

DANIEL SILVA JAQUES

**CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS DA
MINA DE VOLTA GRANDE, NAZARENO, MINAS GERAIS.**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de Magister Scientiae.

VIÇOSA
MINAS GERAIS - BRASIL
2014

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da
Universidade Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

J19c
2014 Jaques, Daniel Silva, 1985-
Caracterização e classificação de maciços rochosos da
mina de Volta Grande, Nazareno, Minas Gerais / Daniel Silva
Jaques. - Viçosa, MG, 2014.
xviii, 182f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Inclui apêndices.
Orientador : Enivaldo Minette.
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de
Viçosa.
Referências bibliográficas: f.132-135.

1. Rochas - Classificação. 2. Mecânica das rochas.
3. Minas e recursos minerais. 4. Rochas metamórficas.
I. Universidade Federal de Viçosa. Departamento de
Engenharia Civil. Programa de Pós-graduação em
Engenharia Civil. II. Título.

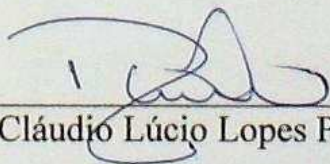
CDD 22. ed. 624.15132

DANIEL SILVA JAQUES

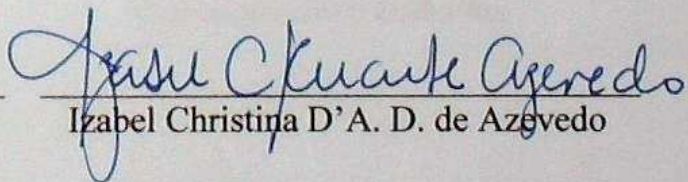
**CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS
DA MINA DE VOLTA GRANDE, NAZARENO, MINAS GERAIS.**

Dissertação apresentada à Universidade
Federal de Viçosa, como parte das
exigências do Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil, para
obtenção do título de *Magister Scientiae*.

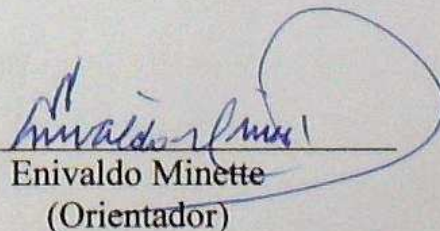
APROVADA: 24 de outubro de 2014.



Cláudio Lúcio Lopes Pinto



Izabel Christina D'A. D. de Azevedo



Enivaldo Minette
(Orientador)

Dedico essa vitória aos meus pais Arnaldo e Miriam, à minha avó Maria Terezinha, às minhas irmãs Naline e Iara. Pessoas que sempre estiveram ao meu lado, me incentivando e formando os pilares da minha sustentação. Dedico também a todos que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais, minhas irmãs e à minha avó, por me darem asas para voar em direção aos meus sonhos. Obrigado pela confiança, paciência e carinho de vocês.

À Vanessa pelo amor, carinho, dedicação e por me permitir viver momentos incríveis durante este período.

Ao meu grande amigo Philippe Machado por sempre me assistir, apoiar e ser meu exemplo de dedicação e persistência.

Aos Professores Enivaldo Minette e Eduardo Marques, pela amizade, espontaneidade, por serem exemplos e por terem sido determinantes com suas orientações em cada uma das fases deste trabalho. Aos estudantes Klinger Senra, Ana Carolina Menezes, Vitor Luís e Marcela Luiza que participaram ativamente deste trabalho e trouxeram leveza ao mesmo com os momentos de descontração e amizade.

Aos funcionários do Laboratório e do Departamento de Engenharia Civil da UFV, especialmente ao Zé Carlos, por não medirem esforços nas operações em laboratório e por sempre prezarem por um ambiente amigável e descontraído.

Aos amigos da Pós-Graduação em Engenharia Civil, Cleverson e Thaís, que desde o início formariam o trio de estudos, debates e descontração.

À AMG mining por ceder seu espaço, cooperar e acreditar que este trabalho seria factível, especialmente à toda equipe da gerência de operação da mina e do setor de geologia e sondagens, em especial aos engenheiros Renan Flores e Frederico Gonzaga, aos geólogos Alexandre Barbosa e Caymon Assumpção e ao técnico em mineração André Ferreira pela prestatividade, esclarecimentos e elucidações.

Ao Laboratório de Tecnologia das Rochas (LTR) da Universidade Federal de Minas Gerais por cooperar com este trabalho, especialmente ao Professor Cláudio Lúcio Lopes Pinto e ao técnico Cléber.

À Universidade Federal de Viçosa por ser ótima no que ela se propõe, por ser uma das melhores universidades do país e por ser tão aconchegante e me receber muito bem. Ao CNPQ pelo incentivo à pesquisa, pelas oportunidades e pela bolsa.

Aos amigos da república, André Genka, Raniere Teixeira e Diego Hudson pelo ambiente e momentos familiares, construtivos e divertidos.

Enfim, a todos que, de alguma maneira, contribuíram para a minha vivência e crescimento como pessoa e profissional durante esses anos de mestrado em Viçosa.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS	xii
LISTA DE QUADROS	xiv
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivos	2
2 REVISÃO DA LITERATURA	4
2.1 Rocha x Maciço Rochoso.....	4
2.2 Mecânica das rochas em Engenharia	4
2.3 Caracterização geológico-geotécnica de maciços rochosos.....	6
2.3.1 Elemento rochoso.....	6
2.3.2 Litologia	7
2.3.3 Alterabilidade e estado de alteração.....	8
2.3.4 Coerência.....	12
2.3.5 Descontinuidades	13
2.4 Ensaios de laboratório em rochas.....	14
2.4.1 Ensaio de carga pontual (Point Load Test)	14
2.4.1.1 Índice de Carga Pontual	16
2.4.2 Ensaio de compressão simples ou uniaxial	18
2.4.3 Ensaio de compressão triaxial.....	19
2.4.4 Velocidade de propagação de ondas	21
2.4.5 Propriedades-índice das rochas	22
2.4.5.1 Peso específico	23
2.4.5.2 Porosidade	24
2.4.6 Correlação UCS x PLI	26
2.5 Sistemas de Classificação Geomecânica de Maciços	27
2.5.1 Evolução dos sistemas de classificação	28
2.5.2 Sistema RMR – Rock Mass Rating.....	31
2.5.3 Sistema Q	35
2.5.4 Correlações entre RMR e Q	39
3 METODOLOGIA	41
3.1 Caracterização da área de estudo	41
3.1.1 Geologia	42
3.1.1.1 Geologia Regional.....	42
3.1.1.2 Geologia Local	44
3.1.2 Problemática.....	48
3.2 Caracterização geológico-geotécnica dos maciços	50
3.2.1 Seleção de seções geológicas	50
3.2.2 Descrição geotécnica de testemunhos de sondagem.....	54
3.2.2.1 Litologia	58
3.2.2.2 RQD (Rock Quality Designation)	59
3.2.3 Parâmetros geotécnicos do sistema RMR.....	59

3.2.3.1	Espaçamento das descontinuidades.....	59
3.2.3.2	Condições das descontinuidades.....	60
3.2.3.3	Água subterrânea.....	60
3.2.3.4	Orientação das descontinuidades	61
3.2.4	Parâmetros geotécnicos do sistema Q.....	61
3.2.4.1	J_n – índice do número de famílias de fraturas	61
3.2.4.2	J_r – índice de rugosidade das fraturas.....	62
3.2.4.3	J_a – índice do grau de alteração e preenchimento das juntas	63
3.2.4.4	J_w – índice do caudal subterrâneo	63
3.2.4.5	SRF (Stress Reduction Factor) – fator de redução do stress	63
3.3	Ensaio de laboratório em rochas.....	63
3.3.1	Preparação dos corpos-de-prova	65
3.3.2	Ensaio de Carga Pontual (PLT).....	66
3.3.2.1	Ensaio diametral.....	67
3.3.2.2	Ensaio axial	69
3.3.3	Ensaio de compressão uniaxial	71
3.3.4	Índices físicos.....	74
3.3.5	Teste de velocidade de propagação de ondas.....	76
3.3.6	Ensaio de resistência à compressão triaxial	77
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	80
4.1	Caracterização geológico-geotécnica.....	80
4.1.1	Litologia e estruturas.....	80
4.1.2	Grau de alteração das rochas.....	85
4.1.3	Índice de alteração das juntas.....	87
4.1.4	Índice de rugosidade	87
4.1.5	Índice do estado de tensão do maciço (SRF)	88
4.1.6	Atitude das descontinuidades.....	89
4.1.7	Persistência das descontinuidades.....	89
4.1.8	Abertura das descontinuidades.....	91
4.1.9	Preenchimento das descontinuidades.....	91
4.1.10	RQD	92
4.2	Ensaio de laboratório	93
4.2.1	Determinação de índices físicos.....	93
4.2.2	Ensaio de compressão uniaxial ou simples	94
4.2.3	Ensaio PLT.....	96
4.2.4	Correlação UCS x PLI	98
4.2.5	Índice de anisotropia	99
4.2.6	Parâmetros de resistência pelo ensaio à compressão triaxial	100
4.2.7	Velocidade de propagação de ondas	111
4.3	Classificações geomecânicas	113
4.3.1	Sistema RMR	113
4.3.2	Sistema Q	114
4.4	Classificação e mapeamento final dos maciços	115
4.5	Correlação RMR x Q	125
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	129
5.1	Conclusões	129

5.2 Recomendações.....	130
BIBLIOGRAFIA.....	132
APÊNDICE I	136
APÊNDICE II.....	137
APÊNDICE III	154

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Representação esquemática do equipamento para a execução do Ensaio de Carga Pontual. Fonte: Vallejo et al. (2002).....	15
Figura 2: Relação das dimensões W e D nos ensaios de carga puntiforme em corpos-de-prova cilíndricos diametralmente. Fonte: adaptado da ISRM (2007).....	17
Figura 3: Estado de tensões em um ensaio triaxial. Fonte: Azevedo & Marques (2006).....	19
Figura 4: Ábaco que fornece, a partir do valor de RMR, o tempo de auto-sustentação de acordo com o vão livre da escavação, baseado em casos históricos segundo Bieniawski (1989); já com a conversão de RMR em Q segundo Barton (2000). Fonte: Madureira (2000 adaptado de Barton & Bieniawski, 2008).....	33
Figura 5: Propostas de ajuste do sistema RMR para projetos de mineração. Fonte: adaptado de Bieniawski (1989).....	35
Figura 6: Ábaco que correlaciona a dimensão equivalente (De) à qualidade do maciço segundo o sistema Q para se estimar as categorias de suporte permanente. (Apud Grimstad and Barton, 1993).Fonte: Madureira (2000).....	39
Figura 7: Limite territorial do município de Nazareno destacado (de vermelho) em relação ao estado de Minas Gerais.....	42
Figura 8: Mapa geológico esquemático da borda meridional do Cráton São Francisco com a localização aproximada da Província Pegmatítica de São João del Rei. Fonte: PEREIRA et al. (2004).....	43
Figura 9: Mapa geológico da região entre as cidades de Nazareno e Coronel Xavier Chaves mostrando a distribuição dos principais corpos pegmatíticos explorados da Província Pegmatítica de São João del Rei. Fonte: PEREIRA et al. (2004).....	44
Figura 10: Imagem com simulação tridimensional da mina de Volta Grande. Fonte: extraído do modelo geológico da mina de Volta Grande (2014).....	45
Figura 11: Atual frente da lavra a céu aberto do corpo A, com visível linha do contato geológico entre o anfibolito encaixante (acima da linha) e o corpo pegmatítico (abaixo da linha).....	46
Figura 12: Anfibolito proveniente de sondagem da mina de Volta Grande, com vênulas (linhas claras) de quartzo e plagioclásio, orientadas segundo a foliação tectônica (Sn), do anfibolito.....	47

Figura 13: Seção transversal do corpo A mostrando a atual frente de lavra e as profundidades do corpo pegmatítico (cor roxa) em relação à superfície (linha azul). Fonte: extraído do modelo geológico da mina de Volta Grande.....	48
Figura 14: Seção transversal do corpo A mostrando a frente de lavra, para a proposta de cava final, com as profundidades do corpo pegmatítico (cor roxa) em relação à superfície (linha amarela). Fonte: extraído do modelo geológico da mina de Volta Grande (2014).....	49
Figura 15: Imagem de satélite da mina de Volta Grande com a alocação das seções geológicas e furos de sondagem estudados em relação à projeção do corpo pegmatítico principal (corpo A).....	52
Figura 16: Aparato utilizado na descrição geotécnica dos testemunhos de sondagem...	56
Figura 17: Utilização do goniômetro para medição dos ângulos das discontinuidades em relação ao eixo do testemunho.....	61
Figura 18: Múltipla fraturas em Anfibolito foliado com, pelo menos, três famílias de fraturas detectadas nas caixas de testemunhos de sondagem fotografadas.....	62
Figura 19: Corpos-de-prova utilizados nos ensaios de resistência à carga pontual, à compressão simples e de caracterização de índices físicos.....	64
Figura 20: Seleção, separação e acondicionamento dos testemunhos de sondagem para serem levados para ensaios em laboratório.....	65
Figura 21: Serra diamantada utilizada para corte das amostras de rocha.....	66
Figura 22: Retífica utilizada para usinagem das bases dos corpos-de-prova.....	66
Figura 23: Máquina e aparelhagem para ensaio de resistência à compressão pontiforme.....	67
Figura 24: Ensaio diametral, $L > 0,5 D$. Fonte: adaptado da ISRM (2007).....	68
Figura 25: Arranjo do ensaio de carga pontual diametral.....	68
Figura 26: Validação dos ensaios diametrais.....	68
Figura 27: Esquema das dimensões necessárias no ensaio axial de um corpo-de-prova cilíndrico. Fonte: adaptado da ISRM (2007).....	69
Figura 28: Corpos-de-prova para ensaio pontiforme axial validado.....	70
Figura 29: Máquina universal de compressão utilizada nos ensaios de compressão uniaxial.....	71
Figura 30: Representação das dimensões que devem ser medidas em corpo-de-prova para ensaio uniaxial, com destaque para os diâmetros, em vermelho, que resultam no D_m	72

Figura 31: Disposição do corpo-de-prova na máquina de ensaio uniaxial.....	72
Figura 32: Condição de ensaio uniaxial.....	73
Figura 33: Equipamento indicador da força aplicada sobre a amostra na máquina universal.....	73
Figura 34: Conjunto dessecador-bomba de vácuo.....	74
Figura 35: Aparato para imersão das amostras e realização do método da flutuabilidade.....	75
Figura 36: Amostras utilizadas nos ensaios de índices físicos.....	75
Figura 37: Aparelho PUNDIT para testes de velocidade de propagação de ondas.....	77
Figura 38: (a) Uso de vaselina para permitir um melhor contato; (b) arranjo do aparelho mais corpo-de-prova durante o ensaio.....	77
Figura 39: Retífica adaptada para polimento das superfícies das amostras.....	78
Figura 40: Mesa de verificação de polimento e paralelismo das faces das amostras.....	78
Figura 41: Aparatos para o ensaio triaxial.....	79
Figura 42: Foliação dobrada e microfalhas em xisto grafitoso proveniente da zona de perturbação da falha de Volta Grande.....	81
Figura 43: Foliação tectônica (Sn) bem definida em anfibolito, com faturas no plano da mesma.....	81
Figura 44: Microfalhas evidenciadas em lentes no anfibolito.....	82
Figura 45: Contato geológico pegmatito-anfibolito, com presença de biotita no contato.....	82
Figura 46: Presença de minerais sulfetados em fratura no anfibolito.....	83
Figura 47: Epidotização no contato pegmatito-anfibolito.....	83
Figura 48: (a) registro de lentes e vênulas de quartzo e feldspato no anfibolito; (b) registro de veio de quartzo no anfibolito.....	84
Figura 49: Aspecto estrutural do maciço de anfibolito encaixante e a intrusão pegmatítica (corpo F, em vermelho) em uma das bancadas da mina.....	84
Figura 50: Destaque para: a intrusão pegmatítica falhada; famílias de fraturas; fraturas induzidas pela detonação e a gradação de rocha muito alterada para solo residual.....	85
Figura 51: Grau de alteração das rochas estudadas.....	86
Figura 52: Paredes levemente alteradas com partículas arenosas em anfibolito.....	87
Figura 53: Alguns perfis de rugosidade identificados na descrição geotécnica.....	88

Figura 54: Fratura sub-vertical (tracejado) preenchida, ao longo de testemunho de anfibolito.....	89
Figura 55: Persistência de algumas descontinuidades nos taludes da lavra principal, do corpo A.....	90
Figura 56: Registros de preenchimentos em fraturas das amostras estudadas.....	92
Figura 57: Tipos de ruptura em amostras no ensaio de compressão uniaxial.....	95
Figura 58: Ruptura de amostra do xisto grafitoso ao longo da foliação.....	95
Figura 59: Invalidação de ensaios puntiformes diametrais.....	100
Figura 60: Gráfico da tensão principal maior x tensão confinante durante ensaio triaxial, com linha de tendência e coeficiente de dispersão dos dados.....	101
Figura 61: Corpos-de-prova do ensaio triaxial em anfibolito foliado: (a) antes do ensaio; (b) rompido.....	102
Figura 62: Curva de ajuste da dispersão de dados σ_1 x σ_3 do ensaio triaxial em anfibolito maciço sem foliação, condição 1.....	104
Figura 63: Curva de ajuste da dispersão de dados σ_1 x σ_3 do ensaio triaxial em anfibolito maciço sem foliação, condição 2.....	105
Figura 64: Curva de ajuste da dispersão de dados σ_1 x σ_3 dos ensaios triaxial e uniaxial em anfibolito maciço sem foliação, na condição 3.....	105
Figura 65: Curva de ajuste da dispersão de dados σ_1 x σ_3 dos ensaios triaxial e uniaxial em anfibolito maciço sem foliação, na condição 4.....	106
Figura 66: Corpos-de-prova do ensaio triaxial em anfibolito maciço, sem foliação: (a) antes do ensaio; (b) rompido.....	107
Figura 67: Curva de ajuste da dispersão de dados σ_1 x σ_3 do ensaio triaxial em pegmatito grosseiro e fraturado, condição 1.....	109
Figura 68: Curva de ajuste da dispersão de dados σ_1 x σ_3 do ensaio triaxial em pegmatito grosseiro e fraturado, condição 2.....	109
Figura 69: Curva de ajuste da dispersão de dados σ_1 x σ_3 dos ensaios triaxial e uniaxial em pegmatito grosseiro e fraturado, na condição 3.....	110
Figura 70: Curva de ajuste da dispersão de dados σ_1 x σ_3 dos ensaios triaxial e uniaxial em pegmatito grosseiro e fraturado, na condição 4.....	110
Figura 71: Corpos-de-prova do ensaio triaxial em pegmatito (a) antes do ensaio; (b) rompido.....	111
Figura 72: Amostras ensaiadas no teste de propagação de ondas.....	113

Figura 73: Mapa de classes de maciços rochosos da seção geológica NS-06, de acordo com o sistema RMR.....	120
Figura 74: Mapa de classes de maciços rochosos da seção geológica NS-06, de acordo com o sistema Q.....	121
Figura 75: Correlação obtida entre RMR e Q em comparação com as sugeridas por Bieniawski (1976) e por Abad et al. (1983 apud Bieniawski, 1989).....	126

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Aplicações comuns da mecânica das rochas na engenharia. Fonte: BIENIAWSKI (1984).....	6
Tabela 2: Graus de alteração das rochas. Fonte: IPT (1984).....	9
Tabela 3: Classificação do grau de intemperismo do maciço rochoso. Fonte: ISRM (2007).....	10
Tabela 4: Esquema para refinamento da descrição do grau de alteração da matriz rochosa. Fonte: ISRM (2007).....	11
Tabela 5: Grau de alteração das rochas. Fonte: ISRM (1981) adaptado por Lopes (2000).....	12
Tabela 6: Graus de coerência das rochas. Fonte: ABGE (1998).....	13
Tabela 7: Parâmetros de características das discontinuidades e técnicas para medição. Fonte: Hudson, 1989 apud Azevedo & Marques, 2006.....	14
Tabela 8: Parâmetros de resistência, critério de ruptura de Mohr-Coulomb, para alguns tipos de rocha. Fonte: adaptado de Goodman (1989).....	20
Tabela 9: Velocidade de propagação de ondas em algumas rochas. Fonte: Azevedo & Marques (2006).....	22
Tabela 10: Peso específico seco de rochas. Fonte: Goodman (1989 apud AZEVEDO; MARQUES, 2006).....	24
Tabela 11: Porosidade de algumas rochas. Fonte: modificado de Goodman (1989 apud AZEVEDO; MARQUES, 2006).....	25
Tabela 12: Equações de correlação entre os ensaios UCS e o PLI, para litotipos iguais ou semelhantes. Fonte: modificado de Singh et al. (2012).....	27
Tabela 13: Principais sistemas de classificação de maciços atualmente em uso. Fonte: Bieniawski (1989).....	29
Tabela 14: Efeito da orientação das discontinuidades em relação ao eixo da escavação, para fins de obtenção de valores do parâmetro de correção do RMR. Fonte: Bieniawski (1989).....	32
Tabela 15: Valores do ESR em função do tipo de escavação. Fonte: Bieniawski (1989).....	37
Tabela 16: Seções geológicas com os respectivos furos de sondagem escolhidos para a caracterização e classificação dos maciços da mina.....	52

Tabela 17: Informações gerais sobre os furos de sondagem selecionados, com destaque para a metragem total descrita já descontado os intervalos não recuperados.....	53
Tabela 18: Tipos de ensaio por litotipo e grau de alteração, realizados no estudo.....	64
Tabela 19: Determinação da massa específica, porosidade e capacidade de absorção das rochas estudadas.....	93
Tabela 20: Valores da resistência à compressão uniaxial nos litotipos em análise.....	94
Tabela 21: Resultados de ensaios de compressão puntiforme.....	97
Tabela 22: Correlação entre resultados de compressão uniaxial e compressão a carga pontual.....	99
Tabela 23: Dados e resultados do ensaio triaxial em Anfibolito foliado.....	101
Tabela 24: Dados dos ensaios de compressão triaxial e uniaxial para anfibolito maciço, sem foliação, utilizados na composição de $\sigma_1 \times \sigma_3$	104
Tabela 25: Parâmetros de resistência ao cisalhamento do anfibolito sem foliação, de acordo com as condições de interpretação de $\sigma_1 \times \sigma_3$	106
Tabela 26: Dados dos ensaios de compressão triaxial e uniaxial para pegmatito grosseiro e fraturado, utilizados na composição de $\sigma_1 \times \sigma_3$	108
Tabela 27: Parâmetros de resistência ao cisalhamento do pegmatito grosseiro e fraturado, de acordo com as condições de interpretação de $\sigma_1 \times \sigma_3$	111
Tabela 28: Resultados do ensaio de velocidade de propagação de ondas.....	112
Tabela 29: Informações gerais sobre os furos de sondagem interpretados na seção geológica NS-06.....	116
Tabela 30: Resultados da descrição geológico-geotécnica dos furos de sondagem ao longo da seção geológica NS-06.....	117
Tabela 31: Resultados da descrição geológico-geotécnica dos furos de sondagem ao longo da seção geológica NS-06. (continuação).....	118
Tabela 32: Classes de maciços da seção geológica NS-06, a partir dos furos de sondagem, pelos sistemas RMR e Q.....	119
Tabela 33: Comparação e significado das correlações propostas em relação aos resultados obtidos na prática para RMR.....	127

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Principais parâmetros geológico-geotécnicos aferidos por etapa de caracterização. Fonte: Look (2007).....	7
Quadro 2: Modelo da planilha elaborada para descrição geológico-geotécnica dos testemunhos de sondagem e obtenção dos parâmetros necessários à classificação dos maciços pelos métodos RMR e Q.....	56

RESUMO

JAIQUES, Daniel Silva, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, Outubro de 2014. **Caracterização e classificação de maciços rochosos da mina de Volta Grande, Nazareno, Minas Gerais.** Orientador: Enivaldo Minette. Co-orientador: Eduardo Antonio Gomes Marques.

A classificação de maciços rochosos é um procedimento importante para a análise do comportamento mecânico das rochas e suas descontinuidades frente às solicitações que lhes serão impostas em decorrência de projetos de engenharia como, por exemplo, os de minas subterrâneas. O presente estudo teve por objetivo realizar a classificação geomecânica dos maciços rochosos da mina de Volta Grande, Nazareno-MG, Brasil, em profundidade, visando a avaliação da viabilidade técnica de implantação de lavra subterrânea. Atualmente, a mina opera a céu aberto a lavra de um corpo Pegmatítico intrusivo, em Anfibolito como rocha encaixante, para obtenção de Tântalo, que é um produto de alto valor agregado. A retirada do Pegmatito através de lavra a céu aberto pode se tornar inviável operacional e economicamente, pois o corpo do minério possui um mergulho de 20 graus para Sudeste, resultando em um aumento significativo da relação estéril-minério com o aumento da profundidade da cava. Para a realização do estudo foram coletados dados necessários à classificação dos maciços existentes em profundidade pelos dois métodos mais difundidos no mundo inteiro para este propósito - o sistema RMR e o sistema Q. A aplicação destes métodos demandou a caracterização geológico-geotécnica da área de estudo por meio da interpretação de testemunhos de sondagem obtidos em 28 furos, cuja distribuição espacial está relacionada à malha de seções geológicas selecionadas previamente ao início do trabalho de campo, de maneira a permitir uma adequada caracterização da geologia e da geomecânica em profundidade para a área de estudo. A coleta de dados foi sistematizada fazendo-se o uso de uma planilha específica para obtenção dos parâmetros de classificação. Foram realizadas amostragens em testemunhos de sondagem, por litotipos e graus de alteração, em quantidade suficiente para a realização dos ensaios de caracterização física, de determinação da resistência à compressão puntiforme, compressão uniaxial, compressão triaxial e determinação da velocidade de propagação de ondas, todos realizados de acordo com as metodologias sugeridas pela International Society for Rock Mechanics – ISRM. Os resultados destes ensaios foram comparados com os resultados de trabalhos semelhantes encontrados na literatura, a fim de se avaliar sua aplicabilidade. Os resultados da classificação geomecânica mostram que ambos os sistemas representam

muito bem os maciços da mina de Volta Grande. No entanto, percebeu-se que o sistema Q é muito mais sensível em relação ao sistema RMR, principalmente nas mudanças de litologia, e essa sensibilidade aumentada para os parâmetros RQD, J_n , J_r e J_a se traduz em resultados que, em alguns intervalos analisados, não se traduzem em ganho significativo em relação à condição geral observada para os maciços. Por isso, recomenda-se a utilização do sistema RMR em detrimento do sistema Q no intuito de diminuir a subdivisão do maciço em pequenas faixas com classes diferentes aumentando a segurança nas decisões uma vez que os resultados do sistema RMR permitiram a individualização, para a maioria dos intervalos, de uma menor subdivisão em faixas com pouca espessura, sendo considerado, por este motivo, o modelo geomecânico mais coerente para etapa de estudos de viabilidade técnica de uma lavra subterrânea. Ressalta-se que as classes de maciço foram definidas em etapa de projeto de viabilidade, não sendo, portanto, sugerida sua utilização na fase de projeto executivo, para o que se necessitaria de uma maior quantidade de dados. Do ponto de vista geotécnico o modelo final da classificação geomecânica dos maciços da mina de Volta Grande demonstra a viabilidade do início de uma lavra subterrânea, o que resultaria em aumento da vida útil da mina e diminuição da geração de estéril; além de fornecer informações iniciais para se inferir sobre tempo de auto-sustentação e tipos de contenção, se necessário, para um possível projeto de lavra subterrânea.

ABSTRACT

JAIQUES, Daniel Silva, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, October, 2014. **Rock mass classification applied to Volta Grande underground mine site, Nazareno, Minas Gerais.** Adviser: Enivaldo Minette. Co-adviser: Eduardo Antonio Gomes Marques.

Rock mass classification is a important procedure for the analysis of the mechanical behavior of a rock and its discontinuities, under the several applications on engineering projects such as, for example, underground mining. The present study has the aim of perform a geomechanical classification of the rock masses occurring under surface at Volta Grande mine, located in Nazareno, Minas Gerais State, Southeast Brazil, in order to evaluate the technical feasibility of development of an underground mine. Currently Volta Grande mine operates only an open pit mine for Tantalum in a pegmatitic body. Because its high waste-ore ratio both operational and commercial feasibility can become impracticable, as this ratio is expected to increase with open pit depth. All data necessary to classify the underground rock mass by using the two most widespread classification systems – RMR and Q were collected to accomplish the proposed goals. Data were collected in 28 boreholes located on geological cross-sections, spread all over the area, previously selected in order to allow an adequate geological and geomechanical characterization of the study area for the initial underground proposed depth (150m). Sampling was done both for different rock and weathering grades types, in a quantity sufficient to perform all physical, point load, compressive strength, triaxial and wave velocity propagation tests. All tests were performed according to International Society for Rock Mechanics (ISRM) 2007 methods. Results were compared with similar rock-types results from the literature in order to evaluate its applicability. Results shows that both classification systems are in accordance with rock masses from superficial field observations. Nevertheless, it was observed that Q system was much more sensitive then RMR system, resulting in a higher number of rock mass classes. This higher sensitivity results mainly from RQD, J_n , J_a and J_r parameters, resulting in a very compartmentalized rock mass, considered not feasible for design purposes. Based on that assumption, RMR system is more recommended for using during feasibility studies as it encompasses several thin different class layers, resulting in a more applicable and handle system. It must be highlighted that the present study results are for feasibility studies only and cannot be applied for executive purposes, as much more quantity of data would be necessary. The final result points to a technical feasibility of underground mining,

resulting in an increase of mine lifetime, reduction of waste-ore ratio, and provision of important initial mechanical information for excavation and support studies.

1 INTRODUÇÃO

A mineração é uma das atividades econômicas mais importantes do estado de Minas Gerais, estado notoriamente rico em reservas minerais que vão desde os mais comuns até os mais raros minerais no planeta. Para realizar a lavra de um depósito mineral é necessária a realização de estudos para se investigar a viabilidade técnico-econômica de se extrair o minério com segurança e rentabilidade, sendo muito importante na fase de pré-viabilidade os estudos de caracterização, classificação e modelamento geomecânico dos maciços rochosos que contém encaixados os corpos minerais de interesse.

Quando se depara com um afloramento rochoso, ou seja, com a rocha exposta à atmosfera constituindo parte da paisagem é comum não se fazer a distinção entre o que é de fato, estruturalmente dizendo, rocha e maciço rochoso. Os maciços rochosos compreendem, além da rocha intacta e as discontinuidades, a água e o estado de tensões. As discontinuidades são as diversas estruturas que cortam e delimitam blocos de rochas (a matriz rochosa), sendo em sua maioria de origem tectônica tais como fraturas, juntas de alívio, falhas, foliações; originárias dos processos de gênese e evolução das rochas tais como os acamamentos, contatos geológicos; e também derivam da epigênese das rochas na forma dos planos de intemperismo e da erosão diferencial.

Realizar a caracterização e classificação geomecânica de um maciço rochoso significa fazer o levantamento sistemático de todas as litologias da área de estudo, das discontinuidades existentes, das condições de água subterrânea e o estado de tensões procedendo-se a trabalhos de campo, ensaios de laboratório, e revisão bibliográfica, visando obter uma valoração de um conjunto de parâmetros que melhor traduzam as condições geológico-geotécnicas e que serão utilizados para, de acordo com os critérios do sistema de classificação de maciços adotado, definir aspectos qualitativos e quantitativos dos maciços rochosos investigados.

Faz-se necessária a caracterização e classificação de maciços rochosos com vistas a: identificar os parâmetros mais significativos que influenciam o comportamento dos maciços; dividir um determinado maciço rochoso em grupos de comportamento similar, ou seja, em classes de maciços de variadas qualidades; prover uma base para compreensão das características de cada classe de maciço rochoso; poder comparar e relacionar informações sobre as condições de um determinado maciço com as condições e informações encontradas em outros; obter dados quantitativos e diretrizes básicas para

projetos de engenharia em fase de pré-viabilidade; prover uma base comum de comunicação entre engenheiros e geólogos (BIENIAWSKI, 1989).

Ainda segundo Bieniawski (1989), a classificação dos maciços tem como principais benefícios: a melhoria da caracterização da área de estudo a partir da aferição dos parâmetros mínimos necessários à classificação; o fornecimento de informações quantitativas para fins de projeto; e a contribuição para que a comunicação em um projeto seja mais eficiente e a tomada de decisão mais consistente.

Mundialmente conhecidos, os sistemas de classificação de maciços rochosos propostos por Bieniawski em 1973 (atualizado em 1989), e por Barton et. al. em 1974, respectivamente denominados de Rock Mass Rating – RMR e Q – system estão entre os mais difundidos e utilizados com o propósito de se caracterizar, usando parâmetros relacionados à geologia e à geotecnia, os maciços rochosos antes de sofrerem algum tipo de solicitação, e classificá-los em classes de maciços de igual comportamento, as quais permitam antever o comportamento dos mesmos frente às solicitações que lhes serão impostas em decorrência de obras diversas de engenharia como, por exemplo, as escavações para túneis e minerações subterrâneas.

Como lembra Lopes (2000), ainda que exista uma grande polêmica com relação à validade dos métodos de classificação dos maciços como ferramentas em projetos de engenharia, eles vêm sendo utilizados desde o final da década de 1960 até os dias atuais, ressaltando-se que é pouco defendida a ideia de sua utilização como instrumento final e de detalhamento em um projeto executivo. Entretanto, como avaliação de configurações da área de estudo (exploração) e para estudos de projeto conceitual e básico, respectivamente as fases Front-End Loading (FEL) 0 e 1 de um projeto, a utilidade das classificações de maciços é inquestionável.

1.1 Objetivos

Objetivo geral

A pesquisa tem como objetivos geral a realização da caracterização geológico-geotécnica e a classificação geomecânica dos maciços rochosos da mina de Volta Grande, Nazareno-MG, visando alcançar resultados que possam instruir no processo decisório

sobre a possibilidade futura de se proceder à lavra subterrânea dos corpos minerais de Pegmatito em profundidade.

Objetivos específicos

Determinar os índices físicos e parâmetros mecânicos dos litotipos existentes na área de estudo e correlacionar os resultados obtidos com o grau de alteração e a resistência dessas rochas. Especificamente, listam-se os seguintes objetivos:

- a) Obter o índice de resistência à carga pontual e a resistência à compressão uniaxial para os litotipos identificados na mina, com seus diferentes graus de alteração, correlacionar esses resultados, e compará-los com o que se tem descrito na literatura.
- b) Realizar ensaios de velocidade de propagação de ondas e de resistência à compressão triaxial com vistas a melhor caracterizar os litotipos estudados.
- c) Obter correlações entre os métodos de classificação geomecânica utilizados, a partir dos resultados obtidos.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Rocha x Maciço Rochoso

Em problemas de engenharia envolvendo rochas, um aspecto importante a ser considerado é a distinção entre rocha e maciço rochoso.

Rocha é o material componente do maciço rochoso, constituído por minerais, e se apresenta em grande massa ou em fragmentos. É comum utilizar-se o termo matriz rochosa para tratar deste material (AZEVEDO; MARQUES, 2006).

Maciço rochoso, por sua vez, é um meio descontínuo formado pelo material rocha e pelas discontinuidades que o atravessam, incorporando a presença de água e o estado de tensões. Apresenta discontinuidades nas escalas megascópica (afloramento) e regional (AZEVEDO; MARQUES, 2006).

Descontinuidade é o termo utilizado em geologia de engenharia para todos os tipos de planos – que podem ocorrer em várias escalas (de microfissuras, fissuras, juntas e planos de acamamento até falhas de extensão regional) – resultantes da redução da resistência da rocha à tração e ao cisalhamento (zonas de cisalhamento).

Assim, o material existente entre as fraturas forma a matriz rochosa, muitas vezes denominada rocha intacta, termo por vezes inadequado, já que o material pode apresentar alguma alteração (AZEVEDO; MARQUES, 2006).

2.2 Mecânica das rochas em Engenharia

Os princípios e métodos de análise em mecânica das rochas podem ser encontrados em diversos campos profissionais, nomeadamente, na engenharia de minas, engenharia civil, engenharia geológica, engenharia do petróleo, geologia e geofísica. No caso da engenharia a mecânica das rochas está presente desde a etapa de exploração, nas etapas de projeto e execução até a manutenção de estruturas em rochas (BIENIAWSKI, 1984).

Portanto, a mecânica das rochas encontra aplicações em projeto e construção de diversas estruturas, como as listadas na Tabela 1. Está presente na construção de túneis e outros tipos de escavações subterrâneas executadas pela engenharia civil e militar em rochas. Em minerações subterrâneas é extremamente importante para o planejamento do layout da mina, na avaliação de suportes requeridos para os vãos e pilares, além de contribuir para estudos que venham a diminuir os riscos técnicos deste tipo de atividade.

Outro importante campo de aplicação está na evolução dos estudos sobre a fragmentação de maciços, a partir da concepção dos mecanismos e ferramentas de análise. Engenheiros de petróleo usam a geologia estrutural para entender a mecânica das rochas e no desenvolvimento de técnicas e equipamentos de perfuração e sondagem mais eficientes.

Tabela 1 – Aplicações comuns da mecânica das rochas na engenharia.

Campos de aplicação	Tipos de estruturas e áreas de projeto
Mineração	Minas subterrâneas de carvão: geometria salão-pilares ou a técnica Longwall de lavra Minas subterrâneas de metais: direção e sentido das galerias, colapso/fragmentação do corpo, melhoria no controle de rock bursts (explosão de rochas) Minas a céu aberto: estabilidade de taludes rochosos
Transporte	Túneis: para rodovias, estradas de ferro, linhas e estações do transporte urbano ágil (metrô)
Geração de energia	Estações hidroelétricas e nucleares subterrâneas, armazenamento subterrâneo de óleo e gás, armazenamento de ar comprimido, depósitos subterrâneos para resíduos nucleares, aproveitamento de energia geotérmica
Exploração petrolífera	Processos de perfuração e sondagem, fraturamento hidráulico, extração de betume (óleo do xisto betuminoso)
Serviços	Transmissão subterrânea de água, tratamento (filtração) de efluentes industriais e municipais
Militar	Bases estratégicas profundas para armazenamento e lançamento de mísseis, instalações de defesa em profundidade
Habitação	Abrigos subterrâneos, armazenamento subterrâneo de alimentos e biotecnologia
Aplicações recentes	Exploração espacial, predição de terremotos, túneis abaixo do oceano (Ex: transporte de óleo; Canal da Mancha), câmaras subterrâneas de grande dimensão (no mínimo 100 m de vão) para projetos na área de defesa

Fonte: BIENIAWSKI (1984).

2.3 Caracterização geológico-geotécnica de maciços rochosos

2.3.1 Elemento rochoso

As rochas podem ser descritas e caracterizadas, de modo direto, em afloramentos, taludes, trincheiras ou por meio de furos e seus respectivos testemunhos de sondagem. Para este último é comum a descrição utilizando-se dos seguintes termos:

- Informações da sondagem (perfuração)
- Litologia
- Grau de alteração
- Coloração
- Estruturas
- Rock Quality Designation (RQD) – Índice de Qualidade das Rochas
- Resistência
- Condições das descontinuidades

O Quadro 1, resume os principais parâmetros necessários para a caracterização de maciços rochosos.

Quadro 1 – Principais parâmetros geológico-geotécnicos aferidos por etapa de caracterização.

Informações da perfuração				Descrição da rocha							Resistência da rocha intacta		Descontinuidades do maciço rochoso					Informações estratigráficas							
Profundidade	Método de perfuração	Nível da água	Recuperação	Tipo- Ígnea, Metamórfica e Sedimentar	Composição mineralógica	Coloração	Textura e granulometria	Estruturas marcantes	Grau de alteração	Rock Quality Designation(RQD)	Umidade	Resistência estimada	Índice de compressão puntiforme (axial)	Índice de compressão puntiforme (diametral)	Resistência à compressão uniaxial	Tipo	Espaçamento	Profundidade	Orientação	Rugosidade	Preenchimento	Abertura	Demarcação de contatos geológicos	Elevação	Profundidade

Fonte: Look (2007).

2.3.2 Litologia

A classificação da litologia, segundo a Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (ABGE, 1998) baseia-se em conceitos petrográficos da Geologia, porém, deve ser a mais simplificada e objetiva possível, evitando o emprego de termos complexos que não proporcionem resultados práticos para a engenharia.

Como lembrado por Azevedo & Marques (2006), apesar do fato de um engenheiro comumente não se preocupar com a gênese, mas sim com as propriedades e o comportamento do maciço rochoso ao ser solicitado, as rochas serão sempre classificadas, segundo sua gênese, em três grandes grupos: ígneas (magmáticas), metamórficas e sedimentares.

De acordo com a ABGE (1998) a descrição mínima da litologia para projetos de engenharia deve contemplar o grupo genético (gênese), estruturas principais, cor, textura, granulação e mineralogia.

No presente projeto de pesquisa, como será descrito adiante, trabalhou-se apenas com rochas ígneas intrusivas e rochas metamórficas.

2.3.3 Alterabilidade e estado de alteração

O estado ou grau de alteração das rochas e dos maciços rochosos refere-se ao conjunto de propriedades químicas, mineralógicas, físicas e mecânicas que caracterizam a rocha num determinado momento da sua evolução, a qual é função da ação do intemperismo (PINHO, 2003).

A alterabilidade das rochas diz respeito à maior ou menor capacidade dos minerais constituintes de resistirem às transformações de suas propriedades físicas, químicas e estruturais quando expostos a ambientes diferentes daqueles em que foram formados.

A alteração das rochas pode ser atribuída aos agentes endógenos e exógenos. No ambiente endógeno a alteração, denominada de primária, depende de fenômenos magmáticos. Enquanto que no ambiente exógeno, prevalecem os agentes intempéricos que estão relacionados às diferentes interações do conjunto atmosfera-hidrosfera-biosfera. Apesar de algumas rochas apresentarem a alteração primária, na Geologia de Engenharia importa mais a compreensão da ação exógena, pois a esta se atribui o fato da diminuição da resistência mecânica, aumento da deformabilidade e modificação da porosidade/permeabilidade nos diferentes níveis do perfil de intemperismo.

A alterabilidade e o grau de alteração das rochas e maciços rochosos são de suma importância para estudos conceituais de projetos de engenharia como escavações subterrâneas, nomeadamente no que diz respeito à estabilidade das paredes e pilares, pois

é conhecida a relação que existe entre o estado de alteração das rochas e as suas características físicas, mecânicas e hidráulicas.

Apesar das diferentes classificações, um senso comum do ponto de vista da geotecnia é o de que a caracterização do estado de alteração do meio rochoso é feita de maneira tátil-visual, contemplando a percepção das variações do brilho e da cor dos minerais, das características mecânicas da rocha (degradação), além da friabilidade (OJIMA, 1982).

A Tabela 2, apresentada pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT, 1984), reúne as principais siglas e denominações mais utilizadas na avaliação do grau de alteração das rochas, em quatro classes sempre relacionadas ao aspecto mineralógico e à coloração das rochas.

Tabela 2 – Graus de alteração das rochas.

SIGLAS	DENOMINAÇÕES	CARACTERÍSTICAS DA ROCHA
A1 W1 RS	Rocha sã ou praticamente sã	Apresenta minerais primários sem vestígios de alteração ou com alterações físicas e químicas incipientes. Neste caso, a rocha é ligeiramente descolorida.
A2 W2 RAD	Rocha medianamente alterada	Apresentam minerais medianamente alterados e a rocha é bastante descolorida.
A3 W3 RAM	Rocha muito alterada	Apresenta minerais muito alterados, por vezes pulverulentos e friáveis.
A4 W4 REA	Rocha extremamente alterada	Apresentam minerais totalmente alterados e a rocha é intensamente descolorida, gradando para cores de solo.

Fonte: IPT (1984).

Segundo a International Society for Rock Mechanics (ISRM, 2007), deve-se fazer de maneira distinta a análise do grau de alteração para o maciço e para a matriz rochosa.

O grau de alteração do maciço rochoso como um todo deve ser descrito, quando possível, primeiramente. Neste caso, utiliza-se os termos da Tabela 3, que podem ser modificados para atender a situações específicas como, por exemplo, a descrição em testemunhos de sondagem ou em escavações subterrâneas.

Tabela 3 – Classificação do grau de intemperismo do maciço rochoso.

TERMO	DESCRIÇÃO	CLASSE
SÃO	Nenhum sinal visível de alteração da matriz; possível leve descoloração ao longo das descontinuidades principais.	I
LEVEMENTE INTEMPERIZADO	Descoloração indica intemperismo da matriz da rocha e de superfícies de descontinuidade. Toda a matriz da rocha pode estar descolorida pelo intemperismo e pode estar algo mais branda externamente do que na condição são.	II
MEDIANAMENTE INTEMPERIZADO	Menos da metade da matriz da rocha está decomposta e, ou, desintegrada à condição de solo. Rocha são ou descolorida está presente, formando um arcabouço descontínuo ou como núcleos de rocha.	III
ALTAMENTE INTEMPERIZADO	Mais da metade da matriz da rocha está decomposta e, ou, desintegrada à condição de solo. Rocha são ou descolorida está presente, formando um arcabouço descontínuo ou como núcleos de rocha.	IV
COMPLETAMENTE INTEMPERIZADO	Toda a matriz da rocha está decomposta e, ou, desintegrada à condição de solo. A estrutura original do maciço está, em grande parte, preservada.	V
SOLO RESIDUAL	Toda a rocha está convertida em solo. A estrutura do maciço e da matriz da rocha está destruída. Há grande variação de volume, mas o solo não foi significativamente transportado.	VI

Fonte: ISRM (2007).

Ainda de acordo com a ISRM (2007), a descrição do estado de alteração da matriz rochosa deverá ser refinada de acordo com os termos do esquema apresentado na Tabela 4.

Tabela 4 – Esquema para refinamento da descrição do grau de alteração da matriz rochosa.

TERMOS	DESCRIÇÃO
SÃ	Nenhum sinal visível de alteração da matriz rochosa.
DESCOLORIDA	A coloração da matriz da rocha sã está modificada. O grau de mudança da coloração original deve ser indicado. Se a mudança da coloração é restrita a determinados constituintes minerais isso deve ser relatado.
DECOMPOSTA	A rocha encontra-se alterada para a condição de solo em que a estrutura original da matriz continua intacta, mas alguns ou todos os grãos minerais estão decompostos.
DESINTEGRADA	A rocha encontra-se alterada para a condição de solo em que a estrutura original da matriz continua intacta. A rocha é friável, mas os grãos minerais não estão decompostos.

Fonte: ISRM (2007).

Em seu trabalho, Lopes (2000) utilizou a Tabela 5, adaptação da apresentada pela ISRM (1981), para classificar o estado de alteração das rochas.

Apesar de ser um critério relativo, o grau ou estado de alteração das rochas e do maciço rochoso serve na engenharia para a comparação entre variedades de um mesmo litotipo, reconhecimento rápido do estágio de evolução da rocha e para se proceder a determinados zoneamentos de interesse.

Tabela 5 – Grau de alteração das rochas.

SIGLAS	DENOMINAÇÕES	CARACTERÍSTICAS DA ROCHA
A1	Rocha sem alteração	Não há sinais de alteração; rocha sã e os cristais são luminosos.
A2	Rocha ligeiramente alterada	As discontinuidades estão manchadas ou descoloridas e podem conter um preenchimento delgado de material alterado. A descoloração proveniente da superfície da discontinuidade pode se estender para dentro da rocha a uma distância de até 20% do espaçamento da discontinuidade.
A3	Rocha moderadamente alterada	Ligeira descoloração do plano da discontinuidade, estendendo-se por mais que 20 % do espaçamento da mesma. A discontinuidade pode conter material de preenchimento alterado.
A4	Rocha altamente alterada	Descoloração se estende ao longo da rocha, e o material de rocha é parcialmente friável. A textura original da rocha é preservada, mas ocorre a separação dos grãos.
A5	Solo residual	A rocha é totalmente descolorida e decomposta em uma condição friável.

Fonte: ISRM (1981) adaptado por Lopes (2000).

2.3.4 Coerência

A coerência é definida com base na tenacidade, dureza e friabilidade das rochas. A exemplo da alteração trata-se de um critério de aplicação subjetiva que, porém, permite apreciar de forma prática e confiável a intensidade da alteração intempérica sobre um maciço rochoso e sobre suas propriedades geomecânicas (ABGE, 1998).

O método de aferição da coerência também se faz por análise tátil-visual, principalmente por meio da apreciação da resistência que a rocha oferece ao golpe do martelo de geólogo e ao risco com lâmina de aço.

A Tabela 6, apresenta os graus de coerência introduzidos por Gudicini et al. (1972 apud ABGE, 1998).

Tabela 6 – Graus de coerência das rochas.

Siglas	Denominações	Características da Rocha
C1	Rocha coerente	Quebra com dificuldade ao golpe do martelo produzindo fragmentos com bordas cortantes. Superfície dificilmente riscável por lâmina de aço. Somente escavável a fogo.
C2	Rocha medianamente coerente	Quebra com dificuldade ao golpe do martelo. Superfície riscável com lâmina de aço. Escavável a fogo.
C3	Rocha pouco coerente	Quebra com facilidade ao golpe do martelo, produzindo fragmentos que podem ser partidos manualmente. Superfície facilmente riscável com lâmina de aço e sacrificável.
C4	Rocha incoerente	Quebra com a pressão dos dedos, desagregando-se. Pode ser cortada com lâmina de aço. Friável e escavável com lâmina.

Fonte: ABGE (1998).

2.3.5 Descontinuidades

As descontinuidades são, talvez, a característica mais importante dos maciços rochosos por influenciarem diretamente na resistência e comportamento geomecânico dos mesmos. Salvo casos específicos, a grande maioria das rupturas ocorre ao longo destes planos de fraqueza.

As descontinuidades podem encontrar-se distribuídas de maneira difusa, próximas ou afastadas, em menor ou maior quantidade, com ou sem material de preenchimento, com determinados níveis de rugosidade nas suas paredes, sendo, por fim, pouco comum uma formação rochosa que não apresente nenhuma descontinuidade.

Quando um conjunto de descontinuidades de mesma origem apresenta-se com as mesmas atitudes sendo, portanto, paralelas, e com características semelhantes, pode-se dizer que este representa uma família, e um conjunto de famílias define um sistema.

Os principais parâmetros que caracterizam e que se pode verificar nas discontinuidades em um maciço rochoso, bem como os métodos de aferição, estão relacionados na Tabela 7.

Tabela 7 – Parâmetros de características das discontinuidades e técnicas para medição.

Características das discontinuidades	Técnica de medida
Atitude	Bússola geológica
Espaçamento	Fita graduada (métrica)
Persistência	Fita graduada (métrica)
Rugosidade	Ábacos de referência
Resistência da parede	Martelo de Schmidt
Abertura	Escala
Preenchimento	Táctil-visual
Condições de fluxo	Observações no tempo
Número de famílias	Projeção estereográfica
Tamanho do bloco	Frequência de abertura 3D

Fonte: Hudson, 1989 apud Azevedo & Marques, 2006.

