identificação das superfícies críticas, a verificação do status de estabilidade ou instabilidade, baseou-se na verificação de fatores de segurança próximos a 1,5.

Segundo Ferreira (2012), existem diferentes tipos de análises de estabilidade nas quais a Teoria do Equilíbrio Limite é aplicada. Tais análises são conduzidas por meio da adoção de distintos métodos, dentre os quais se destacam:

- Método das Cunhas: a massa de solo potencialmente instável, em função de sua geometria e características resistentes, é subdividida em cunhas, aplicando-se as condições de equilíbrio a cada zona de forma isolada;
- Método das Fatias: a massa de solo potencialmente instável é dividida em fatias, geralmente verticais, sendo as condições de equilíbrio avaliadas individualmente em cada fatia;
- Método Geral: as condições de equilíbrio são aplicadas à totalidade da massa de solo potencialmente instável, considerando-a como um corpo rígido.

O método de Morgenstern-Price mostrou-se adequado por executar um cálculo de equilíbrio mais detalhado, incluindo a interação de forças e momentos entre fatias e variações na distribuição de tensões, o que resulta em uma avaliação mais robusta da estabilidade do talude. Deste modo, foi possível conduzir uma análise integrada, alinhando métodos estabelecidos de estudo de taludes com técnicas modernas de modelagem tridimensional.

Em seguida, foi definida seção transversal que cortasse a superfície crítica identificada no modelo 3D, a qual foi processada no *software* Slide2 (Rocscience, 2024). Para manter a uniformidade metodológica, o método de cálculo empregado foi o de Morgenstern-Price, utilizando-se a estratégia de busca denominada Particle Swarm Search. Este procedimento integrado permitiu combinar a abrangência da análise tridimensional com a agilidade das

avaliações bidimensionais na seção mais relevante, fornecendo uma verificação cruzada dos resultados por meio de duas ferramentas analíticas complementares.

O Particle Swarm Shear é um método metaheurístico de otimização global empregado na identificação de superfícies potenciais críticas de ruptura em análises de estabilidade de taludes. O método é baseado no conceito de inteligência coletiva, no qual múltiplas soluções candidatas (denominadas partículas) exploram o espaço de busca de forma iterativa, ajustando suas posições em função das melhores soluções previamente identificadas.

No processo de busca, o algoritmo inicia com uma população aleatória de superfícies potenciais de ruptura distribuídas no domínio definido no modelo. A cada iteração, as partículas são atualizadas considerando a melhor solução global encontrada pelo conjunto e a melhor solução individual já obtida por cada partícula (caso unimodal). Quando configurado para busca multimodal, o deslocamento das partículas passa a considerar também a influência das partículas vizinhas mais próximas, permitindo a identificação simultânea de múltiplos mínimos locais de fator de segurança.

Entre as principais vantagens desse método destaca-se a capacidade de realizar buscas globais eficientes sem a necessidade de definição manual de superfícies iniciais pelo usuário, reduzindo a subjetividade do processo. O método também apresenta boa cobertura do espaço de busca e elevada capacidade de convergência para superfícies críticas, mesmo em modelos com geometrias complexas ou com heterogeneidade geotécnica.

O desempenho do método depende de parâmetros como o número de partículas e o raio de abrangência do espaço de busca, utilizado para filtrar superfícies semelhantes e manter apenas os mínimos locais mais representativos. Em aplicações práticas, valores padrão costumam apresentar desempenho adequado.

Adicionalmente, a utilização de rotinas de otimização associadas ao PSO é recomendada, especialmente em buscas multimodais, pois aumenta a probabilidade de identificação do fator de segurança global mínimo. Em versões aprimoradas do algoritmo, pode ser aplicada a redistribuição parcial das partículas com maiores fatores de segurança ao final das iterações, aumentando a eficiência da exploração do espaço de soluções.

De modo geral, o Particle Swarm Search constitui uma ferramenta robusta e eficiente para identificação de superfícies críticas de ruptura, sendo particularmente indicado para análises não circulares e modelos tridimensionais, nos quais métodos tradicionais podem apresentar limitações na representação dos mecanismos reais de instabilidade.

Na fase inicial da análise, não foi especificada uma região de busca preferencial, permitindo que o algoritmo identificasse de forma autônoma as superfícies de ruptura ao longo de toda a extensão do modelo. Essa configuração possibilitou o mapeamento das zonas com maior propensão à instabilidade, com base nos valores de fator de segurança calculados para cada superfície potencial.

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados referentes à caracterização física, mecânica e à avaliação da estabilidade dos taludes analisados são apresentados a seguir, organizados individualmente para cada talude (A a E), contemplando a interpretação integrada dos ensaios laboratoriais e das análises de estabilidade tridimensionais e bidimensionais.

6.1 Talude A

O talude A integra o Grupo Geológico Nova Lima, apresenta altura aproximada de 30 m, inclinação média da face de 70° e aproximadamente 350 m de extensão.

6.1.1 Caracterização Física

Para a amostra do primeiro talude avaliado obteve-se os dados apresentados na Figura 15 e Tabela 9. Na Figura 15 está representada a curva granulométrica do solo em estudo. A análise foi realizada em amostra de solo deformada coletada na superfície do terreno. Na Tabela 9, encontra-se os valores obtidos a partir dos ensaios de caracterização física realizados também em amostra deformada.

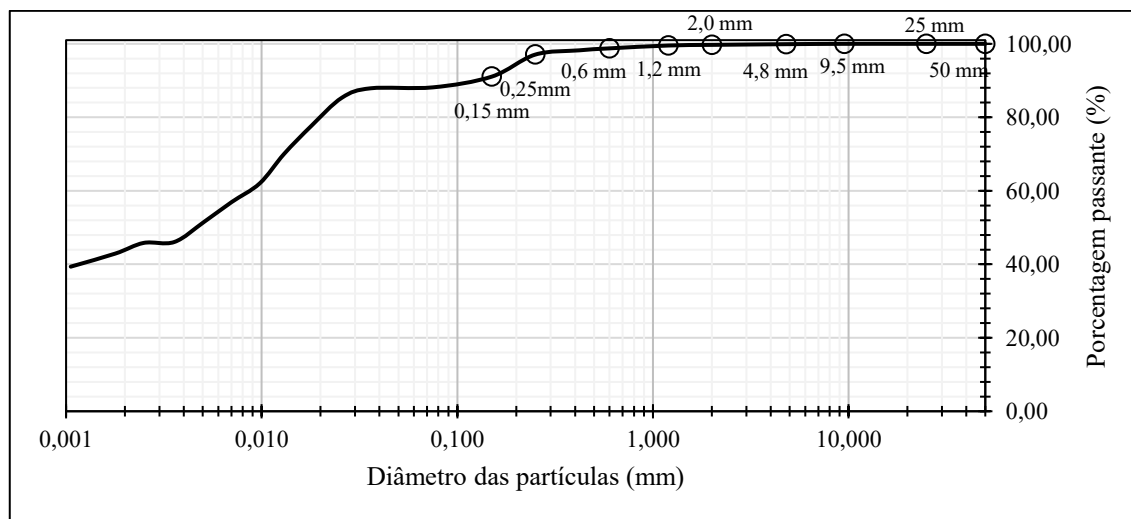


Figura 15: Análise granulométrica da amostra do primeiro talude.

Fonte: Autora (2026).

Tabela 9: Características físicas da amostra do primeiro talude.

Característica física	Valor
Limite de liquidez (%)	70,44
Limite de plasticidade (%)	40,87
Índice de plasticidade (%)	29,57
Massa específica real dos grãos (g/cm ³)	2,347
Pedregulho médio (6,0 mm < d < 20,0 mm) (%)	0,07
Pedregulho fino (2,0 mm < d < 6,0 mm) (%)	0,21
Areia grossa (0,6 mm < d < 2,0 mm) (%)	0,95
Areia média (0,2 mm < d < 0,6 mm) (%)	4,7
Areia fina (0,06 mm < d < 0,2 mm) (%)	6,01
Silte (0,002 < d < 0,060 mm) (%)	44,26
Argila (d < 0,002 mm) (%)	43,8

Fonte: Autora (2026).

A partir dos resultados observados, pode-se inferir que o solo tem composição predominantemente silte argilosa. Além disso, o elevado limite de liquidez observado (70,44%) evidencia a alta capacidade do solo de reter água, indicando a possibilidade de redução significativa da resistência mecânica sob condições de elevada umidade. O índice de plasticidade de 29,57% enquadra o material como de alta plasticidade, com potencial expansivo, o que indica a presença predominante de fração argilosa, em concordância com os resultados da análise granulométrica. A massa específica determinada apresenta valores compatíveis com aqueles normalmente reportados para materiais com composição e comportamento semelhantes.

Essas propriedades físicas e índices de consistência exercem influência direta no comportamento mecânico do solo, especialmente quando submetido a variações no regime de umidade. Solos com esse conjunto de propriedades tendem a apresentar elevada sensibilidade às variações do teor de umidade, manifestando mudanças volumétricas e perda de resistência. Segundo Chagas (2014), os solos quando sujeitos a variações do grau de saturação podem expandir ou colapsar, o que acarreta uma redução na resistência. Solos colapsáveis apresentam redução abrupta de volume e resistência quando submetidos à saturação, enquanto solos expansivos sofrem variações volumétricas significativas em função dos ciclos de umedecimento e secagem.

Dessa forma, o comportamento identificado indica um material com elevada sensibilidade hidro-mecânica, cuja estabilidade pode ser significativamente comprometida em condições de saturação, aspecto relevante para análises geotécnicas e de estabilidade de taludes.

6.1.2 Caracterização Mecânica

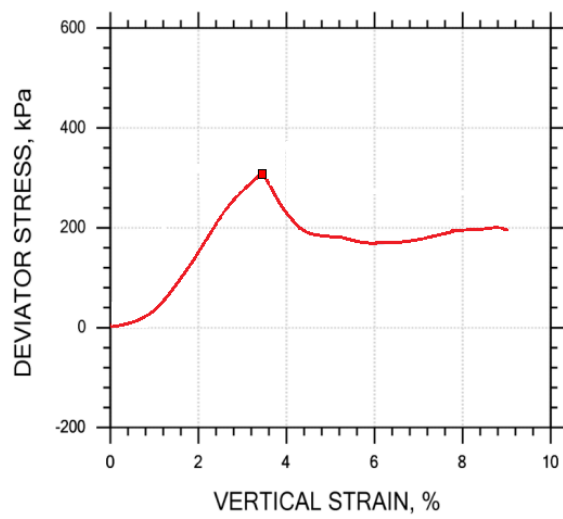
Os ensaios triaxiais executados com as amostras coletadas no talude possibilitaram a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo sob distintos estados de confinamento. Para esse fim, foram submetidas a ensaio triaxial drenado com consolidação isotrópica (CID) corpos de provas extraídos de amostras indeformadas previamente saturadas. As tensões confinantes aplicadas foram de 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa, em conformidade com os critérios e procedimentos definidos pela norma ASTM D7181 (ASTM, 2020). A Figura 16 ilustra o corpo de prova extraído da amostra indeformada antes e após a realização dos ensaios, permitindo observar as deformações resultantes do carregamento axial imposto.



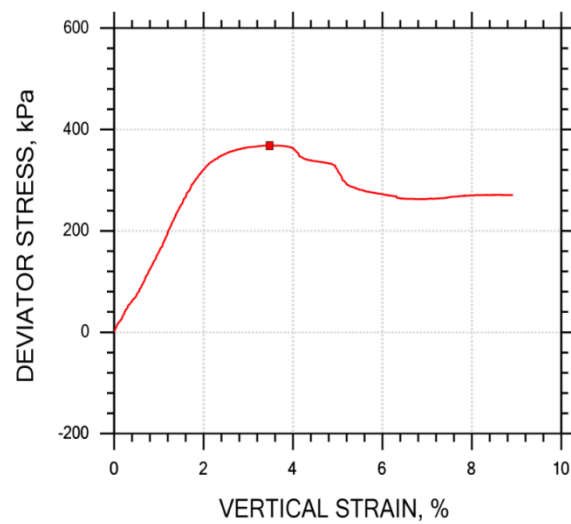
Figura 16: Corpo de prova de solo do talude A antes (1) e após (2) a realização do ensaio.

