

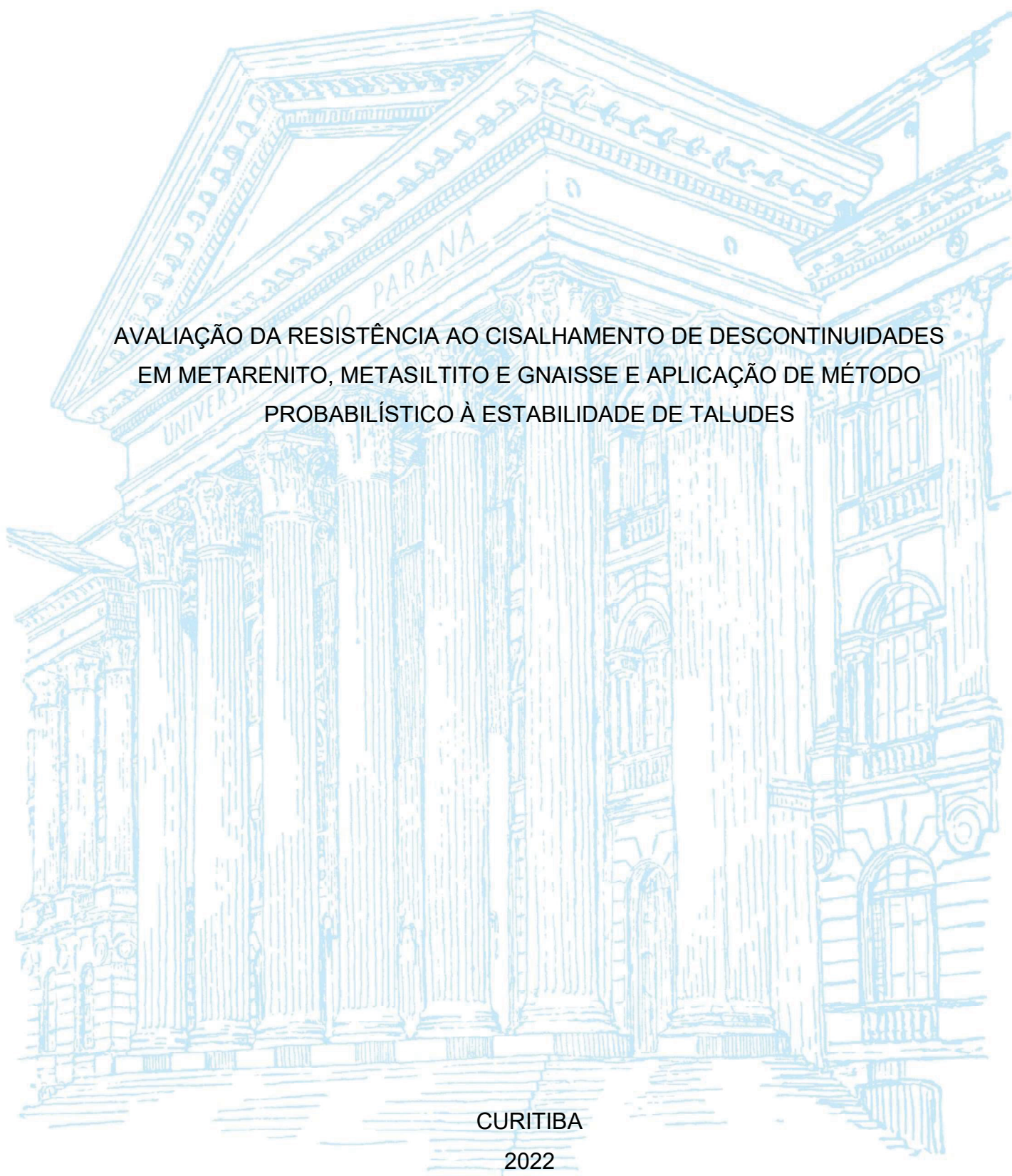
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

SORAIA BASTOS KATERENIUK

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE DESCONTINUIDADES
EM METARENITO, METASILTITO E GNAISSE E APLICAÇÃO DE MÉTODO
PROBABILÍSTICO À ESTABILIDADE DE TALUDES

CURITIBA

2022



SORAIA BASTOS KATERENIUK

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE DESCONTINUIDADES
EM METARENITO, METASILTITO E GNAISSE E APLICAÇÃO DE MÉTODO
PROBABILÍSTICO À ESTABILIDADE DE TALUDES

Dissertação apresentada ao curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, Área de Concentração em Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Alessandro Christopher Morales Kormann

Coorientador: Prof. Dr. Vitor Pereira Faro

CURITIBA

2022

DADOS INTERNACIONAIS DE CATALOGAÇÃO NA PUBLICAÇÃO (CIP)
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
SISTEMA DE BIBLIOTECAS – BIBLIOTECA DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA

Katereniuk, Soraia Bastos

Avaliação da resistência ao cisalhamento de descontinuidades em metarenito, metasiltilito e gnaiss e aplicação de método probabilístico à estabilidade de taludes / Soraia Bastos Katereniuk. – Curitiba, 2022.

1 recurso on-line : PDF.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Alessandro Christopher Morales Kormann

Coorientador: Vitor Pereira Faro

1. Taludes (Mecânica do solo) – Estabilidade. 2. Gnaiss. 3. Mecânica das rochas. 4. Geotecnia. 5. Cisalhamento. I. Universidade Federal do Paraná. II. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Kormann, Alessandro Christopher Morales. IV. Faro, Vitor Pereira. V. Título.

Bibliotecário: Elias Barbosa da Silva CRB-9/1894



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SETOR DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO ENGENHARIA CIVIL -
40001016049P2

TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação ENGENHARIA CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da dissertação de Mestrado de **SORAIA BASTOS KATERENIUK** intitulada: **AValiação DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE DESCONTINUIDADES EM METARENITO, METASILTITO E GNAISSE E APLICAÇÃO DE MÉTODO PROBABILÍSTICO À ESTABILIDADE DE TALUDES**, sob orientação do Prof. Dr. ALESSANDER CHRISTOPHER MORALES KORMANN, que após terem inquirido a aluna e realizada a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.

A outorga do título de mestra está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

CURITIBA, 30 de Março de 2022.

Assinatura Eletrônica

30/03/2022 11:20:49.0

ALESSANDER CHRISTOPHER MORALES KORMANN

Presidente da Banca Examinadora

Assinatura Eletrônica

30/03/2022 11:32:27.0

ANDRÉS MIGUEL GONZÁLEZ ACEVEDO

Avaliador Interno (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

Assinatura Eletrônica

31/03/2022 16:40:55.0

CARLOS EMMANUEL RIBEIRO LAUTENSCHLÄGER

Avaliador Externo (UNIVERSIDADE ESTADUAL DE PONTA GROSSA)

Centro Politécnico - CURITIBA - Paraná - Brasil

CEP 81531-980 - Tel: (41) 3361-3110 - E-mail: ppgecc@ufpr.br

Documento assinado eletronicamente de acordo com o disposto na legislação federal Decreto 8539 de 08 de outubro de 2015.

Gerado e autenticado pelo SIGA-UFPR, com a seguinte identificação única: 169945

Para autenticar este documento/assinatura, acesse <https://www.prppg.ufpr.br/siga/visitante/autenticacaoassinaturas.jsp> e insira o código 169945

AGRADECIMENTOS

Aos professores Alessander e Vitor, pelas correções e ensinamentos que me permitiram apresentar um melhor desempenho no meu processo de formação profissional ao longo do curso.

Aos professores Emmanuel e Andrés, por serem sempre solícitos e generosos comigo, contribuindo para o enriquecimento deste trabalho.

Ao colega de profissão que me apresentou a mecânica das rochas, Pedro Thá, por sua paciência e por dividir tanto de seu conhecimento comigo.

Aos amigos, por todo o apoio e pela ajuda que muito contribuíram para a realização deste trabalho.

Aos meus pais e irmãs, que me incentivaram nos momentos difíceis e compreenderam a minha ausência enquanto eu me dedicava à realização deste trabalho.

Aos meus colegas de turma pelo companheirismo e pela troca de experiências.

A todos da empresa Intertechne Consultores, pelo fornecimento de dados e materiais que foram fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Gabinete de Aproveitamento do Médio Kwanza (GAMEK) e à Odebrecht pela disponibilização de informações.

A todos aqueles que contribuíram, de alguma forma, para a realização deste trabalho.

RESUMO

Na geotecnia, bem como na mecânica das rochas, a variabilidade dos materiais naturais resulta em incertezas nos cálculos de estruturas geotécnicas. Em taludes de rochas competentes tem-se nas descontinuidades e em sua resistência ao cisalhamento os pontos focais a serem avaliados quando da elaboração de um projeto. A resistência ao cisalhamento de descontinuidades tem sido tema de pesquisa recorrente na área da mecânica das rochas e inúmeras são as envoltórias de resistência desenvolvidas com o intuito de descrever e prever o comportamento de tais estruturas. A presente pesquisa teve como objetivo principal identificar os potenciais modos de ruptura aos quais os taludes da ombreira esquerda da barragem do Aproveitamento Hidrelétrico de Laúca estariam sujeitos e caracterizar a resistência das descontinuidades presentes no maciço rochoso. Avaliou-se, por meio de resultados de ensaio de cisalhamento direto e dados de mapeamento de campo, a resistência ao cisalhamento de descontinuidades em maciço de metarenito (silicificado e poroso), de metasiltito e gnáissico. As envoltórias de resistência empregadas foram a bi-linear de Patton e a não linear de Barton-Bandis. O maciço rochoso avaliado faz parte das escavações do Aproveitamento Hidrelétrico de Laúca, localizado em Angola, no continente africano. Foram identificados os potenciais modos de ruptura aos quais os taludes estariam sujeitos por meio de análises cinemáticas e, a partir destes resultados, as análises de equilíbrio limite – determinísticas e probabilísticas – para cada potencial bloco instável foram realizadas. Nas análises probabilísticas realizadas verificou-se que 50% das cunhas poderiam ser consideradas estáveis, para ambas as envoltórias de resistência, quando avaliado apenas o fator de segurança médio probabilístico. Entretanto, a avaliação não se limitou apenas a esse resultado e abrangeu também a probabilidade de ruptura e a confiabilidade do fator de segurança. Verificou-se que, para todas as litologias, ao menos um tipo de ruptura (planar, cunha ou tombamento) é factível e que o fator de segurança, índice de confiabilidade do fator de segurança e probabilidade de ruptura não podem ser considerados aceitáveis ao ponto de garantir a segurança das escavações.

Palavras-chave: Descontinuidades. Estabilidade de talude. Análise determinística. Análise probabilística. Taludes rochosos.

ABSTRACT

In geotechnics, as well as in rock mechanics, the variability of natural materials results in uncertainties in the design of geotechnical structures. In competent rocks slopes, the discontinuities and the shear strength are the key issues to be evaluated when designing a project. The shear strength of discontinuities has been a recurring research topic in rock mechanics, and countless resistance envelopes have been developed in order to describe and predict the behavior of such structures. In this research the main objective was identify the potential failure modes to which the slopes of the excavations of the left abutment of the Laúca Hydroelectric Project dam would be subjected and characterize the shear resistance of the discontinuities presents at the massif. It was evaluated the shear strength of discontinuities in (silicified and porous) metasandstone, metasilstone and gneissic massifs through direct shear test results and field mapping data. Patton's bi-linear and Barton-Bandis' non-linear strength envelopes were employed. The evaluated rock massif is part of the excavations of the Laúca Hydroelectric Project dam, located in Angola, on the African continent. The potential failure modes to which the slopes would be subjected were identified through kinematic analysis and, based on these results, – deterministic and probabilistic – limit equilibrium analyses for each potential unstable block were performed. In the probabilistic analyses performed, it was verified that 50% of the wedges could be considered stable, considering both resistance envelopes, when only the average probabilistic safety factor is evaluated. However, the evaluation was not limited to this result and also covered the failure probability and the reliability of the safety factor. It was verified that, for all lithologies, at least one type of failure (planar, wedge or toppling) is feasible and that the safety factor, reliability rate of safety factor and failure probability cannot be considered acceptable to the point to ensure the safety of the excavations

Keywords: Discontinuities. Slope stability. Deterministic analysis. Probabilistic analysis. Rock slopes.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – ÁBACO PARA DETERMINAÇÃO DE JRC, BARTON 1981	27
FIGURA 2 – ATITUDES DAS DESCONTINUIDADES	31
FIGURA 3 – PERFIS DE RUGOSIDADE TÍPICOS E NOMENCLATURA SUGERIDA	35
FIGURA 4 – ÁBACO PARA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ROCHA COM BASE NO ENSAIO COM MARTELO DE SCHMIDT	37
FIGURA 5 – RELAÇÃO ENTRE COMPORTAMENTO DO MACIÇO ROCHOSO E SUA RESISTÊNCIA	39
FIGURA 6 – RELAÇÃO DAS TENSÕES TANGENCIAIS E NORMAIS PARA DESCONTINUIDADES RUGOSAS E LISAS, COM E SEM PREENCHIMENTO	40
FIGURA 7 – ENVOLTÓRIA DE MOHR-COULOMB PARA DESCONTINUIDADES ..	43
FIGURA 8 – ENVOLTÓRIA BI-LINEAR DE PATTON	45
FIGURA 9 – ENVOLTÓRIA DE BARTON-BANDIS	49
FIGURA 10 – MODELOS DE COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO	50
FIGURA 11 – MODOS DE RUPTURA EM TALUDES ROCHOSOS	51
FIGURA 12 – RUPTURA EM CUNHA	52
FIGURA 13 – RUPTURA POR TOMBAMENTO	53
FIGURA 14 – DEFINIÇÃO DOS ÂNGULOS ξ E β	57
FIGURA 15 – FLUXOGRAMA DE ATIVIDADES INICIAIS	65
FIGURA 16 – METODOLOGIA PARA DEFINIÇÃO DAS ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE DESCONTINUIDADES	66
FIGURA 17 – METODOLOGIA PARA ANÁLISES CINEMÁTICAS	67
FIGURA 18 – METODOLOGIA DAS ANÁLISES DETERMINÍSTICAS E PROBABILÍSTICAS DE ESTABILIDADE	69
FIGURA 19 – MAPA DE ANGOLA E SUAS PROVÍNCIAS	71
FIGURA 20 – UNIDADES GEOMORFOLÓGICAS DE ANGOLA	73
FIGURA 21 – PRINCIPAIS RIOS ANGOLANOS	74
FIGURA 22 – ESTRUTURAS PRINCIPAIS DO EMBASAMENTO CRISTALINO DA PLATAFORMA	75
FIGURA 23 – RECORTE DA CARTA GEOLÓGICA DE ANGOLA	77

FIGURA 24 – ARRANJO GERAL DO AH LAÚCA	79
FIGURA 25 – PLANTA – PROJETO DE ESCAVAÇÃO DA OMBREIRA ESQUERDA	81
FIGURA 26 – SEÇÃO GEOLÓGICA PELO EIXO DA BARRAGEM – OMBREIRA ESQUERDA.....	83
FIGURA 27 – SEÇÃO GEOLÓGICA PELO EIXO DA BARRAGEM – LEGENDA	84
FIGURA 28 – MAPA GEOLÓGICO LOCAL E INDICAÇÃO DAS FALHAS F1 A F5.	85
FIGURA 29 – HISTOGRAMAS DAS CARACTERÍSTICAS DAS FALHAS DA OMBREIRA ESQUERDA.....	86
FIGURA 30 – ESTEREOGRAMA PARA OS METARENITOS	91
FIGURA 31 – ESTEREOGRAMA PARA O METASILTITO.....	92
FIGURA 32 – ESTEREOGRAMA PARA O GNAISSE ALTERADO	92
FIGURA 33 – ESTIMATIVA DE JRC PARA DESCONTINUIDADES DO AH LAÚCA	93
FIGURA 34 – RESULTADO DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO EM AMOSTRAS DE METARENITO POROSO	98
FIGURA 35 – RESULTADO DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO EM AMOSTRAS DE METARENITO SILICIFICADO	99
FIGURA 36 – RESULTADO DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO EM AMOSTRAS DE METASILTITO.....	100
FIGURA 37 – RESULTADO DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO EM AMOSTRAS DE GNAISSE	101
FIGURA 38 – RESULTADO DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO – CP 219	107
FIGURA 39 – METARENITO POROSO – REGRESSÃO LINEAR PARA TENSÃO CISALHANTE DE PICO.....	110
FIGURA 40 – METARENITO SILICIFICADO – REGRESSÃO LINEAR PARA TENSÃO CISALHANTE DE PICO	111
FIGURA 41 – METASILTITO – REGRESSÃO LINEAR PARA TENSÃO CISALHANTE DE PICO.....	111
FIGURA 42 – GNAISSE – REGRESSÃO LINEAR PARA TENSÃO CISALHANTE DE PICO	112
FIGURA 43 – METARENITO POROSO – ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA DE BARTON-BANDIS E DE PATTON.....	117

FIGURA 44 – METARENITO SILICIFICADO – ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA DE BARTON-BANDIS E DE PATTON.....	118
FIGURA 45 – METASILTITO – ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA DE BARTON-BANDIS E DE PATTON.....	118
FIGURA 46 – GNAISSE – ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA DE BARTON-BANDIS E DE PATTON	119
FIGURA 47 – ANÁLISE DE RUPTURA POR CUNHA FORMADA POR J5-J5 NO GNAISSE	125
FIGURA 48 – GRÁFICO DE PROBABILIDADE E HISTOGRAMA DE JRC PARA O METARENITO POROSO. DISTRIBUIÇÃO GAMMA (ESQUERDA) E LOG-NORMAL (DIREITA).....	134
FIGURA 49 – GRÁFICO DE PROBABILIDADE E HISTOGRAMA DE JRC PARA O METARENITO SILICIFICADO. DISTRIBUIÇÃO GAMMA (ESQUERDA) E LOG-NORMAL (DIREITA).....	134
FIGURA 50 – GRÁFICO DE PROBABILIDADE E HISTOGRAMA DE JRC PARA O METASILTITO. DISTRIBUIÇÃO GAMMA (ESQUERDA) E LOG-NORMAL (DIREITA)	135
FIGURA 51 – GRÁFICO DE PROBABILIDADE E HISTOGRAMA DE JRC PARA O GNAISSE. DISTRIBUIÇÃO GAMMA (ESQUERDA) E LOG-NORMAL (DIREITA).....	135
FIGURA 52 – GRÁFICO DE PROBABILIDADE E HISTOGRAMA DE JCS PARA O METARENITO POROSO. DISTRIBUIÇÃO GAMMA (ESQUERDA) E LOG-NORMAL (DIREITA).....	136
FIGURA 53 – GRÁFICO DE PROBABILIDADE E HISTOGRAMA DE JCS PARA O METARENITO SILICIFICADO. DISTRIBUIÇÃO GAMMA (ESQUERDA) E LOG-NORMAL (DIREITA).....	136
FIGURA 54 – GRÁFICO DE PROBABILIDADE E HISTOGRAMA DE JCS PARA O GNAISSE. DISTRIBUIÇÃO GAMMA (ESQUERDA) E LOG-NORMAL (DIREITA).....	137
FIGURA 55 – GRÁFICO DE PROBABILIDADE E HISTOGRAMA DE ÂNGULO DE ATRITO DE PICO PARA O METARENITO POROSO. DISTRIBUIÇÃO GAMMA (ESQUERDA) E LOG-NORMAL (DIREITA)	137
FIGURA 56 – GRÁFICO DE PROBABILIDADE E HISTOGRAMA DE ÂNGULO DE ATRITO DE PICO PARA O METARENITO SILICIFICADO.	

DISTRIBUIÇÃO GAMMA (ESQUERDA) E LOG-NORMAL (DIREITA)	138
FIGURA 57 – GRÁFICO DE PROBABILIDADE E HISTOGRAMA DE ÂNGULO DE ATRITO DE PICO PARA O METASILTITO. DISTRIBUIÇÃO GAMMA (ESQUERDA) E LOG-NORMAL (DIREITA).....	138
FIGURA 58 – GRÁFICO DE PROBABILIDADE E HISTOGRAMA DE ÂNGULO DE ATRITO DE PICO PARA O GNAISSE. DISTRIBUIÇÃO GAMMA (ESQUERDA) E LOG-NORMAL (DIREITA).....	139
FIGURA 59 – HISTOGRAMA DO FATOR DE SEGURANÇA – CUNHA J3-J1 DO GNAISSE – ENVOLTÓRIA DE PATTON.....	146
FIGURA 60 – HISTOGRAMA DO FATOR DE SEGURANÇA – CUNHA J3-J1 DO GNAISSE – ENVOLTÓRIA DE BARTON-BANDIS.....	146

LISTA DE GRÁFICOS

GRÁFICO 1 – REGISTRO DE ACIDENTES E INCIDENTES EM BARRAGENS BRASILEIRAS.....	21
---	----

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES TÍPICA DA MATRIZ ROCHOSA	28
TABELA 2 – CLASSIFICAÇÃO DA PERSISTÊNCIA DE DESCONTINUIDADES	31
TABELA 3 – CLASSIFICAÇÃO DO ESPAÇAMENTO DE DESCONTINUIDADES ..	32
TABELA 4 – CLASSIFICAÇÃO DA ABERTURA DE DESCONTINUIDADES	32
TABELA 5 – CLASSIFICAÇÃO PARA PREENCHIMENTOS ARGILOSOS	34
TABELA 6 – CLASSIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO PARA ROCHAS.....	34
TABELA 7 – CLASSIFICAÇÃO DA PERCOLAÇÃO EM DESCONTINUIDADES SEM PREENCHIMENTO.....	38
TABELA 8 – CLASSIFICAÇÃO DA PERCOLAÇÃO EM DESCONTINUIDADES COM PREENCHIMENTO.....	38
TABELA 9 – ÂNGULO DE ATRITO BÁSICO PARA DIVERSAS ROCHAS	46
TABELA 10 – ÍNDICES DE CONFIABILIDADE E PROBABILIDADE DE RUPTURA EM FUNÇÃO DO TIPO DE OBRA.....	63
TABELA 11 – RESULTADO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS	88
TABELA 12 – RESULTADO DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES	89
TABELA 13 – CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS PRINCIPAIS FAMÍLIAS DE DESCONTINUIDADES MAPEADAS NA OMBREIRA ESQUERDA ..	90
TABELA 14 – IDENTIFICAÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA ENSAIADOS	96
TABELA 15 – RESULTADOS DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO REALIZADO EM AMOSTRAS DE METARENITO POROSO	105
TABELA 16 – RESULTADOS DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO REALIZADO EM AMOSTRAS DE METARENITO SILICIFICADO...	105
TABELA 17 – RESULTADOS DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO REALIZADO EM AMOSTRAS DE METASILTITO	106
TABELA 18 – RESULTADOS DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO REALIZADO EM AMOSTRAS DE GNAISSE.....	106
TABELA 19 – COEFICIENTE DE CORRELAÇÃO DOS DADOS DE ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO – PARÂMETROS DE PICO.....	110
TABELA 20 – REGRESSÃO LINEAR E R^2 – TENSÃO CISALHANTE DE PICO ...	112

TABELA 21 – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA CONSIDERANDO A ENVOLTÓRIA DE PATTON.....	113
TABELA 22 – ESTIMATIVA DA COESÃO	114
TABELA 23 – REGRESSÃO LINEAR – 2º TRECHO DA ENVOLTÓRIA DE PATTON	115
TABELA 24 – PARÂMETROS PARA O MODELO DE BARTON E BANDIS	116
TABELA 25 – ENVOLTÓRIAS DE BARTON-BANDIS POR LITOLOGIA	117
TABELA 26 – CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DOS TALUDES EM ESTUDO	120
TABELA 27 – RESUMO DAS ANÁLISES CINEMÁTICAS.....	121
TABELA 28 – FATORES DE SEGURANÇA PARA ANÁLISES DE TOMBAMENTO E PLANAR.....	122
TABELA 29 – FATORES DE SEGURANÇA PARA ANÁLISES DE CUNHA	124
TABELA 30 – MEDIDAS DESCRITIVAS PARA JRC	127
TABELA 31 – MEDIDAS DESCRITIVAS PARA JCS (MPa)	127
TABELA 32 – MEDIDAS DESCRITIVAS PARA ÂNGULO DE ATRITO BÁSICO (°)	127
TABELA 33 – MEDIDAS DESCRITIVAS PARA ÂNGULO DE ATRITO DE PICO (°)	127
TABELA 34 – RESUMO DAS ESTATÍSTICAS PARA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES (MPa)	129
TABELA 35 – RESUMO DAS ESTATÍSTICAS PARA ÂNGULO DE ATRITO (°)....	129
TABELA 36 – RESUMO DE MEDIDAS DE ESTATÍSTICA DESCRITIVA PARA UTILIZAÇÃO NAS ANÁLISES PROBABILÍSTICAS	130
TABELA 37 – INPUT PARA SOFTWARES SWEDGE, ROCTOPPLE E ROCPLANE	132
TABELA 38 – RESUMO P-VALOR DA ESTATÍSTICA DE QUALIDADE DE AJUSTE DE ANDERSON-DARLING.....	139
TABELA 39 – RESUMO DAS DISTRIBUIÇÕES DE PROBABILIDADE DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS.....	141
TABELA 40 – FATORES DE SEGURANÇA – RUPTURA POR CUNHA NO METARENITO POROSO	142
TABELA 41 – FATORES DE SEGURANÇA – RUPTURA POR CUNHA NO METARENITO SILICIFICADO	142

TABELA 42 – FATORES DE SEGURANÇA – RUPTURA POR CUNHA NO METASILTITO.....	143
TABELA 43 – FATORES DE SEGURANÇA – RUPTURA POR CUNHA NO GNAISSE	143

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	19
1.1 JUSTIFICATIVA	20
1.2 OBJETIVOS	22
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	22
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	24
2.1 MACIÇOS ROCHOSOS E DESCONTINUIDADES	24
2.1.1 Descontinuidades	24
2.1.1.1 Falha.....	24
2.1.1.2 Juntas	25
2.1.1.3 Superfície de estratificação	25
2.1.1.4 Foliação	25
2.1.2 Fatores que influenciam na resistência das descontinuidades.....	26
2.1.2.1 Rugosidade	26
2.1.2.2 Resistência da rocha intacta.....	27
2.1.2.3 Efeito de escala	29
2.1.2.4 Presença de água.....	29
2.1.2.5 Grau de alteração das superfícies da descontinuidade	29
2.1.2.6 Preenchimento da descontinuidade.....	29
2.1.2.7 Magnitude da tensão normal imposta à descontinuidade.....	30
2.1.3 Descrição das descontinuidades	30
2.1.3.1 Orientação	30
2.1.3.2 Persistência	31
2.1.3.3 Espaçamento.....	32
2.1.3.4 Abertura.....	32
2.1.3.5 Preenchimento e alteração das paredes	33
2.1.3.6 Rugosidade	34
2.1.3.7 Resistência das paredes	35
2.1.3.8 Percolação.....	38
2.2 CRITÉRIOS DE RUPTURA.....	39
2.2.1 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb.....	42
2.2.2 Critério de ruptura de Patton	44
2.2.3 Critério de ruptura de Barton-Bandis.....	47

2.3 COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE ROCHAS	49
2.4 ESTABILIDADE DE TALUDES ROCHOSOS	50
2.4.1 Modos de ruptura em taludes rochosos	51
2.4.1.1 Ruptura planar	51
2.4.1.2 Ruptura por cunha	52
2.4.1.3 Ruptura por tombamento	53
2.4.2 Análises de estabilidade	54
2.4.2.1 Ruptura planar	55
2.4.2.2 Ruptura por cunha	56
2.4.2.3 Ruptura por tombamento	57
2.4.3 Abordagem determinística e probabilística	58
2.4.3.1 Análises probabilísticas na engenharia geotécnica	59
2.4.3.2 Método probabilístico de Monte Carlo e seu emprego em análises de estabilidade de taludes	61
3 PROGRAMA DE PESQUISA.....	64
3.1 COLETA DE DADOS E DESCRIÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO	64
3.2 DEFINIÇÃO DA RESISTÊNCIA DAS DESCONTINUIDADES	65
3.3 ANÁLISES DETERMINÍSTICAS E PROBABILÍSTICAS	66
4 DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	70
4.1 HIDROGRAFIA E GEOLOGIA DE ANGOLA	70
4.1.1 Dados gerais sobre Angola	70
4.1.2 Geomorfologia de Angola	71
4.1.3 Bacia hidrográfica do Rio Kwanza	73
4.1.4 Geologia regional de Angola	74
4.2 O APROVEITAMENTO HIDRELÉTRICO LAÚCA	78
4.3 INFORMAÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DO AH LAÚCA	82
5 DEFINIÇÃO DA RESISTÊNCIA DAS DESCONTINUIDADES	94
5.1 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	94
5.2 ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA	108
5.2.1 Envoltória de resistência de Patton	109
5.2.2 Envoltória de resistência de Barton-Bandis	115
5.2.3 Comparativo das envoltórias de resistência	117
6 ANÁLISES DETERMINÍSTICAS E PROBABILÍSTICAS	120
6.1 ANÁLISES DETERMINÍSTICAS	120

6.1.1 Análise de ruptura planar e por tombamento	121
6.1.2 Análise de ruptura por cunha	123
6.2 ANÁLISES PROBABILÍSTICAS	126
6.2.1 Estatística descritiva	126
6.2.2 Distribuições de probabilidade	133
6.2.3 Análises de estabilidade	141
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	147
7.1 CONCLUSÕES	147
7.2 SUGESTÕES	149
REFERÊNCIAS	151
ANEXO 1 – ANÁLISES CINEMÁTICAS	160

1 INTRODUÇÃO

As barragens são estruturas construídas pelo homem para suprir necessidades básicas como água para abastecimento, irrigação e produção de energia elétrica, bem como garantir maior segurança contra enchentes e eventos naturais extremos, além de outras finalidades (ANA, 2019).

Entretanto, a construção de barramentos representa um risco potencial elevado, pois sua ruptura acarretaria em danos à vida, à saúde e ao meio ambiente (ANA, 2019). Exemplos de acidentes envolvendo barragens são recorrentes e alertam a sociedade, o meio técnico e o poder público a respeito das condições de segurança das barragens existentes.

Somente no Brasil, dois grandes acidentes envolvendo barragens ocorreram recentemente. O primeiro foi o rompimento da barragem de Fundão, ocorrido em 2015. A barragem servia para armazenamento de rejeitos de mineração e foi construída pelo método de alteamento a montante. O segundo acidente ocorreu em 2019, em uma barragem para contenção de rejeitos pertencente à Vale, no município de Brumadinho – MG (FREITAS; ALMEIDA, 2020).

Segundo o Relatório de Segurança de Barragens de 2019, elaborado pela Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA), 70% das rupturas em barragem ocorrem nos primeiros 10 anos de operação. Dentre os principais problemas que levam a ruína de barragens de concreto, destacam-se as anomalias na fundação. A erosão interna do maciço e a insuficiente resistência ao cisalhamento correspondem a 21% das causas de ruptura cada um (ICOLD¹, 1995 *apud* SOUZA, 2017).

Como a construção de uma barragem implica na exposição da população que reside a jusante aos riscos de sua ruína, para que se justifique a construção deste tipo de estrutura os benefícios que por ela serão gerados necessitam ser superados pelos potenciais danos que a mesma pode causar (ICOLD, 2017; ANA, 2019).

O estudo do comportamento dos materiais geotécnicos, bem como de técnicas construtivas adequadas, é capaz de produzir conhecimento para a elaboração de projetos que atendam às necessidades da sociedade e que minimizem os riscos potenciais associados. Dessa forma, a geotecnia é uma ciência capaz de

¹ ICOLD – *International Commission on Large Dams. Dam Failures Statistical Analysis. Bulletin 99, 1995.*

fornecer subsídios para uma adequada gestão do risco e, conseqüentemente, para o desenvolvimento de projetos que ofereçam maior nível de segurança.

Esta pesquisa se propôs a avaliar a estabilidade das escavações do maciço rochoso de uma encosta que faz parte da fundação de uma barragem de concreto. O objetivo foi identificar os potenciais modos de ruptura aos quais os taludes estariam sujeitos e caracterizar a resistência das descontinuidades presentes no maciço rochoso. O caso de estudo foi os taludes das escavações da ombreira esquerda da barragem do Aproveitamento Hidrelétrico de Laúca, localizada em Angola, no continente africano.

1.1 JUSTIFICATIVA

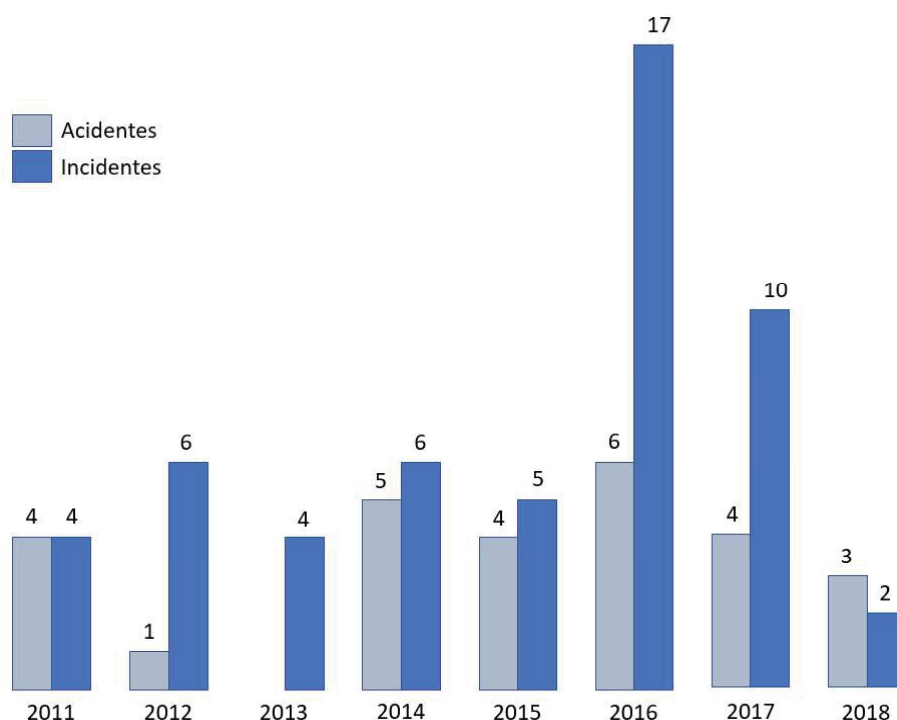
As barragens são estruturas implantadas em um rio para o armazenamento de água para consumo, irrigação, controle de cheias, geração de energia elétrica, aquicultura, recreação, entre outros. Portanto, são instrumentos que atendem aos interesses públicos (ICOLD, 2017; ANA, 2019). Entretanto, “assim como os interesses públicos são protegidos pelas barragens, é necessário que o público esteja protegido contra ruptura de barragens”².

Com o objetivo de mitigar os riscos e reduzir a probabilidade de acidentes foi estabelecida pela Lei Federal nº 12.334 (BRASIL, 2010) a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), em 20 de setembro de 2010. A PNSB possibilita a coleta e organização de informações a respeito da segurança de barragens, fornecendo dados aos governos para o gerenciamento da segurança (ANA, 2019).

Contudo, apesar dos esforços do poder público em se aumentar a segurança das barragens brasileiras, registra-se por ano em média mais de três acidentes com barragens, sejam elas de qualquer tipo. Dados do Relatório de Segurança de Barragens (RSB) registram vinte e sete acidentes no período de 2011 a 2018 (GRÁFICO 1). Para este mesmo período o número de incidentes - ocorrências de menor gravidade que, se não controladas, poderiam acarretar em um acidente - foi de cinquenta e quatro.

² ICOLD, 2017, p. 23, em livre tradução.

GRÁFICO 1 – REGISTRO DE ACIDENTES E INCIDENTES EM BARRAGENS BRASILEIRAS



FONTE: Modificado de ANA (2019).

Não faz parte da estatística o acidente ocorrido no dia 25 de janeiro de 2019 na cidade de Brumadinho (MG), envolvendo o rompimento de uma barragem de contenção de rejeitos de mineração pertencente à empresa mineradora Vale (ANA, 2019). Três anos após a ruptura do barramento 6 pessoas permanecem desaparecidas e 264 é o número de vítimas fatais (VALE, 2022).

Após este acidente a legislação de segurança de barragens tem sido alvo de debate no meio técnico e político. Um mês após o acidente na barragem da Vale, em Minas Gerais foi sancionada a Lei Ordinária nº 23.291/2019 (MINAS GERAIS, 2019) que determina o prazo de três anos para que os empreendedores responsáveis por barragens de rejeitos construídas pelo método de alteamento a montante desativem suas estruturas.

A gestão do risco e o desenvolvimento de projetos que ofereçam maior nível de segurança fazem parte da expertise da ciência geotécnica. O estudo do comportamento dos materiais geotécnicos é capaz de produzir conhecimento para a elaboração de projetos que atendam às necessidades da sociedade e que minimizem os riscos potenciais associados.

1.2 OBJETIVOS

A pesquisa teve como objetivo principal identificar os potenciais modos de ruptura aos quais os taludes da ombreira esquerda da barragem do Aproveitamento Hidrelétrico de Laúca estariam sujeitos e caracterizar a resistência das descontinuidades presentes no maciço rochoso.

Os objetivos específicos foram:

- Caracterizar a geologia da encosta, com base nas informações de investigações e mapeamentos de campo.
- Caracterizar a resistência das descontinuidades com base nas descrições dos mapeamentos de campo e em ensaios de laboratório.
- Avaliar os possíveis modos de ruptura da escavação por meio de análises cinemáticas.
- Avaliar a estabilidade da escavação por meio de análises determinísticas utilizando o método de equilíbrio limite.
- Avaliar a probabilidade de ruptura da escavação por meio de análises probabilísticas nas quais são consideradas a variabilidade dos parâmetros de resistência das descontinuidades.

Não fez parte dos objetivos desta dissertação o dimensionamento de reforço ou suporte geotécnico para estabilização dos taludes em análise.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em sete capítulos:

Capítulo 1 – Introdução: apresenta uma introdução acerca de taludes rochosos e sua importância em obras de infraestrutura, além da definição dos objetivos e justificativa.

Capítulo 2 – Revisão bibliográfica: apresenta a base teórica encontrada na literatura técnica acerca da estabilidade de taludes rochosos e métodos de análise. Apresentam-se também os métodos para estimativa de parâmetros das descontinuidades de maciços rochosos.

Capítulo 3 – Programa de pesquisa: apresenta o programa de pesquisa e o planejamento para a realização de cada etapa necessária para cumprir com o objetivo deste trabalho.

Capítulo 4 – Descrição da área de estudo: apresenta características da área de estudo, como localização, dados de mapeamentos geológicos, dados de ensaios de laboratório e investigações. Aborda-se acerca da geologia de Angola, local onde está o talude escolhido para o estudo de caso, caracterizando-se a geomorfologia e a geologia regional.

Capítulo 5 – Definição da resistência das discontinuidades: apresenta a definição da resistência ao cisalhamento das discontinuidades com base em ensaios de campo e também nos mapeamentos geológico-geotécnicos.

Capítulo 6 – Análises determinísticas e Probabilísticas: descreve os métodos empregados na realização das análises cinemáticas e determinísticas e probabilísticas de estabilidade da escavação bem como apresenta os resultados obtidos.

Capítulo 7 – Conclusões: apresenta as principais considerações extraídas dos estudos realizados e sugestões para continuidade de trabalhos futuros na área de estudo ou em áreas com características semelhantes.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 MACIÇOS ROCHOSOS E DESCONTINUIDADES

Um maciço rochoso consiste no conjunto de blocos de material rochoso isento de descontinuidades, também denominado de matriz rochosa. Em um maciço rochoso, além da matriz rochosa estão presentes as descontinuidades, que são quaisquer planos que separam os blocos da matriz rochosa (VALLEJO *et al.*, 2002).

Próximo à superfície e consequentemente a um nível baixo de tensões, a existência de descontinuidades controla o comportamento dos maciços rochosos. Nessa situação a ocorrência de rupturas se dá predominantemente pela instabilidade de blocos (HOEK, 2006, LI *et al.*, 2016).

Portanto, a verificação da estabilidade de maciços rochosos, em seu estado natural ou modificado por escavações, requer o entendimento e avaliação dos fatores que interferem na resistência das descontinuidades que fragmentam o maciço (HOEK, 2006, SINGH; BASU, 2018).

Apresentam-se nos itens subsequentes os tipos de descontinuidades existentes, os principais fatores que influenciam na resistência destes planos, as características das descontinuidades e suas formas de descrição e, por fim, os critérios de ruptura que usualmente são empregados para descrever e estimar a resistência ao cisalhamento.

2.1.1 Descontinuidades

Os planos presentes no maciço rochoso que separam os blocos da matriz rochosa são denominados descontinuidades (VALLEJO *et al.*, 2002). As descontinuidades podem ter diferentes classificações em função de suas características. Na sequência apresentam-se as principais formas de descontinuidades que podem ser observadas em campo.

2.1.1.1 Falha

Falha (*fault*) é, segundo o glossário geológico do Serviço Geológico do Brasil – CPRM, uma “superfície de fratura de rochas em que ocorre ou ocorreu

deslocamento relativo entre os dois blocos de um lado e de outro desta superfície que tende a ser plana, mas pode ser curvilínea” (CPRM, 2021).

Os falhamentos dão origem a planos de fraqueza contínuos e persistentes, podendo formar zonas de falha nas quais ocorre uma série de superfícies de deslocamento dispostas em uma faixa na qual ocorre material esmagado, moído e frequentemente alterado (FIORI; CARMIGNANI, 2015).

2.1.1.2 Juntas

Junta (*joint*) ou diaclase é, segundo o glossário geológico do Serviço Geológico do Brasil – CPRM, uma “superfície planar de descontinuidade física das rochas (fratura) em que não se verifica deslocamento dos dois lados como nas falhas” (CPRM, 2021).

Este tipo de estrutura usualmente ocorre em famílias, as quais irão condicionar a estabilidade do talude (FIORI; CARMIGNANI, 2015).

2.1.1.3 Superfície de estratificação

Uma superfície de estratificação (*bedding*), acamamento ou acamadamento é, segundo o glossário geológico do Serviço Geológico do Brasil – CPRM, uma “estrutura originada pela acumulação progressiva de qualquer material [...], tendendo a formar estratos ou camadas definidas por descontinuidades físicas e/ou por passagens bruscas ou transicionais de mudanças de textura, estrutura ou quimismo.” (CPRM, 2021).

2.1.1.4 Foliação

A foliação (*foliation*) ou também denominada foliação metamórfica é uma propriedade estrutural apresentada exclusivamente por rochas que sofreram algum grau de metamorfismo (FIORI; CARMIGNANI, 2015).

Segundo o glossário geológico do Serviço Geológico do Brasil – CPRM, foliação metamórfica é um “termo genérico para estrutura metamórfica resultante de esforços compressionais, originando planos paralelos (“folhas”) de diversos tipos.” (CPRM, 2021).

2.1.2 Fatores que influenciam na resistência das descontinuidades

Os principais fatores que influenciam na resistência das descontinuidades e que são capazes de alterar a resistência ao cisalhamento de tais planos são listados e abordados nos itens subsequentes.

2.1.2.1 Rugosidade

Tem-se na rugosidade um dos principais fatores determinantes da resistência de descontinuidades e sua estimativa pode ser realizada por meio da descrição detalhada das características das descontinuidades observadas em campo (GOODMAN, 1976, GE *et al.*, 2017).

A rugosidade da superfície de uma descontinuidade tem maior peso na composição da resistência ao cisalhamento no caso de fraturas intertravadas nas quais não houve movimentação. Quanto maior for o grau de preenchimento da descontinuidade, abertura ou grau de deslocamentos ocorridos anteriormente, menor é a contribuição da rugosidade para a resistência ao cisalhamento da mesma (WYLLIE; MAH, 2004).

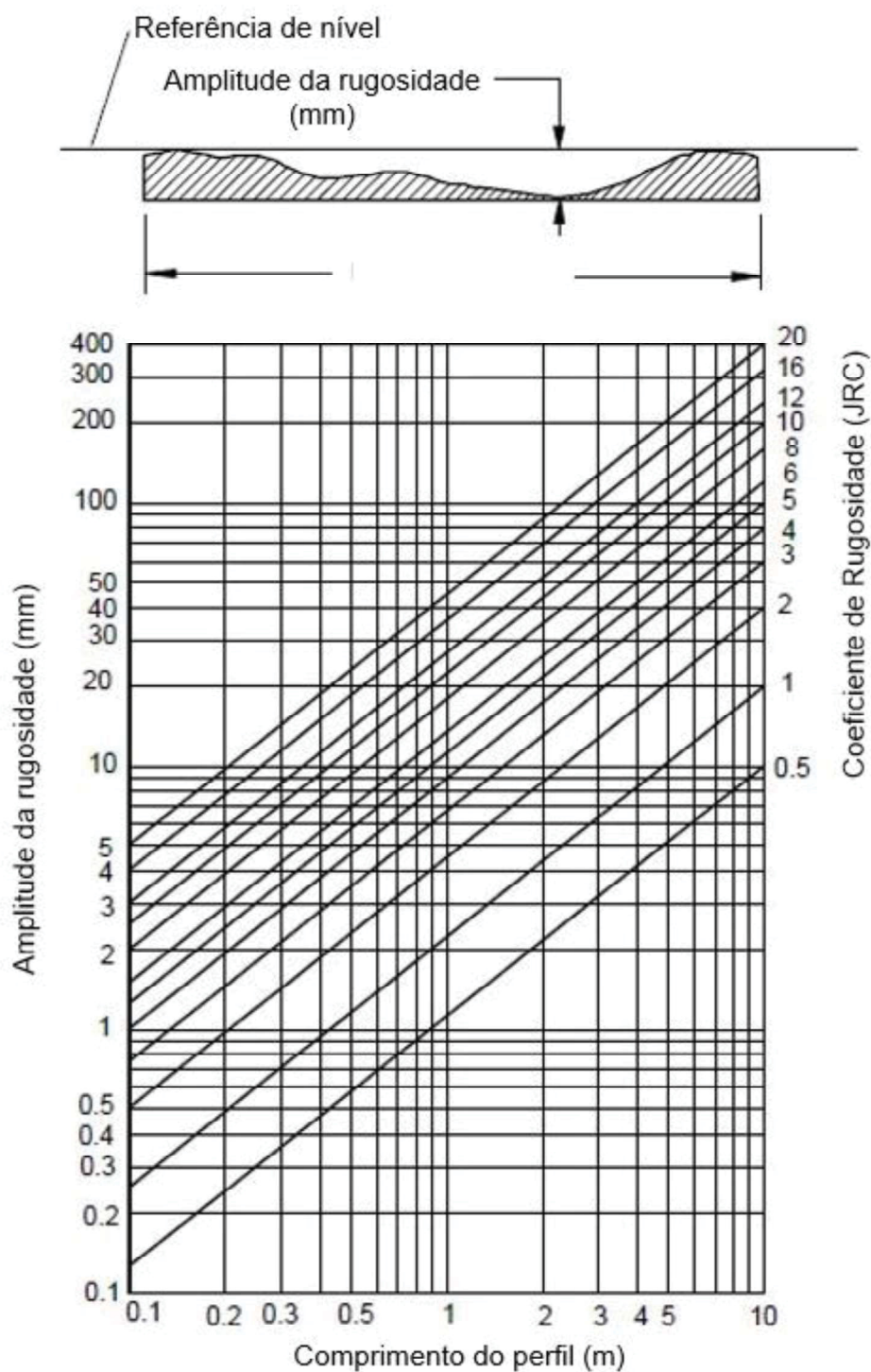
A rugosidade pode ser classificada em primária e secundária. A rugosidade primária (*waviness*) descreve ondulações de larga escala, enquanto que a rugosidade de secundária (*unevenness*) ou asperidades descreve as rugosidades em menor escala (WYLLIE; MAH, 2004).

As rugosidades primárias, estando intertravadas e em contato, tendem a dilatar durante o cisalhamento uma vez que são grandes demais para serem cortadas (WYLLIE; MAH, 2004).

As medidas da rugosidade têm como objetivo fornecer elementos para calcular a resistência ao cisalhamento da descontinuidade e também a dilatância. Um dos métodos disponíveis para interpretação de perfis de rugosidade é a medida coeficiente de rugosidade da descontinuidade (JRC) (WYLLIE; MAH, 2004).

O JRC pode ser obtido através de medidas da amplitude da onda das rugosidades em um determinado comprimento. De posse destas informações e utilizando o ábaco da FIGURA 1 obtém-se o JRC para a descontinuidade.

FIGURA 1 – ÁBACO PARA DETERMINAÇÃO DE JRC, BARTON 1981



FONTE: Modificado de Morelli (2014).

2.1.2.2 Resistência da rocha intacta

A resistência da rocha intacta afeta diretamente a resistência das descontinuidades, principalmente quando ocorre contato rocha-rocha (BELL, 2007).

Esta propriedade, simplificada, é resultado da composição mineralógica da matriz rochosa e também do processo que originou a rocha em questão (VALLEJO *et al.*, 2002).

Em maciços nos quais a resistência à compressão simples da rocha são mais elevada, as descontinuidades que nele estiverem presentes, desde que não tenham preenchimento e alteração, terão resistência ao cisalhamento superior à de descontinuidades que ocorrem em maciços cuja matriz rochosa possui menor resistência à compressão simples.

Na TABELA 1 se apresenta uma lista de valores típicos de resistência à compressão simples para diversas litologias.

TABELA 1 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES TÍPICA DA MATRIZ ROCHOSA

Rocha	Resistência à compressão simples (kgf/cm ²)	
	Valores médios	Faixa de valores
Andesito	2100 - 3200	1000 - 5000
Anfibolito	2800	2100 - 5300
Anidrita	900	800 - 1300
Arenito	550 - 1400	300 - 2350
Basalto	800 - 2000	600 - 3500
Calcário	600 - 1400	500 - 2000
Quartzito	2000 - 3200	1000 - 5000
Diabásio	2400 - 3500	1300 - 3650
Diorito	1800 - 2450	1200 - 3350
Dolerito	2000 - 3000	1000 - 3500
Dolomito	600 - 2000	500 - 3500
Xisto	300 - 600	200 - 1600
Gabro	2100 - 2800	1800 - 3000
Gnaisse	600 - 2000	500 - 2500
Granito	700 - 2000	500 - 3000
Grauvaca	1000 - 1500	800 - 2200
Limonita	-	350 - 2500
Marga	300 - 700	200 - 900
Mármore	1200 - 2000	600 - 2500
Ardósia	400 - 1500	300 - 2000

FONTE: Modificado de Vallejo *et al.* (2002).

2.1.2.3 Efeito de escala

O Coeficiente de Rugosidade (JRC) é uma constante apenas para um determinado comprimento da descontinuidade. Usualmente, perfis mais longos de uma mesma descontinuidade apresentam valores mais baixos de JRC e, por consequência, menor resistência ao cisalhamento (BARTON; BANDIS, 1980).