2.4 Ensaios de laboratório em rochas

2.4.1 Ensaio de carga pontual (Point Load Test)

A determinação da resistência à compressão simples da rocha, recorrendo a ensaios de compressão uniaxial, é uma tarefa que requer especiais cuidados na preparação das amostras e na condução dos ensaios. Em certos casos, o número de ensaios requeridos para determinar as propriedades de um vasto leque de tipos de rochas referentes a um projeto pode assumir um valor extremamente elevado. Existem outros casos em que a resistência à compressão simples e o comportamento tensão-deformação não necessita de ser estudado em detalhe, bastando o conhecimento aproximado do valor da resistência de pico. Nestas circunstâncias, haverá vantagem em recorrer a ensaios mais simples e econômicos que o ensaio de compressão uniaxial, desde que os resultados destes possam

fornecer índices correlacionáveis com a resistência à compressão uniaxial das rochas (ISRM, 2007).

Um método alternativo de aferir a resistência à compressão simples das rochas consiste na determinação do Índice de Resistência ou Índice de Carga Pontual por meio do Ensaio de Carga Pontual ou PLT (Point Load Test), também conhecido por ensaio Franklin.

O Ensaio de Carga Pontual foi concebido como um ensaio de referência para classificação da resistência das rochas, que pode ser correlacionável com a resistência à compressão uniaxial e com outros índices de resistência. Este ensaio conduz, em termos genéricos, à determinação de dois índices, a saber: i) o Índice de Resistência a Carga Pontual, $I_{s(50)}$, e ii) o Índice de Anisotropia, $I_{a(50)}$, de carga pontual. Basicamente, este método consiste em levar à ruptura as amostras de rocha submetidas a uma carga concentrada entre duas ponteiras cônicas, quer sob a forma de blocos prismáticos, cilindros ou de forma irregular; em que a direção de aplicação da carga pode ser axial ou diametral em relação ao eixo principal do corpo-de-prova.

O equipamento, ilustrado na Figura 1, para o ensaio do PLT, quer em laboratório quer em campo, é constituído no seu essencial por um sistema de aplicação de carga sem interrupção, um sistema de medição da força (P) e um sistema de medição da distância (D), entre duas ponteiras, em regra, cônicas pelas quais a carga aplicada é transferida ao corpo-de-prova.

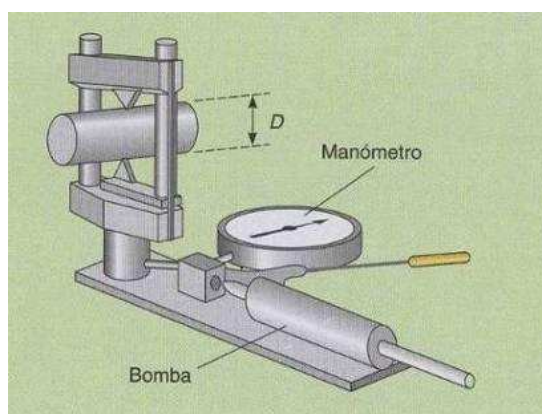


Figura 1: Representação esquemática do equipamento para a execução do Ensaio de Carga Pontual. Fonte: Vallejo et al. (2002).

2.4.1.1 Índice de Carga Pontual

Como padrão, o índice de carga pontual é definido para o ensaio realizado sobre corpos-de-prova cilíndricos de rocha com diâmetro D igual a 50 mm, em que a aplicação da carga P é feita na direção diametral, sendo calculado pela expressão:

$$I_{s(50)} = \frac{P}{D^2} \quad (1)$$

Em que:

P é a carga de ruptura;

D é a distância entre ponteiras cônicas.

O valor de D, quando diferir do padrão, o índice da resistência à carga pontual I_s deverá ser corrigido para $I_{s(50)}$, ou seja, para um valor equivalente a D=50 mm. O cálculo do valor médio de $I_{s(50)}$ deverá ter em conta o seu índice de resistência pontual (I_s). De acordo com a ISRM (2007) o ensaio deverá, sempre que possível, ser realizado para um conjunto de 10 (dez) amostras sendo o valor médio de $I_{s(50)}$ calculado retirando-se os dois valores mais altos e os dois valores mais baixos e depois fazendo-se a média aritmética simples dos valores restantes.

Ensaio idênticos realizados em corpos-de-prova cilíndricos com outros diâmetros, a relação P/D^2 deverá ser multiplicada por um fator corretivo F, a fim de se obter o índice de carga pontual corrigido:

$$I_{s(50)} = F \frac{P}{D^2} \quad (2)$$

Em que,

$$F = \left(\frac{D}{50} \right)^{0,45} \quad (3)$$

No ensaio de carga pontual, podem ainda ser ensaiados não só corpos-de-prova cilíndricos comprimidos diametralmente, mas também axialmente e ainda corpos-de-prova com outras formas, regulares ou irregulares, desde que obedeçam aos critérios indicados na Figura 2. Para estes casos, é necessário definir um diâmetro equivalente (D_e) a partir da área da seção transversal equivalente passante pelos pontos de aplicação da

carga, sendo o índice de carga puntual corrigido $I_{s(50)}$ calculado pelas seguintes expressões:

$$I_{s(50)} = F \frac{P}{D_e^2} \quad (4)$$

Em que,

$$F = \left(\frac{D_e}{50} \right)^{0,45} \quad (5)$$

sendo,

$$A = WD = \frac{\pi}{4} D_e^2 \quad (6)$$

tem-se:

$$D_e = \sqrt{\frac{4WD}{\pi}} \quad (7)$$

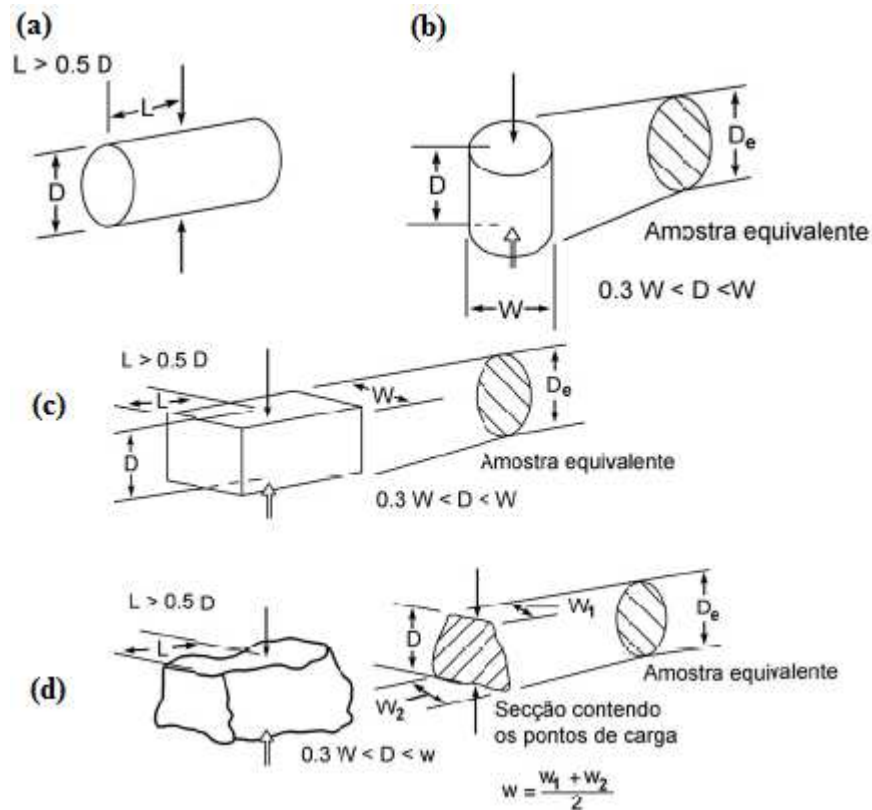


Figura 2: Relação das dimensões W e D nos ensaios de carga puntiforme em corpos-de-prova cilíndricos diametralmente (a) e axialmente (b); e em corpos-de-prova regulares (c) e irregulares (d). Fonte: adaptado da ISRM (2007).

No caso dos lados do corpo-de-prova não serem paralelos, a dimensão perpendicular ao eixo do ensaio deverá ser calculada pela expressão:

$$W = \frac{w_1 + w_2}{2} \quad (8)$$

Em rochas com anisotropia conferida pela xistosidade, foliação ou estratificação, a realização do ensaio de carga pontual deverá ter atenção à orientação de tais descontinuidades estruturais.

Nestes casos, é usual a determinação dos índices de resistência à carga pontual na direção da normal e na direção paralela a esses planos, sendo então possível definir um índice de anisotropia (I_a), dado pela seguinte relação entre os mesmos:

$$I_{a(50)} = \frac{I_{s(50)\perp}}{I_{s(50)\parallel}} \quad (9)$$

Deve-se salientar que para rochas anisotrópicas, o parâmetro “**a**” que relaciona a resistência à compressão simples ou UCS (Uniaxial Compressive Strength) com o índice de resistência à carga pontual ($I_{s(50)}$) assume uma variabilidade maior que no caso das rochas isotrópicas, reforçando-se, quando o estudo o justifique, a necessidade de se realizar alguns ensaios de compressão uniaxial que permitam estabelecer correlações mais fiéis com os valores obtidos nos ensaios de carga pontual.

O $I_{a(50)}$ toma valores próximos de 1 (um) para rochas teoricamente isotrópicas e valores mais elevados quando a rocha é anisotrópica. O $I_{s(50)}$ deverá ser utilizado diretamente na classificação das rochas, enquanto que as correlações com a resistência à compressão uniaxial são apenas aproximações (RAMOS, 2009).

2.4.2 Ensaio de compressão simples ou uniaxial

Embora o fato de as rochas que constituem os maciços se encontrarem submetidas a estados de tensão triaxiais, tem interesse o estudo do comportamento das rochas quando submetidas à compressão simples.

O ensaio de compressão uniaxial, no qual corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de rochas são comprimidos perpendicularmente a seu eixo longitudinal, é o

ensaio mais antigo em rochas, e continua sendo o mais conveniente e usual método para determinar as propriedades mecânicas das rochas (JAEGER; COOK, 1979).

Segundo Azevedo & Marques (2006), apesar da simplicidade do ensaio, a preparação da amostra, cilíndrica, pode ser difícil e cara. A relação entre altura e diâmetro (H/D) deve variar, segundo determinação da ISRM (2007), entre 2,5 e 3,0.

Quanto à resistência a compressão simples, corresponde à tensão de ruptura da amostra, expressa por:

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \quad (10)$$

Em que,

σ_c - resistência à compressão simples (uniaxial)

P - carga de ruptura

A - área da seção transversal da amostra perpendicular à direção do carregamento P.

2.4.3 Ensaio de compressão triaxial

O teste triaxial é um dos ensaios de laboratório mais utilizados para determinar propriedades de rochas para um grande intervalo de tensão. O teste triaxial foi descrito em detalhe por Bishop & Henkel (1962) e, posteriormente, uma célula mais avançada foi descrita por Bishop & Wesley (1975).

O ensaio consiste na compressão axial do cilindro de rocha com a aplicação simultânea de pressão confinante, como mostrado na Figura 3.

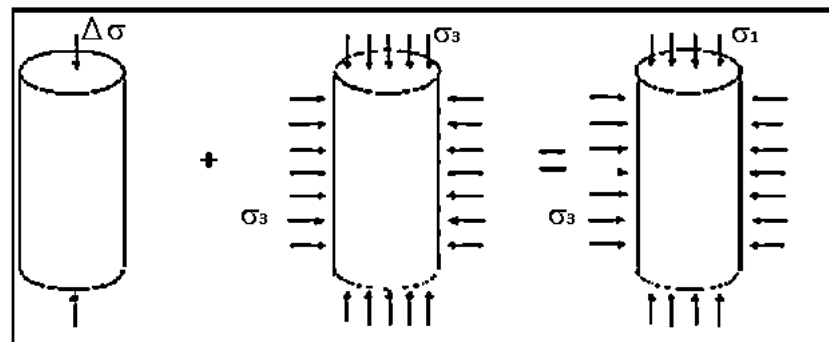


Figura 3: Estado de tensões em um ensaio triaxial. Fonte: Azevedo & Marques (2006).

O diâmetro da amostra pode ser de até 101,6 mm e não inferior a 47 mm, a relação entre o comprimento da amostra e o diâmetro pode estar no intervalo entre 2,0 e 1,0. (ISRM, 2007).

Na ruptura, a tensão desviadora é dada por:

$$\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (11)$$

Em que,

σ_1 - carga axial aplicada na amostra;

σ_3 - pressão confinante aplicada na amostra;

$\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3$ = tensão desviadora aplicada na amostra.

A seguir, são apresentados na Tabela 8 alguns valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento para alguns tipos de rocha.

Tabela 8 - Parâmetros de resistência (Coesão - S_i , e ângulo de atrito - ϕ), critério de ruptura de Mohr-Coulomb, para alguns tipos de rocha.

Rocha	Porosidade	S_i (MPa)	ϕ (°)	Tensão confinante (MPa)
AnidritraBlaine		43,4	29,4	0-203,0
Ardósia Texas, carregada a 30° com a clivagem		26,2	21,0	32,5-276,0
90° com a clivagem		70,3	26,9	34,5-276,0
Arenito Pottsville	14,0	14,9	45,2	0-68,9
Basalto Nevada	4,6	66,2	31,0	3,4-34,5
Dolomito Hasmark	3,5	22,8	35,5	0,8-5,9
Folhelho Muddy	4,7	38,4	14,4	0-200,0
Giz	40,0	0,0	31,5	10,0-90,0
Gnaisse Xistoso				
90° com a xistosidade	0,5	46,9	28,0	0-69,0
30° com a xistosidade	1,9	14,8	27,6	0-69,0
Granito Stone Mountain	0,2	55,1	51,0	0-68,9
Mármore Geórgia	0,3	21,2	25,3	5,6-68,9
Quartzito Sioux		70,6	48,0	0-203,0
Siltito Indiana	19,4	6,7	42,0	0-9,6
SiltitoRepetto	5,6	34,7	32,1	0-200,0

Fonte: adaptado de Goodman (1989).

2.4.4 Velocidade de propagação de ondas

Vibrações nas rochas se propagam, principalmente, por meio de ondas longitudinais e transversais. Teoricamente, a velocidade com que uma onda se propaga através da rocha depende exclusivamente de suas propriedades elásticas (E , ν) e de sua densidade, γ . Na prática, o que se tem observado é que o grau de fissuramento da rocha interfere nessas medidas (a velocidade de propagação diminui com a presença de fissuras). Desse modo, a velocidade de propagação da onda pode ser usada como índice para avaliar o grau de fissuramento da rocha (GOODMAN, 1989).

Logo, conclui-se que:

- a velocidade de propagação da onda diminui com o aumento da porosidade da rocha → rocha mais alterada: $v \downarrow$ se $n \uparrow$.
- a velocidade de propagação da onda se eleva com o aumento da densidade da rocha → rocha menos alterada: $v \uparrow$ se $\gamma \uparrow$.
- a velocidade de propagação da onda aumenta com o nível da tensão aplicada → diminui a porosidade: $v \uparrow$ se $\sigma \uparrow$ (uma vez que $n \downarrow$).
- a velocidade de propagação da onda aumenta com o teor de umidade na rocha → água preenchendo os vazios: $v \uparrow$ se $w \uparrow$.

Segundo Azevedo & Marques (2006), este índice é muito usado para determinar zonas de fraturamento e, ou, alteração em escavações subterrâneas.

A velocidade de propagação longitudinal (V_l) é calculada por:

$$V_l = \frac{L}{t} \quad (12)$$

Em que,

L - comprimento do corpo-de-prova;

t - tempo de percurso da onda (medido).

A Tabela 9 apresenta valores típicos da velocidade de propagação de ondas para alguns litotipos.

Tabela 9 - Velocidade de propagação de ondas em algumas rochas.

Rochas	V_I (m/s)
Arenito e Quartzito	7200
Basalto	7200
Calcário	6600
Dolomito	7500
Gabro	7450
Kinzigito	5200
Rochas graníticas	7400

Fonte: Azevedo & Marques (2006).

2.4.5 Propriedades-índice das rochas

Devido à grande variação nas propriedades das rochas, podem-se tomar como referência algumas medições básicas para descrevê-las quantitativamente. Algumas propriedades, por serem relativamente fáceis de serem medidas são muito úteis neste aspecto e podem ser designadas como propriedades-índice das amostras de rocha (AZEVEDO; MARQUES, 2006).

As propriedades-índice das rochas são propriedades físicas que refletem a estrutura, a composição, a fábrica (arranjo espacial) e o comportamento mecânico do material, como:

- Densidade
- Teor de umidade
- Porosidade
- Capacidade de absorção
- Permeabilidade
- Durabilidade
- Resistência

Estas propriedades visam caracterizar e quantificar a rocha matriz, além de fornecerem resultados correlacionáveis com as propriedades mecânicas.

Normalmente, esses índices são medidos em pequenas amostras de rocha intacta (componentes minerais + poros + microfissuras); dessa forma, as propriedades-índice medidas podem não ser indicativas das propriedades do maciço rochoso. A lista destas propriedades de um espécime de laboratório ajuda a classificá-lo, primariamente, quanto ao comportamento somente da rocha e não do maciço rochoso.

A presença de porosidade nas rochas diminui sua resistência, ao passo que aumenta sua capacidade de sofrer deformação. Um pequeno volume de poros pode produzir um considerável efeito mecânico. Informações sobre a porosidade natural das rochas são frequentemente ignoradas em descrições petrológicas, mas estas informações são muito importantes quando esta descrição da petrografia é usada para fins de avaliação de comportamento mecânico. Arenitos e rochas carbonáticas apresentam, naturalmente, comportamento mecânico característico devido à sua grande variação de porosidade; rochas ígneas quando estão em processo de deterioração pela ação de processos intempéricos também possuem uma porosidade elevada típica. A maioria das rochas possui uma densidade de grãos similar, por isso possuem valores de porosidade e densidade seca que estão muito bem correlacionados. A baixa densidade de algumas rochas geralmente está associada à sua alta porosidade. Por isso, essa é uma informação comumente vista como suficiente para se citar sobre a porosidade, mas uma descrição completa e precisa requer a apresentação dos valores de ambos, porosidade e densidade (ISRM, 2007).

2.4.5.1 Peso específico

Azevedo e Marques (2006) destacam que o peso específico está relacionado diretamente ao estado de tensões da crosta terrestre e é uma propriedade importante na engenharia. Esta propriedade fornece informações sobre o grau de alteração das rochas (quanto maior o grau de alteração, menor o peso específico).

O peso específico total da rocha, γ , é definido como:

$$\gamma = \frac{P}{V} = \frac{P_s + P_w}{V} \quad (13)$$

Em que,

γ - peso específico total;

P - peso da amostra – obtido na pesagem do corpo-de-prova de geometria regular;

P_s - peso dos constituintes sólidos da amostra (peso seco);

P_w - peso da água;

V - volume da amostra

O peso específico seco, γ_d , é dado por:

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V} \quad (14)$$

Na Tabela 10 são apresentados os valores de peso específico, γ_d , para alguns tipos de rocha.

Tabela 10 - Peso específico seco de rochas.

Rocha	γ_d (g/cm ³)	γ_d (kN/m ³)
Anfibolito	3,0	29,3
Basalto	2,8	27,1
Cacáριο denso	2,7	26,5
Carvão	0,7 a 2,0	6,9 a 19,6
Diorito	2,9	27,9
Folhelho betuminoso	1,6 a 2,7	15,7 a 26,5
Gabro	3,0	29,4
Gesso	2,3	22,5
Granito	2,7	26,0
Mármore	2,8	27,0
Quartzo micaxisto	2,8	27,6
Riolito	2,8	27,1
Sal	2,1	20,6
Sienito	2,6	25,5

Fonte: Goodman (1989 apud AZEVEDO; MARQUES, 2006).

2.4.5.2 Porosidade

A porosidade de uma rocha, indicada pela constante adimensional, n , é uma fração que expressa porcentagem do volume vazio em relação ao volume total na rocha (GOODMAN, 1989).

Tem-se, portanto que:

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (15)$$

Em que,

V_v - volume de vazios (ou poros);

V - volume total.

Na Tabela 11, são apresentadas porosidades de alguns tipos de rochas, variando segundo a geologia e profundidade.

Tabela 11 - Porosidade de algumas rochas.

Rocha	Idade	Profundidade (m)	Porosidade (%)
Arenito Navajo	Jurássico	Superfície	15,5
Arenito Montana	Cretáceo	Superfície	34
Argilito, Japão	Terciário	Próx. à superfície	22 a 32
Calcário (UK)	Carbonífero	Superfície	5,7
Calcário Bermuda	Recente	Superfície	43
Diabásio Frederick			0,1
Dolomito Niagara	Siluriano	Superfície	2,9
Folhelho	Cretáceo	210	33,5
Folhelho	Cretáceo	2130	7,6
Gabro San Marcos			0,2
Giz (UK)	Cretáceo	Superfície	28,8
Granito são			0 a 1
Granito intemperizado			1 a 5
Granito decomposto			20
Kinzigito (RJ)	Proterozóico	Superfície	0,62
Mármore			1,1
Turfa estratificada			40
Turfa cimentada			14

Fonte: modificado de Goodman (1989 apud AZEVEDO; MARQUES, 2006).

2.4.6 Correlação UCS x PLI

O resultado final obtido no ensaio de carga pontual é usualmente correlacionado com o valor da resistência à compressão simples, σ_c , na relação linear proposta por Bieniawski (1989):

$$\sigma_c = aI_{s(50)} \quad (16)$$

Um valor médio usual na literatura é o apresentado por Goodman (1989), para o qual o parâmetro “ a ” é próximo de 24. Porém, ressalta-se que esta relação pode ser fraca para rochas brandas ou muito alteadas.

A Tabela 12 apresenta as equações de correlações encontradas na literatura para comparação com o parâmetro “ a ”.

Tabela 12 – Equações de correlação entre os ensaios UCS e o PLI, para litotipos iguais ou semelhantes.

Autores	País	Litotipo	Equações de correlação
Broch & Franklin (1972)	UK	Various	UCS = 23.7 PLI
Bieniawski (1975)	África do Sul	Arenitos	UCS = 23.9 PLI
Hassani et al. (1980)	UK	Rochas sedimentares	UCS = 29.0 PLI
Read et al. (1980)	Austrália	Rochas sedimentares	UCS = 20.0 PLI
ISRM (1985)	---	---	UCS = 20 - 25 PLI
Hawkins & Olver (1986)	UK	Calcários	UCS = 26.5 PLI
		Arenitos	UCS = 24.8 PLI
O'Rourke (1988)	USA	Rochas sedimentares	UCS = 30.0 PLI
Vallejo et al. (1989)	Índia	Quartzitos	UCS = 17.4 PLI
		Folhelhos	UCS = 12.6 PLI
Singh & Singh (1993)	Índia	Quartzito	UCS = 23.4 PLI
		Siltitos	UCS = 14.7 PLI
Das (1985)	Canadá	Arenitos	UCS = 18.0 PLI
		Folhelhos	UCS = 12.6 PLI
Smith (1997)	Vários	Arenitos/Calcários	UCS = 24.0 PLI
		Folhelhos	UCS = 21.8 PLI
Rusnak & Mark (1999)	USA	Siltitos	UCS = 20.2 PLI
		Arenitos	UCS = 20.6 PLI
		Calcários	UCS = 21.9 PLI
		Gnaisse	UCS = 27.6 PLI
Marques & Paes (2013)	Brasil	Biotita Xisto	UCS = 21.6 PLI
		Grafita Xisto	UCS = 20.8 PLI

Fonte: modificado de Singh et al. (2012).

Pela Tabela 12, percebe-se que a maioria das estimativas coloca “ α ” entre 12 e 30.

2.5 Sistemas de Classificação Geomecânica de Maciços

De acordo com a ABGE (1998), as classificações geomecânicas são muito importantes e válidas em fase conceitual de projetos, pois constituem uma maneira não onerosa e simples de se prever o comportamento de maciços rochosos ao serem solicitados, sobretudo, em projetos de escavações subterrâneas. Neste caso, a

classificação pode fornecer uma estimativa do tempo de auto-sustentação das paredes, os sistemas de suporte adequados, além da geometria das seções de escavação e da sequência de desmonte.

O procedimento de classificação inicia-se a partir da investigação de determinadas características dos maciços rochosos, previamente selecionadas, as quais fornecerão informações quantitativas e qualitativas para se proceder à classificação e zoneamento dos maciços em diferentes classes de aptidão (ABGE, 1998).

Os sistemas de classificação constituem-se, portanto, em uma metodologia simples e objetiva para se classificar os maciços rochosos de complexo comportamento geomecânico, caracterizando-os a partir das suas propriedades geológico-geotécnicas e zoneando os domínios geomecânicos em função da sua finalidade para projetos de engenharia.

Contudo, como ressalta Bieniawski (1984), cabe ao engenheiro saber unir à estas classificações as observações em campo, a sua experiência e a de outros engenheiros para se fazer a melhor interpretação e tomada de decisões, uma vez que a interpretação de um engenheiro pode ser completamente diferente à de outro em decorrência das experiências de cada um.

Hoek (2000), também lembra a importância de se entender que os sistemas de classificação de maciços possuem limitações e que, por este motivo, a sua utilização não deve substituir procedimentos tradicionais e mais elaborados em projetos de engenharia. Como paradigma, o uso destes procedimentos requer o acesso a informações que, muitas vezes, no estágio inicial de projeto, não se encontram disponíveis, tais como detalhes sobre o estado de tensões in situ, informações hidrogeológicas, a sequência e geometria de escavação planejada e algumas propriedades do maciço que são de difícil acesso. À medida que essas informações de campo se tornam disponíveis, deve-se proceder à atualização e utilização dos sistemas de classificação em consonância com as mesmas.

2.5.1 Evolução dos sistemas de classificação

A classificação de maciços já vem se desenvolvendo por pelo menos 100 anos desde que Ritter (1879), pela primeira vez, tentou de maneira empírica desenvolver um

modelo para projetos de túneis com atenção especial para o tipo de suporte requerido. Isso já demonstrava que a principal preocupação na época era de se desenvolver um sistema de classificação de maciços útil a projetos de túneis, principalmente para fins de transporte.

Contudo, como ressalta Hoek (2000), a necessidade fez com que se desse devida atenção para o desenvolvimento de novos sistemas de classificação que pudessem ser utilizados em outros projetos de engenharia que não apenas os de construção de túneis.

Posteriormente, a maioria dos parâmetros para classificação de maciços foi desenvolvida a partir de estudos de casos históricos na engenharia civil com a inclusão e consideração de parâmetros geológicos dos maciços rochosos. Daí surgiu o termo classificação geomecânica de maciços e, neste avanço, sobressaíram-se os trabalhos de Bieniawski (1989) e Barton et al. (1974).

Os principais sistemas de classificação já desenvolvidos são apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 - Principais sistemas de classificação de maciços atualmente em uso.

Nome da Classificação	Autor (es) e Data	País de Origem	Aplicações
Rock Load	Terzaghi, 1946	USA	Túneis com suporte de aço
Stand-up time	Lauffer, 1958	Austria	Túneis
NATM	Pacheret al., 1964	Austria	Túneis
Rock Quality Designation - RQD	Deere et al., 1967	USA	Recuperação de testemunhos; túneis
RSR concept	Wickhamet al., 1972	USA	Túneis
RMR system	Bieniawski, 1973	África do Sul	Túneis, minas, taludes e fundações
(Classificações Geomecânicas)	(última modificação, 1979 - USA)		
Extensões do sistema RMR	Weaver, 1975	África do Sul	Escavabilidade
	Laubscher, 1977	África do Sul	Mineração
	Olivier, 1979	África do Sul	Alterabilidade
	Ghose&Raju, 1981	Índia	Mineração de carvão
	MorenoTallon, 1982	Espanha	Túneis
	Kendorskiet al., 1983	USA	Mineração de rochas duras

	Nakaoetal., 1983	Japão	Túneis
	Serafim & Pereira, 1983	Portugal	Fundações
	Gonzalez de Vallejo, 1983	Espanha	Túneis
	Unal, 1983	USA	Atirantamento em teto de minas de carvão
	Romana, 1985	Espanha	Estabilidade de taludes
	Newman, 1985	USA	Mineração de carvão
	Sandback, 1985	USA	Perfurabilidade
	Smith, 1986	USA	Degradabilidade
	Venkateswarlu, 1986	Índia	Mineração de carvão
	Robertson, 1988	Canadá	Estabilidade de taludes
Q-system	Barton et al., 1974	Noruega	Túneis e outras cavidades
Extensões do Q-system	Kirsten, 1982	África do Sul	Escavabilidade
	Kirsten, 1983	África do Sul	Túneis
Strength-size	Franklin, 1975	Canadá	Túneis
Basic geotechnical description	International Society for Rock Mechanics, 1981		Geral
Unified classification	Williamson, 1984	USA	Geral

Fonte: Bieniawski (1989).

Os parâmetros de classificação dos maciços e a ênfase dada a eles variam muito de um sistema para outro e isso pode gerar subjetividade nos resultados finais. Por este motivo, Hoek (2000) recomenda que sejam utilizados pelo menos dois métodos (sistemas) de classificação para um mesmo local no estágio inicial de um projeto.

Dentre os métodos apresentados na Tabela 18 merecem destaque os sistema de classificação geomecânica RMR, proposto por Bieniawski em 1973, e o Q-system, proposto por Barton et al. em 1974, por serem os mais difundidos no mundo inteiro e pelos quais este trabalho se perfaz.

2.5.2 Sistema RMR – Rock Mass Rating

Desenvolvido por Bieniawski durante 1972 e 1973, este sistema introduz o termo classificação geomecânica. Esse sistema foi sendo modificado ao longo dos anos em decorrência dos estudos de outros casos em engenharia e, por outros autores, foi sofrendo algumas adaptações.

A vantagem deste sistema, assim como o Q-system que será apresentado adiante, é o fato de que são necessários poucos parâmetros básicos relacionados à geometria e às condições geomecânicas dos maciços rochosos (HUDSON; HARRISON, 1997)

Estes parâmetros são:

- A resistência à compressão uniaxial da rocha intacta; ou a resistência à compressão puntiforme na total impossibilidade do primeiro;
- RQD;
- Espaçamento das descontinuidades;
- Condições das descontinuidades (alteração, rugosidade e preenchimento);
- Condições de água subterrânea;
- Orientação das descontinuidades.

É evidente que, dentre estes parâmetros, o único de caráter essencialmente qualitativo é o que se refere às condições das descontinuidades.

Contudo, a todos os parâmetros o sistema correlaciona uma pontuação que será utilizada no cálculo final das classes de maciço da seguinte maneira:

$$\text{RMR} = \sum(\text{pontuação conferida a cada parâmetro}) + \text{ajuste referente à orientação das descontinuidades.} \quad (17)$$

Quando a possível geometria do projeto ainda não é conhecida ou não se tem acesso à orientação verdadeira das descontinuidades (caso que ocorre para a análise de testemunhos de furos de sondagem não orientados), a segunda parcela do cálculo do RMR pode ser desconsiderada. Sendo conhecido o efeito da orientação das juntas sobre a escavação, o mesmo pode ser classificado de acordo com a Tabela 14.

Tabela 14 – Efeito da orientação das discontinuidades em relação ao eixo da escavação, para fins de obtenção de valores do parâmetro de correção do RMR.

Direção perpendicular ao eixo da escavação						Mergulho 0° - 20°, independente da direção:
Escavação a favor do mergulho		Escavação contra o mergulho		Direção paralela ao eixo da escavação		
Mergulho 45° - 90°	Mergulho 20° - 45°	Mergulho 45° - 90°	Mergulho 20° - 45°	Mergulho 45° - 90°	Mergulho 20° - 45°	
Muito favorável	Favorável	Regular	Desfavorável	Muito desfavorável	Regular	Desfavorável

Fonte: Bieniawski (1989).

A obtenção dos parâmetros do sistema RMR pode ser feita em investigação direta in situ ou por meio de testemunhos (corpos-de-prova) de perfuração de sondagem, contando ainda com informações adicionais como, por exemplo, o modelo hidrogeológico da área estudada (ISRM, 2007).

Para determinar o tempo de auto-sustentação e o vão estável (em metros) para minas, túneis e câmaras diversas deve-se utilizar o ábaco da Figura 4, tendo como input o valor final do RMR.

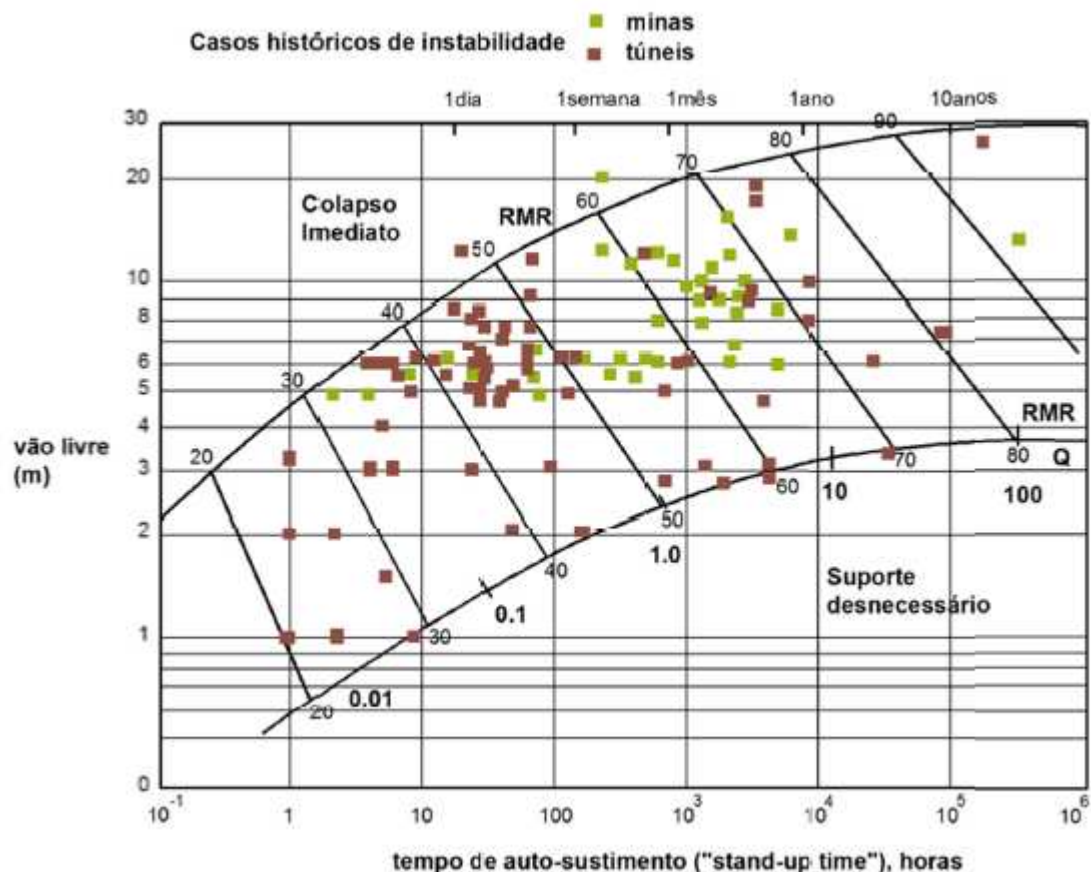


Figura 4: Âbaco que fornece, a partir do valor de RMR, o tempo de auto-sustentação de acordo com o vão livre da escavação, baseado em casos históricos segundo Bieniawski (1989); já com a conversão de RMR em Q segundo Barton (2000). Fonte: Madureira (2000 adaptado de Barton & Bieniawski, 2008).

Outra vantagem do sistema RMR é a determinação do tipo de suporte permanente para túneis escavados por métodos tradicionais de perfuração ou detonação considerando-se o vão padronizado em 10 metros. Contudo, Bieniawski (1989) lembra que o uso dessa tabela é limitado a fatores como a tensão in-situ, a geometria do túnel e o método de escavação.

Para estimar a carga atuante no suporte Unal (1983 apud Bieniawski, 1989) propôs a seguinte relação:

$$P = \frac{(100 - \text{RMR})}{100} \gamma B \quad (18)$$

Em que,

P - carga atuante no suporte, em kN;

B - largura do túnel, em metros;

γ = peso específico, em kg/m³.

Hoek (2000) lembra que várias adaptações do sistema RMR foram feitas por outros autores em decorrência da necessidade de validar as vantagens do sistema para outros fins, principalmente para projetos mineiros. Neste caso, ressaltam-se as adaptações propostas por Laubscher (1977, 1984), Laubscher and Taylor (1976), Cummings et al. (1982) e Kendorski et al. (1983) que, partindo do RMR clássico e baseando-se em estudos de diversos casos no mundo inteiro, desenvolveram complementos que consideram influência das detonações, da tensão in-situ, da variação das tensões e as tensões induzidas, e da influenciada alteração de fraturas e falhas principais, respectivamente. Estes ajustes foram compilados e apresentados pelo próprio Bieniawski (1989), conforme Figura 5, com a introdução de três fatores multiplicadores do valor do RMR.

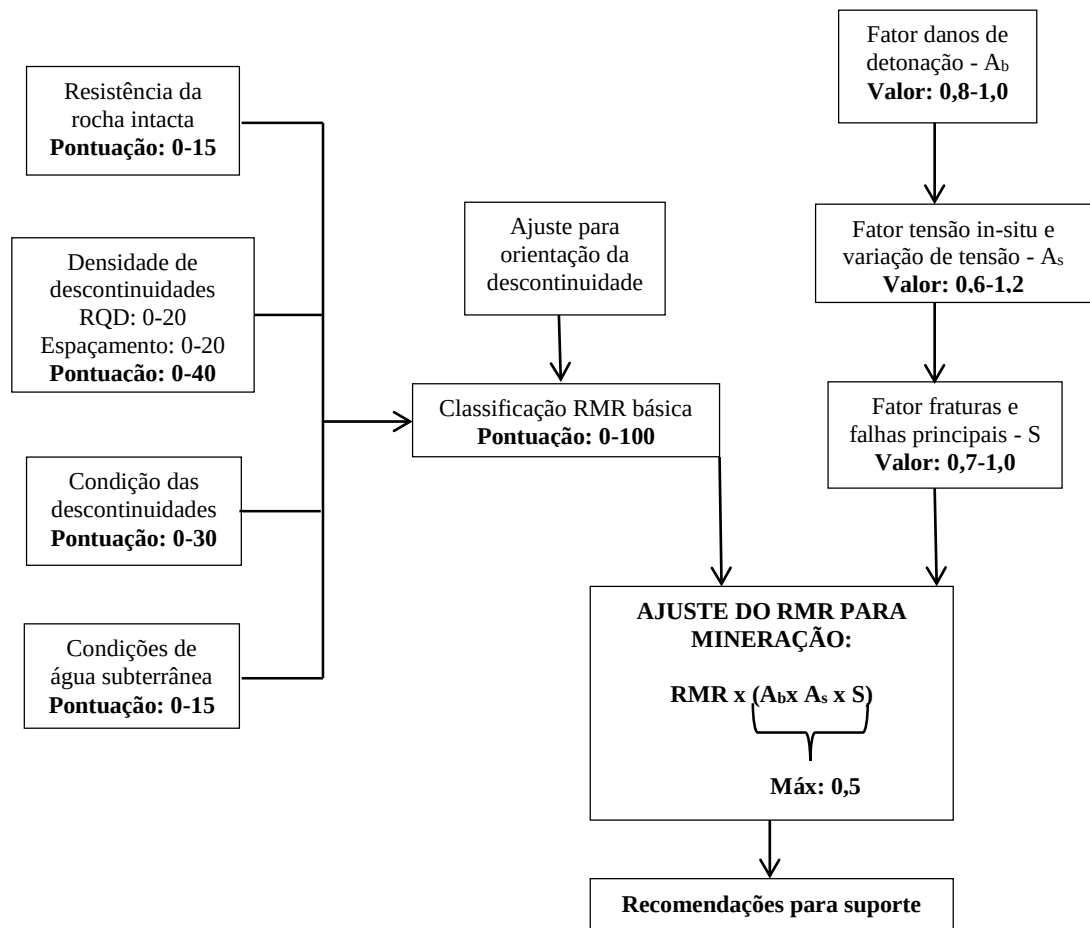


Figura 5: Propostas de ajuste do sistema RMR para projetos de mineração. Fonte: adaptado de Bieniawski (1989).

Todavia, este é um procedimento que requer o conhecimento aprofundado das características do maciço rochoso, o que geralmente não está disponível nas etapas de

exploração e projeto conceitual. Portanto, é mais cabível este ajuste para a atualização do modelo geomecânico à medida que se procede a etapa executiva do projeto, na qual o volume e precisão de dados são maiores.

2.5.3 Sistema Q

Desenvolvido por Barton et al. (1974), o sistema Q é considerado a principal contribuição no que diz respeito à classificação de maciços pelas seguintes razões: o sistema foi proposto após a análise de 212 casos históricos de túneis da Escandinávia, é um sistema de classificação quantitativo, e como sistema de classificação tem a vantagem de prever o tipo de sustentação que poderá ser empregada em projetos de engenharia de túneis (BIENIAWSKI, 1989).

Para Hudson & Harrison (1997) o sistema Q é mais complexo de se utilizar do que o sistema RMR mas, diferentemente deste último, baseia-se na avaliação numérica direta da qualidade do maciço rochoso por meio de seis parâmetros, agrupados em três quocientes multiplicados entre si resultando no valor de Q a seguir:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (19)$$

Em que,

RQD - valor direto do rock quality designation;

J_n - índice do número de famílias de descontinuidades;

J_r - índice de rugosidade das paredes da descontinuidade;

J_a - índice do grau de alteração e/ou preenchimento das descontinuidades;

J_w - índice referente à condição do caudal de água subterrânea;

SRF - fator de redução do stress.

De acordo com Bieniawski (1989), dados os valores de cada um dos seis parâmetros necessários para a classificação, pode-se interpretá-los na Equação 19 da seguinte maneira:

- O primeiro e o segundo parâmetro estão relacionados à estrutura do maciço, de maneira que o quociente (RQD/J_n) pode ser considerado a medida do tamanho dos blocos;
- O quociente entre o terceiro e o quarto parâmetros (J_r/J_a) pode ser entendido como a resistência ao cisalhamento entre blocos (ao longo das descontinuidades), ou seja, quanto maior o valor de J_r em relação a J_a , maior a influência da rugosidade no aumento da resistência ao longo do plano de cisalhamento entre os blocos;
- O quinto parâmetro refere-se à medida da pressão (ou caudal) de água, enquanto que o sexto parâmetro refere-se ao estado de tensões: a) em zonas alteradas, b) rochas competentes – problemas de tensões, c) plastificação de rochas não competentes sob a influência de altas pressões. O sexto parâmetro está relacionado à influência da tensão total no intervalo de análise. O quociente (J_w/SRF) descreve a “tensão ativa” operante no maciço.

Embora a orientação das fraturas não seja um fator relativo apresentado por Barton et al. (1974), consideram-na implícita nos parâmetros J_r e J_a pois estes se aplicam às juntas em condição mais desfavorável, ou seja, àquelas cuja a orientação em relação à geometria do problema aumenta as chances de ruptura (BIENIAWSKI, 1989).

O valor final de Q pode variar em uma escala logarítmica de 0,001 a 1000, na qual a qualidade do maciço rochoso pode variar desde “maciço de excepcional má qualidade” (rocha muito branda) até “maciço de excepcional qualidade” (rocha sã). Ele é função dos valores dos parâmetros que o compõem.

O valor do RQD utilizado no sistema Q é o resultante do cálculo original sem modificações. Todavia, para valores de $RQD < 10$, assume-se que $RQD = 10$.

O valor final obtido no sistema Q relaciona-se com o comportamento da escavação e o suporte requerido através da dimensão equivalente (D_e) da escavação, a qual é função do tamanho e propósito da escavação, sendo obtida através da Equação 25 que representa quociente entre o vão, diâmetro ou altura da parede da escavação por um índice de segurança chamado Excavation Support Ratio (ESR) (HOEK, 2000).

$$D_e = \frac{\text{Vão livre, diâmetro ou altura (m)}}{ESR} \quad (20)$$

O ESR, por sua vez, está relacionado ao uso para o qual a escavação é pretendida e também ao grau ou fator de segurança que o projeto demanda, conforme Tabela 15 a seguir.

Tabela 15 – Valores do ESR em função do tipo de escavação.

Categoria da escavação	ESR	Nº de casos estudados
A - Abertura temporária de mina	3 - 5	2
B - Shafts verticais		
de seção circular	2,5	-
de seção retangular/quadrada	2,0	-
C - Minas de abertura permanente, túneis de passagem de água para hidrelétricas (exceto para altas pressões - condutos forçados), túneis piloto, direcionamento (desvios), e galerias de avanço para escavações maiores.	1,6	83
D - Armazenamento subterrâneo, plantas de tratamento de água, túneis rodoviários e ferroviários menores, e túneis de acesso.	1,3	25
E - Estações de energia, túneis rodoviários e ferroviários maiores, cavernas de abrigo de civis, portais, conexões.	1,0	73
F - Estações nucleares subterrâneas, estações de metrô e trens, fábricas.	0,8	2

Fonte: Bieniawski (1989).

A determinação da categoria de suporte permanente requerido para a escavação, pode então ser feita por meio da entrada direta dos valores de Q e da dimensão equivalente no ábaco da Figura 6.

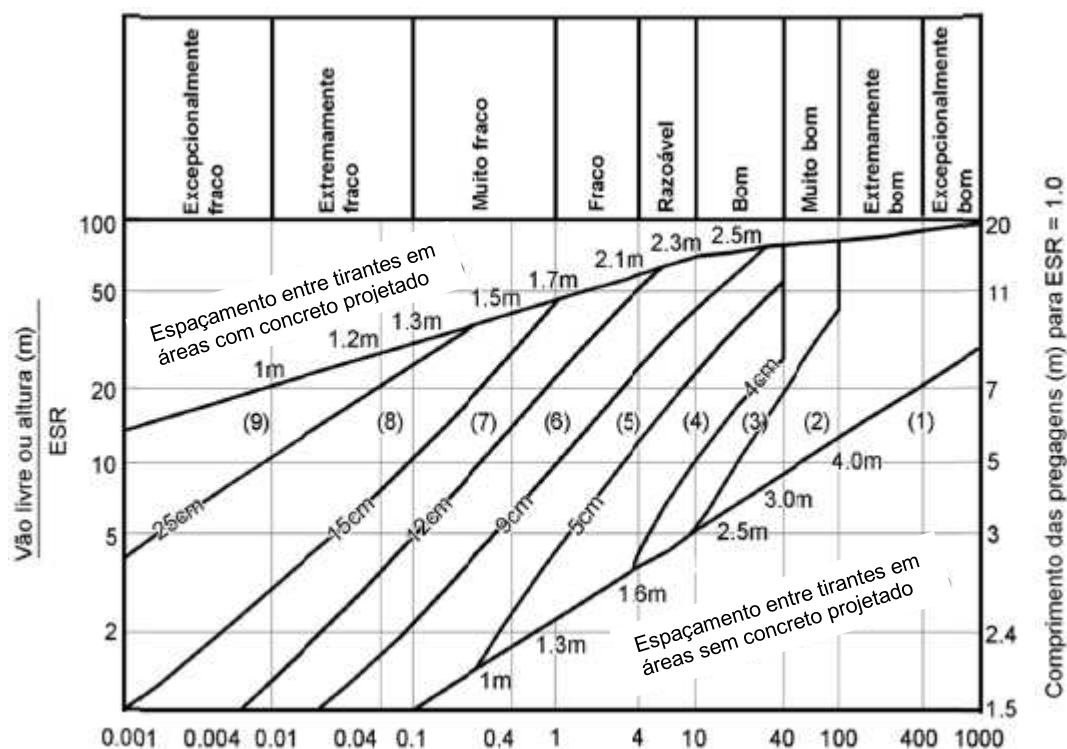


Figura 6: Ábaco que correlaciona a dimensão equivalente (D_e) à qualidade do maciço segundo o sistema Q para se estimar as categorias de suporte permanente. (Apud Grimstad and Barton, 1993). Fonte: Madureira (2000).

- (1) Sem suporte
- (2) Tirantes (pregagens) pontuais
- (3) Atirantamento sistemático
- (4) Atirantamento sistemático (e concreto projetado não armado, 4 – 10 cm)
- (5) Concreto projetado (betão projectado) com fibras e atirantamento (5 – 9 cm)
- (6) Concreto projetado com fibras e atirantamento (9 – 12 cm)
- (7) Concreto projetado com fibras e atirantamento (12 – 15 cm)
- (8) Concreto projetado com fibras (>15 cm), arcos de concreto projetado armado, e atirantamento
- (9) Placas pré-moldadas de concreto

Para casos em que se precise que o suporte seja temporário, Barton et al. (1974) recomendam que os valores de Q sejam incrementados em 5 vezes ou, então, que o valor do ESR seja aumentado em 1,5 vezes.

Como o sistema Q só sugere o comprimento (L) de ancoragem dos tipos de suporte para a categoria de escavação cujo ESR é igual a 1 (um), então é necessário proceder ao cálculo do mesmo por meio da seguinte equação (BARTON et al., 1974):

$$L = \frac{2 + 0,15B}{ESR} \quad (21)$$

Em que,

B - largura da escavação em metros.

Ainda de acordo com Barton et al. (1974) o máximo vão sem suporte pode ser calculado através da seguinte equação:

$$\text{Máximo vão sem escoramento}=2(\text{ESR})Q^{0,4} \quad (22)$$

A relação entre o valor de Q e a pressão do tirante sobre o teto (P_{teto}) pode ser calculada através das seguintes expressões (BARTON et al., 1974):

$$P_{\text{teto}} = \frac{2,0}{J_r} Q^{-1/3} \quad (23)$$

Ou, se o número de famílias de descontinuidades for menor do que três, pela expressão:

$$P_{\text{teto}} = \frac{2}{3} J_n^{1/2} J_r^{-1} Q^{-1/3} \quad (24)$$

2.5.4 Correlações entre RMR e Q

A partir do estudo de 111 casos históricos de diferentes continentes, vários autores propuseram correlações entre os sistemas RMR e Q, destacando-se a proposta de Bieniawski (1976) com a seguinte correlação para projetos de túneis na engenharia civil:

$$\text{RMR} = 9 \ln Q + 44 \quad (25)$$

Para escavações mineiras, Abad et al. (1983) chegaram à seguinte correlação:

$$\text{RMR} = 10,5 \ln Q + 42 \quad (26)$$

Hoek (2000) lembra que ambos os sistemas utilizam parâmetros de cunho geológico e geométrico para obter valores quantitativos que resultam na classificação qualitativa dos maciços rochosos. Além disso, em termos de semelhança, ambos consideram a influência da água subterrânea e de algum componente das juntas (preenchimento e rugosidade) influenciando a resistência do material rochoso.