Fonte: Autora (2026).

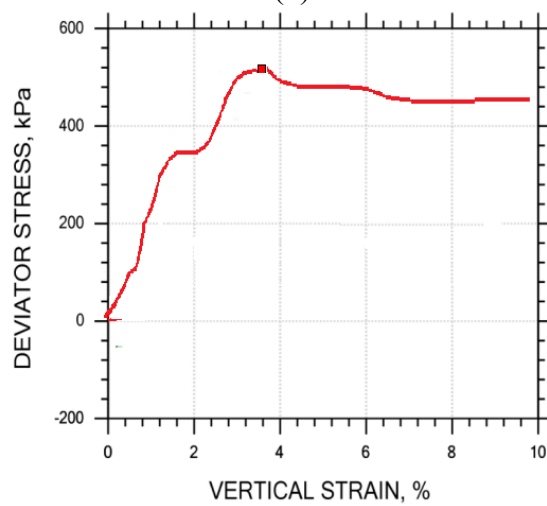
As curvas tensão-deformação correspondentes a cada nível de tensão confinante estão apresentadas na Figura 17, possibilitando a análise do comportamento mecânico do solo submetido aos ensaios. Com base nos resultados obtidos experimentalmente, foi estabelecida a envoltória de resistência conforme o critério de Mohr–Coulomb (Figura 18), correlacionando a resistência ao cisalhamento com as tensões normais atuantes. Os parâmetros mecânicos derivados dos ensaios, são apresentados na Tabela 10.



(a)



(b)



(c)

Figura 17: Tensão desviadora versus deformação. (a) 25kPa, (b) 50 kPa, (c) 100 kPa.

Fonte: Autora (2026).

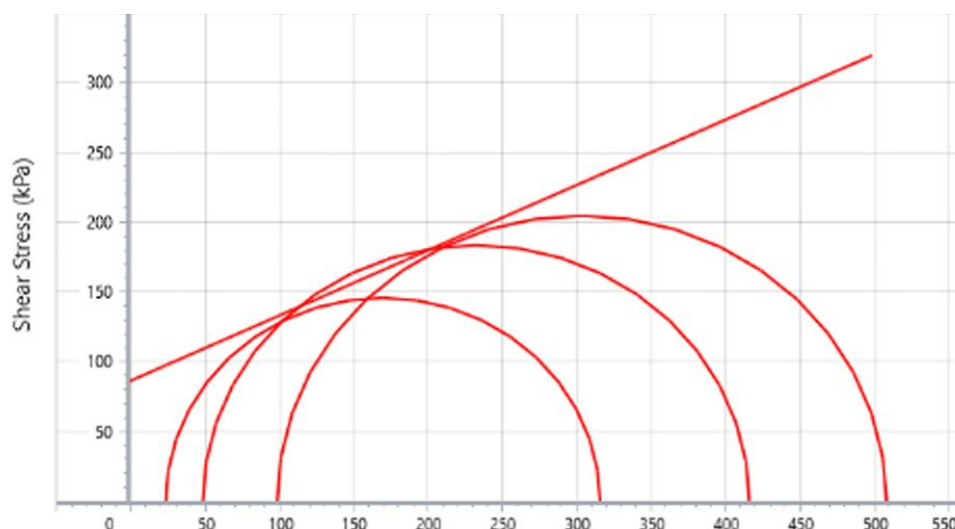


Figura 18: Estado de tensões e envoltória de resistência para o solo do talude A.

Fonte: Autora (2026).

Tabela 10: Parâmetros mecânicos obtidos por meio de ensaio triaxial.

Parâmetro	Valor
Coesão efetiva	86 kPa
Ângulo de atrito efetivo	25 °

Fonte: Autora (2026).

6.1.3 Análise de Estabilidade

A avaliação da estabilidade do talude A foi conduzida por meio de modelagens tridimensionais no *software* Slide3, utilizando os parâmetros geotécnicos determinados a partir dos ensaios laboratoriais, bem como as geometrias obtidas a partir de levantamento topográfico realizado com o emprego de veículo aéreo não tripulado (VANT).

A região analisada do talude corresponde ao trecho onde foram coletadas as amostras indeformadas. A definição da superfície crítica de ruptura foi baseada na aplicação do método do equilíbrio limite de Morgenstern-Price (1965), empregando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb para a quantificação dos parâmetros de resistência dos solos, utilizando busca inteligente para a determinação das superfícies de ruptura, levando em conta tanto superfícies de ruptura circulares quanto não circulares.

A identificação da superfície crítica possibilitou a determinação da região associada ao menor fator de segurança, permitindo a avaliação da estabilidade global do talude. Os resultados das simulações apontaram um fator de segurança mínimo igual a 1,561, indicando uma

condição de estabilidade para o talude analisado. A Figura 19 ilustra a superfície crítica de ruptura obtida para o talude em estudo.

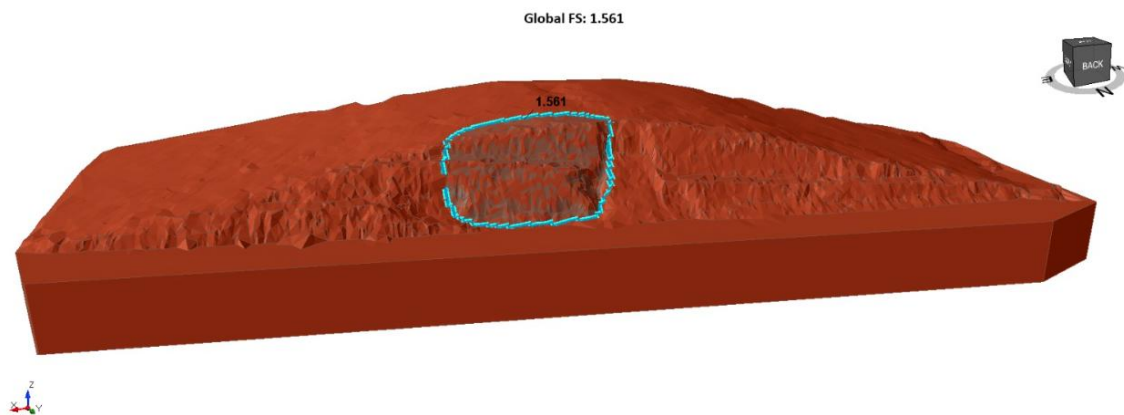


Figura 19: Superfície crítica de ruptura determinada para o trecho selecionado no talude A

Fonte: Autora (2026).

Além da superfície crítica, foi estimado o volume de material envolvido na ruptura, que corresponde a aproximadamente 13345,1 m³.

Para o talude em questão, esperava-se a ocorrência de uma condição estável, uma vez que esse foi submetido recentemente a intervenções de retaludamento. Essas obras tiveram como objetivo a melhoria das condições geométricas e do equilíbrio do maciço, por meio da redução das inclinações e da reconfiguração do perfil do talude, o que tende a resultar em um aumento do fator de segurança. Nesse sentido, os resultados obtidos na análise de estabilidade mostram-se coerentes com a condição observada em campo, indicando que as intervenções executadas foram eficazes no restabelecimento da estabilidade do talude.

6.2 Talude B

O talude B integra o Grupo Geológico Bação, apresenta altura aproximada de 35 m, inclinação média da face de 60° e extensão aproximada de 200 m.

6.2.1 Caracterização Física

Para a amostra proveniente do segundo talude analisado, os resultados obtidos estão apresentados na Figura 20 e na Tabela 11. A Figura 20 apresenta a curva granulométrica do solo analisado, obtida a partir de ensaio realizado em amostra deformada coletada na superfície do terreno. Os resultados dos ensaios de caracterização física executados para esse talude estão apresentados na Tabela 11.

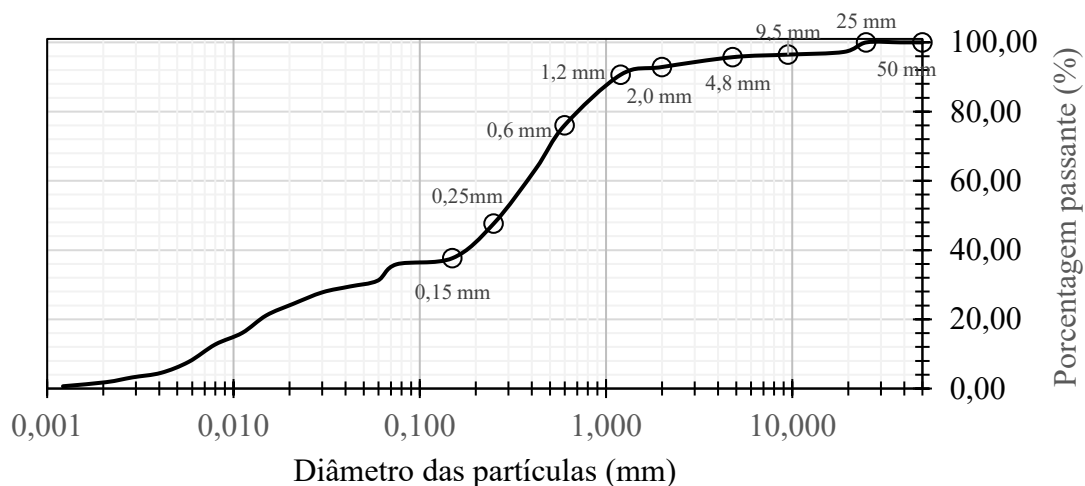


Figura 20: Análise granulométrica da amostra do talude B.

Fonte: Autora (2026).

Tabela 11: Características físicas da amostra do talude B

Característica física	Valor
Limite de liquidez (%)	34,13
Limite de plasticidade (%)	22,14
Índice de plasticidade (%)	11,99
Massa específica real dos grãos (g/cm ³)	2,342
Pedregulho médio (6,0 mm < d < 20,0 mm) (%)	1,8
Pedregulho fino (2,0 mm < d < 6,0 mm) (%)	3,04
Areia grossa (0,6 mm < d < 2,0 mm) (%)	16,82
Areia média (0,2 mm < d < 0,6 mm) (%)	33,39
Areia fina (0,06 mm < d < 0,2 mm) (%)	11,45
Silte (0,002 < d < 0,060 mm) (%)	29,48
Argila (d < 0,002 mm) (%)	1,74

Fonte: Autora (2026).

O material analisado enquadra-se como um solo areno-siltoso, em função da predominância das frações de areia e silte em sua composição granulométrica. A textura arenosa confere ao solo elevada permeabilidade e boa capacidade de drenagem. O índice de plasticidade de 11,99% indica comportamento de baixa plasticidade, não associado a características expansivas. O limite de liquidez de 34,13% evidencia que a transição para o estado líquido ocorre em teores de umidade relativamente reduzidos. A massa específica determinada apresenta valores compatíveis com aqueles usualmente reportados para solos com características semelhantes.

Essas características indicam um material com bom comportamento drenante e menor suscetibilidade a variações volumétricas, o que tende a favorecer condições mais estáveis sob regimes normais de umidade.