Tem-se que um maciço rochoso com blocos de pequenas dimensões, ou seja, mais fraturado, comporta-se normalmente de maneira mais fraca do que maciços com descontinuidades bem espaçadas formando blocos maiores (BARTON; BANDIS, 1980).

2.1.2.4 Presença de água

Alguns tipos de rocha quando em presença de água tem sua resistência reduzida devido à deterioração química de sua cimentação. Em arenitos friáveis a redução de resistência devido à saturação pode chegar a 15%. Entretanto, na maioria dos casos, a redução da resistência do maciço se dá pelo efeito do aumento da poro-pressão. Se a drenagem não for permitida ou possível durante o carregamento, os poros ou fissuras presentes no maciço rochoso irão comprimir a água, elevando a poro-pressão (GOODMAN, 1989).

2.1.2.5 Grau de alteração das superfícies da descontinuidade

O processo de intemperização, por exemplo, ocasiona mudanças nas rochas e às suas descontinuidades. Na proximidade com a superfície a estabilidade do maciço rochoso é governada predominantemente pelas descontinuidades nele existentes. É nesta porção do maciço que também ocorre com maior intensidade a ação do intemperismo. Quanto maior a alteração das paredes das descontinuidades, menos resistentes ao cisalhamento estas superfícies se tornam devido a redução da resistência à compressão da rocha (BARTON, 1973, RAM; BASU 2019).

2.1.2.6 Preenchimento da descontinuidade

As descontinuidades frequentemente apresentam-se com material de preenchimento na natureza. Tal preenchimento pode ser oriundo do próprio processo

de alteração da rocha, intrusões, ou também ter sido depositado por ação da água (TANG *et al.*, 2020).

Dependendo do tipo de preenchimento tem-se um efeito na resistência do plano de cisalhamento. Por exemplo, juntas preenchidas com material argiloso úmido oferecem baixa resistência ao cisalhamento (TANG *et al.*, 2020). Já preenchimentos com minerais, como a calcita e o quartzo, podem promover elevada coesão ao plano (NORRISH; WYLLIE, 1996).

2.1.2.7 Magnitude da tensão normal imposta à descontinuidade

Barton (1973) afirma que o fator que mais impacta na resistência ao cisalhamento de descontinuidades é a magnitude da tensão normal que age na descontinuidade.

Devido ao comportamento tensão-deformação de descontinuidades ser melhor representado por uma envoltória não-linear, para baixos níveis de tensão - onde o formato curvo da envoltória é mais acentuado - a estabilidade de taludes rochosos pode ser afetada, o que não ocorreria para elevados níveis de tensão normal (BARTON, 1973).

2.1.3 Descrição das descontinuidades

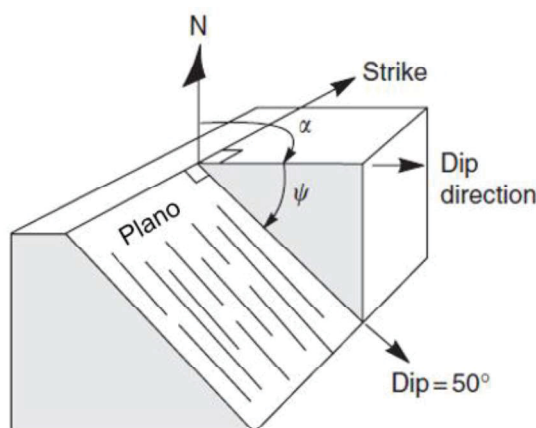
Fiori e Carmignani (2015) apontam como as principais características das descontinuidades: a orientação, o espaçamento, a persistência, a rugosidade, a abertura, o preenchimento, a resistência das paredes, a percolação e a alteração das paredes. A descrição de tais características em mapeamentos de campo é fundamental para fornecer subsídios para avaliação da estabilidade de taludes rochosos. Na sequência aborda-se sobre estas características das descontinuidades que podem ser observadas em campo.

2.1.3.1 Orientação

Norrish e Wyllie (1996) definem que a orientação de uma descontinuidade é definida por dois parâmetros angulares: *dip* e *dip direction*.

O ângulo de mergulho (ψ), ou *dip*, corresponde à máxima inclinação entre um plano horizontal e o plano da descontinuidade que se quer caracterizar. A direção de intersecção de um plano inclinado com um plano horizontal qualquer se denomina *strike* (α). Por fim, a direção de mergulho, ou *dip direction*, é sempre caracterizada por ser perpendicular ao *strike* (DAMUTH, 1987). Para melhor entendimento destes elementos ver FIGURA 2.

FIGURA 2 – ATITUDES DAS DESCONTINUIDADES



FONTE: Modificado de Wyllie; Mah (2004).

2.1.3.2 Persistência

A persistência é o comprimento do traço da descontinuidade observado em um maciço rochoso (ISRM, 1978).

Conforme a classificação apresentada pela ISRM – *International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering* - (1978), a persistência de uma descontinuidade pode ser descrita desde muito baixa até muito alta, conforme apresentado na TABELA 2.

TABELA 2 – CLASSIFICAÇÃO DA PERSISTÊNCIA DE DESCONTINUIDADES

< 1 m	Persistência muito baixa
1 – 3 m	Persistência baixa
3 – 10 m	Persistência média
10 – 20 m	Persistência alta
> 20 m	Persistência muito alta

FONTE: Modificado de ISRM (1978).

2.1.3.3 Espaçamento

Norrish e Wyllie (1996) definem o espaçamento como sendo a distância entre duas descontinuidades de uma mesma família, medida na direção normal a estas duas superfícies.

Conforme a classificação apresentada pela ISRM (1978), o espaçamento entre descontinuidades pode ser descrito desde extremamente próximo, quando as descontinuidades estão a no máximo 20 mm de distância, até extremamente amplo, que é quando as descontinuidades estão a no mínimo 6000 mm de distância uma das outras (TABELA 3).

TABELA 3 – CLASSIFICAÇÃO DO ESPAÇAMENTO DE DESCONTINUIDADES

< 20 mm	Espaçamento extremamente próximo
20 – 60 mm	Espaçamento muito próximo
60 – 200 mm	Espaçamento próximo
200 – 600 mm	Espaçamento moderado
600 – 2000 mm	Espaçamento amplo
2000 – 6000 mm	Espaçamento muito amplo
> 6000 mm	Espaçamento extremamente amplo

FONTE: Modificado de ISRM (1978).

2.1.3.4 Abertura

Distância perpendicular entre as duas paredes de uma descontinuidade, podendo ou não ter preenchimento (ISRM, 1978).

Conforme a classificação apresentada pela ISRM (1978), a abertura de uma descontinuidade pode ser descrita desde fechada até aberta, conforme apresentado na TABELA 4.

TABELA 4 – CLASSIFICAÇÃO DA ABERTURA DE DESCONTINUIDADES

Abertura	Descrição	
< 0,1 mm	Abertura muito apertada	Fechadas
0,1 – 0,25 mm	Abertura apertada	
0,25 – 0,5 mm	Abertura parcialmente aberta	

FONTE: Modificado de ISRM (1978).

TABELA 4 (CONTINUAÇÃO) – CLASSIFICAÇÃO DA ABERTURA DE DESCONTINUIDADES

Abertura	Descrição	
0,5 – 2,5 mm	Abertura aberta	
2,5 – 10 mm	Abertura moderadamente ampla	Descontinuidades com vão
> 10 mm	Abertura ampla	
1 – 10 cm	Abertura muito ampla	
10 – 100 cm	Abertura extremamente ampla	Descontinuidades abertas
> 1 m	Abertura cavernosa	

FONTE: Modificado de ISRM (1978).

2.1.3.5 Preenchimento e alteração das paredes

O preenchimento trata-se do material que separa as paredes rochosas de uma descontinuidade e, usualmente, possui menor resistência que a rocha (ISRM, 1978).

É necessária uma completa descrição do tipo de material de preenchimento para que se possa estimar o comportamento da descontinuidade. A descrição deve abordar os seguintes itens: mineralogia, tamanho dos grãos, razão de pré-adensamento, permeabilidade, deslocamentos prévios, rugosidade das paredes, espessura do preenchimento, fraturamento e esmagamento das paredes da descontinuidade (ISRM, 1978, WYLLIE; MAH, 2004).

A alteração das paredes das descontinuidades pode se dar por meio do intemperismo físico e do intemperismo químico. Muitas vezes haverá ação simultânea dos dois tipos de intemperismos, o que culminará na redução da resistência da rocha (ISRM, 1978).

A ISRM sugere que a descrição do material de preenchimento e do grau de alteração da rocha seja feita com base na TABELA 5 e na TABELA 6, que tem como objetivo padronizar a caracterização e apresentar uma estimativa de resistência das paredes das descontinuidades.

Para descrição de preenchimentos argilosos a descrição e classificação deve ser feita com base na TABELA 5. Já para a descrição da rocha que compõe a parede da descontinuidade deve-se utilizar a classificação apresentada na TABELA 6.

TABELA 5 – CLASSIFICAÇÃO PARA PREENCHIMENTOS ARGILOSOS

Classificação	Descrição da Argila	Identificação de campo	Valor aproximado da resistência à compressão uniaxial (MPa)
S1	muito mole	Facilmente penetrável em algumas polegadas com o pulso	< 0,025
S2	mole	Facilmente penetrável em algumas polegadas com o dedo polegar	0,025 – 0,05
S3	firme	Pode ser penetrável em algumas polegadas com o dedo polegar, com esforço moderado	0,05 – 0,10
S4	rígida	Facilmente amolgada com o dedo polegar, porém penetrável somente com grande esforço	0,10 – 0,25
S5	muito rígida	Facilmente recortada com a unha	0,25 – 0,50
S6	dura	Recortada com dificuldade com a unha	> 0,50

FONTE: ISRM (1978 *apud* Fiori e Carmignani, 2015).

TABELA 6 – CLASSIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO PARA ROCHAS

Classificação	Descrição da rocha	Identificação de campo	Valor aproximado da resistência à compressão uniaxial (MPa)
R0	extremamente fraca	Marcada com a unha	0,25 – 1,0
R1	muito fraca	Esmigalha-se com golpes firmes com a ponta do martelo de geólogo e pode ser raspada com o canivete	1,0 – 5,0
R2	fraca	Pode ser raspada com dificuldade pelo canivete; marcas podem ser feitas superficialmente com a ponta do martelo	5,0 - 25
R3	medianamente resistente	Não pode ser raspada ou riscada com o canivete, mas amostras podem ser fraturadas com simples golpes de martelo	25 - 50
R4	resistente	As amostras necessitam de mais de um golpe com martelo para fraturar-se	50 - 100
R5	muito resistente	As amostras necessitam de muitos golpes com martelo para romper-se	100 - 200
R6	extremamente resistente	As amostras podem somente ser lascadas com o uso do martelo	> 250

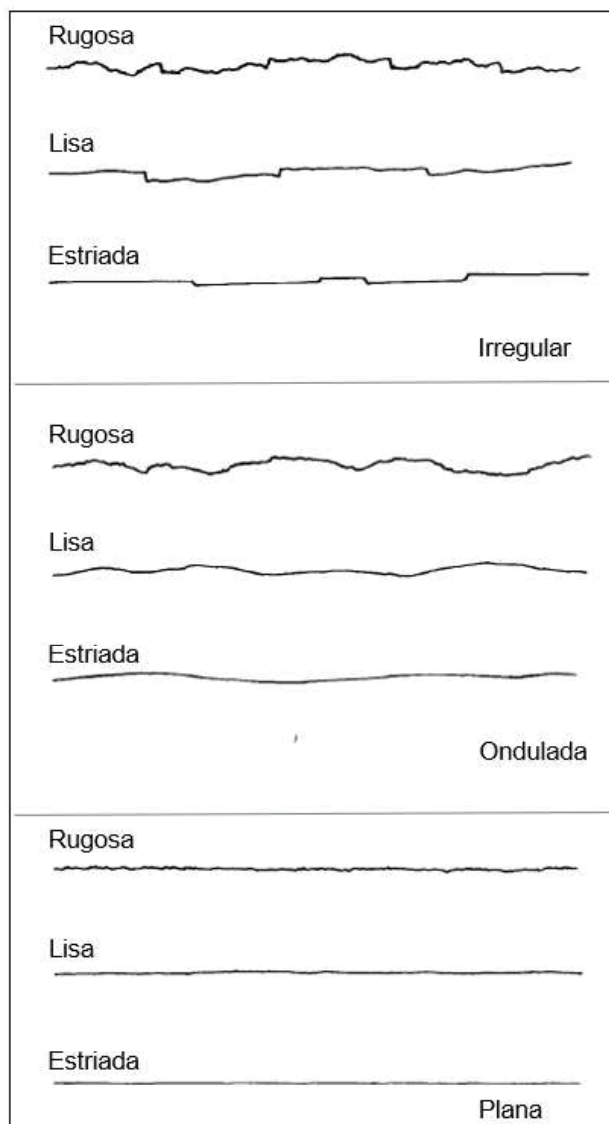
FONTE: ISRM (1978 *apud* Fiori e Carmignani, 2015).

2.1.3.6 Rugosidade

A descrição de rugosidades pode ser feita em duas escalas de observação: a escala pequena, na qual a superfície observada é de dimensão centimétrica, e a escala intermediária, na qual a superfície observada possui alguns metros de extensão (ISRM, 1978).

Na escala intermediária a descontinuidade pode ser descrita como: plana, ondulada ou irregular. À pequena escala pode-se ainda descrever a descontinuidade como: rugosa, lisa ou estriada (FIGURA 3).

FIGURA 3 – PERFIS DE RUGOSIDADE TÍPICOS E NOMENCLATURA SUGERIDA



FONTE: Modificado de ISRM (1978).

NOTAS: O comprimento de cada perfil está na faixa de 1 a 10m.

A escala vertical e horizontal são as mesmas.

2.1.3.7 Resistência das paredes

A resistência à compressão da rocha que compõe as paredes das descontinuidades, conforme abordado no item 2.1.2.2, tem grande influência no

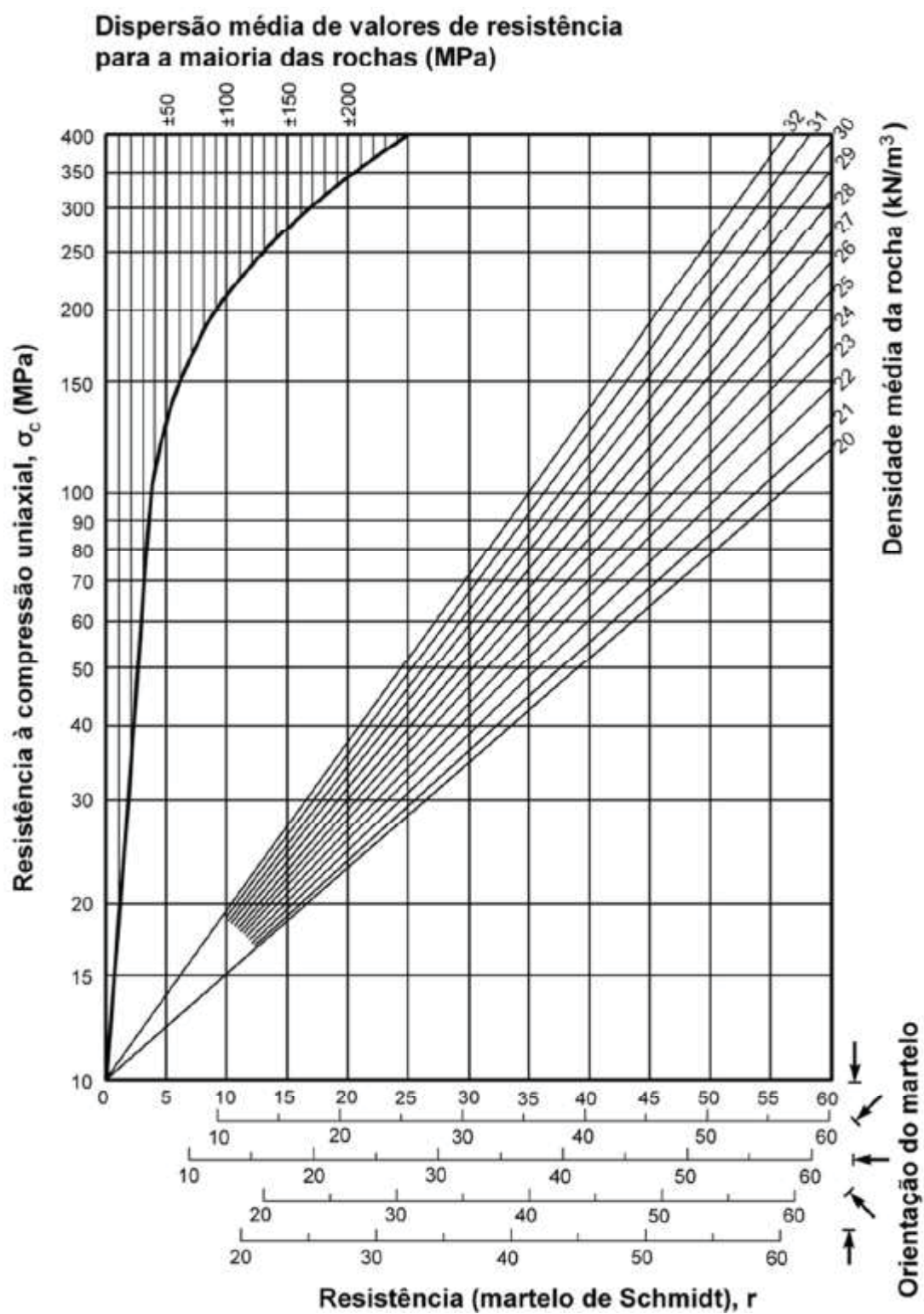
comportamento e resistência ao cisalhamento das descontinuidades, especialmente quando ocorre contato rocha-rocha (ISRM, 1978).

Próximo à superfície, onde usualmente ocorre um maior número de descontinuidades, os maciços rochosos tendem a encontrar-se alterados. Esta fração de rocha alterada que cobre a superfície das descontinuidades tem impacto direto em sua resistência ao cisalhamento (ISRM, 1978). Uma forma de avaliar a resistência mecânica da parede de descontinuidades é por meio do ensaio com o Martelo de Schmidt.

O ensaio com o Martelo de Schmidt, ou também denominado Esclerômetro de Schmidt, pode ser realizado em paredes de descontinuidades com diferentes graus de alteração e mede a dureza da parede por meio do valor do rebote (SOW *et al.*, 2016). O resultado do ensaio é o índice esclerométrico (r), que pode ser correlacionado com a resistência à compressão simples da parede da descontinuidade (JCS - *Joint Wall Compressive Strength*) por meio do ábaco de Deere e Miller (1966), ilustrado na FIGURA 4.

Caso as paredes das descontinuidades não apresentem alteração, o valor de JCS é igual à resistência à compressão simples da rocha (BARTON; CHOUBEY, 1977). Nos demais casos a ISRM indica a realização do ensaio com o Martelo de Schmidt para determinação da resistência mecânica das paredes das descontinuidades pois é um dos poucos testes que considera a influência da pequena espessura de material alterado junto à face da descontinuidade (ULUSAY, 2015).

FIGURA 4 – ÁBACO PARA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ROCHA COM BASE NO ENSAIO COM MARTELO DE SCHMIDT



FONTE: Lima (2014).

2.1.3.8 Percolação

A ISRM sugere que a descrição da percolação de água em descontinuidades seja feita com base na TABELA 7 e na TABELA 8, que têm como objetivo padronizar a caracterização.

Para descrição da percolação de água em descontinuidades sem preenchimento a descrição deve ser feita com base na TABELA 7. Já para a descrição em descontinuidades com preenchimento deve-se utilizar a classificação apresentada na TABELA 8.

TABELA 7 – CLASSIFICAÇÃO DA PERCOLAÇÃO EM DESCONTINUIDADES SEM PREENCHIMENTO

Classificação	Descrição
I	A descontinuidade é muito fechada e seca, não parecendo ser possível o aparecimento de fluxos de água
II	A descontinuidade é seca, com nenhuma evidência do fluxo de água
III	A descontinuidade é seca, mas mostra evidência do fluxo de água, p. ex. manchas de ferrugem, etc.
IV	A descontinuidade é úmida, mas não existe água livre
V	A descontinuidade apresenta percolação, ocasionalmente apresenta gotas de água, mas não apresenta fluxo contínuo
VI	A descontinuidade mostra um fluxo contínuo de água (vazão estimada em litros/min, devendo-se quantificar a pressão em baixa, média ou alta)

FONTE: ISRM (1978 *apud* Fiori e Carmignani, 2015).

TABELA 8 – CLASSIFICAÇÃO DA PERCOLAÇÃO EM DESCONTINUIDADES COM PREENCHIMENTO

Classificação	Descrição
W1	Os materiais de preenchimento são fortemente consolidados e secos e a existência de fluxos significativos é improvável, devido à permeabilidade muito baixa
W2	Os materiais de preenchimento estão úmidos, mas não existe água livre presente
W3	Os materiais de preenchimento estão molhados e existem gotas de água ocasionais
W4	Os materiais de preenchimento mostram sinais de lavagem, existindo fluxo contínuo de água (estimar a vazão em litros/min)
W5	Os materiais de preenchimento são carregados localmente e existem consideráveis fluxos de água ao longo dos canais de lavagem (estimar a vazão em litros/min e quantificar a pressão em baixa, média ou alta)
W6	Os materiais de preenchimento estão completamente lavados. Observa-se altas pressões de água, especialmente na primeira exposição (estimar a vazão e registrar a pressão)

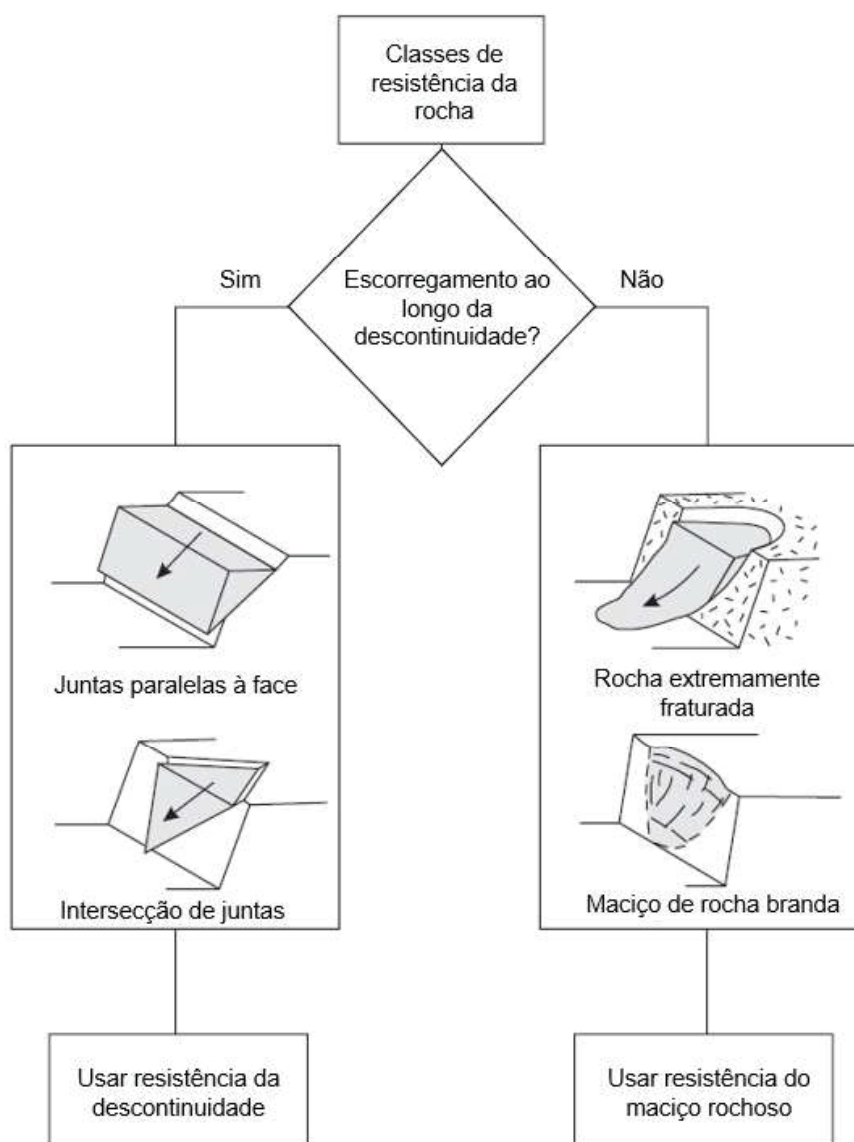
FONTE: ISRM (1978 *apud* Fiori e Carmignani, 2015).

2.2 CRITÉRIOS DE RUPTURA

Pinto (2006), define critérios de ruptura como “formulações que procuram refletir as condições em que ocorre a ruptura dos materiais”.

Quando se trata de maciços rochosos é necessário ter o entendimento do comportamento do maciço rochoso de maneira global para definir se a avaliação da estabilidade deve ser feita empregando-se a resistência do maciço rochoso ou de suas descontinuidades.

FIGURA 5 – RELAÇÃO ENTRE COMPORTAMENTO DO MACIÇO ROCHOSO E SUA RESISTÊNCIA

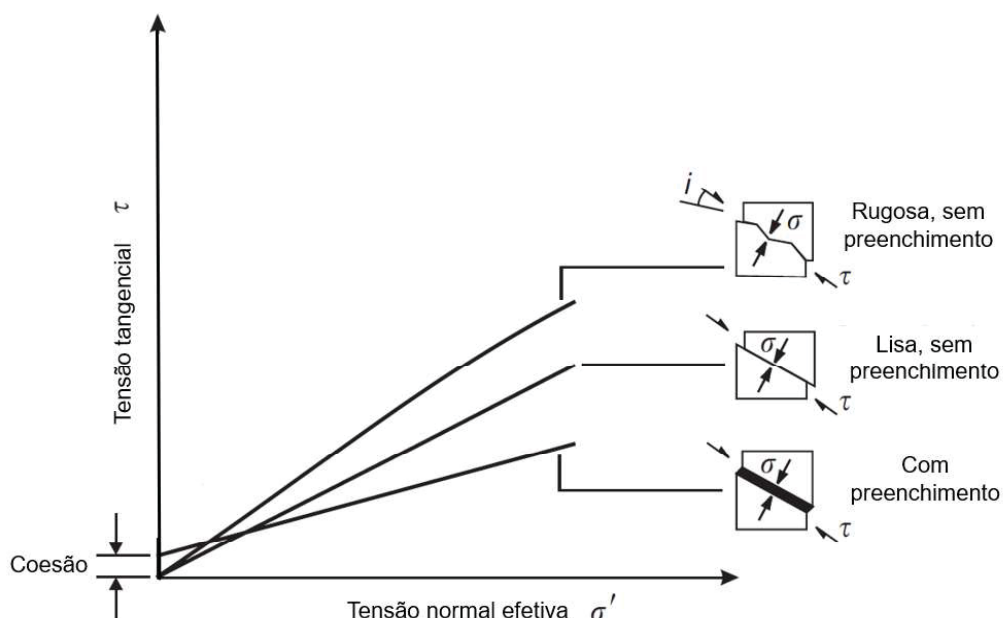


FONTE: Modificado de Wyllie; Mah (2004).

Tem-se que, para maciços rochosos competentes onde há ruptura por meio de planos de fraqueza, a resistência a ser considerada em verificações de estabilidade é a resistência ao cisalhamento das discontinuidades. Já para maciços rochosos fracos ou extremamente fraturados, cujas superfícies potenciais de ruptura são circulares, a resistência a ser considerada em análises de estabilidade é a do maciço rochoso (WYLLIE; MAH, 2004), conforme indicado na FIGURA 5.

Dependendo da característica da discontinuidade, seu comportamento e, conseqüentemente, a relação entre tensões normais e tangenciais em uma superfície de ruptura, variam, conforme ilustra a FIGURA 6.

FIGURA 6 – RELAÇÃO DAS TENSÕES TANGENCIAIS E NORMAIS PARA DESCONTINUIDADES RUGOSAS E LISAS, COM E SEM PREENCHIMENTO



FONTE: Modificado de Wyllie; Mah (2004).

LEGENDA: i – Ângulo entre a feição superficial da descontinuidade e a inclinação da vertente.

Quando há preenchimento, a descontinuidade tende a apresentar um ângulo de atrito inferior ao usualmente observado em descontinuidades cujo contato é rocha-rocha. Entretanto, pode se apresentar coesão neste tipo de descontinuidade (WYLLIE; MAH, 2004).

Em descontinuidades lisas e sem preenchimento não há existência de coesão e o ângulo de atrito apresentado é referente aos grãos dos minerais que compõe a rocha em questão (WYLLIE; MAH, 2004).

Descontinuidades rugosas e sem preenchimento irão apresentar coesão nula e ângulo de atrito formado por duas componentes. Uma primeira parcela é referente ao ângulo de atrito devido aos grãos dos minerais que compõe a rocha e uma segunda parcela referente à rugosidade da descontinuidade (i , ver FIGURA 6) (WYLLIE; MAH, 2004).

Usualmente o critério de ruptura mais empregado em estudos geotécnicos para representar a relação entre as tensões cisalhantes e as tensões normais de descontinuidades é o critério de Mohr-Coulomb.

O critério de Mohr-Coulomb consiste em uma envoltória linear e não considera a mobilização da rugosidade da superfície da descontinuidade ou redução de rugosidade (PRASSETYO; GUTIERREZ; BARTON, 2017). Prassetyo, Gutierrez e Barton (2017) ainda afirmam que a utilização de tal envoltória é somente adequada para descontinuidades lisas e não dilatantes. Outra limitação do critério é a impossibilidade da consideração da não-linearidade do comportamento das juntas de cisalhamento.

Em casos nos quais não seja aceitável a desconsideração da mobilização da rugosidade das paredes da descontinuidade é recomendada a adoção de um critério de ruptura não linear (ULUSAY, 2015).

Um dos primeiros critérios definidos com o intuito de representar a não linearidade da relação entre tensões normais e cisalhantes das descontinuidades foi proposto por Patton em 1966.

A definição de um critério de ruptura que consiga aderir bem a uma série de resultados de ensaios, de cisalhamento direto ou triaxiais, e que forneça parâmetros de resistência confiáveis, representativos da realidade, tem sido tema frequente de estudos ao longo dos anos por diversos pesquisadores.

Um dos critérios que mais se aproxima da realidade para determinação da envoltória de resistência não linear de descontinuidades é o critério de Barton-Bandis (PRASSETYO; GUTIERREZ; BARTON, 2017).

O critério de Barton-Bandis é um critério empírico e tem sua aplicabilidade tanto para previsão de parâmetros de resistência ao cisalhamento quanto para representar ou extrapolar resultados de ensaios (BARTON; CHOUBEY, 1977).

Além dos critérios citados anteriormente, inúmeras pesquisas têm sido desenvolvidas a respeito do tema. Por ser um assunto de elevada recorrência no meio técnico-científico verifica-se a sua importância e complexidade.

Nos itens subsequentes são apresentados os principais critérios de ruptura empregados para descrever a resistência ao cisalhamento de descontinuidades.

2.2.1 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb é definido por uma envoltória linear, de fácil compreensão e simples aplicabilidade. Devido a tal simplicidade, e também pelo fato de que historicamente o desenvolvimento de formulações para análises de escavações em maciços rochosos fraturados empregam os componentes coesão e ângulo de atrito, é comum que engenheiros de mecânica das rochas utilizem o critério de ruptura de Mohr-Coulomb (PRASSETYO; GUTIERREZ; BARTON, 2017).

Conforme Prassetyo, Gutierrez e Barton (2017), tal critério aplica-se a descontinuidades lisas e não dilatantes. Partindo deste princípio, tem-se como resultado típico para um ensaio de cisalhamento direto de uma descontinuidade plana hipotética os gráficos ilustrados na FIGURA 7.

O ensaio hipotético, cujos resultados são apresentados na FIGURA 7, considera que há preenchimento cimentado, e que é necessária a aplicação de força para separação das duas faces da descontinuidade (WYLLIE; MAH, 2004).

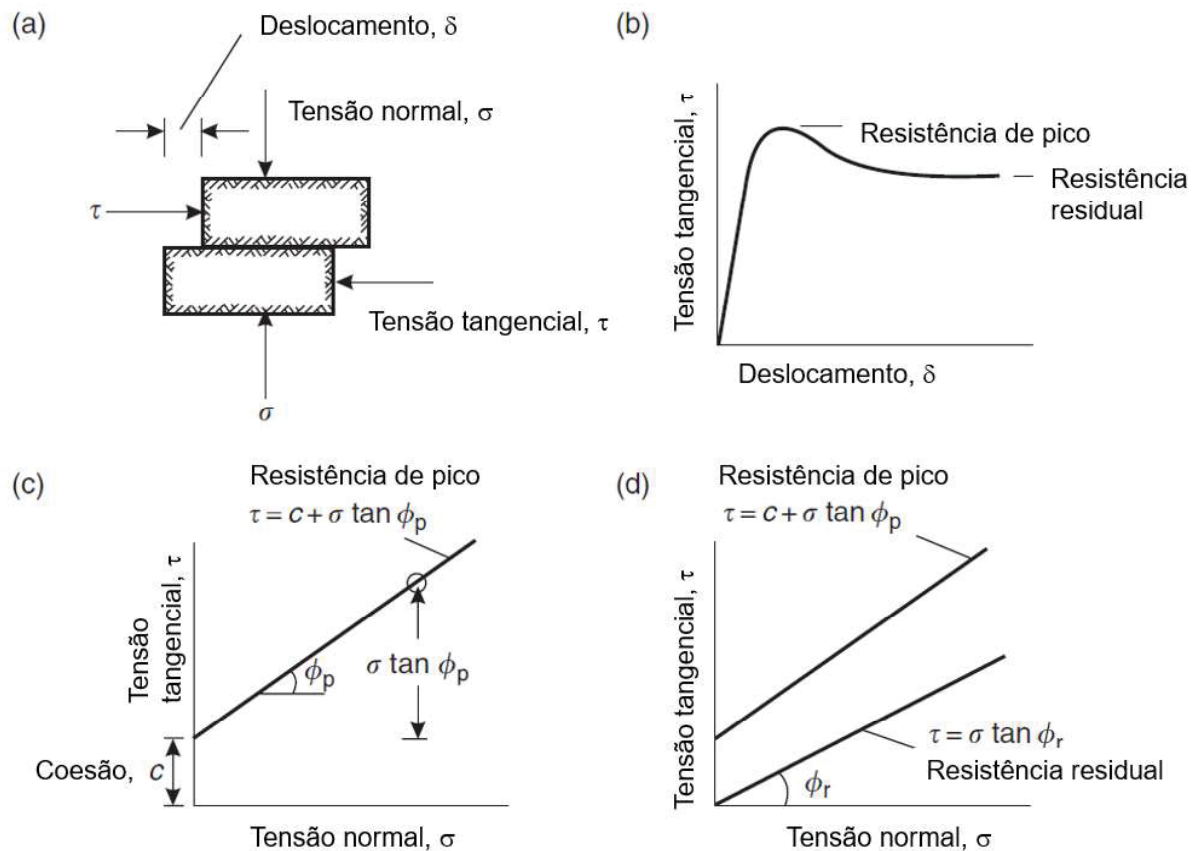
Para um ensaio realizado com tensão normal (σ) constante, o gráfico típico que ilustra a relação entre tensões normais e tangenciais (τ) é o apresentado na FIGURA 7, (b).

Na faixa de pequenos deslocamentos a descontinuidade comporta-se elasticamente e há uma relação linear entre a tensão cisalhante e o deslocamento. Mantendo-se aplicada a tensão normal, assim que a força tangencial supera a força resistente ao movimento a curva assume forma não linear e há um pico, que representa a tensão de cisalhamento de pico da descontinuidade (WYLLIE; MAH, 2004).

A partir desse momento, mantida a tensão normal aplicada, a tensão cisalhante requerida para causar movimento diminui, até atingir um valor constante, que representa a resistência residual da descontinuidade (WYLLIE; MAH, 2004).

Repetindo-se o ensaio para diversas faixas de tensões normais é possível se obter as envoltórias de resistência de Mohr-Coulomb para a descontinuidade FIGURA 7, (c) e (d).

FIGURA 7 – ENVOLTÓRIA DE MOHR-COULOMB PARA DESCONTINUIDADES



FONTE: Modificado de Wyllie; Mah (2004).

LEGENDA: (a) Ensaio de cisalhamento direto em descontinuidade lisa. (b) Gráfico de tensão tangencial x deslocamento. (c) Envoltória de Mohr-Coulomb para a resistência de pico. (d) Envoltória de Mohr-Coulomb para as resistências de pico e residual.

A equação 1 apresenta o critério de ruptura de Mohr-Coulomb (SHEN; SHI; BARTON, 2018), para a resistência de pico.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi_p$$

1

Onde:

c – Coesão;

ϕ_p – Ângulo de atrito de pico;

τ – Tensão de cisalhamento;

σ – Tensão normal.

No caso de consideração de resistência residual assume-se que a parcela da coesão é nula e a equação 2 passa a definir o critério de ruptura de Mohr-Coulomb (HOEK, 2006):

$$\tau = \sigma \tan \phi_r \quad 2$$

Onde:

ϕ_r – Ângulo de atrito residual;

A equação 3, apresentada por Goodman (1989), expressa o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, para a resistência de pico, considerando a realização de ensaio de compressão triaxial.

$$\sigma_{1,p} = q_u + \sigma_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad 3$$

Onde:

$\sigma_{1,p}$ – Tensão principal maior de pico;

q_u – Resistência à compressão simples da rocha;

σ_3 – Tensão principal menor;

ϕ – Ângulo de atrito.

2.2.2 Critério de ruptura de Patton

O critério de ruptura desenvolvido por Patton, em 1966, é uma envoltória bi-linear que considera dois estágios do cisalhamento por descontinuidades.

A equação 4 tem sua aplicabilidade para representar a resistência de descontinuidades submetidas a baixos níveis de tensões, quando o efeito da dilatância, semelhante ao que ocorre nas areias, contribui para elevar a resistência do plano de cisalhamento (BARTON, 1973; GOODMAN, 1989).

$$\tau = \sigma \tan(\phi_b + i) \quad 4$$

Onde:

i – Ângulo entre a feição superficial da descontinuidade e a inclinação da vertente.

ϕ_b – Ângulo de atrito básico.

A equação 5 aplica-se a descontinuidades submetidas a elevados níveis de tensões. Neste estágio considera-se que já ocorreu um primeiro cisalhamento, pelas rugosidades e que o pico da resistência ao cisalhamento já foi atingido (ANDRIANI, 2015; ANDERSSON, 2019).

$$\tau = c + \sigma \tan(\phi_r)$$

5

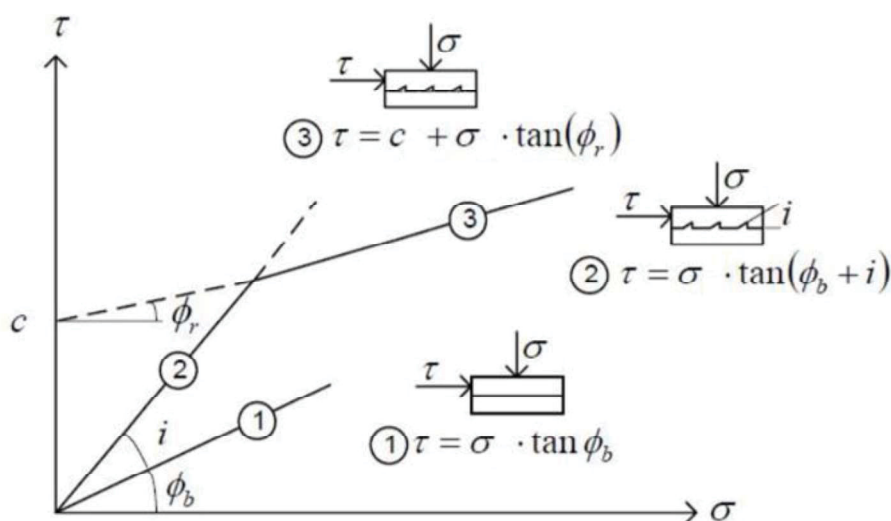
Onde:

c – Coesão;

ϕ_r – Ângulo de atrito residual.

A FIGURA 8 ilustra a envoltória bi-linear de Patton. Para uma superfície lisa, a envoltória de resistência (1) é uma reta cujo coeficiente angular corresponde ao ângulo de atrito básico. Em baixos níveis de tensão e para uma superfície rugosa, a envoltória é uma reta com coeficiente angular igual ao ângulo de atrito básico acrescido de i . A partir do momento em que o cisalhamento começa a se dar na rocha intacta a envoltória de resistência é dada pela equação 5 (ANDRIANI, 2015).

FIGURA 8 – ENVOLTÓRIA BI-LINEAR DE PATTON



FONTE: Modificado de Andersson (2019).

O ângulo de atrito básico é obtido por testes em superfícies rochosas polidas ou serradas (WYLLIE; MAH, 2004). Barton e Choubey, na publicação de 1977, apresentam valores típicos do ângulo de atrito básico para rochas de diversos tipos, conforme TABELA 9.

TABELA 9 – ÂNGULO DE ATRITO BÁSICO PARA DIVERSAS ROCHAS

Tipo de Rocha	Condição	Ângulo de Atrito (°)	Referência
Rochas Sedimentares			
Arenito	seco	26 - 35	Patton, 1996
Arenito	com água	25 - 33	Patton, 1996
Arenito	com água	29	Ripley & Lee, 1962
Arenito	seco	31 - 33	Krsmanovic, 1967
Arenito	seco	32 - 34	Coulson, 1972
Arenito	com água	31 - 34	Coulson, 1972
Arenito	com água	33	Richards, 1975
Folhelho	com água	27	Ripley & Lee, 1962
Siltito	com água	31	Ripley & Lee, 1962
Siltito	seco	31 - 33	Coulson, 1972
Siltito	com água	27 - 31	Coulson, 1972
Conglomerado	seco	35	Krsmanovic, 1967
Calcário	seco	31 - 37	Coulson, 1972
Calcário	com água	27 - 35	Coulson, 1972
Rochas Ígneas			
Basalto	seco	35 - 38	Coulson, 1972
Basalto	com água	31 - 36	Coulson, 1972
Granito de granulação fina	seco	31 - 35	Coulson, 1972
Granito de granulação fina	com água	29 - 31	Coulson, 1972
Granito de granulação grossa	seco	31 - 35	Coulson, 1972
Granito de granulação grossa	com água	31 - 33	Coulson, 1972
Pórfiro	seco	31	Coulson, 1972
Pórfiro	com água	31	Barton, 1971 b
Diabásio	seco	36	Richards, 1975
Diabásio	com água	32	Richards, 1975
Rochas Metamórficas			
Anfibolito	seco	32	Wallace <i>et al.</i> , 1970
Gnaiss	seco	26 - 29	Coulson, 1972
Gnaiss	com água	23 - 26	Coulson, 1972
Ardósia	seco	25 - 30	Barton, 1971 b

FONTE: Modificado de Barton; Choubey (1977).

TABELA 9 (CONTINUAÇÃO) – ÂNGULO DE ATRITO BÁSICO PARA DIVERSAS ROCHAS

Tipo de Rocha	Condição	Ângulo de Atrito (°)	Referência
Rochas Metamórficas			
Ardósia	seco	30	Richards, 1975
Ardósia	com água	21	Richards, 1975

FONTE: Modificado de Barton; Choubey (1977).

O ângulo entre a feição superficial da descontinuidade e a inclinação da vertente (i), pode ser obtido por meio da equação 6, que o correlaciona com os coeficientes JRC e JCS (WYLLIE; MAH, 2004):

$$i = JRC \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n'}\right) \quad 6$$

Onde:

σ_n' – Tensão normal efetiva;

JRC – Coeficiente de rugosidade;

JCS – Resistência à compressão simples da parede da descontinuidade.

2.2.3 Critério de ruptura de Barton-Bandis

Este critério, por meio do coeficiente JRC, leva em conta a resistência e a rugosidade das paredes da descontinuidade e também a resistência à compressão da rocha por meio do coeficiente JCS (PRASSETYO; GUTIERREZ; BARTON, 2017).

A equação empírica do critério original proposto por Barton em 1973, é a seguinte (WYLLIE; MAH, 2004, BARTON, 1973):

$$\tau = \sigma_n \tan[(\phi_b + JRC \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)] \quad 7$$

Onde:

τ – Tensão cisalhante;

σ_n – Tensão normal;

ϕ_b – Ângulo de atrito básico;

JRC – Coeficiente de rugosidade;

JCS – Resistência à compressão simples da parede da descontinuidade.

O critério de resistência foi revisado por Barton e Choubey em 1977, com base no resultado de 130 ensaios de cisalhamento realizados em uma variedade de juntas alteradas. O critério revisado passou a ser expresso pela equação 8 (WANG; LIN, 2018):

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

Onde:

ϕ_r – Ângulo de atrito residual.

Ao invés de empregar o ângulo de atrito básico na formulação, ϕ_b , o critério de Barton e Choubey utiliza o ângulo de atrito residual (ϕ_r). O ângulo de atrito residual, conforme sugestão dos autores, pode ser estimado pela equação 9.

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20(\frac{r}{R}) \quad 9$$

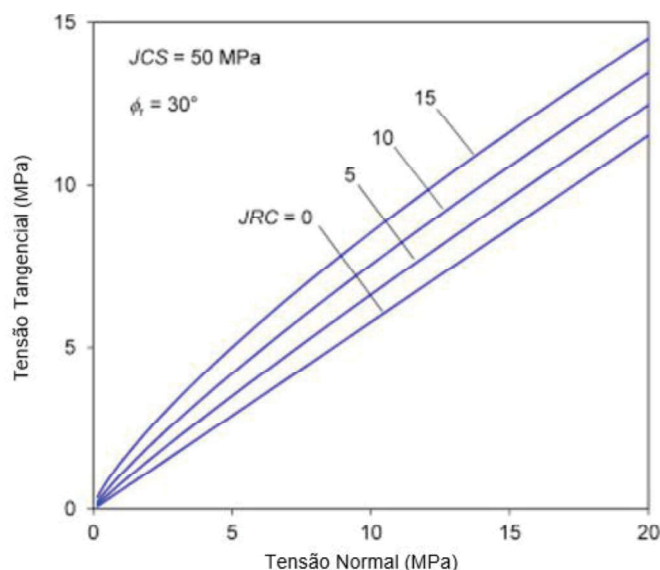
Onde:

r – Valor de rebote do esclerômetro ou Martelo de Schmidt em superfícies de descontinuidades úmidas e alteradas;

R – Valor de rebote do esclerômetro ou Martelo de Schmidt em superfícies de descontinuidades secas e não alteradas.

A FIGURA 9 ilustra a envoltória não linear de Barton-Bandis, considerando JCS igual a 50 MPa, ϕ_r igual a 30° e JRC no valor de 0, 5, 10 e 15.

FIGURA 9 – ENVOLTÓRIA DE BARTON-BANDIS



FONTE: Modificado de Prassetyo; Gutierrez; Barton (2017).

Prassetyo *et al.* (2017) citam como principais vantagens do critério de ruptura de Barton-Bandis o fato de a envoltória ter sido definida com base em um grande número de resultados de ensaios experimentais e dos parâmetros envolvidos possuírem um significado físico, sendo facilmente determinados por meio de testes.

2.3 COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE ROCHAS

As curvas tensão-deformação, obtidas de ensaios de cisalhamento direto, nos quais é aplicada uma força compressiva e se realiza a medição das deformações ao longo do procedimento, são capazes de fornecer informações a respeito do comportamento da rocha antes de chegar à ruptura, como esta se procede e também sobre o comportamento pós-ruptura (VALLEJO *et al.*, 2002).

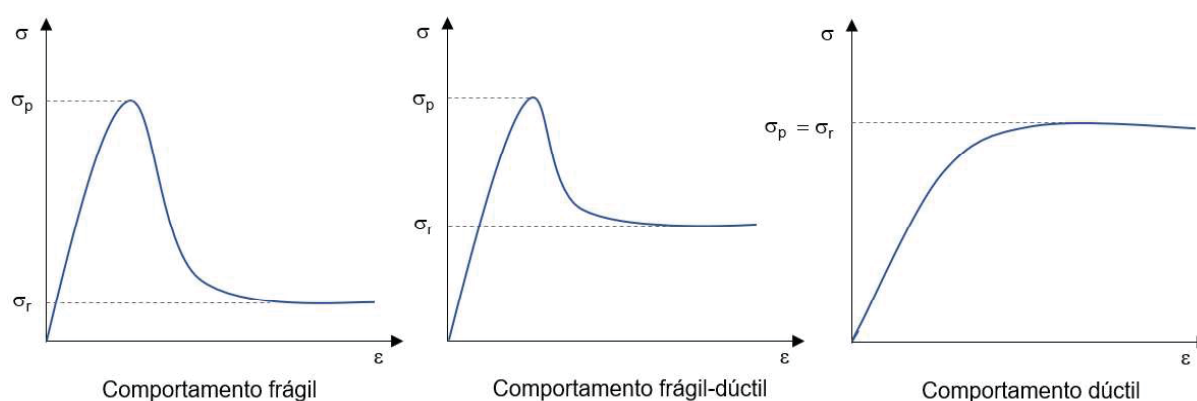
Pode-se dizer que existem três tipos de comportamentos distintos, sendo eles: frágil, dúctil e frágil-dúctil (VALLEJO *et al.*, 2002).

O comportamento puramente frágil se dá quando o material rompe sem que haja qualquer deformação plástica previamente a ruptura. Já os materiais dúcteis, por sua vez, deformam sem que haja perda de resistência e à ruptura, se ocorrer, se dá após uma elevada deformação plástica (AMITRANO, 2003).

No comportamento intermediário, chamado de frágil-dúctil, após atingida a resistência de pico, esta decresce até um determinado valor depois de ter ocorrido deformações importantes (VALLEJO *et al.*, 2002).

As curvas teóricas que ilustram os três tipos de comportamento descritos anteriormente são apresentadas na FIGURA 10.

FIGURA 10 – MODELOS DE COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO



FONTE: Modificado de Vallejo *et al.* (2002).

LEGENDA: (σ_p) Tensão de pico. (σ_r) Tensão residual. (ϵ) Deformação.

2.4 ESTABILIDADE DE TALUDES ROCHOSOS

A estabilidade e a segurança de escavações em rocha é condicionada por fatores geométricos, como altura e inclinação dos taludes, ocorrência de descontinuidades ou planos de debilidade, presença de nível freático, além da resistência e deformabilidade da rocha que compõe o maciço (VALLEJO *et al.*, 2002).