O mesmo autor ressalta que as principais diferenças entre os sistemas estão nas pontuações dadas aos parâmetros que são semelhantes em ambos e na utilização de um ou mais parâmetros de projeto diferentes. As principais diferenças, a saber, são:

- 1) No caso de rochas competentes, o sistema RMR utiliza a resistência à compressão uniaxial diretamente, enquanto o sistema Q trata da resistência in situ;

- 2) Ambos os sistemas consideram a geologia e a geometria dos maciços rochosos, porém com ligeiras diferenças;
- 3) A influência da orientação das descontinuidades é um parâmetro direto no sistema RMR, enquanto que no sistema Q isso fica implícito na relação entre J_r e J_a , uma vez que esses parâmetros serão aferidos para a descontinuidade com orientação mais desfavorável;
- 4) A maior diferença entre estes sistemas reside no fato de o RMR não possuir um componente diretamente ligado à tensão confinante in-situ.

3 METODOLOGIA

3.1 Caracterização da área de estudo

Este trabalho foi desenvolvido na mina de Volta Grande, Nazareno, MG, de propriedade da AMG Mining, que detém o direito e licença para lavra das jazidas minerais de interesse. Neste caso, os minerais de interesse e aproveitamento econômico estão localizados em intrusões pegmatíticas que se encontram dentro da poligonal definida pelas portarias de direito de lavra. Estas jazidas estão encaixadas em anfibolito, rocha que, após lavrada, é classificada como estéril. O estudo restringiu-se, portanto, às áreas da mina nas quais ocorrem ou estão previstas operações mineiras de lavra e investigação geológica, onde estão os maciços rochosos com seus litotipos e feições estruturais.

Geograficamente a mina de Volta Grande está inserida no estado de Minas Gerais, na mesorregião do Campo das Vertentes, dentro dos limites territoriais do município de Nazareno, próximo às margens do Rio das Mortes. Na Figura 7 é apresentada a localização do município de Nazareno.

O acesso à mina de Volta Grande inicia-se pelas rodovias estaduais MG-280 e MG-124 que ligam Viçosa a Ubá, continuando por meio da Rodovia Federal BR-265, que liga as cidades de Ubá e São João Del Rei, até a estrada estadual MG-332 que dá acesso à cidade de Nazareno. Partindo de Nazareno, existe uma estrada municipal, não pavimentada, pela qual se perfaz aproximadamente 15 km até a mina.

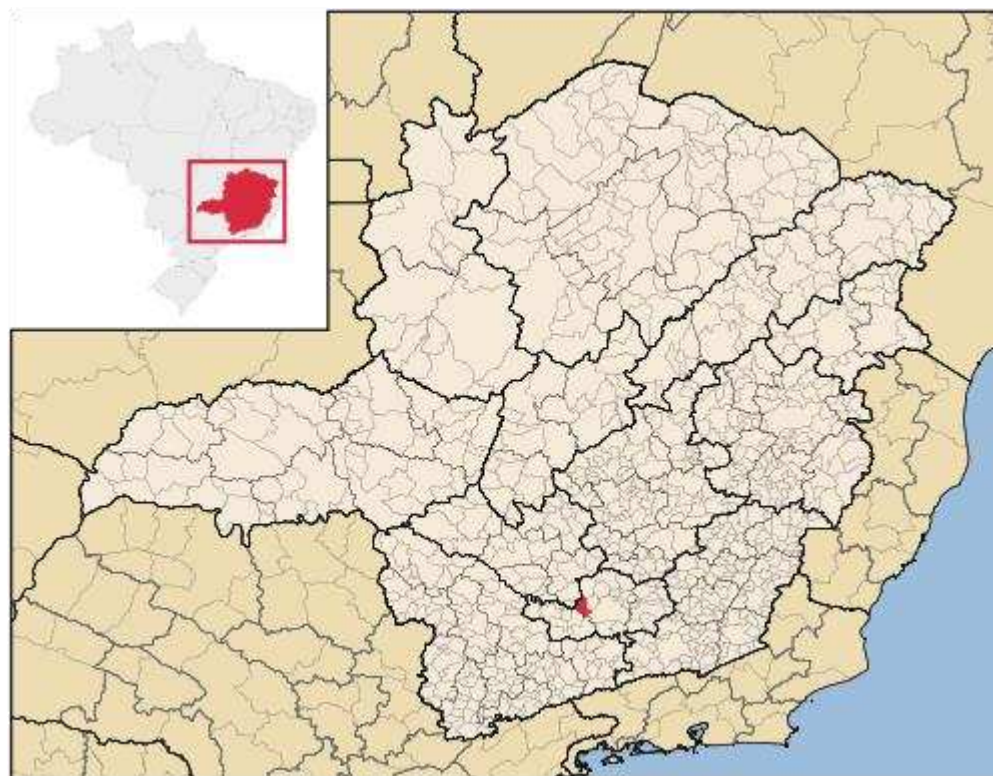


Figura 7: Limite territorial do município de Nazareno destacado (de vermelho) em relação ao estado de Minas Gerais.

3.1.1 Geologia

3.1.1.1 Geologia Regional

A mina de Volta Grande está inserida na província pegmatítica de São João Del-Rei, no Greenstone Belt Barbacena, na borda meridional do Cráton São Francisco e na porção Sul do Quadrilátero Ferrífero. Os litotipos presentes no Greenstone Belt consistem principalmente de Anfibolitos (metabasaltos), Xisto Anfibólico, Xisto Talco Clorita, e Serpentinitos (ALMEIDA et al., 1981).

A Figura 8 representa o mapa geológico da borda meridional do Cráton São Francisco, com destaque para a província pegmatítica de São João Del Rei, enquanto a Figura 9 apresenta o mapa geológico mais detalhado da mesma província com a localização da mina de Volta Grande neste contexto.

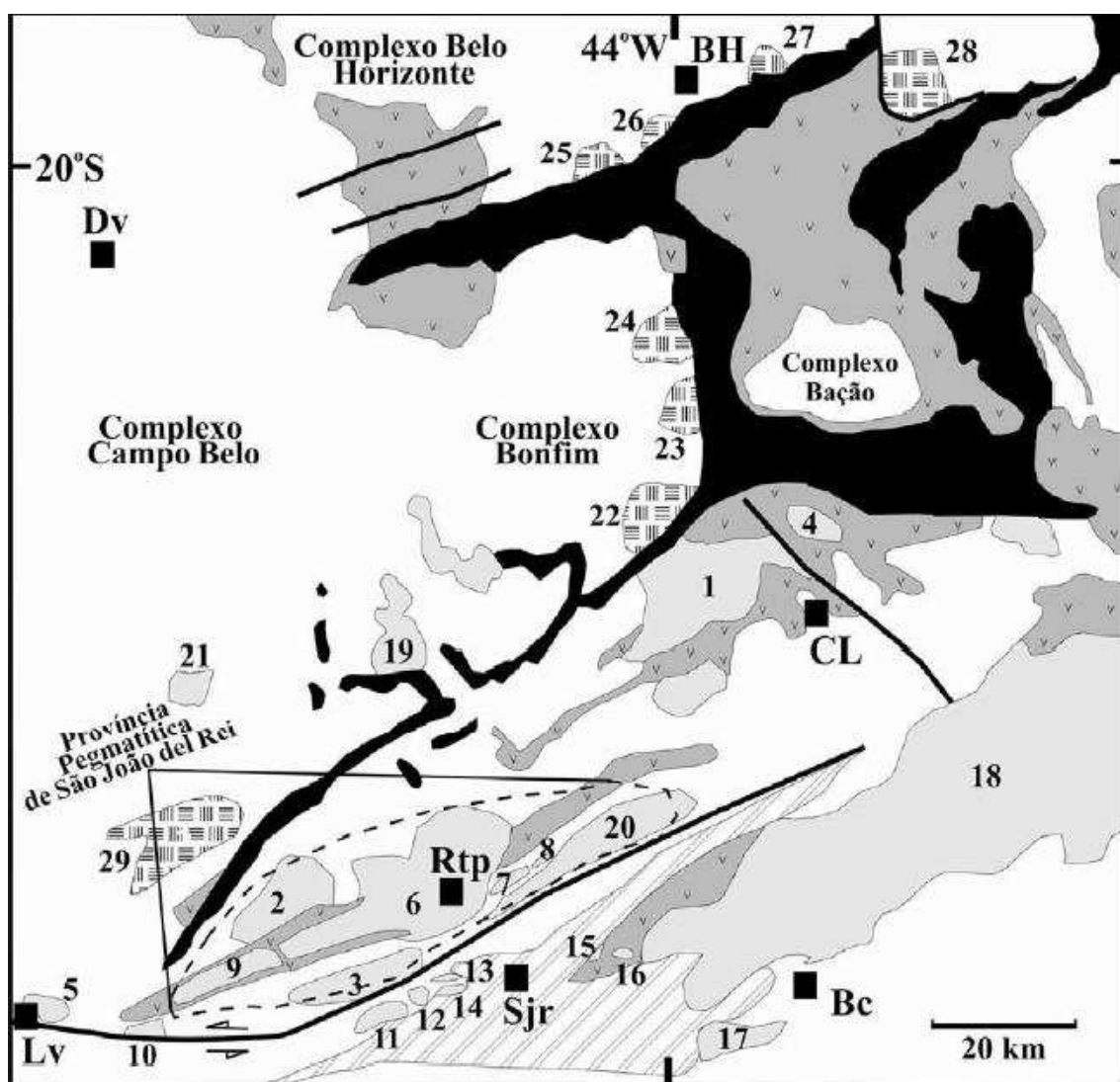


Figura 8: Mapa geológico esquemático da borda meridional do Cráton São Francisco com a localização aproximada da Província Pegmatítica de São João del Rei. (I) embasamento Arqueano parcialmente retrabalhado no Paleoproterozóico, (II) greenstone belts Rio das Velhas e Barbacena, (III) granitóides arqueanos, (IV) Supergrupo Minas (Paleoproterozóico - Sideriano), (V) gabros, dioritos e granitóides paleoproterozóicos, (VI) rochas metassedimentares proterozóicas: megassequências São João del Rei (Paleoproterozóico - Estateriano), Carandaí (Mesoproterozóico) e Andrelândia (Neoproterozóico), (VII) falhas. Cidades: (Lv) Lavras, (Sjr) São João del Rei, (Rtp) Ritópolis, (Bc) Barbacena, (CL) Conselheiro Lafaiete, (Dv) Divinópolis, (BH) Belo Horizonte. Corpos plutônicos: (1) Batólito Alto Maranhão, (2) Trondhjemitó Tabuões, (3) Tonalito/Trondhjemitó Cassiterita, (4) Trondhjemitó Congonhas, (5) Granitóide Lavras, (6) Granitóide Ritópolis, (7) Diorito Brumado, (8) Quartzó Monzodiorito Glória, (9) Diorito Rio Grande, (10) Granitóide Itutinga, (11) Gabro São Sebastião da Vitória, (12) Quartzó Diorito do Brito, (13) Granodiorito Brumado de Baixo, (14) Suíte Serrinha (Granodiorito Brumado de Cima e corpos granofíricos), (15) Granitóide de Tiradentes, (16) Gabro Vitoriano Veloso, (17) Granito Campolide, (18) Complexo Ressaquinha, (19) Granito Alto Jacarandá, (20) Gnaiss Granítico Fé, (21) Granitóide Oliveira, (22) Granito Salto do Paraopeba, (23) Granodiorito Mamona, (24) Tonalito Samambaia, (25) Granodiorito Ibirité, (26) Granito Morro da Pedra, (27) Granito General Carneiro, (28) Granodiorito Caeté, (29) Granito Bom Sucesso. Fonte: PEREIRA et al. (2004).

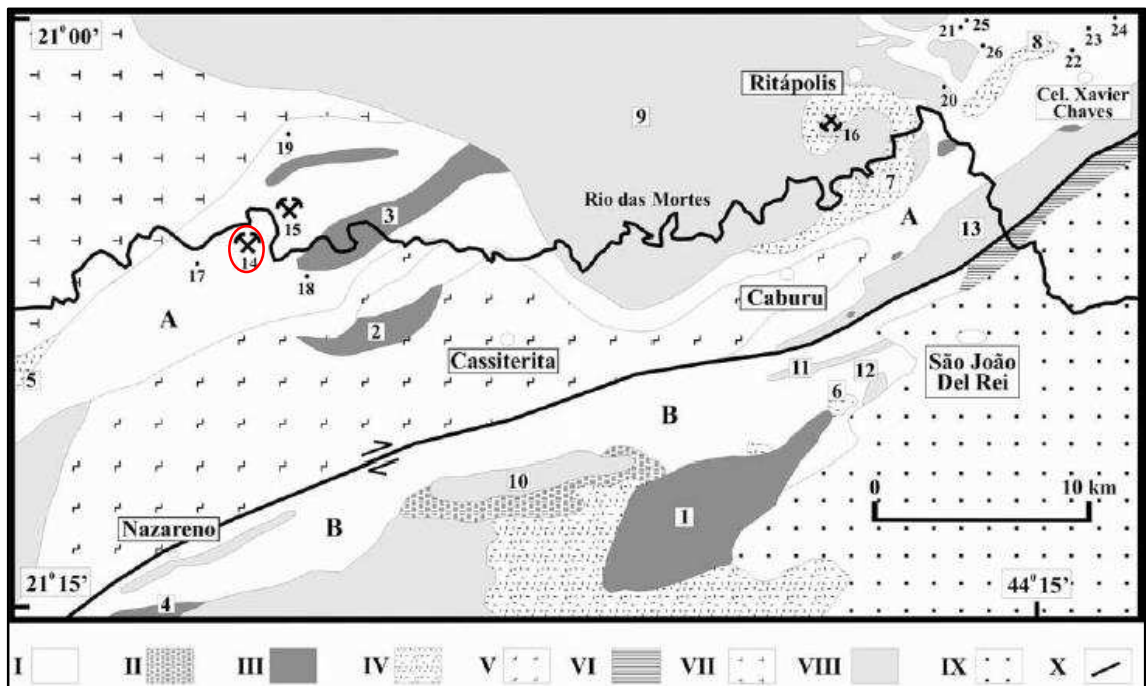


Figura 9: Mapa geológico da região entre as cidades de Nazareno e Coronel Xavier Chaves mostrando a distribuição dos principais corpos pegmatíticos explorados da Província Pegmatítica de São João del Rei. (I) gnaisses e rochas do Greenstone Belt Barbacena: (A) Faixa Rio das Mortes - predominância de anfibolitos, pelitos e gonditos, (B) Faixa Nazareno - predominância de rochas metaultramáficas komatiíticas, pelitos e quartzitos, (II) Peridotito-Piroxenito Forro, (III) piroxenitos/gabros, (IV) dioritos/quartzo dioritos, (V) Tonalito-Trondhjemitó Cassiterita, (VI) gnaiss granítico milonitizado, (VII) Trondhjemitó Tabuões, (VIII) granitoides paleoproterozóicos, (IX) rochas metassedimentares proterozóicas: megassequências São João del Rei (Paleoproterozóico - Estateriano), Carandaí (Mesoproterozóico) e Andrelândia (Neoproterozóico), (X) falha transcorrente. (1) Gabro São Sebastião da Vitória, (2) Piroxenito-Gabro Manuel Inácio, (3) Gabro Rio dos Peixes, (4) Gabro Rio Grande, (5) Diorito Rio Grande, (6) Quartzo Diorito do Brito, (7) Diorito Brumado, (8) Quartzo Monzodiorito Glória, (9) Granitóide Ritópolis, (10) Granitóide do Lajedo, (11) Granodiorito Brumado de Baixo, (12) Suíte Serrinha (Granodiorito Brumado de Cima e corpos granofíricos), (13) Gnaiss Granítico Fé, **(14) Mina de Volta Grande**, (15) Mina Minas Brasil, (16) Mina do Paiol, (17) Pegmatito do Fundão, (18) Pegmatito Serra, (19) Pegmatito do Fumal, (20) Pegmatito Olaria, (21) Pegmatito Penedo, (22) Pegmatito Mato Virgem, (23) Pegmatito Socêgo, (24) Pegmatito Cascalho Preto, (25) Pegmatito Cavalo do Buraco, (26) Pegmatito Prainha. Fonte: PEREIRA et al. (2004).

3.1.1.2 Geologia Local

Pegmatito de Volta Grande

Os pegmatitos de Volta Grande são tipicamente corpos lenticulares, sub-horizontais e tabulares, e formam um conjunto homogêneo de granulação grossa a muito grossa (PEREIRA et al., 2004).

Podem ser encontrados desde seu estado são até completamente alterados. São compostos basicamente por albita, microclina, quartzo, moscovita, lepidolita e espodumênio, onde cassiterita, microlita, tantalita, fluorita, apatita e berilo aparecem como acessórios. Sua ocorrência aparece ora concordante, ora discordante da xistosidade (70°NE) da rocha encaixante, o anfibolito (DINIZ-PINTO, H.S; HOFMEISTER, 2004a).

A intrusão granítica que resultou na atual colocação do principal corpo pegmatítico, denominado corpo A, da mina de Volta Grande, se deu em maciço encaixante de anfibolito, fortemente cisalhado por uma falha, pouco descrita na literatura, denominada de Falha de Volta Grande, a qual se deu de forma dextral e delimitou os corpos de pegmatito da área de estudo. Na Figura 10 é apresentada de maneira simples a colocação do corpo A em relação à falha de Volta Grande e ao maciço encaixante.

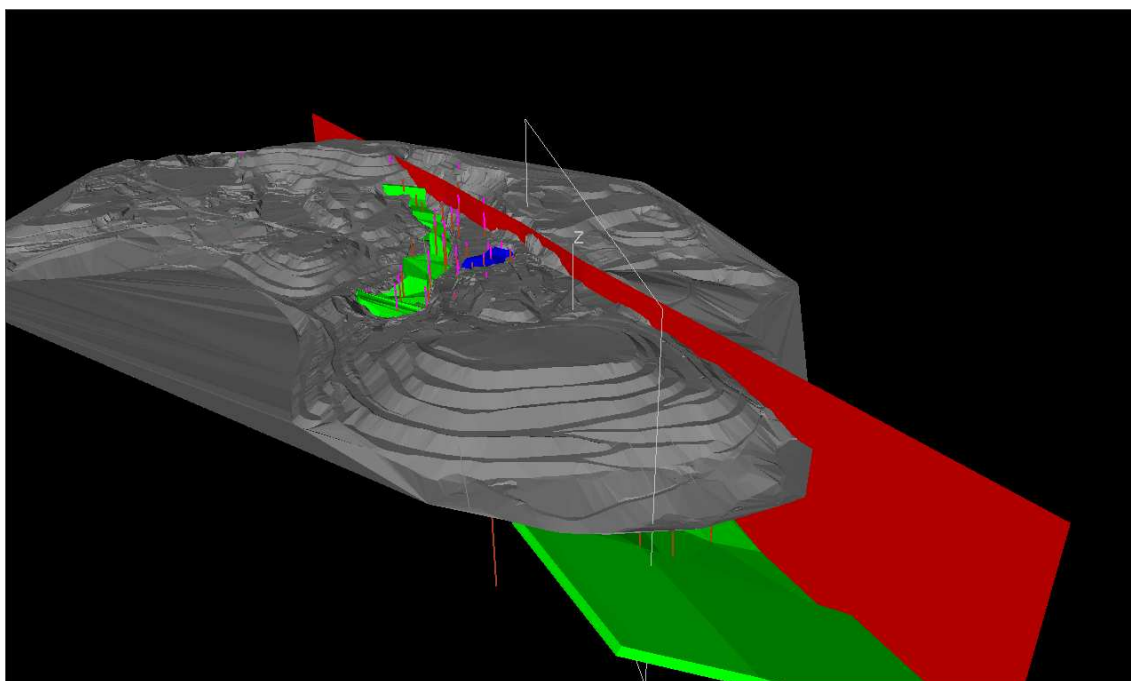


Figura 10: Imagem com simulação tridimensional da mina de Volta Grande mostrando o corpo pegmatítico principal, denominado de corpo A (cor verde), a delimitação da falha de Volta Grande (cor vermelha), o maciço encaixante (cor cinza), e os furos de sondagem estudados (cor rosa). Fonte: extraído do modelo geológico da mina de Volta Grande (2014).

O corpo A pode chegar até 40 metros de espessura. Seu mergulho varia entre 10 e 30 graus para SW, podendo variar localmente. Sua direção é de SW para NE, limitado a SE pela Falha de Volta Grande, de mesma direção.

Quanto à sua mineralização, o corpo A consiste, em média, basicamente de quartzo (30%), albita (25 a 30 %), espodumênio (10 a 15%), zinnwaldita (10 a 20 %),

microclina (10 a 20%) e, em menor quantidade, de apatita, granada, tantalita, microlita e cassiterita.

Rocha encaixante – Anfibolito

No maciço da mina de Volta Grande a rocha encaixante consiste, majoritariamente, de anfibolito. A Figura 11 evidencia o anfibolito como encaixante do corpo A da mina de Volta Grande.



Figura 11: Atual frente da lavra a céu aberto do corpo A, com visível linha do contato geológico entre o anfibolito encaixante (acima da linha) e o corpo pegmatítico (abaixo da linha).

Segundo levantamentos de campo realizados por Toledo (2002), a maior parte do anfibolito na região da Mina de Volta Grande é uma rocha máfica, que consiste na encaixante de veios pegmatíticos mineralizados em Sn-Ta-Nb-Be-Li. Ainda descreve que esta rocha pode apresentar granulação muito fina a média, coloração verde clara (componentes mais xistosos) a verde acinzentada (metabasaltos).

Nos anfibolitos predominam os minerais Ca-anfibólio e o feldspato plagioclásio, podendo conter, em menor proporção, minerais opacos (ilmenita, calcopirita e pirrotita), biotita, granada, zoisita/clinozoisita, clorita, quartzo, carbonatos, titanita, apatita e zircão. A granulação é muito fina, comumente até 0,7 mm. Estes minerais são orientados segundo a foliação tectônica ou foliação principal, Sn, decorrente dos eventos tectônicos da sua formação (TOLEDO, 2002).

Ainda de acordo com Toledo (2002), é comum nos anfibolitos da região a ocorrência de vênulas tonalíticas milimétricas, compostas por plagioclásio e quartzo, paralelas à foliação principal. Este tipo de estrutura pode ser observada na Figura 12, referente a testemunho de sondagem examinado em etapa de caracterização geotécnica.



Figura 12: Anfibolito proveniente de sondagem da mina de Volta Grande, com vênulas (linhas claras) de quartzo e plagioclásio, orientadas segundo a foliação tectônica (Sn), do anfibolito.

3.1.2 Problemática

A mina de Volta Grande tem como principal alvo de exploração, dentre os vários bolsões e intrusões pegmatíticas, o corpo A, pois este é o veio de maior potência e volume, além de conter os melhores teores de tantalita, mineral a partir do qual se obtém o produto principal após beneficiamento, **o concentrado de tântalo**, metal nobre, de alto valor agregado que é utilizado, por exemplo, em ligas leves e de alta resistência nos ramos automobilístico, aeroespacial e de bioengenharia.

Além do tântalo, produz-se também o feldspato como sub-produto do beneficiamento primário do pegmatito. O feldspato que, apesar de não ser o produto principal possui um teor de sílica ideal para a indústria cerâmica. Como é um rejeito do processo de beneficiamento do pegmatito, ele passa por outras etapas de beneficiamento até se tornar produto comercializável.

A profundidade do corpo A em relação à superfície varia bastante em função da sua espessura e orientação (direção e mergulho). Para a atual configuração da frente de lavra, verifica-se pela Figura 13, que a profundidade pode variar aproximadamente entre 58 e 105 metros. Na proposta de cava final, conforme Figura 14, essa variação é aproximadamente de 141 a 173 metros.

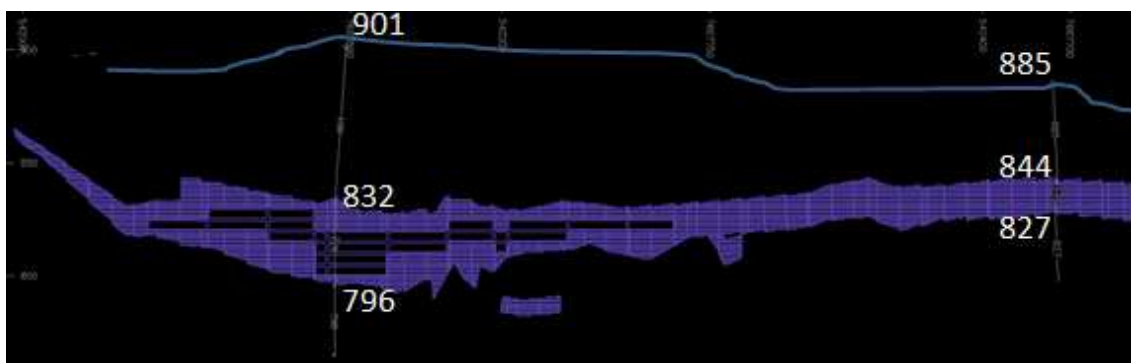


Figura 13: Seção transversal do corpo A mostrando a atual frente de lavra e as profundidades do corpo pegmatítico (cor roxa) em relação à superfície (linha azul). Fonte: extraído do modelo geológico da mina de Volta Grande (2014).



Figura 14: Seção transversal do corpo A mostrando a frente de lavra, para a proposta de cava final, com as profundidades do corpo pegmatítico (cor roxa) em relação à superfície (linha amarela). Fonte: extraído do modelo geológico da mina de Volta Grande (2014).

A lavra é realizada a céu aberto, utilizando-se do desmonte com explosivos (detonação) procedendo-se, primeiramente, à retirada da extensa e espessa camada de Anfibolito (estéril), também por detonação, até se chegar ao veio pegmatítico.

A situação-problema deste tipo de escavação dá-se pelos seguintes motivos:

- **Volume de estéril:** o estéril da mina de Volta Grande é composto por anfibolito maciço (maior percentual); xisto grafitoso que é um litotipo encontrado próximo à zona da Falha de Volta Grande – onde os processos de cisalhamento a altas temperaturas deram origem a este material (metamorfismo regional); e por solo residual que se encontra acima do topo rochoso. Todo este material em relação ao minério (pegmatito) representa um grande volume, resultando em uma alta relação estéril/minério – REM, que vem sendo armazenado em grandes pilhas de estéril. A preocupação com esse grande volume levou a empresa a procurar alternativas de utilização/reaproveitamento deste material. Algumas pesquisas sobre a composição mineralógica, resistência e outras características deste estéril foram realizadas para se averiguar possibilidades de reaproveitamento do mesmo em outros segmentos. Por enquanto, os resultados destas pesquisas somados aos estudos de viabilidade econômica e tecnológica demonstraram que o material ainda não tem outro destino que não seja permanecer como estéril da mina. Isto constitui, portanto, um dos fatores preponderantes para que se iniciem pesquisas (exploratórias) para a possibilidade de se proceder à lavra subterrânea sendo, neste caso, a classificação geomecânica dos maciços um estudo prévio imprescindível.
- **A atitude do corpo principal:** o corpo A, conforme anteriormente citado, possui um mergulho de 30° SW. Se na atual frente de lavra a sua exploração poderá chegar a

uma profundidade de aproximadamente 105 metros, nas projeções de lavra final essa profundidade, que deverá chegar aos 173 metros, pode se tornar um entrave à lavra a céu aberto por dois motivos principais: segurança e a viabilidade técnico-econômica. A primeira está relacionada ao tamanho dos taludes da escavação, os quais já são de aproximadamente 60 metros e sub-verticais. O segundo, volta à questão do volume de estéril que se teria que retirar para total aproveitamento econômico do corpo A, e como se daria isso em termos técnico-operacionais a nível de otimização de recursos humanos e equipamentos que, por consequência, é tocante à viabilidade técnico-econômica.

3.2 Caracterização geológico-geotécnica dos maciços

Ao estudo de classificação de um maciço rochoso quanto ao seu comportamento geomecânico frente às solicitações ou seu estado estático é necessário proceder a maneiras de se obter parâmetros geotécnicos quantitativos e qualitativos que, analisados em conjunto, sirvam para compreensão desse comportamento.

A esta etapa prévia de classificação dos maciços objetivando apontar a viabilidade ou não de uma lavra subterrânea são competentes as técnicas de investigações do subsolo. Uma delas é a sondagem rotativa, técnica de investigação direta, a partir das quais se obtém testemunhos de rocha para análise e ensaios.

A empresa AMG minerações possui uma perfuratriz rotativa e equipe especializada para a realização de sondagens. Até o dia 26/08/2013, início da etapa de campo deste trabalho, a empresa já dispunha em seu setor de Geologia de um acervo de testemunhos de sondagens referentes a 147 furos – aproximadamente 18.700 m lineares de testemunhos. A partir do acesso a este tipo de arquivo foi possível proceder às etapas de seleção de seções geológicas e a descrição de testemunhos de sondagens.

3.2.1 Seleção de seções geológicas

O resultado da classificação dos maciços em classes, segundo os métodos pretendidos (RMR e Q system), pode ser apresentado nos perfis geológicos transversais

e longitudinais que abrangem este(s) maciço(s) de maneira a melhor traduzir sua qualidade por setores.

No caso da Mina de Volta Grande, de posse do mapa com a localização dos furos de sondagem e conhecendo-se a projeção do corpo principal da mina foi necessário estabelecer uma malha inicial de seções geológicas Norte→Sul (NS) e Leste→Oeste (EW) a partir dos furos que estariam mais próximos e representativos destas seções.

Diante do número e localização dos furos de sondagem em relação aos maciços a serem estudados estabeleceu-se como critério inicial que seria necessário ter no mínimo três furos para representar cada seção. Este pré-requisito aliado à necessidade de se abranger inicialmente toda a mina, originaram um mapa com as seções geológicas dispostas de maneira quadrangular, equidistantes em 200 metros.

A partir das seções iniciais, foram determinados os furos de sondagem que as representariam melhor. Os critérios para escolha destes furos foram, nesta ordem, os seguintes:

- 1) Distância dos furos à seção e entre eles – quanto mais próximo da seção melhor; entre eles um espaçamento de maneira a melhor abranger toda a seção;
- 2) Profundidade – quanto maior, melhor para uma descrição geotécnica abrangente dos litotipos e estruturas;
- 3) Localização – os melhores seriam os que interceptassem o corpo A;
- 4) Disponibilidade – apenas os furos que estivessem integralmente arquivados e preservados;

Os critérios acima determinaram 28 furos aptos à descrição geotécnica e, por consequência, uma nova malha de seções geológicas definitivas, abrangendo o corpo A, que podem ser visualizadas no mapa da Figura 15.

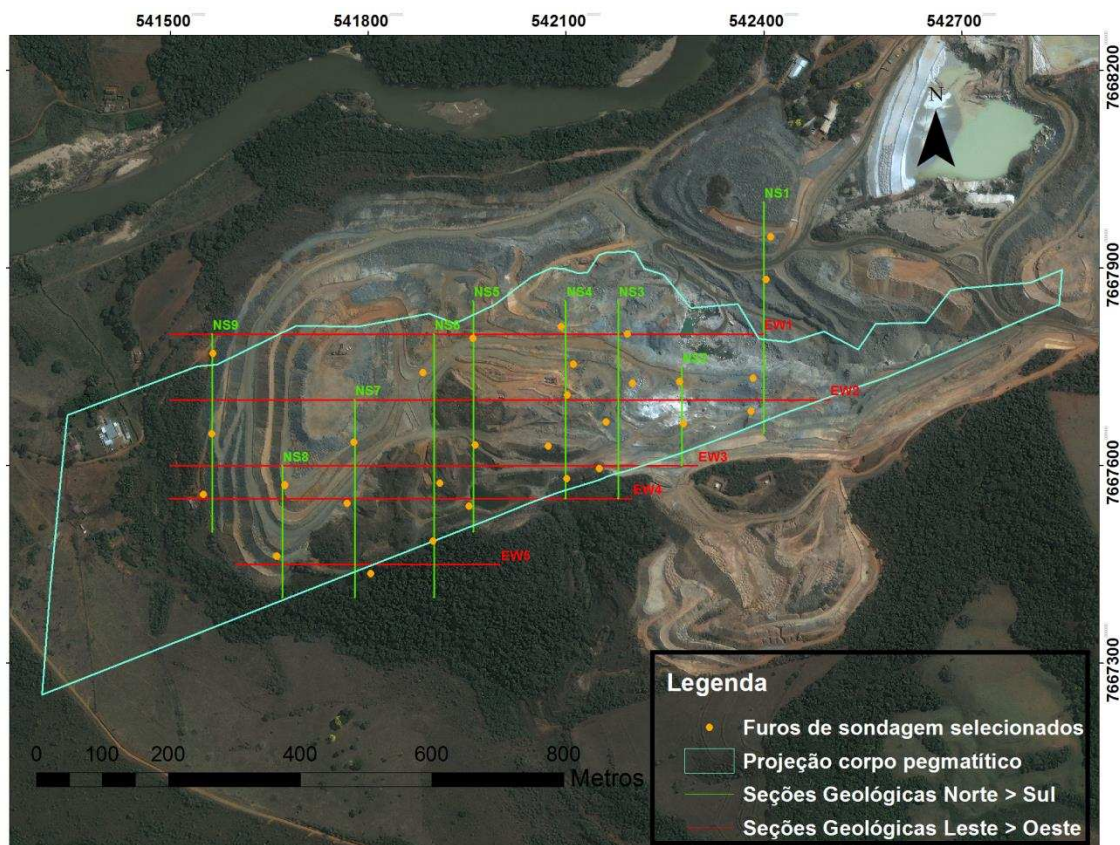


Figura 15: Imagem de satélite da mina de Volta Grande com a alocação das seções geológicas e furos de sondagem estudados em relação à projeção do corpo pegmatítico principal (corpo A).

As Tabelas 16 e 17 apresentam, respectivamente, informações gerais das seções geológicas e dos furos de sondagem selecionados.

Tabela 16 – Seções geológicas com os respectivos furos de sondagem escolhidos para a caracterização e classificação dos maciços da mina.

Seções Geológicas Verticais North → South (NS) e East → West (EW)			
Seções	Coordenadas UTM		Furos Descritos
	Início	Fim	
NS-1	7668000/542400	7667650/542400	0033; 0034; 0077; 0099
NS-2	7667750/542276	7667600/542276	0025; 0028
NS-3	7667850/542180	7667550/542180	0010; 0108; 0130
NS-4	7667850/542100	7667550/542100	0023; 0090; 0111; 0120; 0138
NS-5	7667850/541960	7667500/541960	0087; 0092; 0146
NS-6	7667800/541900	7667400/541900	0079; 0129; 0133
NS-7	7667700/541780	7667400/541780	0085; 0088; 0134
NS-8	7667600/541670	7667400/541670	0084-A; 0094-A
NS-9	7667800/541564	7667500/541564	0124; 0125; 0128
EW-1	7667800/542400	7667800/541500	0010; 0023; 0120; 0124; 0146
EW-2	7667700/542500	7667700/541500	0028; 0034; 0079; 0108; 0111; 0128
EW-3	7667600/542300	7667600/541500	0085; 0087; 0090; 0128; 0130; 0138

EW-4 7667550/542200 7667550/541500 0084-A; 0088; 0092; 0125; 0129; 0138
EW-5 7667450/542000 7667450/541600 0094-A; 0133; 0134

Tabela 17 – Informações gerais sobre os furos de sondagem selecionados, com destaque para a metragem total descrita já descontado os intervalos não recuperados.

Código do furo	Coordenadas UTM	Elevação (m)	Profundidade (m)	Não recuperado (m)	Metragem descrita (m)	Recuperação (%)
DHVG* 0010	7667800,51/542193,35	918,12	124,50	16,05	108,45	87,11
DHVG 0023	7667811,89/542092,61	920,31	186,00	86,60	99,40	53,44
DHVG 0025	7667728,00/542272,29	927,53	44,00	7,50	36,50	82,95
DHVG 0028	7667663,92/542278,91	921,74	130,60	14,20	116,40	89,13
DHVG 0033	7667733,00/542384,46	943,00	120,05	20,80	99,25	82,67
DHVG 0034	7667683,21/542380,82	944,79	143,50	32,50	111,00	77,35
DHVG 0077	7667947,66/542410,98	893,52	82,00	43,55	38,45	46,89
DHVG 0079	7667741,73/541883,37	929,77	134,45	53,00	81,45	60,58
DHVG 0084-A	7667570,49/541673,48	916,23	186,85	105,00	81,85	43,81
DHVG 0085	7667636,21/541778,03	923,93	163,75	50,00	113,75	69,47
DHVG 0087	7667631,97/541962,57	919,10	149,75	80,55	69,20	46,21
DHVG 0088	7667542,75/541768,55	908,66	172,80	65,50	107,30	62,09
DHVG 0090	7667630,26/5422073,62	925,07	164,80	7,75	157,05	95,30
DHVG 0092	7667539,26/541953,08	909,10	171,40	4,00	167,40	97,67
DHVG 0094-A	7667462,79/541660,76	902,28	231,35	52,00	179,35	77,52
DHVG 0099	7667882,95/542404,21	873,89	77,85	2,00	75,85	97,43
DHVG 0108	7667725,34/542201,22	914,94	145,20	0,00	145,20	100,00
DHVG 0111	7667707,22/542101,97	930,89	167,75	6,10	161,65	96,36
DHVG 0120	7667754,52/542111,25	918,33	134,30	80,00	54,30	40,43
DHVG 0124	7667770,58/541564,95	875,25	136,35	26,80	109,55	80,34
DHVG 0125	7667556,94541550,41	873,63	164,25	21,25	143,00	87,06
DHVG 0128	7667649,13/541562,70	884,43	139,85	29,35	110,50	79,01
DHVG 0129	7667573,79/541909,09	913,25	155,95	1,50	154,45	99,04
DHVG 0130	7667596,29/542150,44	914,55	167,20	4,00	163,20	97,61
DHVG 0133	7667486,37/541898,44	905,78	269,20	15,10	254,10	94,39
DHVG 0134	7667436,54/541804,29	903,90	227,95	3,00	224,95	98,68
DHVG 0138	7667580,90/542101,61	911,90	167,15	3,00	164,15	98,21
DHVG 0146	7667793,97/541959,23	912,18	172,20	26,40	145,80	84,67
TOTAIS			4331,00	857,50	3473,50	80,20

* DrillHole de Volta Grande

3.2.2 Descrição geotécnica de testemunhos de sondagem

Informações prévias

O diâmetro dos testemunhos de sondagem provenientes da mina de Volta Grande é de aproximadamente 47 mm, associado ao padrão NX da coroa diamantada utilizada na perfuratriz.

Os furos não são orientados, ou seja, devido à rotação dos testemunhos durante a sondagem, a orientação original foi perdida. Por este motivo, no momento de se analisar as estruturas nos testemunhos os ângulos e medidas de comprimento foram sempre tomados em relação ao eixo do mesmo a fim de se manter um padrão para os resultados. Constatou-se também que todos os furos eram executados verticalmente, sempre objetivando manter a inclinação de 90 ° com erro admissível de até 5 °.

Normalmente as manobras ou avanço de perfuração são de 3 metros, que é o comprimento do barrilete (tubo com o qual o testemunho é içado para fora do furo), sendo assim, a maioria das manobras variaram entre 0 e 3 metros de comprimento, pois algumas podiam não ser completas devido a circunstâncias operacionais.

Os testemunhos de sondagem, após sua retirada dos tubos (barriletes) da perfuratriz em campo, eram acomodados em caixas de madeira com capacidade para até 4 metros de material cada uma. Essas eram devidamente armazenadas e identificadas em um galpão ambientado no setor de geologia da mina. Nesta área, existem 6 (seis) bancadas para exposição (abertura) das caixas com os testemunhos, sendo que cada bancada comporta 18 (dezoito) caixas o que permite a exposição, simultânea, de aproximadamente 430 metros de testemunhos e, por consequência, possibilitou a abertura de mais de um furo de sondagem nas bancadas.

Todos os furos de sondagem da mina de Volta Grande são triados desde o início da perfuração até o seu armazenamento e amostragem para análises geoquímicas, ficando sempre registradas as seguintes informações:

- Plano de sondagem;
- Data e hora iniciais da sondagem;
- Equipe (empresa) executora;

- Boletim de sondagem com as informações do avanço da sondagem, do material recuperado, do material não recuperado, do índice de recuperação, do índice de qualidade da rocha (RQD), e outros relatos de toda a operação;
- Arquivo com a descrição geológica dos testemunhos, que era feita pelos geólogos da empresa assim que as caixas chegavam ao galpão;
- Controle de recuperação, de identificação e marcação da profundidade do testemunho por meio da colocação de placas indicativas a cada intervalo correspondente a uma manobra de perfuração;
- Arquivo com a identificação da seleção e amostragem para análise geoquímica de todo o pegmatito do furo, e também do anfíbolito a 1 (um) metro antes e depois dos contatos geológicos

Essas informações prévias ficavam sempre à disposição durante a etapa de descrição geotécnica dos testemunhos, para dirimir possíveis dúvidas relativas ao material com o qual se estava trabalhando.

Interpretação e descrição geotécnica dos testemunhos

Definidos os furos de sondagem referentes às seções geológicas definitivas, seguiu-se para a etapa de descrição geotécnica dos testemunhos.

Para a descrição geotécnica foi utilizada uma planilha, representada no Quadro 2, por meio da qual, à medida que se procedia a interpretação geotécnica, fazia-se o registro de todas as informações básicas de cada furo e dos parâmetros necessários à classificação geomecânica de maciços pelos sistemas RMR e Q.

As ferramentas utilizadas nos trabalhos geotécnicos para obtenção dos parâmetros mencionados são apresentadas na Figura 16.

Quadro 2 – Modelo da planilha elaborada para descrição geológico-geotécnica dos testemunhos de sondagem e obtenção dos parâmetros necessários à classificação dos maciços pelos métodos RMR e Q.

 Universidade Federal de Viçosa Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil Planilha de campo para descrição geológico-geotécnica de testemunhos de sondagem e obtenção dos parâmetros necessários à classificação geomecânica de maciços rochosos da Mina de Volta Grande - Sistemas RMR e Q																
Furo Nº:		Seção:		Coordenadas (UTM):		N- E-		Elevação (m):		Profundidade final (m):						
Inclinação:		Diâmetro do testemunho (mm):		Data descrição:		Descrito por:										
Manobra		Litologia			Parâmetros											
De (m)	Para (m)	Litologia	Alteração	Coerência	¹ TCR (%)	RQD (%)	² Orientação (graus)	³ Espaçamento das fraturas (cm)	Condições das fraturas	Água subterrânea	J _n	J _r	J _a	J _w	SRF	Descrição geológico-geotécnica
Valor																
Valor																

¹ – Total Core Recovery (TCR)

² – Medida em relação ao eixo axial do testemunho

³ – Espaçamento aparente



Figura 16 – Aparato utilizado na descrição geotécnica dos testemunhos de sondagem.

Possuindo o mapa com as seções e os furos, as ferramentas necessárias, as informações prévias, a tabela para anotação dos parâmetros a serem examinados, e o

conhecimento dos sistemas de classificação de maciços - RMR e Q; a descrição geotécnica para cada furo foi realizada conforme sequência apresentada a seguir.

Informações iniciais

Anotaram-se no cabeçalho da planilha de campo as informações básicas do furo que estava sendo descrito:

- Número de identificação do furo e a seção geológica relacionada;
- A localização do furo em coordenadas UTM;
- Cota de boca (elevação);
- Profundidade final (comprimento);
- Inclinação;
- Datas da sondagem e da descrição.

Intervalo de descrição

A descrição foi realizada, sempre que possível, para cada manobra do avanço da perfuração. Isso aumentou a precisão das informações e dos resultados por se examinar com maior detalhamento intervalos mais curtos, já que as manobras são de até 3 metros. Os casos em que não se seguiu este critério justificaram-se pelos seguintes motivos:

- Quando a manobra tinha comprimento muito pequeno, devido a dificuldades operacionais da sonda, muitas vezes, optava-se por descrever mais de um trecho para otimizar o tempo de trabalho, sem prejuízo das informações extraídas;
- Nos casos em que se percebia que o material examinado apresentava uma homogeneidade no espaçamento das discontinuidades (intervalos de isofraturamento), ou uma consistência nas características dos litotipos para um intervalo maior que o da manobra descreveu-se esses intervalos, da ordem de dezenas de metros, como foi o caso em trechos de anfíbolito extremamente consolidado e maciço (inalterado) com discontinuidades igualmente espaçadas, ou sem nenhuma discontinuidade;

- Nas manobras que interceptavam os contatos geológicos, ou seja, nos trechos dos testemunhos onde havia a mudança de litologia, o intervalo da descrição era limitado até este.

3.2.2.1 Litologia

Os litotipos foram analisados e descritos sob três aspectos: identificação do tipo e características da rocha e suas estruturas marcantes; o grau de alteração e a coerência.

A identificação e caracterização dos litotipos e seu estado de alteração demandou: análise tátil-visual; discussão com os geólogos da empresa; consulta aos arquivos de descrição geológica de cada furo de sondagem; e, no caso da coerência, a utilização do martelo de geólogo e do canivete.

Com a ajuda dos geólogos da empresa e os registros de descrição geológica dos testemunhos, a litologia foi observada e anotada pelas seguintes características:

- Tipo de rocha: ígnea, metamórfica ou sedimentar;
- Textura das rochas;
- Granulometria: relacionada ao tamanho dos grãos minerais, podendo ser classificada como fina, média ou grossa;
- Cor e mineralogia: a cor predominante do litotipo; e os minerais visíveis e mais comuns (já esperados) de se encontrar nos litotipos estudados;
- Estruturas: foliações, xistosidades, dobras, fraturas, microfalhas, lentes, vênulas e veios;

O grau de alteração das rochas foi determinado a partir do exame tátil-visual e correspondência com os graus de alteração da Tabela 5 apresentada na revisão da literatura.

Em conformidade com a proposta feita por Gudicini et al. (1972 apud ABGE, 1998), a coerência das rochas estudadas foi determinada a partir da análise conjunta da resistência oferecida ao golpe do martelo de geólogo, resistência ao risco da lâmina de

aço (canivete) e pela análise tátil-visual sobre os testemunhos de sondagem, fazendo-se a correspondência desta análise com a Tabela 6.

3.2.2.2 RQD (Rock Quality Designation)

O RQD foi calculado tomando-se como referência a manobra de avanço da perfuração. A contagem, em conformidade com o método, incluía apenas os pedaços de testemunho maiores ou iguais a 10 cm e que fossem separados por estruturas naturais, não sendo descartados na contagem os pedaços que, mesmo menores que 10 cm, fossem originários de fraturas mecânicas. Essas foram identificadas a partir de marcas de lascas (de golpes de martelo), marcas de esforço intenso da coroa de perfuração (na torção para quebra dos tarugos em profundidade) e, muitas vezes, pelo encaixe irregular das partes dos tarugos.

No presente trabalho, em sua grande parte, o RQD foi calculado seguindo seu critério tradicional. Porém, quando se notava uma homogeneidade no espaçamento das descontinuidades, o cálculo não era feito por manobra, mas sim por intervalos menores ou maiores de acordo com a percepção da extensão da homogeneidade no espaçamento das juntas (isofraturamento).

3.2.3 Parâmetros geotécnicos do sistema RMR

3.2.3.1 Espaçamento das descontinuidades

O espaçamento das descontinuidades medido a partir de testemunho de sondagem é o espaçamento aparente, uma vez que o furo de sondagem não é orientado. Para obter o espaçamento real (que é o considerado no cálculo da classe de maciço pelo sistema RMR) foi necessário anotar a orientação das descontinuidades em relação à geratriz do testemunho e, posteriormente, proceder à relações trigonométricas simples.

Para medir este parâmetro, por meio do uso de trena graduada, obedeceu-se aos seguintes critérios:

- Em uma manobra com apenas uma família de fraturas, considerava-se o espaçamento a ser medido como sendo o menor de todos (condição mais desfavorável);
- Nos casos com mais de uma família de descontinuidades na mesma manobra, o espaçamento válido era o menor dentre as descontinuidades de uma mesma família da manobra;
- Quando não havia, em uma manobra, mais de uma fratura da mesma família, então se considerava para medição do espaçamento desta fratura única a fratura mais próxima (de manobras adjacentes), que fosse da mesma família.

3.2.3.2 Condições das descontinuidades

O exame tátil-visual das descontinuidades, principalmente fraturas e juntas, serviu para observação dos seguintes aspectos:

- Rugosidade: apenas com o exame tátil foi possível determinar se a superfície das fraturas era muito rugosa, levemente rugosa, lisa ou se apresentava a característica de slickensides;
- Alteração das paredes: também de maneira visual, pode-se identificar se as paredes das juntas eram inalteradas, pouco alteradas ou muito alteradas e se as mesmas possuíam preenchimentos consolidados ou macios;

3.2.3.3 Água subterrânea

Como a mina de Volta Grande ainda não dispunha de um modelo hidrogeológico considerou-se para este item que o caudal seria nulo. Esta escolha justificou-se pelo fato de que em campo, nas frentes de lavra, não se observou nenhum caudal expressivo naturalmente; e admitiu-se que será feito o rebaixamento do nível de água subterrânea, para se proceder com uma lavra subterrânea.

3.2.3.4 Orientação das descontinuidades

A orientação das descontinuidades aferida com a utilização de um goniômetro (Figura 17) teve como principais funções a contribuição para a correção do espaçamento aparente para o real; e a confirmação de famílias de fraturas, uma vez que quando estas possuíam a mesma inclinação e se tinha outro ponto de referência como, por exemplo, as foliações, foi possível, mesmo para testemunho de sondagem não orientado, determinar quais fraturas pertenciam à mesma família.



Figura 17: Utilização do goniômetro para medição dos ângulos das descontinuidades em relação ao eixo do testemunho.

3.2.4 Parâmetros geotécnicos do sistema Q

3.2.4.1 J_n – índice do número de famílias de fraturas

O número de famílias foi contado para cada intervalo de descrição, podendo ser dentro de uma manobra completa ou de um intervalo maior ou menor a depender das condições de isofraturamento.

A identificação de fraturas da mesma família se fez de maneira visual e com a ajuda de estruturas de referência, como a foliação, ao longo do testemunho de sondagem, para confirmar a posição das fraturas paralelas entre si. Essa análise é facilmente realizada

quando se depara com uma série de fraturas ou juntas orientadas em relação ao eixo dos testemunhos e em relação à foliação tectônica como se pode observar na Figura 18.

Quando para um intervalo não se tinha nenhuma fratura, era anotada esta observação. Da mesma maneira, quando o número de famílias de fraturas era grande, este trecho era analisado dando-se a devida valoração ao parâmetro J_n .



Figura 18: Múltipla fraturas em Anfibolito foliado com, pelo menos, três famílias de fraturas detectadas nas 3 caixas de testemunhos de sondagem fotografadas.

3.2.4.2 J_r – índice de rugosidade das fraturas

Para definir qual era a rugosidade das paredes das discontinuidades fez-se a correspondência entre a análise tátil-visual das mesmas e os perfis de rugosidade propostos por Barton et al. (1974), sendo esta análise, por vezes, difícil e arbitrária, dada a dificuldade em se conseguir concluir sobre a rugosidade das paredes com precisão.