6.2.2 Caracterização Mecânica

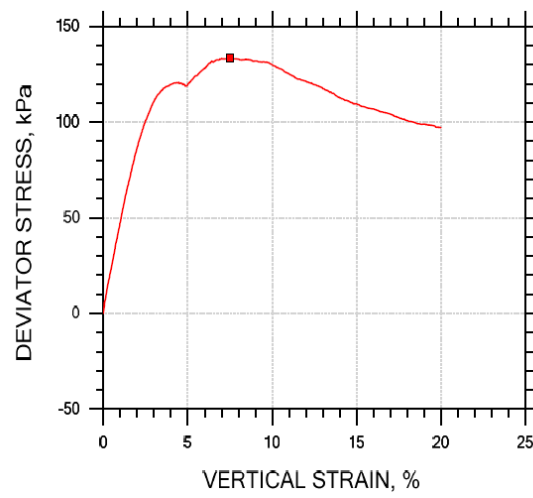
Os ensaios triaxiais executados no talude permitiram a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo para distintos níveis de tensão confinante. As amostras indeformadas foram previamente saturadas e submetidas a ensaios triaxiais drenados com consolidação isotrópica (CID), aplicando-se tensões de confinamento de 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa, em conformidade com os procedimentos definidos pela norma ASTM D7181 (ASTM, 2020). A Figura 21 apresenta o corpo de prova referente ao talude antes e após a execução dos ensaios, destacando as deformações desenvolvidas ao longo do carregamento axial.



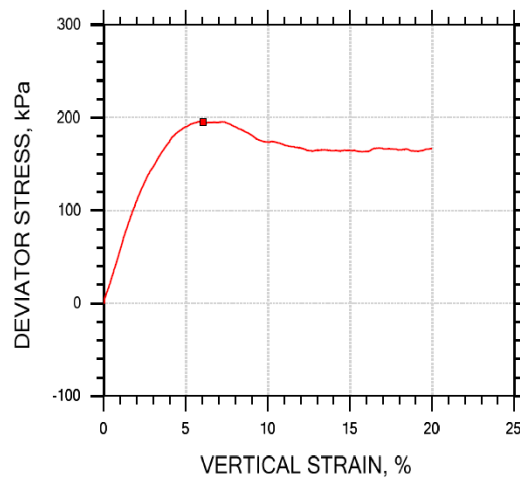
Figura 21: Corpos de prova de solo coletado no talude B antes (1) e após (2) a realização do ensaio.

Fonte: Autora (2026).

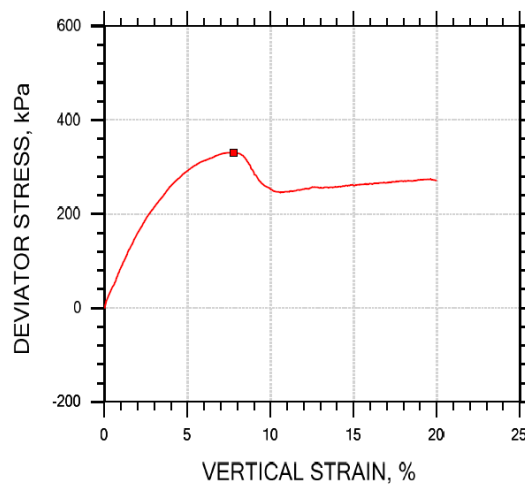
As curvas tensão-deformação correspondentes a cada nível de tensão confinante são apresentadas na Figura 22, o que possibilita a avaliação do comportamento mecânico do solo ensaiado.



(a)



(b)



(c)

Figura 22: Tensão desviadora *versus* deformação. (a) 25kPa, (b) 50 kPa, (c) 100 kPa.

Fonte: Autora (2026).

Com base nos resultados experimentais, foi definida a envoltória de resistência segundo o critério de Mohr-Coulomb (Figura 23), a qual descreve a relação entre a resistência ao cisalhamento do solo e a tensão normal atuante. Os parâmetros mecânicos obtidos nos ensaios: coesão efetiva e ângulo de atrito interno efetivo, encontram-se sistematizados na Tabela 12.

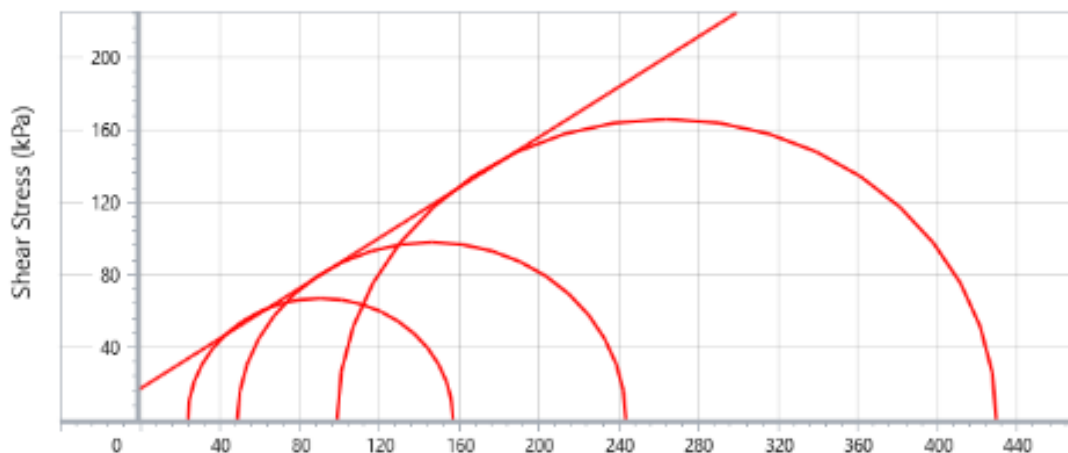


Figura 23: Estado de tensões e envoltória de resistência para o solo do talude B.

Fonte: Autora (2026).

Tabela 12: Parâmetros mecânicos obtidos por meio do ensaio triaxial.

Parâmetro	Valor
Coesão efetiva	17 kPa
Ângulo de atrito efetivo	34 °

Fonte: Autora (2026).

6.2.3 Análise de Estabilidade

A avaliação da estabilidade do talude foi realizada por meio de modelagens tridimensionais no *software* Slide3, empregando os parâmetros geotécnicos determinados em ensaios laboratoriais e as geometrias provenientes de levantamento topográfico executado com veículo aéreo não tripulado (VANT). O segmento analisado corresponde à área onde foram coletadas as amostras indeformadas.

A superfície crítica de ruptura foi identificada com base no método de equilíbrio limite de Morgenstern-Price (1965), empregando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb para a quantificação dos parâmetros de resistência dos solos, utilizando busca inteligente para a determinação das superfícies de ruptura, levando em conta tanto superfícies de ruptura circulares quanto não circulares. A definição dessa superfície permitiu a identificação da região

associada ao menor fator de segurança, possibilitando uma análise detalhada da estabilidade global do talude.

Os resultados das simulações indicaram um fator de segurança mínimo igual a 1,264 para a face do talude, caracterizando uma condição de instabilidade quando comparado ao valor de referência de 1,5, conforme estabelecido pela NBR 11682 (ABNT, 2009). A Figura 24 apresenta a superfície crítica de ruptura determinada para o talude analisado.

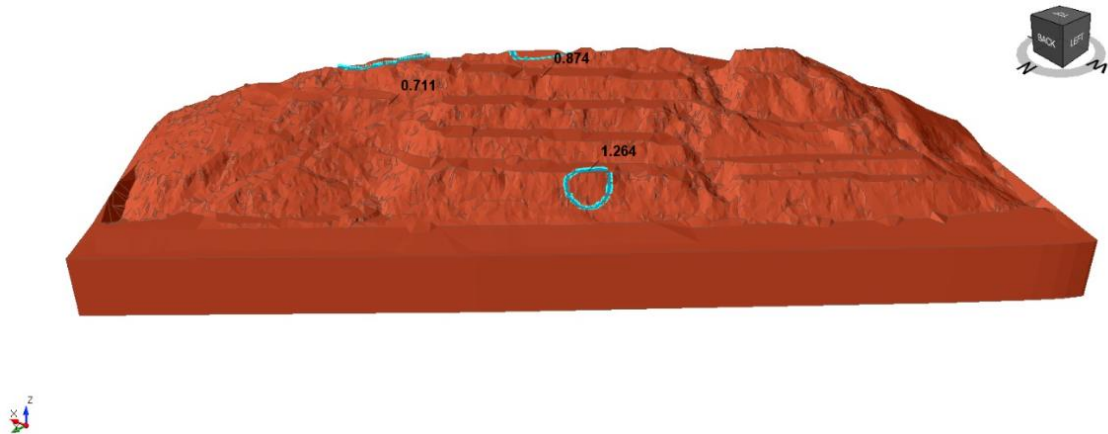


Figura 24: Superfície crítica de ruptura determinada para trecho selecionado no talude B.

Fonte: Autora (2026)

Além da superfície crítica, foi estimado o volume de material envolvido na ruptura, que corresponde a 528,7 m³.

6.3 Talude C

O talude C integra o Grupo Geológico Itabira, apresenta altura aproximada de 20 m, inclinação média da face de 50° e extensão aproximada de 120 m.

6.3.1 Caracterização Física

Os dados correspondentes à amostra coletada no talude C encontram-se apresentados na Figura 25 e na Tabela 13. A curva granulométrica do solo em estudo, apresentada na Figura 25, foi determinada a partir de ensaios realizados em amostra deformada coletada na superfície do talude. Na Tabela 13, são apresentados os valores correspondentes aos ensaios de caracterização física.

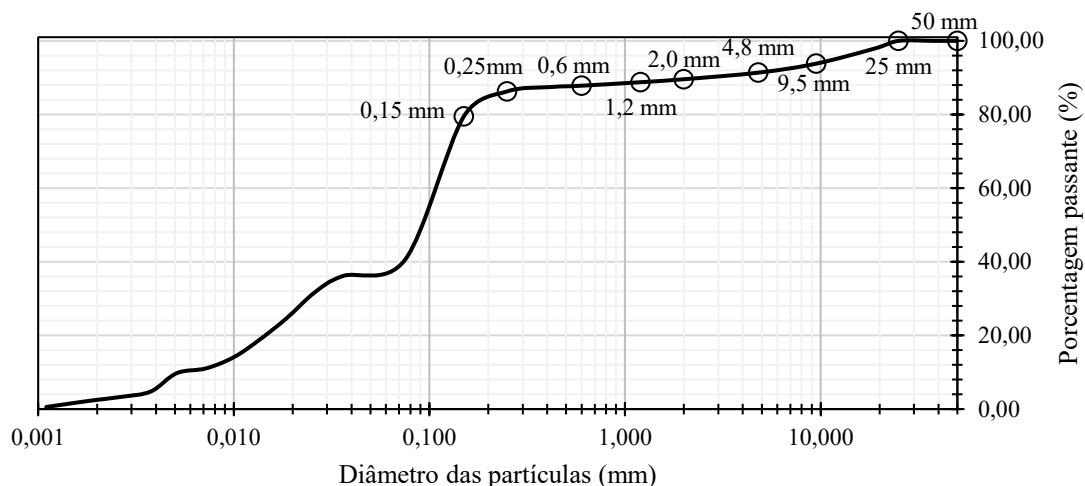


Figura 25: Análise granulométrica da amostra do talude C

Fonte: Autora (2026).

Tabela 13: Características físicas da amostra do talude C.

Característica física	Valor
Limite de liquidez (%)	38,54
Limite de plasticidade (%)	30,47
Índice de plasticidade (%)	8,06
Massa específica real dos grãos (g/cm ³)	2,654
Pedregulho médio (6,0 mm < d < 20,0 mm) (%)	6,30
Pedregulho fino (2,0 mm < d < 6,0 mm) (%)	2,42
Areia grossa (0,6 mm < d < 2,0 mm) (%)	1,76
Areia média (0,2 mm < d < 0,6 mm) (%)	4,94
Areia fina (0,06 mm < d < 0,2 mm) (%)	44,05
Silte (0,002 < d < 0,060 mm) (%)	36,21
Argila (d < 0,002 mm) (%)	2,62

Fonte: Autora (2026).