Verifica-se, portanto, que para o dimensionamento de escavações em rocha é primordial o profundo conhecimento das características das descontinuidades uma vez que a estabilidade é governada pela resistência ao cisalhamento das paredes de tais feições e por sua orientação espacial ou atitude (BELL, 2007).

Nos itens subsequentes aborda-se a respeito dos principais modos de ruptura que podem ocorrer em taludes rochosos, as condições necessárias para que a ruptura seja factível e formas de análise de estabilidade usualmente empregadas.

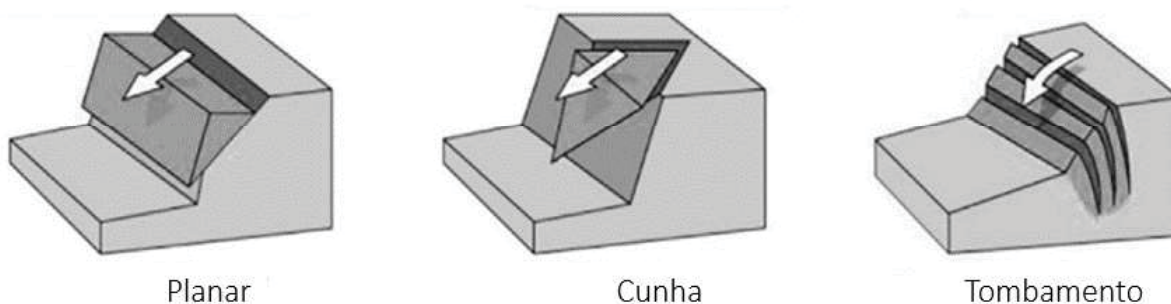
2.4.1 Modos de ruptura em taludes rochosos

Em taludes de rochas competentes, a ruptura devido à ação do peso próprio somente é possível havendo descontinuidades que permitam o movimento de blocos. Dependendo do número de descontinuidades existentes no maciço e atitude destas feições, pode haver a ruptura do talude por meio de planos, cunhas ou tombamento, conforme ilustrado na FIGURA 11 (GOODMAN, 1989).

Maciços de rochas altamente fraturadas apresentam, ao contrário de maciços competentes, ruptura com superfície de cisalhamento de formato circular ou aproximadamente circular (WYLLIE; MAH, 2004).

O principal enfoque desta pesquisa são as rupturas que ocorrem em maciços rochosos competentes. Portanto, na sequência aborda-se a respeito das condições para que rupturas por meio de descontinuidades ocorram.

FIGURA 11 – MODOS DE RUPTURA EM TALUDES ROCHOSOS



FONTE: Modificado de Obregon; Mitri (2019).

2.4.1.1 Ruptura planar

A ruptura do tipo planar corresponde ao modo de falha mais simples que pode ocorrer em um talude rochoso. A análise deste tipo de ruptura é um problema puramente bidimensional no qual um único plano inclinado é responsável pelo deslocamento do bloco potencialmente instável (WYLLIE; MAH, 2004).

Para que este tipo de ruptura ocorra é necessário que uma série de condições sejam satisfeitas. São elas (HOEK; BRAY, 1974):

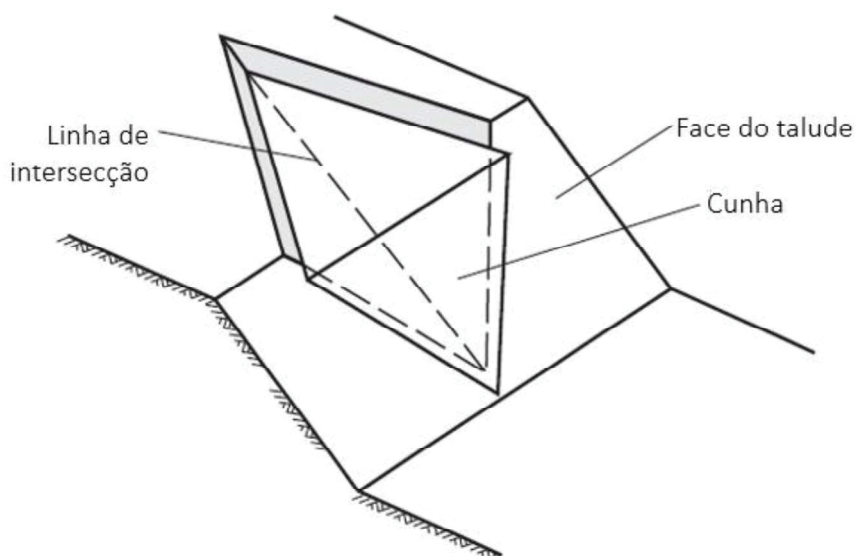
- A direção do plano de deslizamento deve ser paralela à direção da face do talude, com uma tolerância de aproximadamente $\pm 20^\circ$.

- O plano de deslizamento deve aflorar na face do talude, ou seja, o ângulo de mergulho do plano deve ser menor que o ângulo de inclinação da face do talude.
- O ângulo de mergulho do plano de deslizamento deve ser maior que o ângulo de atrito da face do plano.
- O limite superior do plano de deslizamento termina em uma fenda de tração ou no talude superior.
- Superfícies laterais com resistência desprezível devem estar presentes no maciço rochoso para que a ruptura possa ocorrer.

2.4.1.2 Ruptura por cunha

Segundo Hoek e Bray (1974) a ruptura por cunha se dá quando dois planos de descontinuidade com direção oblíqua em relação à face do talude ocorrem no maciço rochoso e há intersecção entre eles. A cunha de deslizamento é formada na intersecção destes dois planos (FIGURA 12).

FIGURA 12 – RUPTURA EM CUNHA



FONTE: Modificado de Wyllie; Mah (2004).

Para que este tipo de ruptura ocorra é necessário que uma série de condições sejam satisfeitas. São elas (HUDSON; HARRISON, 1997):

- Devem haver dois planos de deslizamento que se interceptem.

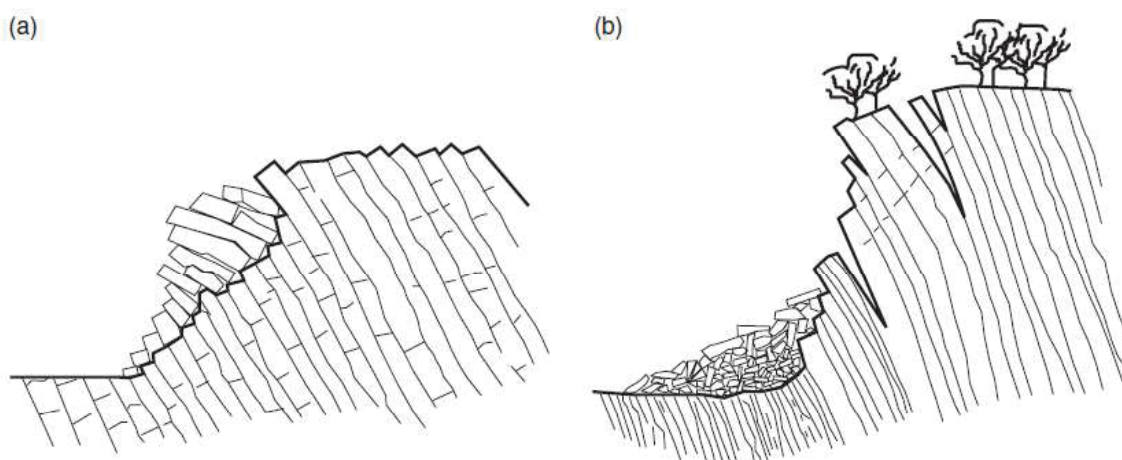
- A linha de intersecção tem sua própria direção e ângulo de mergulho. O ângulo de mergulho da linha de intersecção deve ser menor que o ângulo do talude e maior que o ângulo de atrito médio dos planos de deslizamento.
- A linha de intersecção deve mergulhar em uma direção tal que a cunha possa aflorar na face do talude.

2.4.1.3 Ruptura por tombamento

O tombamento consiste na ruptura de um talude rochoso no qual as descontinuidades apresentam mergulho contrário ao ângulo de inclinação da face do talude e direção paralela ao mesmo, ou próxima ao paralelismo. A movimentação dos blocos ocorre por rotação ao mesmo tempo em que ocorre deslizamento (VALLEJO *et al.*, 2002, NORRISH; WYLLIE, 1996).

A ruptura por tombamento pode ocorrer de duas maneiras distintas, conforme ilustrado na FIGURA 13. A primeira ocorre quando há rotação de colunas ou blocos de rocha sobre um ponto fixo na base e denomina-se tombamento direto (HUDSON; HARRISON, 1997). O segundo modo de tombamento denomina-se tombamento flexural no qual ocorre a flexão das colunas ou blocos de rocha, além da rotação e escorregamento que ocorrem no caso anterior (VALLEJO *et al.*, 2002, HUDSON; HARRISON, 1997).

FIGURA 13 – RUPTURA POR TOMBAMENTO



FONTE: Wyllie; Mah (2004).

LEGENDA: (a) Ruptura por tombamento direto. (b) Ruptura por tombamento flexural.

Para que este tipo de ruptura ocorra é necessário que uma série de condições sejam satisfeitas. Tais condições são:

- A direção do plano de descontinuidade deve ser paralela à direção da face do talude, com uma tolerância de aproximadamente $\pm 20^\circ$ (NORRISH; WYLLIE, 1996).
- O ângulo de mergulho das descontinuidades deve ser contrário ao ângulo de inclinação da face do talude (NORRISH; WYLLIE, 1996).
- Conforme afirmado por Goodman (1989), a seguinte relação entre o ângulo de mergulho da descontinuidade normal ao plano de tombamento e o ângulo de inclinação do talude deve ser satisfeita (equação 10):

$$(90 - \psi_p) \leq (\psi_f - \phi) \quad 10$$

Onde:

ϕ – Ângulo de atrito do plano de deslizamento/descontinuidade;

ψ_p – Ângulo de mergulho da descontinuidade;

ψ_f – Ângulo da face do talude.

2.4.2 Análises de estabilidade

Os métodos empregados para dimensionamento podem ser divididos em: análises numéricas e análises por equilíbrio limite.

Nas análises numéricas são avaliadas as tensões e deformações que ocorrem no maciço, na condição *in situ* e em virtude do processo de escavação. A estabilidade é definida, simplificadamente, comparando-se as tensões atuantes, segundo o estado de tensões resultante do processo de escavação, com a resistência da rocha (WYLLIE; MAH, 2004).

Nos métodos de equilíbrio limite é calculado um fator de segurança, obtido pela razão entre as forças solicitantes e as forças resistentes que atuam na superfície de ruptura (WYLLIE; MAH, 2004).

Os métodos de equilíbrio limite para análise de estabilidade de taludes partem da hipótese básica de que a massa potencialmente instável, seja de solo ou rocha, comporta-se como um corpo rígido, na iminência de entrar em movimento. A partir da definição das forças atuantes, que tendem a instabilizar a massa, e das forças

resistentes, avalia-se a estabilidade do talude por meio das equações de equilíbrio (MASSAD, 2010).

A análise de estabilidade por equilíbrio limite considerando superfícies circulares, comumente empregada em análises de taludes em solo e também para maciços rochosos extremamente fraturados, tem sido tema de estudo de renomados pesquisadores que desenvolveram teorias para análise de estabilidade de taludes. Dentre os principais autores a respeito do tema citam-se: Janbu (1954), Bishop (1955), Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967, 1969) (WYLLIE; MAH, 2004).

Na sequência apresentam-se para taludes rochosos as análises de equilíbrio limite usualmente empregadas em avaliações de estabilidade para rupturas planares, por cunha e por tombamento.

2.4.2.1 Ruptura planar

O fator de segurança para a verificação da estabilidade é determinado a partir das forças atuantes na superfície de deslizamento, conforme a equação 11 (WYLLIE; MAH, 2004):

$$FS = \frac{cA + \sum N \tan \phi}{\sum S} \quad 11$$

Onde:

FS – Fator de segurança;

c – Coesão;

A – Área da superfície de deslizamento;

ϕ – Ângulo de atrito do plano de deslizamento/descontinuidade;

$\sum N$ – Somatório das forças normais atuantes na superfície de deslizamento;

$\sum S$ – Somatório das forças de cisalhamento atuantes na superfície de deslizamento.

Entretanto, a equação 11 corresponde ao caso de uma ruptura planar simples. Variações deste tipo de ruptura podem ocorrer, como a existência de uma trinca de tração, presença de água, introdução de elementos de suporte - como tirantes ou ancoragens – e também a necessidade de consideração de sismo na análise.

Wyllie e Mah (2004), em seu livro intitulado “*Rock Slope Engineering – Civil and Mining*”, apresentam as equações para o cálculo do fator de segurança, por meio de análise de equilíbrio limite, considerando todas as variações citadas anteriormente. A publicação de 2004 é baseada na terceira edição do livro “*Rock Slope Engineering*” de autoria de Evert Hoek e John Bray, pioneiros na área de engenharia de taludes rochosos.

2.4.2.2 Ruptura por cunha

Segundo Kumsar *et al.* (2000) a análise pelo método de equilíbrio limite para cunhas inicialmente foi proposta por Wittke (1967) e então elaborada para diversas condições por Kovári e Fritz (1975) e Hoek e Bray (1981).

Apresenta-se na equação 12 a formulação de Hoek e Bray (1981) para determinação do fator de segurança de rupturas por cunha. A formulação considera que há contribuição apenas do ângulo de atrito na resistência das descontinuidades e que ambos os planos de descontinuidade apresentam a mesma resistência (WYLLIE; MAH, 2004):

$$FS = \frac{\sin \beta}{\sin(\frac{\xi}{2})} \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \psi_i} \quad 12$$

Onde:

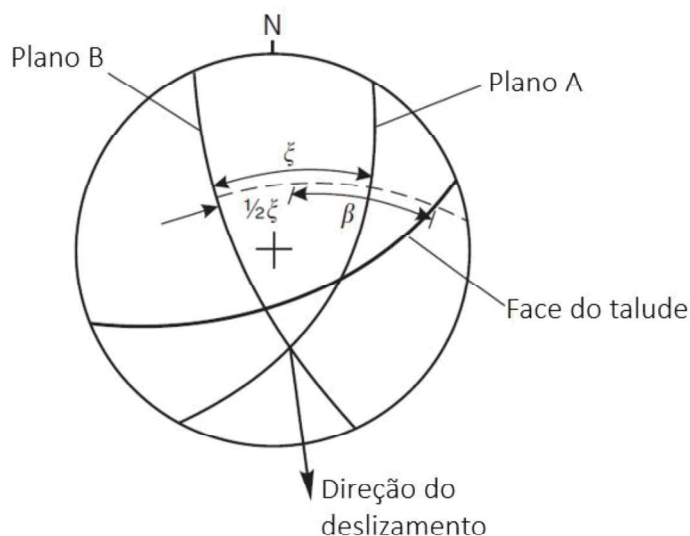
ξ – Ângulo da cunha;

β – Ângulo de inclinação da cunha;

ψ_i – Ângulo de mergulho da linha de intersecção das descontinuidades;

ϕ – Ângulo de atrito do plano de deslizamento/descontinuidade.

A definição gráfica do ângulo da cunha (ξ) e do ângulo de inclinação da cunha (β) é apresentada na FIGURA 14 .

FIGURA 14 – DEFINIÇÃO DOS ÂNGULOS ξ E β 

FONTE: Modificado de Wyllie; Mah (2004).

Verifica-se que no caso de cunhas formadas por descontinuidades nas quais a resistência seja dada apenas pelo ângulo de atrito, igual em ambas as descontinuidades, e sem a presença de água, o fator de segurança não depende do peso da cunha, mas sim de sua geometria e da resistência ao cisalhamento nos planos das descontinuidades.

Wyllie e Mah (2004), em seu livro intitulado “*Rock Slope Engineering – Civil and Mining*”, apresentam as equações para avaliação da estabilidade para o caso de uma cunha genérica, onde há possibilidade da consideração de: trinca de tração; presença de água; participação da coesão e ângulo de atrito na resistência das descontinuidades e introdução de cargas externas, podendo estas ser referentes a elementos de reforço ou também ações devido ao sismo em análises pseudoestáticas. As equações foram propostas por Hoek e Bray (1981).

2.4.2.3 Ruptura por tombamento

Goodman e Bray (1976), Hittinger (1978), Hoek e Bray (1981) e Choquet e Tanon (1985) desenvolveram formulações para análise de equilíbrio limite de rupturas por tombamento direto (NORRISH; WYLLIE, 1996).

A formulação de Goodman e Bray (1976) para análise de equilíbrio limite verifica para cada bloco, desde a crista até o pé do talude, se o mesmo estaria estável,

suscetível ao escorregamento ou tombamento (NORRISH; WYLLIE, 1996, WYLLIE; MAH, 2004).

Se o bloco em análise for suscetível ao escorregamento ou tombamento, o mesmo irá impor uma força agindo na face do bloco adjacente inferior. A análise é feita de forma a se determinar todas as forças atuantes entre os blocos que compõem o talude (NORRISH; WYLLIE, 1996, WYLLIE; MAH, 2004).

Norrish e Wyllie (1996), afirmam que não é possível explicitar a estabilidade geral do talude na forma de um fator de segurança. Entretanto, a relação entre o ângulo de atrito requerido para garantir a estabilidade do talude e o ângulo de atrito disponível ao longo da base dos blocos (equação 13) é usualmente interpretada como um fator de segurança para análises de tombamento.

$$FS = \frac{\tan \phi_{disponível}}{\tan \phi_{requerido}} \quad 13$$

O ângulo de atrito estimado para a descontinuidade que compõe a base do bloco é o chamado ângulo de atrito disponível, ou seja, aquele que se acredita ocorrer em campo (WYLLIE; MAH, 2004).

A determinação do ângulo de atrito requerido é feita por meio da análise da estabilidade do talude. Se o bloco do pé do talude for estável, o ângulo de atrito utilizado na análise de equilíbrio limite é reduzido até que resulte em um valor tal, que se reduzido passaria a instabilizar o bloco. No caso de o bloco do pé do talude ser instável, então o valor de ângulo de atrito é aumentado até o bloco seja estabilizado (WYLLIE; MAH, 2004).

As equações para definição da geometria dos blocos e para análise de equilíbrio limite no caso de ruptura por tombamento são apresentadas por Wyllie e Mah (2004), em seu livro intitulado “*Rock Slope Engineering – Civil and Mining*”.

2.4.3 Abordagem determinística e probabilística

A avaliação determinística acerca da estabilidade de um maciço, seja de solo ou rocha, é baseada em métodos de equilíbrio limite, como os abordados no item 2.4.2. Na abordagem determinística os parâmetros de entrada, sejam referentes à

resistência do maciço ou mesmo de sua geometria, correspondem às melhores estimativas de tais parâmetros. Como resposta, uma análise determinística irá fornecer um fator de segurança (FLORES, 2008).

Em análises de estabilidade de taludes rochosos, como em qualquer outro problema geotécnico, incertezas e variabilidade estão sempre presentes. De maneira a incorporar a existência de tais incertezas, métodos de análise probabilísticos têm sido desenvolvidos e aplicados à problemas de estabilidade de taludes (TATONE; GRASSELLI, 2010).

Os métodos de análise baseados em probabilidade de ruptura, por meio da consideração das incertezas relacionadas a cada parâmetro, como ângulo de atrito; coesão; presença de água; dentre outros, tendem a produzir resultados mais realistas que análises puramente determinísticas (SOUZA; MARQUES FILHO, 2020).

2.4.3.1 Análises probabilísticas na engenharia geotécnica

Verifica-se que usualmente os projetos da área de geotecnia e mecânica das rochas que mais empregam o uso de análises probabilísticas são os da área de mineração. Nestes casos, ao se dimensionar o talude de escavação de uma mina busca-se obter a maior escavação a céu aberto possível, resultando muitas vezes em taludes íngremes, desde que seja mantida a segurança necessária para as operações (AMOUSHAHİ *et al.*, 2018; OBREGON; MITRI, 2019).

Projetos geotécnicos de taludes ao longo de obras lineares, como rodovias, também costumam utilizar as informações que as análises probabilísticas podem fornecer para definição do projeto e tomadas de decisão. Como estas obras envolvem uma grande extensão de taludes impactados, informações como a probabilidade de ruptura são úteis para se definir a necessidade de tratamentos geotécnicos. Diversos relatos de obras deste tipo encontram-se registrados na literatura técnica. Como exemplo cita-se o trabalho de Amoushahi *et al.* (2018), que empregou as análises probabilísticas, para analisar os taludes de uma mina nas proximidades de uma rodovia.

Na mesma linha de Amoushahi *et al.* (2018), Kundu *et al.* (2018) avaliaram a estabilidade dos taludes ao longo de uma rodovia na Índia. O emprego de análises probabilísticas possibilitou aos autores determinar zonas com maior vulnerabilidade e que necessitariam de intervenções para garantir o nível de segurança requerido.

No âmbito do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Paraná o estudo de problemas geotécnicos empregando análise probabilística é tema recorrente, sendo principalmente aplicada para verificação de estabilidade de taludes.

Uma região amplamente estudada em diversas pesquisas da Universidade Federal do Paraná é a Serra do Mar paranaense. O interesse em tal região se dá pelo histórico de escorregamentos que ocorreram no local, relevo acidentado e elevada precipitação.

Dentre as pesquisas realizadas Tonus (2009) fez uso do método de Monte Carlo juntamente com diversos métodos de equilíbrio limite para avaliação da estabilidade de uma encosta na Serra do Mar.

Minozzo (2018) fez emprego do método de Monte Carlo para avaliação da susceptibilidade a movimentos gravitacionais de massa nas encostas da Bacia Hidrográfica do Rio Sagrado, resultando em cartas de susceptibilidade para as condições de solo saturado e não saturado.

Silva (2019a) realizou uma caracterização geológico-geotécnica de uma encosta localizada na Serra do Mar por meio da interpretação de investigações geofísicas, juntamente com dados de sondagens mistas e de penetrômetro dinâmico leve. A autora também avaliou a probabilidade de ruptura da encosta empregando análises probabilísticas pelo Método Alternativo das Estimativas Pontuais.

Riselo (2021) elaborou mapas de susceptibilidade probabilística de uma área da Serra do Mar, determinando a probabilidade de ruptura dos taludes com base em parâmetros pré-definidos, empregando o método de Monte Carlo. Além disso o método foi empregado para estimativa da massa mobilizada, em caso de um deslizamento.

Dentre os métodos probabilísticos usualmente empregados em problemas da engenharia geotécnica cita-se o Método de Monte Carlo, o Método FORM (*First Order Reliability Method*), o Método FOSM (*First Order Second Moment*) e o Método das Estimativas Pontuais.

O método probabilístico empregado neste trabalho é o de Monte Carlo, o qual é explanado na sequência.

2.4.3.2 Método probabilístico de Monte Carlo e seu emprego em análises de estabilidade de taludes

Análises probabilísticas, como mencionado anteriormente, são capazes de incorporar nos cálculos as incertezas inerentes aos parâmetros geotécnicos. Neste tipo de abordagem, ao se avaliar a estabilidade de um talude, ao invés de se obter um fator de segurança obtêm-se uma probabilidade de ruptura (LI *et al.*, 2012).

A probabilidade de ruptura calculada pelos programas utilizados nesta pesquisa é obtida dividindo-se o número total de blocos nos quais há ruptura pelo número total de blocos analisados (CHUB-UPPAKARN; KANJANAKUL, 2018).

Para cada parâmetro, ao qual se deseje considerar a variabilidade, é definida uma função de distribuição probabilística. Tal distribuição pode ser do tipo triangular, normal, log-normal, dentre outras (NILSEN, 2000).

Funções de distribuição de probabilidade são um modelo analítico da distribuição de probabilidade de uma variável aleatória. Basicamente, tratam-se de equações capazes de descrever as frequências observadas em um histograma (CAMPELLO, 2020).

Os principais tipos de distribuição utilizados na engenharia são: uniforme, normal, log-normal, exponencial, beta e triangular (CAMPELLO, 2020). A distribuição normal é usualmente empregada em estudos de engenharia geotécnica e sua aplicabilidade é recomendada a menos que se tenham razões para a sua não utilização (HOEK; KAISER; BAWDEN, 1993).

Segundo recomendações da Rocscience (2022), variáveis que possuam apenas valores positivos, como por exemplo a coesão, usualmente não são bem representadas pela distribuição normal. Devido a este tipo de variável aleatória poder não possuir distribuições simétricas, com picos na distribuição para baixos valores, a sugestão seria utilizar distribuições como a log-normal ou gamma.

A recomendação da Rocscience vai ao encontro da sugestão de Hoek et al. (1993). Os autores sugerem que a função da distribuição normal, para variáveis aleatórias que só possuam valores significativos compreendidos dentro de um determinado intervalo, seja truncada evitando instabilidade numérica no cálculo de simulações que usem o Método de Monte Carlo.

Variáveis como persistência e nível de água geralmente são bem modeladas com o uso de uma distribuição exponencial, enquanto que a atitude de

descontinuidades usualmente se adequa bem à distribuição de Fisher (HOEK; KAISER; BAWDEN, 1993).

Norrish e Wyllie (1996) explicam que para a realização de uma análise probabilística, para cada função de distribuição probabilística de determinado parâmetro, deve ser selecionado um valor aleatoriamente. O Método de Monte Carlo é utilizado para a geração ou seleção dos números aleatórios. Com os valores selecionados de cada parâmetro é então calculado o fator de segurança.

Repetindo esse processo inúmeras vezes calculam-se diversos fatores de segurança, com os quais é possível determinar uma função de distribuição acumulada para o fator de segurança.

Usualmente emprega-se para descrever a distribuição do fator de segurança as distribuições do tipo normal ou log-normal. Entretanto, a distribuição que na maioria dos casos se enquadra melhor é a log-normal (ROCSCIENCE, 2022).

A partir desta função de distribuição de probabilidade do fator de segurança pode-se determinar então a probabilidade de ruptura e o índice de confiabilidade do fator de segurança (NILSEN, 2000, NORRISH; WYLLIE, 1996).

Considerando a distribuição log-normal, o índice de confiabilidade do fator de segurança é calculado pela equação 14 (RAMIREZ; REIS, 2016):

$$\beta = \frac{\ln\left(\frac{\mu}{\sqrt{1 + V^2}}\right)}{\sqrt{\ln(1 + V^2)}} \quad 14$$

Onde:

β – Índice de confiabilidade.

μ – Fator de segurança médio probabilístico.

V – Coeficiente de variação do fator de segurança.

Skipp (1992), apresenta para taludes rochosos quais seriam as probabilidades de ruptura aceitáveis em função da categoria desta falha. Para rupturas consideradas catastróficas a probabilidade de falha aceitável é de 0,0001 (1×10^{-4}) enquanto que para rupturas consideradas como grandes os valores aceitáveis seriam inferiores a 0,0005 (5×10^{-4}).

Os limites considerados por Skipp (1992) estariam em concordância com os definidos por Santamarina *et al.* (1992). Os autores definiram como probabilidade de ruptura aceitável o valor de 1×10^{-4} , para o caso de taludes nos quais a ruptura tem potencial para ocasionar perda de vidas.

Dell'Avanzi e Sayão (1998) propõem faixas aceitáveis de índices de confiabilidade, que quantifica a incerteza inerente ao fator de segurança, e probabilidade de ruptura em função do tipo de obra, conforme TABELA 10.

TABELA 10 – ÍNDICES DE CONFIABILIDADE E PROBABILIDADE DE RUPTURA EM FUNÇÃO DO TIPO DE OBRA

Caso	Índice de Confiabilidade	Probabilidade de Ruptura
Fundações	2,3 a 3,0	10^{-2} a 10^{-3}
Taludes de Mineração	1,0 a 2,3	10^{-1} a 10^{-2}
Barragens	3,5 a 5,0	10^{-3} a 10^{-5}
Estruturas de contenção	2,0 a 3,0	10^{-2} a 10^{-3}

FONTE: Dell'Avanzi e Sayão (1998).

3 PROGRAMA DE PESQUISA

Conforme apresentado na revisão bibliográfica do capítulo 2, a ruptura em maciços rochosos competentes se dá preferencialmente por meio de planos, ou descontinuidades, que permitem a movimentação de blocos.

A adequada caracterização do maciço rochoso, por meio do conhecimento estrutural do mesmo e do mapeamento das descontinuidades existentes, é, portanto, necessária para avaliações de estabilidade realistas e que garantam a segurança requerida para a obra.

Para cumprir o objetivo da dissertação, o programa de pesquisa deste trabalho foi planejado e dividido nas seguintes etapas: coleta de dados e descrição do local de estudo, definição de parâmetros de resistência das descontinuidades e, por fim, análises determinísticas e probabilísticas. As etapas do programa de pesquisa são descritas na sequência.

3.1 COLETA DE DADOS E DESCRIÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO

A coleta de dados reuniu as informações necessárias para a caracterização geológico-geotécnica do maciço rochoso que compõe a ombreira esquerda da barragem do AH Laúca.

As informações foram disponibilizadas pela empresa Intertechne Consultores, que foi a projetista do empreendimento, com autorização do GAMEK – Gabinete do Aproveitamento do Médio Kwanza – ligado ao Ministério da Energia e Águas da República de Angola.

Analisaram-se relatórios técnicos e desenhos de projeto, desde a fase do Projeto Básico até o Projeto Executivo. Com base em informações provenientes de campanhas de investigações e ensaios de laboratório, as diferentes litologias atravessadas pelas escavações obrigatórias nas margens do rio Kwanza foram descritas e caracterizadas.

O fluxograma que representa as atividades realizadas nesta etapa da pesquisa é apresentado na FIGURA 15.

FIGURA 15 – FLUXOGRAMA DE ATIVIDADES INICIAIS



FONTE: A autora (2022).

3.2 DEFINIÇÃO DA RESISTÊNCIA DAS DESCONTINUIDADES

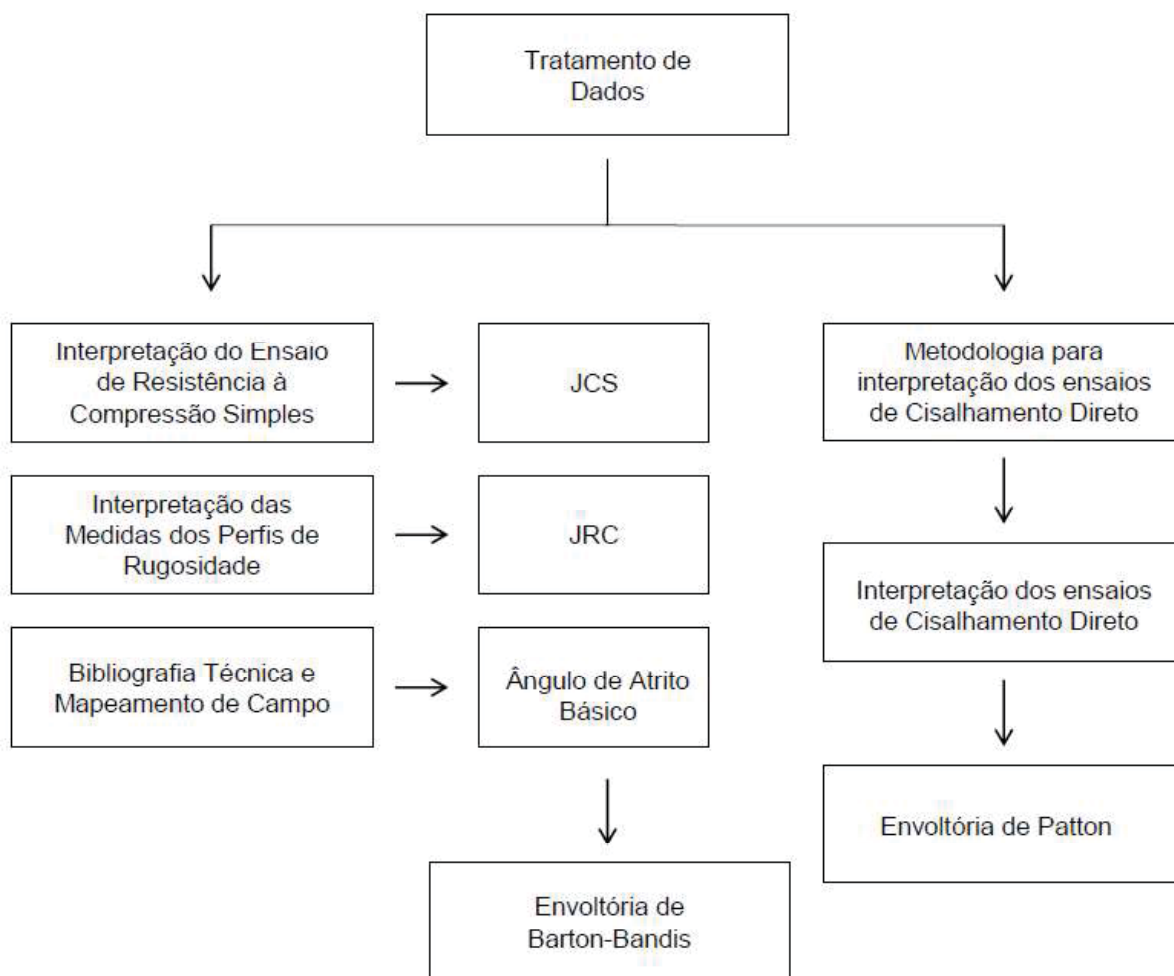
A definição de parâmetros de resistência das descontinuidades se constitui em uma etapa importante para avaliação da estabilidade das escavações, uma vez que estes influenciam no fator de segurança quanto aos três modos de ruptura apresentados no capítulo 2.

Com base nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto, realizados em corpos de prova confeccionados a partir de testemunhos de sondagens rotativas, em bibliografia técnica, informações de mapeamento de campo e ensaios de resistência à compressão simples, foram estimados os parâmetros de resistência das descontinuidades. Os ensaios, realizados na etapa de Projeto Executivo do AH Laúca, foram feitos nas descontinuidades naturais e os resultados foram fornecidos para avaliação, reinterpretação e utilização nessa pesquisa.

A resistência ao cisalhamento das descontinuidades foi estimada com base no critério de Patton e de Barton-Bandis. O fluxograma que representa as atividades realizadas nesta etapa da pesquisa é apresentado na FIGURA 16.

Os resultados desta etapa da pesquisa forneceram subsídio para realização das análises determinísticas e probabilísticas.

FIGURA 16 – METODOLOGIA PARA DEFINIÇÃO DAS ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE DESCONTINUIDADES



FONTE: A autora (2022).

3.3 ANÁLISES DETERMINÍSTICAS E PROBABILÍSTICAS

As escavações do maciço da ombreira esquerda da barragem foram realizadas em rochas de uma sequência metassedimentar, mais especificamente nas camadas de metarenito e metasiltito. A base das escavações realizou-se em maciço gnáissico, sendo parte em maciço alterado e parte em maciço rochoso são.

Durante o avanço das escavações foram realizados mapeamentos geológico-geotécnicos da face escavada. Nestes mapeamentos as discontinuidades observadas foram registradas com suas atitudes e descrição.

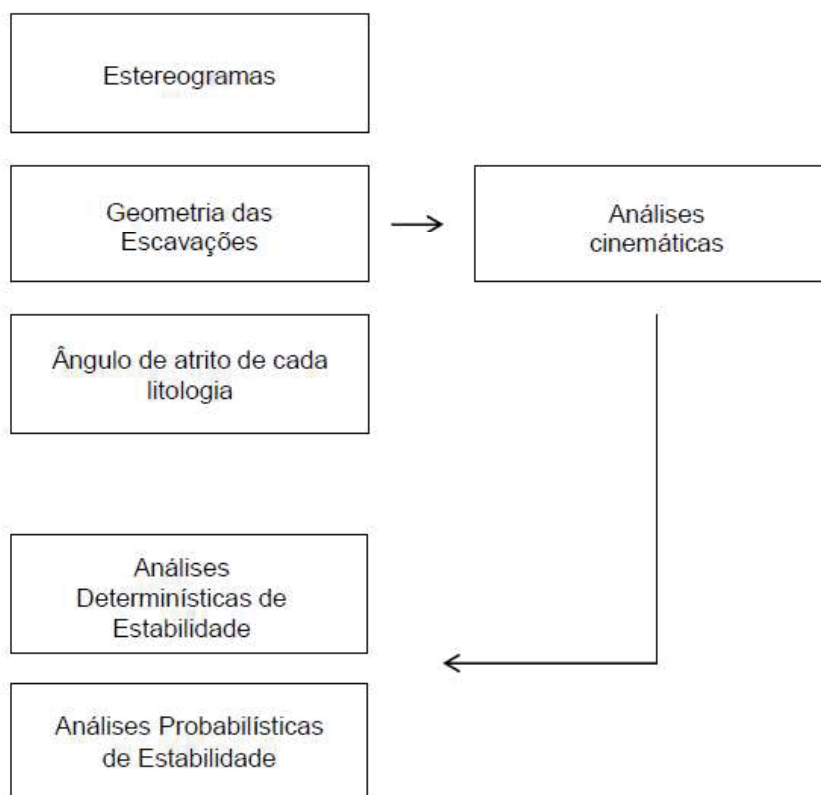
Os mapeamentos forneceram elementos para geração de estereogramas para as diferentes litologias. Os estereogramas foram gerados com o uso do software Dips (ROCSCIENCE, 2012).

Este programa ainda permitiu a realização de análises cinemáticas para identificar os possíveis modos de ruptura de cada talude. É necessário fornecer ao software informações a respeito da geometria dos taludes de escavação e resistência das discontinuidades.

Identificados os potenciais modos de ruptura que cada talude estaria sujeito, foram realizadas análises de estabilidade pelo método de equilíbrio limite com o uso dos softwares RocPlane, SWedge e RocTopple (ROCSCIENCE, 2019a, 2019b e 2019c). O primeiro programa realiza análises para rupturas planares, o segundo para rupturas por cunha e o último para rupturas de maciços rochosos por tombamento.

O fluxograma que representa as atividades que precedem a realização das análises de estabilidade é apresentado na FIGURA 17.

FIGURA 17 – METODOLOGIA PARA ANÁLISES CINEMÁTICAS



FONTE: A autora (2022).

A análise de estabilidade de taludes, seja em rocha ou em solo, é realizada usualmente por meio de métodos de equilíbrio limite ou por análises de tensão x deformação. Estas análises fornecem um fator de segurança que então é avaliado para que se verifique se o talude é estável (SILVA, 2019b).

Para realização de tais análises são considerados os parâmetros de resistência dos materiais que compõe o talude. Muitas vezes estes parâmetros apresentam grande variabilidade, podendo influenciar no fator de segurança (SILVA, 2019b).

As análises de estabilidade considerando rupturas planares, por cunhas ou por tombamento, considerando uma abordagem determinística foram feitas considerando os parâmetros médios para definição da resistência das descontinuidades.

Na abordagem probabilística tais análises foram refeitas, desta vez considerando a variabilidade dos parâmetros de resistência das descontinuidades.

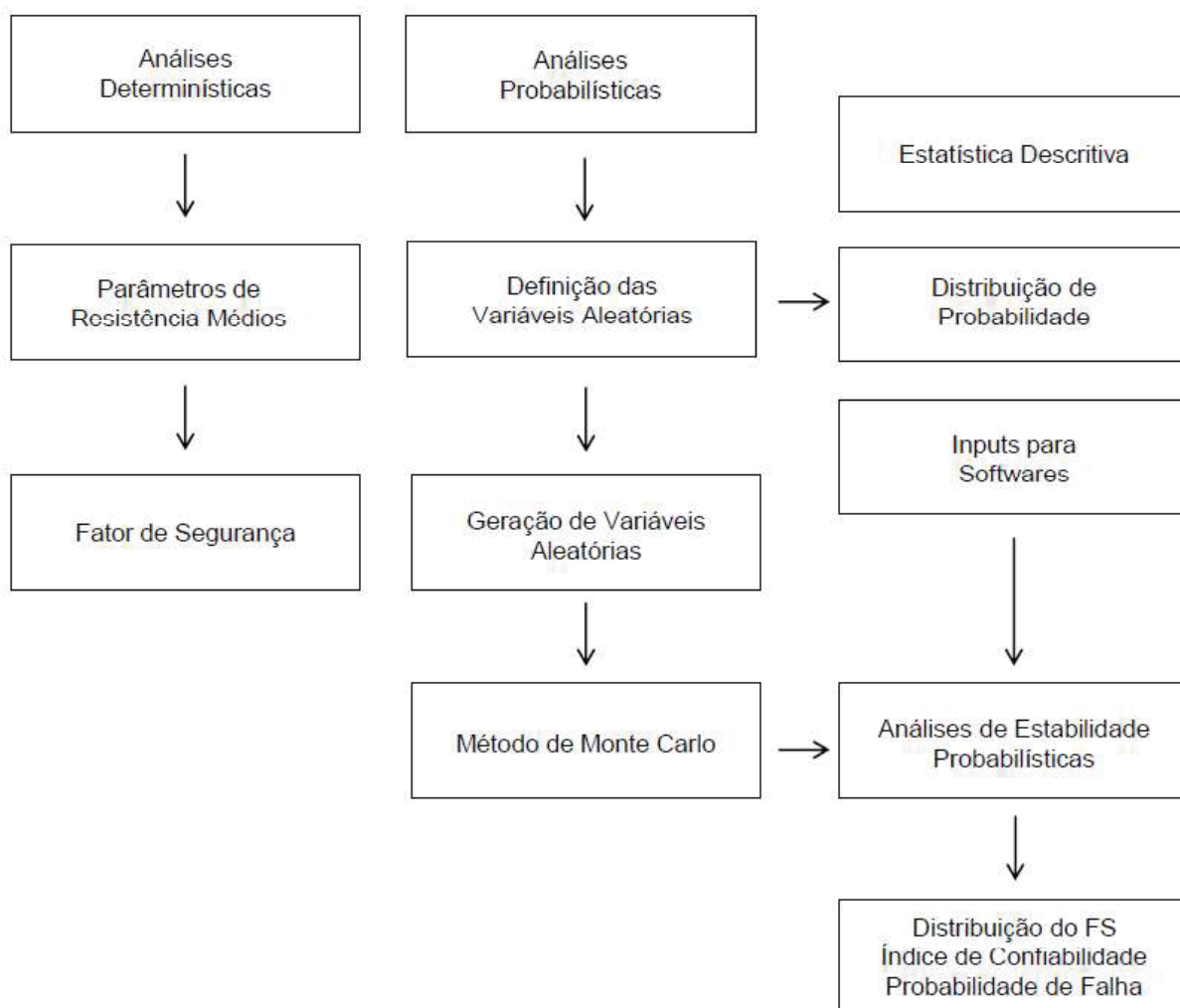
Os parâmetros de resistência das descontinuidades são tratados como variáveis aleatórias nas análises probabilísticas. Para isso, distribuições de probabilidade de cada parâmetro, ou variável aleatória, devem ser definidos.

A distribuição de probabilidade dos parâmetros de resistência representa a probabilidade que cada valor de uma determinada variável aleatória, por exemplo o ângulo de atrito, pode assumir (SILVA, 2015).

A análise probabilística fornece algumas complementações ao fator de segurança obtido por meio das análises determinísticas. Desta forma, foi possível se obter o índice de confiabilidade do fator de segurança e também a probabilidade de ruptura da escavação.

O fluxograma que representa as atividades necessárias para a realização das análises de estabilidade é apresentado na FIGURA 18.

FIGURA 18 – METODOLOGIA DAS ANÁLISES DETERMINÍSTICAS E PROBABILÍSTICAS DE ESTABILIDADE



FONTE: A autora (2022).

4 DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Escolheu-se para aplicação da metodologia definida acerca do tema da resistência ao cisalhamento de descontinuidades e estabilidade de taludes rochosos as escavações dos taludes da ombreira esquerda da barragem do Aproveitamento Hidrelétrico de Laúca. O maciço rochoso em questão é constituído em sua porção superior por rochas metassedimentares, seguido por um gnaiss alterado e gnaiss são em sua base.

O projeto executivo, desenvolvido pela empresa Intertechne Consultores, contou com a realização de uma série de programas de investigações e ensaios, aos quais se teve acesso para a realização desta pesquisa.

Nos itens seguintes apresenta-se a localização do empreendimento no contexto do continente africano e da área territorial de Angola. Também são apresentadas as características da bacia hidrográfica do Rio Kwanza e se aborda a respeito da geomorfologia e geologia regional de Angola, com enfoque na área de implantação do empreendimento.

É feita também uma descrição das características do Aproveitamento Hidrelétrico de Laúca e das escavações que são avaliadas nesta pesquisa. Faz-se também uma compilação dos resultados de ensaios, investigações e mapeamentos realizados no AH Laúca.

4.1 HIDROGRAFIA E GEOLOGIA DE ANGOLA

O Aproveitamento Hidrelétrico (AH) Laúca, no qual fica o talude rochoso selecionado para o estudo de caso, está localizado em Angola, no Rio Kwanza.

4.1.1 Dados gerais sobre Angola

O território angolano possui uma extensão de 1.246.700 km² e situa-se na porção ocidental da África Austral (GUIMARÃES *et al.*, 1992). A oeste o país é banhado pelas águas do Oceano Atlântico. Ao norte, a Angola faz fronteira com a República do Congo e com a República Democrática do Congo. A República Democrática do Congo, juntamente com a República da Zâmbia delimitam a porção

leste de Angola. Por fim, o limite meridional é definido pela fronteira com a República da Namíbia, conforme ilustra a FIGURA 19.

FIGURA 19 – MAPA DE ANGOLA E SUAS PROVÍNCIAS



FONTE: Modificado de DW Notícias (2021).

A República de Angola possui 18 províncias que constituem as subdivisões administrativas de primeiro nível do país. Luanda, localizada na costa do Oceano Atlântico, é a capital do país e também a cidade mais populosa, pertencente à província de mesmo nome.

O local de implantação do aproveitamento fica na província de Malanje, no município de Cacuso (KIOMBO *et al.*, 2013). O empreendimento está a 276 km de distância da capital, Luanda, em percurso via terrestre.

4.1.2 Geomorfologia de Angola

A topografia do território angolano é caracterizada por planícies costeiras, escarpas ocidentais, terras altas e um extenso planalto interior. As planícies costeiras ocupam aproximadamente 5% do território e possuem altitudes abaixo dos 200 m (HUNTLEY *et al.*, 2019).

As escarpas montanhosas se elevam até os 1000 m de altitude e fazem a transição entre a costa e o planalto interior. Esta última unidade geomorfológica possui elevações entre 1000 a 1500 m, abrangendo cerca de 65% do território do país (HUNTLEY *et al.*, 2019).

Segundo Marques³ (1977 *apud* SILVA, 2005), Angola é dividida em sete unidades e oito subunidades geomorfológicas (FIGURA 20). A definição destas unidades foi realizada com base em formas de relevo, clima, solos, vegetação, entre outros aspectos que permitissem agrupar as regiões com características semelhantes. As unidades geomorfológicas que compõe o território angolano são ilustradas na FIGURA 16 e listadas na sequência:

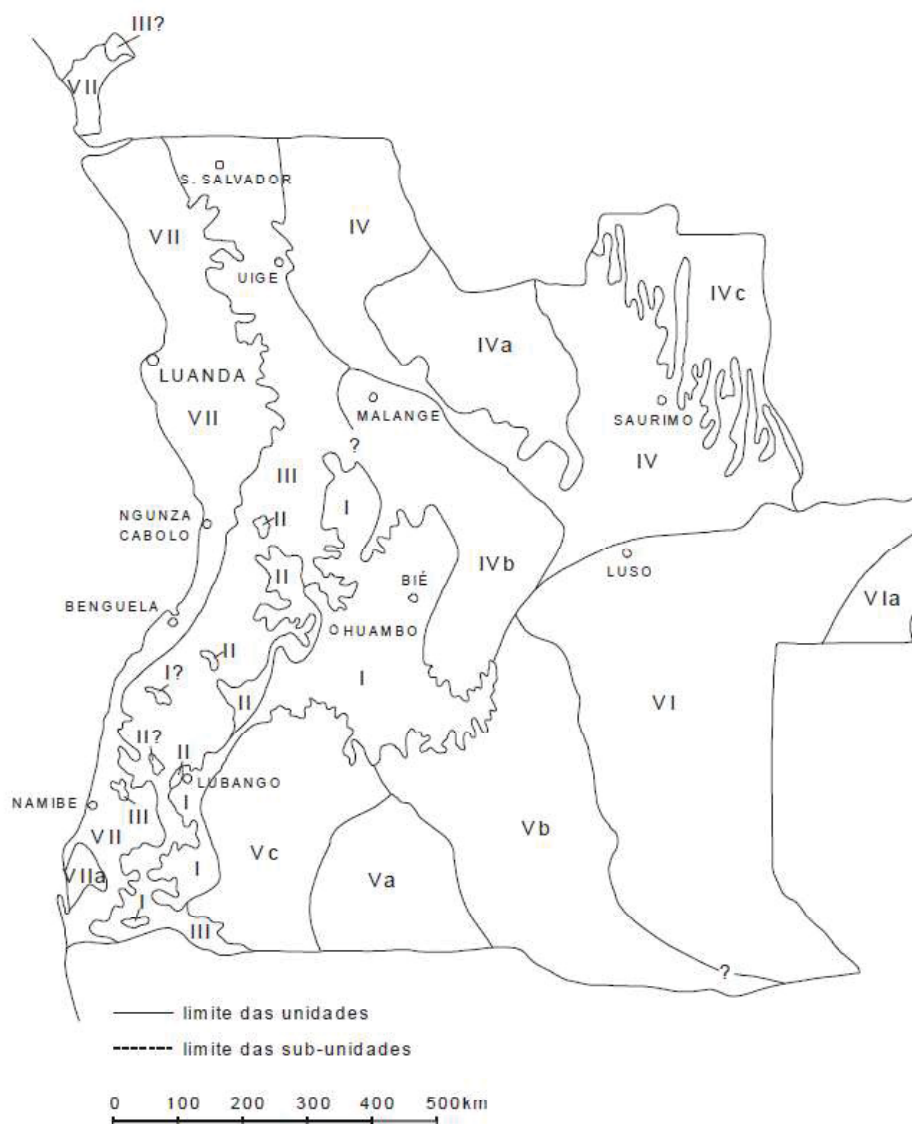
- Planalto Antigo (I)
- Cadeia Marginal de Montanhas (II)
- Zona de Transição (III)
- Orla Meridional da Bacia do Congo (IV)
- Depressão de Cassange (IVa)
- Depressão de Kwanza-Luando (IVb)
- Depressão do Cassai (IVc)
- Orla Setentrional da Bacia do Calaári (V)
- Depressão Endorreica do Culevai-Lueque (Va)
- Bacia do Cubango (Vb)
- Depressão do Cunene (Vc)
- Bacia do Zambeze (VI)
- Maciço do Alto Zambeze (VIa)
- Orla Litoral (VII)
- Deserto de Namibe (VIIa)

O trecho médio do Rio Kwanza, região onde foi construído o empreendimento, encontra-se na unidade III, denominada Zona de Transição. A Zona de Transição é uma ampla faixa paralela ao Oceano Atlântico formada por patamares de aplanção,

³ MARQUES, M. M. – Esboço das grandes unidades geomorfológicas de Angola (2ª aproximação). **Inst. Inv. Cient. Tropical**, Garcia de Orta, Sér. Geol., Lisboa, 2(1), pp.41-43, 1977.

podendo ter sido formada em uma só aplanção ou então em eventos do mesmo tipo, mas com ocorrência mais recente.