Para cada manobra ou intervalo de análise, a discontinuidade da qual se tirava este parâmetro podia ser a da família mais frequente e menos espaçada, ou da família com rugosidade mais desfavorável, no caso, mais lisa e polida. Essa escolha variou de acordo com a interpretação de qual seria a discontinuidade em condição mais desfavorável à estabilidade do maciço

3.2.4.3 J_a – índice do grau de alteração e preenchimento das juntas

Um parâmetro que também foi aferido pela análise em mãos e visual do testemunho de sondagem observando-se a resistência das paredes (ao risco e pressão dos dedos), a coloração das mesmas e os materiais presentes na forma de preenchimentos consistentes ou material solto de granulometria areia, silte ou argila. Também foi analisado para a descontinuidade mais desfavorável em cada intervalo, ou seja, a com maior probabilidade de induzir a ruptura.

3.2.4.4 J_w – índice do caudal subterrâneo

Assim como no sistema RMR, para o parâmetro J_w no sistema Q considerou-se que o caudal subterrâneo é nulo.

3.2.4.5 SRF (Stress Reduction Factor) – fator de redução do stress

Relacionado ao problema do estado de tensões in situ, este parâmetro foi analisado levando-se em consideração que as rochas interpretadas são muito competentes e as tensões são baixas, próximas da superfície, o que sugere uma relação entre a resistência à compressão uniaxial e a tensão principal maior da rocha intacta maior que 200 ($\sigma_c/\sigma_1 > 200$).

3.3 Ensaios de laboratório em rochas

Todos os ensaios foram realizados utilizando-se das metodologias sugeridas pela International Society for Rock Mechanics – ISRM (2007). Para a execução do estudo, três litotipos foram selecionados: pegmatito (PEG), anfibolito (ANF) e xisto grafitoso (XG), com suas variações estruturais e mineralógicas – anfibolito quartzoso (ANF_{qtz}), anfibolito foliado (ANF_{sn}), pegmatito fino (PEG_f), pegmatito grosseiro e fraturado ($PEG_{g\&f}$) – e em

diferentes graus de alteração: A1, A2, A2/3 e A3. Na figura 19 são apresentados o conjunto de corpos-de-prova (CP's), devidamente preparados para o início dos ensaios.



Figura 19: Corpos-de-prova utilizados nos ensaios de resistência à carga pontual, à compressão simples e de caracterização de índices físicos.

A Tabela 18 apresenta a relação de ensaios realizados para cada litotipo separados por grau de alteração e características estruturais e mineralógicas.

Tabela 18 – Tipos de ensaio por litotipo e grau de alteração, realizados no estudo.

Graus de Alteração	Litotipo	Tipo de ensaio					
		¹ CP _a	² CP _d	³ CU	⁴ VPO	⁵ CT	⁶ IF
A1	ANF	x	x	x	x	x	x
	ANF _{qtz}			x			x
	ANF _{sn}				x	x	
	PEG _f	x		x			x
	PEG _{g&f}		x	x	x	x	x
A2	XG	x	x	x			x
A2/3	ANF	x	x				x
	PEG _f	x					x
A3	PEG _f		x				x

¹Compressão Puntiforme axial; ²Compressão Puntiforme diametral; ³Compressão Uniaxial; ⁴Velocidade de Propagação de Ondas; ⁵Compressão Triaxial; ⁶Índices Físicos (massa específica, porosidade e capacidade de absorção).

3.3.1 Preparação dos corpos-de-prova

Previamente ao início dos ensaios, foi necessário:

- 1) Separar os testemunhos de sondagem por litotipo e grau de alteração (Figura 20);
- 2) Cerrar os testemunhos cilíndricos nas dimensões concordantes com o sugerido nas normas para cada tipo de ensaio;
- 3) Usinar as extremidades (bases) dos corpos-de-prova para que ficassem paralelas, polidas e, portanto, sem irregularidades nestas superfícies;
- 4) Fazer e registrar a medição de todas as dimensões das amostras antes de ensaiá-las;
- 5) Fazer o registro fotográfico da amostra antes da ruptura, para comparação com o registro após a ruptura.



Figura 20: Seleção, separação e acondicionamento dos testemunhos de sondagem para serem levados para ensaios em laboratório.

Para obter os corpos-de-prova prontos para ensaio foi necessário realizar o corte e a usinagem nos testemunhos utilizando-se de uma serra diamantada (Figura 21) e uma retífica (Figura 22) da fabricante STUHLERT (modelo ST70).



Figura 21: Serra diamantada utilizada para corte das amostras de rocha.

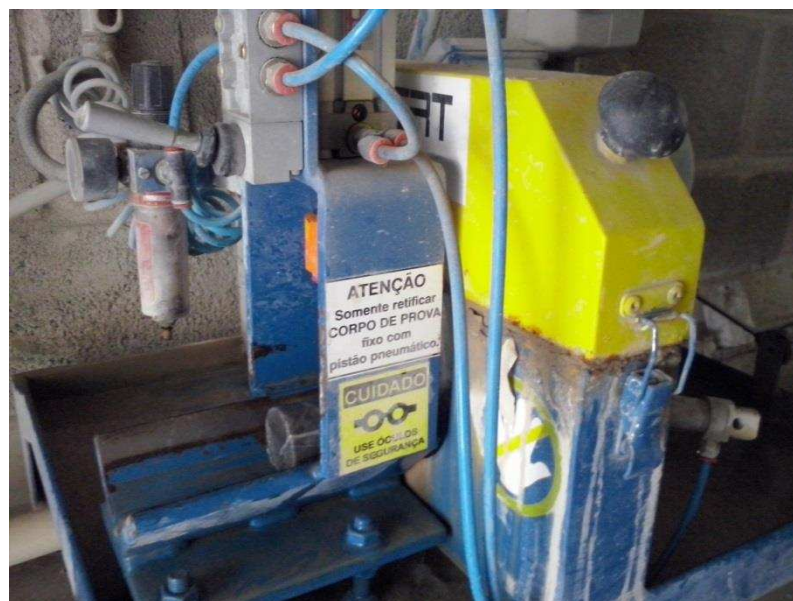


Figura 22: Retífica utilizada para usinagem das bases dos corpos-de-prova.

3.3.2 Ensaio de Carga Pontual (PLT)

Aparelhagem

O sistema de carga é tal que permite romper os corpos-de-prova de rocha com resistências na ordem dos 50 kN e também permite o ensaio de corpos-de-prova de

tamanho variável, que podem ir desde os 15 aos 100 mm. A máquina de ensaio foi concebida de modo que as ponteiros cônicas que transmitem a carga aos corpos-de-prova devem ser indeformáveis e, assim, manter-se devidamente alinhadas durante o ensaio. O sistema de medição de carga possui uma precisão de 5 %, e o sistema de medição da distância entre ponteiros uma precisão de $\pm 2\%$, ambos de acordo com a ISRM (2007).

O aparelho utilizado pra realizar os ensaios, apresentado na Figura 23, é uma máquina Controls® PLT (Point Load Tester) D550.



Figura 23: Máquina e aparelhagem para ensaio de resistência à compressão puntiforme.

3.3.2.1 Ensaio diametral

Realizado sobre corpos-de-prova cilíndricos para os quais a relação comprimento/diâmetro deve ser superior a 1 (um). Os corpos-de-prova foram colocados na máquina de ensaio respeitando-se a distância L (Figura 24) entre os pontos de contato das ponteiros cônicas e a extremidade livre mais próxima, sendo essa distância pelo menos 0,5 vezes o diâmetro do corpo-de-prova. Para amostras anisotrópicas, procedeu-se a ensaiar as mesmas com carregamento ora paralelo, ora perpendicular aos planos de fraqueza. No entanto, como será comentado nos resultados, para nenhum dos carregamentos perpendiculares à foliação característica dos litotipos o ensaio foi validado, devido à penetração do cone e às rupturas não passantes pelos pontos de aplicação do carregamento, o que inicialmente indicou o ganho de resistência nesta direção de aplicação da carga. Os ensaios cuja superfície de ruptura não foi passante pelos

dois pontos de contato das ponteiros cônicas foram rejeitados (descartados), conforme sugestão da ISRM (2007).

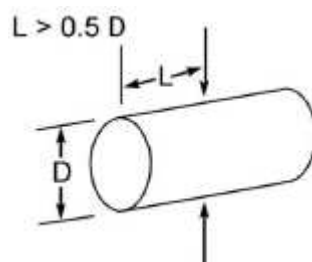


Figura 24: Ensaio diametral, devendo ter $L > 0,5 D$. Fonte: adaptado da ISRM (2007).

O arranjo do ensaio e sua validação são apresentados, respectivamente, como exemplo, nas Figuras 25 e 26.



Figura 25: Arranjo do ensaio de carga pontual diametral.



(a)



(b)

Figura 26 - Validação dos ensaios diametraes: (a) Válido; (b) Inválido.

3.3.2.2 Ensaio axial

No ensaio axial (Figura 27) também foram usados corpos-de-prova cilíndricos, para os quais a relação altura/diâmetro varia entre 0,3 e 1, respeitando-se os métodos sugeridos pela ISRM (2007). Para este tipo de ensaio pode-se utilizar pedaços resultantes do ensaio diametral, desde que os mesmos sirvam para produzir novas amostras com dimensões adequadas para o ensaio.

Os corpos-de-prova foram colocados na máquina de ensaio, de modo que o eixo do carregamento ficasse alinhado com o eixo (centro) dos cilindros e, no caso de amostras anisotrópicas, poderiam também estar perpendiculares, paralelos ou inclinados aos planos de descontinuidade, conforme variasse o ângulo entre estas últimas, na amostra, e o eixo de aplicação da carga. Registrou-se o valor da distância D entre ponteiros (precisão de $\pm 2\%$), a largura W dos corpos-de-prova, perpendicular a direção de carga utilizando-se um paquímetro (precisão de $\pm 5\%$), e o valor da carga P através da célula de medição de carga (precisão de $\pm 5\%$), em conformidade com a ISRM (2007).

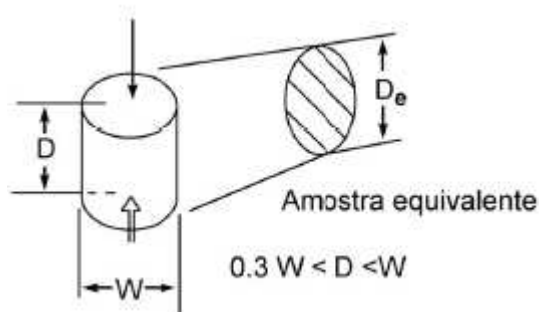
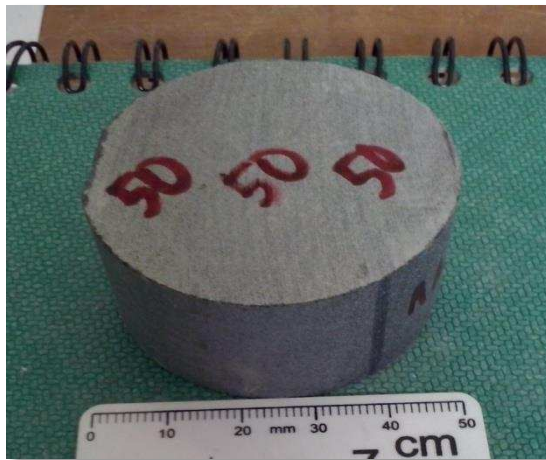


Figura 27 – Esquema das dimensões necessárias no ensaio axial de um corpo-de-prova cilíndrico. Fonte: adaptado da ISRM (2007).

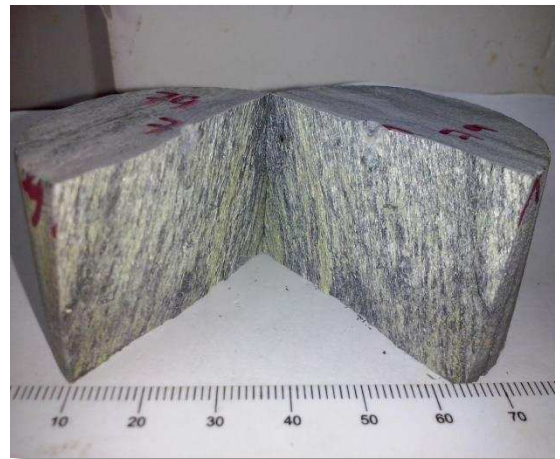
Na Figura 28 são apresentadas fotografias dos corpos-de-prova para os três litotipos, antes e após a execução dos ensaios de compressão pontual axial.



PEGMATITO



ANFIBOLITO



XISTO-GRAFITOSO

(a)

(b)

Figura 28: Corpos-de-prova para ensaio puntiforme axial validado. (a) antes; (b) após o ensaio.

3.3.3 Ensaio de compressão uniaxial

Aparelhagem

O equipamento utilizado neste ensaio, denominado “máquina universal de compressão” (Figura 29) tem a característica de ser extremamente rígida. É controlada por uma mesa de acionamento e incremento de carga, em kilograma-força (kgf). A estrutura da prensa é composta pelos discos ou placas de compressão de mesmas dimensões e que são paralelos e alinhados em mesmo eixo, sendo o disco inferior responsável pelo avanço e compressão. Conforme sugerido pela ISRM (2007), para acomodação dos corpos de prova utilizou-se de uma base cilíndrica de aço de alta resistência e com superfície superior plana e polida.



Figura 29: Máquina universal de compressão utilizada nos ensaios de compressão uniaxial.

Procedimento do ensaio

A fim de atender ao sugerido pela ISRM (2007) o primeiro procedimento foi realizar a medição das dimensões dos corpos-de-prova e averiguar se a relação altura/diâmetro estaria entre 2,5 e 3,0, e para posteriormente utilizar estas dimensões para cálculos da resistência à compressão.

Por meio de um paquímetro, fez-se a leitura da altura (H) e 6 leituras do diâmetro (D) ao longo do corpo-de-prova e depois calculou-se o diâmetro médio (D_m), diâmetro de trabalho. Isso foi feito, em atendimento ao sugerido pela ISRM (2007), para aumentar a precisão dos cálculos da resistência. Na Figura 30, ilustra-se a distribuição dessas medidas ao longo do corpo-de-prova

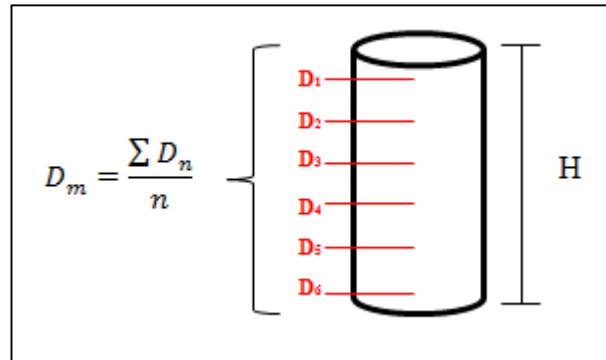


Figura 30: Representação das dimensões que devem ser medidas em corpo-de-prova para ensaio uniaxial, com destaque para os diâmetros, em vermelho, que resultam no D_m .

Os corpos-de-prova, depois de preparados, foram postos centralizados adequadamente na base de aço, conforme Figura 31, para impedir que ocorressem excentricidades que poderiam proporcionar a concentração não uniforme de cargas sobre a área da seção transversal da amostra.



Figura 31: Disposição do corpo-de-prova na máquina de ensaio uniaxial.

A resistência dos materiais ensaiados era tão alta que uma grade foi utilizada para envolver a amostra durante o ensaio, impedindo que na ruptura fragmentos de rocha

escapassem para longe. Para alguns corpos-de-prova, a ruptura fazia com que o molde de aço da base do aparelho se deslocasse, conforme se vê na Figura 32.

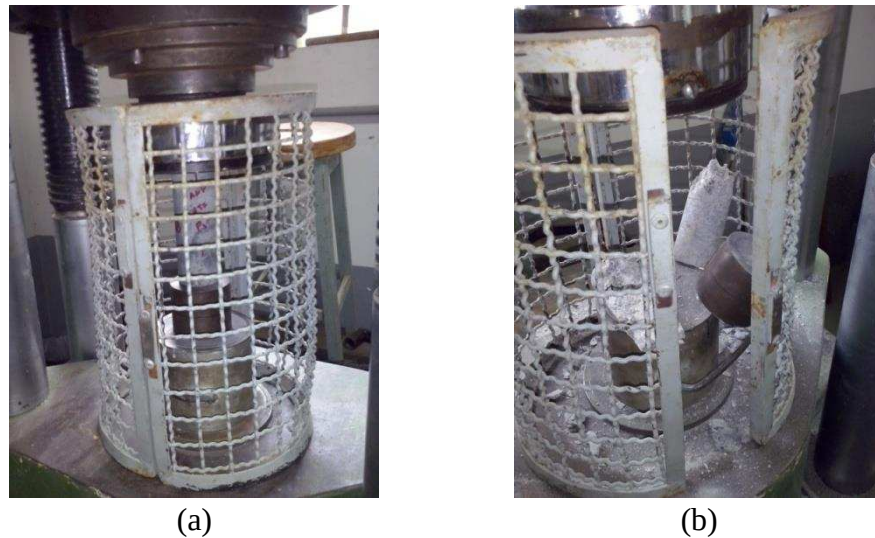


Figura 32: Condição de ensaio uniaxial: (a) antes da ruptura; (b) após a ruptura.

Em observância às sugestões da ISRM (2007), o carregamento da amostra foi realizado de forma contínua e a uma taxa constante até que a ruptura ocorresse em um intervalo de 5 a 10 minutos, alternativamente, a taxa de carregamento podia variar de 0,5 a 1,0 MPa/s.

O máximo carregamento em cada amostra foi gravado pelo dispositivo indicador (Figura 33) da máquina, em quilograma-força (kgf). Posteriormente, fez-se os cálculos para a anotação da resistência à compressão uniaxial em Pascal.



Figura 33: Equipamento indicador da força aplicada sobre a amostra na máquina universal.

3.3.4 Índices físicos

A determinação dos índices físicos seguiu rigorosamente à metodologia sugerida pela ISRM (2007), sendo utilizada a técnica de saturação e flutuabilidade a qual demandou, dentre outros aparatos e procedimentos:

- Um conjunto de dois dessecadores mais uma bomba, para saturação das amostras em imersão, a um vácuo produzido por uma pressão não maior que 800 Pa (6 torr), por um período de pelo menos 1 hora (Figura 34).



Figura 34: Conjunto dessecador-bomba de vácuo.

- Um local para imersão das amostras em água utilizando-se de um recipiente do tipo cesto perfurado, de modo que as amostras em imersão na água pudessem ser livremente suspensas a partir de um gancho de fundo da balança. Neste caso, o cesto perfurado ficou suspenso pela balança por meio de um fino arame, de modo que apenas a parte do arame imediatamente após o cesto estivesse imerso junto com este, conforme Figura 35. O comprimento restante do arame não ficou imerso. O arame permaneceu levemente tensionado para se determinar a massa saturada submersa.



Figura 35: Aparato para imersão das amostras e realização do método da flutuabilidade.

Procedimento de ensaio

Providenciou-se um conjunto de pelo menos dez fragmentos (provenientes das rupturas dos ensaios anteriores) para cada litotipo e grau de alteração a ser ensaiado, com geometria regular ou irregular, desde que cada um dos fragmentos tivesse pelo menos 50 g ou a maior dimensão fosse maior que dez vezes o maior grão observável. Os agregados, apresentados na Figura 36, foram lavados em água para remoção de resíduos e partes soltas das suas superfícies.



Figura 36: Amostras utilizadas nos ensaios de índices físicos.

Logo, calculou-se os índices físicos em análise da seguinte maneira:

$$M_s = C - A \quad (27)$$

- Volume da amostra (V):

$$V = \frac{M_{sat} - M_{sub}}{\gamma_w} \quad (28)$$

- Volume de vazios (V_v):

$$V_v = \frac{M_{sat} - M_s}{\gamma_w} \quad (29)$$

Obteve-se os valores de γ_d (massa específica seca aparente), n (porosidade aparente) e α (capacidade de absorção) através das seguintes equações:

$$\gamma_d = \frac{M_s}{V} \quad (30)$$

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100\% \quad (31)$$

$$\alpha = \frac{M_{sat} - M_s}{M_s} \quad (32)$$

3.3.5 Teste de velocidade de propagação de ondas

Realizado no laboratório de Tecnologia das Rochas do departamento de Engenharia de Minas da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), o teste de velocidade de propagação de ondas ou velocidade sônica mostrou ser de fácil e rápida execução, seguindo a metodologia sugerida pela ISRM (2007).

Utilizou-se o aparelho PUNDIT, apresentado na Figura 37, para realização dos testes.



Figura 37: Aparelho PUNDIT para testes de velocidade de propagação de ondas.

Previamente ao início do ensaio procedeu-se à calibração do equipamento promovendo-se passagem da onda por uma barra de calibração para a qual o equipamento acusou um valor padrão esperado do tempo de passagem da onda, em microssegundos (μ_s), de uma extremidade à outra da barra.

Após calibração, os corpos-de-prova foram conectados aos transdutores (transmissor e receptor) de ondas, utilizando-se entre eles uma fina camada de vaselina, para que se garantisse um perfeito contato entre as superfícies, conforme Figura 38.



(a)



(b)

Figura 38: (a) Uso de vaselina para permitir um melhor contato; (b) arranjo do aparelho mais corpo-de-prova durante o ensaio.

3.3.6 Ensaio de resistência à compressão triaxial

Este ensaio foi realizado no Laboratório de Tecnologia das Rochas da UFMG, e, sucintamente, consiste em preparar o corpo-de-prova quanto à sua geometria (dimensões)

e garantia de que as superfícies estejam mais planas quanto possíveis, sem elevações ou rugosidades que possam gerar concentrações de tensões durante o ensaio. Para garantir que a superfície da amostra fique polida, uma máquina de polimento é utilizada pelo laboratório, como apresentado na Figura 39.



Figura 39: Retífica adaptada para polimento das superfícies das amostras.

Após o polimento, a amostra é levada a uma mesa de superfície plana que possui um relógio comparador para medir a precisão do paralelismo e verificar irregularidades em suas superfícies, como apresentado na Figura 40.



Figura 40: Mesa de verificação de polimento e paralelismo das faces das amostras.

Após esta etapa, o corpo-de-prova é envolvido por uma membrana de borracha para que, em seguida, seja acoplado à célula de Hoek (Figura 41).



(a)



(b)

Figura 41: Aparatos para o ensaio triaxial: (a) borracha envoltória do corpo-de-prova; (b) célula para execução do ensaio

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Caracterização geológico-geotécnica

A caracterização geológico-geotécnica foi realizada principalmente pela descrição dos 3473,50 metros lineares de testemunhos de sondagem referentes a 28 furos representativos da malha de seções geológicas determinada para a área de estudo.

A etapa de campo permitiu levantar todos os parâmetros necessários à realização da classificação geomecânica pelos sistemas RMR e Q, as características gerais dos maciços rochosos interceptados e a descrição geológica destes. Os dados e resultados da etapa de descrição e caracterização geológico-geotécnica encontram-se disponíveis no APÊNDICE I.

4.1.1 Litologia e estruturas

O acesso ao modelo geológico e a verificação in-situ e descrição dos testemunhos de sondagem permitiu identificar a ocorrência dos seguintes litotipos, com suas respectivas siglas:

- Anfibolito - ANF
- Pegmatito - PEG
- Xisto Grafitoso - XG
- Anfibolito Quartzoso - QTZ

As principais estruturas observadas foram fraturas ou juntas, os contatos geológicos entre os litotipos, a foliação marcante do anfibolito e do xisto grafitoso, dobras e algumas microfalhas. Notou-se presença de perturbação da foliação, principalmente no xisto grafitoso encontrado próximo à zona da falha de Volta Grande, e também nos contatos geológicos entre anfibolito e pegmatito. Na descrição geológica também registrou-se a presença de lentes, vênulas e veios de quartzo e feldspato, além de minerais sulfetados como a pirita (Py) e a pirrotita (Po), e sinais de epidotização.

Destaque-se que no anfibolito descrito na mina de Volta Grande, a grande maioria das fraturas ocorre ao longo do plano da foliação tectônica (Sn).

Nas Figuras 42 a 48 são apresentadas algumas dessas estruturas verificadas.



Figura 42: Foliação dobrada e microfalhas em xisto grafitoso proveniente da zona de perturbação da falha de Volta Grande.



Figura 43: Foliação tectônica (Sn) bem definida em anfibolito, com faturas no plano da mesma.



Figura 44: Microfalhas evidenciadas em lentes no anfibolito.



Figura 45: Contato geológico pegmatito-anfibolito, com presença de biotita no contato.



Figura 46: Presença de minerais sulfetados em fratura no anfibolito.



Figura 47: Epidotização no contato pegmatito-anfibolito.



(a)



(b)

Figura 48: (a) registro de lentes e vênulas de quartzo e feldspato no anfibolito; (b) registro de veio de quartzo no anfibolito.

A Figura 49 evidencia os aspectos estruturais dos maciços nos taludes expostos. Estruturas dos maciços estudados como a intrusão pegmatítica, as juntas/fraturas e suas famílias, o faturamento induzido pelo sismo proveniente da operação de detonação, e a zona de intemperismo ativo são apontadas com maior detalhe na Figura 50.



Figura 49: Aspecto estrutural do maciço de anfibolito como rocha encaixante e a intrusão pegmatítica (corpo F, em vermelho) em uma das bancadas da mina.

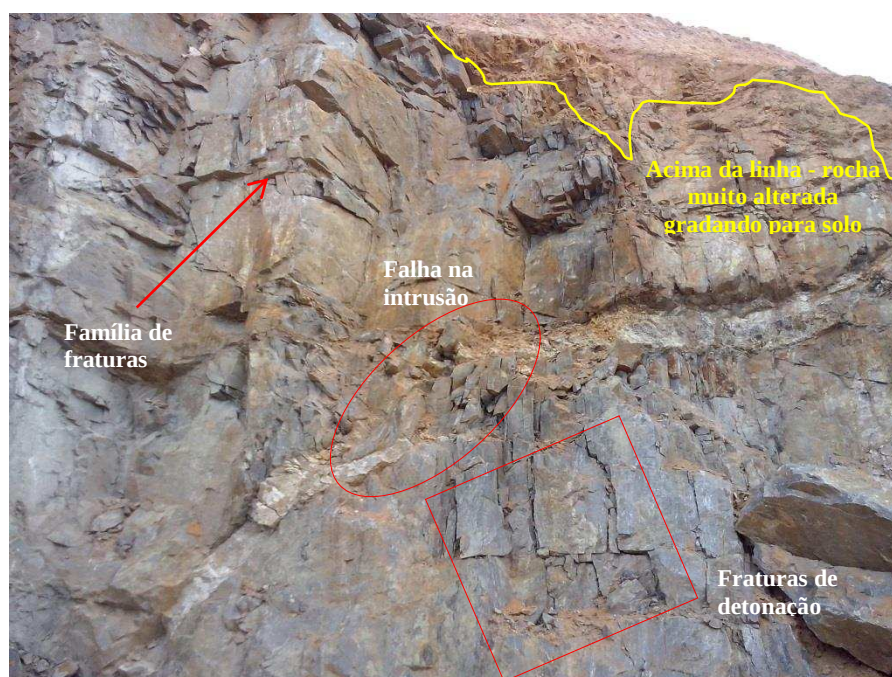


Figura 50: Aproximação da figura anterior, com destaque para: a intrusão pegmatítica falhada; famílias de fraturas; fraturas induzidas pela detonação e a gradação de rocha muito alterada para solo residual.

4.1.2 Grau de alteração das rochas

Quanto ao grau de alteração das rochas, descrito baseando-se nas recomendações da ISRM (1981 apud MARQUES, 1998), os maciços abrangidos se enquadram nas categorias A1, A2, A2/3 e A3, equivalentes respectivamente à rocha sã, rocha ligeiramente alterada, rocha com as características entre ligeiramente alterada a moderadamente alterada, e rocha moderadamente alterada.

O grau de alteração A2/3 refere-se às rochas para as quais suas características foram consideradas intermediárias entre os estados de alteração A2 e A3, em decorrência da subjetividade relacionada à análise tátil-visual.

Próximo à superfície, porém sem tanto interesse para o objetivo do projeto (profundidade), ocorrem rocha muito alterada (A4) e solos residuais (A5).

Alguns exemplos do grau de alteração determinado para as rochas investigadas são apresentados na Figura 51.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 51: Grau de alteração das rochas estudadas: (a) anfibolito A1, rocha sã, cristais luminosos, coloração inalterada; (b) xisto grafitoso A2, rocha ligeiramente alterada; (c) anfibolito A2/3, rocha ligeira a moderadamente alterada; (d) pegmatito A1, rocha sã com coloração normal, minerais bem visíveis e com brilho original; (e) pegmatito A2/3, rocha ligeira a moderadamente alterada; (f) Pegmatito A3, rocha moderadamente alterada, sem brilho e com a descoloração se estendendo para mais de 20 % do espaçamento das fraturas.

4.1.3 Índice de alteração das juntas

Na grande maioria das fraturas as paredes se encontravam duras, compactas e sem sinais visíveis de alteração.

Entretanto, algumas juntas, como a apresentada na Figura 52, possuem desde a descoloração até a presença de materiais arenosos e silto-argilosos, principalmente as que se encontravam mais próximas da superfície.

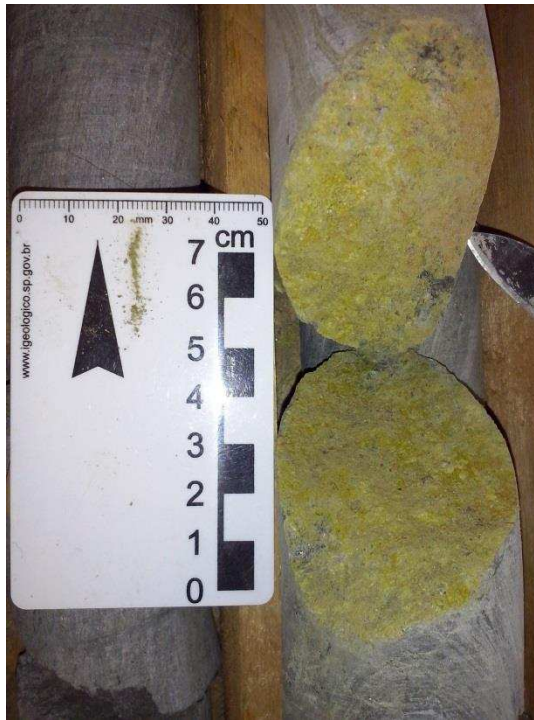


Figura 52: Paredes levemente alteradas com partículas arenosas em anfibolito.

4.1.4 Índice de rugosidade

A geometria da superfície das paredes das fraturas foi comparada com os perfis de rugosidade propostos por Barton et al. (1974).

Apesar desta análise tátil-visual, por vezes, deixar dúvidas, percebeu-se que as fraturas no anfibolito possuem superfície, em geral, ásperas ou irregulares planas e algumas ocorrências de superfícies bastante lisas e planas. O pegmatito sempre com fraturas descontínuas, assim como o quartzo. Já o xisto grafitoso apresenta as paredes das fraturas lisas e onduladas ou polidas e onduladas.

A Figura 53 apresenta alguns dos perfis de rugosidade verificados nas paredes das fraturas.



(a)



(b)



(c)

Figura 53: Alguns perfis de rugosidade identificados na descrição geotécnica: (a) fratura em xisto grafitoso, ao longo da foliação perturbada, com paredes onduladas lisas e polidas; (b) superfície áspera e plana nas paredes de fratura em anfibolito; (c) fratura com parede lisa e plana, em anfibolito.

4.1.5 Índice do estado de tensão do maciço (SRF)

As tensões atuantes no maciço são proporcionais à profundidade. Os maciços rochosos estudados são bastante competentes (problema das tensões), porém encontram-se todos a baixas profundidades (até 270 metros). Portanto, assumiu-se as tensões atuantes como sendo baixas ($SRF = 2.5$).

4.1.6 Atitude das descontinuidades

A orientação real das descontinuidades em relação a um referencial não foi obtida nos testemunhos, pois os furos dos quais provinham não eram orientados. Nas frentes de lavra, em virtude do tamanho dos taludes e por questões de segurança não foi possível aferir esta característica in-situ.

4.1.7 Persistência das descontinuidades

Em alguns testemunhos foram observadas fraturas sub-verticais, como a da Figura 54, acompanhando o eixo do testemunho.



Figura 54: Fratura sub-vertical (tracejado) preenchida, ao longo de testemunho de anfibolito.

Em campo detectou-se descontinuidades que, pelo menos em vista frontal dos taludes expostos, como apresentado na Figura 55, mostram-se bastante persistentes, não sendo possível, no entanto, afirmar sobre o mesmo em profundidade.



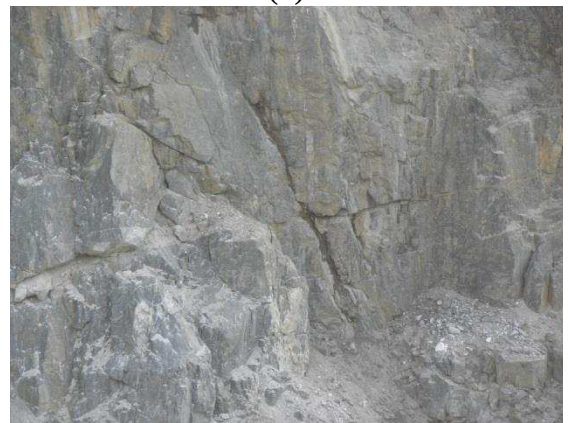
(a)



(b)



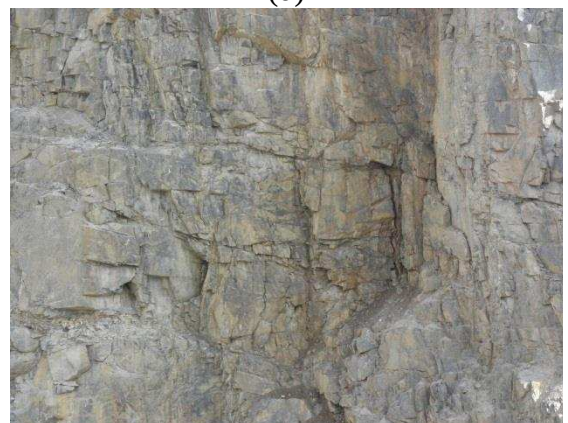
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 55: Persistência de algumas discontinuidades nos taludes da lavra principal, do corpo A. Em que: (a) persistência do plano de contato geológico; (b) imagem aproximada da persistência observada em a; (c) fratura vertical persistente em anfibolito interceptando perpendicularmente o contato geológico; (d) imagem aproximada da fratura observada em c; (e) família de juntas de alívio muito persistentes; (f) imagem aproximada das juntas observadas em e.

4.1.8 Abertura das descontinuidades

Quando as paredes das fraturas naturais ainda estavam preservadas, foi possível, fazendo-se o encaixe manual entre as partes (peças) do tarugo, determinar a abertura da fratura. Em sua maioria, com um encaixe quase perfeito, a abertura corresponde a, no máximo, 0,1 mm.

4.1.9 Preenchimento das descontinuidades

Não menos importante que a abertura das descontinuidades, a largura (termo utilizado para descontinuidades preenchidas) de algumas descontinuidades preenchidas é maior que 0,1 mm.

Entretanto, a quantidade de descontinuidades preenchidas observadas foi inferior às abertas. Ainda assim, por ser uma característica extremamente importante, nomeadamente no que diz respeito à resistência ao cisalhamento no plano da fratura, essas descontinuidades foram anotadas e registradas. Alguns desses registros estão são apresentados na Figura 56.

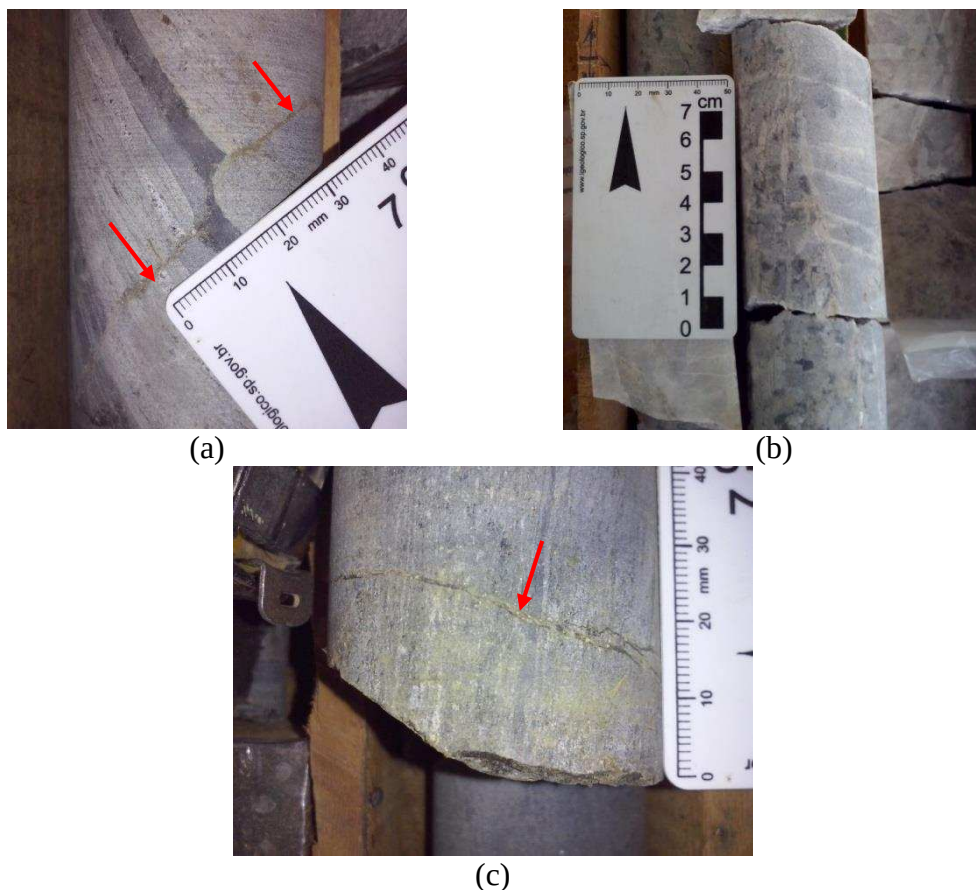


Figura 56: Registros de preenchimentos em discontinuidades das amostras estudadas. Em que: (a) microfalha, em xisto grafitoso, com material de preenchimento; (b) múltiplas fraturas, em pegmatito, preenchidas; (c) preenchimento de fratura em anfibolito.

4.1.10 RQD

O intervalo adotado para exame do RQD também foi norteador para o intervalo de análise de cada um dos outros parâmetros necessários à classificação geomecânica dos maciços.

Os resultados completos do cálculo do RQD para cada um dos furos estão disponíveis no APÊNDICE I.

4.2 Ensaios de laboratório

4.2.1 Determinação de índices físicos

A Tabela 19 apresenta os valores de massa específica, porosidade e capacidade de absorção determinados para os litotipos e seus respectivos graus de alteração.

Tabela 19 - Determinação da massa específica, porosidade e capacidade de absorção das rochas estudadas.

Litotipo	*Grau de alteração	Massa específica kg/m ³		Porosidade (%)	Absorção (%)
		Seca	Saturada		
Anfibolito	A1	3061	3062	0,09	0,03
Anfibolito	A2/3	2874	2908	3,41	1,19
Anfibolito quartzoso	A1	2949	2959	0,96	0,33
Pegmatito grosseiro e fraturado	A1	2586	2595	0,87	0,34
Pegmatito fino	A1	2528	2557	2,89	1,14
Pegmatito fino	A2/3	2739	2769	3,02	1,10
Pegmatito fino	A3	2514	2565	5,09	2,02
Xisto Grafitoso	A2	2854	2880	2,61	0,91

*ISRM(2007).

Da análise dos resultados apresentados na Tabela 19 fez-se as seguintes considerações:

- O anfibolito A1 possui a maior massa específica e a menor porosidade dentre todos os litotipos. Por consequência, apresenta baixíssima capacidade de absorção.
- Os pegmatitos são os menos densos. Destaca-se a ligeira diferença de massa específica entre o pegmatito A3 e o pegmatito fino A1: na condição seca, o pegmatito A3 possui menor densidade devido à sua alteração. Porém, na condição saturada, o pegmatito fino A1 é quem possui menor densidade, uma vez que, devido ao seu grau de alteração, o pegmatito A3 também é, dentre todos os litotipos, o de maior porosidade e maior capacidade de absorção sendo, portanto, mais denso que o rugoso na condição saturada.

- O pegmatito grosseiro e fraturado A1, correspondeu às expectativas sendo mais denso, com menor porosidade e capacidade de absorção do que o pegmatito fino A1. Isso se explica pela notável condição de que o faturamento do pegmatito é decorrente da sua gênese, onde se teve tempo necessário à formação de grãos robustos, consolidados, estando as fraturas preenchidas por material pouco permeável. Enquanto o pegmatito fino apresenta, nitidamente, mais porosidade (confirmada no ensaio) e menor granulação no exame tátil-visual.

Os resultados e dados deste ensaio encontram-se disponíveis no APÊNDICE II.

4.2.2 Ensaio de compressão uniaxial ou simples

O ensaio de compressão uniaxial foi realizado para os três litotipos principais (incluindo-se a variação estrutural do pegmatito e o anfibolito rico em veios de quartzo - quartzoso). À exceção do xisto grafitoso com grau de alteração A2, os demais litotipos ensaiados são amostras com grau de alteração A1. Para os demais graus de alteração não foi possível prover amostras nas dimensões recomendadas pela ISRM (2007) para este ensaio. Na Tabela 20 são apresentados os resultados do ensaio de resistência à compressão uniaxial e respectivos desvios-padrão.

Tabela 20 - Valores da resistência à compressão uniaxial para os litotipos em análise.

Litotipo	Grau de alteração*	σ_c médio (MPa)	Número de amostras ensaiadas	Desvio-padrão
Anfibolito	A1	310,49	4	18,95
Anfibolito quartzoso	A1	146,93	5	25,75
Pegmatito grosseiro e fraturado	A1	90,46	3	25,94
Pegmatito fino	A1	143,98	4	32,43
Xisto grafitoso	A2	39,65	3	5,45

* (ISRM, 2007).

Nas amostras ensaiadas foram observados todos os três tipos de ruptura que podem ocorrer neste tipo de ensaio, conforme registrado na Figura 57. Ressalta-se que os tipos de ruptura são influenciados pela composição e arranjo mineralógico (embricamento

dos grãos) e, também, por estruturas presentes no litotipo tal como ocorreu com a amostra apresentada na Figura 58, onde houve a ruptura ao longo do plano da foliação.



Fendilhamento
anfibolito



Cisalhamento
pegmatito grosso e fraturado



Catáclase
anfibolito quartzoso

Figura 57: Tipos de ruptura sem algumas amostras no ensaio de compressão uniaxial.



Figura 58: Ruptura de amostra do xisto grafitoso ao longo da foliação.

Sobre este ensaio as seguintes considerações podem ser feitas:

- O anfibolito, rocha sã, como esperado, apresenta a maior resistência dentre todos os litotipos, constituindo-se um ótimo material para a engenharia. Mesmo nas amostras

com fina foliação presente, o anfibolito mostrou-se bastante resistente e sempre rompendo por fendilhamento;

- O anfibolito quartzoso apresenta a segunda maior resistência, devida talvez à sua variação na composição mineralógica uma vez que o quartzo, bastante resistente, encontra-se presente na forma de veios;
- Entre os pegmatitos, era esperado que o de granulação fina oferecesse maior resistência devido a essa característica intrínseca e ao maior embricamento dos grãos quando comparado com o mais grosseiro e fraturado. Este, por sua vez, é diretamente influenciado pelas múltiplas fraturas e inequigranularidade dos minerais que o constituem.
- O xisto grafitoso mostrou ser o litotipo menos resistente à compressão uniaxial. Isso se explica, a nível macroestrutural, pela presença da foliação marcante que controla as superfícies de ruptura neste litotipo.

Os resultados e dados deste ensaio encontram-se disponíveis no APÊNDICE II.

4.2.3 Ensaio PLT

Foram realizados ensaios puntiformes axiais e diametrais, de acordo com as possibilidades permitidas pelos testemunhos de sondagem e a presença ou não de foliação (Tabela 21).

Os resultados do ensaio PLT mostram que o grau de alteração exerce influência significativa na resistência do anfibolito ensaiado axialmente, que mostrou uma redução de 80% da sua resistência inicial na condição sã (A1) quando comparado ao mesmo na condição de pouco a moderadamente alterado (A2/3).

De modo similar, o anfibolito ensaiado diametralmente também teve uma redução da sua resistência em 45% com a mudança do grau de alteração de A1 para A2/3, menor do que a redução verificada no ensaio axial. Deve-se destacar que o desvio padrão para os resultados do anfibolito A2/3 ensaiado diametralmente foi 2,54, o maior dentre todos os ensaios puntiformes.

Tabela 21 - Resultados de ensaios de compressão puntiforme.

Litotipo	Grau de alteração*	Tipo de ensaio	Is(50) MÉDIO (MPa)	Número de amostras ensaiadas**	Desvio-padrão (MPa)
Anfibolito	A1	Axial	8,57	6	0,52
		Diametral	10,45	7	0,38
Anfibolito	A2/3	Axial	1,74	7	0,51
		Diametral	5, 80	6	2,54
Pegmatito fino	A1	Axial	10,77	7	0,63
Pegmatito grosseiro e fraturado	A1	Diametral	4,66	6	2,00
Pegmatito fino	A2/3	Axial	3,68	12	1,11
Pegmatito fino	A3	Diametral	1,38	6	0,44
Xisto grafitoso	A2	Axial	2,67	6	0,35
		Diametral	2,88	6	1,79

* (ISRM, 2007); ** Todos os testes realizados com pelo menos 10 amostras, descartando-se os dois menores e maiores resultados, conforme metodologia sugerida pela ISRM (2007).

O pegmatito fino A1 foi o litotipo que apresentou a maior resistência à compressão puntiforme, muito parecida com a resistência do anfibolito A1. No entanto o desvio padrão para o pegmatito foi o dobro do anfibolito.

Entre o pegmatito fino e o pegmatito grosseiro e fraturado na condição sã, fica evidente a maior resistência do primeiro em relação ao segundo devido ao grau de faturamento e anisotropia deste último, como já se esperava.

O grau de alteração das rochas também justifica a redução de 66% da resistência inicial do pegmatito fino em condição sã (A1) quando comparado ao pegmatito fino pouco a moderadamente alterado (A2/3), ambos ensaiados axialmente.

Quanto ao tipo de ensaio nota-se uma pequena diferença entre os resultados dos carregamentos axial e diametral para mesmos litotipos e graus de alteração. Nos pegmatitos essa diferença se deve ao faturamento, uma vez que os carregamentos diametrais foram feitos em direção paralela à superfície média desta estrutura. Já no anfibolito A1, percebe-se uma diferença de 20% entre os ensaios axial e diametral, não sendo viável relacionar este resultado ao aspecto textural ou outra descontinuidade

macroscópica, nomeadamente a foliação tectônica, a qual não estava bem definida nas amostras ensaiadas. Neste caso, seriam necessárias investigações adicionais em nível microscópico para avaliar a presença de alguma estrutura que poderia ter influenciado este comportamento.

É importante ressaltar que, para o Anfibolito com grau de alteração A2/3, com foliação bastante marcante, o ensaio axial ocorreu com carregamento paralelo à foliação em todas as amostras. Já para o ensaio diametral com amostras do mesmo litotipo, o carregamento foi mesclado entre paralelo e perpendicular (quando era possível a ruptura). Talvez, por estes motivos, se justifique a diferença entre a resistência à compressão puntiforme axial e diametral para o Anfibolito com alteração A2/3. Para precisar sobre esses resultados seria necessário um maior número de ensaios com carregamentos em diferentes direções.

Os dados completos dos resultados deste ensaio encontram-se disponíveis no APÊNDICE II.

4.2.4 Correlação UCS x PLI

A realização de correlações teve por objetivo determinar o valor do parâmetro “a” de correlação entre a resistência à compressão uniaxial e à carga pontual.

Ainda que tenha sido um número reduzido de ensaios PLI e UCS, obteve-se correlações para os resultados destes ensaios levando-se em conta os litotipos com mesmo grau de alteração e mesma direção de carregamento, conforme apresentado na Tabela 22.

A observação da Tabela 22 mostra que, com exceção do anfibolito A1, todos os valores do parâmetro “a” para os outros litotipos e graus de alteração encontram-se dentro da faixa de 12 a 30, referente a correlações apresentadas anteriormente na Tabela 12. Em relação ao valor médio citado por Goodman (1989), o pegmatito grosseiro e fraturado A1 possui correlação mais próxima, ainda assim subestima essa proposição em 20%.

Tabela 22 – Correlação entre resultados de compressão uniaxial e compressão a carga pontual.

Litotipo	Tipo de ensaio PLI	PLI (MPa)	UCS (MPa)	Grau de alteração*	Parâmetro a
Anfibolito	Axial	8.57	310.49	A1	36.23
	Diametral	10.45	310.49	A1	29.71
Pegmatito fino	Axial	10.77	143.98	A1	13.37
Pegmatito grosseiro e fraturado	Diametral	4.66	90.46	A1	19.41
Xisto grafitoso	Axial	2.67	39.65	A2	14.85
	Diametral	2.88	39.65	A2	13.77

* (ISRM, 2007).

As rochas testadas neste trabalho não são comumente encontradas na literatura. Marques & Paes (2013) estudaram alguns xistos de outra localidade do Sudeste do Brasil que, porém, são rochas sãs (A1), diferentemente das ensaiadas neste trabalho que são xistos grafitosos com grau de alteração A2. Esse resultado reforça a necessidade da determinação de equações de correlação específicas para cada tipo de rocha e que deve ser tomado cuidado ao extrapolar correlações de um tipo de rocha para outro, mesmo que sejam de uma mesma região.

4.2.5 Índice de anisotropia

Não foi possível estabelecer o índice de anisotropia baseado nos preceitos da ISRM (2007). Para as amostras de anfibolito A2/3 e xisto grafitoso A2, com foliação mais marcante, o carregamento na direção normal à foliação era invalidado pela penetração dos cones de aplicação da carga devido à grande resistência oferecida pela amostra nesta direção, ou pela ruptura precoce não passante pelas ponteiros cônicas, conforme pode ser visto na Figura 59.



Figura 59: Invalidação de ensaios puntiformes diametraes. Em que: (a) penetração da ponteira cônica na direção perpendicular à foliação em xisto grafitoso A2, ensaiado diametralmente; (b) ruptura precoce, no carregamento diametral normal à foliação em anfibolito A2/3, não passante pelos pontos de aplicação da carga.

4.2.6 Parâmetros de resistência pelo ensaio à compressão triaxial

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb, coesão (S_i) e ângulo de atrito (ϕ), foram obtidos nas curvas $\sigma_1 \times \sigma_3$ resultantes dos ensaios triaxiais para os dois principais litotipos, o pegmatito (grosso e fraturado) e o anfibolito (maciço), considerando-se uma variação deste último inerente à presença de foliação tectônica.