A análise granulométrica indica o predomínio de frações finas, com maior participação de areia fina e silte, o que permite classificar o material como areno-siltoso. Essa distribuição granulométrica favorece uma maior capacidade de retenção de água no solo. O reduzido teor de argila, correspondente a 2,62%, sugere uma estrutura com menor contribuição coesiva quando comparada a solos argilosos, embora apresente comportamento estrutural estável. Os valores de limite de plasticidade (30,47%) e índice de plasticidade (8,06%) caracterizam o solo como de plasticidade moderada. O limite de liquidez de 38,54% indica que o material atinge estado de comportamento líquido sob teores de umidade relativamente elevados.

6.3.2 Caracterização Mecânica

Os ensaios triaxiais executados para o talude C possibilitaram a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo sob distintos níveis de tensão confinante. Entretanto, a amostra indeformada encaminhada pela empresa terceirizada que coletou as amostras não apresentou condições adequadas para a moldagem direta dos corpos de prova, conforme ilustrado na Figura 26.

Em função dessa restrição, procedeu-se à reconstituição dos corpos de prova, conforme apresentado na Figura 27, de modo a assegurar a representatividade do material nos ensaios realizados. A preparação das amostras reconstituídas seguiu os procedimentos prescritos na norma ASTM D5311 (ASTM, 2020), a qual estabelece diretrizes para a moldagem e compactação de solos em laboratório, garantindo a confiabilidade e a reprodutibilidade dos resultados obtidos.



Figura 26 Amostra indeformada do talude C.

Fonte: Autora (2026)



Figura 27: Preparação de corpos de prova via amostra deformada. (1) homogeneização e (2) compactação.

Fonte: Autora (2026).

Os corpos de prova, previamente submetidos ao processo de saturação, foram ensaiados sob condições triaxiais drenadas com consolidação isotrópica (CID), aplicando-se tensões confinantes de 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa, em conformidade com os procedimentos definidos na norma ASTM D7181 (ASTM, 2020). A Figura 28 apresenta os corpos de prova referentes ao talude C antes e após a execução dos ensaios, permitindo a visualização das deformações desenvolvidas durante o carregamento axial.

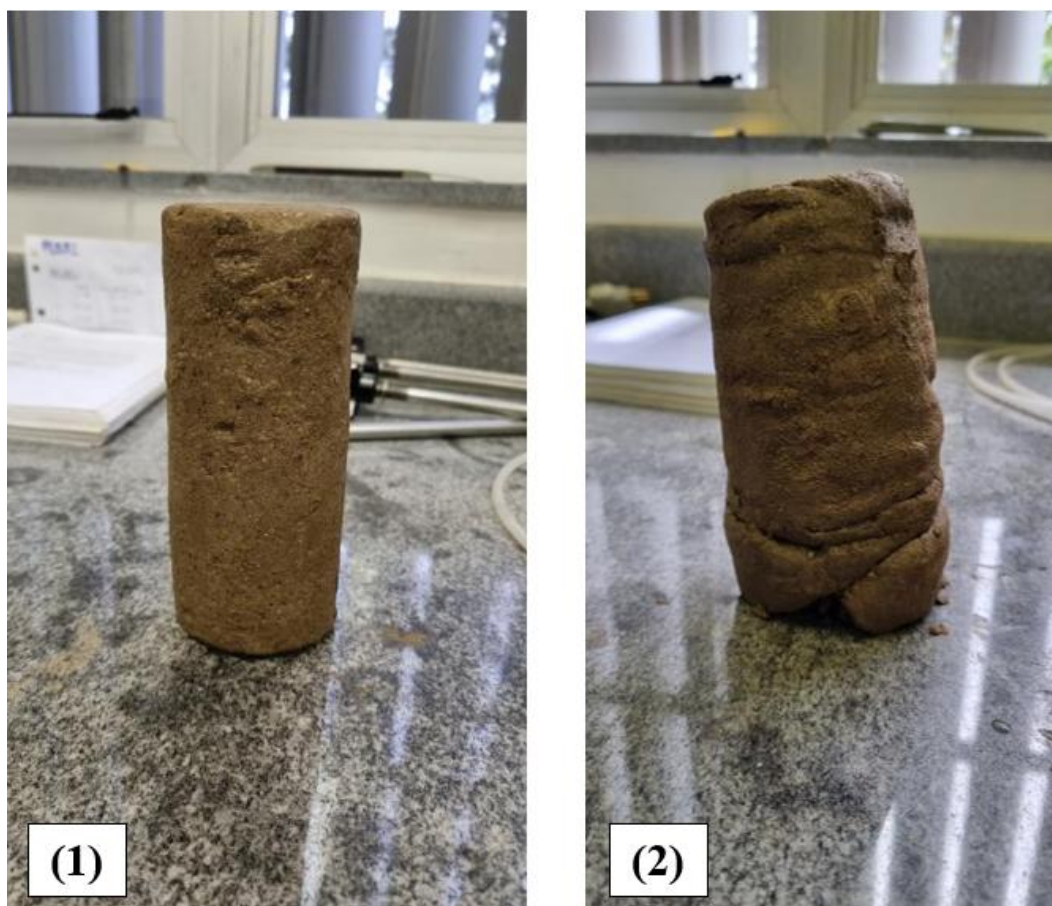
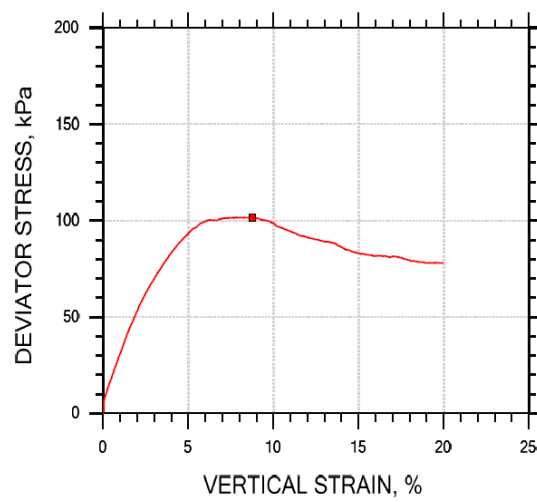


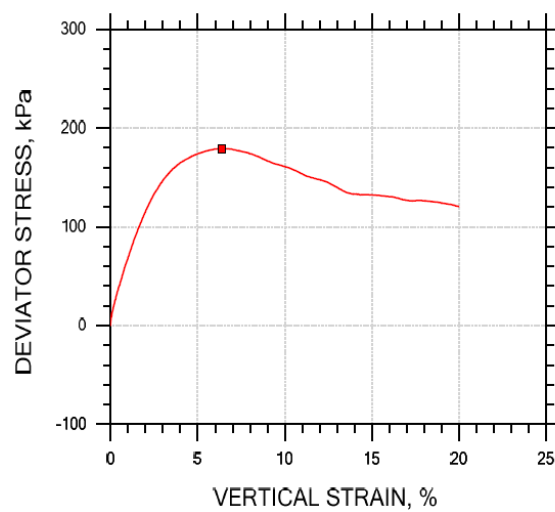
Figura 28: Corpos de prova de solo coletados no talude C antes (1) e após (2) a realização do ensaio triaxial.

Fonte: Autora (2026).

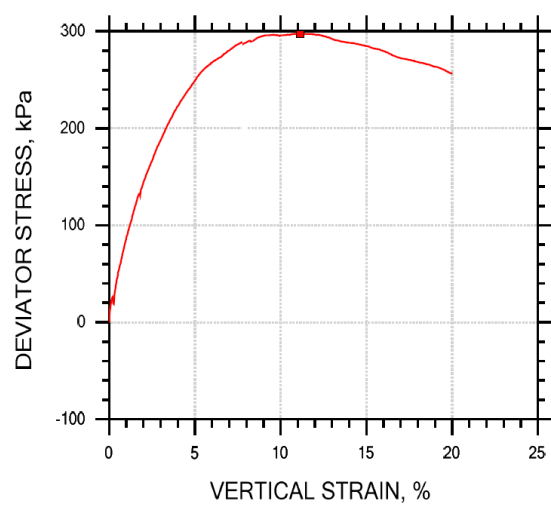
As curvas tensão versus deformação para cada uma das condições de confinamento estão apresentadas na Figura 29, permitindo a análise do comportamento mecânico do solo testado.



(a)



(b)



(c)

Figura 29: Tensão versus deformação. (a) 25kPa, (b) 50 kPa, (c) 100 kPa

Fonte: Autora (2026).

A partir dos resultados obtidos, foi possível traçar a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb (Figura 30), que caracteriza a resistência ao cisalhamento do solo em função da tensão normal aplicada. Além disso, a Tabela 14 apresenta os parâmetros mecânicos determinados nos ensaios.

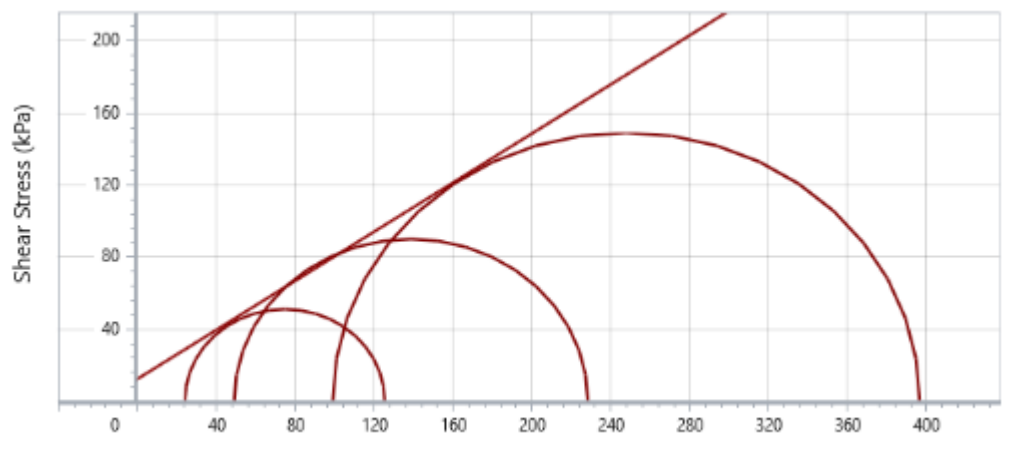


Figura 30: Estado de tensões e envoltória de resistência para o solo do talude C.

Fonte: Autora (2026).

Tabela 14: Parâmetros mecânicos obtidos por meio do ensaio triaxial.

Parâmetro	Valor
Coesão efetiva	11 kPa
Ângulo de atrito efetivo	34°

Fonte: Autora (2026).

6.3.3 Análise de Estabilidade

A avaliação da estabilidade do talude foi realizada por meio de simulações tridimensionais no *software* Slide3, empregando os parâmetros geotécnicos determinados nos ensaios laboratoriais e as geometrias disponibilizadas pela empresa parceira, obtidas a partir de levantamento topográfico com veículo aéreo não tripulado (VANT). O trecho selecionado para a análise corresponde à área de coleta das amostras indeformadas.

A superfície crítica de ruptura foi definida com base no método do equilíbrio limite de Morgenstern-Price (1965), empregando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb para a quantificação dos parâmetros de resistência dos solos, utilizando busca inteligente para a determinação das superfícies de ruptura, levando em conta tanto superfícies de ruptura circulares quanto não circulares. A identificação dessa superfície permitiu a determinação da

região associada ao menor fator de segurança, viabilizando uma análise detalhada da estabilidade global do talude.

Os resultados das simulações indicaram um fator de segurança mínimo igual a 1,224, caracterizando uma condição de instabilidade do talude, haja vista que o valor obtido é inferior ao fator de segurança de referência de 1,5, conforme estabelecido pela NBR 11682 (ABNT, 2009). A seguir, a Figura 31 apresenta a superfície crítica de ruptura identificada para o talude analisado.