FIGURA 20 – UNIDADES GEOMORFOLÓGICAS DE ANGOLA



FONTE: Marques (1977 *apud* SILVA, 2005),

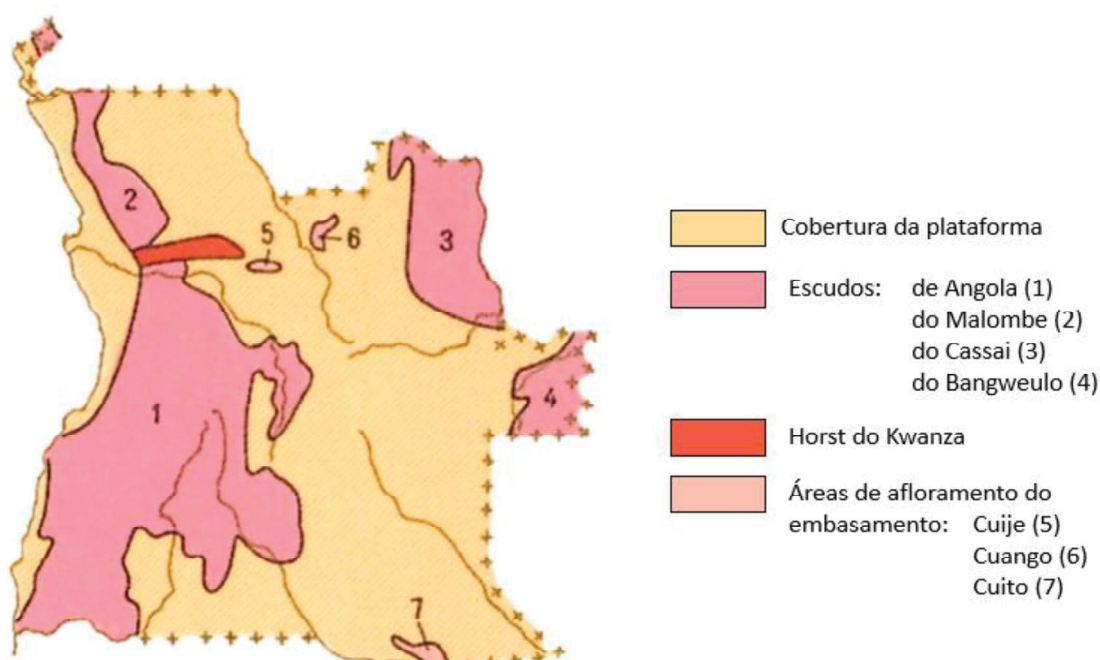
4.1.3 Bacia hidrográfica do Rio Kwanza

O Rio Kwanza, com uma extensão total de aproximadamente 1.000 km, tem sua nascente localizada na Província de Bié, no município de Chitembo. Suas águas fluem desde a parte central do país desembocando no Oceano Atlântico, a uma distância de 60 km de Luanda. A Bacia do Rio Kwanza é dividida em três áreas: Baixo

litológico-estruturais do Arqueano e do Proterozoico Precoce (GUIMARÃES *et al.*, 1992).

Os materiais do embasamento cristalino se agrupam em escudos, sendo eles o escudo de Angola, onde está localizado o AH Laúca, o escudo do Malombe, o escudo do Cassai e o escudo do Bangweulo (GUIMARÃES *et al.*, 1992), conforme ilustra a FIGURA 22.

FIGURA 22 – ESTRUTURAS PRINCIPAIS DO EMBASAMENTO CRISTALINO DA PLATAFORMA



FONTE: Modificado de Guimarães *et al.* (1992).

Na área dos escudos ocorrem os complexos de rochas metamórficas, metamórficas de alto grau e intrusivas. As rochas metamórficas do Arqueano Inferior, formadas sob altas temperaturas, são constituídas principalmente por gnaisses, xistos e anfibolitos, em fácies granulíticas e anfibolíticas. As rochas metamórficas de alto grau são representadas por tonalitos, plagiomigmatitos, plagiogranitos, enderbitos e charnoquitos (GUIMARÃES *et al.*, 1992).

As rochas do Arqueano Superior são metassedimentares com metamorfismo de fácies anfibolítica, epídoto-anfibolítica e de xistos verdes. No extremo oeste do escudo de Angola ocorre a sequência de xistos, apresentando-se como uma faixa ao longo do litoral. Na parte sudoeste do escudo ocorre uma sucessão de rochas

metamórficas xisto-quartzíticas, calcários cristalinos e gnaisso-migmatitos (GUIMARÃES *et al.*, 1992).

O Horst do Kwanza corresponde a uma elevação linear do embasamento, com aproximadamente 300 km de comprimento e largura variando de 25 a 50 km. Esta estrutura é limitada a Norte e Sul por falhas profundas, com direção EW, e é encoberta por depósitos sedimentares do Proterozóico Tardio (GUIMARÃES *et al.*, 1992).

Na porção centro-oriental de Angola, a plataforma possui cobertura composta por sedimentos do Fanerozóico, de natureza continental. No limite ocidental, em uma faixa junto ao Oceano Atlântico os sedimentos, de origem marinha ou continental, tem idade Meso-Cenozóica. Os materiais de cobertura da plataforma correspondem, na região da obra, aos depósitos metasedimentares da Placa Pré-Cambrica do Congo. As rochas de cobertura, de ocorrência horizontal, assentam-se às rochas do embasamento mediante uma discordância erosiva regional (GUIMARÃES *et al.*, 1992, SILVA, 2005).

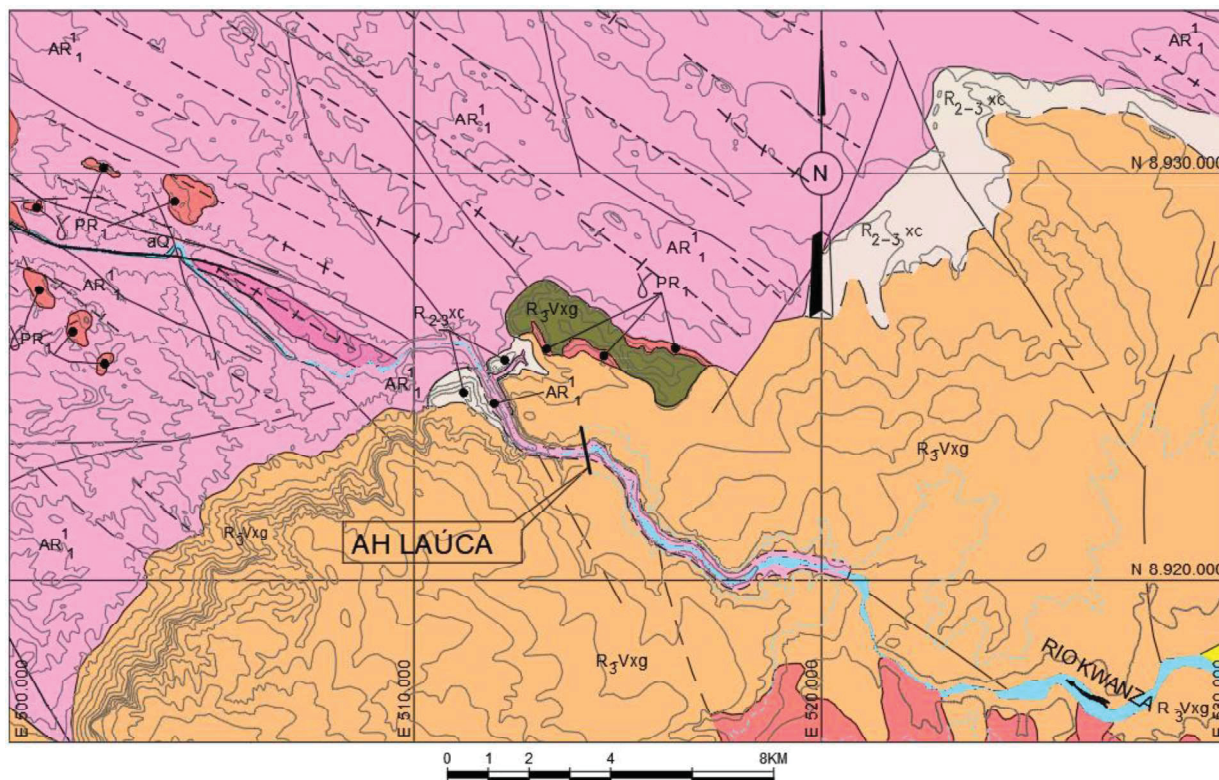
Na Carta Geológica de Angola, em escala 1:1.000.000, verifica-se na região do AH Laúca, em destaque na FIGURA 23, as unidades denominadas AR_1^1 , $R_3 - V_{xg}$ e $R_{2-3^{xc}}$. A primeira unidade, do Arcaico Inferior, é formada por plagiognaisses, anfibolitos, eclogitos e quartzitos. Em zonas de ultrametamorfismo encontram-se plagiomigmatitos, enderbitos e charnoquitos. As outras unidades datam do Proterozóico Superior, sendo a unidade $R_3 - V_{xg}$, corresponde ao Grupo Xisto-Gresoso indiferenciado, composta por xistos argilosos, arcoses, grauvaques, grés e conglomerados. A unidade $R_{2-3^{xc}}$, denominada de Grupo Xisto-Calcário, é caracterizada por apresentar dolomites e calcários estromatolíticos, grés, xistos argilosos, argilo-calcários e silicificados (ARAÚJO *et al.*, 1988).

Quanto à tectônica, a Carta Geológica de Angola de 1988, descreve as estruturas do embasamento como dobramentos. Na região do AH Laúca, estas estruturas, de origem no Arcaico Precoce, apresentam orientação NW e são caracterizadas como assimétricas de forte inclinação, e também como dobras isoclinais de amplitude diversa.

A Carta Geológica também discorre sobre as estruturas que compõe a cobertura da plataforma. Tais estruturas teriam se formado nos ciclos Proterozóico Tardio, Paleozóico Tardio e Meso-Cenozóico. Das estruturas do Proterozóico Tardio

destacam-se o horst do Kwanza, escudos, placas, o aulacógeno do Congo Ocidental e a depressão riftogênica do Lutete. A estrutura que mais se destaca no ciclo do Paleozóico Tardio é o graben de Cassanje.

FIGURA 23 – RECORTE DA CARTA GEOLÓGICA DE ANGOLA



FONTE: Modificado de Intertechne Consultores (2013c).

As estruturas do ciclo Meso-Cenozóico, cuja formação está relacionada com os fenômenos que atuaram no afastamento das placas tectônicas Africana e da América do Sul, correspondem às depressões continentais do Congo e de Okavango, preenchidas com sedimentos continentais avermelhados, e a depressão Periocéânica.

Destaca-se ainda a ocorrência de um importante conjunto de falhas, profundas e regionais, no território angolano. As falhas profundas são aquelas que delimitam importantes unidades estruturais. A falha Periocéânica, do Maiombe, de Cassanje Sul, de Cassanje Leste, do Kwanza Sul, do Kwanza Norte, assim como a falha que ocorre no sopé do talude continental, representam as falhas profundas.

As falhas profundas mais próximas ao AH Laúca são a falha Periocéânica e a falha do Maiombe. A falha Periocéânica separa a depressão Periocéânica dos

escudos de Angola e do Maiombe. Esta falha, em superfície, é representada por uma série de falhas paralelas, de alto ângulo de mergulho e com largura de aproximadamente 20 km. A atividade tectônica continua ativa, sendo possível observar nascentes termais na área e também sismicidade elevada.

A falha maiombiana separa o escudo do Maiombe e o aulacógeno do Congo Ocidental. Esta falha é representada por estruturas de cavalgamento, na cobertura da plataforma, nas quais as rochas do embasamento foram cavalgadas sobre as sequências rifeanas do aulacógeno.

Amplamente desenvolvidas no território de Angola tem-se as falhas crustais, consideradas regionais, cuja origem é atribuída a perturbações tectônicas disjuntivas com mais de 100 km de extensão. Na parte norte do escudo de Angola são falhas caracterizadas como normais e de direção NW, região onde se encontra o AH Laúca.

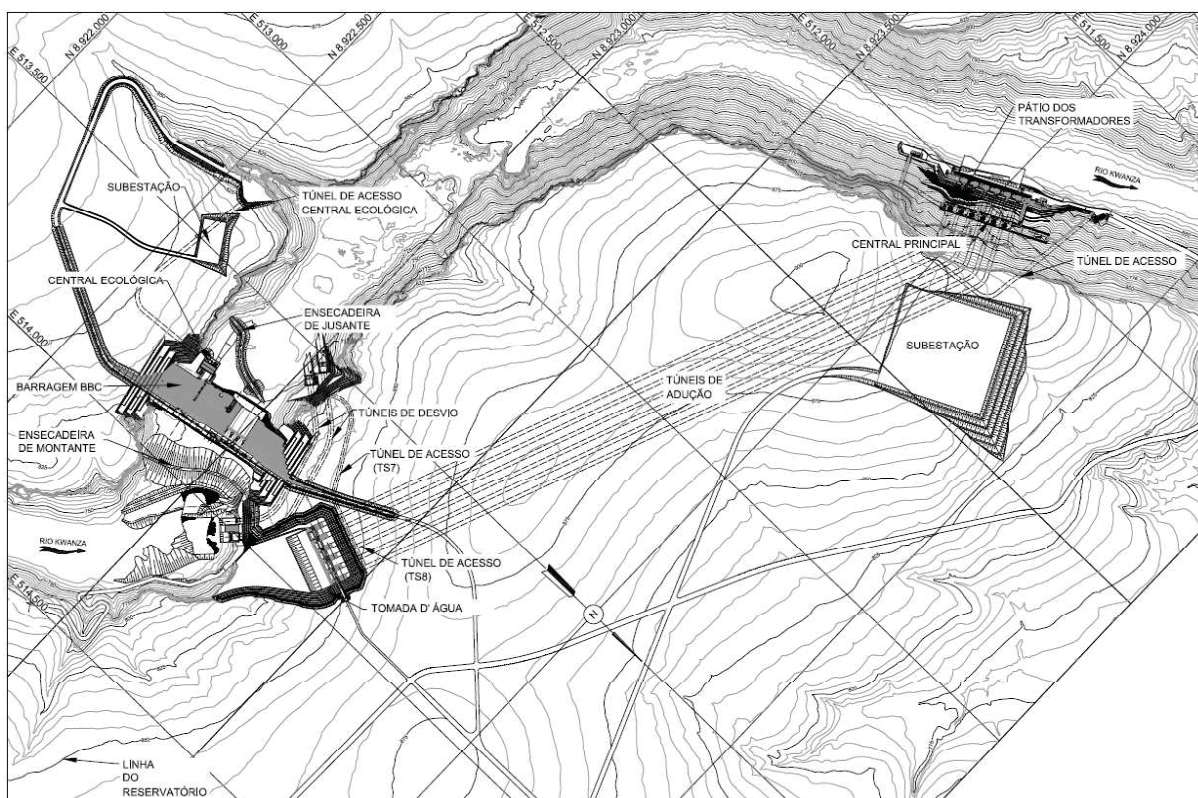
4.2 O APROVEITAMENTO HIDRELÉTRICO LAÚCA

O arranjo geral do Aproveitamento Hidrelétrico Laúca (FIGURA 24) é constituído por uma barragem de concreto para fechamento do vale do rio associada às estruturas de desvio (dois túneis) e do descarregador de cheias, localizada na curva do rio no trecho superior das quedas naturais. É composto também por um circuito hidráulico de geração formado pela tomada de água, seis túneis forçados, central principal subterrânea e seis túneis de fuga na margem direita, restituindo as vazões ao leito a aproximadamente 1,9 km a jusante da barragem (INTERTECHNE CONSULTORES, 2021).

A barragem de concreto compactado com rolo (CCR) possui altura máxima de aproximadamente 132 metros e foi projetada para interromper o fluxo natural do rio Kwanza e possibilitar a formação do reservatório. Sua fundação, no leito do rio, se dá em maciço integralmente gnáissico, enquanto que nas ombreiras a fundação é feita principalmente em rochas metassedimentares (KATERENIUK *et al.*, 2016).

Katereniuk *et al.* (2016) descrevem o processo de definição da geometria das escavações das ombreiras. Segundo os autores, a geometria das escavações em ambas as ombreiras foi definida buscando-se conciliar as necessidades do cronograma de obra às condicionantes geológico-geotécnicas, racionalidade e estabilidade dos blocos da barragem de CCR.

FIGURA 24 – ARRANJO GERAL DO AH LAÚÇA



FONTE: Intertechne Consultores (2021).

Para atendimento às condicionantes geológico-geotécnicas foi necessário preconizar uma escavação suficiente para remover as porções de maciço mais alteradas e aliviadas. Estas porções do maciço estavam associadas à proximidade da encosta natural. Em profundidade o maciço rochoso apresentava melhor qualidade.

A necessidade de cumprimento do cronograma de execução junto ao fato da falta de espaço para o desenvolvimento de acessos construtivos resultou na incorporação de rampas de acesso na escavação das ombreiras. Tais rampas permitiram o acesso dos equipamentos nas frentes de serviços bem como o transporte de concreto. O acesso, na ombreira esquerda, é constituído por três rampas com inclinação de 15%, largura de 8 m, ascendentes na direção montante-jusante.

O atendimento ao quesito racionalidade e estabilidade dos blocos da barragem de CCR exigiu o estudo conjunto da estabilidade da barragem com o projeto de escavação. Desta maneira foram definidas as escavações e rampas de acesso que assegurassem a divisão mais adequada dos blocos da barragem visando obter condições de estabilidade consistentes e seguras.

Além de todos estes condicionantes as escavações nesta margem se estenderam até a região da Central Ecológica, projetada para produzir energia aproveitando a água necessária para manter a vazão sanitária do rio, locada junto ao pé de jusante do barramento. Estas escavações tiveram por objetivo a remoção de taludes negativos e porção superficial do maciço rochoso com grau de alteração mais elevado.

A geometria de escavação resultante deste processo é ilustrada na FIGURA 25. Os taludes nos quais se deu o encosto da barragem possuem direção de mergulho de 350° e, simplificada, 12 e 15 m de altura, inclinação de 0,17H:1,0V, intercalados por bermas de largura de 0,5 ou 8 m. As escavações se iniciam na parte superior, aproximadamente na elevação 825,00 m e na porção mais inferior atingem a elevação 722,00 m, resultando em uma altura escavada de aproximadamente 103,00 m.

4.3 INFORMAÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DO AH LAÚCA

No local do empreendimento foram identificadas três unidades geológicas, conforme descrição abaixo (INTERTECHNE CONSULTORES, 2020):

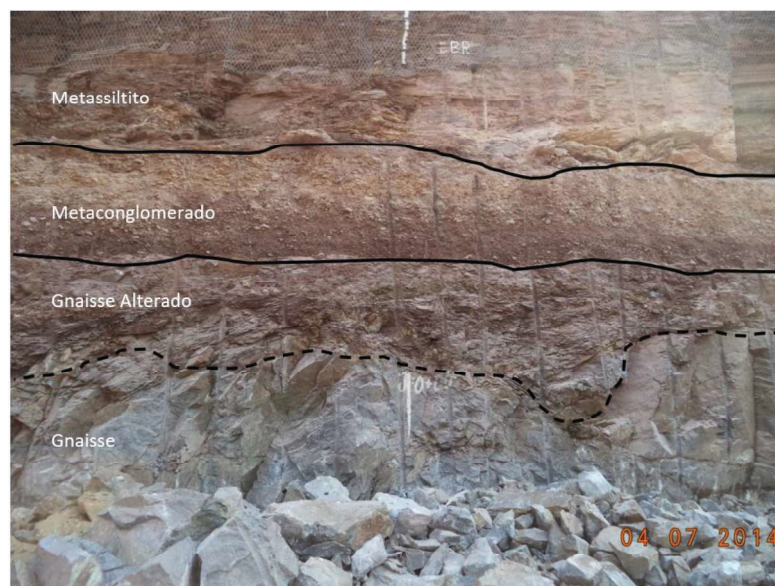
- Depósitos de tálus: De idade quaternária, são sedimentos inconsolidados depositados ao pé das encostas do vale do Rio Kwanza. Depósitos formados por blocos de arenitos e gnaisses, de dimensões centimétricas a decimétricas, imersos em uma matriz areno-siltosa avermelhada (FOTO 1);
- Rochas metassedimentares estratificadas: Rochas do proterozóico superior, formadas por uma sucessão de arenitos silicificados, siltitos e brecha conglomerática basal. Estas rochas apoiam-se em contato discordante sub-horizontal sobre o complexo gnáissico do embasamento. O contato discordante erosivo, na margem esquerda, está situado na elevação aproximada 738,00 m (FOTO 2);
- Complexo gnáissico do embasamento: De idade arqueana, o embasamento é constituído por gnaisses, anfibolitos e intrusões graníticas. No local do aproveitamento, predominam as fácies gnáissicas. No contato com as rochas metassedimentares, o gnaisse apresenta-se muito fraturado e alterado. Em profundidade, o gnaisse apresenta-se medianamente fraturado e possui elevada competência (FOTO 2).

FOTO 1 – DEPÓSITO DE TÁLUS – AH LAÚCA



FONTE: Intertechne Consultores (2014b).

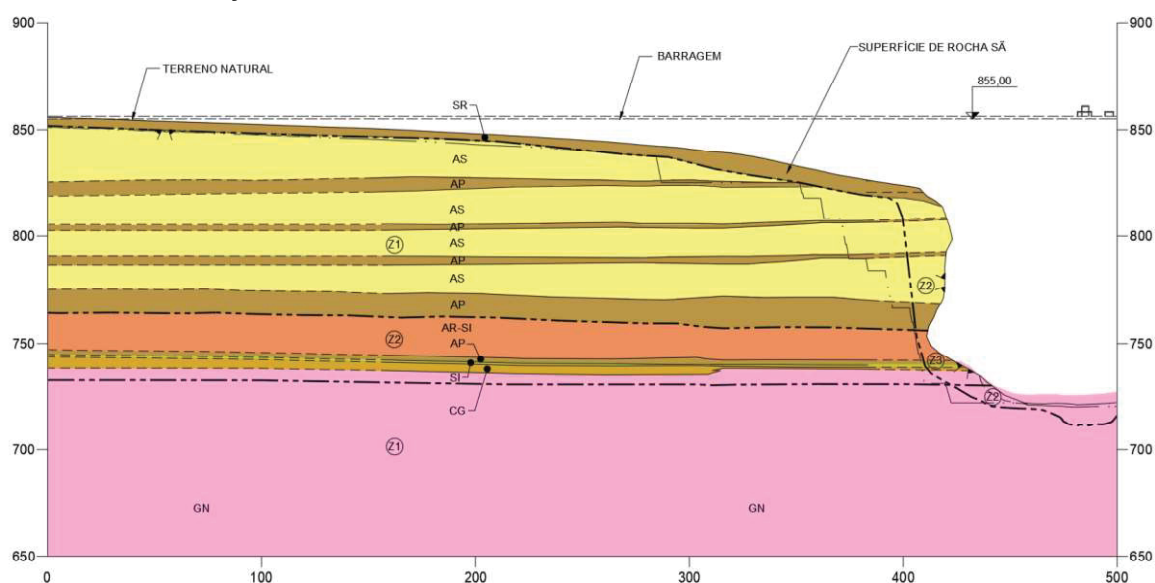
FOTO 2 – EXPOSIÇÃO DE METASSILTITO, METACONGLOMERADO E GNAISSE NAS ESCAVAÇÕES DA OMBREIRA DIREITA



FONTE: Intertechne Consultores (2014b).

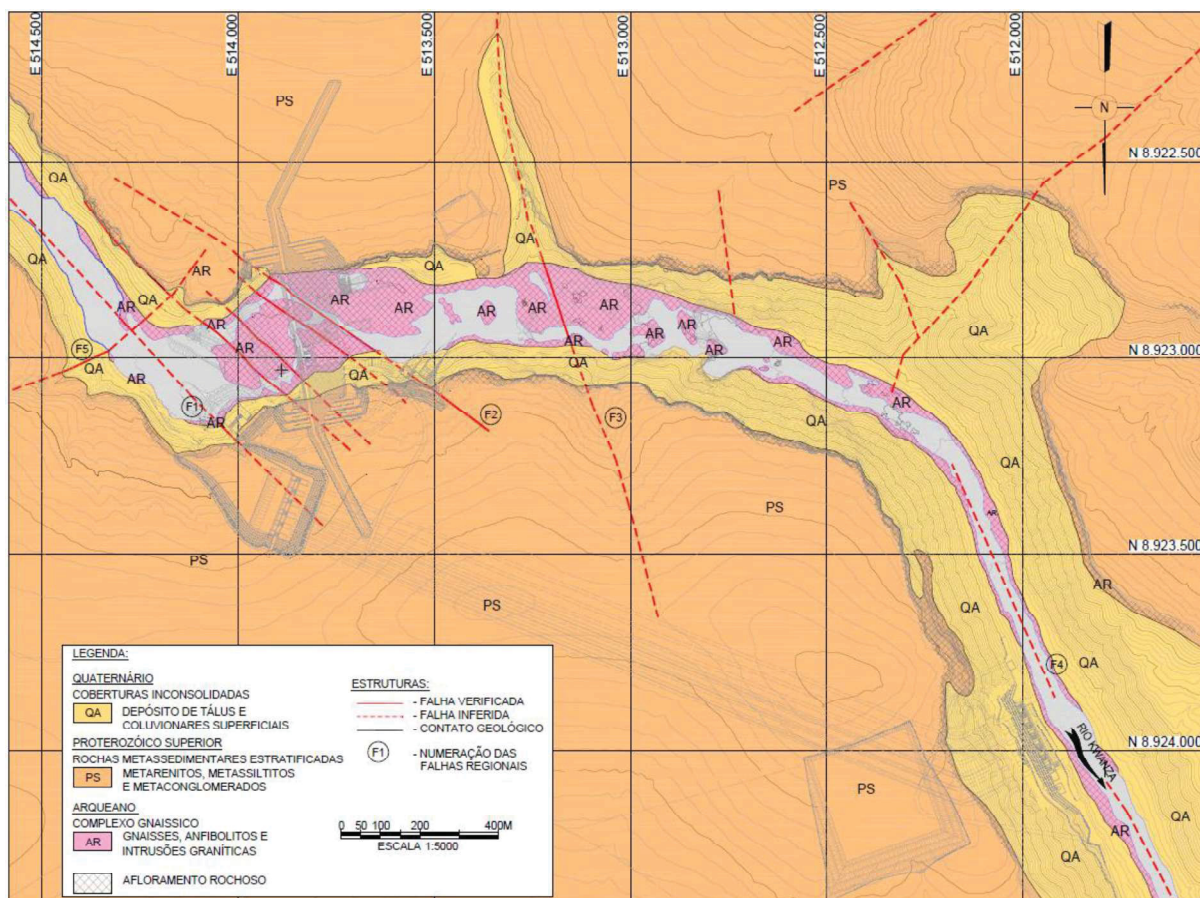
A seção geológica pelo eixo da barragem é apresentada na FIGURA 26 e na FIGURA 27. Verifica-se que a geologia do local é formada por um conjunto de estratos de rochas metassedimentares com aproximadamente 100 m de espessura depositadas sobre um embasamento gnáissico.

FIGURA 26 – SEÇÃO GEOLÓGICA PELO EIXO DA BARRAGEM – OMBREIRA ESQUERDA



FONTE: Modificado de Intertechne Consultores (2013a).

FIGURA 28 – MAPA GEOLÓGICO LOCAL E INDICAÇÃO DAS FALHAS F1 A F5



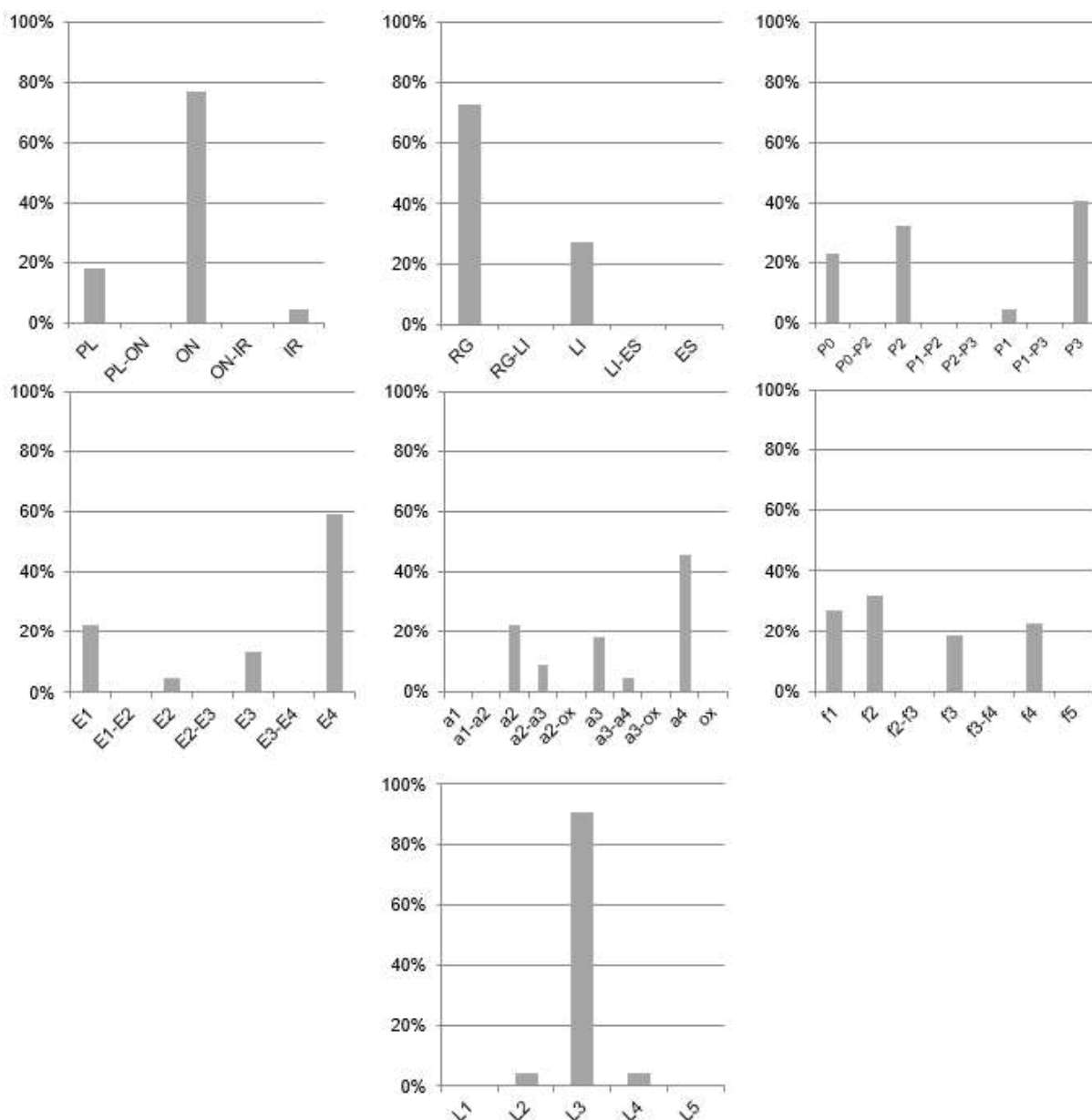
FONTE: Adaptado de Intertechne Consultores (2013b).

A descrição dos demais alinhamentos é apresentada abaixo (INTERTECHNE CONSULTORES, 2014b):

- Falha F2: possui direção NW-SE e cruza obliquamente a barragem desde a ombreira esquerda até o desemboque dos túneis de desvio. Nos taludes da ombreira esquerda a falha apresenta um conjunto de fraturas conjugadas (FOTO 3);
- Falha F4: possui direção NW-SE e controla o trecho do rio a montante da central principal. Dentro de sua zona de influência existem uma série de falhas secundárias subparalelas à falha principal F4;

Considerando as falhas mapeadas, observou-se que são predominantemente onduladas (ON), sendo que aproximadamente 20% delas são planas (PL) e 5% são irregulares (IR), conforme pode ser visto na FIGURA 29 (INTERTECHNE CONSULTORES, 2020).

FIGURA 29 – HISTOGRAMAS DAS CARACTERÍSTICAS DAS FALHAS DA OMBREIRA ESQUERDA

**LEGENDA:**

PL – PLANA
ON – ONDULADA
IR – IRREGULAR

RG – SUPERFÍCIE RUGOSA
LI – SUPERFÍCIE LISA
ES – SUPERFÍCIE ESTRIADA

E1 – ABERTURA < 1MM
E2 – ABERTURA ENTRE 1 E 5 MM
E3 – ABERTURA ENTRE 5 E 10 MM
E4 – MAIOR QUE 10 MM

L1 – PERSISTÊNCIA < 1 M
L2 – PERSISTÊNCIA ENTRE 1 E 3 M
L3 – PERSISTÊNCIA ENTRE 3 E 10 M
L4 – PERSISTÊNCIA ENTRE 10 E 20 M
L5 – MAIOR QUE 20 M

f1 – ESPAÇAMENTO < 1 FRATURA/M
f2 – ESPAÇAMENTO ENTRE 1 A 5 FRATURAS/M
f3 – ESPAÇAMENTO ENTRE 6 A 10 FRATURAS/M
f4 – ESPAÇAMENTO ENTRE 11 A 20 FRATURAS/M
f5 – MAIOR QUE 20 FRATURAS/M

P0 – CONTATO ROCHA-ROCHA
P1 – FRAÇÃO GRANULAR ENTRE PAREDES
P2 – CONTATO ROCHA-ROCHA COM FRAÇÃO GRANULAR
P3 – FRAÇÃO ARGILOSA ENTRE PAREDES

a1 – PAREDES SÃS
a2 – LEVEMENTE ALTERADAS
a3 – MODERADAMENTE ALTERADAS
a4 – MUITO ALTERADAS
ox – PAREDES OXIDADAS

FONTE: Modificado de Intertechne Consultores (2020).

Quanto à abertura das falhas, esta varia de menos de 1 mm (E1) a mais de 10 mm (E4). O preenchimento do contato é dado por solo/areia em 40% das falhas, em 30% há contato rocha-rocha com presença de fração granular entre as paredes (P2) e em 20% ocorre somente contato rocha-rocha (P0). Relativamente ao afastamento entre fraturas, este varia de muito afastadas (f1) a próximas (f4) (INTERTECHNE CONSULTORES, 2020).

Referente à alteração das paredes das discontinuidades, as que não apresentavam indícios de movimentação foram descritas nos mapeamentos de campo como tendo as paredes sãs a levemente alteradas (INTERTECHNE CONSULTORES, 2020).

FOTO 3 – FALHA F2 NO MACIÇO DA OMBREIRA ESQUERDA



FONTE: Modificado de Intertechne Consultores (2014b).

O nível freático local foi verificado por meio de medidores de nível de água instalados e um piezômetro. Estes instrumentos foram instalados em furos de sondagens rotativas. Observou-se que a freática está fortemente relacionada às condições geológicas e estruturais do maciço. Na ombreira esquerda, o nível de água encontra-se próximo ao contato do gnaiss com as rochas metassedimentares, aproximadamente na EL. 738,00 m (INTERTECHNE CONSULTORES, 2014b).

O modelo geológico e geomecânico do empreendimento, conforme apresentado anteriormente neste capítulo, na FIGURA 26, foi definido pela empresa projetista, Intertechne Consultores, com base no estudo e interpretação dos resultados de uma série de investigações geológico-geotécnicas que iniciaram com o mapeamento geológico geral, execução de sondagens exploratórias e levantamentos geofísicos.

A região da ombreira esquerda foi investigada com a execução das sondagens mistas e rotativas. Também se realizou uma campanha de levantamentos geofísicos, mediante seções geoeletricas e seções sísmicas.

A caracterização das propriedades geomecânicas das diferentes litologias do maciço rochoso foi feita por meio da realização de um programa de ensaios de laboratório no qual se realizaram ensaios triaxiais, determinação do módulo de deformabilidade, ensaios de compressão simples e ensaios de cisalhamento direto em descontinuidades.

Na TABELA 11 são apresentados, para cada litologia ensaiada, os resultados dos ensaios triaxiais. Os resultados dos ensaios de compressão simples são mostrados na TABELA 12.

TABELA 11 – RESULTADO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS

Amostra		σ_1 RUPTURA	σ_3
Litologia	Sondagem	MPa	MPa
Metarenito Poroso	SR 107	46,6	1,0
	SR 107	17,7	2,0
	SR 107	59,6	4,0
	SR 108	127,4	1,0
	SR 108	133,0	2,0
	SR 108	100,0	4,0
	SR 108	100,0	4,0
Metarenito Silicificado	SR 121	130,7	1,0
	SR 121	200,3	2,0
	SR 121	209,1	4,0
	SR 102	314,7	1,0
	SR 102	337,8	4,0
	SR 102	301,6	1,0
	SR 102	258,8	2,0
	SR 102	266,8	4,0
	SR 104	274,9	1,0
	SR 104	260,1	2,0
	SR 104	329,3	4,0
	SR 101	87,1	2,0
	SR 101	121,2	1,0
	SR 101	216,4	2,0

FONTE: Intertechne Consultores (2014c).

TABELA 11 (CONTINUAÇÃO) – RESULTADO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS

Amostra		σ_1 RUPTURA	σ_3
Litologia	Sondagem	MPa	MPa
Gnaiss	SR 118	321,7	1,0
	SR 107	264,4	4,0
	SR 118	352,4	3,5
	SR 118	317,7	7,0
	SR 118	229,5	1,0
	SR 118	233,7	3,5
	SR 118	247,5	7,0
	SR 101	182,3	4,0
	SR 101	34,3	1,0
	SR 101	153,7	2,0
	SR 101	104,1	1,0
	SR 101	161,0	2,0
	SR 107	152,4	4,0
	SR 107	182,9	1,0
	SR 107	108,9	2,0

FONTE: Intertechne Consultores (2014c).

TABELA 12 – RESULTADO DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

Amostra		Resistência à Compressão (MPa)				
Litologia	Sondagem	Corpo de Prova 01	Corpo de Prova 02	Corpo de Prova 03	Corpo de Prova 04	Corpo de Prova 05
Metasiltito	SR 108	64,7	60,7	81,6	-	-
Metarenito Poroso	SR 108	43,2	88,9	42,1	-	-
	SR 102	31,3	21,7	73,3	-	-
	SR 101	13,6	34,6	36,0	-	-
	SR 104	21,6	36,0	30,0	-	-
	SR 107	16,9	-	-	-	-
	SR 125	19,5	26,4	28,3	-	-
Metarenito Silicificado	SR 104	76,9	97,4	71,6	-	-
	SR 114	159,6	150,1	163,4	-	-
	SR 101	198,8	67,2	135,1	-	-
	SR 104	109,5	91,7	112,3	-	-
	SR 107	172,6	125	131,5	-	-
	SR 108	171,5	155,8	153,5	-	-
	SR 123	135,6	112,4	-	-	-
	SR 125	13,8	66,6	85,1	-	-
Gnaiss	SR 118	102,8	186,9	283,6	-	-
	SR 101	112,4	138,9	168,6	-	-
	SR 102	98,4	69,4	66,5	-	-
	SR 107	62,8	181,5	101,2	-	-
	SR 108	152,4	75,3	88,3	164,0	-
	SR 122	89,3	72,6	141,8	-	-
	SR 105	72,6	120,7	104,9	57,9	122,5

FONTE: Intertechne Consultores (2014c).

TABELA 12 (CONTINUAÇÃO) – RESULTADO DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

Amostra		Resistência à Compressão (MPa)				
Litologia	Sondagem	Corpo de Prova 01	Corpo de Prova 02	Corpo de Prova 03	Corpo de Prova 04	Corpo de Prova 05
Gnaiss	SR 109	95,5	156,8	115,9	-	-
	SR 110	114,7	135,1	132,9	-	-
	SR 122	73,8	69,7	87,5	-	-
	SR 120	103,9	91,0	53,3	-	-

FONTE: Intertechne Consultores (2014c).

A escavação dos taludes e fundação da barragem foi realizada a céu aberto, utilizando-se de recursos de acordo com o tipo de material a ser removido, que incluíram escavação comum e em rocha (INTERTECHNE CONSULTORES, 2020).

O avanço das escavações foi acompanhado pela equipe de geologia residente na obra, sendo que, para cada avanço, foi realizado o mapeamento geológico, a classificação geomecânica do maciço e a avaliação da adequabilidade do tratamento a ser aplicado no maciço recém exposto. Ao todo foram levantadas as atitudes de 2711 descontinuidades.

As descontinuidades mapeadas foram analisadas individualmente, conforme sua gênese, sendo distinguidas entre juntas (J), falhas (F) e foliação (S0). Na TABELA 13 apresentam-se especificamente para cada litologia escavada suas principais famílias de descontinuidades e nas figuras 30 a 32 o respectivo estereograma (rede de Schmidt-Lambert com projeção de igual área no hemisfério inferior).

TABELA 13 – CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS PRINCIPAIS FAMÍLIAS DE DESCONTINUIDADES MAPEADAS NA OMBREIRA ESQUERDA

Litologia	Família de Descontinuidade	Atitude (Dip Direction / Dip)
Metarenito	S0	305/03
	J1	086/80
	J1'	274/76
	J2	194/82
	J4	051/71
	J5	090/40
	F2	220/80
	J6	350/85
Metasiltito	S0	340/05
	J1	094/80
	J1'	285/80
	J2	358/75

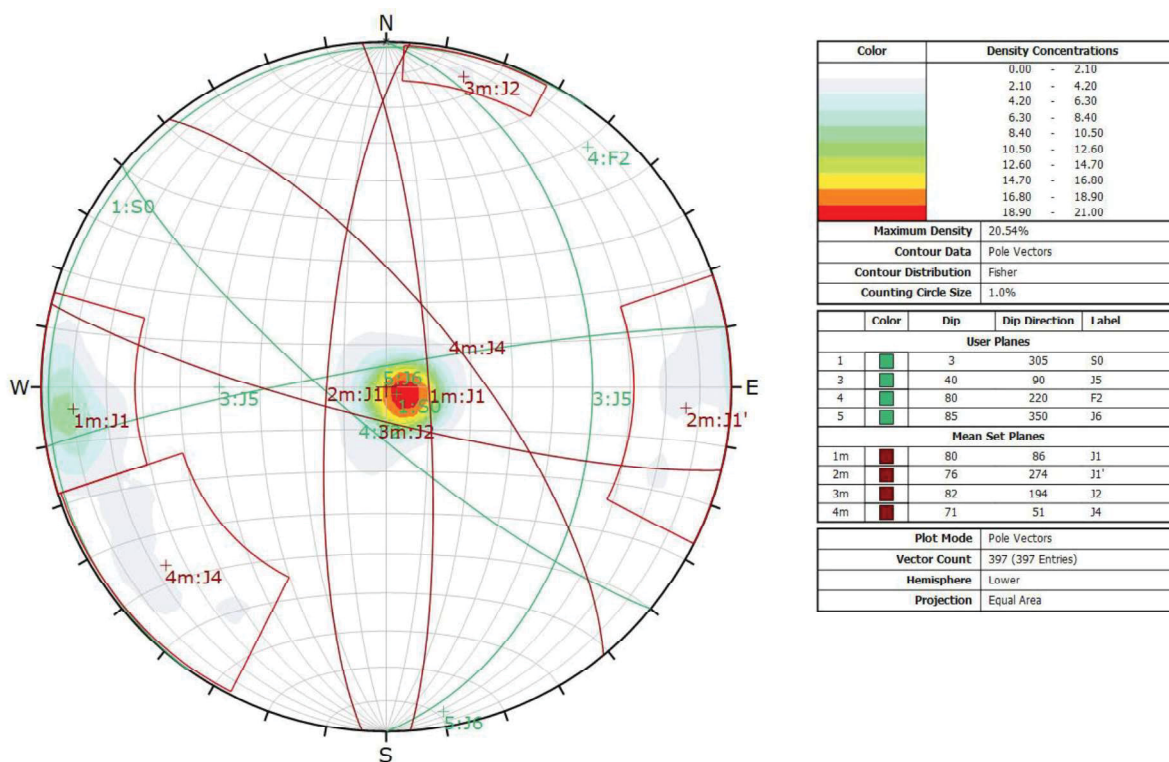
FONTE: Intertechne Consultores (2020).

TABELA 13 (CONTINUAÇÃO) – CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS PRINCIPAIS FAMÍLIAS DE DESCONTINUIDADES MAPEADAS NA OMBREIRA ESQUERDA

Litologia	Família de Descontinuidade	Atitude (Dip Direction / Dip)
Metasiltito	J3	152/81
	J5	090/40
	F2	220/80
Gnaiss Alterado	F0	228/70
	J1	141/86
	J2	113/87
	J3	047/41
	J5	090/40

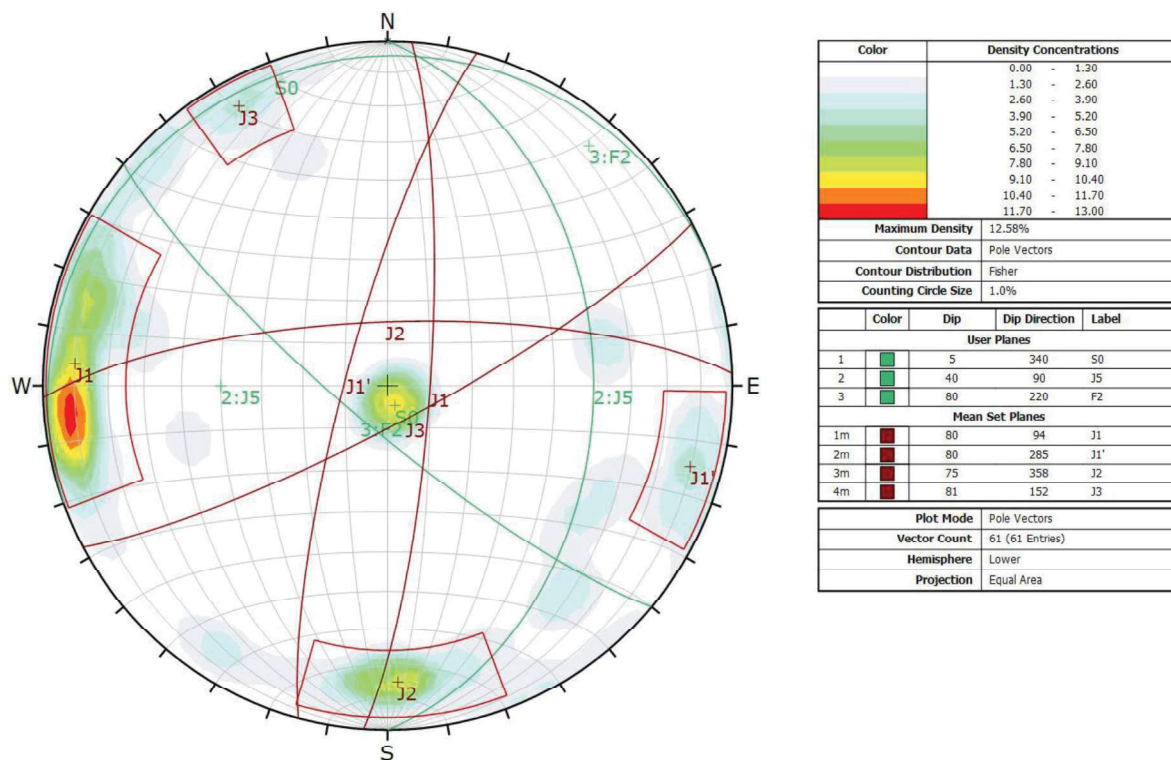
FONTE: Intertechne Consultores (2020).

FIGURA 30 – ESTEREOGRAMA PARA OS METARENITOS



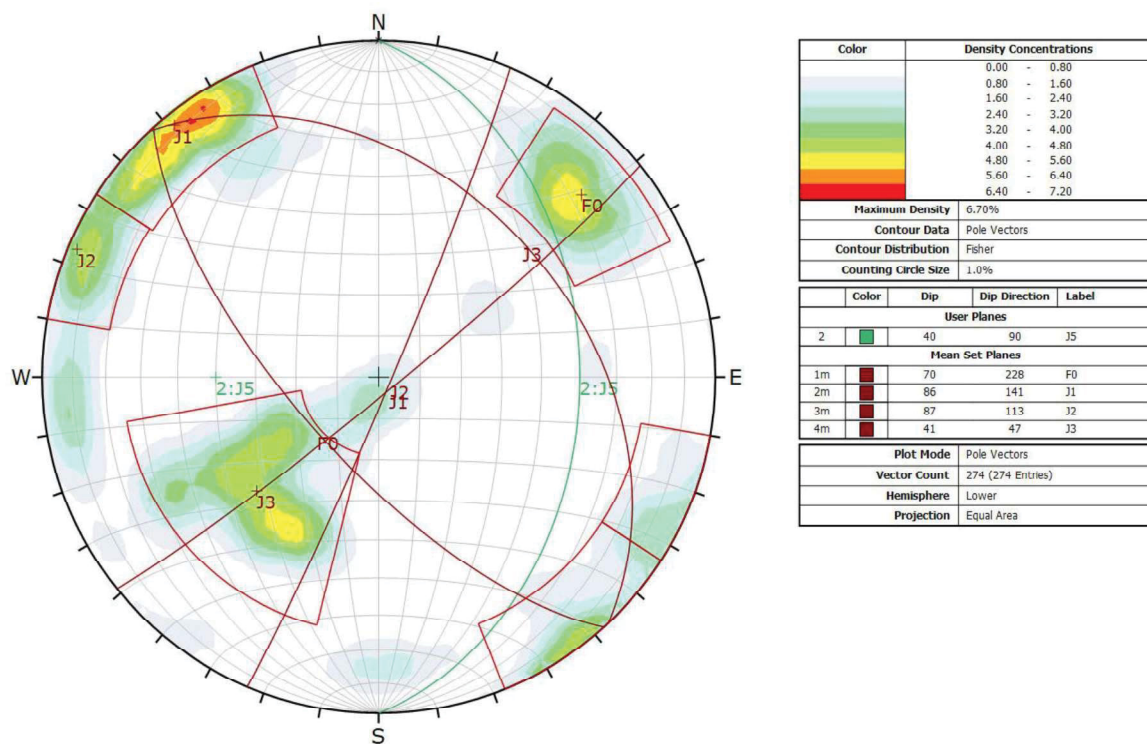
FONTE: Intertechne Consultores (2020).