Anfibolito foliado

Os dados e resultados do ensaio são apresentados na Tabela 23 e o gráfico $\sigma_1 \times \sigma_3$ na Figura 60.

Faz-se a observação de que para este litotipo houve, na maioria das amostras, a ruptura ao longo de planos da foliação, conforme pode ser verificado na Figura 61. Apesar disso, foi possível obter uma linha de tendência com coeficiente de determinação considerado médio o que significa que 66,13% da variância de σ_1 pode ser explicada pelos valores de σ_3 . Desta maneira pode-se dizer que o modelo explica razoavelmente o comportamento da rocha sendo, portanto, plausível utilizá-lo para a estimativa dos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Tabela 23 – Dados e resultados do ensaio triaxial em Anfibolito foliado.

Ensaio	Litotipo	*Grau de alteração	Número de amostras ensaiadas	Resultados			
				σ_3 (MPa)	σ_1 (MPa)	S_i (Mpa)	ϕ (°)
Triaxial	Anfibolito, foliação Sn ($\alpha=55^\circ$)	A1	4	4,90	62,08	6,88	41,53
				9,81	74,91		
				14,71	78,86		
				17,16	136,36		

*ISRM(2007)

$\sigma_1 \times \sigma_3$ - Ensaio Triaxial completo

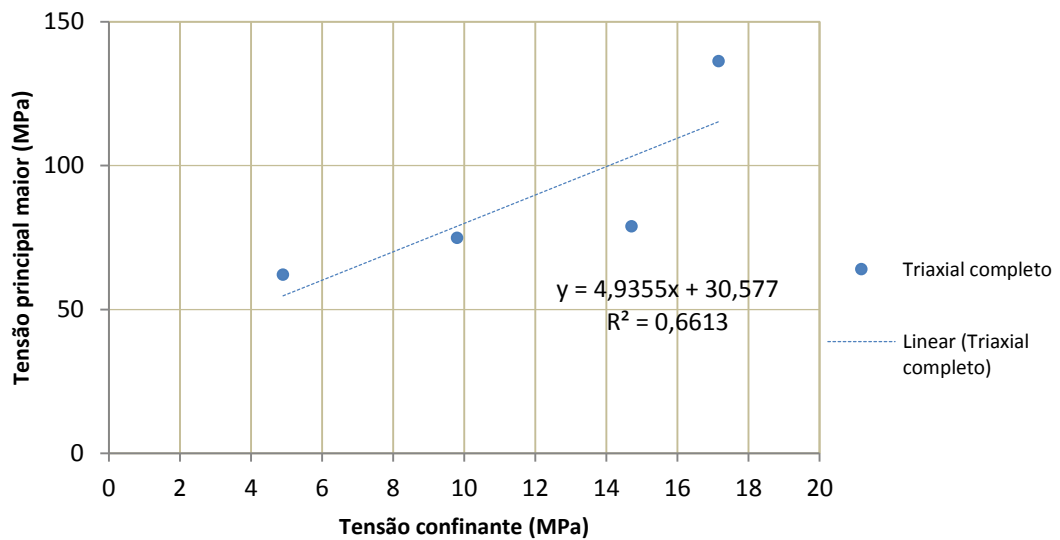
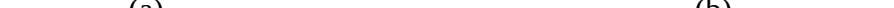


Figura 60: Gráfico da tensão principal maior x tensão confinante durante ensaio triaxial, com linha de tendência e coeficiente de dispersão dos dados.



(a) (b)

Figura 61: Corpos-de-prova do ensaio triaxial em anfibolito foliado: (a) antes do ensaio; (b) rompido.

Anfibolito sem foliação

No ensaio triaxial para o Anfíbolito maciço, sem foliação, por ser muito competente, este litotipo demandou mais ajustes da membrana e da célula triaxial após ensaio com as duas primeiras amostras que tiveram a ruptura precoce à um valor de σ_1 inferior à resistência obtida para os outros corpos-de-prova confinados a tensões menores, conforme se verifica na Tabela 24. Não sendo um comportamento esperado, considerou-se esses resultados como “discrepantes” e o restante como “representativos”.

Na tentativa de melhorar o ajuste da linha de tendência para a dispersão de dados estudados e poder verificar a relação entre as variáveis, somou-se os resultados da resistência à compressão uniaxial para mesmo litotipo e grau de alteração aos resultados da compressão triaxial, estabelecendo-se 4 condições, representadas pelos gráficos de das Figuras 62 a 66.

Para cada uma das condições analisadas também foram determinados, a partir das respectivas equações de ajuste linear da dispersão, os valores de S_i e ϕ .

As condições estabelecidas foram:

- 1) Análise de σ_1 e σ_3 apenas para os resultados completos do ensaio triaxial.

- 2) Análise de $\sigma_1 \times \sigma_3$ apenas dos resultados do triaxial considerados “representativos”, isolando os dados considerados “discrepantes”.
- 3) Análise de $\sigma_1 \times \sigma_3$ considerando todos os resultados do triaxial, mais o incremento dos resultados de resistência à compressão uniaxial ($\sigma_3 = 0$).
- 4) Análise de $\sigma_1 \times \sigma_3$ considerando-se apenas os resultados “representativos” do triaxial, acrescidos dos resultados da compressão uniaxial.

Ao considerar os resultados de todos os ensaios (condição 1), inclusive os dois discrepantes, o valor de R^2 para a linha de tendência apresentada na Figura 62 foi 0,3962, o que sugere um grau de ajuste fraco refletindo em baixa confiabilidade do modelo.

Ao ignorar os dois dados discrepantes (condição 2) a nova curva de ajuste, apresentada na Figura 63, torna-se mais confiável com $R^2 = 0,6754$, porém ainda é considerado um coeficiente moderado (médio).

Na condição 3, a curva de ajuste torna-se ainda menos fiável que na condição 1 refletindo maior dispersão de dados com $R^2 = 0,2183$, quando incrementa-se os resultados da resistência à compressão uniaxial aos resultados completos do triaxial, conforme Figura 64.

Na condição 4 obteve-se a melhor curva de ajuste (Figura 65) para $\sigma_1 \times \sigma_3$ ao se somar os resultados do uniaxial com os do triaxial, sem considerar os valores discrepantes deste último, com $R^2 = 0,7731$ refletindo um forte ajuste do modelo para as variáveis em estudo. A interpretação deste valor de R^2 é a de que 77% da variabilidade de σ_1 pode ser explicada pela variabilidade de σ_3 (e o contrário também é válido). O restante (23%) pode ser explicado por outros fatores não medidos ou estudados.

Tabela 24 – Dados dos ensaios de compressão triaxial e uniaxial para anfibolito maciço, sem foliação, utilizados na composição de $\sigma_1 \times \sigma_3$.

Ensaio	Litotipo	*Grau de alteração	Número de amostras ensaiadas	Resultados		
				Consistência	σ_3 (MPa)	σ_1 (MPa)
Triaxial	Anfibolito maciço, sem foliação	A1	6	Discrepantes	4,90	139,38
					9,81	238,98
				Representativos	1,96	272,03
					14,71	461,03
					7,85	461,19
					11,77	413,65
Uniaxial	Anfibolito maciço, sem foliação	A1	4		0,00	318,84
					0,00	330,36
					0,00	306,71
					0,00	286,03

*ISRM(2007)

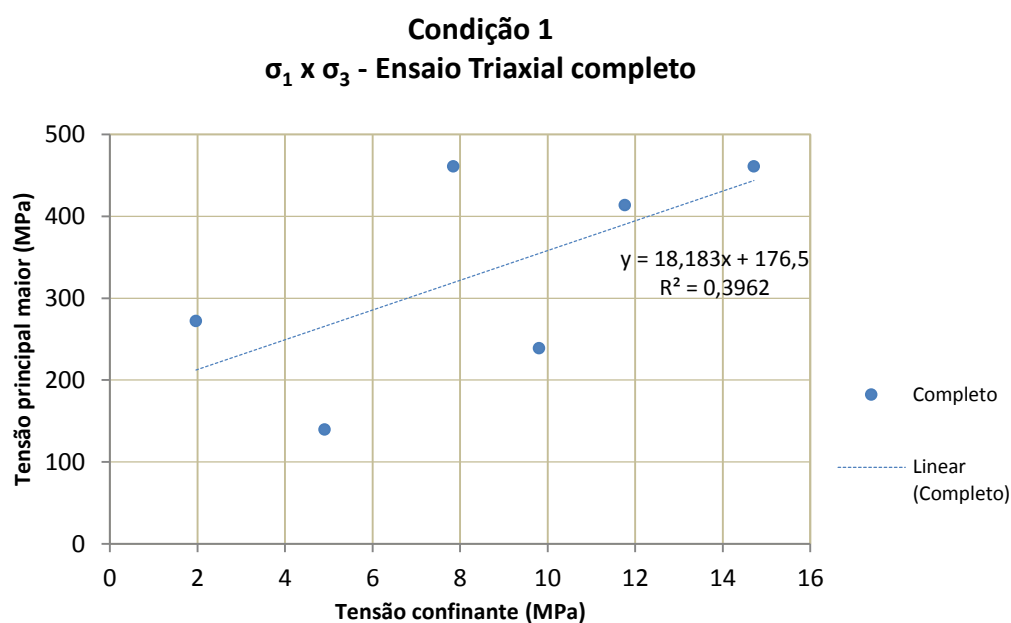


Figura 62: Curva de ajuste da dispersão de dados $\sigma_1 \times \sigma_3$ do ensaio triaxial em anfibolito maciço sem foliação, condição 1.

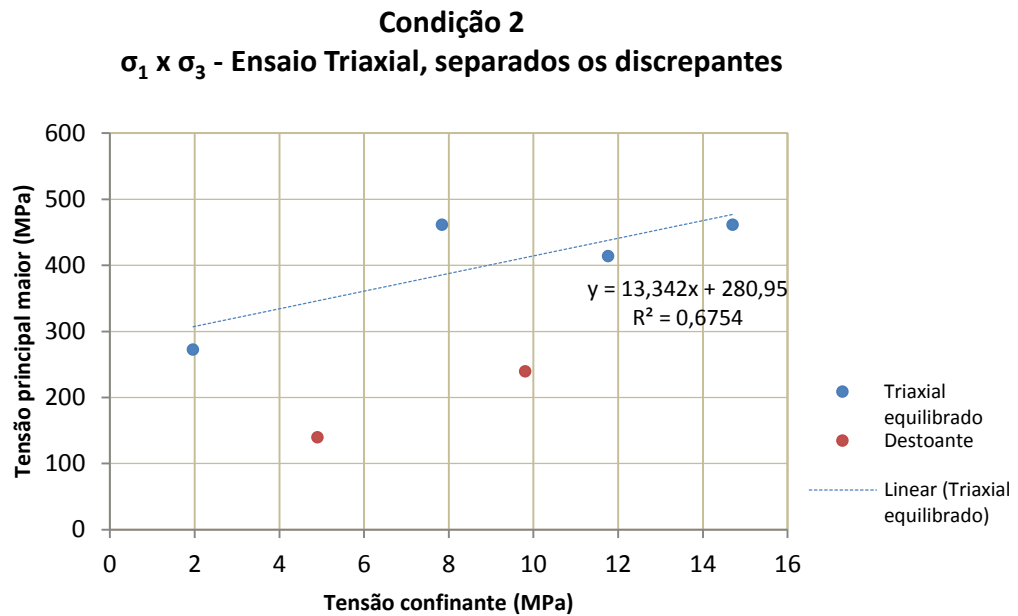


Figura 63: Curva de ajuste da dispersão de dados $\sigma_1 \times \sigma_3$ do ensaio triaxial em anfibolito maciço sem foliação, condição 2.

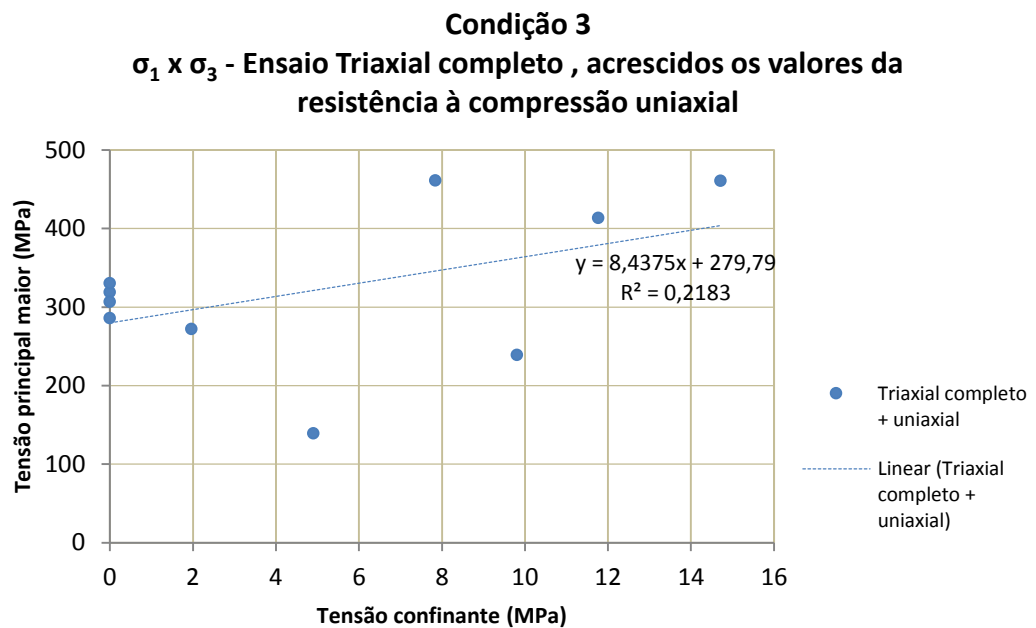


Figura 64: Curva de ajuste da dispersão de dados $\sigma_1 \times \sigma_3$ dos ensaios triaxial e uniaxial em anfibolito maciço sem foliação, na condição 3.

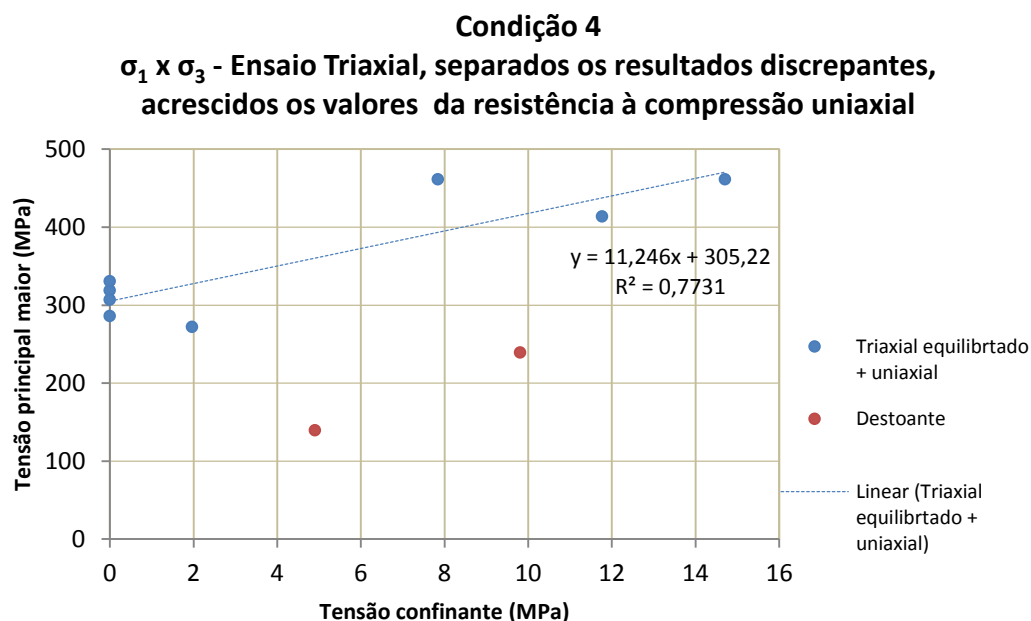


Figura 65: Curva de ajuste da dispersão de dados $\sigma_1 \times \sigma_3$ dos ensaios triaxial e uniaxial em anfibolito maciço sem foliação, na condição 4.

Na Tabela 25 são estão resumidos os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos para cada uma das condições estudadas.

Tabela 25 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento do anfibolito sem foliação, de acordo com as condições de interpretação de $\sigma_1 \times \sigma_3$.

Condição	R^2	S_i (MPa)	ϕ (°)
1	0,3962	20,70	63,60
2	0,6754	38,45	59,38
3	0,2183	48,16	52,00
4	0,7731	45,51	56,79

Nota-se que a condição 3 foge à tendência de aumento da coesão e diminuição do valor do ângulo de atrito com o aumento do coeficiente de determinação. Isso mostra que, na condição 3, apenas o incremento de valores da resistência não confinada aos resultados do triaxial gera ainda mais discrepância e menos representatividade dos resultados.

De acordo com Vallejo et al. (2004) o critério de ruptura de Mohr-Coulomb pode ser considerado satisfatório para a obtenção dos parâmetros de resistência do maciço se a coesão obtida corresponder a aproximadamente 10 % da resistência à compressão uniaxial do litotipo estudado. Neste caso, sendo o valor da resistência média à compressão uniaxial igual 310,49 MPa para anfibolito maciço, sem foliação, os valores de coesão do mesmo litotipo estariam mais coerentes nas condições 2 e 4 equivalendo, respectivamente, a 12,38% e 14,66% da resistência à compressão simples. Isso significa

que nas condições 2 e 4, os parâmetros de resistência são mais confiáveis tal como apontam os valores de R^2 para os respectivos ajustes da linha de tendência.

A seguir, a Figura 66 apresenta os CP's de anfibolito maciço, sem foliação, ensaiados triaxialmente.



Figura 66: Corpos-de-prova do ensaio triaxial em anfibolito maciço, sem foliação: (a) antes do ensaio; (b) rompido.

Pegmatito grosseiro e fraturado

O ensaio triaxial em pegmatito grosseiro e fraturado teve um ponto discrepante na curva $\sigma_1 \times \sigma_3$ e, por este motivo, também foi conveniente incrementar os resultados com a adição dos valores de resistência à compressão uniaxial para o mesmo litotipo. Os dados do ensaio triaxial e uniaxial para composição da curva $\sigma_1 \times \sigma_3$ são apresentados na Tabela 26.

Tabela 26 - Dados dos ensaios de compressão triaxial e uniaxial para pegmatito grosseiro e fraturado, utilizados na composição de $\sigma_1 \times \sigma_3$.

Ensaio	Litotipo	*Grau de alteração	Número de amostras ensaiadas	Resultados		
				Consistência	σ_3 (MPa)	σ_1 (MPa)
				Discrepante	9,81	101,77
Triaxial	Pegmatito grosseiro e fraturado	A1	5	Representativo	1,96	103,40
					14,71	176,50
					7,85	166,27
					17,65	193,91
Uniaxial	Pegmatito grosseiro e fraturado	A1	3		0,00	78,66
					0,00	72,52
					0,00	120,21

*ISRM (2007)

As condições para análise de $\sigma_1 \times \sigma_3$ foram:

- 1) Análise de $\sigma_1 \times \sigma_3$ apenas para os resultados completos do ensaio triaxial.
- 2) Análise de $\sigma_1 \times \sigma_3$ apenas dos resultados do triaxial considerados “representativos”, isolando o dado considerados “discrepante” na Tabela 26.
- 3) Análise de $\sigma_1 \times \sigma_3$ considerando todos os resultados do triaxial, mais o incremento dos resultados de resistência à compressão uniaxial ($\sigma_3 = 0$).
- 4) Análise de $\sigma_1 \times \sigma_3$ considerando-se apenas os resultados “representativos” do triaxial, acrescidos dos resultados da compressão uniaxial.

Dentre as análises, a condição 2 apresentou o melhor coeficiente de determinação ($R^2 = 0,8733$), considerado forte, refletindo em uma melhora de cerca de 27 % na maneira como os valores σ_3 explicam a variância de σ_1 quando comparado com a condição 1.

No entanto, na condição 4, apesar da curva apresentar o segundo melhor coeficiente de determinação ($R^2 = 0,8537$), a coesão representa 21,22% da UCS (90,46 Mpa) para o mesmo litotipo, a mais próxima da proposição de Valejjo et al. (2004).

São apresentadas as curvas de ajuste segundo cada uma das condições nas Figuras 67 a 70 e, na Tabela 27, os parâmetros de resistência ao cisalhamento para as respectivas condições.

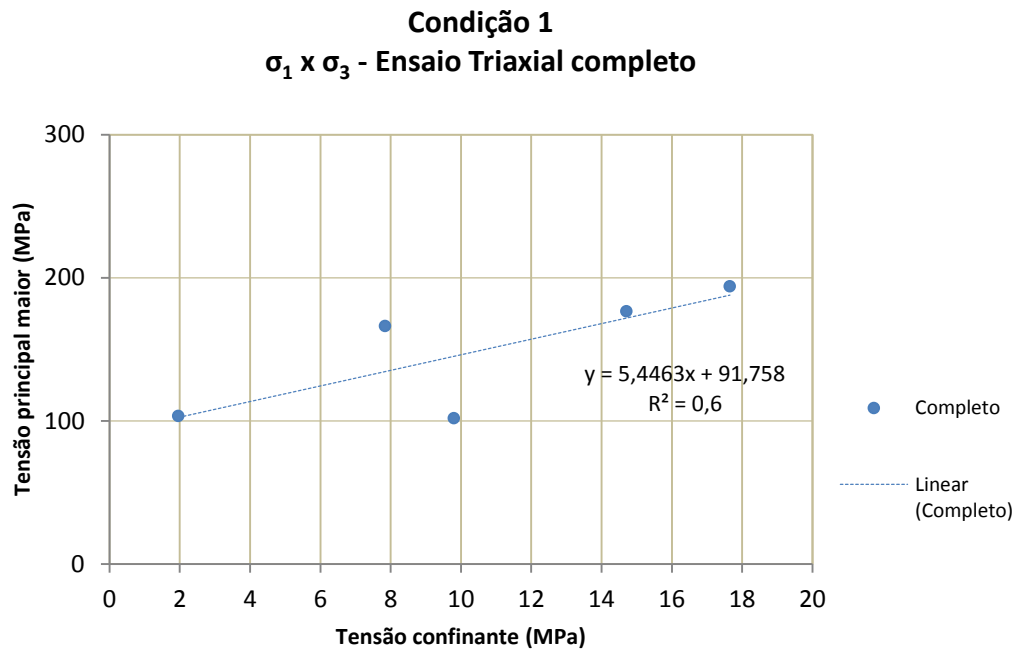


Figura 67: Curva de ajuste da dispersão de dados $\sigma_1 \times \sigma_3$ do ensaio triaxial em pegmatito grosseiro e fraturado, condição 1.

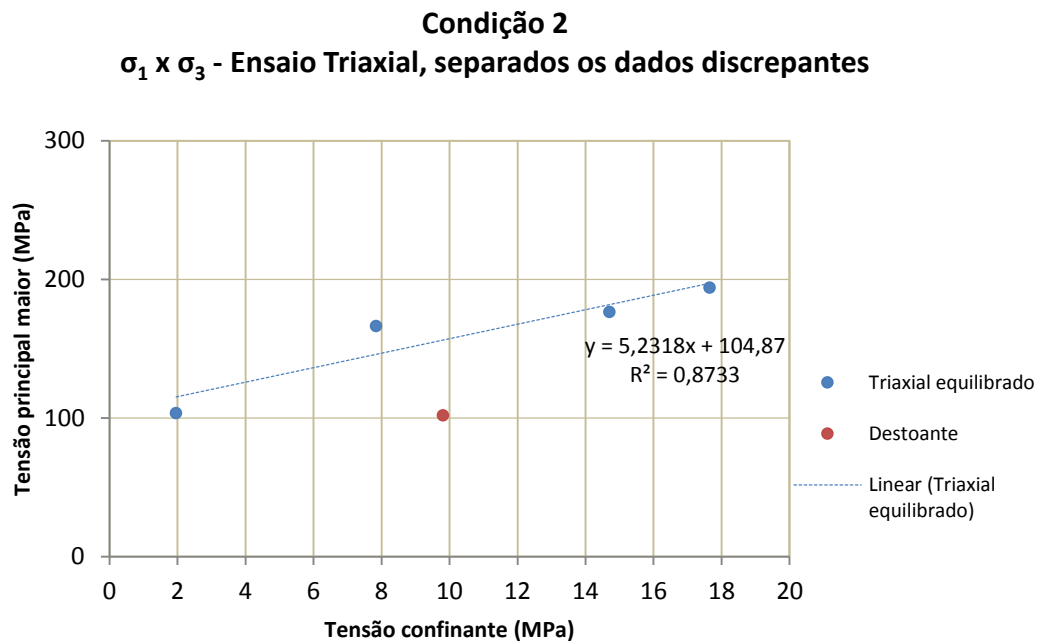


Figura 68: Curva de ajuste da dispersão de dados $\sigma_1 \times \sigma_3$ do ensaio triaxial em pegmatito grosseiro e fraturado, condição 2.

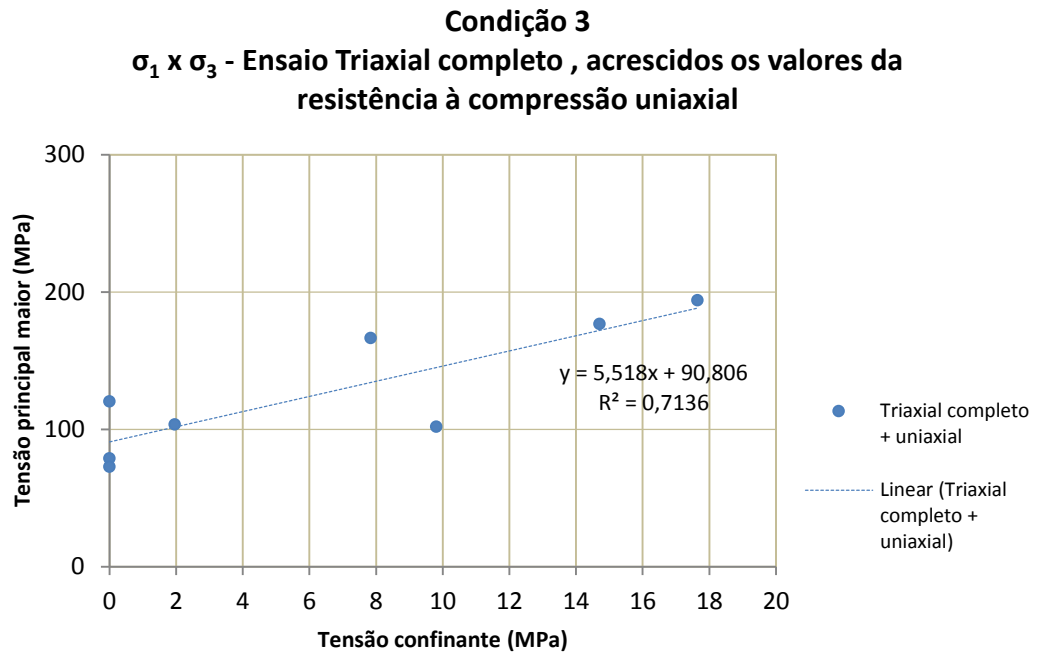


Figura 69: Curva de ajuste da dispersão de dados $\sigma_1 \times \sigma_3$ dos ensaios triaxial e uniaxial em pegmatito grosseiro e fraturado, na condição 3.

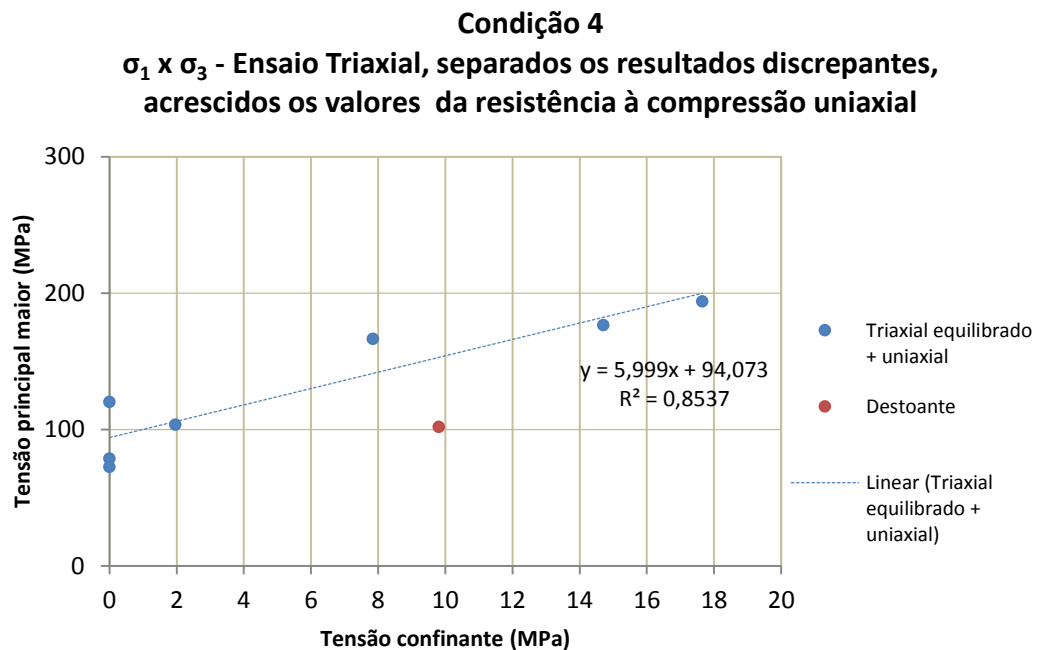


Figura 70: Curva de ajuste da dispersão de dados $\sigma_1 \times \sigma_3$ dos ensaios triaxial e uniaxial em pegmatito grosseiro e fraturado, na condição 4.

Tabela 27 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento do pegmatito grosseiro e fraturado, de acordo com as condições de interpretação de $\sigma_1 \times \sigma_3$.

Condição	R ²	S _i (Mpa)	ϕ (°)
1	0,6	19,66	43,61
2	0,8733	22,92	42,77
3	0,7136	19,33	43,88
4	0,8537	19,20	45,58

A Figura 71 apresenta os CP's utilizados no ensaio triaxial do pegmatito grosseiro e fraturado.



Figura 71: Corpos-de-prova do ensaio triaxial em pegmatito (a) antes do ensaio; (b) rompido.

4.2.7 Velocidade de propagação de ondas

O ensaio de velocidade de propagação de ondas, não destrutivo, realizado no laboratório de Tecnologia das Rochas da UFMG abrangeu amostras de anfibolito A1 (com e sem foliação), e o pegmatito fraturado, mais ocorrente na mina, também A1. Os resultados são apresentados na Tabela 28.

Tabela 28 – Resultados do ensaio de velocidade de propagação de ondas.

Litotipo	H (mm)	t1 (µs)	t2 (µs)	t3 (µs)	t médio (µs)	V (m/s)	Vmédia (m/s)
ANF	120,75	11,2	11,2	11,2	11,2	10781	10951
ANF	124,00	11,7	11,7	11,7	11,7	10598	
ANF	121,14	11,3	11,3	11,2	11,3	10752	
ANF	122,35	10,8	10,7	10,7	10,7	11399	
ANF	122,72	11,8	11,9	11,9	11,9	10342	
ANF	113,60	9,6	9,6	9,6	9,6	11833	
ANF Sn	126,96	18,7	18,8	18,8	18,8	6765	5506
ANF Sn	120,25	21,0	21,0	20,9	21,0	5735	
ANF Sn	120,95	24,3	24,5	24,3	24,4	4964	
ANF Sn	123,22	24,0	23,9	24,0	24,0	5141	
ANF Sn	123,05	25,0	25,0	25,0	25,0	4922	
PEG	121,93	23,6	23,6	23,6	23,6	5167	5166
PEG	122,20	19,5	19,6	19,6	19,6	6245	
PEG	115,71	21,5	21,1	21,2	21,3	5441	
PEG	119,59	20,4	20,4	20,3	20,4	5872	
PEG	120,72	26,4	26,4	26,5	26,4	4567	
PEG	112,54	30,5	30,3	30,4	30,4	3702	

Obs: PEG: pegmatito (condição sã); ANF: anfibolito (condição sã); ANF-Sn: anfibolito foliado (condição sã); H: altura do corpo-de-prova.

Os resultados deste ensaio permitem as seguintes argumentações e comparações:

- Como esperado, o anfibolito na condição sã, sem foliação marcante é o litotipo cuja velocidade da onda passante foi a maior dentre todas. Isso se deve ao fato de que sua estrutura é maciça, textura fina, sem grandes variações na granulometria e sem presença de estruturas que pudessem aumentar o percurso da onda longitudinal. Isso também leva à confirmação de que a porosidade da rocha é reduzida, uma vez que a velocidade de propagação de ondas é maior quanto mais sólido (menor o índice de vazios) for o meio. Comparada à velocidade sônica para algumas rochas apresentadas anteriormente na Tabela 9, a velocidade da passagem do som no anfibolito A1, sem foliação, também é muito superior, mostrando que este material é bastante resistente. O aspecto da rocha ensaiada pode ser visto na Figura 72a.
- Os planos marcantes da foliação do anfibolito A1 com foliação tectônica (Sn), conforme Figura 72b, são a provável causa da velocidade sônica para este litotipo ser aproximadamente 50 % mais baixa do que a do anfibolito sem foliação e na condição sã, uma vez que o percurso da onda de uma extremidade a outra da amostra foliada tende a ser maior pela interferência desta descontinuidade.

- Para o pegmatito grosseiro, inequigranular e bastante fraturado, conforme Figura 72c, confirmou-se que a velocidade de propagação de ondas é diretamente influenciada pela granulação, fraturamento e estruturas marcantes deste litotipo amostrado, sendo bastante inferior à do anfibolito maciço e sem foliação.

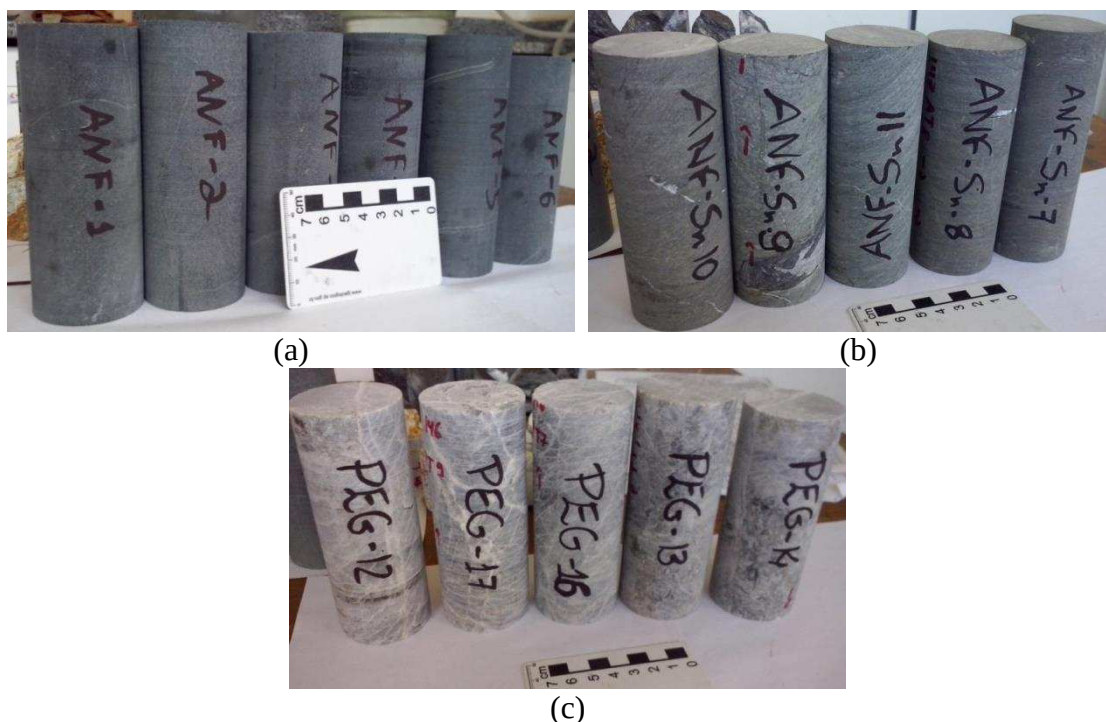


Figura 72: Amostras ensaiadas no teste de propagação de ondas. Em que: (a) aspecto das amostras de anfibolito A1, maciço, textura fina e sem foliação marcante; (b) aspecto das amostras de anfibolito A1, com foliação marcante; (c) aspecto das amostras de pegmatito A1, grosseiro, inequigranular e muito fraturado; todas utilizadas no ensaio de velocidade de propagação de ondas.

4.3 Classificações geomecânicas

4.3.1 Sistema RMR

Os valores índice do RMR para cada manobra ou intervalo de análise dos furos de sondagem foram calculados a partir do processamento dos dados em uma planilha eletrônica, a qual também foi programada para já fornecer as classes de maciço. Os dados e resultados dessa planilha encontram-se nas tabelas do APÊNDICE I.

As classes de maciço obtidas a partir do índice RMR apontam que a maioria dos maciços analisados está na condição de **Rocha Muito Boa (I)** ou de **Rocha Boa (II)**. Poucos intervalos apresentaram a condição de Rocha regular (III) e nenhum intervalo ou

manobra de avanço dos 28 furos de sondagem analisados mostrou-se como Rocha Pobre (IV) ou Rocha Muito Pobre (V).

Foi conveniente agrupar classes de maciço de intervalos muito pequenos, desde que fossem próximas qualitativa e quantitativamente, procedendo-se a uma ponderação final das classes de maciço. Essa distribuição final das classes de maciços segundo o sistema RMR foi plotada em mapas das seções geológicas representativas dos mesmos para melhor visualização dos resultados, conforme APÊNDICE III.

A visualização e interpretação desses mapas permite, de maneira prévia e em caráter conceitual, avaliar a qualidade dos maciços bem como os prováveis tipos de suporte que serão necessários em possíveis projetos de escavação subterrânea, sendo uma premissa para a análise inicial da viabilidade técnica e econômica.

Ressalta-se que não foi possível fazer a correção proposta por Bieniawski (1989) do índice RMR em função da **relação direção da escavação x orientação da descontinuidade principal** uma vez que ainda não há escavação e os furos de sondagem interpretados não são orientados.

4.3.2 Sistema Q

A obtenção dos parâmetros propostos por Barton et al. (1974) também foi realizada a partir da investigação geológico-geotécnica dos 28 furos de sondagem considerando-se como intervalo de análise as manobras de avanço da sondagem ou, quando possível, intervalos de isofraturamento.

Os dados obtidos foram processados em uma planilha eletrônica a qual já fornecia as classes de maciços segundo o método do sistema Q. Os dados completos de cada furo de sondagem interpretado bem como os parâmetros, os valores índice de Q e as respectivas classes, encontram-se disponíveis no APÊNDICE I.

Foi conveniente agrupar classes de maciço de intervalos muito pequenos, desde que fossem próximas qualitativa e quantitativamente, procedendo-se a uma ponderação final das classes de maciço. Após a ponderação das classes de maciço determinou-se sua distribuição ao longo da mina de Volta Grande em mapas de classes de maciço, para cada seção geológica pré-determinada, apresentados no APÊNDICE III.

Estes mapas irão permitir a análise prévia da viabilidade técnica de se proceder a uma escavação subterrânea, uma vez que as informações contidas nos mesmos são essenciais para elaboração de um projeto conceitual deste tipo.

As classes de maciços, de acordo com os índices do sistema Q, obtidas ao longo dos intervalos investigados nos testemunhos de sondagem, são:

- I – Maciço de excepcional qualidade
- II – Maciço de extrema qualidade
- III – Maciço de muito boa qualidade
- IV – Maciço de boa qualidade
- V – Maciço de qualidade regular
- VI – Maciço de má qualidade
- VII – Maciço de muito má qualidade

4.4 Classificação e mapeamento final dos maciços

Por representar muito bem as condições gerais dos maciços estudados apresenta-se aqui parte dos resultados deste trabalho, para a seção geológica NS-06. Os resultados completos da caracterização geológico-geotécnica e dos mapas de classificações geomecânicas obtidos para cada seção geológica estudada são apresentados nos APÊNDICES I e III, respectivamente.

A Tabela 29 mostra as informações gerais sobre os furos de sondagem descritos na seção NS-06.

Três litotipos com seus respectivos graus de alteração foram identificados na seção geológica NS-06: o anfíbolito (ANF), com graus de alteração A1 e A2/3; o pegmatito (PEG), grau de alteração A1; e o xisto grafitoso (XG), grau de alteração A2.

Tabela 29 – Informações gerais sobre os furos de sondagem interpretados na seção geológica NS-06.

Nº do furo de sondagem	Coordenadas geográficas (UTM-SAD69)	Elevação (m)	Comprimento da sondagem (m)	Comprimento não-recuperado (m)	Taxa de recuperação (%)	Comprimento descrito (m)
DHVG0079	7667741,73 541883,37	929,77	134,45	53	60,6	81,45
DHVG0129	7667573,79 541909,09	913,25	155,95	1,5	94	154,45
DHVG0133	7667486,37 541898,44	905,78	269,2	15,1	94,4	254,1

Na Tabela 30, pode-se acompanhar o resumo da descrição geológico-geotécnica dos furos de sondagem representativos da seção geológica NS-06.

Baseado nos resultados dos testes em laboratório de mecânica das rochas e na Tabela 30, as classes de maciços, apresentadas na Tabela 31, para a seção geológica NS-06 pelos sistemas RMR e Q, são:

- RMR: I (Rocha muito boa), II (Rocha boa) e III (Rocha regular);
- Q-System: I (Maciço de excepcional qualidade), II (Maciço de extrema qualidade), III (Maciço de muito boa qualidade), IV (Maciço de boa qualidade) e VI (Maciço de má qualidade).

As classes de maciços ao longo da seção geológica NS-06 pelos sistemas RMR e Q estão representadas, respectivamente, nos mapas das Figuras 73 e 74.

Tabela 30 – Resultados da descrição geológico-geotécnica dos furos de sondagem ao longo da seção geológica NS-06.

Nº	Profundidade (m)	Litotipos	Grau de alteração*	Coerência**	RQD (%)		Descrição geológica
					Máx.	Mín.	
DHVG0079							
1	0-53,00	-	-	-			Não recuperado
2	53-96,05	ANF	A1	C1	100	78,4	Anfibolito: rocha maciça; lepidoblástica; granulação fina; foliação tectônica (Sn); presença de veios centimétricos de quartzo; presença de biotita no contato geológico
3	96,05-111,50	PEG	A1	C2	74,4	37,1	Pegmatito: Rocha maciça; granoblástico; granulação grosseira; presença de cristais centimétricos de espodumênio
4	111,50-134,45	ANF	A1	C1	97,9	91,4	Idem ao 2
DHVG0129							
5	0-1,50	-	-	-			Não recuperado
6	1,50-11,08	ANF	A1	C1	87,5	68,1	Anfibolito: rocha maciça; lepidoblástica; granulação fina; foliação tectônica (Sn); presença de lentes de quartzo
7	11,08-11,50	PEG	A1	C1	71,4	-	Idem ao 3
8	11,50-126,09	ANF	A1	C1	100	86,4	Idem ao 6 mais: presença de microfalhas; dobras; presença de biotita na foliação (Sn)
9	126,09-150,14	PEG	A1	C2	76,1	70	Idem ao 3 mais: presença de veios de quartzo leitoso
10	150,14-155,95	ANF	A1	C1/2	94,4	23,2	Idem ao 8

Tabela 31 – Resultados da descrição geológico-geotécnica dos furos de sondagem ao longo da seção geológica NS-06. (continuação).

Nº	Profundidade(m)	Litotipos	Grau de alteração*	Coerência**	RQD (%)		Descrição geológica
					Máx.	Mín.	
DHVG0133							
11	0-15,10	-	-	-	-	-	Não recuperado
12	15,10-50,00	XG	A2	C2	52,8	11,9	Xisto grafitoso: próximo à zona do fallhamento de Volta Grande → foliação perturbada com presença de óxidos de ferro e manganês; textura grano-lepidoblástica; granulação média; presença de intercalações de anfibolito
13	50,00-58,70	ANF	A2/3	C2	66,3	-	Idem ao 6 mais: perturbação da foliação; presença de intercalações de xisto grafitoso; presença de sulfetos
14	58,70-87,25	ANF	A1	C1	100	89,6	Idem ao 13 mais: presença de microfalhas
15	87,25-104,75	XG	A2	C1	88,9	-	Idem ao 12
16	104,75-122,50	ANF	A1	C1	100	50	Idem ao 13
17	122,50-128,80	XG	A2	C1	89,4	-	Idem ao 12
18	128,80-163,95	ANF	A1	C1	100	92,3	Idem ao 14
19	163,95-171,10	XG	A2	C1	100	89,7	Idem ao 12
20	171,10-269,20	ANF	A1	C1	100	56	Idem ao 14

* (ISRM, 2007); ** (GUDICINI et al.,1972).

Tabela 32 – Classes de maciços da seção geológica NS-06, a partir dos furos de sondagem, pelos sistemas RMR e Q.

	DHVG0079		DHVG0129		DHVG0133	
	Profundidade	Classes	Profundidade	Classes	Profundidade	Classes
	(m)		(m)		(m)	
RMR system	0,0-53,00	Não recuperado	0,00-1,50	Não recuperado	0,0-15,10	Não recuperado
	53,00-96,05	I	1,50-11,50	II	15,10-58,7	III
	96,05-111,50	II	11,50-117,85	II	58,70-87,25	I
	1,50-134,45	I	117,85-155,95	II	87,25-104,75	II
					104,75-188,55	I
					188,55-206,60	II
					206,60-269,20	I
	DHVG0079		DHVG0129		DHVG0133	
	Profundidade	Classes	Profundidade	Classes	Profundidade	Classes
	(m)		(m)		(m)	
Q system	0,0-53,00	Não recuperado	0,0-1,50	Não recuperado	0,0-15,10	Não recuperado
	53,0-70,25	II	1,50-11,08	IV	15,10-58,70	VI
	70,25-93,70	II	11,08-36,80	II	58,70-79,75	III
	93,70-111,50	IV	36,80-113,60	III	79,75-104,75	IV
	111,50-134,45	III	113,60-155,95	IV	104,75-146,85	III
					146,85-188,55	II
					188,55-221,40	IV
					221,40-269,20	II

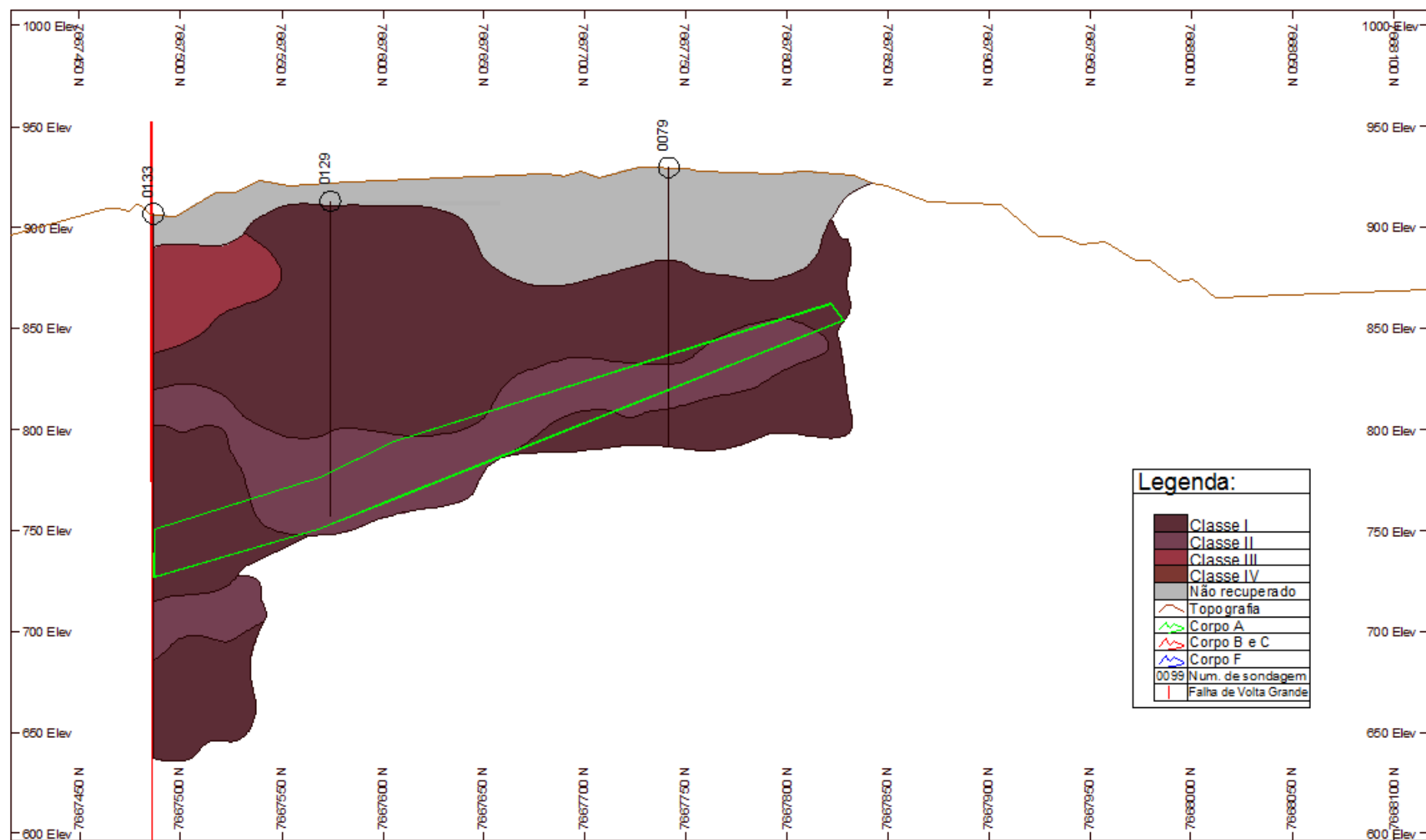


Figura 73: Mapa de classes de maciços rochosos da seção geológica NS-06, de acordo com o sistema RMR.