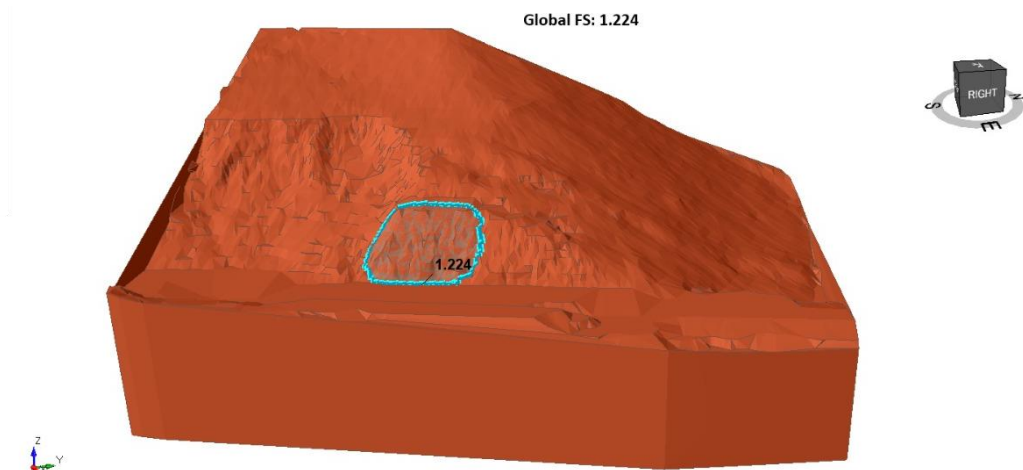


Figura 31: Superfície crítica de ruptura determinada para o talude C.

Fonte: Autora (2026).

Além da superfície crítica, foi estimado o volume de material envolvido na ruptura, que corresponde a aproximadamente 380,4 m³.

6.4 Talude D

O talude D integra o Grupo Geológico Piracicaba, apresenta altura aproximada de 20 m, inclinação média da face de 60° e aproximadamente 300 m de extensão.

6.4.1 Caracterização Física

A Figura 32 e a Tabela 15 reúnem os resultados obtidos para a amostra referente ao quarto talude analisado. A Figura 32 ilustra a distribuição granulométrica do solo analisado, determinada com base em ensaio conduzido em amostra deformada coletada na superfície do terreno. Os parâmetros resultantes dos ensaios de caracterização física encontram-se sistematizados na Tabela 15.

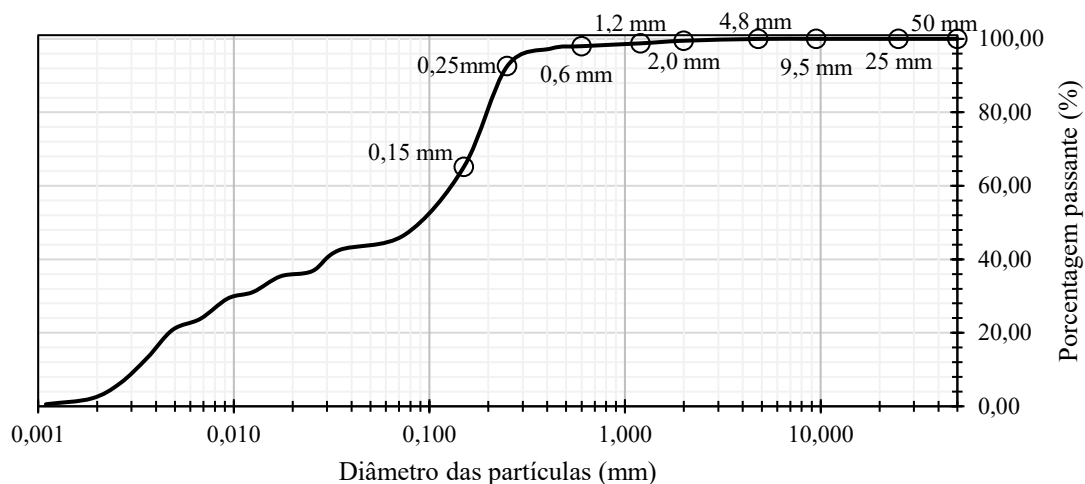


Figura 32: Análise granulométrica da amostra do talude D.

Fonte: Autora (2026).

Tabela 15: Características físicas da amostra do talude D.

Característica física	Valor
Limite de liquidez (%)	46,70
Limite de plasticidade (%)	28,92
Índice de plasticidade (%)	17,78
Massa específica real dos grãos (g/cm ³)	2,648
Pedregulho médio (6,0 mm < d < 20,0 mm) (%)	0,01
Pedregulho fino (2,0 mm < d < 6,0 mm) (%)	0,49
Areia grossa (0,6 mm < d < 2,0 mm) (%)	1,49
Areia média (0,2 mm < d < 0,6 mm) (%)	19,15
Areia fina (0,06 mm < d < 0,2 mm) (%)	33,70
Silte (0,002 < d < 0,060 mm) (%)	42,78
Argila (d < 0,002 mm) (%)	2,38

Fonte: Autora (2026).

É indicada uma predominância de partículas finas, como silte e areia. O solo pode ser classificado como siltoso, devido ao elevado teor da fração silte, e há um valor elevado de limite de liquidez (46,70%), o que sugere que o solo pode se comportar de forma fluida quando saturado. O limite de plasticidade (28,92%) indica que o solo se mantém em um estado plástico aceitável, permitindo que ele se deforme sem se romper sob tensão, e o índice de plasticidade (17,78%) é levemente alto.

6.4.2 Caracterização Mecânica

Os ensaios triaxiais realizados para o talude D permitiram a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo sob diferentes condições de confinamento. Todavia, a amostra indeformada fornecida pela empresa terceirizada apresentava diversas avarias, possibilitando a extração de apenas dois corpos de prova em condições adequadas para ensaio.

Adicionalmente, um ensaio triaxial foi conduzido em um corpo de prova proveniente de uma amostra deformada. No entanto, os resultados obtidos não foram satisfatórios, não sendo utilizados para a estimativa dos parâmetros mecânicos. Assim, utilizou-se o resultado de apenas dois ensaios para determinação dos parâmetros mecânicos do material. Os corpos de prova extraídos da amostra indeformada, previamente saturados, foram ensaiados sob condições isotrópicas drenadas (CID), com tensões de confinamento de 25 kPa e 100 kPa, seguindo os procedimentos estabelecidos na norma ASTM D7181 (ASTM, 2020).

A Figura 33 ilustra os corpos de prova do talude D antes e após a realização dos ensaios, o que evidencia as deformações ocorridas durante o carregamento axial.

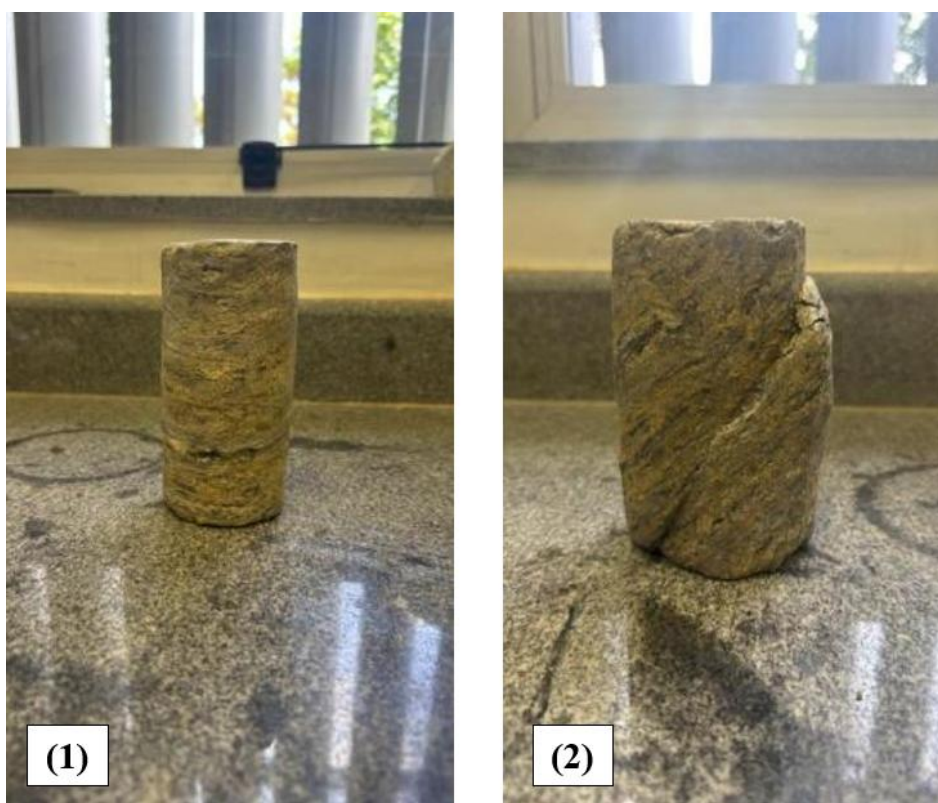


Figura 33: Corpos de prova de solo do Talude D antes (1) e após (2) a realização do ensaio.

Fonte: Autora (2026).

As curvas tensão versus deformação para cada uma das condições de confinamento estão apresentadas na Figura 34, permitindo a análise do comportamento mecânico do solo testado.

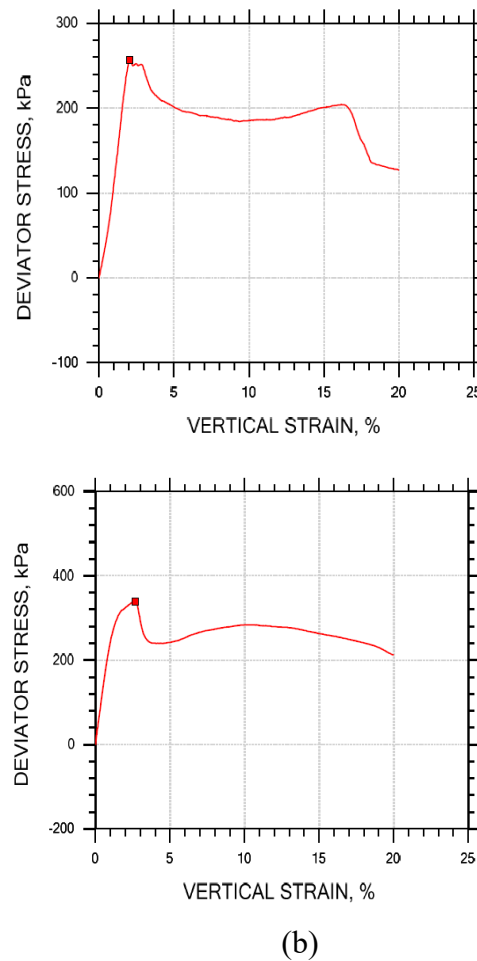


Figura 34: Tensão versus deformação. (a) 25kPa, (b) 100 kPa.

Fonte: Autora (2026).

A partir dos resultados obtidos, foi possível traçar a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb (Figura 35), que caracteriza a resistência ao cisalhamento do solo em função da tensão normal aplicada. Além disso, a Tabela 16 apresenta os parâmetros mecânicos determinados nos ensaios.

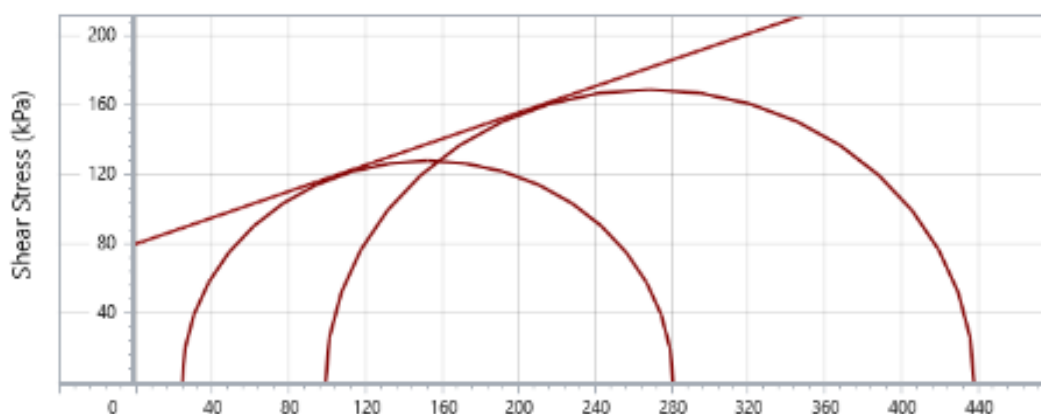


Figura 35: Estado de tensões e envoltória de resistência para o solo do Talude D.