FIGURA 31 – ESTEREOGRAMA PARA O METASILTITO



FONTE: Intertechne Consultores (2020).

FIGURA 32 – ESTEREOGRAMA PARA O GNAISSE ALTERADO

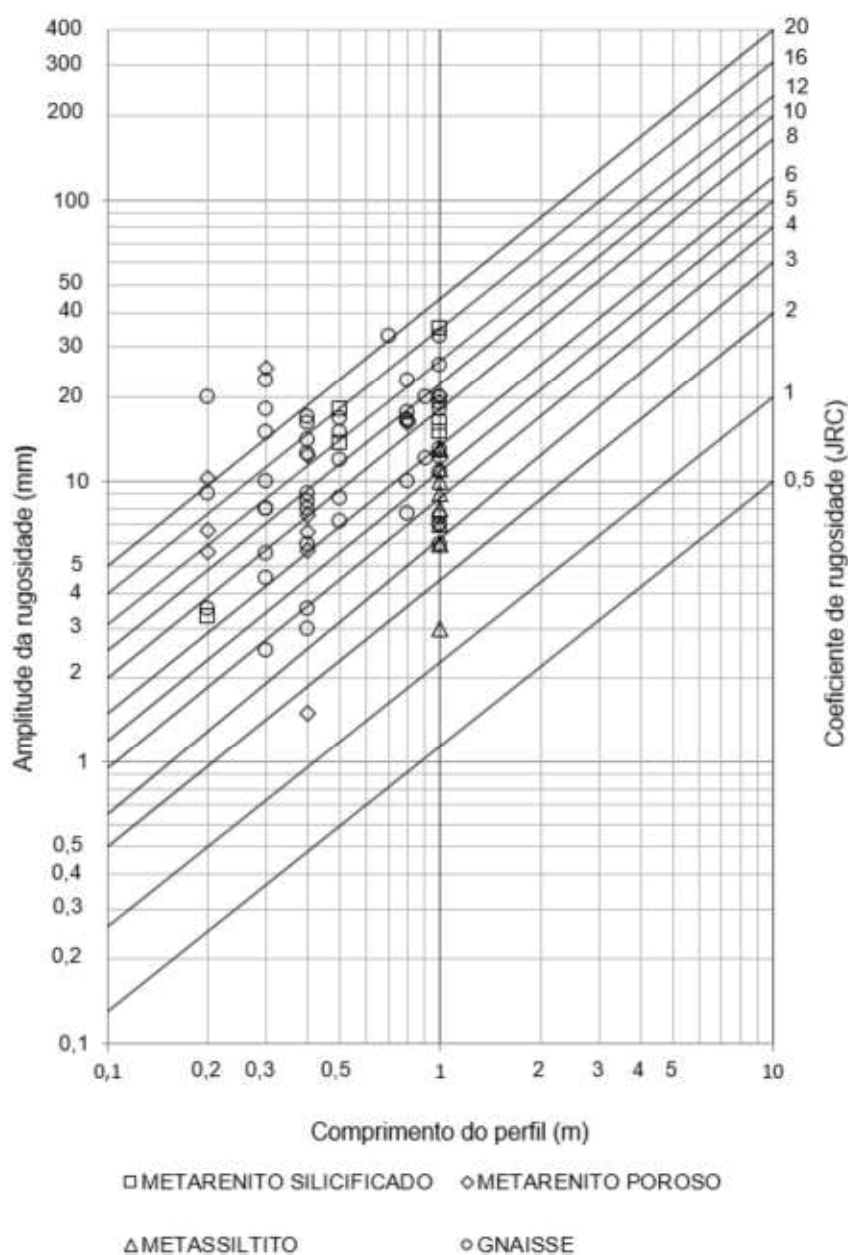


FONTE: Intertechne Consultores (2020).

Também foram tomadas medidas para a avaliação do JRC em descontinuidades presentes no maciço das escavações na região da Tomada de Água, na ombreira direita da barragem e nos túneis na região da Casa de Força.

Mediu-se em campo o comprimento do perfil, a amplitude das rugosidades e estimou-se o valor de JRC com base no método de Barton (1981). A FIGURA 33 apresenta as medidas de campo para as diversas descontinuidades avaliadas.

FIGURA 33 – ESTIMATIVA DE JRC PARA DESCONTINUIDADES DO AH LAÚCA



FONTE: A autora (2022).

5 DEFINIÇÃO DA RESISTÊNCIA DAS DESCONTINUIDADES

Apresentam-se neste capítulo os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados com amostras extraídas de testemunhos de sondagem para o metarenito poroso, metarenito silicificado, metasiltito e gnaiss, bem como a definição das envoltórias de resistência ao cisalhamento necessárias para as avaliações de estabilidade.

5.1 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Fez parte do programa de investigações e ensaios geológico-geotécnicos da etapa de Projeto Executivo a realização de ensaios de cisalhamento direto sob tensão normal constante para avaliação da resistência das descontinuidades das diferentes litologias do maciço rochoso.

Os ensaios foram realizados Laboratório da Divisão de Tecnologia em Engenharia Civil da Gerência de Serviços Tecnológicos de FURNAS Centrais Elétricas em Aparecida de Goiânia.

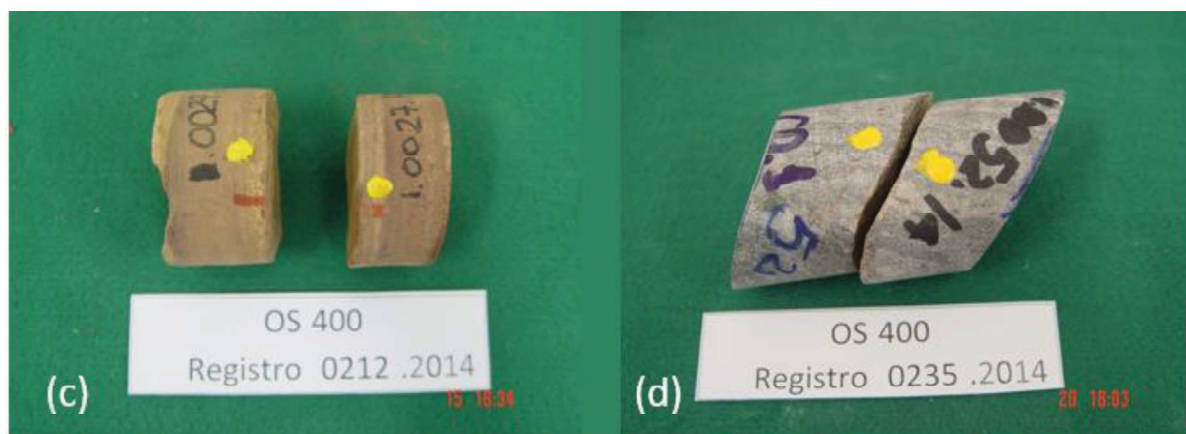
Os corpos-de-prova (CP) foram confeccionados a partir de testemunhos de sondagens rotativas. Foram ensaiadas as superfícies das descontinuidades naturais e não em superfícies cortadas em laboratório. A FOTO 4 ilustra uma das amostras ensaiadas de cada litologia.

FOTO 4 – AMOSTRAS PARA ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO



FONTE: FURNAS (2014).

FOTO 4 (CONTINUAÇÃO) – AMOSTRAS PARA ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

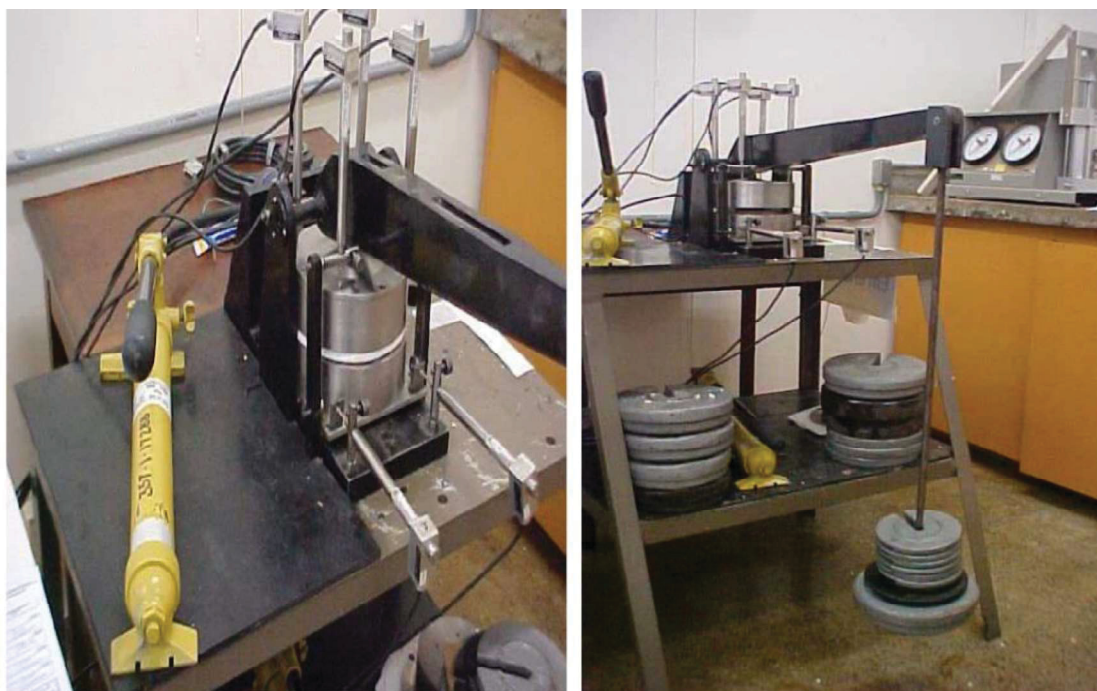


FONTE: FURNAS (2014).

LEGENDA: (a) – Metarenito poroso; (b) – Metarenito silicificado; (c) – Metasiltito; (d) – Gnaiss

Os ensaios foram realizados em uma prensa de bancada, com capacidade máxima de 40 kN de carga normal e 100 kN de carga cisalhante. A FOTO 5 ilustra o equipamento utilizado.

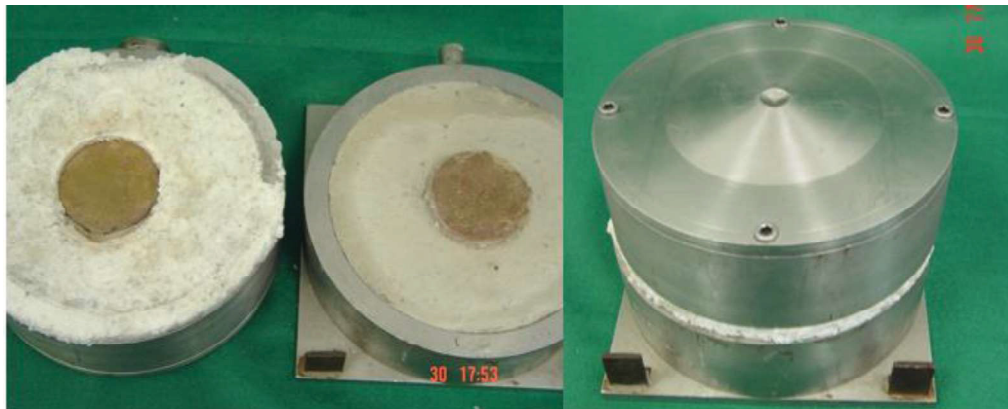
FOTO 5 – PRENSA DE BANCADA MONTADA PARA EXECUÇÃO DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO



FONTE: FURNAS (2014).

As duas metades da amostra ensaiada foram montadas na caixa de cisalhamento de maneira que as descontinuidades ficassem na posição horizontal, para ser o plano ensaiado, conforme mostra a FOTO 6.

FOTO 6 – MONTAGEM DE AMOSTRA NA CAIXA DE CISALHAMENTO



FONTE: FURNAS (2014).

Preconizou-se a realização dos ensaios com tensões normais de 250 kPa, 500 kPa, 1000 kPa e 2000 kPa. Não houve avaliação quanto à rugosidade da descontinuidade ensaiada.

A identificação do número do corpo-de-prova é apresentada na TABELA 14, juntamente com a qual litologia pertence e de qual sondagem rotativa foi retirado.

TABELA 14 – IDENTIFICAÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA ENSAIADOS

Litologia	Sondagem	Número do CP	Profundidade (m)
Metarenito poroso	SR 104	202	8,45
	SR 104	203	9,80
	SR 107	204	15,19
	SR 107	205	15,47
	SR 107	206	16,6
	SR 107	207	16,70
Metarenito Silicificado	SR 121	218	44,84
	SR 121	219	45,39
	SR 121	220	45,55
	SR 102	221	7,94
	SR 102	222	8,30
	SR 102	223	8,85
	SR 102	224	9,07

FONTE: Modificado de FURNAS (2014).

TABELA 14 (CONTINUAÇÃO) – IDENTIFICAÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA ENSAIADOS

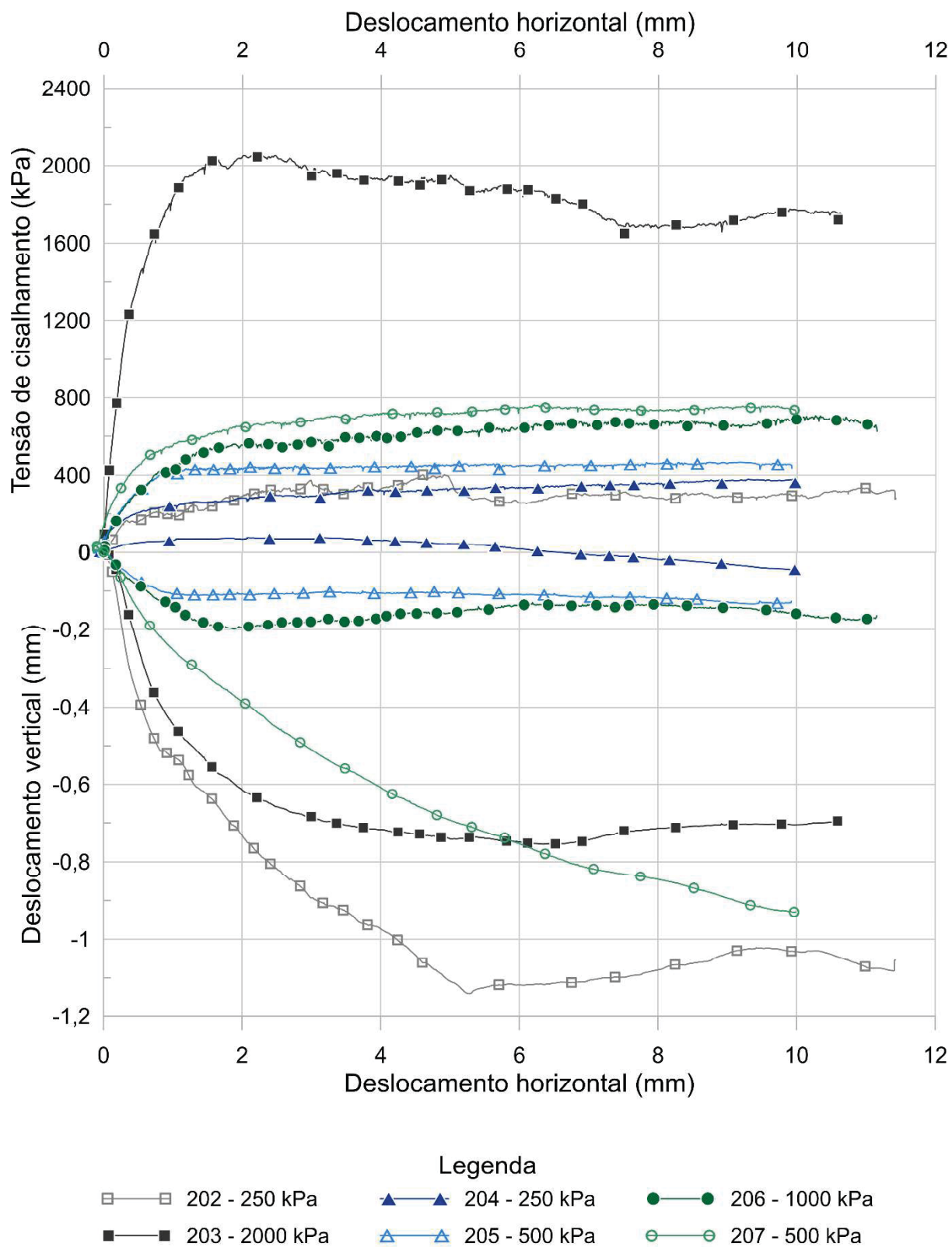
Litologia	Sondagem	Número do CP	Profundidade (m)
Metasiltito	SR 108	212	65,77
	SR 108	213	65,82
	SR 108	214	66,15
	SR 108	215	66,21
	SR 108	216A	66,31
	SR 108	216B	-
	SR 108	217	66,65
Gnaiss	SR 107	235	89,05
	SR 107	236	90,45
	SR 101	237	90,70
	SR 101	238	91,75
	SR 101	239	91,88
	SR 101	240	92,14
	SR 101	241	92,35
	SR 101	242	92,77

FONTE: Modificado de FURNAS (2014).

A interpretação dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto e metodologia de utilização destes dados para estimativa da resistência das descontinuidades faz parte deste projeto de pesquisa e não segue as definições feitas no Projeto Executivo de autoria da Intertechne Consultores.

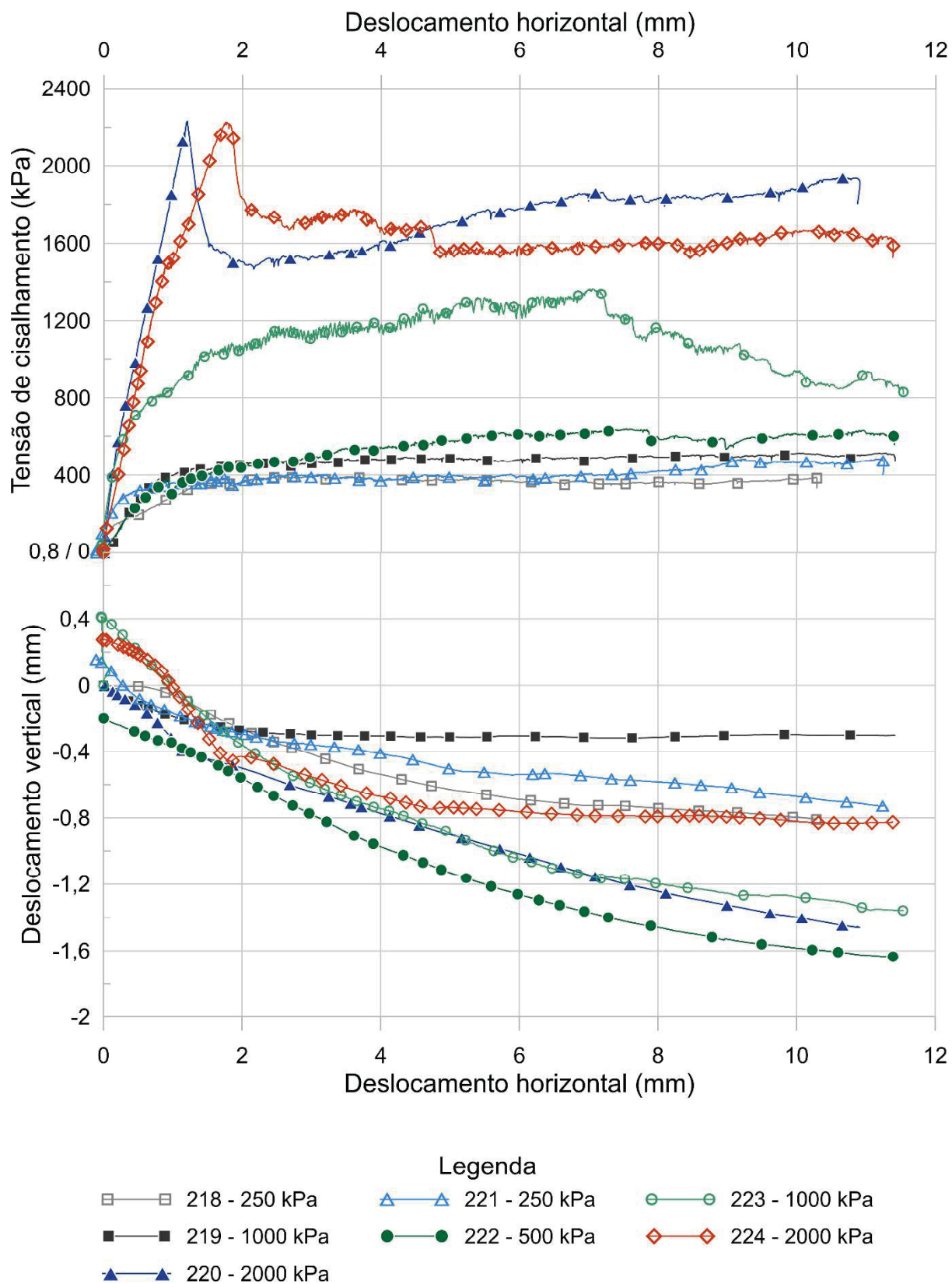
Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto são apresentados na FIGURA 34 para o metarenito poroso, na FIGURA 35 para o metarenito silicificado, na FIGURA 36 para o metasiltito e, por fim, na FIGURA 37 para o gnaiss.

FIGURA 34 – RESULTADO DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO EM AMOSTRAS DE METARENITO POROSO



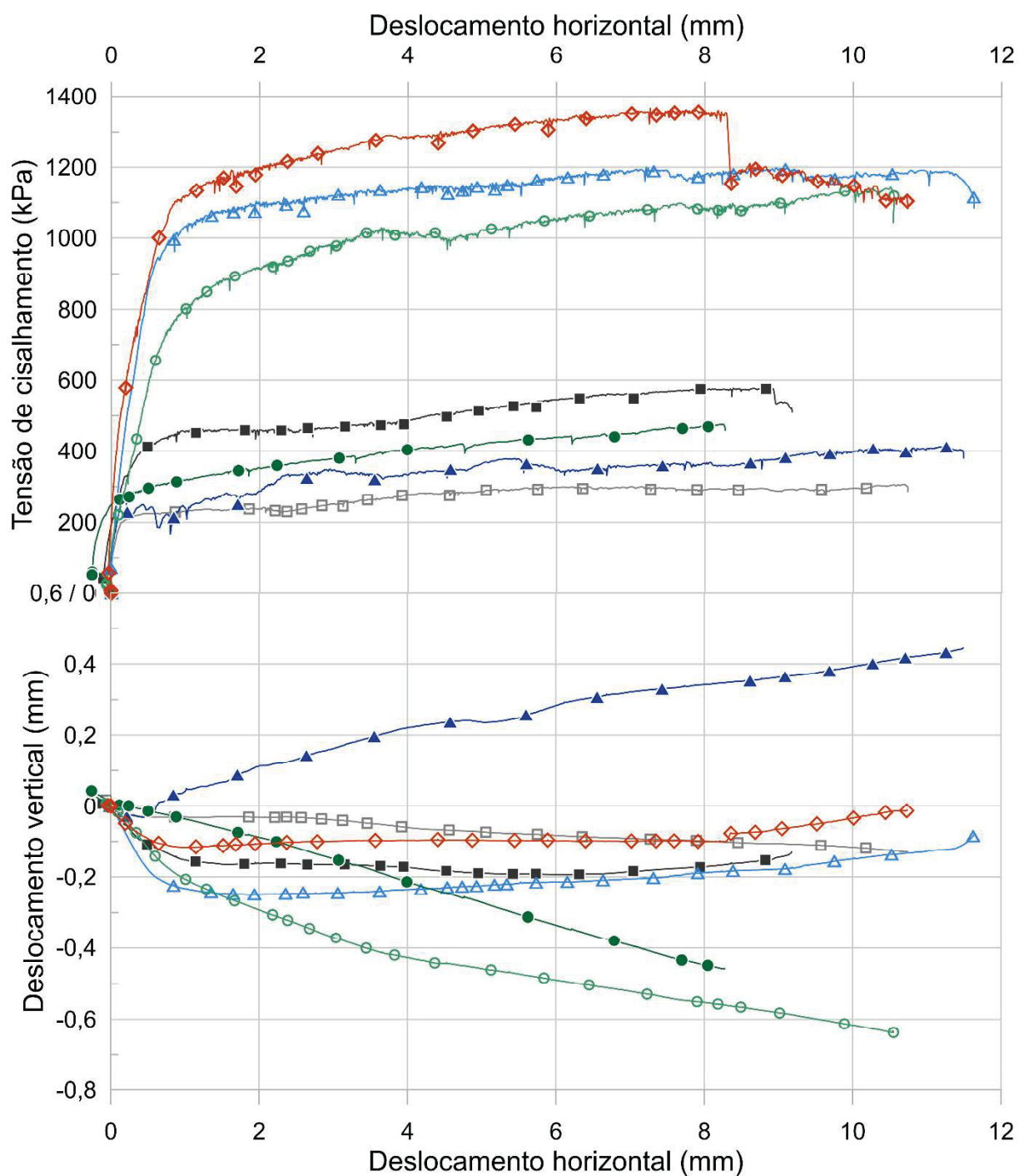
FONTE: A autora (2022), dados de FURNAS (2014).

FIGURA 35 – RESULTADO DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO EM AMOSTRAS DE METARENITO SILICIFICADO



FONTE: A autora (2022), dados de FURNAS (2014).

FIGURA 36 – RESULTADO DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO EM AMOSTRAS DE METASILTITO

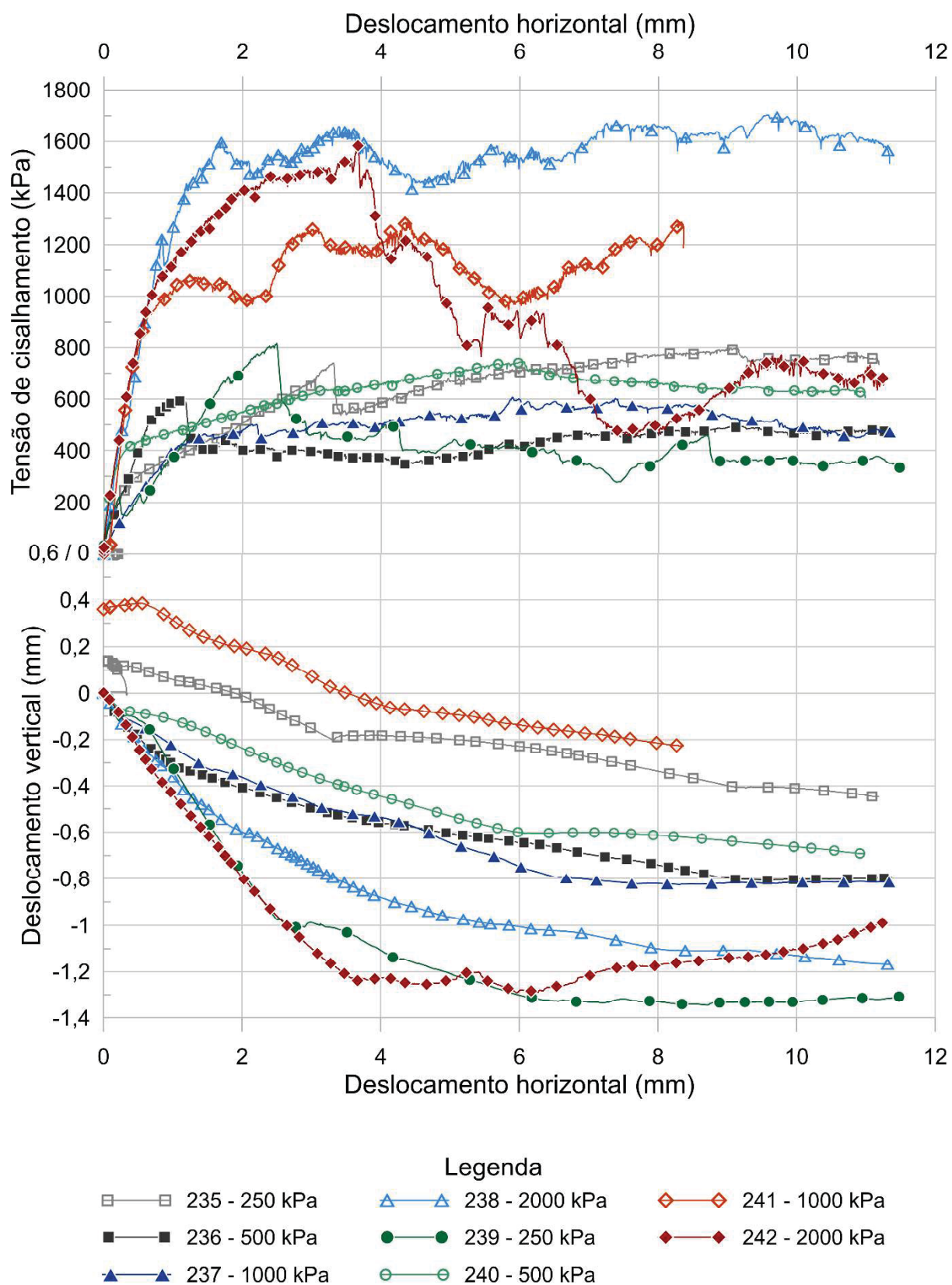


Legenda

- | | | |
|----------------------|----------------------|-----------------------|
| □ — □ 212 - 250 kPa | △ — △ 215 - 2000 kPa | ○ — ○ 216B - 1000 kPa |
| ■ — ■ 213 - 500 kPa | ● — ● 216A - 250 kPa | ◇ — ◇ 217 - 2000 kPa |
| ▲ — ▲ 214 - 1000 kPa | | |

FONTE: A autora (2022), dados de FURNAS (2014).

FIGURA 37 – RESULTADO DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO EM AMOSTRAS DE GNAISSE



FONTE: A autora (2022), dados de FURNAS (2014).

Na sequência apresentam-se comentários a respeito dos resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto para as quatro litologias.

As descontinuidades ensaiadas do **metarenito poroso** apresentaram comportamento frágil-dúctil (CP 202 e 203) e dúctil (demais amostras), conforme FIGURA 34.

Para as descontinuidades ensaiadas sob tensão normal de 250 kPa (CP 202), 500 kPa (CP 205), 1000 kPa e 2000 kPa observa-se que à medida que há um acréscimo na tensão de cisalhamento ocorre um correspondente deslocamento horizontal e um acréscimo na abertura da descontinuidade (deslocamento vertical negativo).

No início do cisalhamento, em superfícies rugosas ou com irregularidades, para que haja movimento as paredes das descontinuidades sofrem um afastamento relativo, provocando a abertura da descontinuidade. Este fenômeno, denominado de dilatância, é usual em descontinuidades sem preenchimento ou com preenchimento de pequena espessura (HOEK; BRAY, 1974, FIORI; CARMIGNANI, 2015).

O CP 204, ensaiado com uma tensão normal de 250 kPa foi o único que apresentou um comportamento com relação às deformações diferente dos demais. Verifica-se que no início do ensaio houve um deslocamento vertical positivo, ou seja, houve uma redução na abertura da descontinuidade. A partir de um deslocamento horizontal próximo a 7mm a abertura começa a dilatar. Não há uma mudança no gráfico das tensões de cisalhamento que indique essa alteração no comportamento.

Este comportamento de fechamento da descontinuidade seria esperado em descontinuidades com preenchimento espesso (HOEK; BRAY, 1974, FIORI; CARMIGNANI, 2015). Entretanto, acredita-se que este não seja o motivo pois as descontinuidades ensaiadas não tinham preenchimento espesso, conforme pode ser observado no registro fotográfico do laboratório. Uma avaliação mais assertiva acerca do comportamento desta amostra poderia ser realizada se a descontinuidade tivesse sido avaliada quanto à sua rugosidade.

Falhas no procedimento de acomodação do corpo-de-prova na célula de cisalhamento também são uma possibilidade aventada para explicar o comportamento do CP 204. A acomodação do corpo-de-prova na célula de cisalhamento é uma etapa delicada do ensaio na qual procedimentos incorretos podem culminar em alterações nos resultados obtidos. Entretanto, como os ensaios foram realizados previamente à realização desta dissertação, não se consegue avaliar este aspecto com objetividade.

O CP 207, ensaiado com um carregamento de 500 kPa, apresentou durante todo o ensaio afastamento das paredes das descontinuidades, não atingindo um patamar de estabilização dos deslocamentos horizontais como os demais. As tensões de cisalhamento, a partir dos 6 mm de deslocamento horizontal, permaneceram praticamente constantes.

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto em descontinuidades no **metarenito silicificado**, FIGURA 35, submetidas a uma tensão normal de 2000 kPa apresentaram uma resistência de pico bastante destacada, sendo seguida por uma redução brusca nas tensões de cisalhamento. Pode-se caracterizar este comportamento como sendo frágil-dútil.

O CP 223, ensaiado sob tensão normal de 1000 kPa, apresentou um pico na tensão de cisalhamento aos 7 mm de deslocamento horizontal, aproximadamente. A partir de então a tensão de cisalhamento reduziu de valor, entretanto, de maneira mais gradual quando comparada com as amostras ensaiadas com tensão de 2000 kPa. Devido a ocorrência do pico e posterior redução da tensão de cisalhamento considerou-se que o corpo-de-prova apresentou comportamento frágil-dútil. Como não houve estabilização das tensões cisalhantes ao final do ensaio considerou-se que este corpo-de-prova não atingiu sua tensão residual.

No restante dos corpos-de-prova observou-se, desde o início do ensaio, um acréscimo na tensão de cisalhamento até determinado valor e, a partir deste momento, a tensão de cisalhamento permanece em um mesmo patamar, com oscilações pequenas. Para estas amostras o comportamento observado foi caracterizado como dútil.

Com relação aos deslocamentos, em alguns corpos-de-prova, como é o caso do CP 224, no início do ensaio houve imediata contração ou fechamento da descontinuidade. Uma contração imediata seria esperada em descontinuidades com preenchimentos, por exemplo (GOODMAN, 1989). O oposto ocorreu com a amostra 222, que apresentou imediata abertura. Uma avaliação assertiva acerca do comportamento destas amostras poderia ser realizada se as descontinuidades tivessem sido avaliadas quanto à sua rugosidade e preenchimentos.

Quanto aos ensaios realizados em descontinuidades no **metasiltito** (FIGURA 36), verifica-se que, de maneira geral, houve acréscimo na tensão de cisalhamento até determinado valor e, a partir deste momento, a tensão de cisalhamento permanece

em um mesmo patamar, com oscilações pequenas. Todas os corpos-de-prova, portanto, apresentaram comportamento dúctil.

Com relação ao CP 217, ensaiado sob tensão normal de 2000 kPa, verificou-se que desde o início do ensaio até um deslocamento horizontal de pouco mais de 8 mm o comportamento da descontinuidade se assemelhava ao das demais descontinuidades de metasiltito ensaiadas. Ou seja, houve acréscimo na tensão de cisalhamento até determinado valor e, a partir de então, a tensão de cisalhamento permanece praticamente em um mesmo patamar. O comportamento observado é característico de materiais dúcteis.

Entretanto, logo após os 8 mm de deslocamento horizontal houve uma abrupta redução da tensão de cisalhamento. A partir deste momento as tensões de cisalhamento permaneceram em um mesmo patamar, como se tivesse havido apenas uma translação das leituras das tensões cisalhantes para um patamar inferior. O comportamento observado no gráfico sugere que possa ter havido alguma anomalia durante o procedimento de ensaio.

Outro comportamento que deve ser ressaltado é o do CP 214 ensaiado sob tensão normal de 1000 kPa. No início do ensaio a amostra apresentou comportamento dilatante, mas em seguida passou a indicar um fechamento das paredes da descontinuidade que permaneceu aumentando gradativamente ao longo do ensaio.

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto em descontinuidades no **gnaisse**, FIGURA 37, apresentaram comportamento dúctil para os corpos-de-prova 235, 237, 238, e 241. Os demais corpos-de-prova foram classificados como tendo comportamento frágil ou frágil-dúctil.

Diferentemente das demais litologias ensaiadas, nas descontinuidades do **gnaisse**, mesmo naquelas que foram classificadas como de comportamento dúctil, há uma maior oscilação das tensões cisalhantes ao longo do ensaio.

Cita-se como exemplo o CP 238, ensaiado sob tensão normal de 2000 kPa. Logo no início do ensaio é verificado o acréscimo da tensão de cisalhamento com correspondente aumento do deslocamento horizontal. Ao atingir uma tensão de cisalhamento de aproximadamente 1600 kPa o ensaio prossegue com aumento do deslocamento horizontal e manutenção da tensão de cisalhamento em um mesmo patamar, com oscilações entre aproximadamente 1700 kPa e 1400 kPa, sendo maiores que as observadas nas descontinuidades das demais litologias.

O gnaissé é uma rocha metamórfica de granulação média a grossa, ou seja, cristais com tamanho entre 1 mm e 3 cm (TARBUCK; LUTGENS, 2005). Atribui-se ao tamanho destes grãos, maiores do que os grãos que compõe a matriz dos metarenitos e do metasiltito, a maior oscilação observada dentro de um mesmo patamar.

Quanto aos deslocamentos verificou-se que a tendência geral foi de abertura da descontinuidade, ou seja, comportamento dilatante.

As resistências obtidas nos ensaios são apresentadas na sequência. A TABELA 15 resume os resultados dos ensaios de cisalhamento feitos no metarenito poroso. A TABELA 16 apresenta os resultados para o metarenito silicificado. Os resultados para o metasiltito e do gnaissé são trazidos na TABELA 17 e TABELA 18.

TABELA 15 – RESULTADOS DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO REALIZADO EM AMOSTRAS DE METARENITO POROSO

Corpo-de-prova	Comportamento	σ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)
			Pico	Residual
202	Frágil-dúctil	281,0	403,50	282,52
203	Frágil-dúctil	1998,5	2054,00	1721,76
204	Dúctil	247,0		378,26
205	Dúctil	501,0		450,92
206	Dúctil	998,5		655,58
206	Dúctil	495,0		737,94

FONTE: A autora (2022).

TABELA 16 – RESULTADOS DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO REALIZADO EM AMOSTRAS DE METARENITO SILICIFICADO

Corpo-de-prova	Comportamento	σ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)
			Pico	Residual
218	Dúctil	254,5		381,55
219	Dúctil	996,5		501,57
220	Frágil-dúctil	2003,0	2231,30	1923,85
221	Dúctil	254,5		472,66
222	Dúctil	507,5		600,82
223	Frágil-dúctil	997,5	1364,70	-
224	Frágil-dúctil	1999,5	2225,80	1637,44

FONTE: A autora (2022).

TABELA 17 – RESULTADOS DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO REALIZADO EM AMOSTRAS DE METASILTITO

Corpo-de-prova	Comportamento	σ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)
			Pico	Residual
212	Dúctil	254,0	299,41	
213	Dúctil	492,0	575,54	
214	Dúctil	999,0	402,45	
215	Dúctil	1999,0	1179,2	
216A	Dúctil	257,0	474,26	
216B	Dúctil	990,0	1130,36	
217	Dúctil	2003,0	1113,92	

FONTE: A autora (2022).

TABELA 18 – RESULTADOS DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO REALIZADO EM AMOSTRAS DE GNAISSE

Corpo-de-prova	Comportamento	σ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)
			Pico	Residual
235	Dúctil	233	751,01	
236	Frágil-dúctil	505	604,19	472,26
237	Dúctil	1004	471,25	
238	Dúctil	2002	1578,08	
239	Frágil	249,2	815,87	348,45
240	Frágil-dúctil	497	745,84	626,5
241	Dúctil	1000	1254,29	
242	Frágil	1996,5	1583,36	677,63

FONTE: A autora (2022).

A tensão normal indicada nas tabelas anteriores corresponde à tensão especificada para o ensaio (250 kPa, 500 kPa, 1000 kPa e 2000 kPa) corrigida pela área do corpo-de-prova.

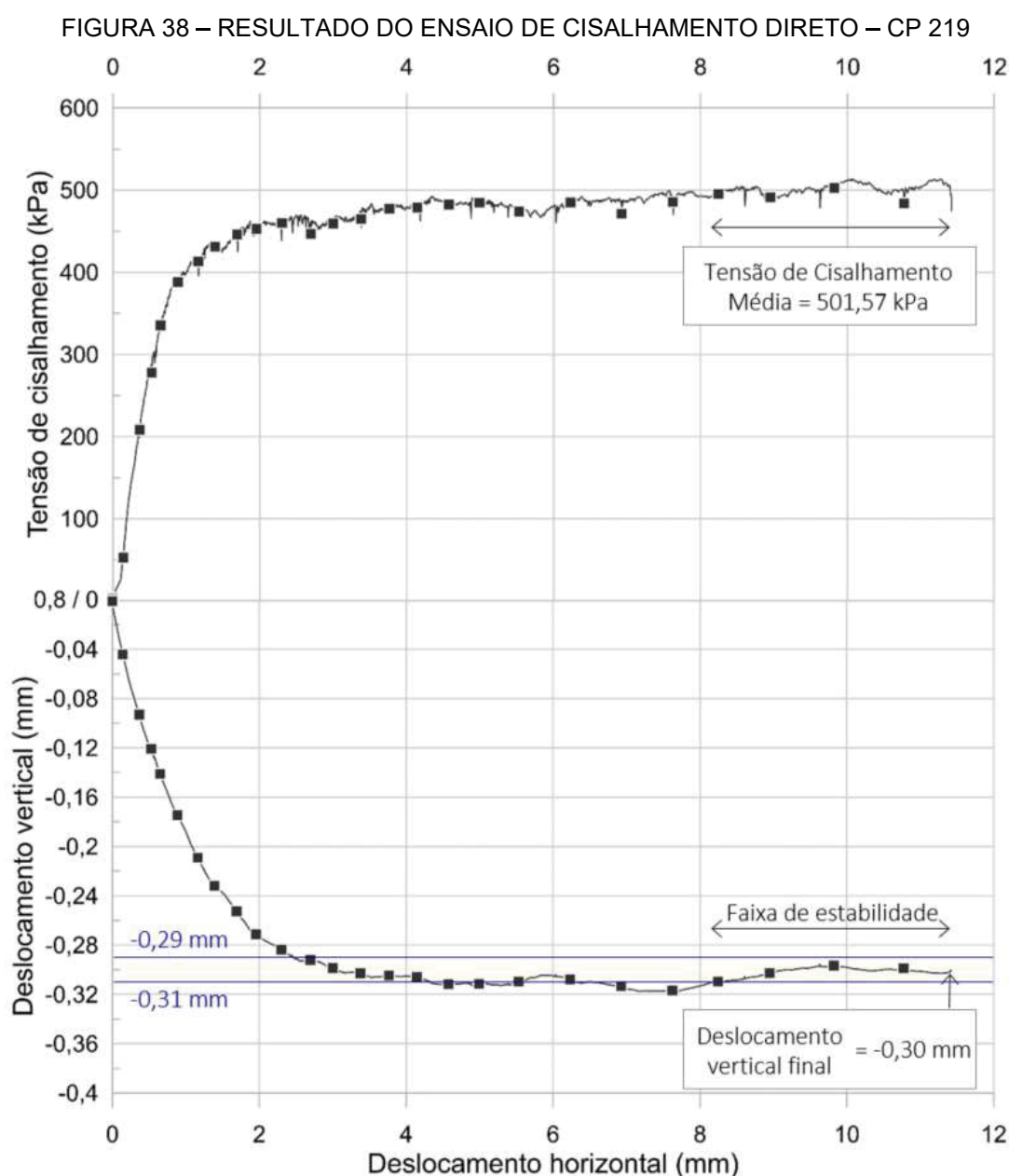
Para os corpos-de-prova cujo comportamento foi classificado como frágil ou frágil-dúctil obteve-se dos gráficos dos ensaios (FIGURA 34 a FIGURA 37) o valor da tensão de cisalhamento de pico e o valor da tensão de cisalhamento residual. O valor da tensão de cisalhamento de pico corresponde à máxima tensão de cisalhamento obtida no ensaio.

Para definição da tensão de cisalhamento residual adotou-se o seguinte procedimento. Verificou-se o valor do deslocamento vertical final do ensaio, desconsiderando-se o último registro do ensaio quando este apresentava variações abruptas em relação aos anteriores. Admitiu-se para o deslocamento vertical que o mesmo poderia ser considerado estável quando variasse menos que 1 %.

A partir deste critério, definiu-se no gráfico dos deslocamentos (FIGURA 34 a FIGURA 37) a faixa de deslocamentos horizontais que abrange os deslocamentos verticais considerados estáveis. Esta faixa seria definida a partir do final do ensaio até o ponto em que os deslocamentos verticais começariam a variar em mais de 1 %.

Definido o intervalo de estabilidade, a tensão de cisalhamento residual corresponde à média das tensões compreendidas dentro deste intervalo.

Um exemplo gráfico da aplicação do critério utilizado para definição da tensão de cisalhamento residual é apresentado na FIGURA 38 com os dados do CP 219.



FONTE: A autora (2022), dados de FURNAS (2014).

Para os corpos-de-prova cujo comportamento foi classificado como dúctil, definiu-se uma tensão de pico/residual. Em rochas com comportamento dúctil a resistência de pico e a residual são iguais (VALLEJO *et al.*, 2002). O procedimento para definição desta tensão seguiu a mesma premissa adotada para definição da tensão residual dos corpos-de-prova com comportamento frágil ou frágil-dúctil.

5.2 ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA

Para a avaliação da estabilidade de taludes rochosos, conforme apresentado no capítulo 2, é essencial o conhecimento das características das descontinuidades. As características das descontinuidades presentes no maciço definem a sua resistência ao cisalhamento, que juntamente com a orientação de tais feições e geometria do talude em análise definem a factibilidade ou não de uma ruptura ocorrer.

Na verificação geotécnica da estabilidade de uma escavação, quando não se tolera que ocorram deslocamentos significativos, empregam-se nos cálculos os parâmetros de resistência de pico uma vez que para que a descontinuidade chegue a sua resistência residual é necessário que grandes deslocamentos ocorram. Esta premissa foi considerada para as escavações do AH Laúca.

A descrição das descontinuidades mapeadas nas escavações do AH Laúca indicou que estas feições nos maciços de gnaiss e metasiltito são predominantemente onduladas e rugosas. Nos metarenitos as descontinuidades foram classificadas como planas e onduladas, sendo as planas em maior proporção, e rugosas.

O critério de Mohr-Coulomb, envoltória linear usualmente empregada em estudos geotécnicos, não considera a mobilização da rugosidade da superfície da descontinuidade. Portanto, não é indicado para representar a relação entre as tensões cisalhantes e as tensões normais de descontinuidades rugosas, como as do AH Laúca.

Optou-se então por definir envoltórias de resistência utilizando o critério bi-linear de Patton e a envoltória não linear de Barton-Bandis. As envoltórias de resistência resultantes são apresentadas nos itens subsequentes.

5.2.1 Envoltória de resistência de Patton

A envoltória de resistência de Patton é uma envoltória bi-linear que, previamente à resistência de pico, é definida pela reta descrita pela equação 15, também já apresentada no capítulo 2, item 2.2.2:

$$\tau = \sigma \tan(\phi_b + i) \quad 15$$

Onde:

i – Ângulo entre a feição superficial da descontinuidade e a inclinação da vertente;

ϕ_b – Ângulo de atrito básico;

τ – Tensão cisalhante;

σ – Tensão normal.

Ou seja, o primeiro trecho da envoltória é definido por uma equação de reta com origem no zero, que significa coesão nula, e coeficiente angular correspondente ao ângulo de atrito básico acrescido de uma componente referente à rugosidade das paredes da descontinuidade.

Wyllie e Mah (2004) afirmam que uma típica envoltória linear de resistência ao cisalhamento de descontinuidades sem preenchimento e rugosas apresenta coesão nula e ângulo de atrito composto pelas componentes $\phi_b + i$.

As descontinuidades do AH Laúca são descritas como rugosas e sem preenchimento, portanto, compatíveis com a utilização da envoltória de resistência de Patton.

Para verificar a adequabilidade da utilização dos dados dos ensaios para a definição de envoltórias lineares verificou-se por meio do coeficiente de correlação de Pearson se existia correlação significativa entre as variáveis σ e τ para então realizar o ajuste de uma regressão linear, pelo método dos mínimos quadrados, aos dados dos ensaios de cisalhamento direto.

Em estatística considera-se que um coeficiente de correlação entre 0,4 a 0,69 indica uma correlação moderada e entre 0,7 a 0,9 uma correlação forte entre as variáveis. Acima de 0,9 a correlação é considerada muito forte (SHIMAKURA, 2021).

Os coeficientes de correlação obtidos, apresentados na TABELA 19, para as quatro litologias ensaiadas indicaram correlação forte a muito forte. Por este motivo, o ajuste de uma regressão linear para definição da envoltória de resistência das descontinuidades foi considerado adequado.

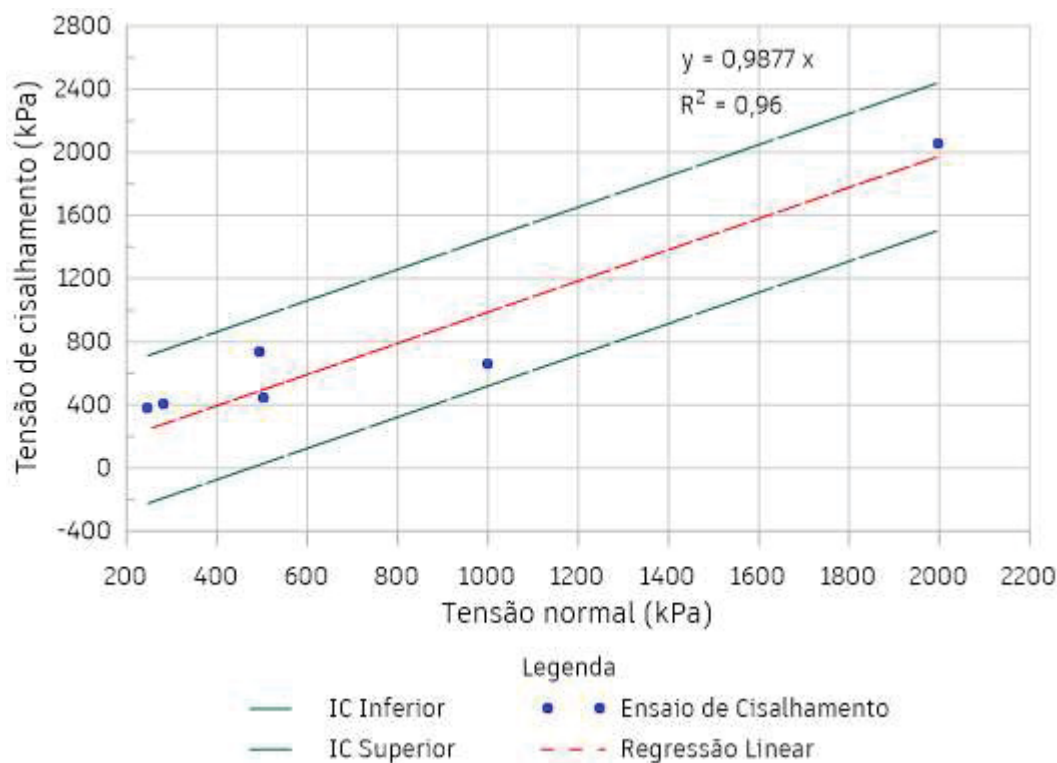
TABELA 19 – COEFICIENTE DE CORRELAÇÃO DOS DADOS DE ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO – PARÂMETROS DE PICO

Litologia	Número de ensaios (n)	Coeficiente de correlação
		τ pico
Metarenito poroso	6	0,952
Metarenito silicificado	7	0,942
Metasiltito	7	0,819
Gnaiss	8	0,820

FONTE: A autora (2022).