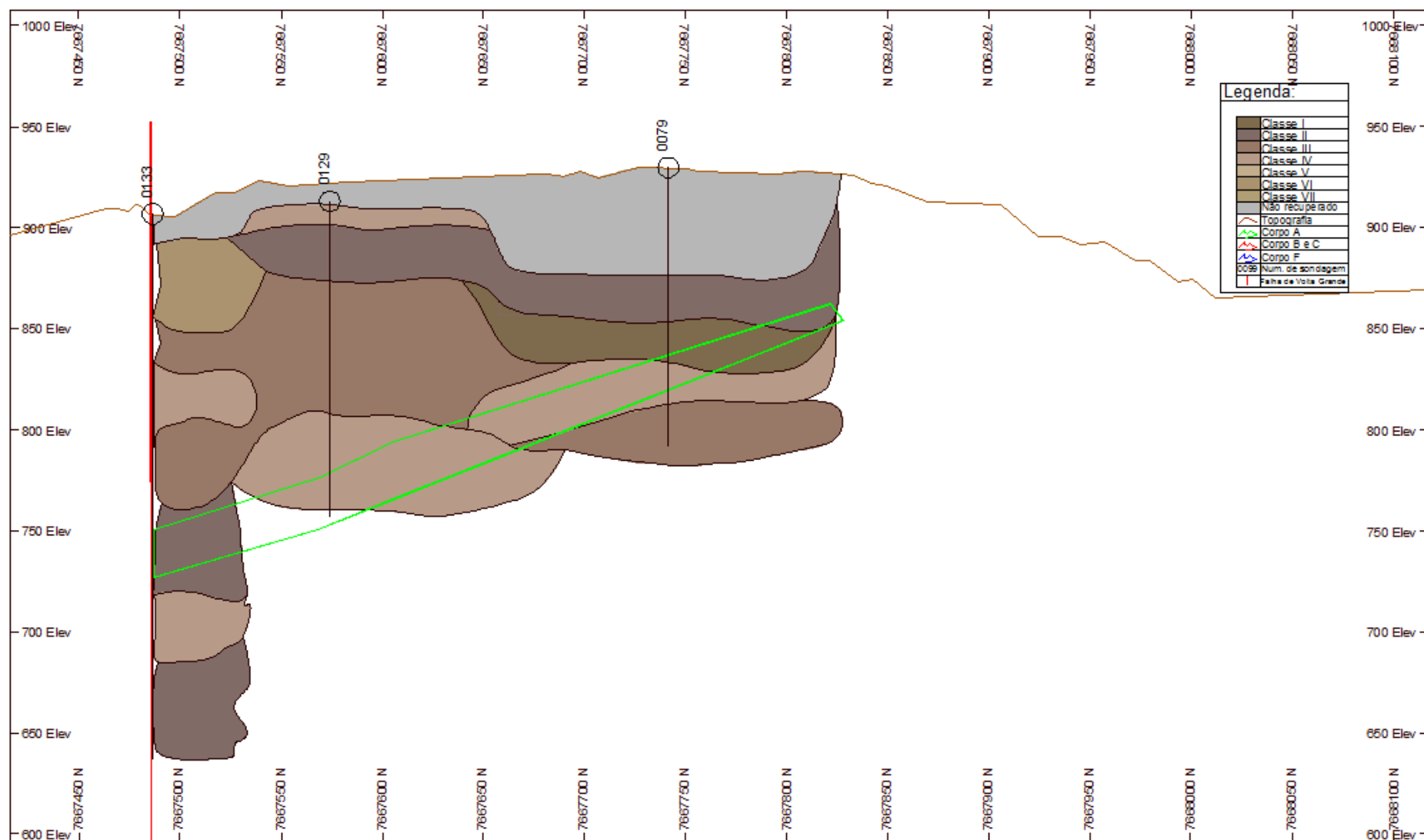


Figura 74: Mapa de classes de maciços rochosos da seção geológica NS-06, de acordo com o sistema Q.

Os dados obtidos na etapa de interpretação e descrição geológico-geotécnica dos testemunhos de sondagem, somados aos ensaios de laboratório e à revisão bibliográfica, permitiram classificar os maciços rochosos da Mina de Volta Grande em todas as seções geológicas mapeadas.

O resultado final deste trabalho, cujo detalhamento está apresentado nos APÊNDICES I, II e III, nos diversos mapas de classes de maciços, segundo os sistemas de classificação propostos por Barton et al. (sistema Q) e Bieniawski (sistema RMR), permitiram a identificação dos maciços e sua competência para possíveis projetos de lavra subterrânea, bem como permitirão que se tenha uma referência do tempo de auto-sustentação e o tipo de suporte nas paredes resultantes da escavação por meio deste método de lavra e os possíveis problemas de cunho geotécnico que poderão ser encontrados em cada alternativa de projeto.

Essas informações também irão ajudar, em etapa de projeto básico, caso se decida por uma lavra subterrânea, na determinação das técnicas necessárias ao desmonte, lavra e suporte e, conseqüentemente, no aumento da segurança das atividades de lavra e a otimização de recursos gastos em suporte.

De modo geral, os maciços da Mina de Volta Grande, sobretudo aqueles nos quais o corpo Pegmatítico principal, ora denominado de “Corpo A”, está encaixado, são constituídos por rocha sã, coerente, em que as principais estruturas que poderão vir a causar a instabilização do maciço em caso de lavra subterrânea são:

- as estruturas tectônicas, principalmente a foliação do anfibolito encaixante; as famílias de fraturas registradas;
- as zonas de perturbação nos contatos geológicos entre o pegmatito intrusivo e o anfibolito encaixante, e
- as zonas de perturbações advindas do evento do falhamento de Volta Grande; e os contatos geológicos de maneira geral por já constituírem, naturalmente, planos de menor resistência ao cisalhamento.

Os dados obtidos na interpretação geológico-geotécnica permitiram a identificação de 3 classes de maciço rochoso, segundo o sistema RMR; e de 7 classes de maciço de acordo com o sistema Q.

No sistema RMR, foram identificadas as classes I (Rocha muito boa), II (Rocha boa) e III (Rocha regular). No caso da classe I, o maior valor de RMR encontrado foi de 100, correspondente aos intervalos de rocha sã, sem alterações e sem fraturas naturais, sobretudo nas maiores profundidades. Já para classe II, os valores de RMR variam entre 61 e 80, observando-se que os valores próximos do primeiro normalmente estão associados a intervalos cujos litotipos são ligeira a moderadamente alterados e com pouca coerência, enquanto os valores mais elevados estão associados a litotipos sem alteração, coerentes, tendendo para maciços de classe I, ou seja, mesmo com a presença de famílias de fraturas o maciço tende a manter sua integridade, fato que pode ser comprovado pelos altos valores de RQD para estes índices do RMR. Apesar de menos frequente, observou-se que os maciços de classe III, cujo índice variou de 42 a 60, estão associados, em sua maioria, a litotipos moderadamente alterados, pouco coerentes e, normalmente, registrados nas zonas de intemperismo ativo (próximo à superfície), zonas de perturbações decorrentes da falha de Volta Grande (principalmente onde ocorre o xisto grafitoso) e nos contatos geológicos. Todas essas regiões são ricas em estruturas desestabilizadoras como a foliação tectônica e fraturas naturais com ou sem preenchimento, com paredes das fraturas alteradas e oferecendo menor resistência ao cisalhamento em função da baixa rugosidade da superfície das paredes das juntas.

Para a classificação pelo sistema Q, foram identificadas as classes I (Maciço de excepcional qualidade), classe II (Maciço de extrema qualidade), classe III (Maciço de muito boa qualidade), classe IV (Maciço de boa qualidade), classe V (Maciço de qualidade regular), classe VI (Maciço de má qualidade) e classe VII (Maciço de muito má qualidade). O maior valor índice para **classe I** foi de 426, 667, situação nas quais vários intervalos analisados: não apresentam juntas ou, então, apresentam apenas fraturas mecânicas as quais não entram no computo do RQD valorado em 100. Poucos são os intervalos que se encontram na condição de **maciço de muito má qualidade**, representando 4,08 % da metragem linear total descrita, sendo o menor valor de Q registrado para a classe VII igual a 0,159 no intervalo entre 15,10 – 50,0 metros do furo DHVG 0133, como consequência da presença de xisto grafitoso medianamente alterado e medianamente coerente em zona de grande perturbação próxima à falha de Volta Grande.

As classes de maciços se distribuem, de modo geral, tendendo a acompanhar a seguinte relação com o sistema RMR:

- RMR classe I = Q classes I e II
- RMR classe II = Q classes III e IV
- RMR classe III = Q classes V e VI

Enquanto as classes de maciços segundo o sistema RMR tenderam a seguir uma sequência mais bem definida, sem muitas interrupções e discrepâncias de classes diferentes, em intervalos menores, o mesmo não se observou no sistema Q. Por este último método, foi perceptível a maior sensibilidade dos parâmetros que o traduzem, uma vez que as classes de maciços para alguns trechos de alguns furos variavam muito em relação às classes obtidas pelo sistema RMR que, por sua vez, demonstrou, para a área de estudo, maior sensibilidade apenas ao parâmetro RQD.

Algumas discrepâncias foram notadas nas variações das classes de maciço segundo o sistema Q ocorrendo, por vezes, mudanças de classe de um intervalo pequeno para o adjacente apenas em função de uma mudança em um dos parâmetros de classificação.

Por exemplo, no furo DHVG 0138, o intervalo 131,70 – 133,65 m de anfíbolito rocha sã, enquadra-se na classe de maciço VI segundo o sistema Q, sendo o intervalo imediatamente anterior, também de anfíbolito rocha sã e coerente, pontuado para classe de maciço I pelo mesmo sistema. Porém, em seguida a este intervalo ocorre o contato geológico com o pegmatito intrusivo, o que provavelmente influenciou na determinação do parâmetro J_n elevado para o intervalo em questão já que se observou, conforme detalhado no APÊNDICE I, que é um intervalo de rocha com fragmentos resultantes de esmagamento. Esse maior valor de J_n penaliza a classificação final nesse trecho.

Essas variações bruscas estão comumente relacionadas à escolha da valoração de alguns parâmetros mais sensíveis em cada um dos sistemas de classificação geomecânica. No caso do sistema Q, este é mais sensível aos parâmetros J_n , J_r e J_a . Já para o sistema RMR, a sensibilidade mostrou-se maior para mudanças no RQD. Consequentemente, as classificações para um mesmo intervalo em análise podem variar de acordo com a experiência do profissional e em função da subjetividade na determinação dos valores desses parâmetros. Além disso, quando comparados, o sistema RMR para o intervalo do exemplo do parágrafo anterior acusa maciço classe II e o Q acusa classe VI quando se esperava que o Q, por exemplo, acusasse classe III ou IV. Em outras palavras, para dois

profissionais com mesmo tempo de experiência, neste trabalho, acredita-se que o sistema RMR representaria mais pontos em comum na análise de ambos.

Ambos os sistemas representam muito bem as condições de campo verificadas nos testemunhos de sondagem descritos e interpretados. Porém, no intuito de diminuir a subjetividade e aumentar a segurança dos resultados, pode-se afirmar que o sistema RMR se aplicaria melhor, na visão do autor do trabalho, aos estudos de viabilidade de lavra subterrânea nos maciços encontrados na mina de Volta Grande, pois, como se pode verificar no apêndice A, os índices RMR estão mais uniformes na maioria dos intervalos analisados, em detrimento dos índices Q que muitas vezes alteram-se bruscamente em intervalos muito próximos para os quais, na prática em campo, percebeu-se que não houve tamanha modificação na condição geomecânica do maciço. Além disso, outro fator importante observado é que o sistema RMR considera, de maneira prática, os resultados de ensaios de resistência à compressão uniaxial e puntiforme o que aumenta, neste caso, a fiabilidade dos resultados uma vez que foram ensaiadas amostras de todos os litotipos com seus diferentes graus de alteração identificados.

Pode-se dizer que, de modo geral, ao comparar os resultados da classificação pelo método de Bieniawski com os resultados da classificação proposta por Barton et al., a classificação segundo o sistema RMR conduz a resultados mais uniformes dos maciços rochosos da área de estudo.

Os resultados obtidos pelo sistema RMR podem ser ainda mais confiáveis ao se introduzir de fato a correção dos valores finais de RMR em função do parâmetro de ajuste para orientação das descontinuidades em relação ao eixo da possível escavação.

4.5 Correlação RMR x Q

Para a correlação obtida para os valores índice de RMR e Q, de acordo com o gráfico representado pela Figura 75, é possível afirmar que a mesma se aproxima das correlações propostas por Bieniawski (1976) e por Abad et al. (1983), apresentando um coeficiente de determinação de 0,71, considerado entre moderado e forte, significando que aproximadamente 71 % dos valores de RMR podem ser explicados pela variância de Q (e vice-versa) através da equação de correlação obtida, sendo os 30 % restantes explicados por outros fatores não relacionados aos dados do estudo.

Para valores do índice Q menores do que 30,0, principalmente para os valores muito baixos de Q, percebe-se que a correlação resultante do presente estudo superestima o valor de RMR em cerca de 14 a 121%. De maneira a se destacar este resultado apresenta-se, na Tabela 32, a comparação entre valores de RMR obtidos a partir das correlações propostas por aqueles autores e os valores reais de Q e RMR obtidos no presente trabalho para intervalos de alguns dos furos de sondagem analisados.

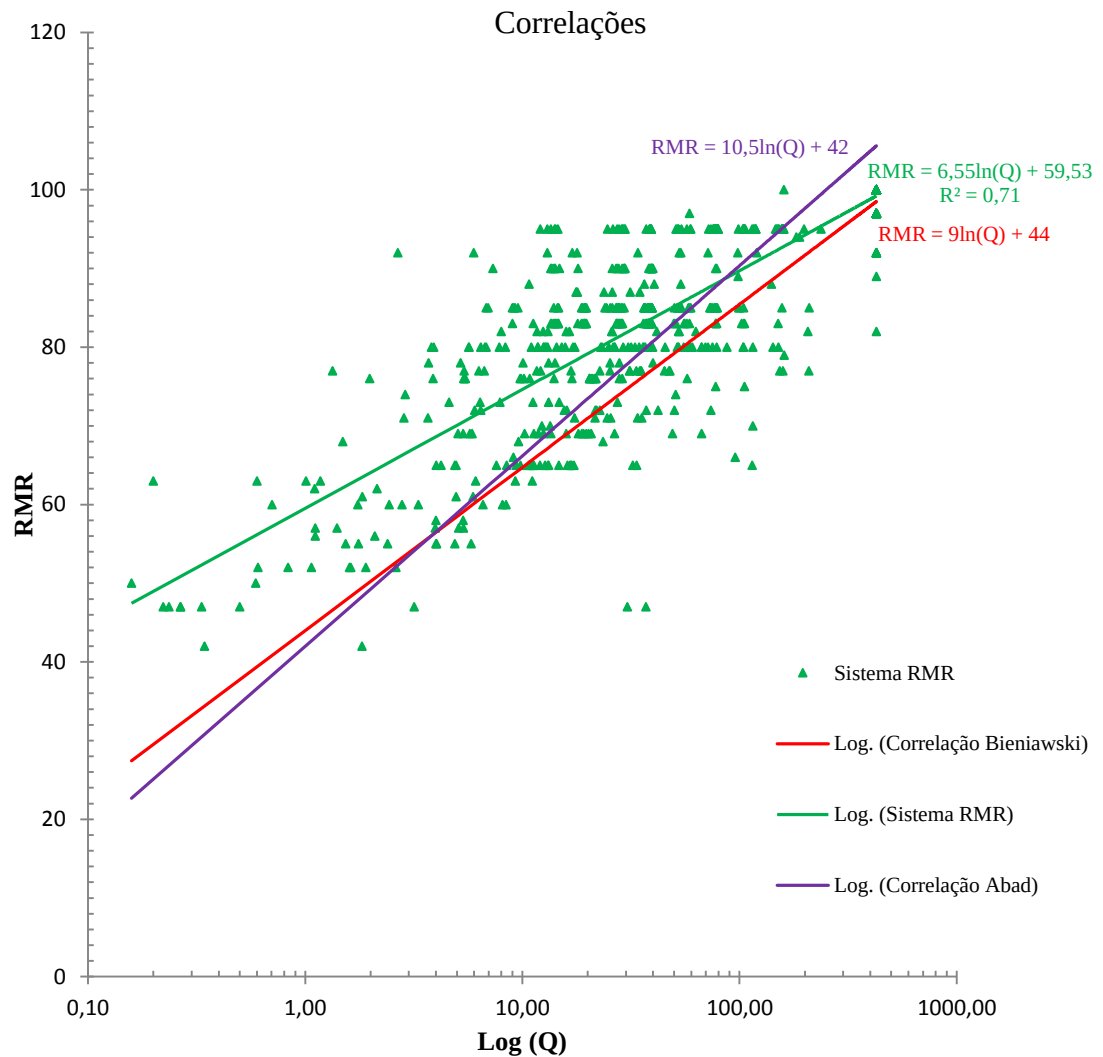


Figura 75: Correlação obtida entre RMR e Q em comparação com as sugeridas por Bieniawski (1976) e por Abad et al. (1983 apud Bieniawski, 1989).

Tabela 33 – Comparação e significado das correlações propostas em relação aos resultados obtidos na prática para RMR.

Nº	Furo	Intervalo (m)	Resultados		Correlações para RMR		(%) RMR/Correlações	
			Q	RMR	Bieniawski	Abad et al.	Bieniawski	Abad et al.
1	DHVG 0133	15,10 - 41,90	0,159	50,000	27,431	22,670	182%	221%
2	DHVG 0124	26,80 - 47,00	0,236	47,000	31,005	26,839	152%	175%
3	DHVG 0124	47,00 - 75,65	0,606	52,000	39,492	36,741	132%	142%
4	DHVG 0088	112,25 - 116,60	14,400	80,000	68,005	70,006	118%	114%
5	DHVG 0088	107,60 - 110,60	29,490	95,000	74,456	77,533	128%	123%
6	DHVG 0134	206,55 - 209,06	35,200	77,000	76,049	79,391	101%	97%
7	DHVG 0129	36,80 - 41,00	99,200	85,000	85,374	90,270	100%	94%
8	DHVG 0138	133,65 - 147,76	120,000	92,000	87,087	92,269	106%	100%
9	DHVG 0087	104,60 - 107,65	159,200	95,000	89,631	95,237	106%	100%
10	DHVG 0130	66,35 - 68,20	189,013	94,000	91,176	97,039	103%	97%
11	DHVG 0130	164,15 - 167,20	426,667	100,000	98,504	105,588	102%	95%

Fica evidente que, para valores de **Q** muito abaixo de 30,0, as correlações propostas por Bieniawski e Abad et al. tornam-se fracas, como no caso do menor valor obtido para **Q**, na linha 1 da Tabela 32. Em contrapartida, os valores de **Q** muito maiores do que 30,0, principalmente os mais próximos do valor máximo obtido no trabalho, mostram uma boa aplicabilidade das correlações propostas por aqueles autores nesta faixa, resultando em valores de **RMR** próximos dos valores obtidos na prática, como se observa para o maior valor de **Q** na linha 11 da Tabela 32.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 Conclusões

A caracterização e classificação dos maciços da Mina de Volta Grande é resultado de um extenso trabalho de descrição geológico-geotécnica de 28 furos de sondagem (3476, 60 metros lineares de testemunhos de sondagem), o que permitiu definir e setorizar as classes de maciços da mina, ao longo das 14 seções geológicas mapeadas, pelos dois métodos mais utilizados mundialmente, o Rock Mass Rating e o Q-system.

O sistema RMR permitiu a identificação das classes I (rocha muito boa) para maciços com pouca ou nenhuma descontinuidade, constituídos por rocha sã muito coerente; classe II (rocha boa) para maciços com presença de descontinuidades que, em geral, não diminuem a integridade do maciço; e classe III (rocha regular) para maciços nos quais as descontinuidades são mais frequentes, menos espaçadas e apresentam, por vezes, alteração nas paredes, variação da aspereza e preenchimentos diversos. Neste sistema não foi possível realizar a correção do valor final de RMR em função do parâmetro de ajuste relacionado à influência da atitude das descontinuidades em relação ao eixo da escavação, uma vez que esta última ainda não existe.

Pelo sistema Q, identificou-se as seguintes classes de maciço: I (Maciço de excepcional qualidade), classe II (Maciço de extrema qualidade), classe III (Maciço de muito boa qualidade), classe IV (Maciço de boa qualidade), classe V (Maciço de qualidade regular), classe VI (Maciço de má qualidade) e classe VII (Maciço de muito má qualidade).

Após a obtenção dos resultados finais, as classes definidas, tanto para o sistema RMR quanto para o sistema Q, mostram-se coerentes com o que foi observado na descrição dos testemunhos de sondagem e com as situações reais observadas nos taludes da mina. No entanto, o sistema RMR foi considerado como o que melhor representaria o modelo geomecânico da mina para fins de estudos de viabilidade de lavra subterrânea, por apresentar menos discrepâncias e resultados em classes mais uniformes quando comparado ao sistema Q.

As correlações entre RMR e Q sugeridas por Bieniawski (1976) e por Abad et al. (1983) aplicaram-se bem aos resultados obtidos para os maciços mapeados da mina para valores de Q acima de 30.

Os ensaios de laboratório permitiram estimar os principais parâmetros dos litotipos estudados, sobretudo a resistência à compressão puntiforme, uniaxial, triaxial, velocidade sônica, e também os índices físicos tais como a massa específica, porosidade e capacidade de absorção e a variação desses parâmetros e propriedades em função das diferentes estruturas e graus de alteração das rochas estudadas.

A metodologia de trabalho adotada para caracterizar e classificar os maciços da mina de Volta Grande possibilitou, a baixo custo, a obtenção de uma classificação setorizada dos maciços que pode e deverá subsidiar, junto com outros estudos, a tomada de decisão no que diz respeito à viabilidade de se proceder a uma lavra subterrânea do corpo pegmatítico principal (Corpo A) e, neste caso, servirá como ferramenta útil, de maneira preliminar e conservadora, para inferir sobre a necessidade ou não de utilização de suporte, os prováveis locais em que estes serão aplicados e os tipos mais adequados à estabilização das escavações subterrâneas.

Do ponto de vista geotécnico o modelo final da classificação geomecânica dos maciços da mina de Volta Grande demonstra a viabilidade do início de uma lavra subterrânea e ainda fornece, a partir dos resultados finais obtidos para os sistemas RMR e Q, dados consistentes que podem ser utilizados para se inferir sobre tempo de auto-sustentação e tipos de contenção, se necessário, para um possível projeto de lavra subterrânea, a qual se implementada, resultaria em aumento da vida útil da mina e diminuição da projeção da relação minério-estéril.

5.2 Recomendações

As classes de maciço foram definidas em etapa de projeto básico e conceitual, não sendo, portanto, sugerida sua utilização na fase de projeto executivo, para o que se necessitaria de uma maior quantidade de dados. Em outras palavras, a utilização da classificação geomecânica obtida neste trabalho em fase de execução só deverá ser feita se, e somente se, houver a atualização dos resultados através do caminhamento a cada avanço da lavra para descrição geológico-geotécnica e mapeamento contínuo das litologias, suas estruturas, condições das estruturas, investigação das tensões envolvidas e do comportamento real dos maciços ao longo das paredes e tetos das escavações, confrontando esses novos dados com os do modelo geomecânico do presente trabalho.

Sabendo que se trata de um estudo baseado em investigações diretas do subsolo a partir da interpretação de testemunhos de sondagem, uma campanha de sondagens mais avançadas como, por exemplo, as que utilizam de métodos geofísicos seriam interessantes para, em complementação a este trabalho, explorar as condições do maciço, suas estruturas e a presença e comportamento da água subterrânea com uma maior cobertura espacial e possibilitar uma melhor definição em 3D dos resultados obtidos. Para isso, recomenda-se a utilização de métodos geoestatísticos, como por exemplo a Krigagem, a fim de melhor explorar o mapeamento geomecânico da área de estudo.

É recomendado, como complementação aos trabalhos de classificação de maciços, experimentar o uso de outros sistemas de classificação que possam vir a corrigir, ajustar ou, até mesmo, substituir o modelo geomecânico até então obtido por um que melhor represente as reais condições dos maciços rochosos.

BIBLIOGRAFIA

- ABAD, J., CELADA, B., CHACÓN, E., GUTIERREZ, V., HIDALGO, E. Application of geomechanical classification to predict the convergence of coal mines galleries and to design their supports. Proc. 5th int. Congress on Rock Mechanics. ISRM: Melbourne. 1983.
- ALMEIDA, F .F. M.; HASUY, H.; BRITO NEVES, B.B.; FUCK, R.A. 1981. Brazilian strucional provinces: an introduction. Earth-Sci. Rev., 17:1-29.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL. Geologia de Engenharia. [S.l.]: ABGE/FAPESP/CNPq, 1998. 587 p.
- AZEVEDO, I.C.D.; MARQUES, E.A.G. Introdução à Mecânica das Rochas. Ed. UFV, 2006. 361 p
- BARTON N. TBM tunnelling in jointed and faulted rock. Balkema, Rotterdam. 2000. 173 pp.
- BARTON, N.; BIEANIAWSKI, Z. T. RMR and Q - setting records straight. Tunnels and Tunnelling International, Feb. 2008, pp. 26-29.
- BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics. v. 6:4, p. 189-236 apud ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL. Geologia de Engenharia. [S.l.]: ABGE/FAPESP/CNPq, 1998. 587 p.
- BIENIAWSKI Z. T.; ORR, C. M. "Rapid site appraisal for dam foundation by geomechanics classification" 12th ICOLD: México. Q46. R32. 1976.
- BIENIAWSKI, Z.T. Engineering Rock Mass Classifications. New York, USA: John Wiley & Sons, 1989.251 p.
- BIENIAWSKI, Z.T. Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling. Boston, USA: Balkema, 1984.272 p.
- BISHOP, A. W., HENKEL, D. J. The measurement of soil properties in the triaxial test. London: Ed. Arnold Ltda, 1962. 227p.
- BISHOP, A.W.; WESLEY, L.D. Ahydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. Géotechnique, London, v.25, n.4, p. 657-660, 1975.
- BURT, G. L. Handbook of geotechnical investigation and design tables, Taylor and Francis Group, London, UK (2007).
- DEERE, D.U. 1989. Rock quality designation (RQD) after 20 years. U.S. Army Corps Engrs Contract Report GL-89-1. Vicksburg, MS: Waterways Experimental Station.
- DEERE, D.U.; HENDRON, A.J.; PATTON, F.D.; CORDING, E.J. Design of surface andnear surface construction in rock.In Failure and breakage of rock, proc. 8th U.S.symp.rock mech., (ed. C. Fairhurst), 237-302. New York: Soc. Min. Engrs, 1967.
- DINIZ-PINTO, H. S.; HOFMEISTER, W. (2004a) Aspectos texturais de microlitas dos pegmatitos de Volta Grande, Nazareno, MG. In: XLII Congresso Brasileiro de

- Geologia. Recursos minerais e desenvolvimento socioeconômico. Araxá. Sociedade Brasileira de Geologia. Boletim de Resumos. 23-620.
- DINIZ-PINTO, H. S.; HOFMEISTER, W. (2004b) Cristaloquímica de microlitas dos pegmatitos de Volta Grande, Nazareno, MG. Em: XLII Congresso Brasileiro de Geologia. Recursos minerais e desenvolvimento socioeconômico. Araxá. Sociedade Brasileira de Geologia. Boletim de Resumos. 23-621.
- GOODMAN, R. E. Introduction to rock mechanics. 2ª Ed. New York: John Wiley & Sons, 1989. 562 p.
- GRIMSTAD, E.; BARTON, N., 1993. Updating of the Q-System for NMT. In: Kompen, Opsahl & Berg, eds., Proceedings of the International Symposium on Sprayed Concrete: Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support. Norwegian Concrete Association, Oslo. pp. 46-66.
- GUDICINI, G.; OLIVEIRA, A. M. S; CAMARGO, F. P.; KAJI, N. Um método de classificação geotécnica preliminar de meios rochosos. In: SEMANA PAULISTA DE GEOLOGIA APLICADA, 4, Anais. São Paulo. 1972. P 275 - 282
- HOEK, E. (2000). Practical Rock Engineering. 2007 Edition. Disponível em: < http://www.rocscience.com/hoek/corner/Practical_Rock_Engineering.pdf > Acesso em: 14/03/2014.
- HUDSON, J. A. Rock mechanics principles in engineering practice.[s.l]. CIRIA Ground Engineering Report, Butterworths, 1989. 72 p. apud AZEVEDO, I.C.D.; MARQUES, E.A.G. Introdução à Mecânica das Rochas. Ed. UFV, 2001. 361 p
- HUDSON, J. A.; HARRISON, J. P. - Engineering Rock Mechanics: an introduction to the principles – 1ª ed, Pergamon. 1997.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. Estudos geológico-geotécnicos para caracterização e classificação de maciços rochosos para projetos de engenharia (túneis, lavra a céu aberto e barragens). São Paulo. (IPT – Relatório, 19569). 1984.
- INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS. The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974-2006. In: Ulusay, R. & Hudson, J.A. (eds.), suggested methods prepared by the Commission on Testing Methods, ISRM. Ankara, Turkey. 2007. 628 p.
- INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS. Rock characterization testing & monitoring – ISRM suggested methods. London: Ed. E. T. Brown, Pergamon Press, 1981. 211 p apud AZEVEDO, I.C.D.; MARQUES, E.A.G. Introdução à Mecânica das Rochas. Ed. UFV, 2001. 361 p
- JAEGER, J. C.; COOK, N. W. Fundamentals of Rock Mechanics. 3ª Ed. London, 1979. 593 p.
- LIMA, A. A.; SCHUSTER, H. D. M. Descrição geotécnica de testemunhos de sondagem usando o sistema RMR de classificação geomecânica. Ambiente Mineral – Revista Brasileira de Mineração e Meio Ambiente, Campina Grande, v. 2, n. 1, 2011.
- LOPES, Rogério de Lima. Caracterização e classificação de maciços rochosos na mina de São Bento, Santa Bárbara, Minas Gerais. 2000. 159 f. Dissertação (Mestrado em

- Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa - Minas Gerais, Brasil. 2000.
- MADUREIRA, Marlene Marisa Batista. Geotecnia dos túneis do maciço de Paranhos: avaliação hidrogeomecânica exploratória. 2012. 123 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica e Geoambiente) – Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto – Portugal. 2012.
- MARQUES, E. A. G. Caracterização geomecânica de um perfil de intemperismo em kinzigito. Rio de Janeiro: IGEO/UFRJ, 1998. 271 f. Tese (Doutorado em Geologia) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 1998.
- MARQUES, A. A.; PAES, B. S. T. Caracterização, Análise e Correlações entre Resistências de Rochas de Cavas a Céu Aberto. Trabalho Final de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2013.
- NOGOSEKE, Elaine. Compartimentação de maciços rochosos para projetos básicos de PCH's usando o sistema RMR: aplicação no projeto básico da PCH Morro Grande, Rio Grande do Sul. 2009. 111 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos - São Paulo, Brasil. 2009.
- OJIMA, L. M. Metodologia de classificação de maciços rochosos aplicável a túneis. Lisboa: [s. n.], 1982. 100 p. (Síntese da tese apresentada ao concurso para especialista do Laboratório Nacional de Engenharia Civil).
- PALMSTROM A.; SINGH, R. The deformation modulus of rock masses: comparisons between in situ tests and indirect estimates. *Tunnelling and Underground Space Technology*.v.16: 115-131. 2001.
- PEREIRA, R.M; ÁVILA, C.A.; NEUMANN, R. (2004). Estudo mineralógico e químico da Cassiterita e de suas inclusões sólidas: implicação com a paragéneses das mineralizações da província pegmatítica de São João Del Rei, Minas Gerais, Brazil. *Arquivos do Museu Nacional*, 62, 321–336
- PINHO, António Bastos de. Caracterização geotécnica de maciços rochosos de baixa resistência: o flysch do baixo Alentejo. 2003. 272 f. Tese (Doutorado em Geologia) – Universidade de Évora, Évora - Portugal. 2003.
- RAMOS, T. M. M. A. Ensaaios geomecânicos em rochas metassedimentares do maciço da Mina das Aveleiras (Mosteiro de Tibães): comparação, potencialidades e limitações. 2009. 219 p. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto. 2009.
- RITTER, W. “Die Statik der Tunnelgewölbe.” Berlin: Springer. 1879.
- RUHLAND, M. 1973. Méthode d'étude de la fracturation naturelle des roches associée à diversismo des structuraux. *Sci. Géol.Bull.*26(2-3):91-113.
- SINGH, T. N.; KAINTHOLA, A. and VENKATESH, A (2012). Correlation between point load index and uniaxial compressive strength for different rock types. *Rock Mech. Rock Eng.*, 45:259-264.
- TOLEDO, Catarina Labouré Benfíca. Evolução geológica das rochas máficas e ultramáficas no greenstone belt Barbacena, região de Nazareno, MG. 2002. 308 f. Tese

(Doutorado em Geociências) - Instituto de Geociências, Universidade Estadual de Campinas, Campinas. 2002.

VALLEJO, L; FERRER, M; ORTUÑO, L; OTEO, C. Ingeniería Geológica. Pearson Prentice Hall, Madrid. 2004.

APÊNDICE I

Planilhas de dados de campo e cômputo final das classes de maciço para cada furo de sondagem descrito (**disponível em meio eletrônico**).

APÊNDICE II

Certificados dos resultados dos ensaios em laboratório de mecânica das rochas da UFV.



Ensaio de caracterização em rochas

Informações gerais

Interessado: Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - UFV
Mestrando Daniel Silva Jaques
Tipo petrográfico: Variado Grau de Alteração: Variado
Procedência do material: Mina de Volta Grande, Nazareno - MG Data: 19/11/2013

Determinação da massa específica, porosidade e absorção d'água aparente - ISRM,

Nº	Amostras	Grau de Alteração	Massa do agregado (g)			Massa específica (kg/m³)		Porosidade (%)	Absorção (%)
			Seco	1ª S.S.S.	Submerso	Seca	Saturada		
1	2ª ANF	A1	1.294,74	1.295,11	872,12	3061	3062	0,09	0,03
2	ANF	A2/3	913,84	924,68	606,72	2874	2908	3,41	1,19
3	3ª ANF _{qtz}	A1	1.170,42	1.174,24	777,42	2949	2959	0,96	0,33
4	4ª PEG _{g&f}	A1	1.131,88	1.135,70	698,08	2586	2595	0,87	0,34
5	5ª PEG _f	A1	1.934,74	1.956,89	1.191,50	2528	2557	2,89	1,14
6	6ª PEG	A2/3	702,87	710,63	453,98	2739	2769	3,02	1,10
7	PEG	A3	1.328,31	1.355,19	826,85	2514	2565	5,09	2,02
9	7ª XG	A2	1.294,45	1.306,27	852,64	2854	2880	2,61	0,91

1ª - Massa saturada de superfície seca 2ª - Anfibolito 3ª - Anfibolito Quartzoso 4ª - Pegmatito mais grosseiro e fraturado 5ª - Pegmatito mais fino
6ª - Pegmatito 7ª - Xisto Grafítico

Observações

Fotos ilustrativas do ensaio:



Executado por:
Daniel Silva Jaques

Data: 25/11/2013
Folha: 01/01

Figura 1: Resultados do ensaio para determinação dos índices físicos Massa Específica, Porosidade e Capacidade de Absorção.



Informações gerais

Interessado: Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - UFV

Mestrando Daniel Silva Jaques

Tipo petrográfico: ANFIBOLITO (ANF)

Grau de Alteração: A1

Procedência do material: Mina de Volta Grande, Nazareno - MG

Data: 13/11/2013

Descrição geológica-estrutural: Rocha lepidobástica; granulometria fina; maciça; sem estruturas marcantes

Resistência à Compressão Uniaxial - ISRM, 2007

Nº	Amostra	1° h/d	2° α (°)	D (mm)	H (mm)	3° t (min' seg'')	P (kg)	P (kN)	A (cm²)	σ (MPa)	Descartados
1	ANF 123	2,82	-	47,42	133,75	10'	57460,00	563,11	17,66	318,84	
2	ANF 124	2,84	-	47,40	134,55	4' 45"	38880,00	381,02	17,65	215,93	x
3	ANF 125	2,80	-	47,35	132,54	7' 30"	59360,00	581,73	17,61	330,36	
4	ANF 126	2,80	-	47,35	132,41	7' 45"	55110,00	540,08	17,61	306,71	
5	ANF 127	2,86	-	47,38	135,61	7' 50"	51460,00	504,31	17,63	286,03	

σ médio (MPa) = 310,49

Desvio Padrão (MPa) = 18,95

Observações

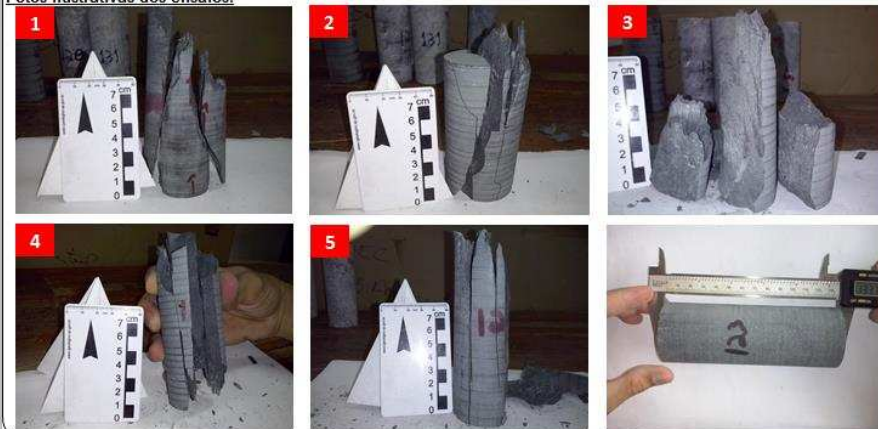
1° - Relação entre altura (h) e diâmetro (d) da amostra. Sendo $2,5 < h/d < 3$, o sugerido pela ISRM (2007).

2° - Ângulo entre a estrutura marcante (foliação) e o eixo axial do testemunho.

3° - Tempo de carregamento, em minutos, necessário para a ruptura da amostra. Sendo $5' < t < 10'$, o sugerido pela ISRM (2007).

x - Invalidado por não atender ao tempo de carregamento sugerido pela ISRM (2007).

Fotos ilustrativas dos ensaios:



Executado por:

Daniel Silva Jaques

Data: 20/11/2013

Folha 01/01

Figura 2: Certificado dos resultados do ensaio para determinação da resistência à compressão uniaxial do anfibolito maciço sem alteração (A1).



Ensaios mecânicos em rochas

Informações gerais

Interessado: Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - UFV

Mestrando Daniel Silva Jaques

Tipo petrográfico: ANFIBOLITO QUARTZOSO (ANFqtz)

Grau de Alteração: A1

Procedência do material: Mina de Volta Grande, Nazareno - MG

Data: 13/11/2013

Descrição geológica-estrutural: Preseça marcante de foliação Sn(α), veios e vênulas de quartzo.

Resistência à Compressão Uniaxial - ISRM, 2007

Nº	Amostra	1 ^o h/d	2 ^o α (°)	D (mm)	H (mm)	3 ^o t (min' seg'')	P (kg)	P (kN)	A (cm²)	σ (MPa)	Descartados
1	ANFqtz 108	2,82	20	47,57	134,21	9' 10"	33090,00	324,28	17,77	182,46	
2	ANFqtz 109	2,72	15	47,48	129,01	8' 38"	20710,00	202,96	17,71	114,63	
3	ANFqtz 110	2,83	10	47,62	134,67	8' 02"	24210,00	237,26	17,81	133,21	
4	ANFqtz 111	2,81	17	47,62	134,00	9' 40"	28960,00	283,81	17,81	159,35	
5	ANFqtz 112	2,78	12	47,57	132,04	8' 15"	26300,00	257,74	17,77	145,02	

σ MÉDIO (MPa) = 146,93

Desvio Padrão (Mpa) = 25,75

Observações

1^o - Relação entre altura (h) e diâmetro (d) da amostra. Sendo $2,5 < h/d < 3$, o sugerido pela ISRM (2007).

2^o - Ângulo entre a estrutura marcante (foliação) e o eixo axial do testemunho.

3^o - Tempo de carregamento, em minutos, necessário para a ruptura da amostra. Sendo $5' < t < 10'$, o sugerido pela ISRM (2007).

x - Invalidado por não atender ao tempo de carregamento sugerido pela ISRM (2007).

Fotos ilustrativas do ensaio:



Executado por:

Daniel Silva Jaques

Data: 20/11/2013

Folha 01/01

Figura 3: Certificado dos resultados do ensaio para determinação da resistência à compressão uniaxial do anfibolito quartzoso, maciço e sem alteração (A1).



Ensaios mecânicos em rochas

Informações gerais

Interessado: Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - UFV
Mestrando Daniel Silva Jaques

Tipo petrográfico: PEGMATITO grosseiro & fraturado (PEG_{g&f})

Grau de Alteração: A1

Procedência do material: Mina de Volta Grande, Nazareno - MG

Data: 13/11/2013

Descrição geológica-estrutural: Rocha granoblástica; grãos centimétricos; muitas fraturas naturais preenchidas; presença de foliação Sn(α) perturbada

Resistência à Compressão Uniaxial - ISRM, 2007

Nº	Amostra	¹ h/d	² α (°)	D (mm)	H (mm)	³ t (min' seg'')	P (kg)	P (kN)	A (cm²)	σ (MPa)	Descartados
1	PEG _{g&f} 128	2,80	-	47,46	132,87	3' 15"	19610,00	192,18	17,69	108,63	x
2	PEG _{g&f} 129	2,74	-	47,47	130,23	3' 45"	13330,00	130,63	17,70	73,81	x
3	PEG _{g&f} 130	2,78	-	47,46	131,98	7'	14200,00	139,16	17,69	78,66	
4	PEG _{g&f} 131	2,79	50	47,44	132,42	6' 25"	13080,00	128,18	17,68	72,52	
5	PEG _{g&f} 132	2,78	-	47,45	131,74	8' 25"	21690,00	212,56	17,68	120,21	
							σ MÉDIO (MPa) =		90,46		
							Desvio Padrão (Mpa) =		25,94		

Observações

1ª - Relação entre altura (h) e diâmetro (d) da amostra. Sendo $2,5 < h/d < 3$, o sugerido pela ISRM (2007).

2ª - Ângulo entre a estrutura marcante (foliação) e o eixo axial do testemunho.

3ª - Tempo de carregamento, em minutos, necessário para a ruptura da amostra. Sendo $5' < t < 10'$, o sugerido pela ISRM (2007).

x - Invalidado por não atender ao tempo de carregamento sugerido pela ISRM (2007).

Fotos ilustrativas do ensaio:



Executado por:

Daniel Silva Jaques

Data: 20/11/2013

Folha 01/01

Figura 4: Certificado dos resultados do ensaio para determinação da resistência à compressão uniaxial do pegmatito de granulação grosseira, fraturado e sem alteração (A1).



Ensaios mecânicos em rochas

Informações gerais

Interessado: Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - UFV

Mestrando Daniel Silva Jaques

Tipo petrográfico: PEGMATITO fino (PEG_f)

Grau de Alteração: A1

Procedência do material: Mina de Volta Grande, Nazareno - MG

Data: 13/11/2013

Descrição geológica-estrutural: Rocha granoblástica; granulometria fina a média; bastante rugosa; sinais de alteração hidrotermal; sem foliação

Resistência à Compressão Uniaxial - ISRM, 2007

Nº	Amostra	1ª h/d	2ª α (°)	D (mm)	H (mm)	3ª t (min' seg'')	P (kg)	P (kN)	A (cm²)	σ (MPa)	Descartados
1	PEG _f 118	2,78	-	47,35	131,72	10' 20"	19160,00	187,77	17,61	106,63	x
2	PEG _f 119	2,90	-	47,43	137,44	6' 50"	22000,00	215,60	17,67	122,03	
3	PEG _f 120	2,77	-	47,37	131,11	6' 20"	25560,00	250,49	17,62	142,13	
4	PEG _f 121	2,82	-	47,36	133,75	9' 58"	21810,00	213,74	17,62	121,33	
5	PEG _f 122	2,89	50	47,36	136,84	7' 10"	34230,00	335,45	17,62	190,42	

σ MÉDIO (MPa) = 143,98

Desvio Padrão (Mpa) = 32,43

Observações

1ª - Relação entre altura (h) e diâmetro (d) da amostra. Sendo $2,5 < h/d < 3$, o sugerido pela ISRM (2007).

2ª - Ângulo entre a estrutura marcante (foliação) e o eixo axial do testemunho.

3ª - Tempo de carregamento, em minutos, necessário para a ruptura da amostra. Sendo $5' < t < 10'$, o sugerido pela ISRM (2007).

x - Invalidado por não atender ao tempo de carregamento sugerido pela ISRM (2007).

Fotos ilustrativas do ensaio:



Executado por:

Daniel Silva Jaques

Data: 20/11/2013

Folha 01/01

Figura 5: Certificado dos resultados do ensaio para determinação da resistência à compressão uniaxial do pegmatito de granulação fina, sem alteração (A1).



Ensaios mecânicos em rochas

Informações gerais

Interessado: Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - UFV

Mestrando Daniel Silva Jaques

Tipo petrográfico: XISTO GRAFITOSO (XG)

Grau de Alteração: A2

Procedência do material: Mina de Volta Grande, Nazareno - MG

Data: 13/11/2013

Descrição geológica-estrutural: Preseça foliação Sn(α) bastante perturbada; material proveniente da zona de contato com a falha de Volta Grande

Resistência à Compressão Uniaxial - ISRM, 2007

Nº	Amostra	1ª h/d	2ª α (°)	D (mm)	H (mm)	3ª t (min' seg'')	P (kg)	P (kN)	A (cm²)	σ (MPa)	Descartados
1	XG 113	2,86	50	47,23	134,97	2' 50"	3290,00	32,24	17,52	18,40	x
2	XG 114	2,87	35	47,40	136,08	7' 57"	8260,00	80,95	17,65	45,87	
3	XG 115	2,86	20	47,44	135,85	5' 49"	6730,00	65,95	17,68	37,31	
4	XG 116	2,89	35	47,33	136,86	6' 20"	6420,00	62,92	17,59	35,76	
5	XG 117	2,90	-	47,31	137,14	3' 30"	3150,00	30,87	17,58	17,56	x
							σ MÉDIO (MPa) =		39,65		
							Desvio Padrão (Mpa) =		5,45		

Observações

1ª - Relação entre altura (h) e diâmetro (d) da amostra. Sendo $2,5 < h/d < 3$, o sugerido pela ISRM (2007).

2ª - Ângulo entre a estrutura marcante (foliação) e o eixo axial do testemunho.

3ª - Tempo de carregamento, em minutos, necessário para a ruptura da amostra. Sendo $5' < t < 10'$, o sugerido pela ISRM (2007).

x - Invalidado por não atender ao tempo de carregamento sugerido pela ISRM (2007).

Fotos ilustrativas do ensaio:



Executado por:

Daniel Silva Jaques

Data: 20/11/2014

Folha 01/01

Figura 6: Certificado dos resultados do ensaio para determinação da resistência à compressão uniaxial do xisto grafitoso, grau de alteração A2, com foliação marcante.



Ensaios mecânicos em rochas

Informações gerais

Interessado: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - UFV

Mestrando Daniel Silva Jaques

Tipo petrográfico: ANFIBOLITO (ANF)

Grau de Alteração: A1

Procedência do material: Mina de Volta Grande, Nazareno - MG

Data: 31/10/2013

Descrição geológica-estrutural: Textura lepidoblástica; granulometria fina; sem presença de estruturas marcantes; rocha maciça.

Resistência à Compressão Puntiforme - ISRM, 2007

Nº	Amostra	^{1*} h/d	^{2*} Tipo	W (mm)	D (mm)	P (kN)	D _e ² (mm ²)	D _e (mm)	I _s (MPa)	F	I _{s(50)} (MPa)	Descartados
1	ANF 49	0,53	a	47,46	25,28	18,40	1527,62	39,08	12,04	0,90	10,78	SIM
2	ANF 50	0,54	a	47,43	25,58	15,00	1544,77	39,30	9,71	0,90	8,71	
3	ANF 51	0,54	a	47,43	25,68	15,10	1550,81	39,38	9,74	0,90	8,74	
4	ANF 52	0,54	a	47,46	25,83	14,20	1560,85	39,51	9,10	0,90	8,18	
5	ANF 53	0,54	a	47,46	25,69	13,50	1552,39	39,40	8,70	0,90	7,81	SIM
6	ANF 54	0,54	a	47,44	25,39	13,00	1533,62	39,16	8,48	0,90	7,59	SIM
7	ANF 55	0,54	a	47,44	25,52	14,70	1541,47	39,26	9,54	0,90	8,55	
8	ANF 56	0,54	a	47,45	25,67	17,20	1550,86	39,38	11,09	0,90	9,96	SIM
9	ANF 57	0,49	a	47,49	23,11	12,50	1397,37	37,38	8,95	0,88	7,85	
10	ANF 58	0,54	a	47,42	25,59	16,10	1545,05	39,31	10,42	0,90	9,35	

IS(50) MÉDIO (MPa) = 8,57

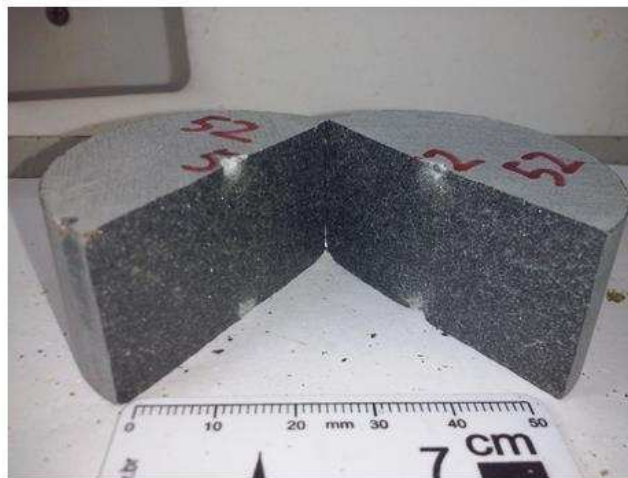
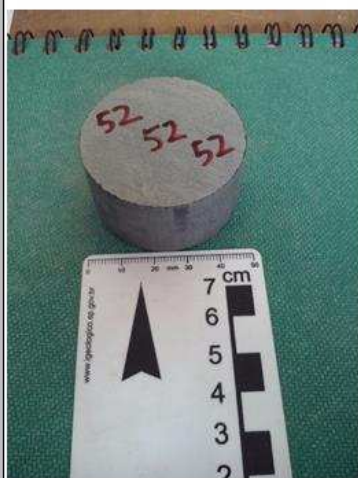
Desvio Padrão (Mpa) = 0,52

Observações

1* - Relação entre altura (h) e diâmetro (d) da amostra; $0,3 < h/d < 1$ para direção axial; $h/d > 1$ para direção diametral, segundo ISRM (2007).

2* - Tipo e direção de carregamento: a - axial; dm - diametral; // - paralelo a um plano de fraqueza; ⊥ - perpendicular a um plano de fraqueza.

Fotos ilustrativas do ensaio:



Executado por:

Daniel Silva Jaques

Data: 07/11/2013

Folha: 01/01

Figura 7: Certificado dos resultados do ensaio para determinação do índice de resistência à compressão puntiforme, carregamento axial, do anfibolito maciço e sem alteração (A1).



Ensaios mecânicos em rochas

Informações gerais

Interessado: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - UFV

Mestrando Daniel Silva Jaques

Tipo petrográfico: ANFIBOLITO (ANF)

Grau de Alteração: A1

Procedência do material: Mina de Volta Grande, Nazareno - MG

Data: 31/10/2013

Descrição geológica-estrutural: Textura lepidoblástica; granulometria fina; sem presença de estruturas marcantes; rocha maciça.