Fonte: Autora (2026).

Tabela 16 Parâmetros mecânicos obtidos por meio do ensaio triaxial.

Parâmetro	Valor
Coesão efetiva	79 kPa
Ângulo de atrito efetivo	20°

Fonte: Autora (2026).

6.4.3 Análise de Estabilidade

A análise de estabilidade do talude D foi desenvolvida por meio de simulações tridimensionais no *software* Slide3, empregando os parâmetros geotécnicos obtidos nos ensaios laboratoriais e as geometrias derivadas de levantamento topográfico realizado com veículo aéreo não tripulado (VANT). O trecho considerado na análise corresponde à área de onde foram coletadas as amostras indeformadas.

A definição da superfície crítica de ruptura baseou-se no método do equilíbrio limite de Morgenstern-Price (1965), empregando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb para a quantificação dos parâmetros de resistência dos solos, utilizando busca inteligente para a determinação das superfícies de ruptura, levando em conta tanto superfícies de ruptura circulares quanto não circulares. A identificação dessa superfície permitiu a determinação da região associada ao menor fator de segurança, possibilitando uma avaliação detalhada da estabilidade global do talude.

Os resultados das simulações indicaram um fator de segurança mínimo igual a 1,495, evidenciando que o talude se encontra em condição limítrofe de estabilidade, com valor muito

próximo ao limite de referência de 1,5. A Figura 36 apresenta a superfície crítica de ruptura identificada para o talude analisado.

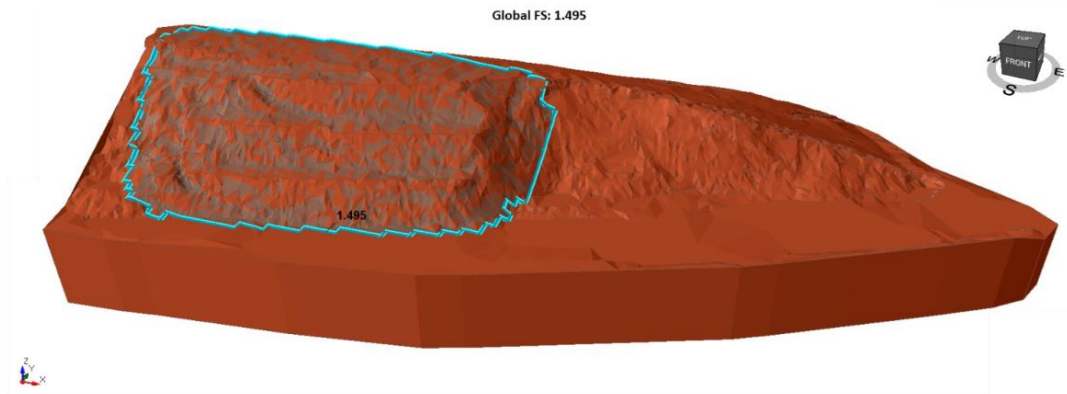


Figura 36: Superfície crítica de ruptura determinada para o Talude D.

Fonte: Autora (2026).

Além da superfície crítica, foi estimado o volume de material envolvido na ruptura, que corresponde a aproximadamente 81963,7 m³.

6.5 Talude E

O talude E integra o Grupo Geológico Piracicaba, apresenta altura aproximada de 35 m, inclinação média da face de 45° e extensão aproximada de 480 m.

6.5.1 Caracterização Física

A amostra do quinto talude foi classificada como rocha, tendo sido caracterizada laboratorialmente apenas quanto à sua massa específica. O valor determinado para a massa específica desse material foi de 2,491 g/cm³.

6.5.2 Caracterização Mecânica

Diferentemente dos taludes anteriormente analisados, o talude E corresponde a um maciço rochoso alterado, cuja avaliação demandou a adoção de critérios específicos de resistência. Por se tratar de um maciço rochoso alterado, porém com foliação preservada, sua caracterização mecânica foi realizada mediante critérios de resistência específicos. Para tanto, empregou-se o critério generalizado de Hoek & Brown para o maciço rochoso e o método de

Barton & Bandis para a análise da foliação. Os parâmetros geomecânicos obtidos encontram-se sumarizados na Tabela 17.

Durante o levantamento de campo destinado à definição dos parâmetros geomecânicos, verificou-se que a foliação apresentava mergulho oposto a face do talude. Essa configuração estrutural é favorável à estabilidade, pois reduz a probabilidade de deslizamentos planares ao longo dos planos de fraqueza, especialmente sob condições de umidade natural, nas quais não há elevação significativa das pressões neutras.

Tabela 17: Parâmetros geomecânicos do maciço rochoso e da foliação da amostra do talude E.

Maciço rochoso / Hoek & Brown		Foliação / Barton & Bandis	
Parâmetro	Valor	Parâmetro	Valor
GSI	25	JRC	6 °
m_i	12	JCS	6 MPa
D	0	ϕ	26°

Fonte: Autora (2026).

6.5.3 Análise de Estabilidade

A análise de estabilidade do talude E foi conduzida por meio de simulações tridimensionais no *software* Slide3, utilizando os parâmetros geotécnicos obtidos no ensaio físico de determinação de massa específica e no levantamento de campo realizado; e as geometrias obtidas a partir de levantamento topográfico com veículo aéreo não tripulado (VANT). Importante frisar que a análise foi realizada considerando a anisotropia introduzida pela foliação no maciço rochoso.

A definição da superfície crítica de ruptura baseou-se no método do equilíbrio limite de Morgenstern-Price (1965), empregando o critério de ruptura de Hoek & Brown para o maciço rochoso e de Barton & Bandis para a foliação preservada, utilizando busca inteligente para a determinação das superfícies de ruptura, levando em conta tanto superfícies de ruptura circulares quanto não circulares. A identificação dessa superfície possibilitou a definição da região de menor fator de segurança, permitindo uma avaliação detalhada da estabilidade global do talude.

Com o objetivo de investigar cenários mais críticos de estabilidade, considerando que a linha férrea se encontra implantada na porção superior do talude, avaliou-se a influência da pressão neutra por meio da adoção do coeficiente R_u .

A poropressão, também denominada pressão neutra, corresponde à pressão exercida pela água presente nos vazios do solo ou nas discontinuidades das rochas, atuando em todas as direções, e está diretamente relacionada à posição do lençol freático e às condições de fluxo no interior do maciço. Essa pressão é considerada positiva em pontos localizados abaixo do nível freático, nula quando coincidente com esse nível e negativa, sob a forma de sucção, em regiões acima dele (Cerqueira, 2017).

Com o objetivo de representar de maneira simplificada os efeitos da poropressão, foi introduzido o coeficiente R_u , o qual permite estimar a pressão da água nos poros a partir da tensão de sobrecarga atuante no maciço. Foram, portanto, realizadas simulações com diferentes valores desse parâmetro, de modo a representar distintas condições de saturação. Adicionalmente, incorporou-se ao modelo o carregamento associado à via férrea posicionada na crista do talude, permitindo analisar a contribuição desse esforço externo na redução do fator de segurança.

Os resultados demonstraram uma sensível redução do fator de segurança (FS) com o aumento do R_u : FS=0,499 para coeficiente $R_u = 0,5$ e FS=0,011 para coeficiente $R_u = 0,9$. Esses valores evidenciam a condição crítica de instabilidade do talude em ambos os cenários. Nota-se ainda que as superfícies de ruptura identificadas se aproximam perigosamente da infraestrutura ferroviária, conforme ilustrado nas Figura 37 e Figura 38, que apresentam as configurações críticas para cada caso. Dessa maneira, o resultado obtido para um FS menor ao se considerar coeficiente R_u era esperado e coerente com o estudo.



Figura 37: Superfície crítica de ruptura determinada para o trecho selecionado no talude E (R_u igual a 0,5).

Fonte: Autora (2026).

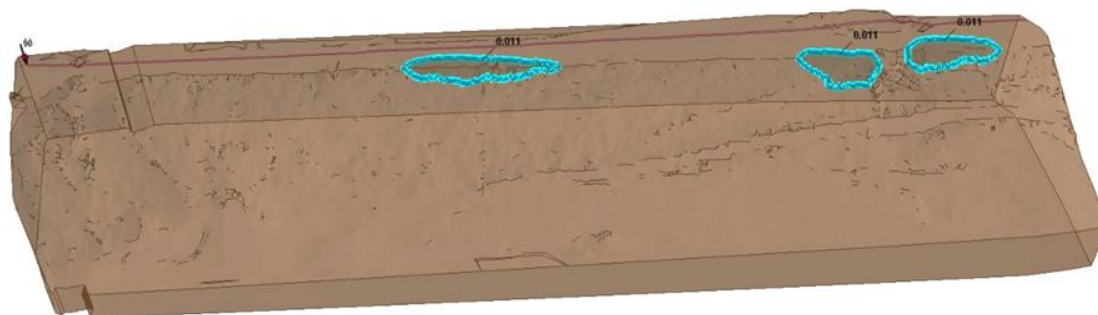


Figura 38: Superfície crítica de ruptura determinada para o trecho selecionado no Talude E (Ru igual a 0,9).

Fonte: Autora (2026).

A Tabela 18 apresenta um resumo com os principais resultados obtidos para cada ativo estudado.

Tabela 18: Tabela resumo das propriedades física e mecânicas e fator de segurança.

Talude	Propriedades físicas	Propriedades mecânicas	Fator de segurança	Volume crítico
A	Massa específica: 2,347 g/cm ³	c': 86 kPa φ': 25°	1,559	16575,9 m ³
	LL: 70,44% LP: 40,87% Silte argiloso			
B	Massa específica: 2,342 g/cm ³	c': 17 kPa φ': 34°	1,196	528,749 m ³
	LL: 34,13% LP: 22,14% Areia siltosa			
C	Massa específica: 2,648 g/cm ³	c': 79 kPa φ': 20°	1,495	81963,7 m ³
	LL: 46,70% LP: 28,92% Areia siltosa			
D	Massa específica: 2,654 g/cm ³	c': 11 kPa φ': 34°	1,224	380,4 m ³
	LL: 38,54% LP: 30,47% Areia siltosa			
E	Massa específica: 2,491 g/cm ³	-	FS = 0,499 (Ru = 0,5) FS = 0,011 (Ru = 0,9)	-

Fonte: Autora (2026).

6.6 Análise de Estabilidade Bidimensional dos Taludes Avaliados

Para as análises de estabilidade bidimensionais, adotou-se o método de Morgenstern-Price, de modo a assegurar consistência metodológica com as análises tridimensionais

previamente realizadas, enquanto o método de busca empregado foi o Particle Swarm Search. Essa estratégia permitiu a comparação direta entre os resultados 2D e 3D, utilizando as análises bidimensionais nas seções críticas como ferramenta complementar de validação dos cenários de instabilidade identificados.

Os resultados das análises bidimensionais evidenciaram um comportamento recorrente, no qual os fatores de segurança obtidos apresentaram valores sistematicamente inferiores aos estimados pela modelagem tridimensional (Tabela 19), confirmando o caráter conservador inerente às abordagens 2D. Conforme discutido por Zhang *et al.* (2016), essa diferença decorre, principalmente, da ausência, nas análises bidimensionais, da contribuição da resistência lateral do maciço e dos efeitos de confinamento tridimensional. Embora tal conservadorismo contribua para a adoção de margens de segurança mais elevadas, ele pode levar a soluções de projeto excessivamente restritivas, implicando aumento significativo nos custos de execução sem benefícios proporcionais em termos de desempenho geotécnico.