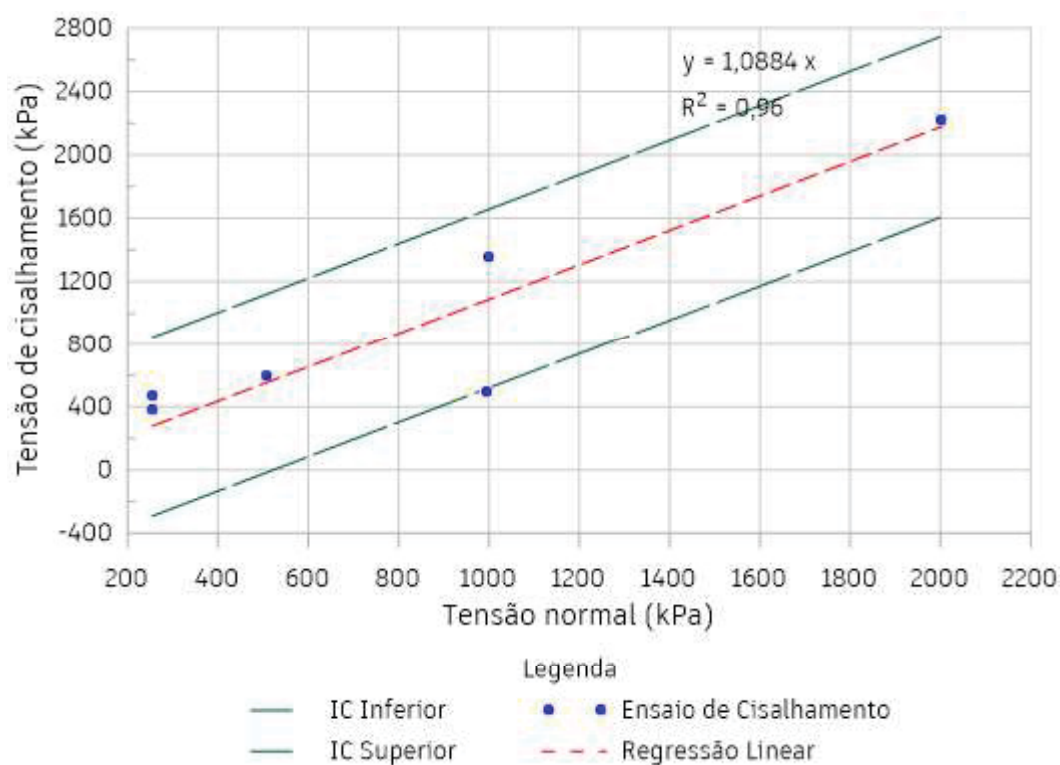
As equações que descrevem a regressão linear para cada tipo rochoso são apresentadas nas figuras subsequentes, juntamente com o intervalo de confiança (IC) de 95%.

FIGURA 39 – METARENITO POROSO – REGRESSÃO LINEAR PARA TENSÃO CISALHANTE DE PICO



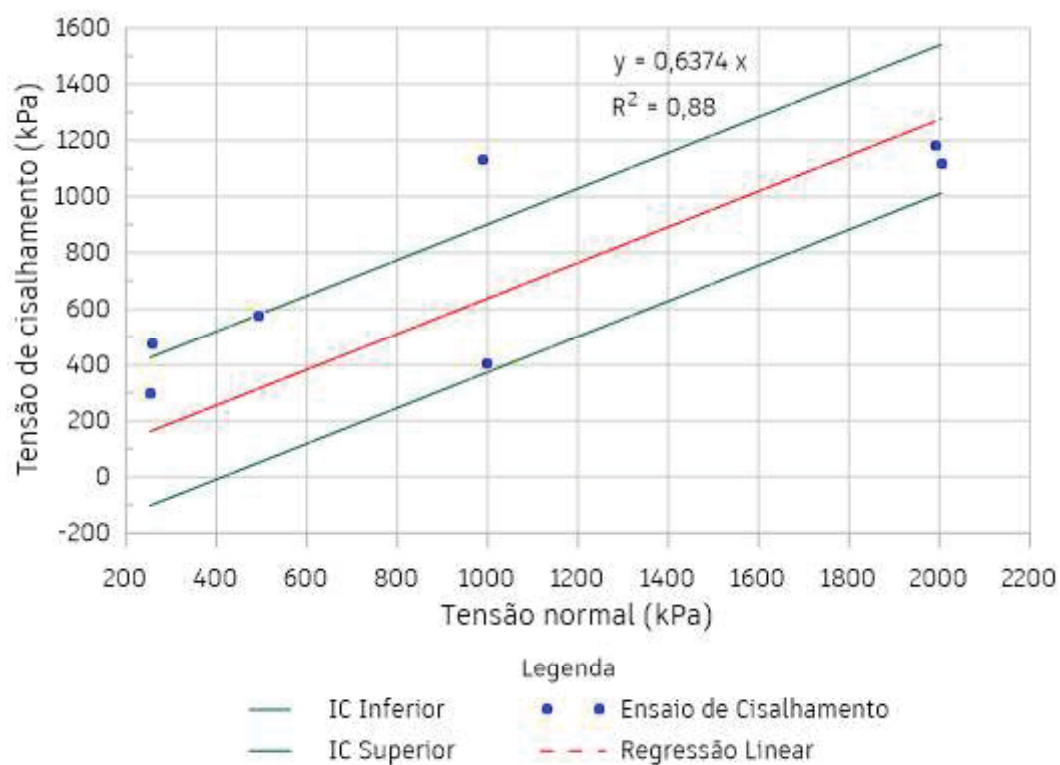
FONTE: A autora (2022).

FIGURA 40 – METARENITO SILICIFICADO – REGRESSÃO LINEAR PARA TENSÃO CISALHANTE DE PICO



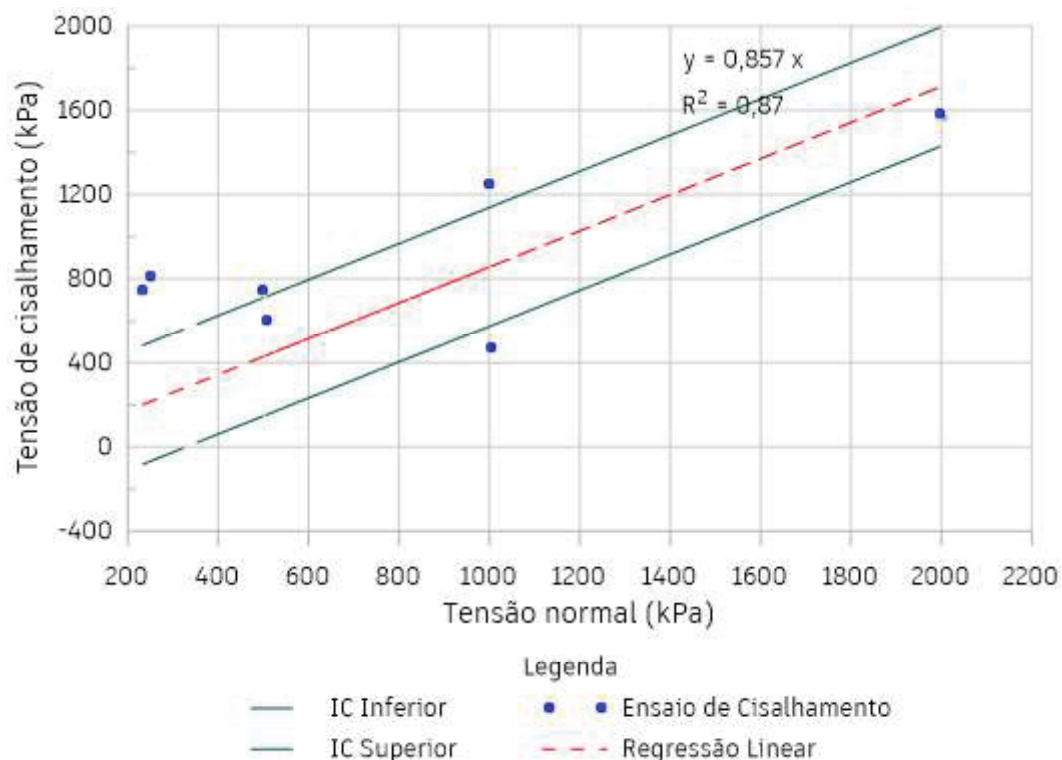
FONTE: A autora (2022).

FIGURA 41 – METASILTITO – REGRESSÃO LINEAR PARA TENSÃO CISALHANTE DE PICO



FONTE: A autora (2022).

FIGURA 42 – GNAISSE – REGRESSÃO LINEAR PARA TENSÃO CISALHANTE DE PICO



FONTE: A autora (2022).

Um resumo com a equação de ajuste da regressão linear e o coeficiente de determinação (R^2) para cada litologia é apresentado na TABELA 20.

TABELA 20 – REGRESSÃO LINEAR E R^2 – TENSÃO CISALHANTE DE PICO

Litologia	Equação	R^2 (%)
Metarenito poroso	$\tau = 0,9877 \sigma$	0,96
Metarenito silicificado	$\tau = 1,0884 \sigma$	0,96
Metasiltito	$\tau = 0,6374 \sigma$	0,88
Gnaiss	$\tau = 0,857 \sigma$	0,87

FONTE: A autora (2022).

Observa-se nos gráficos da FIGURA 39 a FIGURA 42 que em todas as litologias os resultados dos ensaios para uma tensão normal de 1000 kPa foram os que mais se distanciaram da reta da regressão linear.

A partir das equações das regressões lineares da TABELA 20, considerando valores para ângulo de atrito básico baseados em Krsmanovic (1967), Patton (1996) e Coulson (1972), conforme TABELA 9 retirada de Barton e Choubey (1977), estimou-

se qual seria o valor da contribuição das irregularidades (i) na resistência ao cisalhamento da descontinuidade.

TABELA 21 – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA CONSIDERANDO A ENVOLTÓRIA DE PATTON

Litologia	Coesão (kPa)	$\phi_b + i$ (°)	ϕ_b (°)	i (°)
	Pico			
Metarenito poroso	0	44,64	30	14,64
Metarenito silicificado	0	47,42	30	17,42
Metasiltito	0	32,51	30	2,51
Gnaisse	0	40,59	26	14,59

FONTE: A autora (2022).

Conforme literatura técnica, verifica-se que os valores de ângulo de atrito básico para arenitos variam de 25° a 35°, para siltito a faixa de variação é de 27° a 33° e para maciços gnáissicos de 23 a 29°. Os valores apresentados na TABELA 21 correspondem ao valor médio da faixa de variação encontrada na bibliografia. Tais valores também estão de acordo com Vallejo *et al.* (2002), que cita que para rochas sedimentares o ângulo de atrito estaria entre 25° a 37° e para rochas metamórficas entre 21 a 30°.

Considerando os ângulos de atrito básicos indicados na TABELA 21, verificou-se que a contribuição das irregularidades ou rugosidades na resistência ao cisalhamento das descontinuidades é de 12,29 ° em média, sendo que quase não há contribuição da rugosidade no metasiltito.

Os valores estimados para a contribuição das irregularidades (i) são semelhantes aos apresentados por Look (2007), que indica uma faixa de variação típica para rugosidades de primeira ordem compreendida entre 10° a 15°.

O segundo trecho da envoltória bi-linear de Patton é representado pela equação 16, já apresentada no capítulo 2:

$$\tau = c + \sigma \tan(\phi_r)$$

16

Onde:

c – Coesão;

ϕ_r – Ângulo de atrito residual.

Sabe-se, pelas descrições obtidas em mapeamentos de campo, que as descontinuidades observadas nas escavações do AH Laúca, estariam com paredes sãs a levemente alteradas, em sua maioria.

Partindo-se da premissa de que as descontinuidades são sãs, tem-se que o ângulo de atrito residual, necessário para definir a equação do segundo trecho da envoltória de resistência de Patton, é igual ao ângulo de atrito básico (VALLEJO *et al.*, 2002).

Faz-se uma observação de que não foram utilizados os resultados dos ensaios triaxiais para estimativa do ângulo de atrito das descontinuidades pois tais ensaios utilizaram corpos-de-prova da rocha intacta, sem presença de uma descontinuidade.

Dos ensaios de cisalhamento, cujos resultados foram apresentados da TABELA 15 a TABELA 18, tem-se pares de valores de tensão normal e tensão de cisalhamento de pico e/ou residual.

Com o emprego de planilha eletrônica buscou-se, para cada par de tensões, qual seria o valor da coesão que tornaria a igualdade representada pela equação 16 verdadeira. Os parâmetros utilizados na equação bem como os valores de coesão obtidos são apresentados na TABELA 22.

TABELA 22 – ESTIMATIVA DA COESÃO

Litologia	$\phi_r(^{\circ})$	σ_n (kPa)	τ (kPa)	c (kPa)	c média (kPa)
Metarenito poroso	30	281,00	282,52	120,28	269,46
		1998,5	1721,76	567,93	
		247,00	378,26	235,65	
		501,00	450,92	161,67	
		998,50	655,58	79,10	
		495,00	737,94	452,15	
Metarenito silicificado	30	254,5	381,55	234,61	340,81
		996,5	501,57	-73,76	
		2003	1923,85	767,42	
		254,5	472,66	325,72	
		507,5	600,82	307,81	
		997,5	-	-	
		1999,5	1637,44	483,03	

FONTE: A autora (2022).

TABELA 22 (CONTINUAÇÃO) – ESTIMATIVA DA COESÃO

Litologia	$\phi_r(^{\circ})$	σ_n (kPa)	τ (kPa)	c (kPa)	c média (kPa)
Metasiltito	30	254	299,41	152,76	162,45
		492	575,54	291,48	
		999	402,45	-174,32	
		1999	1179,2	25,08	
		257	474,26	325,88	
		990	1130,36	558,78	
		2003	1113,92	-42,51	
Gnaisse	26	233	751,01	637,37	316,00
		1000	1254,29	766,56	
		505	472,26	225,96	
		1004	471,25	-18,43	
		2002	1578,08	601,64	
		249,2	348,45	226,91	
		497	626,5	384,10	
		1996,5	677,63	-296,13	

FONTE: A autora (2022).

As equações que representam o segundo trecho da envoltória bi-linear de Patton são apresentadas na TABELA 23 e os gráficos das envoltórias no item 5.2.3.

TABELA 23 – REGRESSÃO LINEAR – 2º TRECHO DA ENVOLTÓRIA DE PATTON

Litologia	Equação
Metarenito poroso	$\tau = 0,60 \sigma + 269,46$
Metarenito silicificado	$\tau = 0,60 \sigma + 340,81$
Metasiltito	$\tau = 0,60 \sigma + 162,45$
Gnaisse	$\tau = 0,48 \sigma + 316,00$

FONTE: A autora (2022).

5.2.2 Envoltória de resistência de Barton-Bandis

O critério de resistência de Barton-Bandis, revisado por Barton e Choubey em 1977, é expresso pela equação 17 (WANG; LIN, 2018), já apresentada no capítulo 2:

$$\tau = \sigma_n \tan[(\phi_r + JRC \log_{10}(\frac{JCS}{\sigma_n})]$$

Onde:

τ – Tensão cisalhante;

σ_n – Tensão normal;

ϕ_r – Ângulo de atrito residual.

JRC – Coeficiente de rugosidade;

JCS – Resistência à compressão simples da parede da descontinuidade.

O coeficiente de rugosidade das descontinuidades (JRC) foi obtido de medidas tomadas em campo das descontinuidades presentes no maciço das escavações na região da Tomada de Água, na ombreira direita da barragem e nos túneis na região da Casa de Força. A FIGURA 33, apresentada anteriormente, contém as medidas de campo bem como o valor estimado de JRC para as diversas descontinuidades avaliadas.

Como, de maneira geral, as paredes das descontinuidades foram descritas nos mapeamentos de campo como sãs a levemente alteradas, considerou-se que o valor de JCS é igual ao valor da resistência à compressão simples da rocha, bem como que o valor do ângulo de atrito residual é igual ao ângulo de atrito básico. Os valores do JRC e JCS médios para cada litologia são apresentados na TABELA 24.

TABELA 24 – PARÂMETROS PARA O MODELO DE BARTON E BANDIS

Litologia	JRC Médio	JCS Médio (MPa)
Metarenito poroso	11,28	35,21
Metarenito silicificado	9,83	119,87
Metasiltito	4,05	69,00
Gnaisse	10,17	116,67

FONTE: A autora (2022).

Com os valores de ângulo de atrito residual estimados, e os valores de JRC e JCS médios para cada litologia, foram definidas as envoltórias de resistência. As equações que definem as envoltórias de Barton - Bandis para cada tipo rochoso são apresentadas na TABELA 25.

TABELA 25 – ENVOLTÓRIAS DE BARTON-BANDIS POR LITOLOGIA

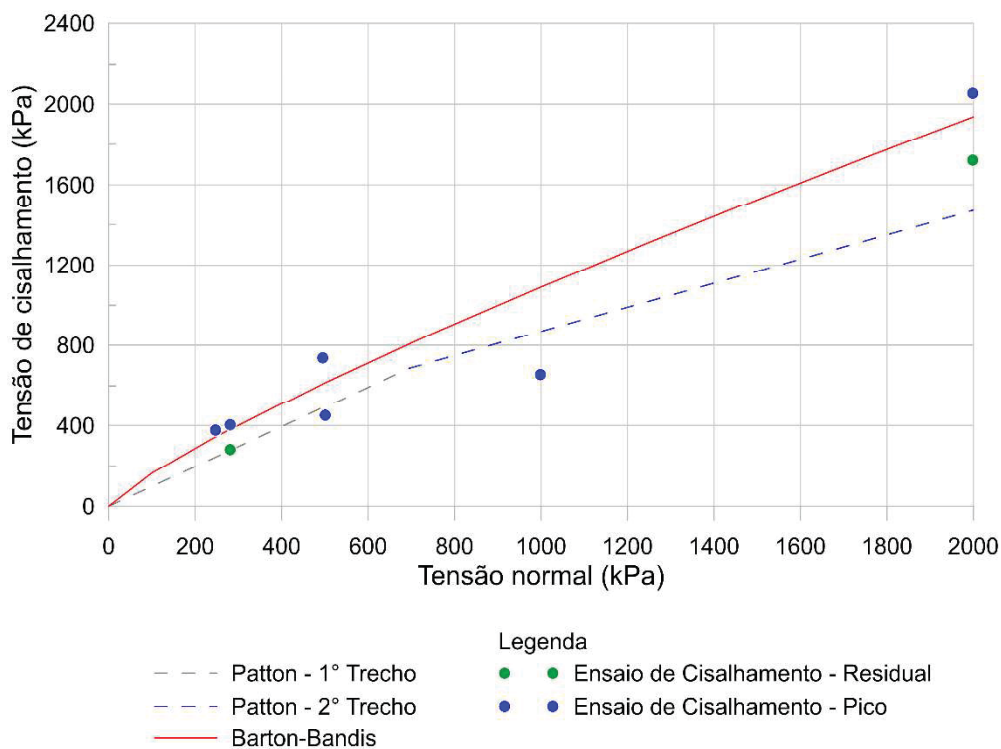
Litologia	Equação
Metarenito poroso	$\tau = \sigma_n \tan[(30 + 11,28 \log_{10}(\frac{35,21 \cdot 10^3}{\sigma_n}))]$
Metarenito silicificado	$\tau = \sigma_n \tan[(30 + 9,83 \log_{10}(\frac{119,87 \cdot 10^3}{\sigma_n}))]$
Metasiltito	$\tau = \sigma_n \tan[(30 + 4,05 \log_{10}(\frac{69 \cdot 10^3}{\sigma_n}))]$
Gnaisse	$\tau = \sigma_n \tan[(26 + 10,17 \log_{10}(\frac{116,67 \cdot 10^3}{\sigma_n}))]$

FONTE: A autora (2022).

5.2.3 Comparativo das envoltórias de resistência

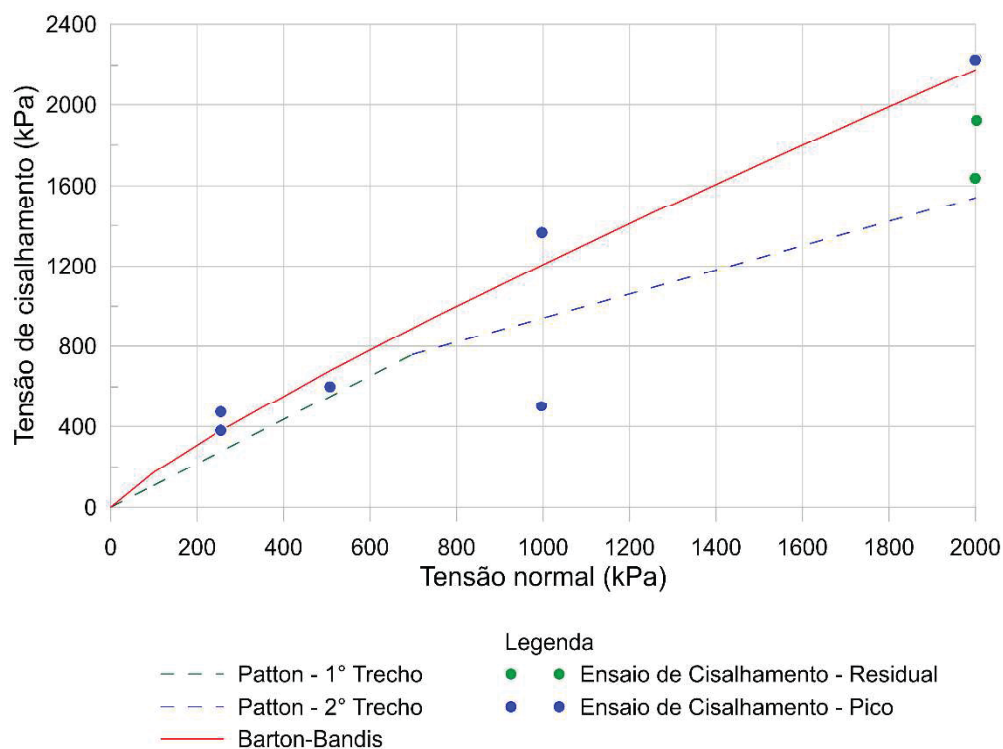
Os resultados da envoltória de resistência do modelo de Barton-Bandis e da envoltória de resistência de Patton são apresentados nos gráficos subsequentes.

FIGURA 43 – METARENITO POROSO – ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA DE BARTON-BANDIS E DE PATTON



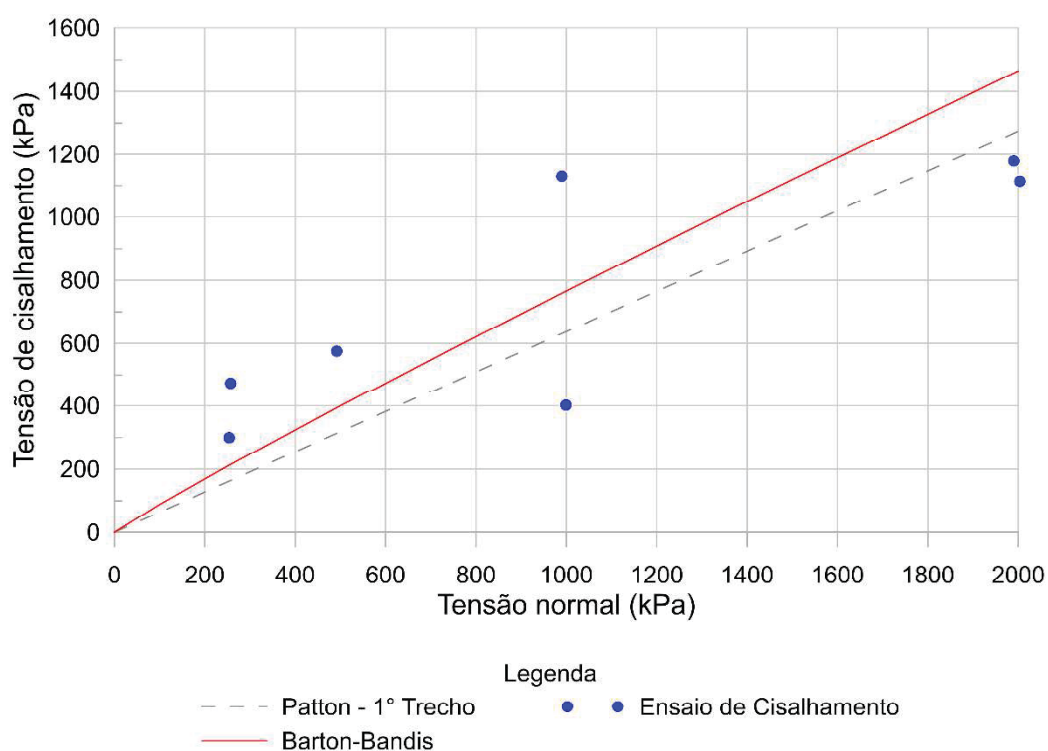
FONTE: A autora (2022).

FIGURA 44 – METARENITO SILICIFICADO – ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA DE BARTON-BANDIS E DE PATTON



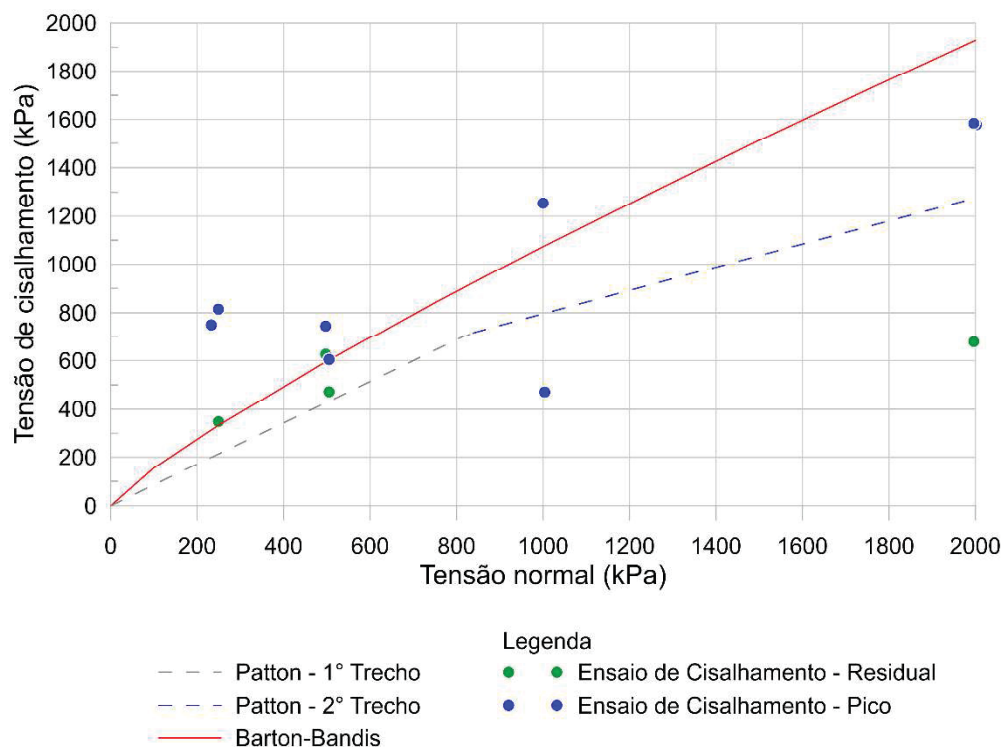
FONTE: A autora (2022).

FIGURA 45 – METASILTITO – ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA DE BARTON-BANDIS E DE PATTON



FONTE: A autora (2022).

FIGURA 46 – GNAISSE – ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA DE BARTON-BANDIS E DE PATTON



FONTE: A autora (2022).

Para todas as litologias observa-se que a envoltória de resistência de Patton resulta em parâmetros de resistência ao cisalhamento mais conservadores.

Em baixos níveis de tensão as envoltórias são praticamente paralelas, com maior divergência para elevados níveis de tensão, momento em que o cisalhamento passaria a se dar pela rocha sã.

A envoltória de Patton para o Metasiltito apresenta transição do primeiro para o segundo trecho apenas para tensões normais maiores que 2000 kPa. Optou-se por não extrapolar as envoltórias para tensões acima das utilizadas no ensaio de cisalhamento direto. Por este motivo, o segundo trecho da envoltória de Patton não aparece no gráfico da FIGURA 45.

Desconsiderando-se os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados para tensões normais de 1000 kPa, avalia-se que as envoltórias de Patton e Barton-Bandis poderiam ser ajustadas a fim de se obter parâmetros de resistência mais elevados para níveis de tensões de até 1000 kPa.

Entretanto, a consideração da variabilidade das envoltórias de resistências faz parte do escopo do capítulo 6 e, portanto, não será tratada neste item.

6 ANÁLISES DETERMINÍSTICAS E PROBABILÍSTICAS

Neste capítulo são apresentadas as análises cinemáticas que determinaram as possíveis rupturas dos taludes da ombreira esquerda da barragem. Também se apresentam as análises de estabilidade realizadas pela abordagem determinística e probabilística.

6.1 ANÁLISES DETERMINÍSTICAS

As escavações a céu aberto na região da ombreira esquerda da barragem foram realizadas principalmente nos metassedimentos estratificados (metarenito silicificado, metarenito poroso e metasiltito) e, em sua porção mais inferior, em maciço gnáissico.

A geometria de escavação é ilustrada na FIGURA 25. Para as análises de estabilidade desta pesquisa escolheram-se os taludes com direção de mergulho de 350° pois são os taludes nos quais se configura o encosto da barragem propriamente dito e, portanto, os mais importantes para a segurança do barramento. A direção destes taludes, inclinações, largura de berma e outras características geométricas são apresentadas resumidamente na TABELA 26.

TABELA 26 – CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DOS TALUDES EM ESTUDO

Litologia	Metarenitos Acima EL. 760m	Metasiltito Entre EL. 760 a 748 m	Gnaiss alterado Abaixo EL. 748 m
Direção do mergulho (°)	350	350	350
Mergulho (°)	80,3	80,3	80,3
Critério de escavação (H:V)	0,17:1	0,17:1	0,17:1
Altura da bancada (m)	12	15	15
Bermas (m)	0,5 a 8,0	0,5 a 8,0	0,5 a 8,0

FONTE: A autora (2022).

Com base nos estereogramas apresentados na FIGURA 30, FIGURA 31 e na FIGURA 32 foram realizadas análises cinemáticas para identificar os possíveis modos de ruptura para os taludes da ombreira esquerda com direção de mergulho de 350°.

Essas análises foram realizadas com o programa Dips, da Rocscience, em projeção de igual área.

Optou-se por utilizar nas análises cinemáticas os ângulos de atrito básicos, conforme consta na TABELA 21.

As análises cinemáticas são apresentadas no Anexo 1 e o resumo das mesmas é apresentado na TABELA 27.

TABELA 27 – RESUMO DAS ANÁLISES CINEMÁTICAS

Tipo de ruptura	Metarenitos Acima EL. 760m	Metasiltito Entre EL. 760 a 748 m	Gnaiss alterado Abaixo EL. 748 m
Planar	-	J2	-
Cunha	J1'-J4 J1-J4	F2-J2 J1'-J2 J1'-J1 J2-J1 J5-J3	J2-J3 J3-J1 J5-J3 J5-J1
Tombamento	-	J3 (J2)	-

FONTE: A autora (2022).

Verificou-se haver possibilidade de ruptura planar e por tombamento no maciço de metasiltito. A ruptura por cunha mostrou-se provável para todas as litologias. Nos itens subsequentes são apresentadas as análises de estabilidade para o talude em análise, considerando os possíveis modos de ruptura identificados nas análises cinemáticas.

6.1.1 Análise de ruptura planar e por tombamento

As possíveis rupturas planares e por tombamento foram identificadas nas análises cinemáticas para o maciço de metasiltito. Ambas as rupturas envolvem a família de descontinuidades J2, que possui atitude de 358/75.

A família de descontinuidades J2, na ruptura por tombamento, configura o plano base, que irá liberar o plano de tombamento (J3). Portanto, as rupturas por tombamento e planar identificadas são bastante semelhantes, pois envolvem como plano de deslizamento a família de descontinuidades J2.

Com o uso dos softwares RocTopple e RocPlane, da Rocscience, foram realizadas análises de estabilidade por equilíbrio limite, empregando as envoltórias de resistência de Patton, primeiro trecho, e de Barton-Bandis definidas no capítulo anterior.

Utilizou-se a equação do primeiro trecho da envoltória de resistência ao cisalhamento de Patton pois, para que a descontinuidade chegue a sua resistência residual é necessário que um certo deslocamento ocorra e isso não seria tolerável para o projeto de escavações.

Conforme apresentado na TABELA 26, os taludes escavados em metasiltito têm altura de bancada de 15,0 m e bermas de 0,5 ou 8,0 m. Para fins de análise a geometria do talude verificada foi a mais crítica para formação de blocos, ou seja, a de 8,0 m de largura. Isso se dá pelo fato de haver uma maior área no topo do talude para que as descontinuidades possam aflorar e liberar o movimento do bloco.

O peso específico do maciço de metasiltito considerado foi de 26 kN/m³ (VALLEJO *et al.*, 2002).

Para a análise de tombamento considerou-se como espaçamento da descontinuidade J3 o valor de 20 cm. O espaçamento de 20 cm corresponde ao espaçamento médio observado nos mapeamentos de campo para a família de descontinuidades J3 no metasiltito.

Os fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade são apresentados na TABELA 28.

TABELA 28 – FATORES DE SEGURANÇA PARA ANÁLISES DE TOMBAMENTO E PLANAR

Tipo de Ruptura	Envoltória de Patton	Envoltória de Barton-Bandis
Planar (J2)	0,17	0,30
Tombamento (J3 / J2)	0,22	0,33

FONTE: A autora (2022).

Como já esperado, verifica-se que a análise de tombamento e planar são bastante semelhantes, pois ambas envolvem a liberação do plano de ruptura pela descontinuidade J2.

O bloco cujo deslizamento é possível formado em ambas as descontinuidades é bastante esbelto, tendo-se em consideração que o ângulo de mergulho do talude é de aproximadamente 80° e o ângulo de mergulho da descontinuidade J2 é de 75° .

Os fatores de segurança obtidos são bastante baixos, inferiores a 1, indicando que o bloco formado pela descontinuidade J2 no metasiltito é instável sem a aplicação de algum tipo reforço no talude.

6.1.2 Análise de ruptura por cunha

As possíveis rupturas por cunhas foram identificadas nas análises cinemáticas para todas as litologias. Com o uso do software SWedge, da Rocscience, foram realizadas análises de estabilidade por equilíbrio limite, empregando as envoltórias de resistência de Patton e de Barton-Bandis definidas no capítulo anterior.

Dentre as 2711 descontinuidades mapeadas nas litologias escavadas na ombreira esquerda, apenas 23 delas estavam correlacionadas a falhas, ou seja, menos de 1%. Devido a isso se julgou que as falhas não apresentam grande influência nas escavações da ombreira esquerda e, portanto, os parâmetros de resistência da descontinuidade F2 do metasiltito não foram penalizados para considerar uma redução devido ao efeito do falhamento.

Conforme apresentado na TABELA 26, os taludes escavados possuem largura de berma de 0,5 ou 8,0 m. Para fins de análise a geometria do talude verificada foi a mais crítica para formação de blocos, ou seja, a de 8,0 m de largura. Isso se dá pelo fato de haver uma maior área no topo do talude para que as descontinuidades possam aflorar e liberar o movimento do bloco.

O peso específico do maciço de metasiltito e metarenito considerado foi de 26 kN/m³. Para o gnaiss considerou-se 27 kN/m³ (VALLEJO et al., 2002).

Os fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade são apresentados na TABELA 29.

Verifica-se que os fatores de segurança obtidos nas análises do metarenito poroso e do metarenito silicificado são bastante semelhantes, o que já era esperado visto que as envoltórias de resistência obtidos para estas litologias são próximas, conforme pode ser visto na FIGURA 43 e FIGURA 44.

TABELA 29 – FATORES DE SEGURANÇA PARA ANÁLISES DE CUNHA

Litologia	Cunha	Envoltória de Patton	Envoltória de Barton-Bandis
Metarenito Poroso	J1'-J4	1,76	3,66
	J1-J4	0,89	2,47
Metarenito Silicificado	J1'-J4	1,95	3,84
	J1-J4	0,98	2,47
Metasiltito	F2-J2	0,96	1,44
	J1'-J2	0,21	0,36
	J1'-J1	5,93	8,85
	J2-J1	0,17	0,30
	J5-J3	1,08	1,74
Gnaiss	J2-J3	1,37	3,02
	J3-J1	0,98	2,04
	J5-J3	0,98	3,16
	J5-J1	1,96	4,12

FONTE: A autora (2022).

Os resultados obtidos também evidenciam a diferença entre a envoltória de resistência ao cisalhamento de Patton e a de Barton-Bandis. A cunha formada pelas descontinuidades J1 e J4, nos metarenitos, poderia ser considerada estável pela envoltória de Barton-Bandis enquanto que, caso considerada a envoltória de Patton, seria instável pois apresentou fator de segurança inferior à unidade.

Ainda para os arenitos, comparou-se também os resultados obtidos para as cunhas J1-J4 e J1'-J4. A primeira é uma cunha pequena e esbelta, cujo volume é de 4.694 m³. A cunha formada pela combinação das descontinuidades J1' e J4 já apresenta um volume bem mais expressivo, de 94.415 m³. A diferença nos fatores de segurança obtidos, principalmente quando utilizada a envoltória de resistência de Patton, pode-se atribuir ao maior ângulo de mergulho de J1 (80°), quando comparado com J1' (76°), mas também ao tamanho da cunha formada, que é resultante da direção de mergulho da descontinuidade.

A cunha com menor volume e também maior inclinação da linha de intersecção dos planos das descontinuidades irá mobilizar menos resistência pois a parcela da tensão normal que age nos planos das descontinuidades é menor. Consequentemente, o fator de segurança obtido é menor.

Analisando-se os fatores de segurança obtidos nas cunhas do metasiltito nota-se que para todas as cunhas nas quais a família de descontinuidade J2 está presente o fator de segurança obtido considerando a envoltória de resistência de Patton é menor que a unidade.

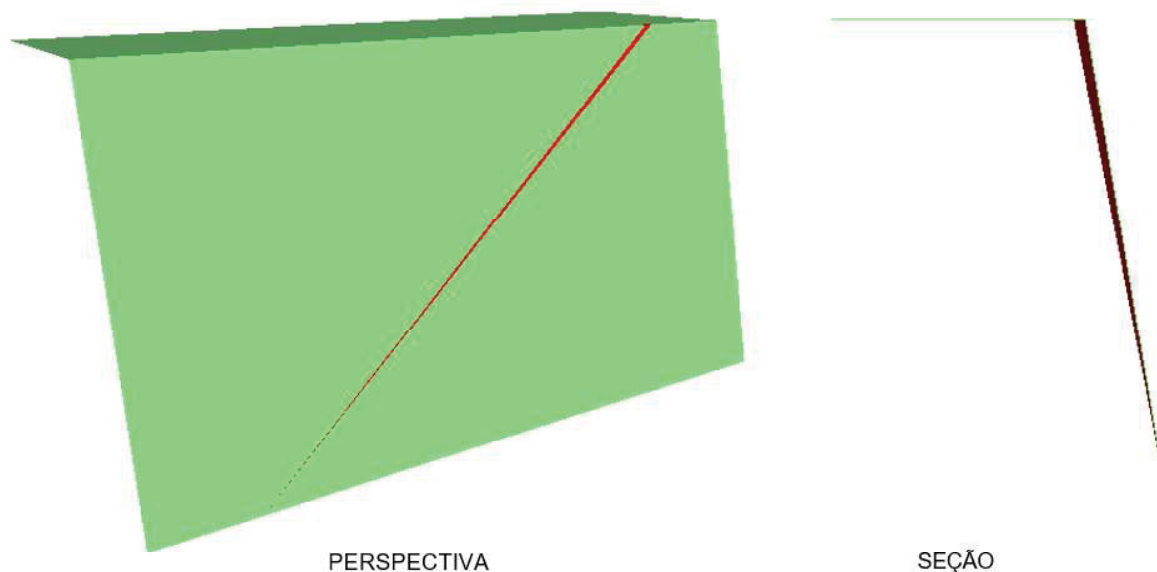
Verifica-se, portanto, que a família de descontinuidade crítica no metasiltito é a J2, que também condicionou a ocorrência de rupturas planares e por tombamento, verificadas anteriormente.

Todas as cunhas formadas pela família de descontinuidades J2 têm como característica serem rasas, ou seja, não avançam em profundidade no maciço. Isso se dá pelo fato de estas cunhas serem limitadas pelo ângulo de mergulho da J2, que é de 75° .

Nas cunhas formadas no gnaiss o menor fator de segurança obtido foi 0,98. Para esta litologia comenta-se a respeito da cunha formada pelas descontinuidades J5 e J3. A FIGURA 47 ilustra a geometria desta cunha no talude. Verifica-se que o tamanho do bloco gerado é pequeno, sendo que o volume da cunha é de $0,28 \text{ m}^3$.

Considera-se que esta cunha não seria determinante para a definição dos tratamentos da escavação do talude em análise. Blocos demasiadamente pequenos e superficiais muitas vezes são removidos durante o próprio processo de escavação ou nas atividades de bate-choco. Ainda assim, caso estes blocos permaneçam no talude, a aplicação de concreto projetado já seria suficiente para estabilizá-los.

FIGURA 47 – ANÁLISE DE RUPTURA POR CUNHA FORMADA POR J5-J5 NO GNAISSE



FONTE: A autora (2022).

6.2 ANÁLISES PROBABILÍSTICAS

Tem-se interesse em avaliar a variabilidade dos parâmetros de resistência ao cisalhamento das descontinuidades considerando a envoltória de Patton e a envoltória de Barton-Bandis e os impactos de tais variações nas análises de estabilidade.

Nestas envoltórias de resistência os parâmetros de entrada são: ângulo de atrito de pico, da envoltória de Patton e JRC, JCS e ângulo de atrito residual, da envoltória de Barton-Bandis. Estes parâmetros são tratados como variáveis aleatórias nas análises probabilísticas.

Neste item foi realizado o tratamento estatístico dos parâmetros de entrada das envoltórias de resistência ao cisalhamento das descontinuidades. Os *softwares* utilizados para tratamento estatístico dos dados foram o Excel e o Minitab.

Fez-se a avaliação no âmbito da estatística descritiva, na qual foram obtidas as medidas de média, desvio padrão e coeficiente de variação. Também foi feita a definição de distribuição de probabilidade das variáveis aleatórias com avaliação do p-valor para as distribuições log-normal, gamma e normal.

Por fim, com uso dos *softwares* SWedge, RocTopple e RocPlane foram realizadas as análises probabilísticas de estabilidade, na qual foram contabilizados os efeitos da variabilidade dos parâmetros de resistência. O método selecionado para geração de variáveis aleatórias foi o Método de Monte Carlo.

Para cada variável aleatória gerada o *software* (SWedge, RocTopple ou RocPlane) realiza o cálculo da estabilidade por meio das equações de equilíbrio limite. O resultado da análise probabilística de estabilidade é a distribuição de probabilidade do fator de segurança, considerando todas as análises realizadas.

6.2.1 Estatística descritiva

A TABELA 30 e a TABELA 31 apresentam as avaliações de estatística descritiva feitas a partir dos dados dos ensaios de resistência à compressão simples e medidas de JRC. As medidas descritivas para o ângulo de atrito básico são apresentadas na TABELA 32 e para o ângulo de atrito de pico na TABELA 33.

TABELA 30 – MEDIDAS DESCRITIVAS PARA JRC

Litologia	N	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação	Faixa de variação	
Metarenito Poroso	13	11,28	6,48	0,57	1,5	23
Metarenito Silicificado	9	9,83	3,43	0,35	6,5	16
Metasiltito	10	4,05	1,44	0,36	1,5	6
Gnaiss	46	10,17	5,64	0,55	2,5	25

FONTE: A autora (2022).

LEGENDA: N – Número de ensaios

TABELA 31 – MEDIDAS DESCRITIVAS PARA JCS (MPa)

Litologia	N	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação	Faixa de variação	
Metarenito Poroso	16	35,21	20,05	0,57	13,6	88,9
Metarenito Silicificado	23	119,87	44,16	0,37	13,8	198,8
Metasiltito	3	69,00	11,09	0,16	60,7	81,6
Gnaiss	42	116,67	45,44	0,39	53,3	283,6

FONTE: A autora (2022).

LEGENDA: N – Número de ensaios.

TABELA 32 – MEDIDAS DESCRITIVAS PARA ÂNGULO DE ATRITO BÁSICO (°)

Litologia	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação	Faixa de variação	
Metarenito Poroso	30	-	-	25	35
Metarenito Silicificado	30	-	-	25	35
Metasiltito	30	-	-	27	33
Gnaiss	26	-	-	23	29

FONTE: Baseado em Barton; Choubey (1977).

TABELA 33 – MEDIDAS DESCRITIVAS PARA ÂNGULO DE ATRITO DE PICO (°)

Litologia	N	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação	Faixa de variação	
Metarenito Poroso	6	44,64	9,52	0,20	33,29	56,86
Metarenito Silicificado	7	47,42	11,08	0,23	26,72	61,70
Metasiltito	7	32,51	14,39	0,35	21,94	61,55
Gnaiss	8	40,59	16,80	0,33	25,14	73,02

FONTE: A autora (2022).

LEGENDA: N – Número de ensaios.

Conforme consideração feita no capítulo 5, como as paredes das descontinuidades foram descritas como sãs a levemente alteradas, considerou-se que o valor de JCS é igual ao valor da resistência à compressão simples da rocha, bem como que o valor do ângulo de atrito residual é igual ao ângulo de atrito básico.

Como não se dispõe de resultados de ensaio para determinação do ângulo de atrito básico, este foi definido com base em dados de bibliografia. As medidas descritivas consideradas para este parâmetro são as apresentadas na TABELA 32.

Para o ângulo de atrito de pico, considerou-se como média o valor apresentado na TABELA 21, referente ao primeiro trecho da envoltória de resistência de Patton. O desvio padrão, coeficiente de variação e faixa de variação foram calculados considerando os resultados dos ensaios de cisalhamento direto e a equação do primeiro trecho da envoltória de resistência de Patton. Por meio da equação 15 foram calculados os valores de ângulo de atrito para cada ensaio e, por fim, foram obtidos os coeficientes de variação para cada litologia (TABELA 33).

Conforme apresentado na TABELA 30 e na TABELA 31, o coeficiente de variação, cujo propósito é medir a dispersão dos dados em relação à média (HOEK; KAISER; BAWDEN, 1995), variou de 35 a 57% para as medidas de JRC feitas para as quatro litologias. Para as medidas de JCS a variação foi de 16 a 57%.

O coeficiente de variação (CV) é um dado importante para se medir a incerteza a respeito da variável em análise (HOEK; KAISER; BAWDEN, 1995). As incertezas podem ser reduzidas através da obtenção de um maior número de dados.

Entretanto, quando não se dispõe de um grande número de ensaios para que seja estatisticamente satisfatório, pode-se fazer uso de coeficientes de variação estimados, a partir de valores típicos (USACE, 1999).

Aladejare e Wang (2016) compilaram em um artigo propriedades características de rochas ígneas, sedimentares e metamórficas. Os autores utilizaram como banco de dados 135 artigos, livros ou relatórios técnicos publicados desde 1966 até 2015.

Na TABELA 34 é apresentado o resumo das estatísticas obtidas por Aladejare e Wang (2016), para a resistência à compressão simples (UCS), considerada como sendo igual a JCS nesta pesquisa.

TABELA 34 – RESUMO DAS ESTATÍSTICAS PARA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES (MPa)

Rochas	Bases de dados	Ensaios por base de dados	UCS Média	Faixa de variação UCS		CV Médio (%)	Faixa de variação CV	
Sedimentares	73	50	62,80	4,40	264,00	42,8	0,4	109,6
Metamórficas	23	25	81,45	32,81	150,00	42,1	7,9	70,4

FONTE: Baseado em Aladejare; Wang (2016).

Conforme apresentado na TABELA 31, o coeficiente de variação calculado considerando os dados dos ensaios de compressão simples variaram de 16 a 57%. Considera-se que o CV obtido para o metasiltito, no valor de 16%, não é representativo pois foi obtido de uma amostra muito reduzida de apenas 3 ensaios.

Comenta-se também a respeito do coeficiente de variação para o JCS do metarenito poroso (TABELA 31). O valor de 57% estaria acima do CV médio obtido por Aladejare e Wang (2016) para rochas metamórficas, entretanto, ainda estaria dentro da faixa de variação deste parâmetro, conforme TABELA 34.

Na TABELA 35 é apresentado o resumo das estatísticas obtidas por Aladejare e Wang (2016), para o ângulo de atrito de rochas sedimentares e metamórficas.

TABELA 35 – RESUMO DAS ESTATÍSTICAS PARA ÂNGULO DE ATRITO (°)

Rochas	Bases de dados	Ensaios por base de dados	ϕ Média	Faixa de variação ϕ		CV Médio (%)	Faixa de variação CV	
Sedimentares	12	25	41,71	24,93	58,31	14,1	3,9	30,6
Metamórficas	3	11	40,87	-	-	3,4	-	-

FONTE: Baseado em Aladejare; Wang (2016).

O coeficiente de variação obtido para o ângulo de atrito de rochas metamórficas, por Aladejare e Wang (2016), foi de 3,4%, sendo considerado baixo (HOEK; KAISER; BAWDEN, 1995). Entretanto, ressalta-se que este valor foi obtido de apenas 3 bases de dados consultadas pelos autores. Portanto, deve-se considerar este valor com cautela.

O coeficiente de variação para o ângulo de atrito de rochas sedimentares obtido por Aladejare e Wang (2016) foi de 14,1%. Entende-se que é válida a avaliação deste coeficiente de variação pois apesar das rochas estudadas nesta pesquisa serem metamórficas, as litologias abordadas nesta pesquisa têm como origem rochas

sedimentares. Portanto, pode-se esperar que o coeficiente de variação para as rochas da presente pesquisa fique entre o apresentado na TABELA 35 para rochas sedimentares e metamórficas, ou seja, entre 3,4 e 14,1%.