Resistência à Compressão Puntiforme - ISRM, 2007

Nº	Amostra	¹ h/d	² Tipo	W (mm)	D (mm)	P (kN)	D ² _e (mm ²)	D _e (mm)	I _S (MPa)	F	I _{S(50)} (MPa)	Descartados
1	ANF 40	1,06	dm	50,17	47,50	24,50	2256,25	47,50	10,86	0,98	10,61	
2	ANF 41	1,06	dm	50,14	47,43	24,40	2249,60	47,43	10,85	0,98	10,59	
3	ANF 42	1,05	dm	50,01	47,41	24,60	2247,71	47,41	10,94	0,98	10,69	
4	ANF 43	1,06	dm	50,47	47,40	23,20	2246,76	47,40	10,33	0,98	10,08	
5	ANF 44	1,06	dm	50,35	47,44	24,30	2250,55	47,44	10,80	0,98	10,54	
6	ANF 45	1,06	dm	50,33	47,44	25,50	2250,55	47,44	11,33	0,98	11,07	SIM
7	ANF 46	1,05	dm	50,02	47,44	22,00	2250,55	47,44	9,78	0,98	9,55	SIM
8	ANF 47	1,06	dm	50,16	47,44	22,50	2250,55	47,44	10,00	0,98	9,76	
9	ANF 48	1,06	dm	50,08	47,45	25,00	2251,50	47,45	11,10	0,98	10,85	

IS(50) MÉDIO (MPa) = 10,45

Desvio Padrão (Mpa) = 0,38

Observações

1ª - Relação entre altura (h) e diâmetro (d) da amostra: $0,3 < h/d < 1$ para direção axial; $h/d > 1$ para direção diametral, segundo ISRM (2007).

2ª - Tipo e direção de carregamento: a - axial; dm - diametral; // - paralelo a um plano de fraqueza; ⊥ - perpendicular a um plano de fraqueza.

Fotos ilustrativas do ensaio:



Executado por:

Daniel Silva Jaques

Data: 07/11/2013

Folha: 01/01

Figura 8: Certificado dos resultados do ensaio para determinação do índice de resistência à compressão puntiforme, carregamento diametral, do anfibolito maciço e sem alteração (A1).



Ensaios mecânicos em rochas

Informações gerais

Interessado: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - UFV

Mestrando Daniel Silva Jaques

Tipo petrográfico: ANFIBOLITO (ANF)

Grau de Alteração: A2/3

Procedência do material: Mina de Volta Grande, Nazareno - MG

Data: 31/10/2013

Descrição geológica-estrutural: Textura lepidoblástica; granulometria fina; foliação marcante na direção Sn(α) = 35°

Resistência à Compressão Puntiforme - ISRM, 2007

Nº	Amostra	¹ h/d	² Tipo	W (mm)	D (mm)	P (kN)	D ² _e (mm ²)	D _e (mm)	I _s (MPa)	F	I _{s(50)} (MPa)	Descartados
1	ANF 68	0,55	a //	46,91	25,97	3,40	1551,13	39,38	2,19	0,90	1,97	
2	ANF 69	0,54	a //	46,89	25,47	3,50	1520,62	39,00	2,30	0,89	2,06	
3	ANF 70	0,54	a //	46,98	25,25	3,40	1510,37	38,86	2,25	0,89	2,01	
4	ANF 71	0,54	a //	46,93	25,45	3,60	1520,72	39,00	2,37	0,89	2,12	
5	ANF 72	0,54	a //	46,95	25,40	5,60	1518,38	38,97	3,69	0,89	3,30	SIM
6	ANF 73	0,55	a //	46,51	25,65	x	1518,95	38,97	x	0,89	x	INVALIDADO
7	ANF 74	0,55	a //	46,77	25,58	2,25	1523,27	39,03	1,48	0,89	1,32	
8	ANF 75	0,55	a //	46,86	25,67	3,33	1531,58	39,14	2,17	0,90	1,95	
9	ANF 76	0,55	a //	46,77	25,66	1,15	1528,04	39,09	0,75	0,90	0,67	SIM
10	ANF 77	0,54	a //	46,83	25,50	1,27	1520,46	38,99	0,84	0,89	0,75	

IS(50) MÉDIO (MPa) = 1,74

Desvio Padrão (Mpa) = 0,51

Observações

1ª - Relação entre altura (h) e diâmetro (d) da amostra: 0,3 < h/d < 1 para direção axial; h/d > 1 para direção diametral, segundo ISRM (2007).

2ª - Tipo e direção de carregamento: a - axial; dm - diametral; // - paralelo a um plano de fraqueza; ⊥ - perpendicular a um plano de fraqueza.

x - Invalidado pois o plano de ruptura não passou pelos dois pontos de aplicação da carga.

Fotos ilustrativas do ensaio:



Executado por:

Daniel Silva Jaques

Data: 07/11/2013

Folha: 01/01

Figura 9: Certificado dos resultados do ensaio para determinação do índice de resistência à compressão puntiforme, carregamento axial, do anfibolito com grau de alteração A2/3.



Ensaios mecânicos em rochas

Informações gerais

Interessado: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - UFV
Mestrando Daniel Silva Jaques

Tipo petrográfico: ANFIBOLITO (ANF)

Grau de Alteração: A2/3

Procedência do material: Mina de Volta Grande, Nazareno - MG

Data: 31/10/2013

Descrição geológica-estrutural: Textura lepidobástica, granulometria fina; presença marcante de foliações $S_n(\alpha) = 15^\circ$

Resistência à Compressão Puntiforme - ISRM, 2007

Nº	Amostra	h/d	Tipo	W (mm)	D (mm)	P (kN)	D^2_e (mm ²)	D_e (mm)	I_s (MPa)	F	$I_{s(50)}$ (MPa)	Descartados
1	ANF 59	0,95	dm //	50,03	47,50	16,00	2256,25	47,50	7,09	0,98	6,93	
2	ANF 60	0,95	^{3*} dm ⊥	50,08	47,50	x	2256,25	47,50	x	0,98	x	INVALIDADO
3	ANF 61	0,96	^{3*} dm ⊥	49,17	47,40	x	2246,76	47,40	x	0,98	x	INVALIDADO
4	ANF 62	0,95	dm //	49,88	47,54	17,90	2260,05	47,54	7,92	0,98	7,74	
5	ANF 63	0,94	dm //	50,12	46,92	4,90	2201,49	46,92	2,23	0,97	2,16	
6	ANF 64	0,94	dm //	50,41	47,52	19,20	2258,15	47,52	8,50	0,98	8,31	
7	ANF 65	0,93	dm //	50,21	46,85	7,10	2194,92	46,85	3,23	0,97	3,14	
8	ANF 66	0,94	dm //	50,39	47,49	15,10	2255,30	47,49	6,70	0,98	6,54	
9	ANF 67	0,95	^{3*} dm ⊥	49,85	47,47	x	2253,40	47,47	x	0,98	x	INVALIDADO

$I_{s(50)} \text{ MÉDIO (MPa)} = 5,80$

Desvio Padrão (Mpa) = 2,54

Observações

1* - Relação entre altura (h) e diâmetro (d) da amostra: $0,3 < h/d < 1$ para direção axial; $h/d > 1$ para direção diametral, segundo ISRM (2007).

2* - Tipo e direção de carregamento: a - axial; dm - diametral; // - paralelo a um plano de fraqueza; ⊥ - perpendicular a um plano de fraqueza.

3* - Inicialmente procedeu-se à tentativa de ensaiar a amostra com direção de carregamento perpendicular à foliação. Porém, o cone penetrava na amostra sem rompê-la, devido à grande resistência oferecida nesta direção, invalidando o ensaio. As amostras restantes foram ensaiadas com carregamento na direção paralela à foliação.

x - Invalidado pois o plano de ruptura não passou pelos dois pontos de aplicação da carga.

Fotos ilustrativas do ensaio:



Executado por:

Daniel Silva Jaques

Data: 07/11/2013

Folha: 01/01

Figura 10: Certificado dos resultados do ensaio para determinação do índice de resistência à compressão puntiforme, carregamento diametral, do anfibolito com grau de alteração A2/3.



Ensaios mecânicos em rochas

Informações gerais

Interessado: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - UFRV
Mestrando Daniel Silva Jaques

Tipo petrográfico: PEGMATITO fino (PEG_f)

Grau de Alteração: A1

Procedência do material: Mina de Volta Grande, Nazareno - MG

Data: 31/10/2013

Descrição geológica-estrutural: Granulometria milimétrica; presença de vênulas e fraturas preenchidas consolidadas

Resistência à Compressão Puntiforme - ISRM, 2007

Nº	Amostra	¹ h/d	² Tipo	W (mm)	D (mm)	P (kN)	D _e ² (mm ²)	D _e (mm)	I _s (MPa)	F	I _{s(50)} (MPa)	Descartados
1	PEG _f 1	0,63	a	47,52	29,90	20,20	1809,08	42,53	11,17	0,93	10,38	
2	PEG _f 2	0,63	a	47,44	30,08	19,90	1816,91	42,63	10,95	0,93	10,19	
3	PEG _f 3	0,67	a	47,40	31,58	26,20	1905,90	43,66	13,75	0,94	12,93	SIM
4	PEG _f 4	0,73	a	47,42	34,44	15,40	2079,38	45,60	7,41	0,96	7,11	SIM
5	PEG _f 5	0,65	a	47,37	30,67	23,40	1849,81	43,01	12,65	0,93	11,82	SIM
6	PEG _f 6	0,61	a	47,41	28,76	17,40	1736,08	41,67	10,02	0,92	9,23	SIM
7	PEG _f 7	0,65	a	47,36	30,66	22,90	1848,82	43,00	12,39	0,93	11,57	
8	PEG _f 8	0,64	a	47,41	30,26	22,40	1826,62	42,74	12,26	0,93	11,43	
9	PEG _f 9	0,66	a	47,41	31,07	20,00	1875,52	43,31	10,66	0,94	10,00	
10	PEG _f 10	0,65	a	47,43	30,96	22,30	1869,67	43,24	11,93	0,94	11,17	
11	PEG _f 11	0,65	a	47,46	30,96	21,20	1870,85	43,25	11,33	0,94	10,62	

IS(50) MÉDIO (MPa) = 10,77

Desvio Padrão (Mpa) = 0,63

Observações

1* - Relação entre altura (h) e diâmetro (d) da amostra: $0,3 < h/d < 1$ para direção axial e $h/d > 1$ para direção diametral, segundo sugestão da ISRM (2007).

2* - Tipo e direção de carregamento: a - axial; dm - diametral; // - paralelo a um plano de fraqueza; ⊥ - perpendicular a um plano de fraqueza.

Fotos ilustrativas do ensaio:



Executado por:

Daniel Silva Jaques

Data: 07/11/2013

Folha: 01/01

Figura 11: Certificado dos resultados do ensaio para determinação do índice de resistência à compressão puntiforme, carregamento axial, do pegmatito de granulação fina, inalterado (A1).



Ensaio mecânico em rochas

Informações gerais

Interessado: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - UFV
Mestrando Daniel Silva Jaques

Tipo petrográfico: PEGMATITO grosseiro & fraturado (PEG_{g&f})

Grau de Alteração: A1

Procedência do material: Mina de Volta Grande, Nazareno - MG

Data: 31/10/2013

Descrição geológica-estrutural: Textura granoblástica; granulometria centimétrica; presença de vênulas e fraturas preenchidas

Resistência à Compressão Puntiforme - ISRM, 2007

Nº	Amostra	^{1*} h/d	^{2*} Tipo	W (mm)	D (mm)	P (kN)	D _e ² (mm ²)	D _e (mm)	I _s (MPa)	F	I _{s(50)} (MPa)	Descartados
1	PEG _{g&f} 12	1,04	dm	49,35	47,47	7,00	2253,40	47,47	3,11	0,98	3,03	
2	PEG _{g&f} 13	1,06	dm	50,22	47,51	17,60	2257,20	47,51	7,80	0,98	7,62	SIM
3	PEG _{g&f} 14	1,06	dm	50,17	47,47	7,40	2253,40	47,47	3,28	0,98	3,21	
4	PEG _{g&f} 15	1,04	dm	49,60	47,53	3,35	2259,10	47,53	1,48	0,98	1,45	SIM
5	PEG _{g&f} 16	1,05	dm	50,07	47,49	6,20	2255,30	47,49	2,75	0,98	2,69	
6	PEG _{g&f} 17	1,06	dm	50,20	47,44	2,64	2250,55	47,44	1,17	0,98	1,15	SIM
7	PEG _{g&f} 18	0,99	dm	47,14	47,50	17,50	2256,25	47,50	7,76	0,98	7,58	SIM
8	PEG _{g&f} 19	1,07	dm	50,71	47,49	17,40	2255,30	47,49	7,72	0,98	7,54	
9	PEG _{g&f} 20	1,14	dm	54,13	47,36	11,90	2242,97	47,36	5,31	0,98	5,18	
10	PEG _{g&f} 21	1,06	dm	50,44	47,52	14,60	2258,15	47,52	6,47	0,98	6,32	

IS(50) MÉDIO (MPa) = 4,66

Desvio Padrão (Mpa) = 2,00

Observações

1* - Relação entre altura (h) e diâmetro (d) da amostra: $0,3 < h/d < 1$ para direção axial; $h/d > 1$ para direção diametral, segundo ISRM (2007).

2* - Tipo e direção de carregamento: a - axial; dm - diametral; // - paralelo a um plano de fraqueza; ⊥ - perpendicular a um plano de fraqueza.

Fotos ilustrativas do ensaio:



Executado por:

Daniel Silva Jaques

Data: 07/11/2013

Folha: 01/01

Figura 12: Certificado dos resultados do ensaio para determinação do índice de resistência à compressão puntiforme, carregamento diametral, do pegmatito de granulação grosseira, fraturado, inalterado (A1).



Ensaios mecânicos em rochas

Informações gerais

Interessado: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - UFV
Mestrando Daniel Silva Jaques

Tipo petrográfico: PEGMATITO fino (PEG_f)

Grau de Alteração: A2/3

Procedência do material: Mina de Volta Grande, Nazareno - MG

Data: 31/10/2013

Descrição geológica-estrutural: Textura granoblástica; granulometria fina a média; presença marcante de foliação $S_n(\alpha) = 15^\circ$

Resistência à Compressão Puntiforme - ISRM, 2007

Nº	Amostra	^{1*} h/d	^{2*} Tipo	W (mm)	D (mm)	P (kN)	D _e ² (mm ²)	D _e (mm)	I _s (MPa)	F	I _{s(50)} (MPa)	Descartados
1	PEG _f 22	0,61	a //	47,32	28,98	8,20	1746,04	41,79	4,70	0,92	4,33	
2	PEG _f 23	0,61	a //	47,34	28,76	10,60	1733,51	41,64	6,11	0,92	5,63	
3	PEG _f 24	0,55	a //	47,35	26,12	x	1574,72	39,68	x	0,90	x	INVALIDADO
4	PEG _f 25	0,54	a //	47,32	25,71	1,64	1549,02	39,36	1,06	0,90	0,95	SIM
5	PEG _f 26	0,54	a //	47,32	25,47	4,70	1534,56	39,17	3,06	0,90	2,74	
6	PEG _f 27	0,61	a //	47,32	28,70	8,70	1729,17	41,58	5,03	0,92	4,63	
7	PEG _f 28	0,62	a //	47,34	29,12	6,50	1755,21	41,90	3,70	0,92	3,42	
8	PEG _f 29	0,54	a //	47,25	25,48	8,40	1532,89	39,15	5,48	0,90	4,91	
9	PEG _f 30	0,54	a //	47,21	25,65	14,30	1541,81	39,27	9,27	0,90	8,32	SIM
10	PEG _f 31	0,61	a //	47,37	28,95	10,30	1746,07	41,79	5,90	0,92	5,44	
11	PEG _f 32	0,54	a //	47,31	25,36	2,63	1527,61	39,08	1,72	0,90	1,54	SIM
12	PEG _f 33	0,54	a //	47,30	25,64	6,20	1544,15	39,30	4,02	0,90	3,60	
13	PEG _f 34	0,54	a //	47,28	25,73	x	1548,91	39,36	x	0,90	x	INVALIDADO
14	PEG _f 35	0,54	a //	47,30	25,70	3,50	1547,76	39,34	2,26	0,90	2,03	
15	PEG _f 36	0,54	a //	47,27	25,46	7,40	1532,34	39,15	4,83	0,90	4,33	
16	PEG _f 37	0,54	a //	47,29	25,60	10,70	1541,41	39,26	6,94	0,90	6,23	SIM
17	PEG _f 38	0,54	a //	47,28	25,57	4,90	1539,28	39,23	3,18	0,90	2,85	
18	PEG _f 39	0,61	a //	47,35	28,95	7,40	1745,33	41,78	4,24	0,92	3,91	

IS(50) MÉDIO (MPa) = 3,68

Desvio Padrão (Mpa) = 1,11

Observações

1* - Relação entre altura (h) e diâmetro (d) da amostra: $0,3 < h/d < 1$ para direção axial; $h/d > 1$ para direção diametral, segundo ISRM (2007).

2* - Tipo e direção de carregamento: a - axial; dm - diametral; // - paralelo a um plano de fraqueza; ⊥ - perpendicular a um plano de fraqueza.

x - Invalidado pois o plano de ruptura não passou pelos dois pontos de aplicação da carga.

Fotos ilustrativas do ensaio:



Executado por:

Daniel Silva Jaques

Data: 07/11/2013

Folha: 01/01

Figura 13: Certificado dos resultados do ensaio para determinação do índice de resistência à compressão puntiforme, carregamento axial, do pegmatito fino e com grau de alteração A2/3.



Ensaios mecânicos em rochas

Informações gerais

Interessado: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - UFV
Mestrando Daniel Silva Jaques

Tipo petrográfico: PEGMATITO fino (PEG_f)

Grau de Alteração: A3

Procedência do material: Mina de Volta Grande, Nazareno - MG

Data: 31/10/2013

Descrição geológica-estrutural: Lepidoblástico; granulometria média; sem foliações bem definidas; presença de alterações hidrotermais.

Resistência à Compressão Puntiforme - ISRM, 2007

Nº	Amostra	¹ h/d	² Tipo	W (mm)	D (mm)	P (kN)	D _e ² (mm ²)	D _e (mm)	I _s (MPa)	F	I _{s(50)} (MPa)	Descartados
1	PEG _f 99	1,07	dm	50,17	46,94	x	2203,36	46,94	x	0,97	x	INVALIDADO
2	PEG _f 100	1,07	dm	50,14	46,85	3,45	2194,92	46,85	1,57	0,97	1,53	
3	PEG _f 101	1,06	dm	50,01	46,98	4,00	2207,12	46,98	1,81	0,97	1,76	
4	PEG _f 102	1,07	dm	50,47	47,05	2,30	2213,70	47,05	1,04	0,97	1,01	
5	PEG _f 103	1,07	dm	50,35	46,89	1,55	2198,67	46,89	0,70	0,97	0,68	
6	PEG _f 104	1,07	dm	50,33	46,99	3,47	2208,06	46,99	1,57	0,97	1,53	
7	PEG _f 105	1,07	dm	50,02	46,90	4,30	2199,61	46,90	1,95	0,97	1,90	SIM
8	PEG _f 106	1,07	dm	50,16	46,91	4,05	2200,55	46,91	1,84	0,97	1,79	
9	PEG _f 107	1,06	dm	50,08	47,13	1,31	2221,24	47,13	0,59	0,97	0,57	SIM

IS(50) MÉDIO (MPa) = 1,38

Desvio Padrão (Mpa) = 0,44

Observações

1* - Relação entre altura (h) e diâmetro (d) da amostra: $0,3 < h/d < 1$ para direção axial; $h/d > 1$ para direção diametral, segundo ISRM (2007).

2* - Tipo e direção de carregamento: a - axial; dm - diametral; // - paralelo a um plano de fraqueza; ⊥ - perpendicular a um plano de fraqueza.

x - Invalidado pois o plano de ruptura não passou pelos dois pontos de aplicação da carga.

Fotos ilustrativas do ensaio:



Executado por:

Daniel Silva Jaques

Data: 07/11/2013

Folha: 01/01

Figura14: Certificado dos resultados do ensaio para determinação do índice de resistência à compressão puntiforme, carregamento diametral, do pegmatito fino e com grau de alteração A3.



Ensaios mecânicos em rochas

Informações gerais

Interessado: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - UFV

Mestrando Daniel Silva Jaques

Tipo petrográfico: XISTO GRAFITOSO (XG)

Grau de Alteração: A2

Procedência do material: Mina de Volta Grande, Nazareno - MG

Data: 31/10/2013

Descrição geológica-estrutural: Presença marcante de foliação $S_n(\alpha) = 10^\circ$

Resistência à Compressão Puntiforme - ISRM, 2007

Nº	Amostra	^{1*} h/d	^{2*} Tipo	W (mm)	D (mm)	P (kN)	D ² _e (mm ²)	D _e (mm)	I _s (MPa)	F	I _{s(50)} (MPa)	Descartados
1	XG 78	0,61	a _{//}	47,39	28,83	4,30	1739,57	41,71	2,47	0,92	2,28	
2	XG 79	0,61	a _{//}	47,43	28,91	4,60	1745,87	41,78	2,63	0,92	2,43	
3	XG 80	0,61	a _{//}	47,44	28,74	5,50	1735,97	41,66	3,17	0,92	2,92	
4	XG 81	0,61	a _{//}	47,50	28,99	4,90	1753,28	41,87	2,79	0,92	2,58	
5	XG 82	0,61	a _{//}	47,32	28,74	8,00	1731,58	41,61	4,62	0,92	4,25	SIM
6	XG 83	0,62	a _{//}	47,27	29,16	4,90	1755,02	41,89	2,79	0,92	2,58	
7	XG 84	0,62	a _{//}	47,15	29,35	6,40	1761,98	41,98	3,63	0,92	3,36	SIM
8	XG 85	0,62	a _{//}	47,27	29,28	6,20	1762,25	41,98	3,52	0,92	3,25	
9	XG 86	0,61	a _{//}	47,36	29,06	3,50	1752,34	41,86	2,00	0,92	1,84	SIM
10	XG 87	0,62	a _{//}	47,15	29,17	3,72	1751,17	41,85	2,12	0,92	1,96	SIM

IS(50) MÉDIO (MPa) = 2,67
Desvio Padrão (Mpa) = 0,35

Observações

^{1*} - Relação entre altura (h) e diâmetro (d) da amostra; $0,3 < h/d < 1$ para direção axial; $h/d > 1$ para direção diametral, segundo ISRM (2007).

^{2*} - Tipo e direção de carregamento: a - axial; dm - diametral; // - paralelo a um plano de fraqueza; ⊥ - perpendicular a um plano de fraqueza.

Fotos ilustrativas do ensaio:



Executado por:

Daniel Silva Jaques

Data: 07/11/2013

Folha: 01/01

Figura 15: Certificado dos resultados do ensaio para determinação do índice de resistência à compressão puntiforme, carregamento axial, do xisto grafitoso com foliação marcante e grau de alteração A2



Ensaio mecânico em rochas

Informações gerais

Interessado: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - UFV

Mestrando Daniel Silva Jaques

Tipo petrográfico: XISTO GRAFITOSO (XG)

Grau de Alteração: A2

Procedência do material: Mina de Volta Grande, Nazareno - MG

Data: 31/10/2013

Descrição geológica-estrutural: Presença marcante de foliação $S_n(\alpha) = 10^\circ$

Resistência à Compressão Puntiforme - ISRM, 2007

Nº	Amostra	1^a h/d	2^a Tipo	W (mm)	D (mm)	P (kN)	D^2 (mm ²)	D_e (mm)	I_s (MPa)	F	$I_{s(50)}$ (MPa)	Descartados
1	XG 88	1,09	3^a dm $\perp$	51,91	47,42	x	2248,66	47,42	x	0,98	x	INVALIDADO
2	XG 89	1,10	dm $\parallel$	52,27	47,38	3,30	2244,86	47,38	1,47	0,98	1,43	
3	XG 90	1,10	3^a dm $\perp$	52,33	47,47	x	2253,40	47,47	x	0,98	x	INVALIDADO
4	XG 91	1,03	dm $\parallel$	48,80	47,46	11,90	2252,45	47,46	5,28	0,98	5,16	
5	XG 92	1,11	dm $\parallel$	52,37	47,24	6,50	2231,62	47,24	2,91	0,97	2,84	
6	XG 93	1,10	3^a dm $\perp$	51,99	47,30	x	2237,29	47,30	x	0,98	x	INVALIDADO
7	XG 94	1,11	dm $\parallel$	52,16	47,15	2,60	2223,12	47,15	1,17	0,97	1,14	SIM
8	XG 95	1,11	dm $\parallel$	52,23	47,21	3,30	2228,78	47,21	1,48	0,97	1,44	
9	XG 96	1,11	dm $\parallel$	52,37	47,25	3,27	2232,56	47,25	1,46	0,97	1,43	
10	XG 97	1,10	dm $\parallel$	52,24	47,39	14,00	2245,81	47,39	6,23	0,98	6,09	SIM
11	XG 98	1,10	dm $\parallel$	51,98	47,39	11,50	2245,81	47,39	5,12	0,98	5,00	

$I_{s(50)}$ MÉDIO (MPa) = 2,88

Desvio Padrão (MPa) = 1,79

Observações

1^a - Relação entre altura (h) e diâmetro (d) da amostra: $0,3 < h/d < 1$ para direção axial; $h/d > 1$ para direção diametral

2^a - Tipo e direção de carregamento: a - axial; dm - diametral; $\parallel$ - paralelo a um plano de fraqueza; $\perp$ - perpendicular a um plano de fraqueza

3^a - Inicialmente procedeu-se à tentativa de ensaiar a amostra com direção de carregamento perpendicular à foliação. Porém, o cone penetrava na amostra sem rompê-la, devido à grande resistência oferecida nesta direção, invalidando o ensaio. As amostras restantes foram ensaiadas com carregamento na direção paralela à foliação.

x - Invalidado pois o plano de ruptura não passou pelos dois pontos de aplicação da carga

Fotos ilustrativas do ensaio:



Executado por:

Daniel Silva Jaques

Data: 07/11/2013

Folha: 01/01

Figura 16: Certificado dos resultados do ensaio para determinação do índice de resistência à compressão puntiforme, carregamento diametral, do xisto grafitoso com foliação marcante e grau de alteração A2.

APÊNDICE III

Mapas das classificações geomecânicas por seção geológica, segundo os sistemas RMR
e Q.

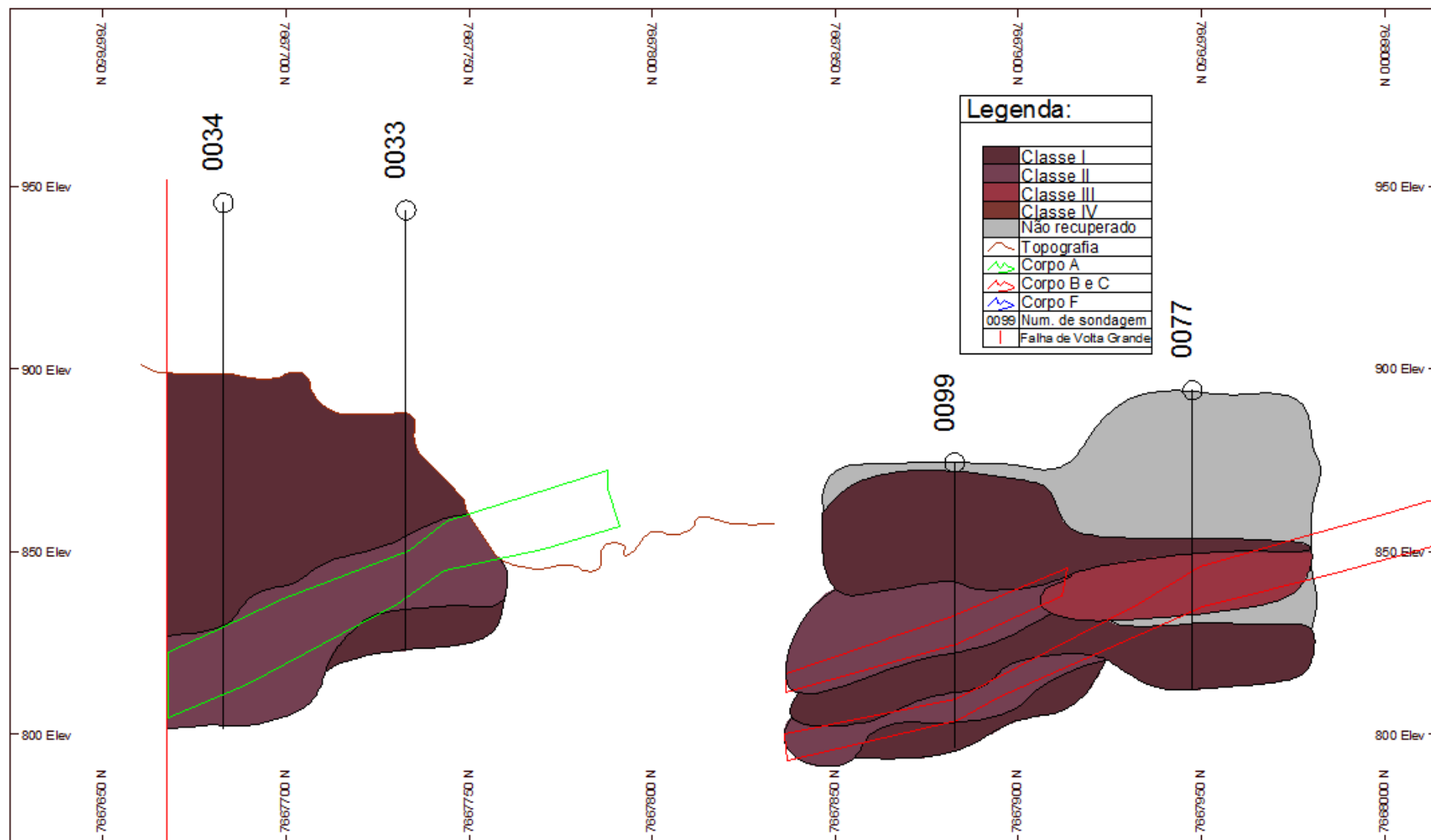


Figura 1: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica NS-01, sistema RMR.

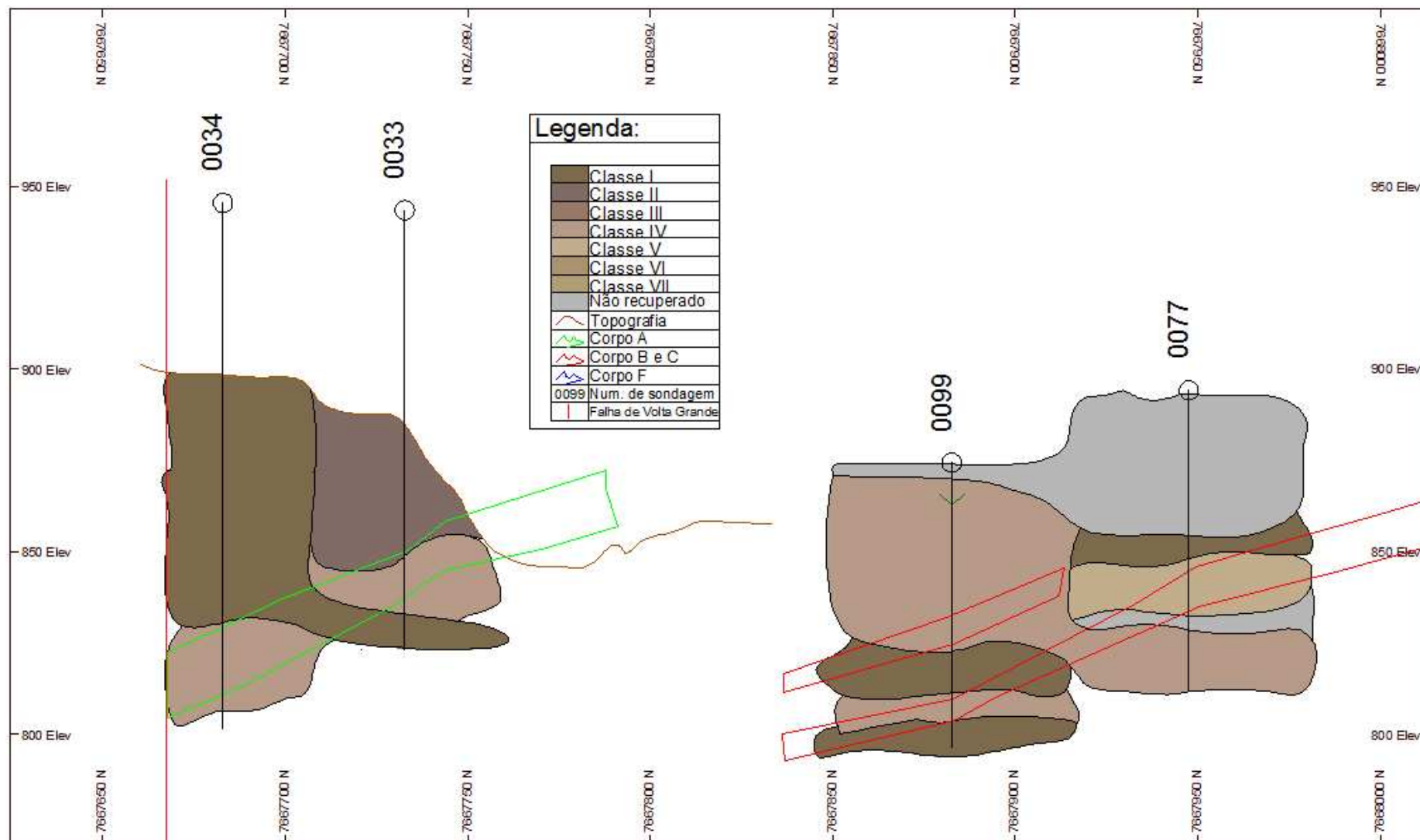


Figura 2: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica NS-01, sistema Q.

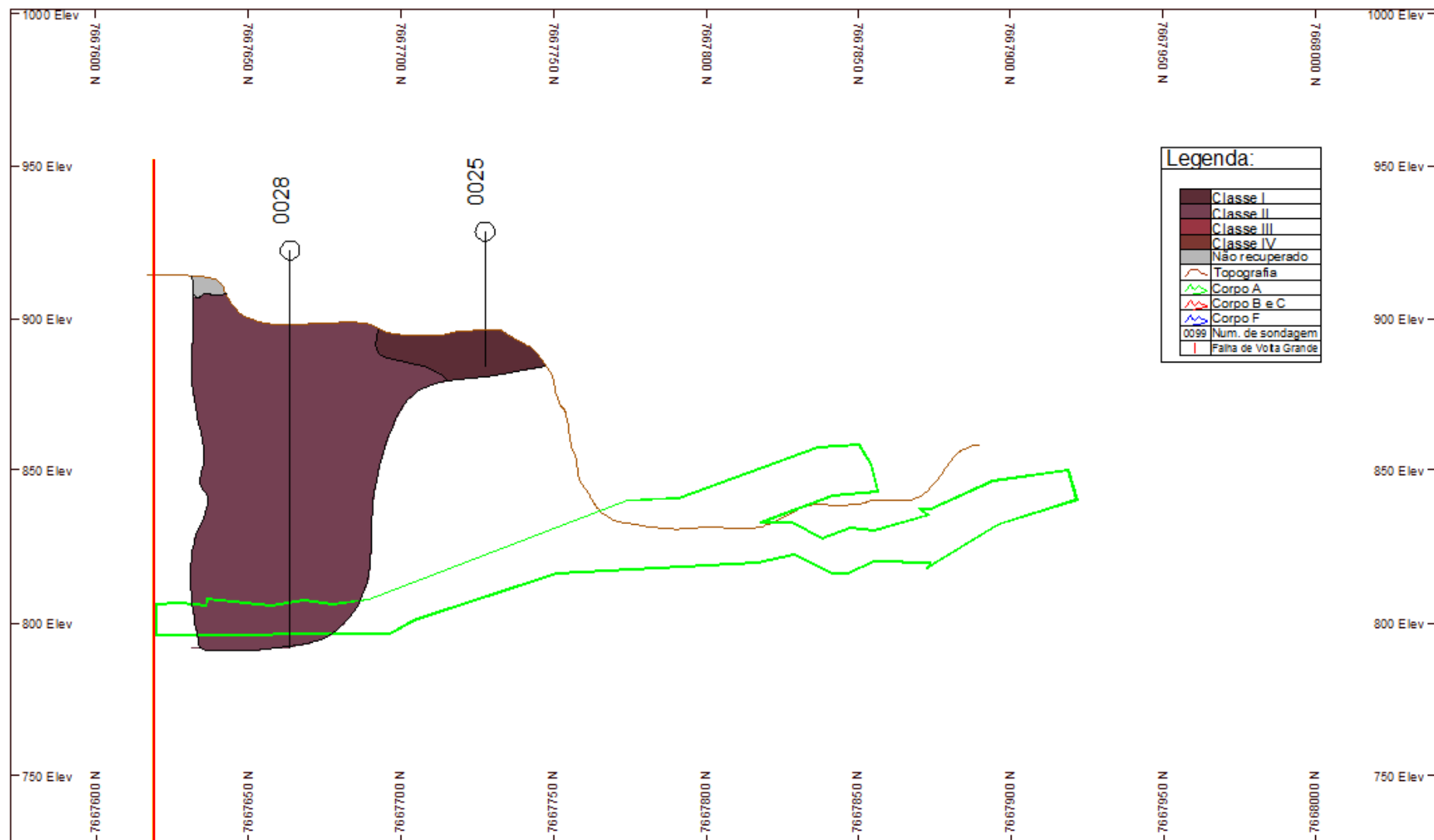


Figura 3: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica NS-02, sistema RMR.

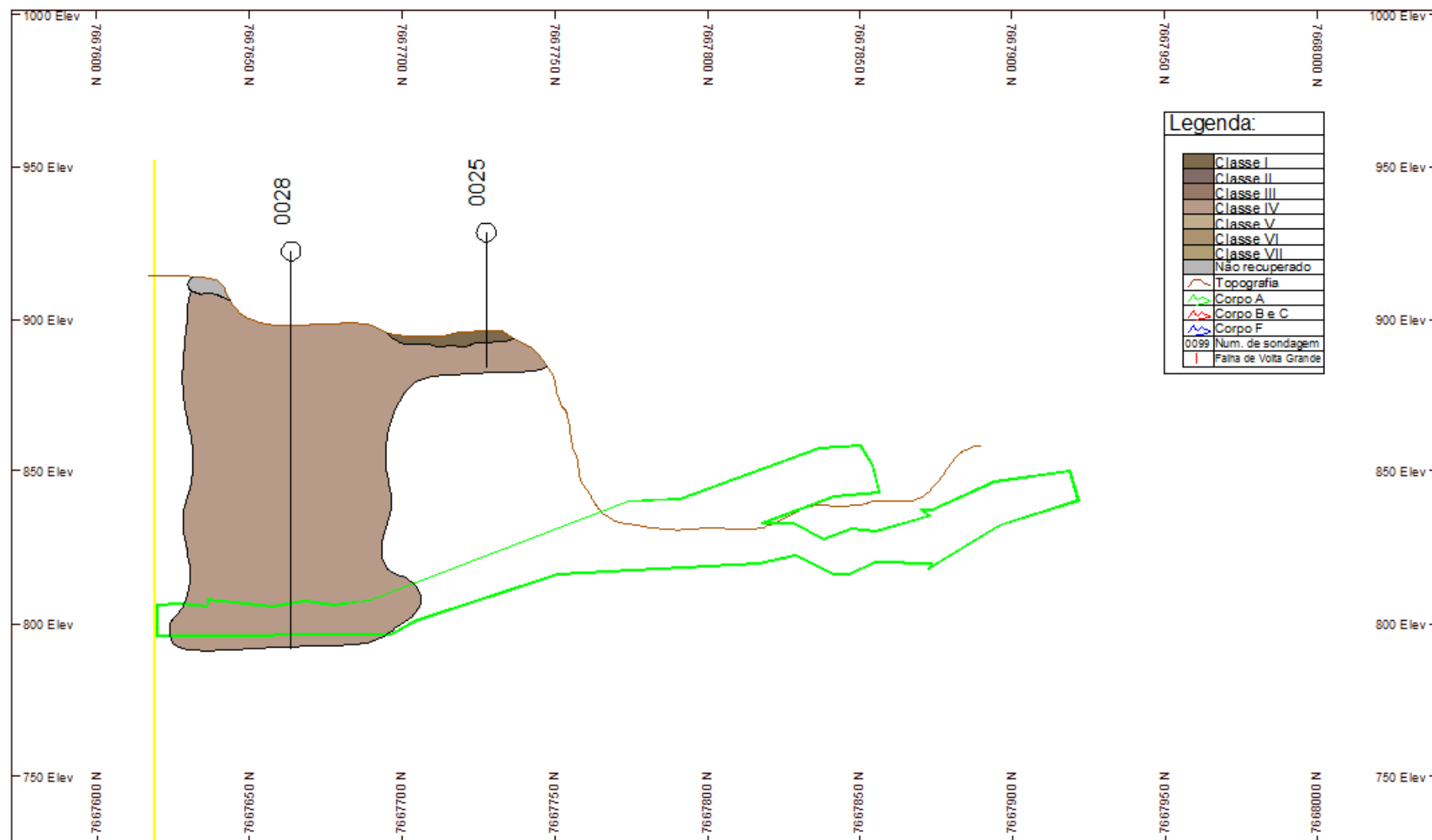


Figura 4: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica NS-02, sistema Q.

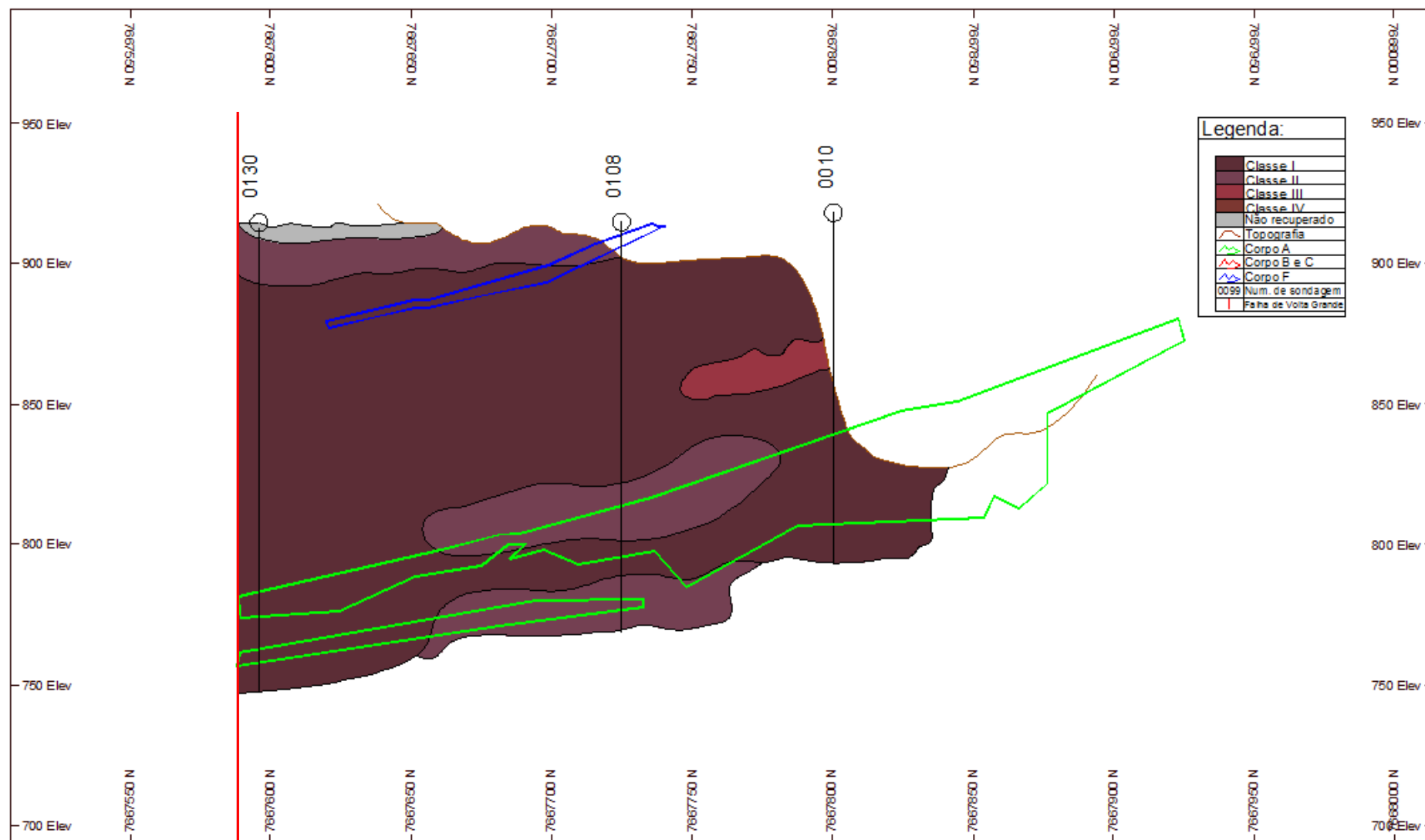


Figura 5: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica NS-03, sistema RMR.

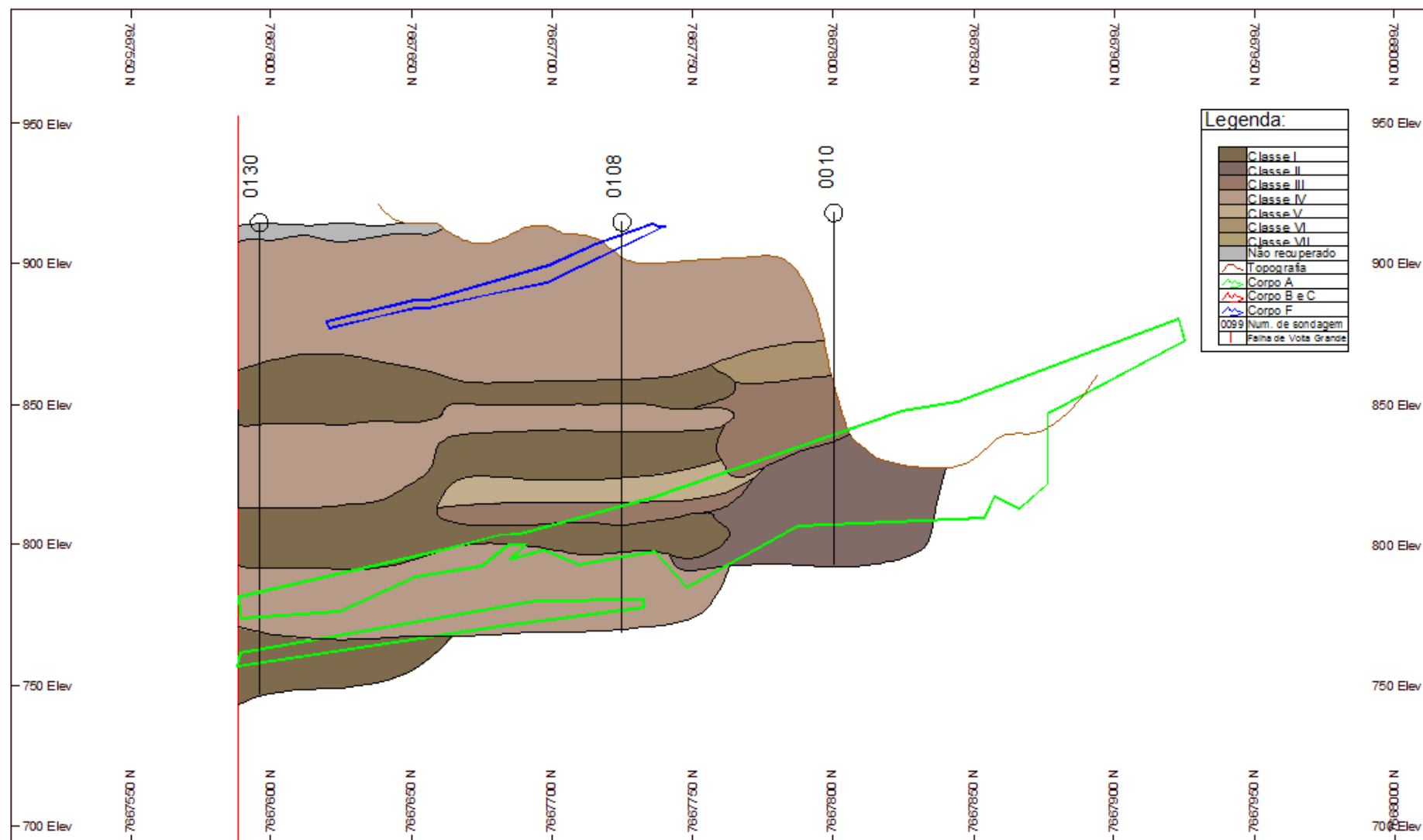


Figura 6: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica NS-03, sistema Q.

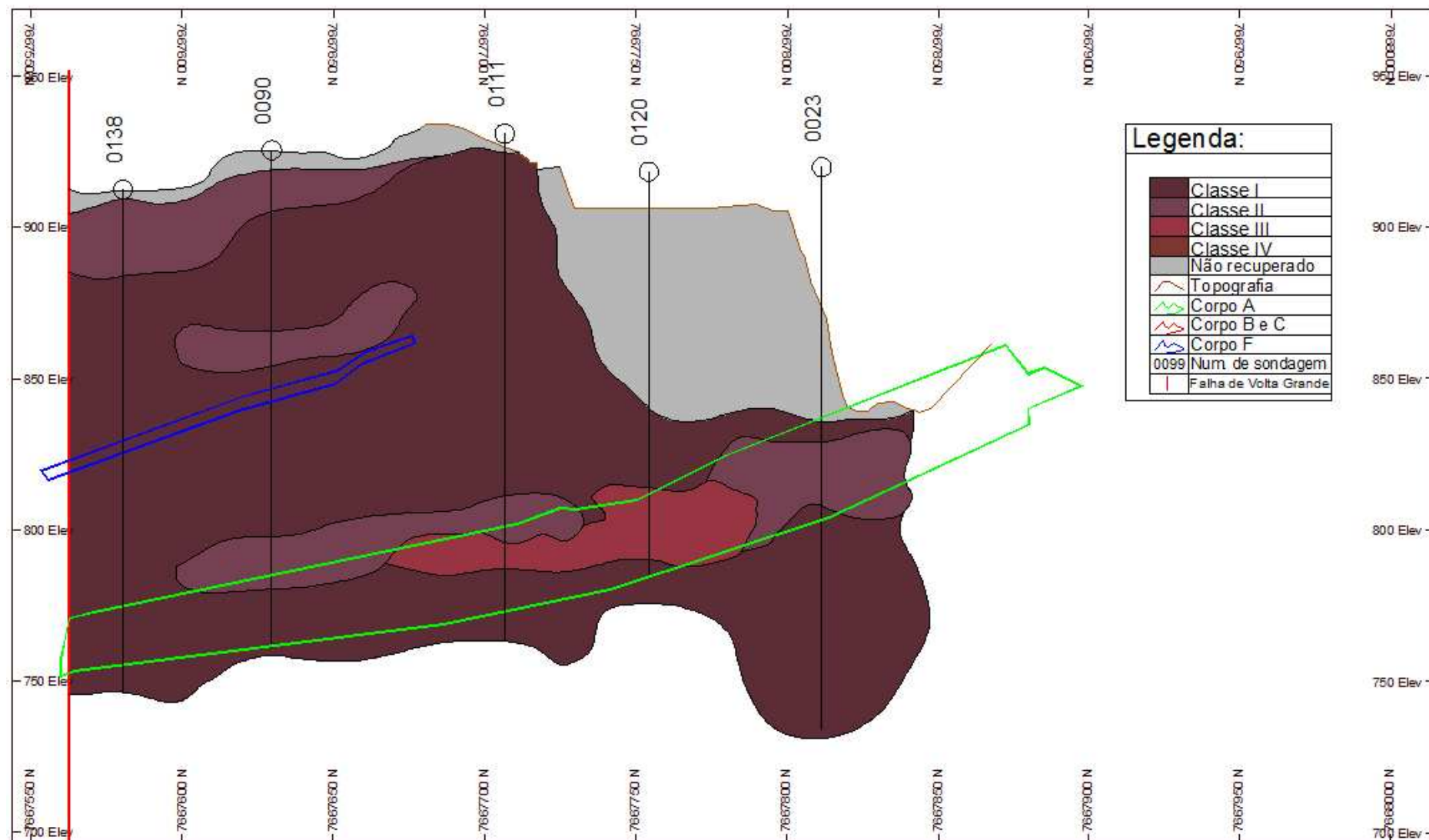


Figura 7: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica NS-04, sistema RMR.