A Tabela 19 sintetiza as propriedades geotécnicas consideradas nas análises, bem como os fatores de segurança obtidos nas modelagens bidimensional e tridimensional, permitindo a comparação direta entre as duas abordagens.

Tabela 19: Propriedades geotécnicas dos taludes analisados e fatores de segurança obtidos nas simulações 2D e 3D.

Talude	Tipo de solo	Y (Kn/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	Análise 3D	Análise 2D
A	Silte argiloso	23,47	86	25	1,559	1,506
B	Areia Siltosa	23,42	17	34	1,196	1,118
C	Areia Siltosa	26,54	11	34	1,224	1,157
D	Areia Siltosa	26,48	79	20	1,495	1,412

Fonte: Autora (2026).

Os fatores de segurança das análises bidimensionais serem inferiores aos de análises tridimensionais resultam de diferentes aspectos, destacando-se a geometria da superfície de ruptura, que pode alcançar variações de até 40% entre os diferentes tipos (Cheng; Lau, 2008). Superfícies de ruptura com geometria aproximadamente esférica, por exemplo, evidenciam efeitos de borda significativos, relacionados ao confinamento lateral do maciço, que contribuem para o aumento do fator de segurança (Bretas, 2020).

Os resultados das análises de estabilidade bidimensionais permitiram identificar, de forma consistente, as seções mais críticas dos taludes avaliados, funcionando como um

importante instrumento de verificação e apoio à interpretação dos resultados tridimensionais. Em todos os casos analisados, os fatores de segurança obtidos nas simulações 2D apresentaram valores inferiores àqueles determinados nas análises tridimensionais correspondentes, reforçando o caráter conservador intrínseco das abordagens bidimensionais.

A discrepância observada entre os resultados 2D e 3D pode ser atribuída, principalmente, à simplificação geométrica inerente às análises bidimensionais, nas quais se assume condição de deformação plana e ausência de contribuições resistentes laterais. Nessas análises, a estabilidade é avaliada a partir de uma única seção representativa, desconsiderando os efeitos de confinamento lateral e a resistência mobilizada fora do plano de análise. Como consequência, os fatores de segurança obtidos tendem a subestimar a real capacidade resistente do maciço, conforme amplamente discutido na literatura (Zhang *et al.*, 2016).

Segundo Bretas (2020), as análises tridimensionais de estabilidade não devem ser empregadas com o propósito de se obter valores mais elevados de fator de segurança, mas sim como instrumento para aprimorar a compreensão das superfícies críticas potenciais e dos mecanismos de ruptura associados. Em modelagens 3D, a principal contribuição está na definição mais realista da geometria e da profundidade da ruptura, aspectos que podem apresentar diferenças significativas quando o problema é simplificado para duas dimensões. Por isso, recomenda-se que as análises tridimensionais sejam conduzidas de forma integrada às análises bidimensionais, de modo que ambas se complementem e possibilitem maior confiabilidade e maturidade técnica na avaliação da estabilidade ao longo do tempo.

De acordo com o exposto, é possível avaliar que a análise tridimensional demonstrou capacidade de estimar o volume potencialmente instabilizado, variável fundamental para a avaliação de riscos ambientais e para o dimensionamento de medidas mitigadoras. Em contrapartida, a abordagem bidimensional restringe-se à determinação da área da superfície de ruptura, o que pode levar à subestimação da magnitude real de um eventual deslizamento. Esses resultados corroboram as conclusões de Hungr *et al.* (1989), segundo as quais as análises 2D são adequadas para situações de menor complexidade, enquanto a modelagem tridimensional torna-se indispensável em cenários mais complexos ou quando o volume de material mobilizado constitui um parâmetro decisivo.

Não obstante suas vantagens, a aplicação de análises tridimensionais envolve desafios operacionais relevantes, incluindo maior demanda computacional e a necessidade de bases topográficas detalhadas e confiáveis (Cheng; Yip, 2007), o que pode limitar sua utilização em

projetos com restrições de prazo ou orçamento. Nessas circunstâncias, a análise bidimensional permanece como uma ferramenta válida para avaliações preliminares, sobretudo quando a segurança operacional é o principal objetivo. Ainda assim, conforme salientado por Fredlund, Rahardjo e Fredlund (2012), a escolha entre abordagens bidimensionais e tridimensionais deve considerar criticamente as condições geotécnicas do maciço, a disponibilidade de dados e recursos, bem como o nível de risco associado à obra, de modo a assegurar um compromisso adequado entre precisão analítica e viabilidade técnica.

Dessa forma, os resultados reforçam a importância da utilização integrada das abordagens bidimensional e tridimensional, especialmente em estudos de estabilidade envolvendo geometrias complexas e elevados volumes potenciais de ruptura.

7 CONCLUSÃO

A avaliação da estabilidade de taludes de solo ao longo da estrada ferroviária objeto deste estudo, realizada por meio da integração entre investigações de campo, ensaios laboratoriais e análises tridimensionais pelo método do equilíbrio limite, permitiu uma análise detalhada e representativa do comportamento geotécnico das encostas estudadas. Os resultados evidenciaram a influência direta das propriedades físicas e mecânicas dos solos, da geometria dos taludes e das condições construtivas na definição dos mecanismos de ruptura e dos níveis de estabilidade.

Os ensaios de caracterização física e de resistência ao cisalhamento forneceram parâmetros geotécnicos consistentes, utilizados como dados de entrada nas análises de estabilidade. Os ensaios triaxiais drenados com consolidação isotrópica (CID) possibilitaram a obtenção de parâmetros efetivos de resistência, fundamentais para a avaliação do desempenho dos taludes sob diferentes condições de confinamento. A partir desses dados, foi possível realizar simulações tridimensionais capazes de representar de forma mais fiel o comportamento global dos maciços.

As análises de estabilidade realizadas no *software* Slide3 indicaram fatores de segurança variando entre 1,224 e 1,561, dependendo do talude ferroviário avaliado e das características locais do talude. Observou-se que alguns trechos apresentaram condição instável, com fator de segurança inferior ao valor mínimo de referência $FS = 1,5$, conforme a NBR 11682 (ABNT, 2009), enquanto outros se mostraram em condição limítrofe, com fatores de segurança muito próximos ao critério normativo, como no caso de taludes com $FS \approx 1,495$. Também foi identificado taludes em condição estável, com fatores de segurança superiores a 1,55, indicando desempenho geotécnico satisfatório nas condições analisadas.

A comparação entre as análises tridimensionais e bidimensionais mostrou que os fatores de segurança obtidos em 2D são sistematicamente inferiores aos calculados em 3D – uma diferença entre 3% e 7%, confirmando o caráter conservador das abordagens bidimensionais. Essa diferença está associada, principalmente, à não consideração, nas análises 2D, da resistência lateral do maciço e dos efeitos de confinamento tridimensional. Embora as análises bidimensionais permaneçam úteis em avaliações preliminares, os resultados indicam que a modelagem tridimensional proporciona uma representação mais realista dos mecanismos de ruptura, especialmente em taludes com geometrias complexas e variabilidade lateral das propriedades geotécnicas.

A aplicação do método do equilíbrio limite em três dimensões demonstrou-se especialmente relevante para a identificação de superfícies críticas de ruptura mais realistas, sobretudo em taludes com geometrias complexas e variação lateral das propriedades geotécnicas, características frequentes ao longo da estrada ferroviária. Em comparação com abordagens bidimensionais, a análise tridimensional permitiu uma melhor representação da extensão espacial das superfícies de ruptura e uma avaliação mais precisa do fator de segurança global, reduzindo as incertezas associadas à simplificação geométrica.

Dessa forma, os resultados obtidos indicam que a análise tridimensional de estabilidade constitui uma ferramenta mais robusta e adequada para a avaliação de taludes ferroviários, contribuindo de maneira significativa para a gestão de riscos geotécnicos. A metodologia aplicada fornece subsídios técnicos consistentes para o planejamento de ações de manutenção, priorização de intervenções e definição de medidas preventivas e mitigadoras ao longo da estrada ferroviária objeto de estudo.

Por fim, este trabalho evidencia que a adoção de análises tridimensionais pelo método do equilíbrio limite representa um avanço importante na avaliação da estabilidade de taludes em infraestruturas ferroviárias de grande extensão, como a estrada de ferro objeto deste estudo, promovendo maior segurança operacional, confiabilidade do sistema ferroviário e eficiência na tomada de decisões técnicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Assis, H. B.; Giacon Junior, A. J.; Nogueira, C. G. (2017). **Implementação em Planilha Eletrônica de Métodos de Equilíbrio Limite para Análise de Estabilidade de Taludes**. GEOCENTRO 2017, Goiânia, p. 431-436.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 11682 — Estabilidade de encostas**. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água**. Rio de Janeiro, 2016.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 6459: Solo- Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro, 2016.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 7180: Solo- Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro, 2016.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 7181: Solo – Análise granulométrica**. Rio de Janeiro, 2016.
- ASTM International. **ASTM D7181-20: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils**. West Conshohocken, PA, 2020. Accessed: 2026-27-01. Disponível em: <<https://www.astm.org/d7181-20.html>>.
- AUGUSTO FILHO, O. **Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica**. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS. Anais... Rio de Janeiro, v. 2. p.721-733, 1992.
- AYDIN, A.; BASU, A. (2005). **The Schmidt hammer in rock material characterization**. Engineering Geology. V. 81 p.1 –14.
- BARTON, N. (1982). **Shear Strength Investigations for Surface Mining**. In Stability in Surface Mining, Proceedings of 3rd International Conference (ed. CO Brawner), Vancouver, British Columbia, pp 171-196. Society of Mining Engineers. AIME, New York;
- BARTON, N.; BANDIS, S. (1982). **Effects of Block Size on the Shear Behaviour of Jointed Rock**. Issues in Rock Mechanics. In Proceedings of 23 rd US Symposium of Rock Mechanics (eds RE Goodman & F.E. Heuze), Berkeley, California, pp 739-760.
- BISHOP, A. W., 1955, “**The use of the slip circle in the stability analysis of slopes**”. Géotechnique, v. 5, n. 1, pp. 7-17.
- BRETAS, Thiago Cruz. **Retroanálise probabilística tridimensional por equilíbrio-limite de rupturas de talude em Belo Horizonte/MG**. 2020. 168 f. Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2020.
- BROWN. (1981). **Rock characterization testing and monitoring** (ISRM suggested methods). Pergamon Press, Oxford. p. 119–183.
- CAMPOS, P. C. O.; ROSA, D. L.; MARQUES, M. E. S.; PAZ, I. **Predisposition to mass movements on railway slopes: insights from field data on geotechnical and pluviometric influences**. Infrastructures, v. 9, n. 10, p. 168, 2024. DOI: <https://doi.org/10.3390/infrastructures9100168>.