Para o ângulo de atrito básico, optou-se por empregar, para todas as litologias, um coeficiente de variação de 14,1%, considerado como o máximo coeficiente de variação obtido na pesquisa de Aladejare e Wang (2016), para rochas sedimentares e metamórficas.

Este valor estaria consistente com os resultados apresentados por Jordá-Bordehore *et al.* (2021). Em publicação os autores apresentam os resultados de 8 ensaios do tipo *tilt* teste para avaliação do ângulo de atrito básico em arenitos. Dos ensaios realizados obteve-se um ângulo de atrito básico de 37,3° e um coeficiente de variação de 10,4%.

Para o ângulo de atrito de pico obtiveram-se valores de coeficiente de variação, TABELA 33, com faixa de variação entre 20 a 35%. Optou-se por considerar esta variabilidade nas análises probabilísticas.

Os valores médios dos parâmetros de entrada das envoltórias de resistência ao cisalhamento bem como o coeficiente de variação definido para uso nas análises probabilísticas são resumidos na TABELA 36.

TABELA 36 – RESUMO DE MEDIDAS DE ESTATÍSTICA DESCRITIVA PARA UTILIZAÇÃO NAS ANÁLISES PROBABILÍSTICAS

Litologia	ϕ Pico (°)		ϕ Básico (°)		JRC		JCS (MPa)	
	Média	CV	Média	CV	Média	CV	Média	CV
Metarenito Poroso	44,64	0,20	30	0,14	11,28	0,57	35,21	0,57
Metarenito Silicificado	47,42	0,23	30	0,14	9,83	0,35	119,87	0,37
Metasiltito	32,51	0,35	30	0,14	4,05	0,36	69,00	0,37
Gnaiss	40,59	0,33	26	0,14	10,17	0,55	116,67	0,39

FONTE: A autora (2022).

Os *softwares* Rocplane, Swedge e Rocplane, necessitam que sejam informados para cada variável aleatória os seus respectivos valores médios, o desvio padrão e os valores máximos e mínimos.

Para a envoltória de resistência ao cisalhamento de Patton, o valor da média do ângulo de atrito de pico, considerado nas análises probabilísticas, é apresentado na TABELA 36, juntamente com o respectivo coeficiente de variação. A partir destes dados, o desvio padrão a ser informado nos *softwares* foi calculado como sendo o resultado da multiplicação do coeficiente de variação e a média.

Para a envoltória de resistência ao cisalhamento de Barton-Bandis os valores médios das variáveis ângulo de atrito básico, JCS e JRC também são os apresentados na TABELA 36, juntamente com o respectivo coeficiente de variação. A obtenção do desvio padrão para cada variável se deu conforme descrito anteriormente.

Os valores máximos e mínimos para cada uma das variáveis aleatórias, de maneira geral foram calculados considerando, para as variáveis cuja distribuição de probabilidade definida foi a normal, como sendo a média $\pm$ duas vezes o desvio padrão. Estes limites englobariam 95,4% dos dados. Para as variáveis aleatórias cuja distribuição de probabilidade é a gamma, os valores máximos e mínimos foram calculados para a probabilidade de 97,5% e 2,5%, respectivamente.

Faz-se uma consideração em relação à seleção dos valores máximos e mínimos. A seleção deve estar associada a uma avaliação de engenharia dos valores obtidos. A necessidade de tal verificação é justificada para que se evite a adoção de parâmetros que não tenham significado físico (CAMPELLO, 2020).

Deste modo, como valor máximo para ângulo de atrito de pico adotou-se o extremo superior da faixa de variação deste parâmetro apresentada na TABELA 33. Fez-se esta consideração pois os valores para ângulo de atrito de pico calculados considerando a distribuição de probabilidade gamma para uma probabilidade de 97,5% resulta em valores muito superiores aos obtidos por meio dos ensaios de cisalhamento direto, para todas as litologias.

Para o valor mínimo do ângulo de atrito de pico para o metasiltito e o gnaiss considerou-se o limite extremo inferior, conforme TABELA 9 retirada de Barton e Choubey (1977). Os valores mínimos calculados para esse parâmetro, considerando a distribuição de probabilidade gamma, resultaram em valores inferiores ao ângulo de atrito básico para estas litologias, o que não se considera factível.

Os valores mínimos e máximos para ângulo de atrito básico foram definidos conforme TABELA 9 retirada de Barton e Choubey (1977) e correspondem aos limites extremos dos dados compilados por estes autores.

Para valor mínimo do JCS do metarenito poroso considerou-se o valor de 13,6 MPa, correspondente à menor resistência à compressão simples obtida dos ensaios, uma vez que o resultado da média menos duas vezes o desvio padrão fornece um número negativo.

Portanto, os valores máximos e mínimos empregados nas análises de probabilidade correspondem ao que se julga como representativo para as descontinuidades consideradas. Um resumo dos *inputs*, para cada uma das litologias, é apresentado na TABELA 37.

TABELA 37 – INPUT PARA SOFTWARES SWEDGE, ROCTOPPLE E ROCPLANE

Parâmetro	Litologia	Média	Desvio Padrão	Mínimo	Máximo
ϕ Pico (°)	Metarenito poroso	44,64	8,92	32,06	56,86
	Metarenito Silicificado	47,42	10,91	29,20	61,70
	Metasiltito	32,51	11,37	27,00	61,55
	Gnaisse	40,59	13,40	23,00	73,02
ϕ Básico (°)	Metarenito poroso	30	4,20	25,00	35,00
	Metarenito Silicificado	30	4,20	25,00	35,00
	Metasiltito	30	4,20	27,00	33,00
	Gnaisse	26	3,64	23,00	29,00
JRC	Metarenito poroso	11,28	6,43	2,09	28,08
	Metarenito Silicificado	9,83	3,44	4,86	16,52
	Metasiltito	4,05	1,44	1,66	7,46
	Gnaisse	10,17	5,63	2,37	23,54
JCS (MPa)	Metarenito poroso	35,21	20,07	13,6	75,34
	Metarenito Silicificado	119,87	44,35	31,16	208,57
	Metasiltito	69	25,53	17,94	120,06
	Gnaisse	116,67	45,50	25,66	207,67

FONTE: A autora (2022).

6.2.2 Distribuições de probabilidade

Os tipos de distribuição de probabilidade disponíveis nos programas da Rocscience, utilizados nesta pesquisa, são: normal, uniforme, triangular, beta, exponencial, log-normal, gamma e Fisher.

A modelagem probabilística aplicada nesta pesquisa consistiu em definir a distribuição de probabilidade com melhor ajuste aos dados disponíveis dos parâmetros de entrada das análises de estabilidade. As distribuições avaliadas nesta pesquisa foram a log-normal e a gamma. Escolheram-se estas distribuições pois as variáveis aleatórias a serem modeladas possuem apenas valores positivos e também porque os testes foram limitados às distribuições disponíveis nos *softwares* da Rocscience.

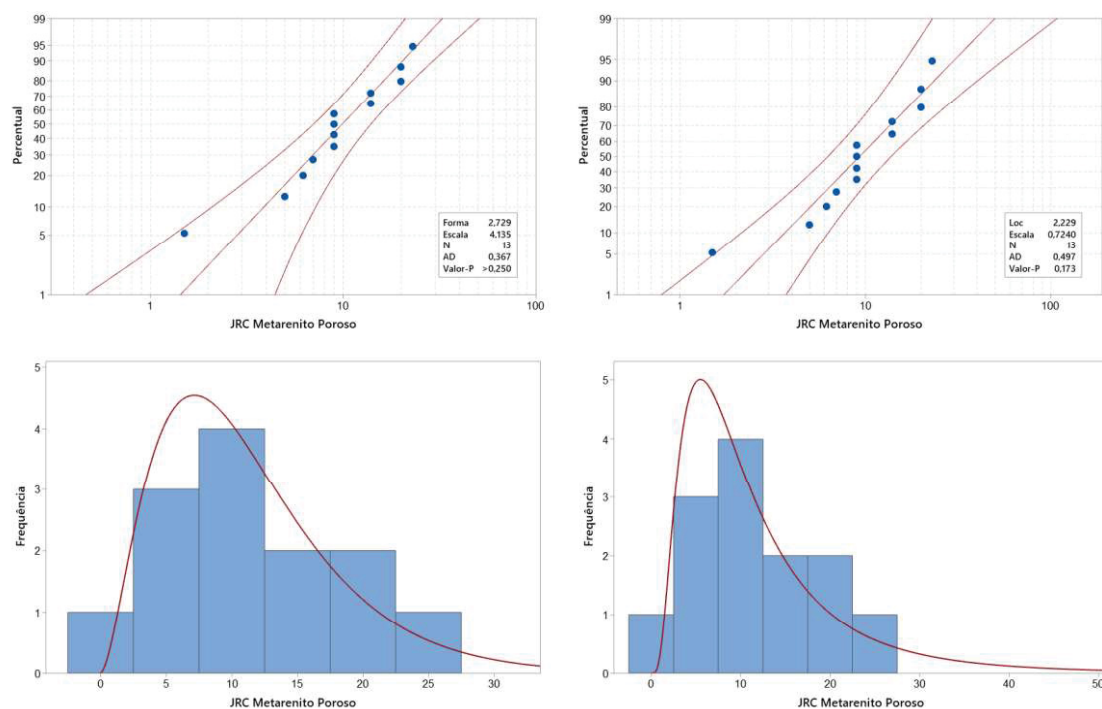
A definição da distribuição de melhor ajuste foi feita avaliando-se o p-valor da estatística de qualidade de ajuste de Anderson-Darling (AD), com uso do *software* Minitab.

Na sequência apresentam-se os gráficos de probabilidade e histogramas feitos para as quatro variáveis aleatórias: ângulo de atrito de pico - da envoltória de Patton - e JRC, JCS e ângulo de atrito residual - da envoltória de Barton-Bandis.

Da FIGURA 48 a FIGURA 51 são apresentados os gráficos referentes ao JRC. Na sequência, da FIGURA 52 a FIGURA 54 são apresentados os gráficos referentes ao JCS. Não foram feitos os gráficos do JCS do metasiltito pois se tem dados de apenas 3 ensaios para esta litologia, número considerado insuficiente para elaboração do histograma e gráfico de probabilidade.

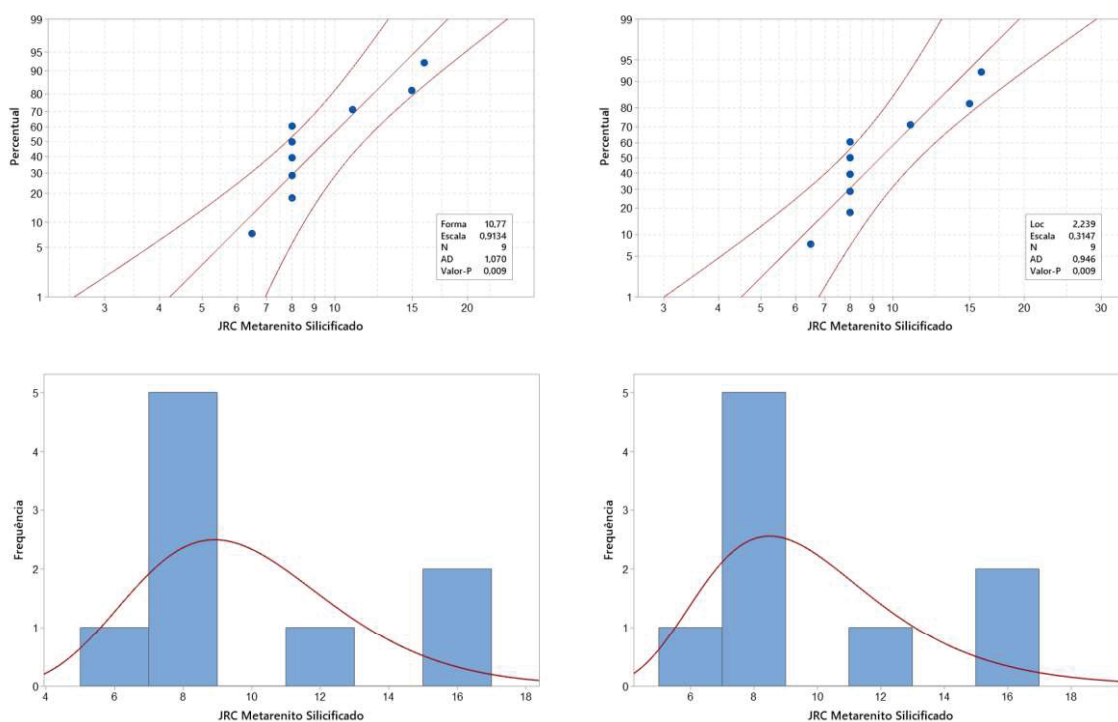
Da FIGURA 55 a FIGURA 58 apresentam-se os gráficos referentes ao ângulo de atrito de pico. Não foram feitos os gráficos para o ângulo de atrito básico pois as estimativas para este parâmetro basearam-se em dados provenientes de bibliografia

FIGURA 48 – GRÁFICO DE PROBABILIDADE E HISTOGRAMA DE JRC PARA O METARENITO POROSO. DISTRIBUIÇÃO GAMMA (ESQUERDA) E LOG-NORMAL (DIREITA)



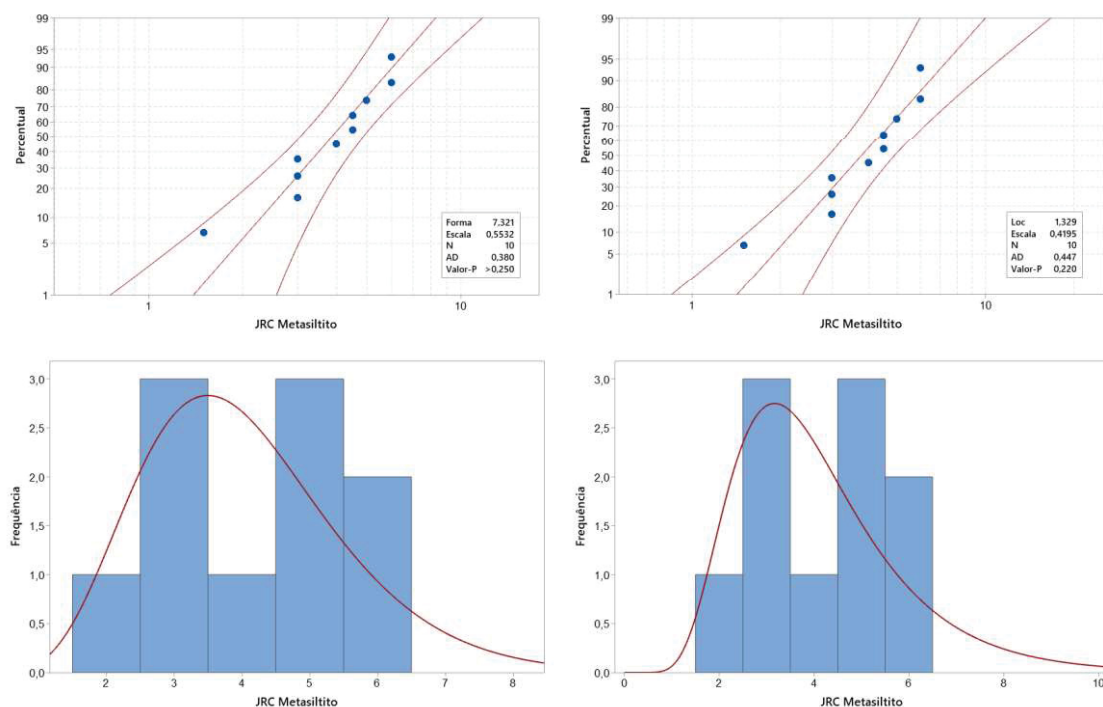
FONTE: A autora (2022).

FIGURA 49 – GRÁFICO DE PROBABILIDADE E HISTOGRAMA DE JRC PARA O METARENITO SILICIFICADO. DISTRIBUIÇÃO GAMMA (ESQUERDA) E LOG-NORMAL (DIREITA)



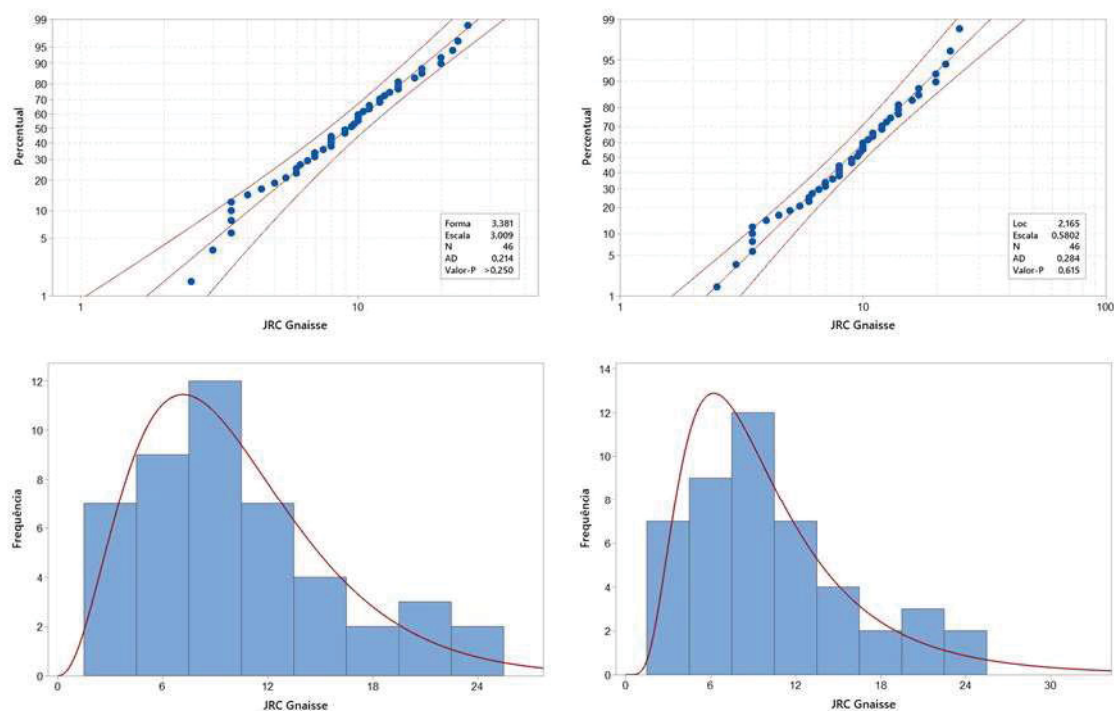
FONTE: A autora (2022).

FIGURA 50 – GRÁFICO DE PROBABILIDADE E HISTOGRAMA DE JRC PARA O METASILITO. DISTRIBUIÇÃO GAMMA (ESQUERDA) E LOG-NORMAL (DIREITA)



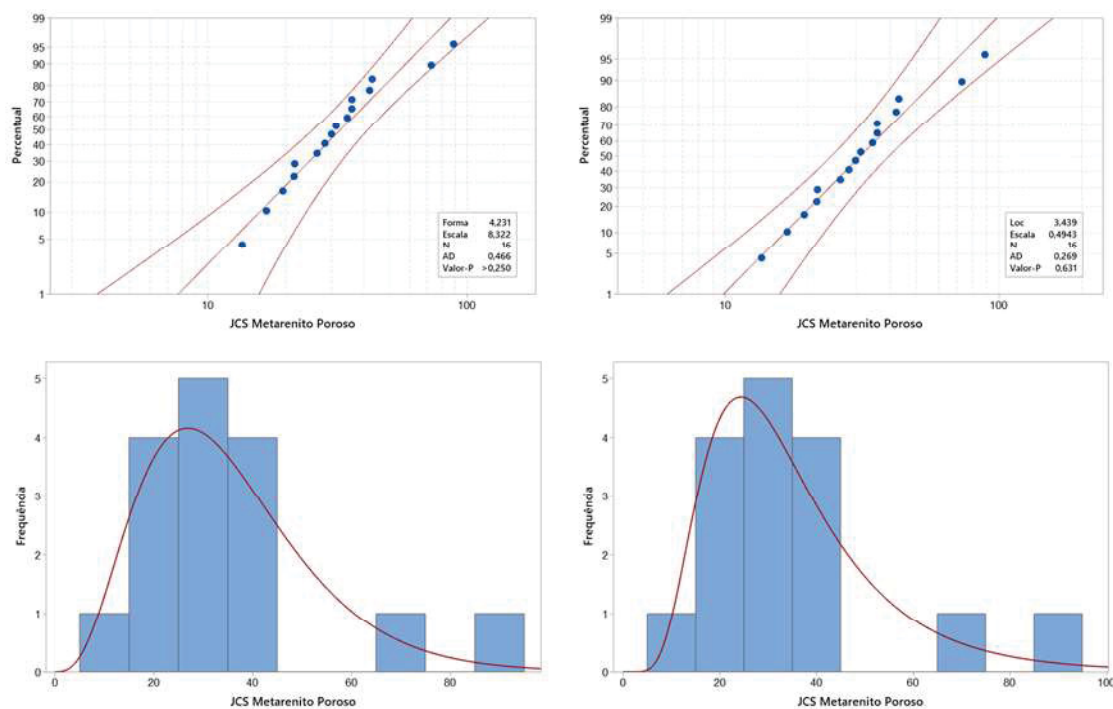
FONTE: A autora (2022).

FIGURA 51 – GRÁFICO DE PROBABILIDADE E HISTOGRAMA DE JRC PARA O GNAISSE. DISTRIBUIÇÃO GAMMA (ESQUERDA) E LOG-NORMAL (DIREITA)



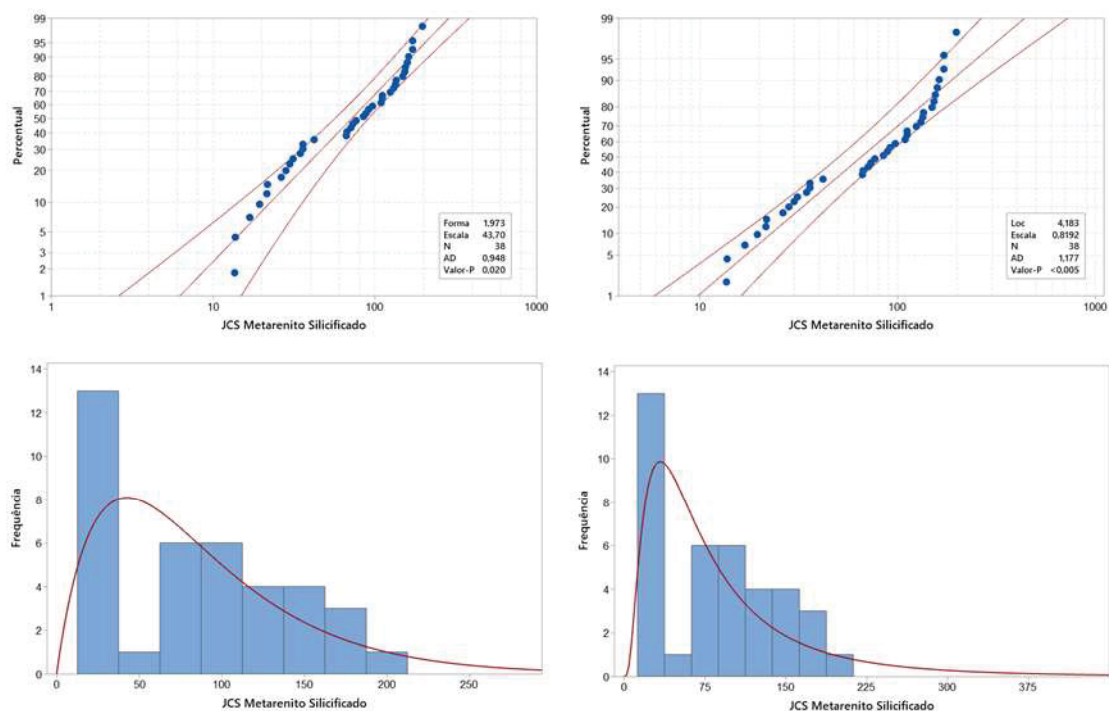
FONTE: A autora (2022).

FIGURA 52 – GRÁFICO DE PROBABILIDADE E HISTOGRAMA DE JCS PARA O METARENITO POROSO. DISTRIBUIÇÃO GAMMA (ESQUERDA) E LOG-NORMAL (DIREITA)



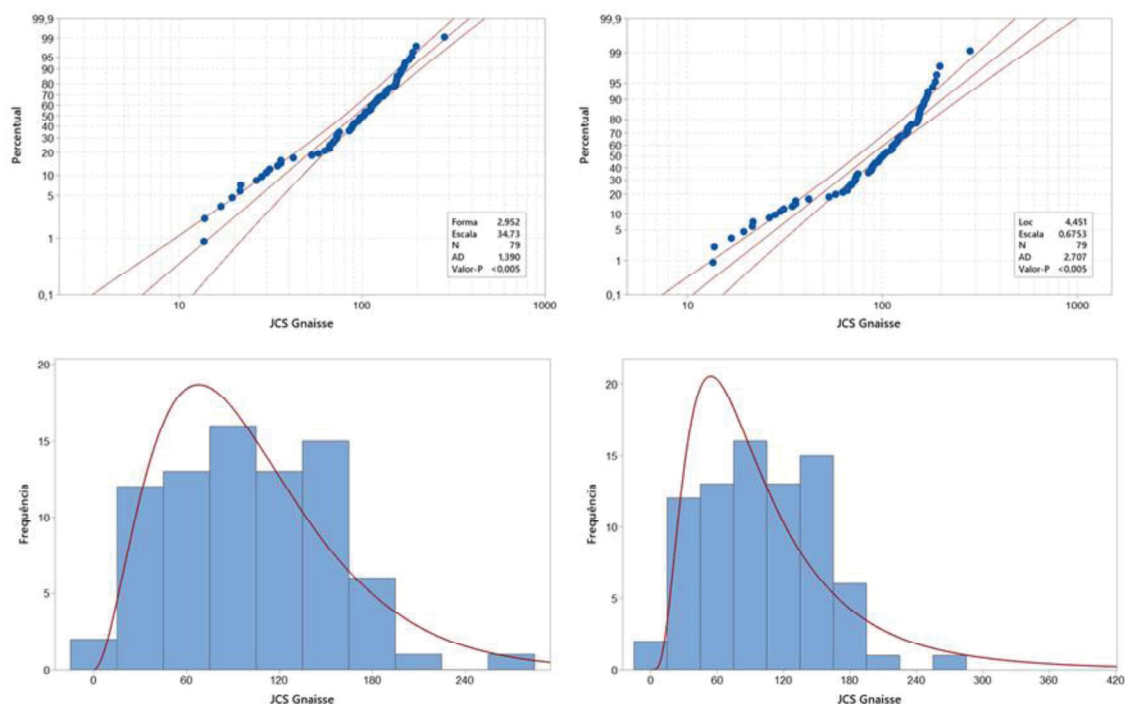
FONTE: A autora (2022).

FIGURA 53 – GRÁFICO DE PROBABILIDADE E HISTOGRAMA DE JCS PARA O METARENITO SILICIFICADO. DISTRIBUIÇÃO GAMMA (ESQUERDA) E LOG-NORMAL (DIREITA)



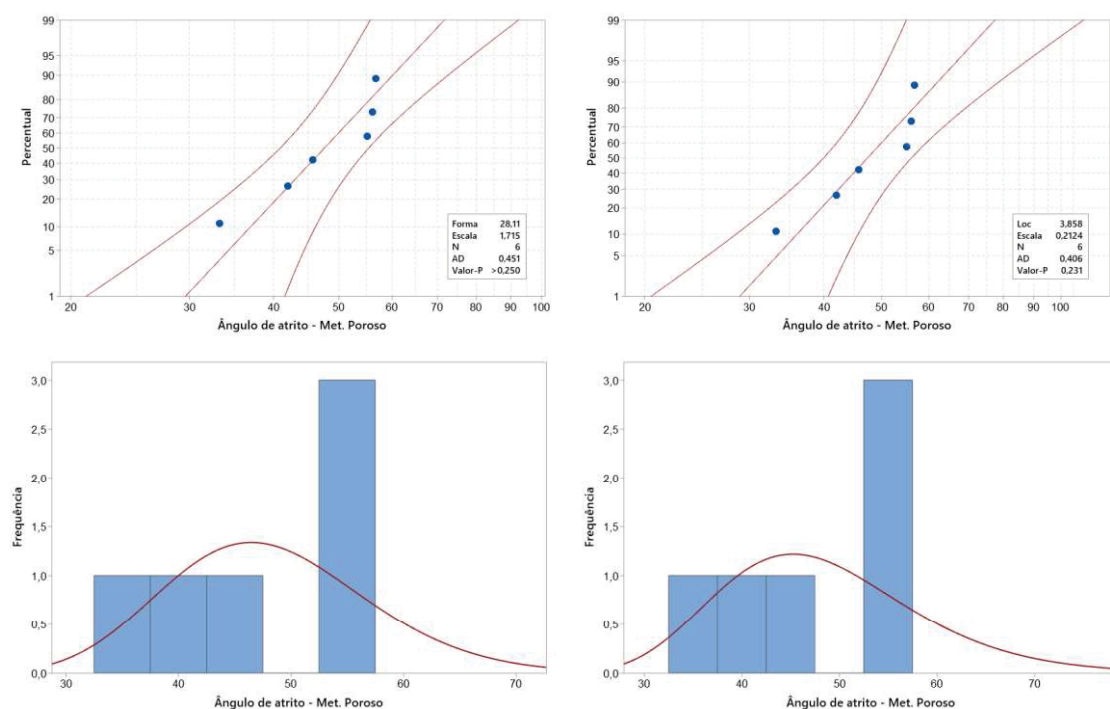
FONTE: A autora (2022).

FIGURA 54 – GRÁFICO DE PROBABILIDADE E HISTOGRAMA DE JCS PARA O GNAISSE. DISTRIBUIÇÃO GAMMA (ESQUERDA) E LOG-NORMAL (DIREITA)



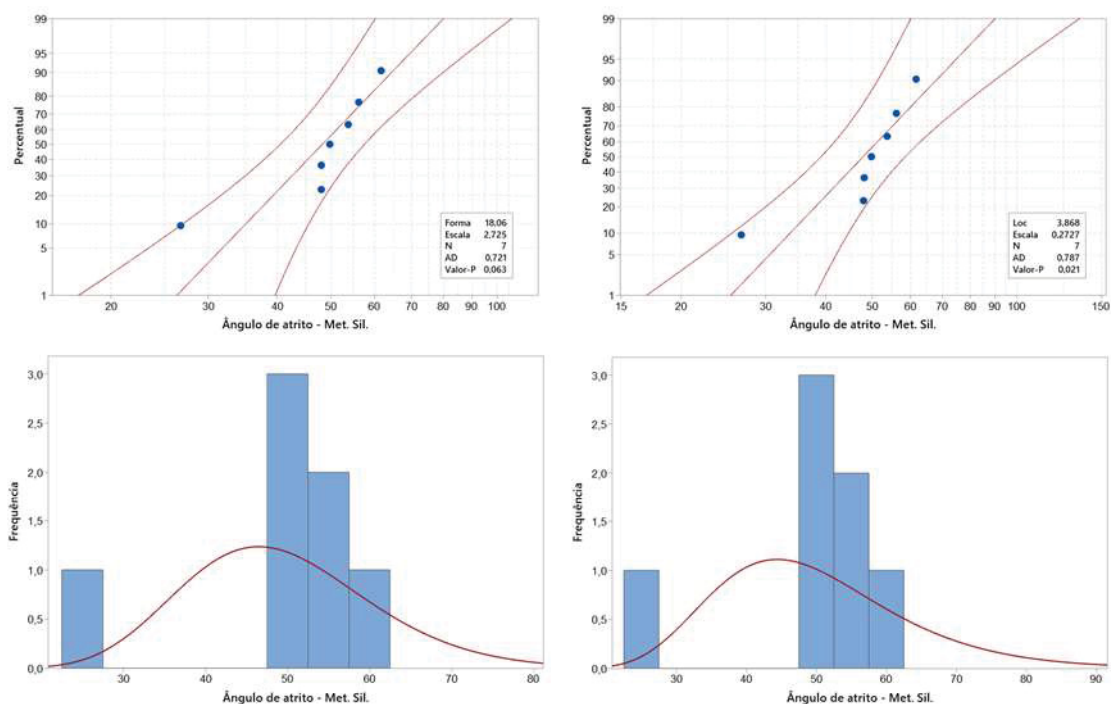
FONTE: A autora (2022).

FIGURA 55 – GRÁFICO DE PROBABILIDADE E HISTOGRAMA DE ÂNGULO DE ATRITO DE PICO PARA O METARENITO POROSO. DISTRIBUIÇÃO GAMMA (ESQUERDA) E LOG-NORMAL (DIREITA)



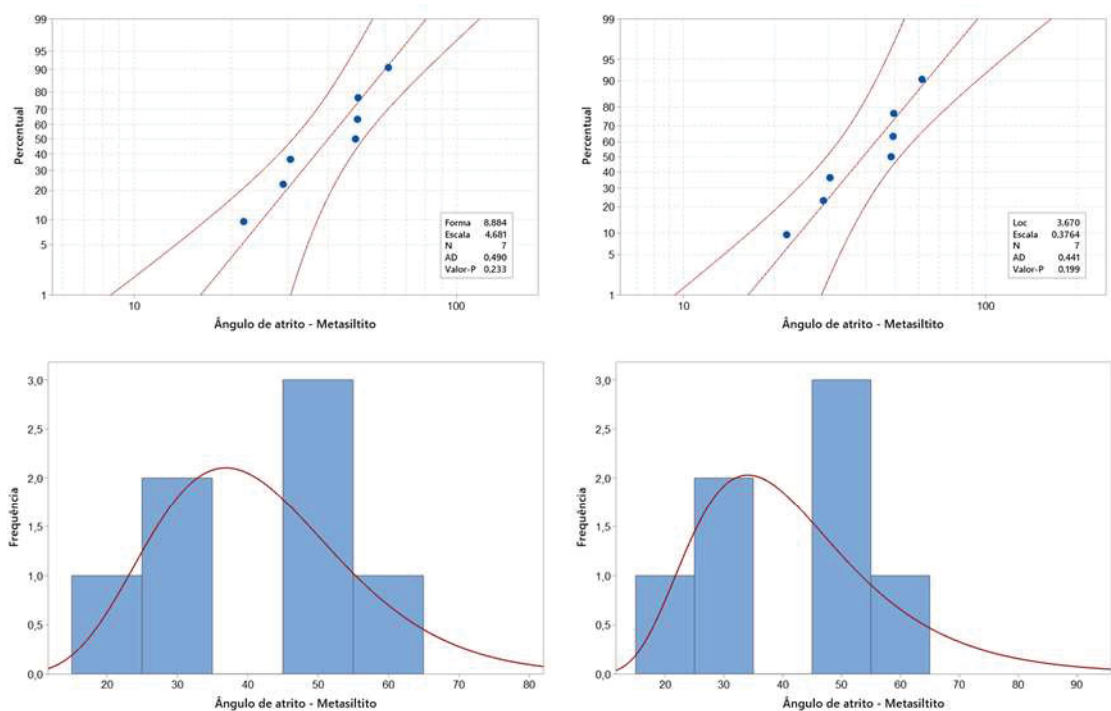
FONTE: A autora (2022).

FIGURA 56 – GRÁFICO DE PROBABILIDADE E HISTOGRAMA DE ÂNGULO DE ATRITO DE PICO PARA O METARENITO SILICIFICADO. DISTRIBUIÇÃO GAMMA (ESQUERDA) E LOG-NORMAL (DIREITA)



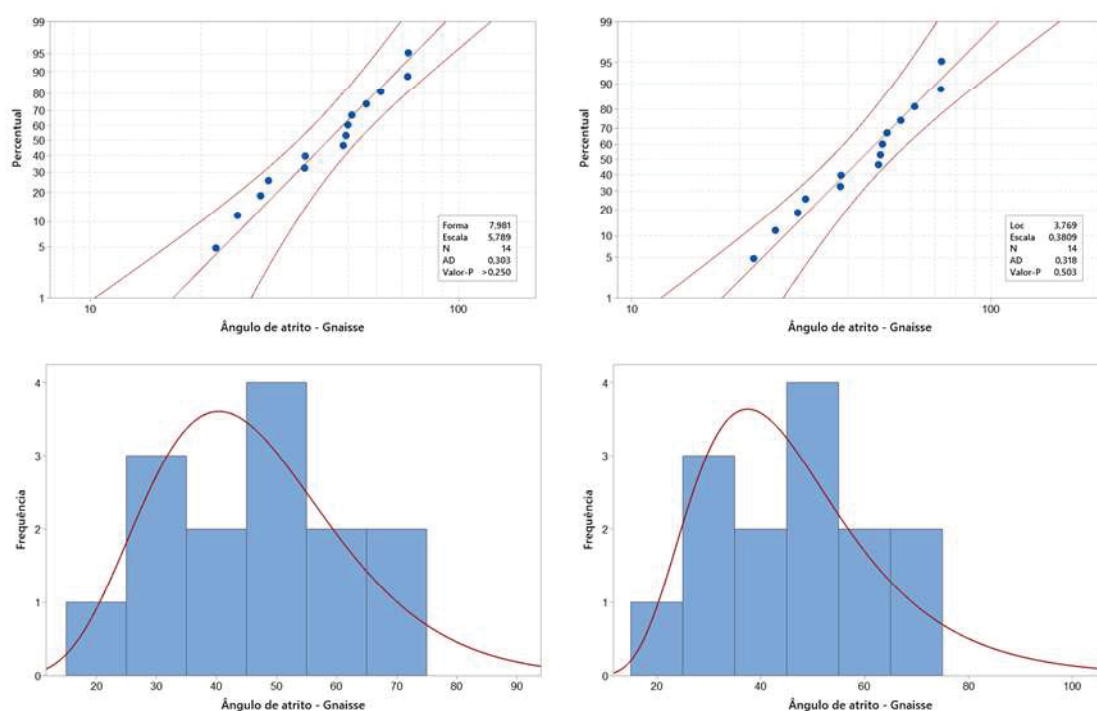
FONTE: A autora (2022).

FIGURA 57 – GRÁFICO DE PROBABILIDADE E HISTOGRAMA DE ÂNGULO DE ATRITO DE PICO PARA O METASILTITO. DISTRIBUIÇÃO GAMMA (ESQUERDA) E LOG-NORMAL (DIREITA)



FONTE: A autora (2022).

FIGURA 58 – GRÁFICO DE PROBABILIDADE E HISTOGRAMA DE ÂNGULO DE ATRITO DE PICO PARA O GNAISSE. DISTRIBUIÇÃO GAMMA (ESQUERDA) E LOG-NORMAL (DIREITA)



FONTE: A autora (2022).

A avaliação para determinar o melhor tipo de distribuição para cada variável aleatória foi feita por meio do p-valor da estatística de qualidade de ajuste de Anderson-Darling (AD). Um resumo do p-valor obtido para cada variável considerando a distribuição gamma e a log-normal é apresentado na TABELA 38.

TABELA 38 – RESUMO P-VALOR DA ESTATÍSTICA DE QUALIDADE DE AJUSTE DE ANDERSON-DARLING

Litologia	ϕ Pico (°)		JRC		JCS (MPa)	
	p-valor Gamma	p-valor Log-normal	p-valor Gamma	p-valor Log-normal	p-valor Gamma	p-valor Log-normal
Metarenito Poroso	> 0,25	0,23	> 0,25	0,17	> 0,25	0,63
Metarenito Silicificado	0,06	0,02	0,009	0,009	0,02	< 0,005
Metasiltito	0,23	0,19	> 0,25	0,22	-	-
Gnaiss	> 0,25	0,50	> 0,25	0,615	< 0,005	< 0,005

FONTE: A autora (2022).

Considerou-se para a avaliação um nível de significância (α) de 0,05. Valores usualmente adotados para o nível de significância são: 5%, 1% ou 0,1 % (MELLO; PETERNELLI, 2013). Avalia-se que os dados não seguem a distribuição em análise caso o p-valor do teste de Anderson-Darling seja menor que o nível de significância (MINITAB, 2022).

Conforme resultados apresentados na TABELA 38, verifica-se que a distribuição gamma não deve ser descartada para representar os dados referentes ao ângulo de atrito de pico de todas as litologias. Já a distribuição log-normal não se mostrou adequada para representar os dados do metarenito silicificado para este mesmo parâmetro.

Para o JRC tanto a distribuição gamma quanto a log-normal poderiam ser consideradas pois obtiveram um p-valor superior ao nível de significância em todas as litologias, com exceção do metarenito silicificado. Apesar disso, considera-se que os dados de JRC devem seguir um mesmo tipo de distribuição.

Para a variável aleatória JCS as distribuições gamma e log-normal poderiam ser aceitas para representar os dados do metarenito poroso somente. Para as demais litologias verifica-se que os valores de p-valor foram baixos, menores que o nível de significância definido para este estudo.

Fez-se então uma nova avaliação para o JCS utilizando a distribuição normal. Os valores de p-valor obtidos foram: menor que 0,005 para o metarenito poroso, 0,752 para o metarenito silicificado e 0,063 para o gnaisse.

Apesar do resultado obtido para o metarenito poroso verifica-se que para o metarenito silicificado e para o gnaisse a distribuição normal não deve ser descartada. Portanto, optou-se por considerar este tipo de distribuição para todas as litologias para representar os dados de JCS.

Considerou-se que para o ângulo de atrito básico o tipo de distribuição de probabilidade é o mesmo adotado para o ângulo de atrito de pico.

Um resumo das variáveis aleatórias e os respectivos tipos distribuição de probabilidade adotados neste estudo é apresentado na TABELA 39 .

TABELA 39 – RESUMO DAS DISTRIBUIÇÕES DE PROBABILIDADE DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS

Litologia	ϕ Pico (°)	ϕ Básico (°)	JRC	JCS (MPa)
Metarenito Poroso	Gamma	Gamma	Gamma	Normal
Metarenito Silicificado	Gamma	Gamma	Gamma	Normal
Metasiltito	Gamma	Gamma	Gamma	Normal
Gnaisse	Gamma	Gamma	Gamma	Normal

FONTE: A autora (2022).

6.2.3 Análises de estabilidade

As análises de estabilidade determinísticas realizadas anteriormente, que consideraram as envoltórias de resistência ao cisalhamento de Patton e de Barton-Bandis, foram refeitas considerando a variabilidade de cada parâmetro de entrada das duas envoltórias.

Limitou-se a realização de análises probabilísticas de estabilidade, bem como sua interpretação, aos blocos rochosos que obtiveram fator de segurança superior a 1 nas análises determinísticas, considerando ambas as envoltórias de resistência, uma vez que as demais cunhas tiveram sua instabilidade confirmada pelas análises determinísticas.

Também foi excluída das análises probabilísticas a cunha formada pelas descontinuidades J5 e J3, no gnaisse. Considera-se que esta cunha, por sua geometria demasiadamente pequena e superficial, não condiciona a estabilidade global do talude e possivelmente seria removida durante o próprio processo de escavação ou nas atividades de bate-choco (ver item 6.1.2).

As análises probabilísticas de estabilidade consideraram o método de simulação de Monte Carlo com 10.000 simulações.

Para a distribuição de probabilidade do fator de segurança, obtida após a realização das análises de estabilidade probabilísticas, assumiu-se a do tipo log-normal.

Os resultados das análises probabilísticas para cada litologia estudada são apresentados da TABELA 40 a TABELA 43.

TABELA 40 – FATORES DE SEGURANÇA – RUPTURA POR CUNHA NO METARENITO POROSO

Cunha	Resultado	Envoltória de Patton	Envoltória de Barton-Bandis
J1'-J4	FS Determinístico	1,76	3,66
	FS Médio Probabilístico	1,77	3,28
	Desvio Padrão do FS	0,2834	0,8781
	Índice de Confiabilidade do FS	3,54	4,38
	Probabilidade de Ruptura (FS = 1,5)	1,77 E-1	1,60 E-3
J1-J4	FS Determinístico	0,89	2,47
	FS Médio Probabilístico	0,89	1,94
	Desvio Padrão do FS	0,1487	0,4586
	Índice de Confiabilidade do FS	-0,75	2,74
	Probabilidade de Ruptura (FS = 1,5)	1,00	2,14 E-1

FONTE: A autora (2022).

TABELA 41 – FATORES DE SEGURANÇA – RUPTURA POR CUNHA NO METARENITO SILICIFICADO

Cunha	Resultado	Envoltória de Patton	Envoltória de Barton-Bandis
J1'-J4	FS Determinístico	1,95	3,84
	FS Médio Probabilístico	1,92	3,63
	Desvio Padrão do FS	0,393	0,7445
	Índice de Confiabilidade do FS	3,12	6,25
	Probabilidade de Ruptura (FS = 1,5)	1,44 E-1	Nula
J1-J4	FS Determinístico	0,98	2,47
	FS Médio Probabilístico	0,97	2,13
	Desvio Padrão do FS	0,2081	0,3431
	Índice de Confiabilidade do FS	-0,26	4,67
	Probabilidade de Ruptura (FS = 1,5)	9,95 E-1	5,44 E-2

FONTE: A autora (2022).

TABELA 42 – FATORES DE SEGURANÇA – RUPTURA POR CUNHA NO METASILTITO

Cunha	Resultado	Envoltória de Patton	Envoltória de Barton-Bandis
F2-J2	FS Determinístico	0,96	1,44
	FS Médio Probabilístico	1,22	1,45
	Desvio Padrão do FS	0,2797	0,1774
	Índice de Confiabilidade do FS	0,76	2,98
	Probabilidade de Ruptura (FS = 1,5)	8,39 E-1	6,48 E-1
J1'-J1	FS Determinístico	5,93	8,85
	FS Médio Probabilístico	7,53	8,87
	Desvio Padrão do FS	1,726	1,037
	Índice de Confiabilidade do FS	8,82	18,69
	Probabilidade de Ruptura (FS = 1,5)	Nula	Nula
J5-J3	FS Determinístico	1,08	1,74
	FS Médio Probabilístico	1,37	1,75
	Desvio Padrão do FS	0,3677	0,26
	Índice de Confiabilidade do FS	1,06	3,71
	Probabilidade de Ruptura (FS = 1,5)	7,14 E-1	1,71 E-1

FONTE: A autora (2022).

TABELA 43 – FATORES DE SEGURANÇA – RUPTURA POR CUNHA NO GNAISSE

Cunha	Resultado	Envoltória de Patton	Envoltória de Barton-Bandis
J2-J3	FS Determinístico	1,37	3,02
	FS Médio Probabilístico	1,50	2,77
	Desvio Padrão do FS	0,5826	0,9424
	Índice de Confiabilidade do FS	0,89	2,93
	Probabilidade de Ruptura (FS = 1,5)	6,24 E-1	5,6 E-2
J3-J1	FS Determinístico	0,98	2,04
	FS Médio Probabilístico	1,08	1,91
	Desvio Padrão do FS	0,5163	0,8103

FONTE: A autora (2022).

TABELA 43 (CONTINUAÇÃO) – FATORES DE SEGURANÇA – RUPTURA POR CUNHA NO GNAISSE

Cunha	Resultado	Envoltória de Patton	Envoltória de Barton-Bandis
J3-J1	Índice de Confiabilidade do FS	-0,04	1,37
	Probabilidade de Ruptura (FS = 1,5)	8,41 E-1	4,13 E-1
J5-J1	FS Determinístico	1,96	4,12
	FS Médio Probabilístico	2,13	4,00
	Desvio Padrão do FS	0,7866	1,149
	Índice de Confiabilidade do FS	1,93	4,78
	Probabilidade de Ruptura (FS = 1,5)	1,81 E-1	Nula

FONTE: A autora (2022).

Segundo a norma ABNT NBR 11682:2009, a respeito da estabilidade de encostas, para maciços que possam ocasionar alto dano a vidas humanas e alto nível de danos materiais e ambientais, o fator de segurança mínimo requerido para deslizamentos é de 1,50. Este foi o fator de segurança mínimo requerido no projeto geotécnico desta escavação, de autoria da Intertechne Consultores, para os taludes definitivos.

Das análises probabilísticas realizadas, verifica-se que algumas cunhas apresentam fator de segurança médio probabilístico superior a 1,50.

Cita-se como exemplo, nos metarenitos, a cunha formada pela combinação das descontinuidades J1'-J4, que obtém fatores de segurança acima do mínimo requerido independentemente da envoltória de resistência adotada. Já a cunha formada pelas descontinuidades J1-J4 poderia ser considerada estável somente quando utilizada a envoltória de Barton-Bandis.

Entretanto, uma cunha qualquer que possua fator de segurança contra deslizamento igual ou superior a 1,50 não necessariamente possui baixa probabilidade de ruptura. A probabilidade de ruptura é interpretada como a probabilidade de haver o deslizamento do bloco rochoso em análise.

Considera-se que, como os taludes em análise possuem grande importância para a estabilidade e bom desempenho da barragem do AH Laúca, as faixas de índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura adequadas seriam as mesmas indicadas

para barragens na TABELA 10. Tais limites estariam de acordo com os propostos por Skipp (1992) e Santamarina *et al.* (1992).

Dos resultados obtidos pelas análises verifica-se que do total das dez cunhas analisadas apenas cinco obtiveram fator de segurança médio probabilístico superior a 1,50, com ambas as envoltórias de resistência. Quatro cunhas poderiam ser consideradas estáveis somente se a envoltória de Barton-Bandis fosse considerada e uma cunha não se mostrou estável em qualquer situação.

Quanto aos índices de confiabilidade obtidos, em três cunhas eles são maiores que 3,5 para ambas as envoltórias de resistência. Outras três cunhas resultaram em índices de confiabilidade superiores a 3,5, entretanto, somente para a envoltória de Barton-Bandis.

Já a probabilidade de ruptura verificou-se adequada para uma única cunha para ambas as envoltórias de resistência. Esta cunha foi a formada pelas famílias de descontinuidades J1'-J1, no metasiltito. Outras três cunhas obtiveram probabilidades de ruptura adequadas para a envoltória de Barton-Bandis.

Analisou-se também a adequabilidade da consideração da distribuição de probabilidade do tipo log-normal para o fator de segurança. A análise foi feita por meio dos histogramas do fator de segurança.

Como exemplo, apresenta-se para a cunha formada por J3-J1 em maciço gnáissico os histogramas do fator de segurança considerando a envoltória de resistência de Patton, FIGURA 59, e a envoltória de Barton-Bandis, FIGURA 60.

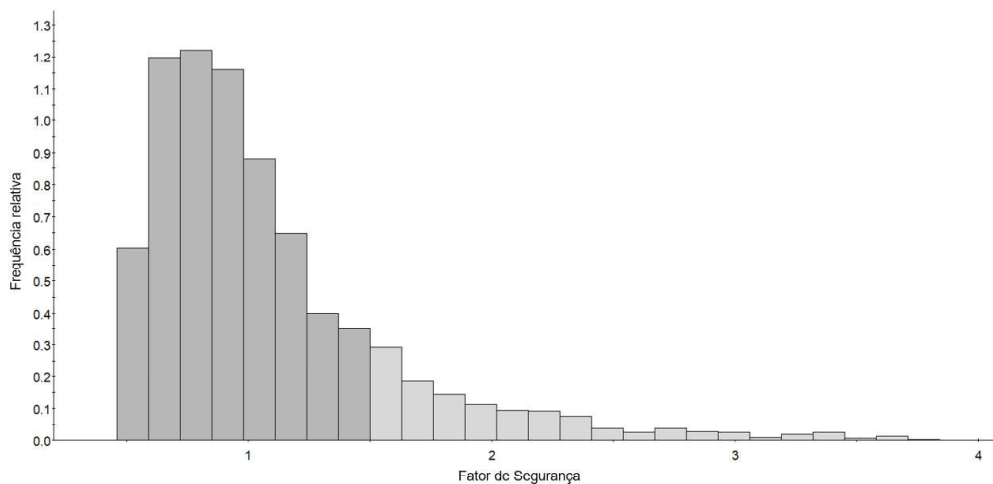
A distribuição log-normal, como apresentado anteriormente, pode ser empregada para descrever variáveis aleatórias não negativas e com assimetria positiva (ROSSI; DEUTSCH, 2014).

Segundo Yamamoto (2020) “a assimetria positiva significa que a cauda da distribuição está sobre os valores altos, onde inclusive podem ocorrer valores mais altos que aqueles amostrados”. Ainda, segundo o autor, a distribuição log-normal caracteriza a ocorrência de uma grande quantidade de valores baixos (mais próximos da origem do eixo das abscissas) e uma quantidade pequena de valores altos ou muito altos.

Para a envoltória de Patton verifica-se que a distribuição dos fatores de segurança pode ser definida por uma distribuição log-normal pois o formato do gráfico obtido é compatível ao da descrição de uma distribuição deste tipo.

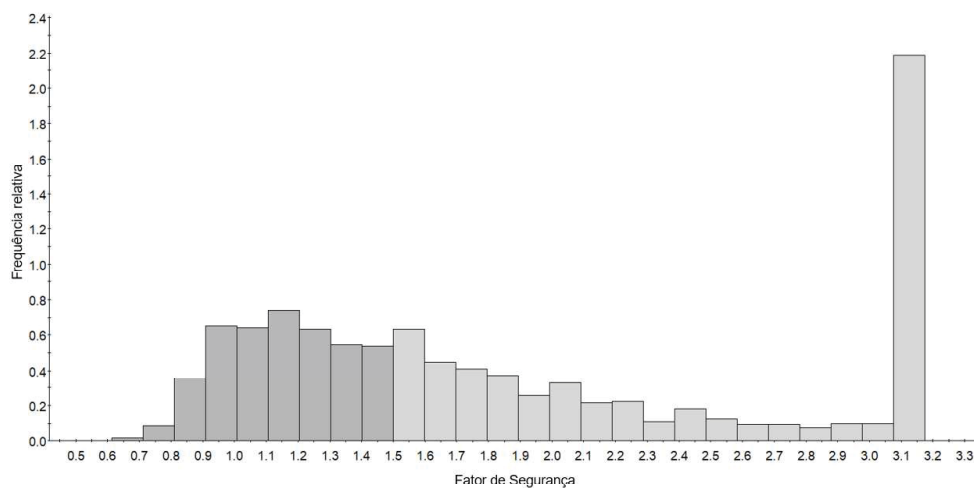
Para a envoltória de Barton-Bandis avalia-se que o uso da distribuição log-normal é o mais adequado, apesar do pico de frequência relativa observado no final do gráfico, junto aos fatores de segurança de 3,1 – 3,2.

FIGURA 59 – HISTOGRAMA DO FATOR DE SEGURANÇA – CUNHA J3-J1 DO GNAISSE – ENVOLTÓRIA DE PATTON



FONTE: A autora (2022).

FIGURA 60 – HISTOGRAMA DO FATOR DE SEGURANÇA – CUNHA J3-J1 DO GNAISSE – ENVOLTÓRIA DE BARTON-BANDIS



FONTE: A autora (2022).

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 CONCLUSÕES

O presente trabalho discorreu acerca do tema da resistência ao cisalhamento de descontinuidades e análise da estabilidade de taludes rochosos considerando a aplicação de ferramentas da estatística para consideração das incertezas inerentes aos materiais naturais.

Inicialmente realizou-se uma revisão literária acerca de características e propriedades das descontinuidades bem como de envoltórias de resistência usualmente empregadas para descrevê-las. Abordou-se sobre o tema de análises de estabilidade determinísticas e probabilísticas para avaliação de taludes. Por fim, foram apresentadas as características geológico-geotécnicas da área onde está implantada o aproveitamento hidrelétrico do estudo de caso.

Com relação às envoltórias de resistência definidas nesta pesquisa comenta-se o seguinte:

- Os parâmetros da envoltória de Patton e de Barton-Bandis, definidos nesta pesquisa com base nos ensaios de cisalhamento direto, mapeamentos de campo e bibliografia, são conservadores para as descontinuidades com paredes sãs a levemente alteradas nos maciços do AH Laúca.
- Em todas as litologias observou-se que houve maior similaridade entre as envoltórias de resistência de Patton e Barton-Bandis para tensões normais até 800 kPa, aproximadamente.
- Para todas as litologias a envoltória de resistência de Patton mostrou-se mais a favor da segurança quando comparada com a envoltória de Barton-Bandis principalmente no segundo trecho, correspondente ao momento em que as descontinuidades estão submetidas a um elevado nível de tensões e o cisalhamento se dá pela rocha que forma as irregularidades.

As análises determinísticas de estabilidade, empregando as envoltórias de resistência definidas, foram realizadas para as quatro litologias e os principais resultados e conclusões estão descritos na sequência:

- Verificou-se que as rupturas do tipo planar e por tombamento no metasiltito resultam em fatores de segurança muito inferiores à unidade para ambas

as envoltórias, indicando a necessidade da aplicação de tratamentos geotécnicos nestas escavações para que estas se tornem estáveis durante o período construtivo da obra e também para a fase de operação do empreendimento.

- Os fatores de segurança obtidos para as cunhas dos metarenitos, formadas pela combinação das famílias de descontinuidades J1'-J4 e J1-J4, foram bastante semelhantes, indicando que a resistência ao cisalhamento do metarenito poroso e do metarenito silicificado é bastante semelhante. Esta constatação já era esperada uma vez que as envoltórias resultantes para estas litologias se assemelham, conforme mostrado nos gráficos do item 5.2.3.
- Para as cunhas nos metarenitos e gnaiss, quando considerada a envoltória de resistência de Barton-Bandis, os fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade determinísticas são sempre superiores a 1,50.

Acerca das análises probabilísticas de estabilidade realizadas fazem-se os seguintes apontamentos:

- Nas análises probabilísticas realizadas verificou-se que 50% das cunhas poderiam ser consideradas estáveis, considerando ambas as envoltórias de resistência, quando avaliado apenas o fator de segurança médio probabilístico.
- Tem-se, que, para todas as litologias, ao menos um tipo de ruptura apontado nas análises cinemáticas é factível e que o fator de segurança e/ou índice de confiabilidade, não é alto o suficiente para que o talude seja considerado estável. Constata-se, portanto, a necessidade da utilização de tratamentos geotécnicos para garantir a segurança das escavações.

Entende-se que, considerando as hipóteses admitidas nesta pesquisa, a envoltória de resistência ao cisalhamento que forneceria resultados mais seguros para a avaliação da estabilidade seria a envoltória bi-linear de Patton.

Esta avaliação se dá devido às incertezas presentes na definição dos parâmetros da envoltória de Barton-Bandis. A definição desta envoltória de resistência requer o conhecimento do ângulo de atrito básico, JRC e JCS.

O valor do coeficiente de rugosidade (JRC) foi definido considerando o valor médio de JRC tomado em medidas feitas nas escavações da Tomada de Água, ombreira direita e nos túneis da região da Casa de Força. Não se dispunha de dados de medidas de JRC específicos para o maciço da ombreira esquerda, local de interesse desta pesquisa.

Considera-se que uma melhor avaliação deste parâmetro poderia ter sido feita caso, previamente à realização dos ensaios de cisalhamento direto, a rugosidade das paredes das descontinuidades de cada corpo-de-prova tivesse sido avaliada.

O valor do JCS - *Joint Wall Compressive Strength* – foi considerado como sendo igual ao valor da resistência à compressão simples da rocha uma vez que as paredes das descontinuidades foram descritas nos mapeamentos de campo como sãs a levemente alteradas.

Esta consideração reflete às condições das descontinuidades no momento em que foi realizado o mapeamento. Entretanto, com a exposição da face do talude rochoso devido às escavações e, posteriormente, com o enchimento do reservatório e, consequente presença de água no maciço rochoso, é razoável se esperar que haja alguma alteração nas paredes das descontinuidades.

Por estes motivos, julga-se mais adequado para este caso de estudo a utilização de uma envoltória de resistência ao cisalhamento mais simples, que necessite um menor número de parâmetros para sua definição e que tais parâmetros possam ser definidos com base nos ensaios disponíveis.

7.2 SUGESTÕES

Para dar sequência à pesquisa desenvolvida, algumas sugestões para trabalhos futuros são listadas a seguir:

- Realização de ensaios do tipo *tilt test* para avaliação do ângulo de atrito básico para as litologias observadas no AH Laúca;
- Avaliação do ângulo de atrito residual das paredes das descontinuidades com uso do Esclerômetro de Schmidt;
- Realização de ensaios de cisalhamento direto com avaliação do JRC do corpo-de-prova;

- Realização de ensaios de cisalhamento direto para elevados níveis de tensões (entre 1000 kPa e 2000 kPa);
- Avaliação do impacto da envoltória de Barton-Bandis e de Patton no dimensionamento de tratamentos geotécnicos.

REFERÊNCIAS

ALADEJARE, A. E; WANG, Y. Evaluation of rock property variability. **Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards**, United Kingdom, 2016.

AMITRANO, D. Brittle-ductile transition and associated seismicity: Experimental and numerical studies and relationship with the b value. **Journal of geophysical research Solid Earth**, United States, v. 108, i. B1, 2003.

AMOUSHAH, S.; GRENON, M.; LOCAT, J.; TURMEL, D. Deterministic and probabilistic stability analysis of a mining rock slope in the vicinity of a major public road — case study of the LAB Chrysotile mine in Canada. **Canadian Geotechnical Journal**, Canada, v. 55, p.1391-1404, 2018.

ANA - AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. **Relatório de segurança de barragens 2018**, Brasília, 2019.

ANDERSSON, E. **Evaluation of influence from matedness on the peak shear strength of natural rock joins**. Dissertação – Division of soil and rock mechanics, KTH Royal Institute of Technology, Estocolmo, 2019.

ANDRIANI, G. F. Uso próprio e improprio dei criteri di resistenza degli ammassi rocciosi. **Geologi e Territorio - Ordine regionale dei geologi**, Puglia, n° 1/2015, p. 17-22, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 11682**: estabilidade de taludes. Rio de Janeiro, 2009.

BARTON, N. Review of a new shear-strength criterion for rock joints. **Engineering geology**, v. 7, i. 4, p. 287–332, 1973. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/0013795273900136>. Acesso em: 02/02/2022. [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(73\)90013-6](https://doi.org/10.1016/0013-7952(73)90013-6).

BARTON, N. Shear strength investigations for surface mining. **International conference on stability in surface mining**, Vancouver, ch. 7, p. 171–192, 1981.

BARTON, N.; BANDIS, S. Some effects of scale on the shear strength of joints. **International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts**, v. 17, p. 69-73, 1980. Disponível em <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/0148906280900091?via%3Dihub>. Acesso em 02/02/2022. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(80\)90009-1](https://doi.org/10.1016/0148-9062(80)90009-1).

BARTON, N.; CHOUBEY, V. The shear strength of rock joints in theory and practice. **Rock mechanics**, v. 10, p. 1–54, 1977. Disponível em: <https://link.springer.com/article/10.1007/BF01261801>. Acesso em: 02/02/2022. <https://doi.org/10.1007/BF01261801>.

BELL, F. G. **Engineering Geology**. Oxford: Elsevier, 2007.

BRASIL. **Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010.** Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre a Segurança de Barragens e altera a redação do art. 35 da Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 4º da Lei nº 9.984, de 17 de julho de 2000. Diário Oficial da União, Brasília, DF, n. 181, 21 set. 2010. Seção 1, p.1.

CAMPELLO, I. C. **Abordagem probabilística aplicada ao estudo da variabilidade geotécnica dos solos.** Dissertação – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte (MG), 2020.

CPRM - SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Glossário geológico ilustrado.** Disponível em: <http://sigep.cprm.gov.br/glossario/index.html>. Acesso em 01/11/2021.

CHUB-UPPAKARN, T.; KANJANAKUL, C. Method to estimate the system probability of failure for slope stability analysis. **International Journal of GEOMATE**, Japan, v.14, i. 45, p. 162-169, 2018.

DAMUTH, J. E. Dip and strike. In: **Structural Geology and Tectonics. Encyclopedia of Earth Science.** Berlin: Springer, 1987. E-Book. Disponível em: https://link.springer.com/referenceworkentry/10.1007/3-540-31080-0_33. Acesso em 08/02/2022.

DEERE, D.U.; MILLER, R. P. Engineering classification and index properties for intact rocks. **Tech. Rep. Air Force Weapons Lab.**, New Mexico, p. 65–116, 1966.

DELL'AVANZI, E.; SAYÃO, A. S. F. J. Avaliação da probabilidade de ruptura de taludes. **COBRAMSEG 1998 - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, Brasília, 1998.

DW NOTÍCIAS. Mapa de angola e suas províncias. Disponível em: <https://www.dw.com/pt-002/angola-intoler%C3%A2ncia-pol%C3%ADtica-instalou-se-no-cuando-cubango/a-57071617>. Acesso em 04/06/2021.

ENCYCLOPÆDIA BRITANNICA. Angola. Disponível em: <https://www.britannica.com/place/Angola>. Acesso em 04/06/2021.

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes.** São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

FLORES, E. A. F. **Análises probabilísticas da estabilidade de taludes considerando a variabilidade espacial do solo.** Dissertação – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro (RJ), 2008.

FREITAS, R.; ALMEIDA, F. Um ano após tragédia da Vale dor e luta por justiça unem famílias de 259 mortos e 11 desaparecidos. Disponível em: <https://g1.globo.com/mg/minas-gerais/noticia/2020/01/25/um-ano-apos-tragedia-da->

vare-dor-e-luta-por-justica-unem-familias-de-259-mortos-e-11-desaparecidos.ghml. Acesso em 02/06/2020.

FURNAS. **Relatório preliminar – Ensaaios em Testemunhos de Rocha**. Goiânia: GST.E.XXX.2014 – R0, 2014. Relatório técnico.

GE, Y.; TANG, H.; EZ ELDIN, M. A. M.; WANG, L. Evolution Process of Natural Rock Joint Roughness during Direct Shear Tests. **International Journal of Geomechanics**, Virginia, v.17, p. 1–10, 2017.

GOODMAN, R. E. **Introduction to rock mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1989.

GOODMAN, R. E. **Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks**. St. Paul: West Publishing Company, 1976.

GUIMARÃES, F.; *et al.* **Geologia de Angola – Notícia Explicativa da Carta Geológica à Escala 1:1.000.000**. Luanda: Serviço Geológico de Angola, 1992.

HOEK, E. **Practical Rock Engineering**. Canada: Evert Hoek Consulting Engineer Inc., 2006. E-book. Disponível em: <https://www.rocsience.com/assets/resources/learning/hoek/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf>. Acesso em: 06/03/2021.

HOEK, E.; BRAY, J. W. **Rock slope engineering**. London: Institute of Mining and Metallurgy, 1974.

HOEK, E.; KAISER, P. K.; BAWDEN, W. F. **Support of underground excavations in hard rock**. Netherlands: A. A. Balkema Publishers, 1995.

HUDSON, J. A.; HARRISON, J. P. **Engineering Rock Mechanics – An Introduction to the principles**. London: Elsevier Science, 1997. E-book. Disponível em: <https://www.elsevier.com/books/engineering-rock-mechanics/hudson/978-0-08-043864-1>. Acesso em: 31/01/2022.

HUNTLEY, B. J.; RUSSO, V.; LAGES, F.; ALMEIDA, N. F. **Biodiversidade de Angola – Ciência e Conservação**: Uma síntese moderna. Porto: Printer Portuguesa, 2019.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION OF LARGE DAMS. **Bulletin 154: Dam safety management - operational phase of the dam life cycle**, Paris, 2017.

INTERTECHNE CONSULTORES. **AHE Laúca – Estudos de Viabilidade – Volume I de II – Texto**. Curitiba: 0704-LA-RT-100-00-001_C, 2010. Relatório técnico.

INTERTECHNE CONSULTORES. **Barragem – Geologia e Geotecnia – Seção Geológica – Seção**. Curitiba: AHL-DE4-02B05-0001, 2013a. Desenho técnico.

INTERTECHNE CONSULTORES. **Barragem BCC – Escavações – Ombreira Esquerda – Planta**. Curitiba: AHL-DE4-02B07-0020, 2014a. Desenho técnico.

INTERTECHNE CONSULTORES. **Circuitos de Geração – Barragem – Geologia – Geotecnia – Caracterização Geológica – Geotécnica**. Curitiba: AHL-RC4-02B05-0004, 2020. Relatório técnico.

INTERTECHNE CONSULTORES. **Geral – Geologia e Geotecnia – Mapa Geológico Local – Planta**. Curitiba: AHL-DE4-00B05-0002, 2013b. Desenho técnico.

INTERTECHNE CONSULTORES. **Geral – Geologia e Geotecnia – Mapa Geológico Regional – Planta**. Curitiba: AHL-DE4-00B05-0001, 2013c. Desenho técnico.

INTERTECHNE CONSULTORES. **Geral – Geologia e Geotecnia – Modelo Geológico Estrutural**. Curitiba: AHL-RT4-00B05-0004, 2014b. Relatório técnico.

INTERTECHNE CONSULTORES. **Geral – Geologia e Geotecnia – Propriedades geotécnicas dos maciços rochosos**. Curitiba: AHL-RT4-00B05-0002, 2014c. Relatório técnico.

INTERTECHNE CONSULTORES. **Programa de formação de técnicos em O&M. Operação e Manutenção do Aproveitamento Hidroelétrico de Laúca. Geotecnia**. Curitiba, 2021. Relatório técnico.

ISRM - INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS AND ROCK ENGINEERING. **Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Mass**, Grã Bretanha, v. 15, p. 319-368, 1978.

JORDÁ-BORDEHORE, L.; *et al.* Determination of the basic friction angle ϕ_b of joints using the field tilt test: results of various “fast” tests on outcrops. **IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science**, Italy, v. 833, 2021.

KATERENIUK, S. B.; *et al.* Projeto da geometria de escavação e tratamentos geotécnicos da ombreira direita da barragem do Aproveitamento Hidrelétrico de Laúca. **Simpósio brasileiro de engenheiros geotécnicos jovens**, Belo Horizonte (MG), 2016. <http://dx.doi.org/10.20906/CPS/GJ-14-0001>.

KIOMBO, M. J.; CANO, J.; INSUA, D. R.; ARROYO, O. Multiobjective decision support for the Kwanza River Management. **International Journal of Information Technology & Decision Making**, Singapore, v. 12, p. 999-1020, 2013.

KUMSAR, H.; AYDAN, O.; ULUSAY, R. Dynamic and Static Assessment of Rock Slopes Against Wedge Failures. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, Austria, v. 33, p. 31-51, 2000.

KUNDU, J.; SARKAR, K.; SINGH, P. K.; SINGH, P. N. Deterministic and Probabilistic Stability Analysis of Soil Slope – A Case Study. **Journal of the Geological Society of India**, India, v. 91, p. 418–424, 2018.

LI, A. J; CASSIDY, M. J; WANG, Y.; MERIFIELD, R. S.; LYAMIN, A. V. Parametric Monte Carlo studies of rock slopes based on the Hoek-Brown failure criterion. **Computers and Geotechnics**, United Kingdom, v. 45, p. 11–18, 2012.

LI, Y.; OH, J.; MITRA, R.; HEBBLEWHITE, B. Experimental Studies on the Mechanical Behaviour of Rock Joints with Various Openings. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, Austria, v. 49, p. 837–853, 2016.

LIMA, J. A. M. **Otimização do processo de perfuração em maciços rochosos: consequências técnico-econômicas**. Dissertação – Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto, 2014.

LOOK, B. G. **Handbook of geotechnical investigation and design tables**. AK Leiden: Taylor & Francis / Balkema, 2007.

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MELLO, M. P.; PETERNELLI, L. A. **Conhecendo o R – Uma visão mais que estatística**. Viçosa: Editora UFV, 2013.

MINAS GERAIS. **Lei ordinária nº 23.291, de 25 de fevereiro de 2019**, que institui a política estadual de segurança de barragens. Legislação do Estado de Minas Gerais, 25 março 2019. Disponível em:

<http://jornal.iof.mg.gov.br/xmlui/handle/123456789/216313?paginaCorrente=01&posicaoPagCorrente=216309&linkBase=http%3A%2F%2Fjornal.iof.mg.gov.br%3A80%2Fxmlui%2Fhandle%2F123456789%2F&totalPaginas=36&paginaDestino=5&indice=0>. Acesso em: 01/02/2022.

MINITAB. Como a estatística de Anderson-Darling é usada para avaliar o ajuste de distribuição. Disponível em: <https://support.minitab.com/pt-br/minitab/20/help-and-how-to/quality-and-process-improvement/capability-analysis/supporting-topics/distributions-and-transformations-for-nonnormal-data/anderson-darling-and-distribution-fit/>. Acesso em 31/01/2022.

MINOZZO, M. **Estudo probabilístico da suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa na bacia hidrográfica do Rio Sagrado, no município de Morretes (PR)**. Dissertação - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba (PR), 2018.

MORELLI, G. L. On Joint Roughness: Measurements and Use in Rock Mass Characterization. **Geotechnical and Geological Engineering**, Switzerland, v. 32, p. 345-362, 2014.

NILSEN, B. New trends in rock slope stability analyses. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, Germany, p. 173–178, 2000.

NORRISH, N. I.; WYLLIE, D. C. Rock slope stability analysis. In: TURNER, A. K; SCHUSTER, R. L. (Eds.). **Landslides: Investigation and Mitigation**. Washington, D. C.: Transportation Research Board, 1996.

OBREGON, C.; MITRI, H. Probabilistic approach for open pit bench slope stability analysis – A mine case study. **International Journal of Mining Science and Technology**, Netherlands, v. 29, p. 629–640, 2019.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PRASSETYO, S. H.; GUTIERREZ, M.; BARTON, N. Non-linear shear strength for rock, rock joints, rockfill and interfaces. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, China, v. 9, p. 671- 682, 2017.

RAM, B. K; BASU, A. A modified JRC-JCS model and its applicability to weathered joints of granite and quartzite. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, Germany, v. 78, p. 6089–6099, 2019.

RAMIREZ, R. G.; REIS, J. H. C. Segurança e confiabilidade em estruturas de contenção: Estudo de Caso. **Geotecnia**, nº 138, p. 37-60, 2016. Disponível em: <https://spgeotecnia.pt/uploads/igeot201613803.pdf>. Acesso em 01/05/2022.

REPÚBLICA POPULAR DE ANGOLA. Ministério da Indústria. **Carta Geológica de Angola**. Luanda, Instituto Nacional de Geologia, 1988. 1 mapa. Escala 1:1.000.000.

RISELO, B. C. T. **Análise de estabilidade de um talude rodoviário por meio de modelo determinístico e probabilístico e previsão do volume de massa mobilizada**. Dissertação - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba (PR), 2021.

ROCSCIENCE. **Dips – Graphical and Statistical Analysis of Orientation Data – Verification Manual**. Canada: Rocscience Inc., 2012. E-book. Disponível em: <https://static.rocscience.cloud/assets/verification-and-theory/Dips/Dips-Verification-Manual.pdf>. Acesso em: 01/02/2022.

ROCSCIENCE. Probabilistic analysis – Reliability index. Disponível em: <https://www.rocscience.com/help/rocplane/documentation/probabilistic-analysis/analysis-results/reliability-index>. Acesso em 31/01/2022.

ROCSCIENCE. **RocPlane – Planar Sliding Stability Analysis for Rock Slopes – Theory Manual – Factor of Safety Calculations – Planar Failures**. Canada: Rocscience Inc., 2019a. E-book. Disponível em: <https://static.rocscience.cloud/assets/verification-and-theory/RocPlane/RocPlane-Theory-Manual-Factor-of-Safety-Calculations-Planar-Failures.pdf>. Acesso em: 01/02/2022.

ROCSCIENCE. **RocTopple – Toppling and Support Design of Rock Slopes – Theory Manual – Safety Factors Calculations – Block Toppling**. Canada: Rocscience Inc., 2019b. E-book. Disponível em: <https://static.rocscience.cloud/assets/verification-and-theory/RocTopple/RocTopple-Theory-Manual-Safety-Factor-Calculations-Block-Toppling.pdf>. Acesso em: 01/02/2022.

ROCSCIENCE. **SWedge – Surface Wedge Analysis for Slopes – Theory Manual – Safety Factor Calculations – Tetrahedral Wedges**. Canada: Rocscience Inc., 2019c. E-book. Disponível em: <https://static.rocscience.cloud/assets/verification-and-theory/SWedge/SWedge-Theory-Manual-Safety-Factor-Calculations-Tetrahedral-Wedges.pdf>. Acesso em: 01/02/2022.

ROSSI, M.; DEUTSCH, C. V. **Mineral resource estimation**. Dordrecht: Springer, 2014.

SANTAMARINA, C.; ALTSCHAEFFL, A.G.; CHAMEAU, J.L. Reliability of Slopes: Incorporating Qualitative Information. **Transportation research Record**, United States, v. 1343, p. 1-5, 1992.

SHEN, B.; SHI, J.; BARTON, N. An approximate nonlinear modified Mohr-Coulomb shear strength criterion with critical state for intact rocks. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, China, v. 10, p. 645-652, 2018.

SHIMAKURA, S. E. Interpretação do coeficiente de correlação. Disponível em: <http://leg.ufpr.br/~silvia/CE003/node74.html>. Acesso em 17/06/2021.

SILVA, A. F. **A geologia da República de Angola desde o paleoarcaico ao paleozóico inferior**. Lisboa: Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação (INETI), 2005. E-book. Disponível em: <https://core.ac.uk/download/pdf/70660747.pdf>. Acesso em: 14/02/2021.

SILVA, B. M. F. **Análise probabilística de estabilidade de falésias no litoral do RN**. Dissertação - Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal (RN), 2019b.

SILVA, C. C. **Análise de estabilidade de um talude da Cava de Alegria utilizando abordagem probabilística**. Dissertação - Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UFOP, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto (MG), 2015.

SILVA, M. A. **Caracterização geológico-geotécnica e análise de estabilidade de uma encosta na BR-376 – Serra do Mar paranaense**. Dissertação – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba (PR), 2019a.

SINGH, H. K.; BASU, A. Evaluation of existing criteria in estimating shear strength of natural rock discontinuities. **Engineering Geology**, Netherlands, v. 232, p. 171–181, 2018.

SKIPP, B. O. Seismic movements and rock masses. In: BELL, F. G. (Ed.). **Engineering in Rock Masses**. Oxford: Butterworth Heinemann, 1992.

SOUZA, L. R. A. **Avaliação da influência das características do maciço rochoso de fundação sobre a probabilidade de falha por deslizamento de estruturas de concreto de usinas hidrelétricas**. Dissertação - Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba (PR), 2017.

SOUZA, L. R. A.; MARQUES FILHO, J. Application of Probabilistic Method to Evaluate the Rock Mass Foundation Influence over the Probability of Failure by Sliding of Hydraulics Structures: Case Study of Baixo Iguaçu HPP Spillway. **Geotechnical and Geological Engineering**, Switzerland, v. 38, p. 47–60, 2020.

SOW, D.; *et al.* Comparison of Joint Shearing Resistance Obtained with the Barton and Choubey Criterion and with Direct Shear Tests. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, Austria, v. 49, p. 3357–3361, 2016.

TANG, J. Z.; YANG, S. Q.; ZHAO, Y. L.; TIAN, W. L. Experimental and numerical modeling of the shear behavior of filled rough joints. **Computers and Geotechnics**, United Kingdom, v. 121, 2020.

TARBUCK, E. J.; LUTGENS, F.K. **Ciencias de la tierra** – Una introducción a la geología física. Madrid: Pearson Educación, 2005.

TATONE, B. S. A.; GRASSELLI, G. ROCKTOPPLE: A spreadsheet-based program for probabilistic block-toppling analysis. **Computers and Geosciences**, United Kingdom, v. 36, p. 98–114, 2010.

TONUS, B. P. D. A. **Estabilidade de taludes: avaliação dos métodos de equilíbrio limite aplicados a uma encosta coluvionar e residual da Serra do Mar Paranaense**. Dissertação - Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba (PR), 2009.

ULUSAY, R. **The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014**. Turkey: Springer, 2015. E-book. Disponível em: <https://link.springer.com/book/10.1007/978-3-319-07713-0>. Acesso em 08/02/2022.

USACE - U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **ETL 1110-2-556: Risk-Based Analysis in Geotechnical Engineering for Support of Planning Studies**, Washington, 1999.

VALE. Listas atualizadas. Disponível em: http://www.vale.com/brasil/PT/aboutvale/servicos-para-comunidade/minas-gerais/atualizacoes_brumadinho/Paginas/listas-atualizadas.aspx. Acesso em 12/02/2022.

VALLEJO, L. I. G.; FERRER, M.; ORTUÑO, L., OTEO, C. **Ingeniería Geológica**. Madrid: Pearson Educación, 2002.

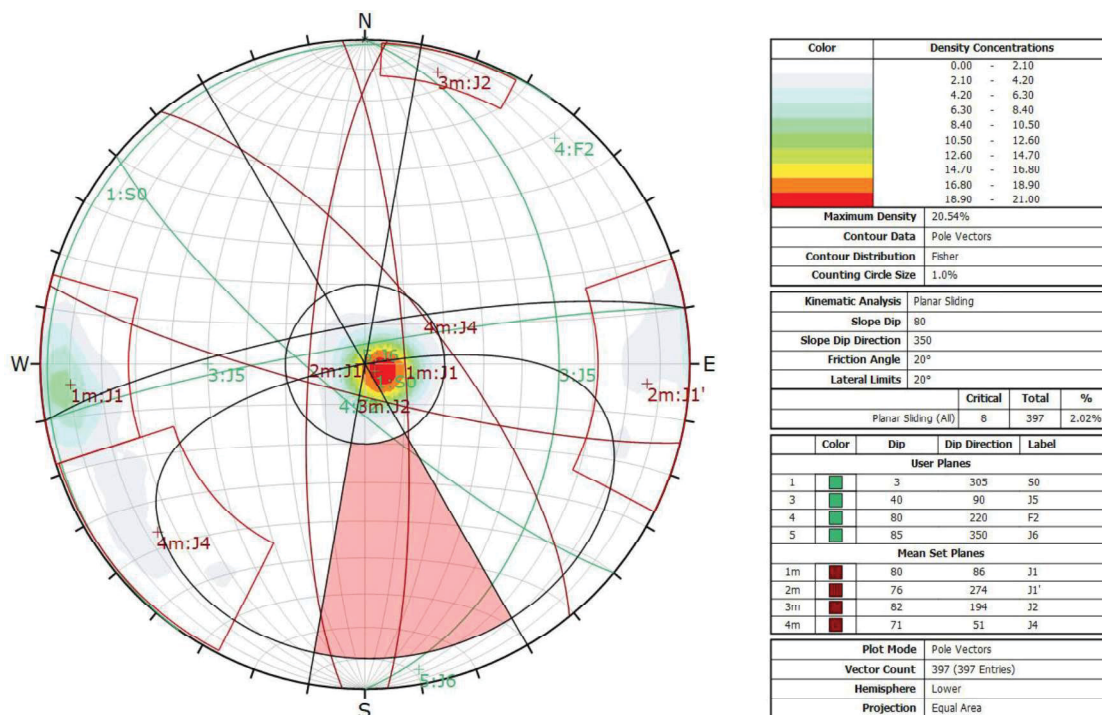
WANG, H.; LIN, H. Non-linear Shear Strength Criterion for a Rock Joint with Consideration of Friction Variation. **Geotechnical and Geological Engineering**, Switzerland, v 36, p. 3731–3741, 2018.

WYLLIE, D. C.; MAH, C. W. **Rock Slope Engineering and mining** – Based on Rock Slope Engineering (third edition, 1981) by Dr Evert Hoek and Dr John Bray. London and New York: Spon Press, 2004.

YAMAMOTO, J. K. **Estatística, análise e interpolação de dados geoespaciais**. São Paulo: Gráfica Paulo's, 2020.

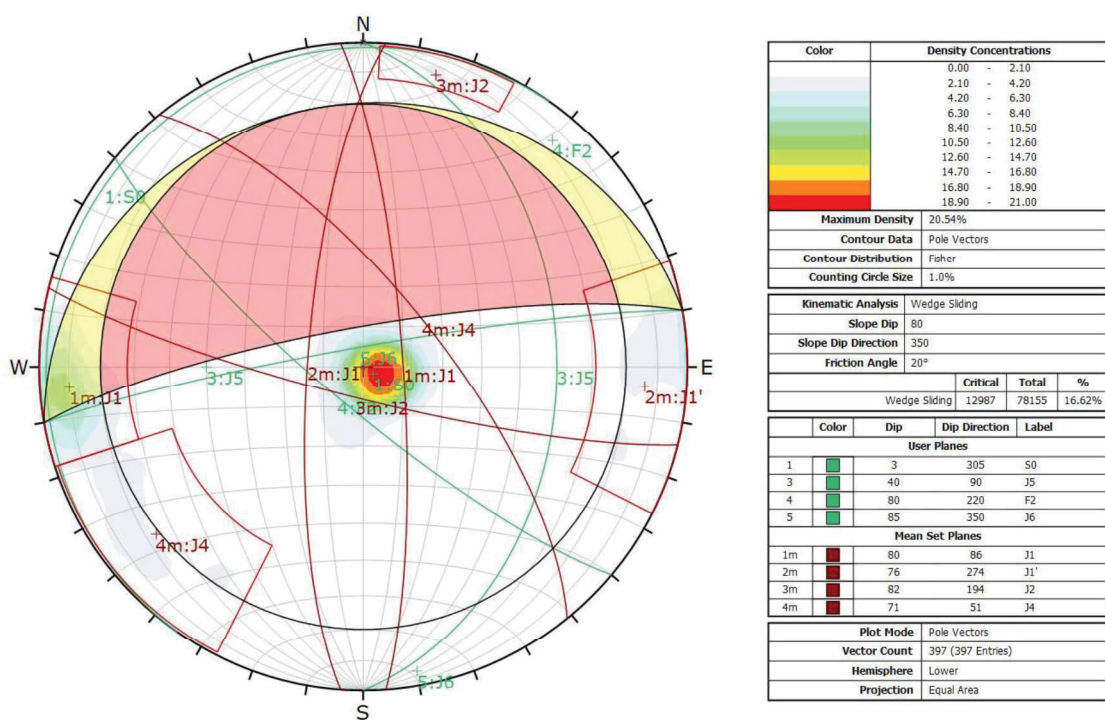
ANEXO 1 – ANÁLISES CINEMÁTICAS

FIGURA A1. 1 – METARENITOS – ANÁLISE CINEMÁTICA DE RUPTURA PLANAR



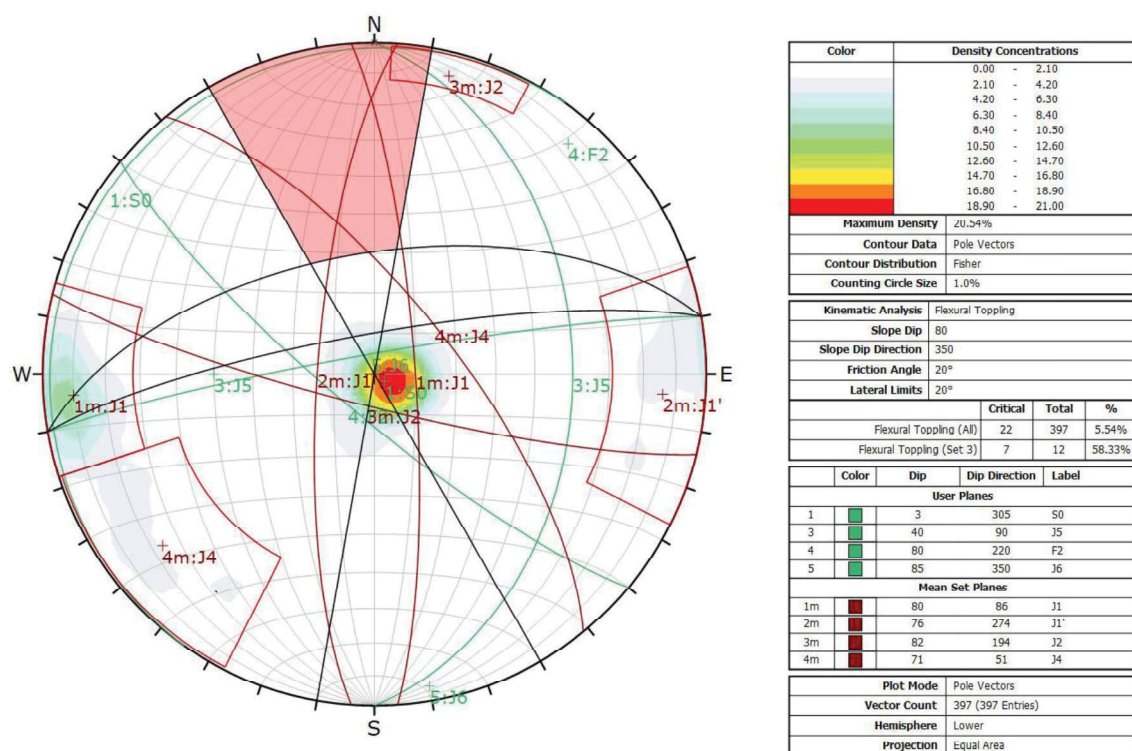
FONTE: A autora (2022).

FIGURA A1. 2 – METARENITOS – ANÁLISE CINEMÁTICA DE RUPTURA POR CUNHA



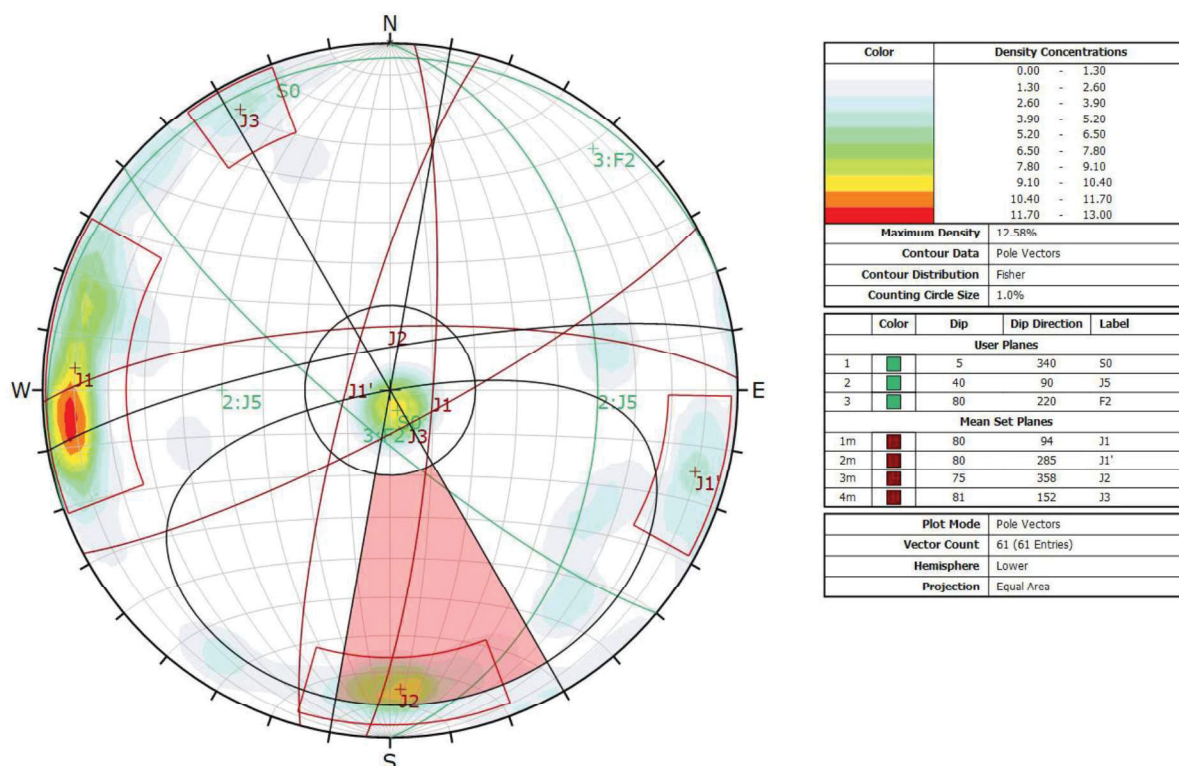
FONTE: A autora (2022).

FIGURA A1. 3 – METARENITOS – ANÁLISE CINEMÁTICA DE RUPTURA POR TOMBAMENTO



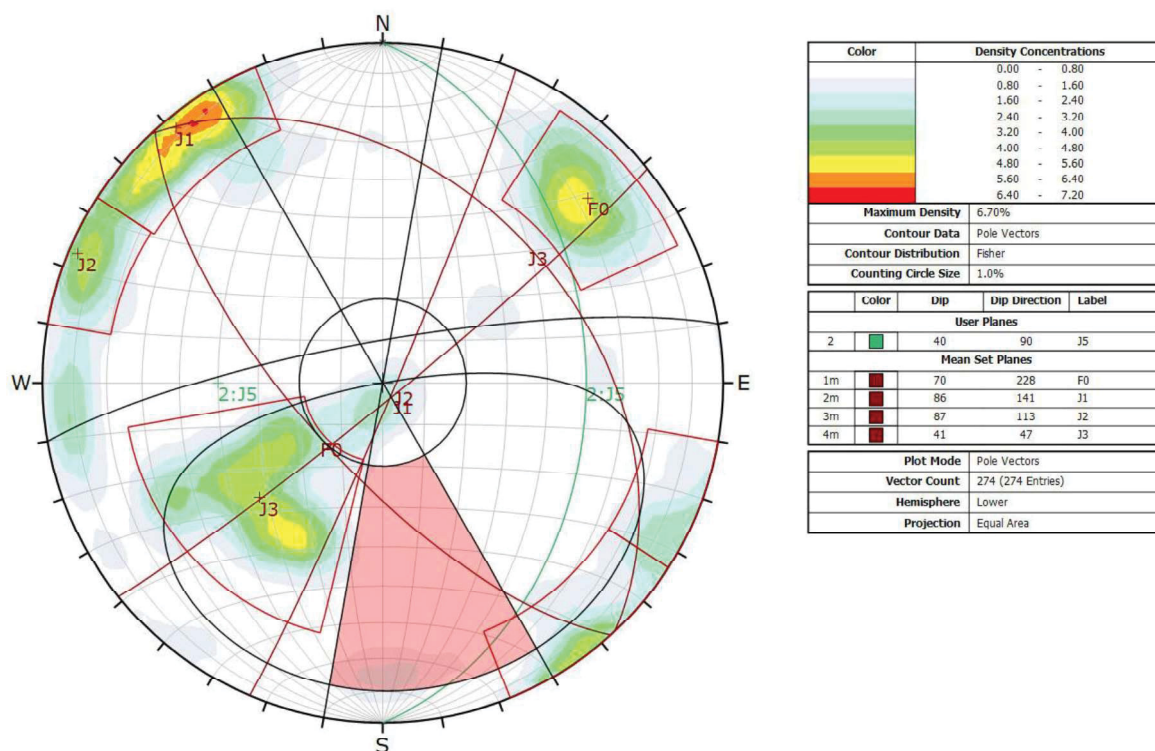
FONTE: A autora (2022).

FIGURA A1. 4 – METASILTITO – ANÁLISE CINEMÁTICA DE RUPTURA PLANAR



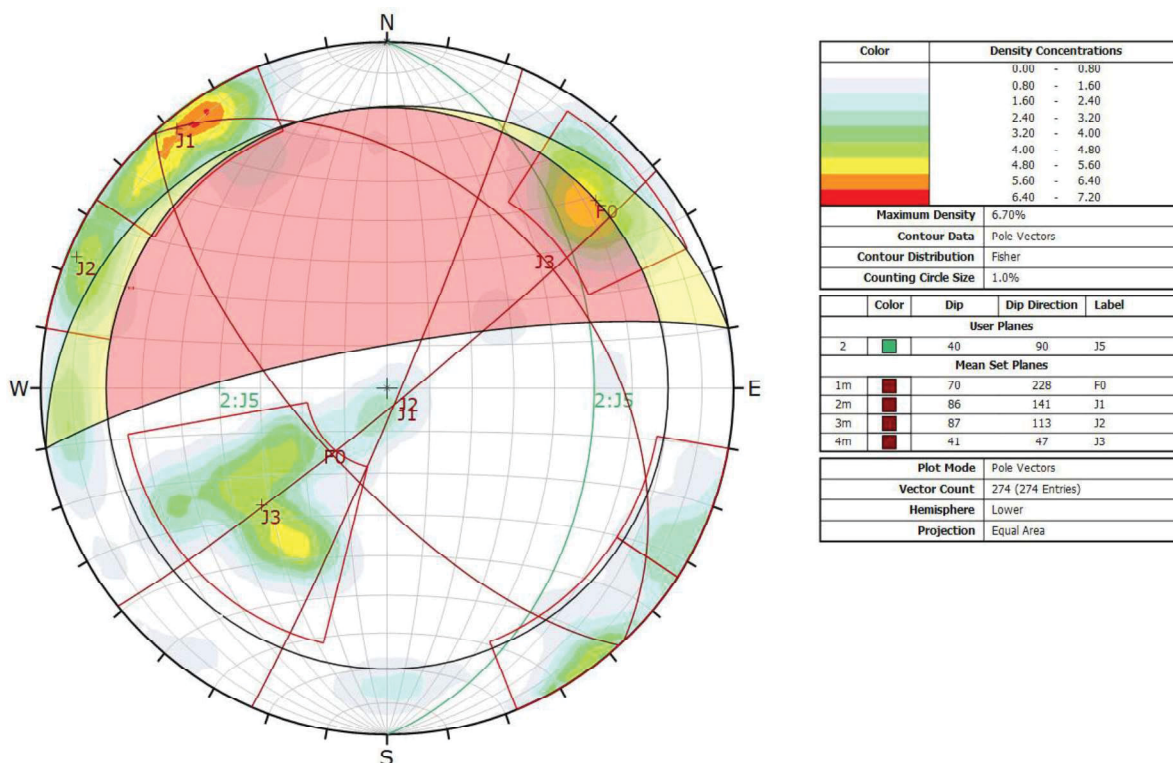
FONTE: A autora (2022).

FIGURA A1. 7 – GNAISSE – ANÁLISE CINEMÁTICA DE RUPTURA PLANAR



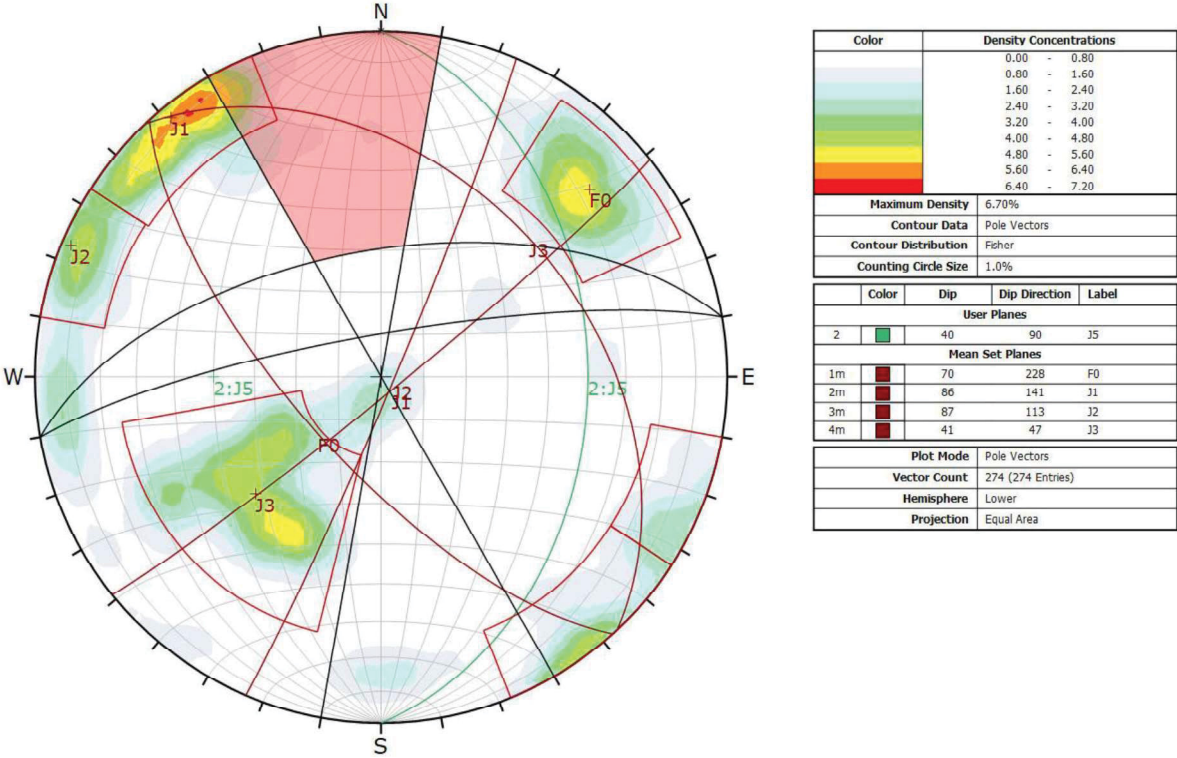
FONTE: A autora (2022).

FIGURA A1. 8 – GNAISSE – ANÁLISE CINEMÁTICA DE RUPTURA POR CUNHA



FONTE: A autora (2022).

FIGURA A1. 9 – GNAISSE – ANÁLISE CINEMÁTICA DE RUPTURA POR TOMBAMENTO



FONTE: A autora (2022).