- CAPUTO, Homero P.; CAPUTO, Armando N. **Mecânica dos Solos: Teoria e Aplicações**. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2022. E-book. ISBN 9788521638032.
- CERQUEIRA, H.; **Critérios de projeto para instrumentação piezométrica de diversas estruturas geotécnicas em mineração**. Dissertação (Mestrado Profissional) – Engenharia Geotécnica, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2017.
- CHEN, R. H., CHAMEAU, J. L., 1983, “**Three-dimensional limit equilibrium analysis of slopes**”. *Géotechnique*, v. 32, n. 1, pp. 31-40.
- Cheng, Y., & Lau, C. (2008). **Slope Stability Analysis and Stabilization**. New York: Routledge.
- CHENG, Y., & YIP, C. (2007). **Three-dimensional asymmetrical slope stability analysis extension of Bishop's, Janbu's, and Morgenstern–Price's techniques**. *J. Geotech. Geoenviron.* 133 (12). p. 1544-1555.
- CORTELETTI, Rosyelle Cristina. **Proposta de metodologia para análise de riscos geológico-geotécnicos em ferrovias - estudo de caso: Estrada de Ferro Carajás (EFC)**. 2014. 135 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2014.
- DAS, Braja M.; SOBHAN, Khaled. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 4. ed. Porto Alegre: +A Educação - Cengage Learning Brasil, 2019. *E-book*. p.ii. ISBN 9788522128280. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/reader/books/9788522128280/>. Acesso em: 16 jan. 2026.
- DUNCAN, J. M., WRIGHT, S. G. **Soil strength and slope stability**. 1ª edição, New Jersey, John Wiley & Sons, 2005. FELLENIUS, W., 1936, “Calculations of the stability of earth dams”. In: *Trans. 2nd Congr. Large Dams*. Washington, v. 4, pp. 445-463.
- Duncan, J. M., Wright, S. G., & Brandon, T. L. (2014). *Soil Strength and Slope Stability*, second edition. New Jersey: Wiley.
- FELLENIUS, W. **Calculation of stability of earth dams**. In: CONGRESS ON LARGE DAMS, 2. Proceedings... v. 4, Washington, p. 445-463, 1936.
- FERREIRA, João Luis Ferras. **Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Janbu e Spencer**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Especialização em Geotecnia) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2012. Orientador: José Couto Marques; Coorientador: Manuel de Matos Fernandes. Disponível em: <https://hdl.handle.net/10216/64689>. Acesso em: 11/01/2025
- FICI, Ricardo Petrillo. **O sistema ferroviário mundial: o caso brasileiro**. 2017. Tese (Doutorado em Geografia Humana) - Faculdade de Filosofia, Letras e Ciências Humanas, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017. doi:10.11606/T.8.2018.tde-02022018-153134. Acesso em: 2026-01-25.
- FREDLUND, D. G. **Slope stability analysis incorporating the effect of soil suction**. In: Anderson, M.G.; Richards, K.S. (eds). *Slope Stability*. John Wiley & Sons, p. 113-144, 1987.
- FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. John Wiley & Sons, Inc. Canadá, 1993.

- GAD, A.G. **Particle Swarm Optimization Algorithm and Its Applications: A Systematic Review**. *Arch Computat Methods Eng* 29, 2531–2561 (2022). <https://doi.org/10.1007/s11831-021-09694>
- GEORGETTI, Giovana Bizão. **Resistência de um solo não saturado a partir de ensaios com teor de umidade constante (CW)**. 2010. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010. doi:10.11606/D.18.2010.tde-10062010-095930. Acesso em: 2026-02-03.
- GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes**. 1ª edição, São Paulo, Oficina de textos, 2012.
- GERSCOVICH, Denise M S. **Estabilidade de taludes**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. E-book. ISBN 9788579752476. Disponível em: <https://app.minhabiblioteca.com.br/reader/books/9788579752476/>. Acesso em: 26 de maio. 2025.
- GRIFFITHS, D. V. & MARQUEZ, R. M. (2007). **Three-dimensional slope stability analysis by elasto-plastic finite elements**. *Géotechnique* 57, No. 6, 537–546 doi: 10.1680/geot.2007.57.6.537
- HEAD, H. K, **Manual of Soil Laboratory: Effective Stress Tests**. v. 3, 2ed. London: John Wiley. 1998.
- HOEK, E. (1994). **Strength of rock and rock masses**. *ISRM New Journal* 2(2), p. 4-16.
- HOEK, E.; TORRES, C. C.; CORKUN, B. (2002). **Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition**. 7p.
- HUNGR, O.; SALGADO, F. M. & BYRNE, P. M. **Evaluation of a Three-Dimensional Method of Slope Stability Analysis**. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 26, p. 679 – 686, 1989.
- ITO, William Hideki. **Contribuição ao estudo de instabilidade em túneis não revestidos da estrada de ferro Vitória-Minas através da teoria dos blocos-chave e caracterização da rocha através de ensaios laboratoriais e de campo**. 2015. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2015. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3145/tde-23062016-163256/>. Acesso em: 25 jan. 2026.
- LANNA, C. L.; SALA, L. A.; FERREIRA, A. M.; PEDROSA, H. G. & COSTA, T. A. (2020). **Aplicabilidade de Análises de Estabilidade Tridimensionais em Taludes de Mina a Céu Aberto a partir de Modelo de Blocos Geotécnico**. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Campinas – SP. DOI: <https://doi.org/10.4322/cobramseg.2022.0875>.
- LEMOS, Mariane Borba de. **Ensaio triaxiais multi-estágios em solo residual**. 2019. Dissertação (Mestrado em Hidrogeologia e Meio Ambiente) - Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2019. doi:10.11606/D.44.2019.tde-16102019-100741. Acesso em: 2026-02-03.
- MACHADO, Mayogan Freitas. **IMPORTÂNCIA DO SISTEMA FERROVIÁRIO PARA O DESENVOLVIMENTO DO BRASIL**. *Revista Científica Semana Acadêmica*. Fortaleza, ano MMXXIII, Nº. 000232, 11/04/2023. Disponível em: <https://semanaacademica.org.br/artigo/importancia-do-sistema-ferroviario-para-o-desenvolvimento-do-brasil>. Acessado em: 25/01/2026.

- MELNIKOVA, Natalia B. et al. **Slope Instability of the Earthen Levee in Boston, UK: Numerical Simulation and Sensor Data Analysis**. arXiv preprint arXiv:1401.7631, 2014.
- MENDONÇA, Fausto Batista. **Análise de perigo de movimentos gravitacionais de massa do Tálus do maciço de Itatiaia associado à implantação de trem de alta velocidade: TAV Brasil**. xvi, 191 f., il. Dissertação (Mestrado em Geociências) – Universidade de Brasília, Brasília, 2012.
- MOLINA JUNIOR, Walter Francisco. **Comportamento mecânico do solo em operações agrícolas**. Universidade de São Paulo. Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz, 2017. DOI: <https://doi.org/10.11606/9788592238407>. Disponível em: www.livrosabertos.abcd.usp.br/portaldelivrosusp/catalog/book/124. Acesso em: 3 fevereiro 2026.
- MORGENSTERN, N. R., PRICE, V. W., 1965, “The analysis of the stability of general slip surfaces”. *Géotechnique*, v.15 n. 1, pp. 79-93.
- MURRIETA, Pedro. **Mecânica dos Solos**. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2018. Ebook. ISBN 9788595156074.
- OLIVEIRA, Davidson Miguel Avelar de. **Análise de estabilidade tridimensional e estudo de sensibilidade dos parâmetros condicionantes da ruptura de um talude de cava**. 174 f. 2020. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2020.
- PELIZONI, A. B. (2014) “**Análise de fluxos de detritos na região serrana fluminense**”, Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil, UFRJ/COPPE, 153p.
- QUEIROZ, Rudney C. **Geologia e geotecnia básica para engenharia civil**. São Paulo: Editora Blucher, 2016. E-book. ISBN 9788521209584.
- ROCSCIENCE INC. **Critical Slip Surface Search Methods in Slide 7.0** RocNews Spring 2016. Disponível em: <https://static.rocscience.cloud/assets/verification-and-theory/Slide2/Slide-Search-Methods.pdf>. Acesso em: 12 fev 2026.
- ROCSCIENCE INC. **Introducing Slide3's New Intelligent Search Method**. Article, 2024. Disponível em: <https://www.rocscience.com/learning/slide3s-new-intelligent-search>. Acesso em: 12 fev 2026.
- ROCSCIENCE INC. **Slide2 Version 9.034 - April 24**. 2024. Program Downloads. Disponível em: <https://www.rocscience.com/support/slide2/release-notes>. Acesso em: 12 fev 2026.
- ROCSCIENCE INC. **Slide3 Version 3.029 - August 21**. 2024. Program Downloads. Disponível em: <https://www.rocscience.com/support/slide3/release-notes>. Acesso em: 12 fev 2026.
- Santos, P. R. C.; Daibert, J. D. (2014). **Análises dos solos: formação, classificação e conservação do meio ambiente**. Ed. 1, Érica, São Paulo.
- SANTOS, Palloma Ribeiro Cuba dos; DAIBERT, João D. **Análise dos Solos**. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2013. E-book. ISBN 9788536518589.
- SANTOS, Rueldey Caixeta dos. **A eficiência do transporte ferroviário de cargas no Brasil e nos Estados Unidos - 2013 a 2022** / Rueldey Caixeta dos Santos. 2023. 60 f. Dissertação (Mestrado em Economia). Instituto Brasileiro de Ensino, Desenvolvimento e Pesquisa, Brasília, 2023.
- SANTOS, Tatiana Barreto dos. **Aplicabilidade das classificações geomecânicas e retroanálises para estimação de propriedades dos maciços rochosos**. 2015. 149 f.

- Dissertação (Mestrado em Engenharia Mineral) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2015.
- SILVA, Clíscia Cerceau. **Análise de estabilidade de um talude da cava de alegria utilizando abordagem probabilística**. 2015. 134 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2015.
- SILVA, Everton Miranda da; PORTO NETO, José Carlos da Silva; SILVA, Mário Mareco da; SANTOS, Rafael Marques dos; LIMA, Tassius Pereira. **Análise de estabilidade de talude do areal morro branco por meio de simulação do software geoslope**. Brazilian Journal of Development, Curitiba, v. 7, n. 11, p. 103611-103621, nov. 2021. Disponível em: DOI: 10.34117/bjdv7n11-130. Acesso em: 11/01/2026
- SOUZA, Juliana Ribeiro Gonçalves de. **Avaliação do comprimento de massa deslocada em deslizamentos em função das características geológico-geotécnicas e geométricas das encostas: estudo de caso: estrada de ferro Vitória-Minas (EFVM)**. 2019. 151 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2019.
- SPENCER, E. **A Method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slices forces**. Geotechnique, n. 17, p. 11-26, 1967.
- STARK, T. D. & EID, H. T. (1998). **Performance of Three-Dimensional Slope Stability Methods in Practice**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124 (11), pp. 1049–1060. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1998\)124:11\(1049\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:11(1049)).
- TELLES, Ana Cláudia de Mattos. **Análise de estabilidade de um talude rompido na rodovia RJ-130, Teresópolis, RJ**. 2015. 63 f. Projeto de Graduação (Curso de Engenharia Civil) — Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.
- TONUS, B. P. A. **Estabilidade de taludes: avaliação dos métodos de equilíbrio limite aplicados a uma encosta coluvionar e residual da serra do mar paranaense**. 147 f. Dissertação (Mestrado de Geotecnia) - Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba (PR), 2009.
- VALE S.A. **Estrada de Ferro Vitória a Minas chega aos 120 anos como uma das mais modernas e seguras do país**. Disponível em: <https://vale.com/pt/w/estrada-de-ferro-vitoria-a-minas-chega-aos-120-anos-como-uma-das-mais-modernas-e-seguras-do-pais>. Acesso em: 07 jan 2026.
- VARNES, D. J. **Landslides, analysis and control**. Special Report 176, National Academy of Sciences, cap. II, 1978.
- WEI, W. B.; CHENG, Y. M. & LI, L. (2009). **Three-dimensional slope failure analysis by the strength reduction and limit equilibrium methods**. Computers and Geotechnics, 36(1-2), pp 70-80. DOI: <https://doi.org/10.1139/t2012-014>
- ZHANG, D. M.; HUANG, H. W.; HU, Q. F. & ZHANG, Y. J. (2016). **How smart sensing improves tunnel resilience: from theoretical model to future application**. Proceedings of the International Conference on smart infrastructure and construction, ICE Publishing, pp. 721-726.
- Zhang, Q., Zhang, H., Wang, L. *et al*. **Effect of structural characteristics on the stability of multi-weak rock slopes considering the spatial variability of geotechnical parameters**. *Sci Rep* 14, 30618 (2024). <https://doi.org/10.1038/s41598-024-82296-9>.