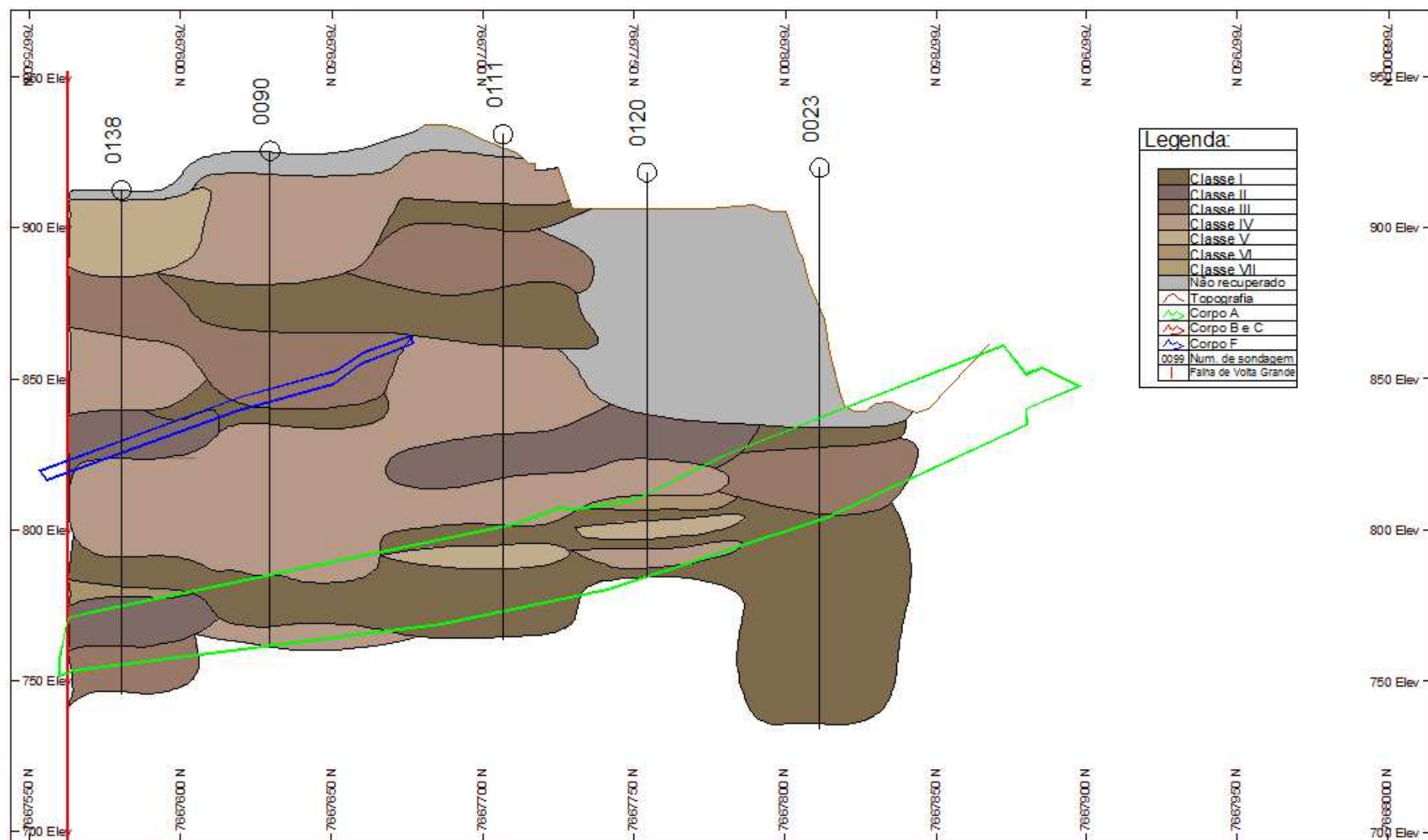


Figura 8: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica NS-04, sistema Q.

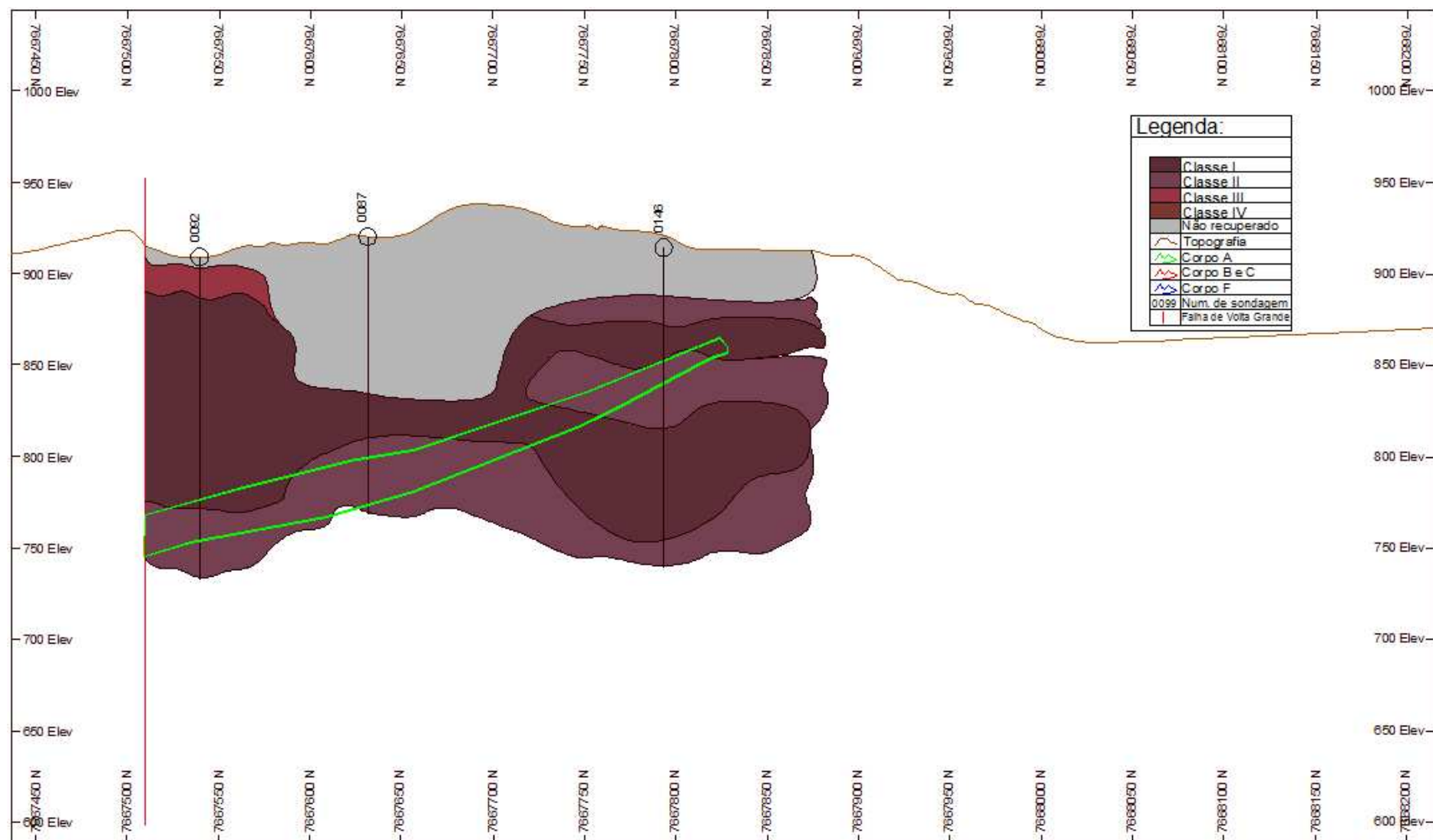


Figura 9: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica NS-05, sistema RMR.

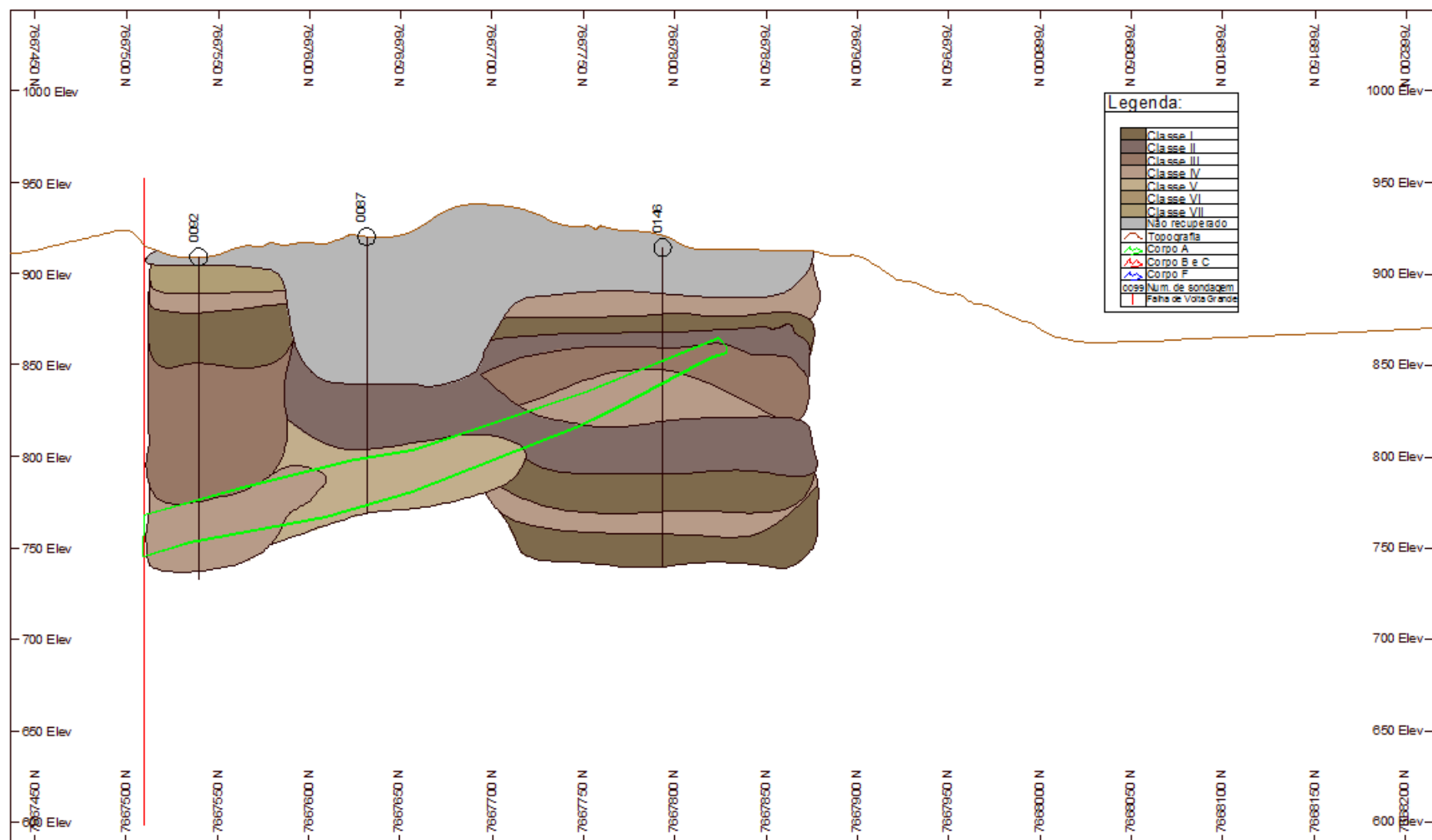


Figura 10: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica NS-05, sistema Q.

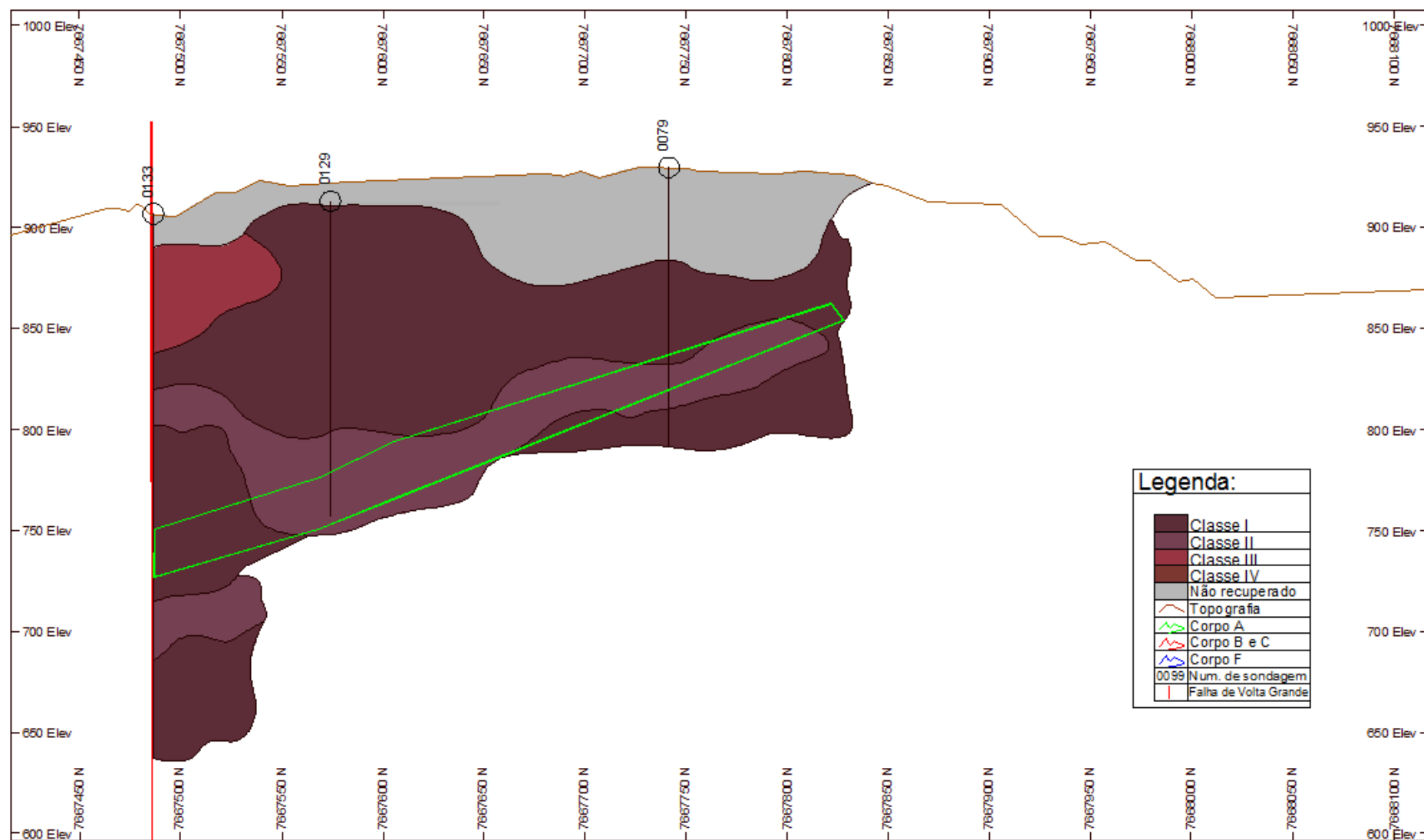


Figura 11: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica NS-06, sistema RMR.

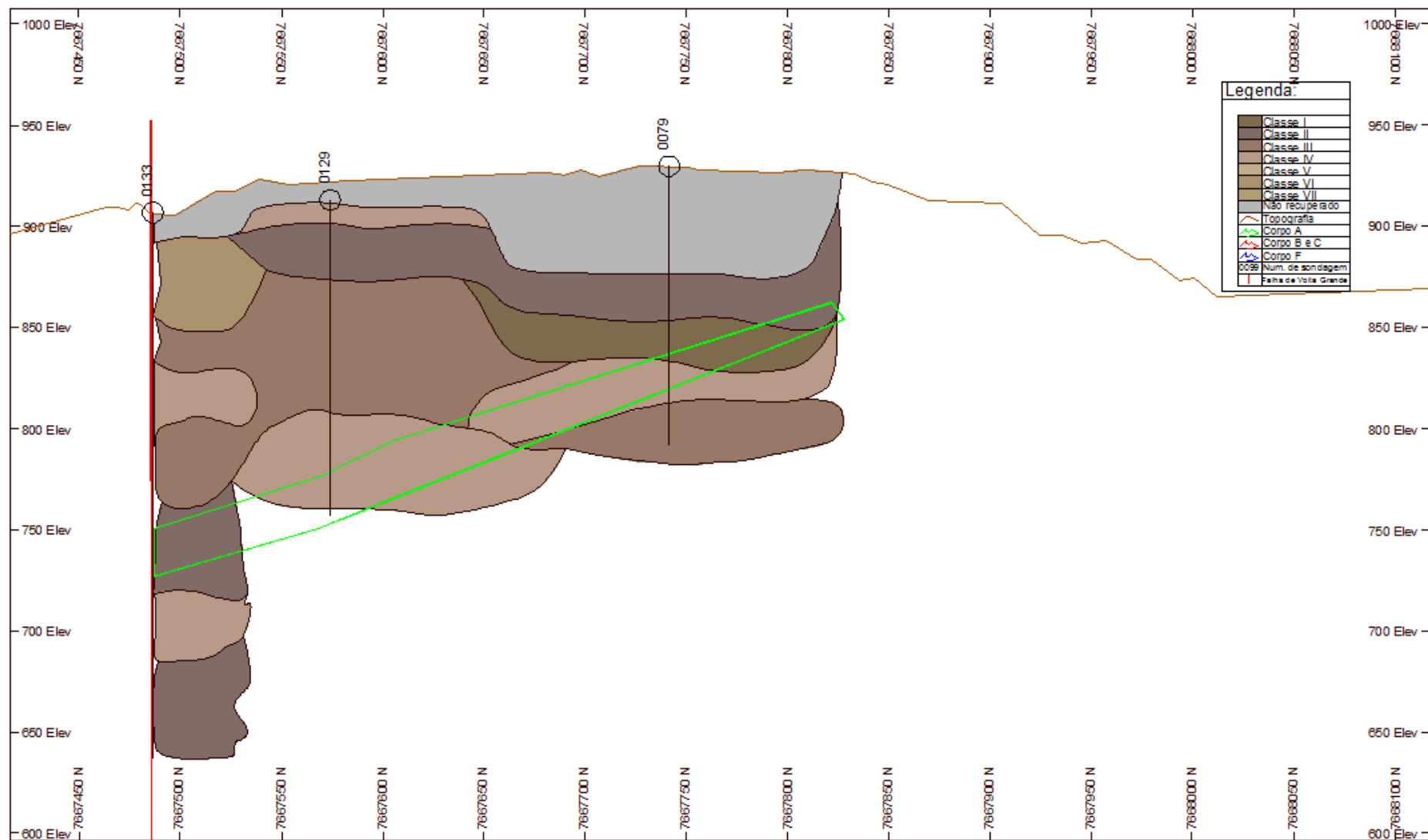


Figura 12: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica NS-06, sistema Q.

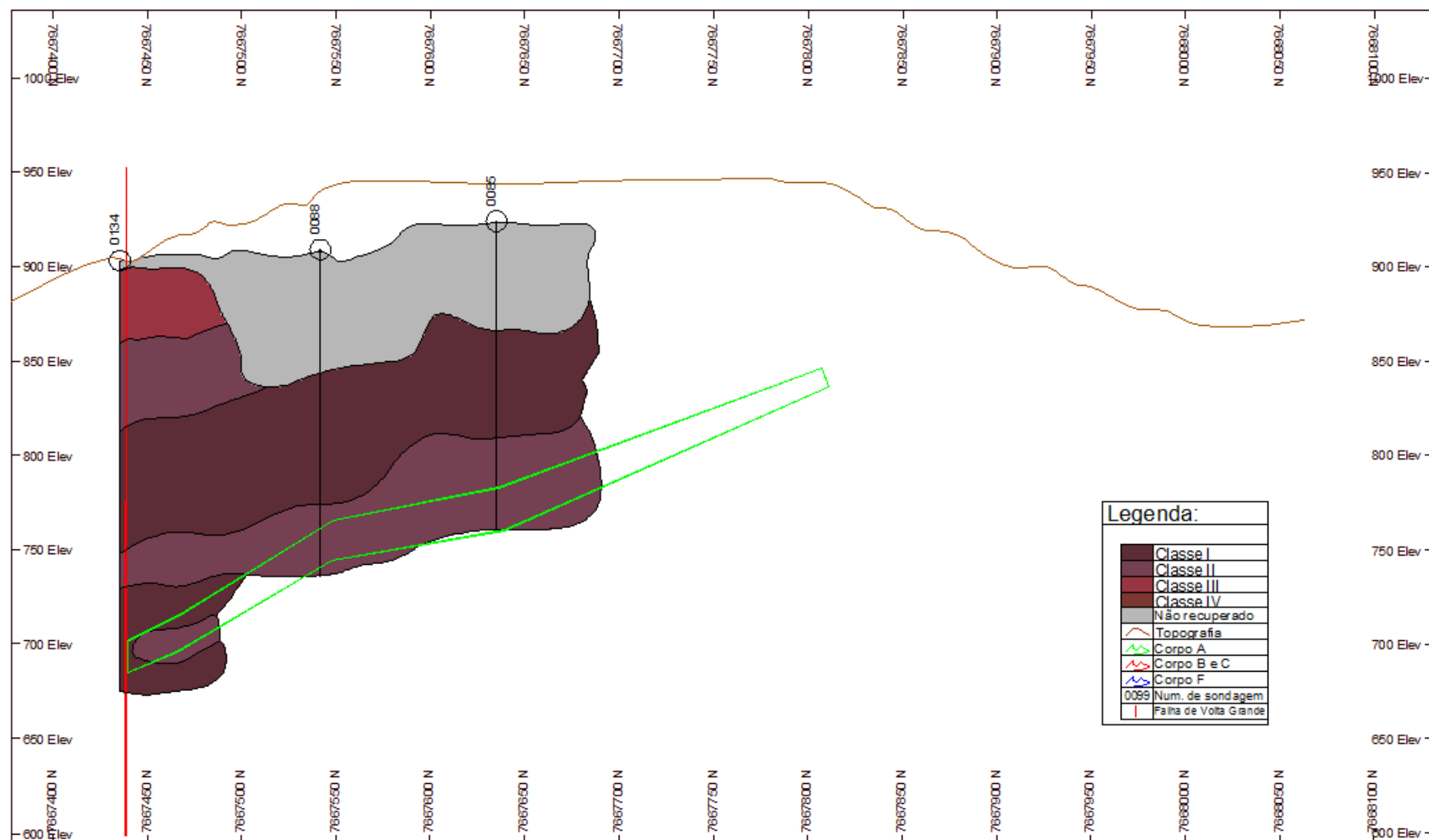


Figura 13: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica NS-07, sistema RMR.

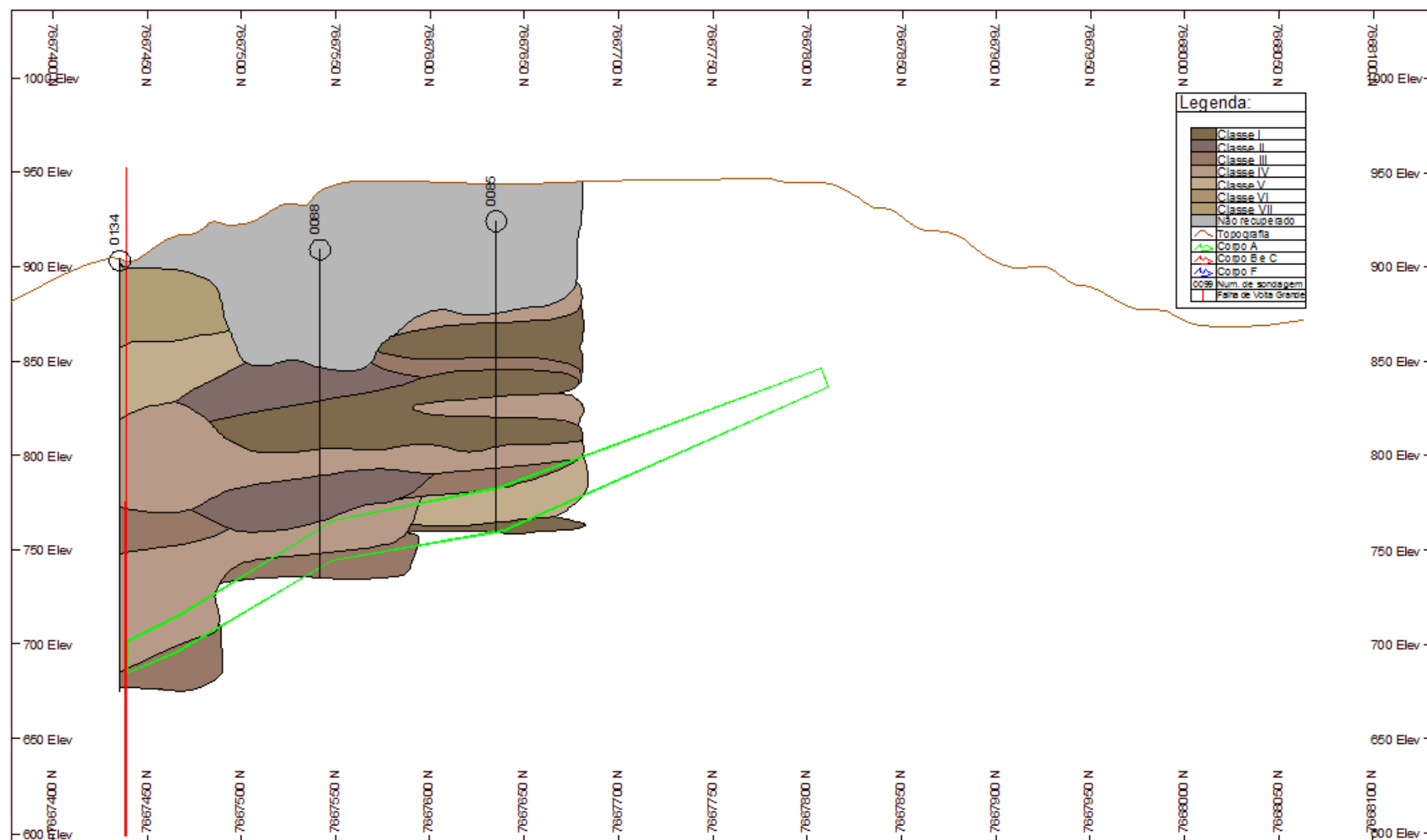


Figura 14: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica NS-07, sistema Q.

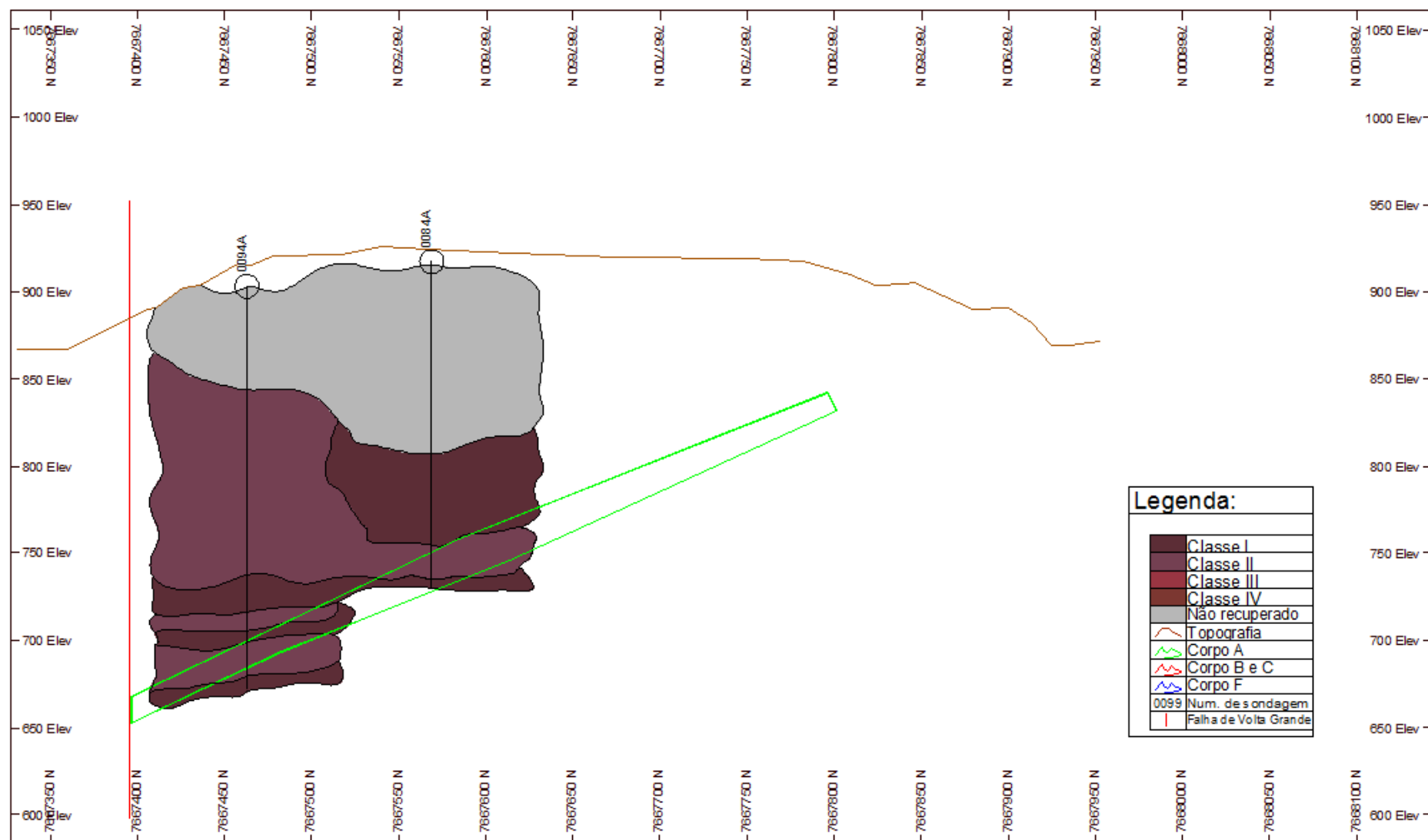


Figura 15: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica NS-08, sistema RMR.

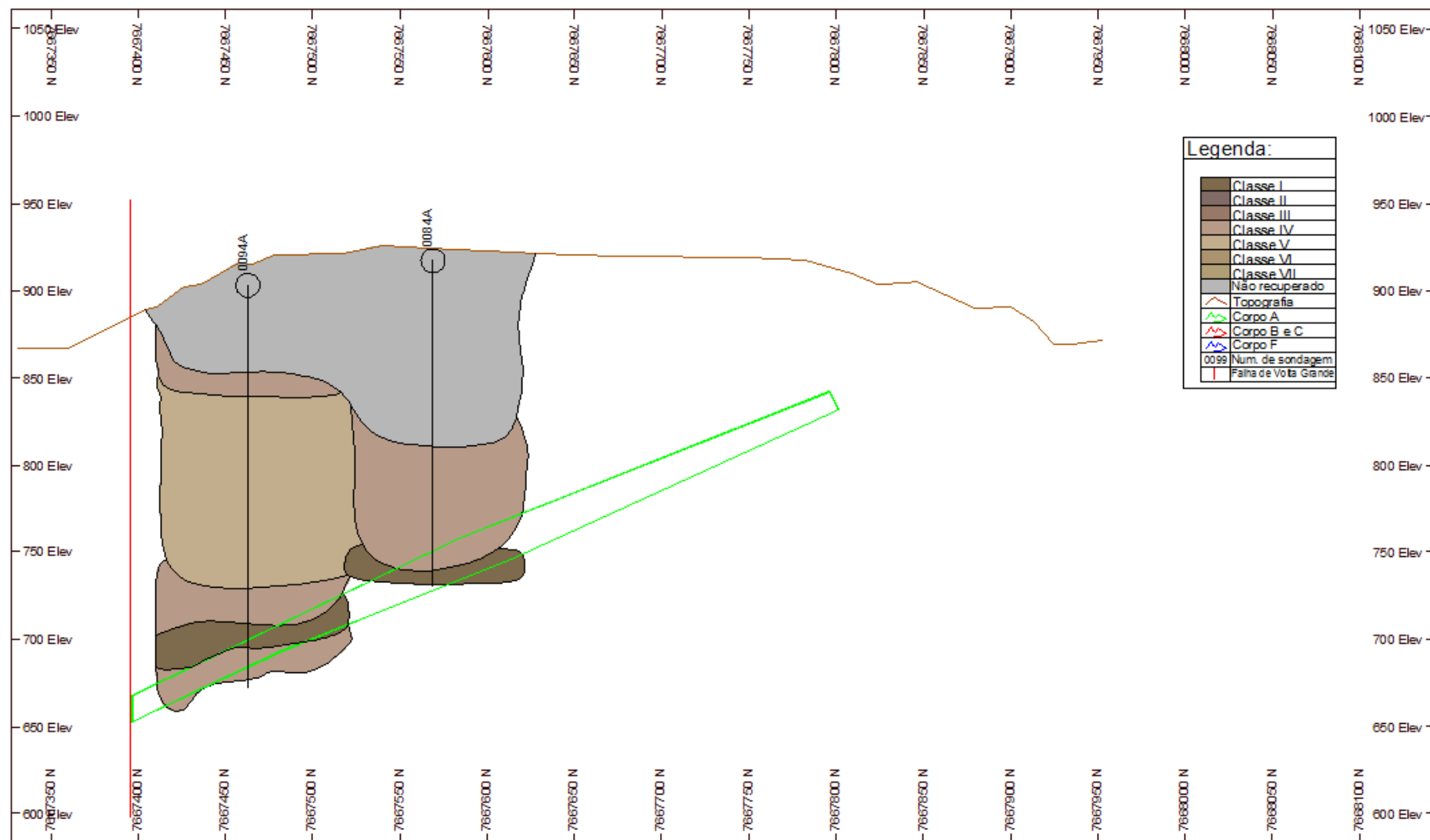


Figura 16: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica NS-08, sistema Q.

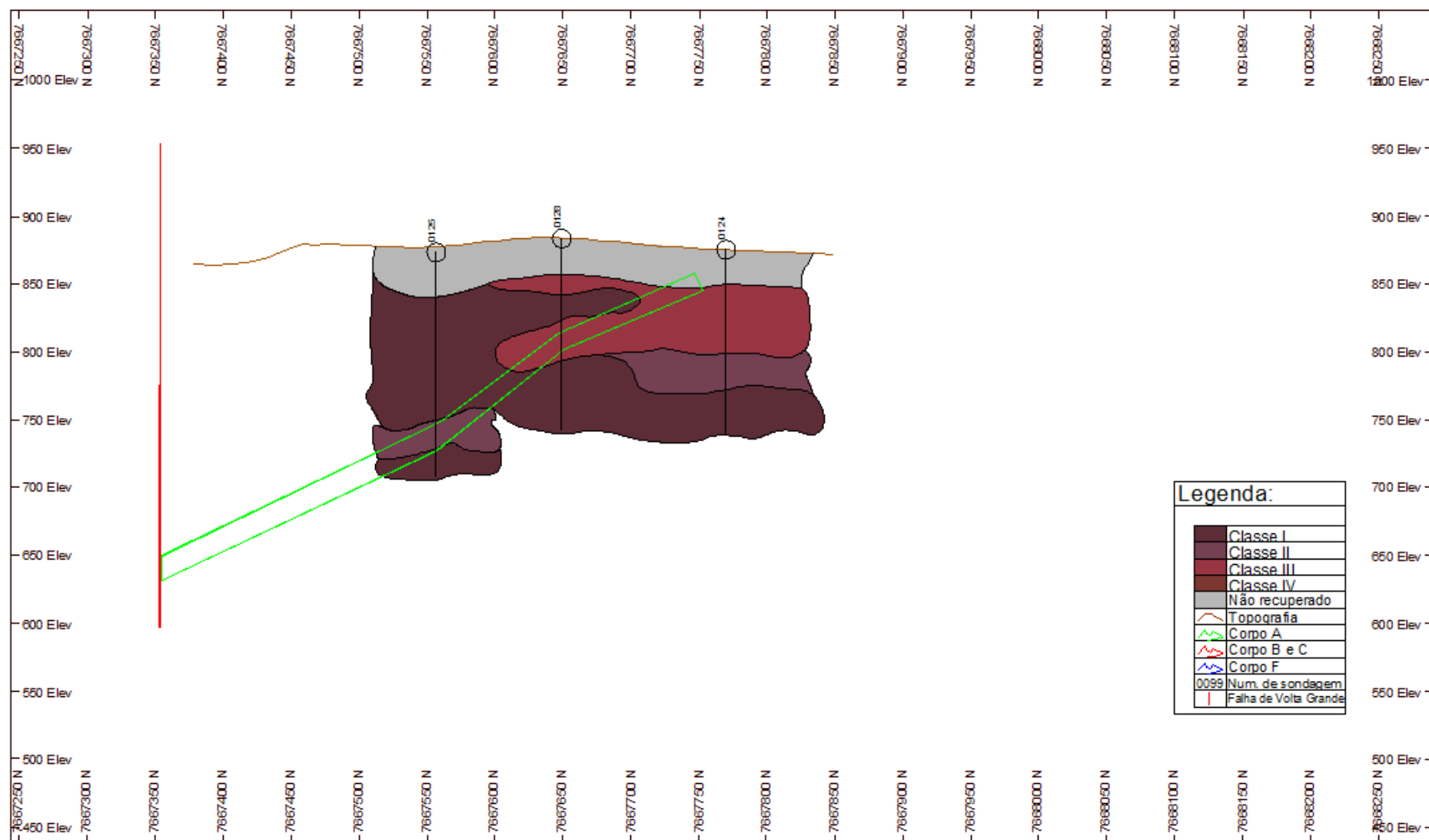


Figura 17: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica NS-09, sistema RMR.

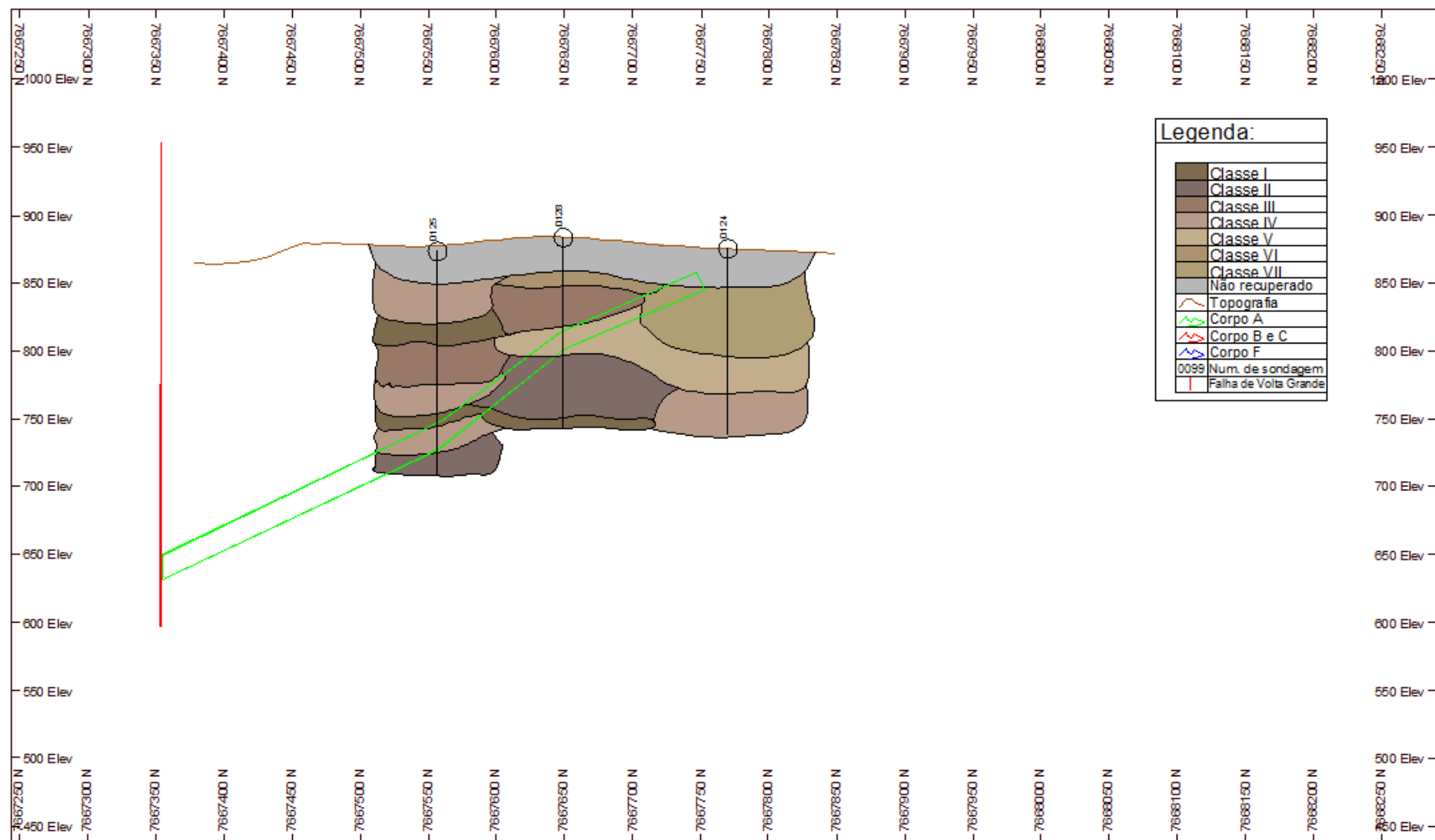


Figura 18: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica NS-09, sistema Q.

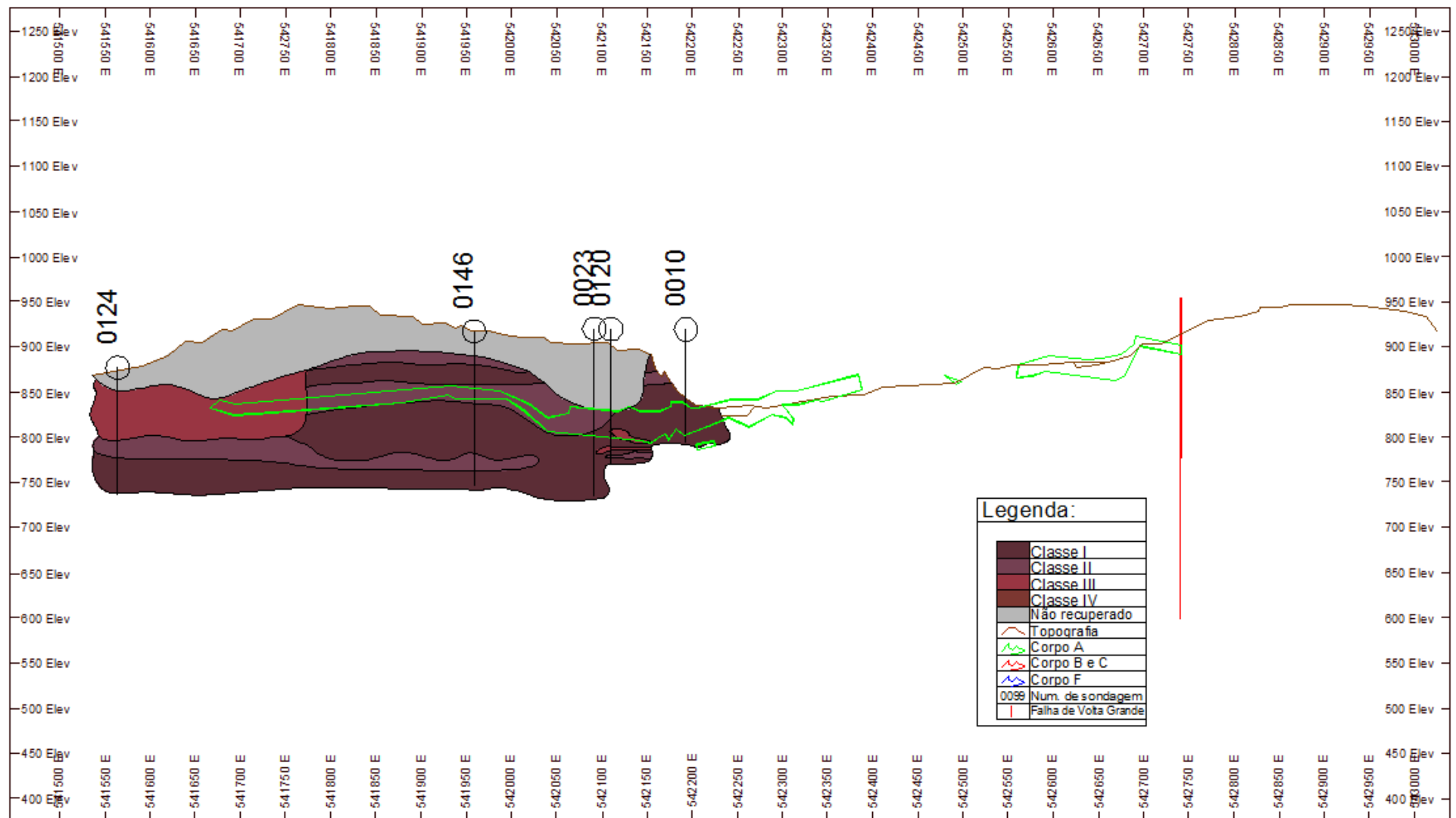


Figura 19: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica EW-01, sistema RMR.

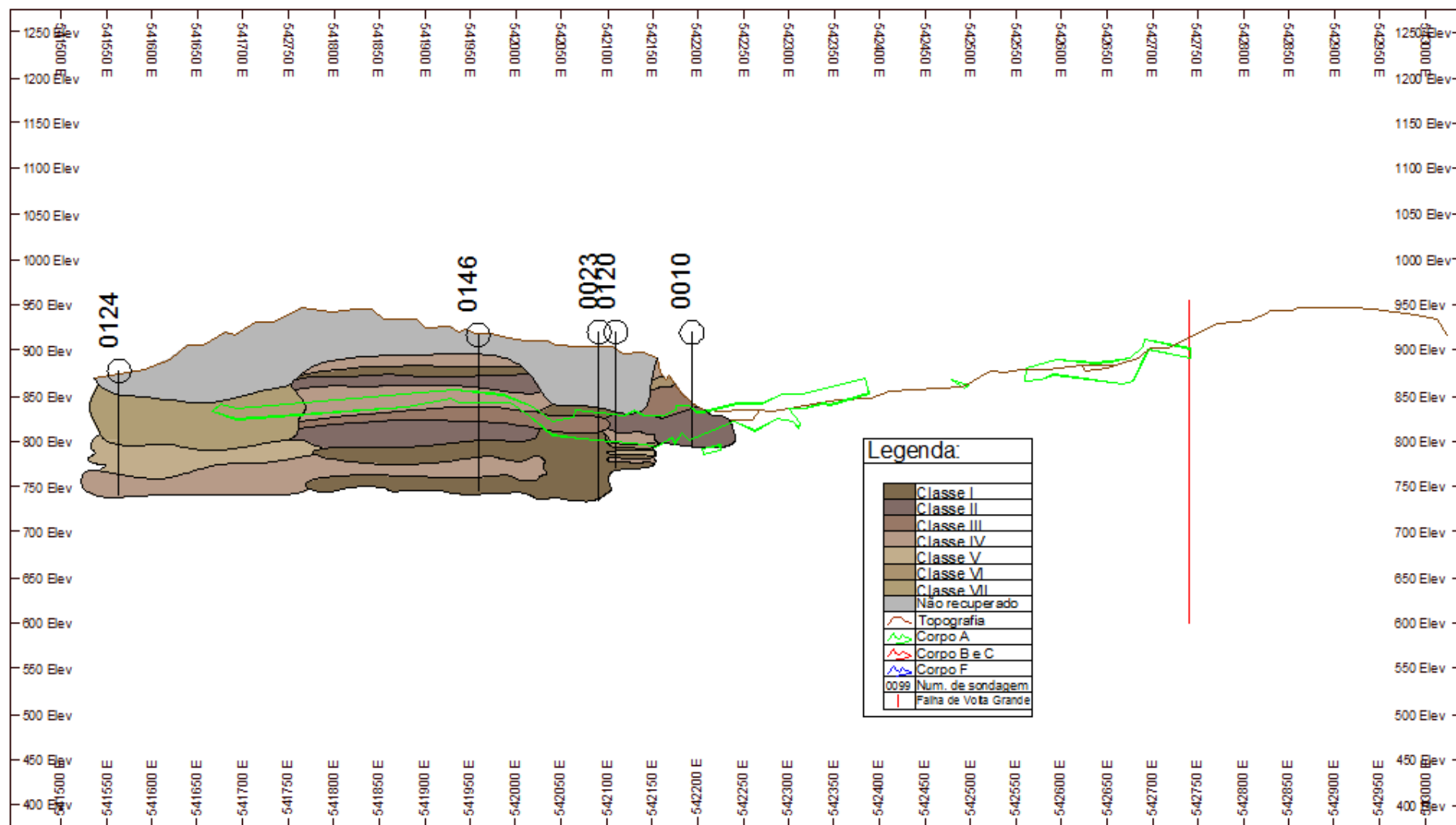


Figura 20: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica EW-01, sistema Q.

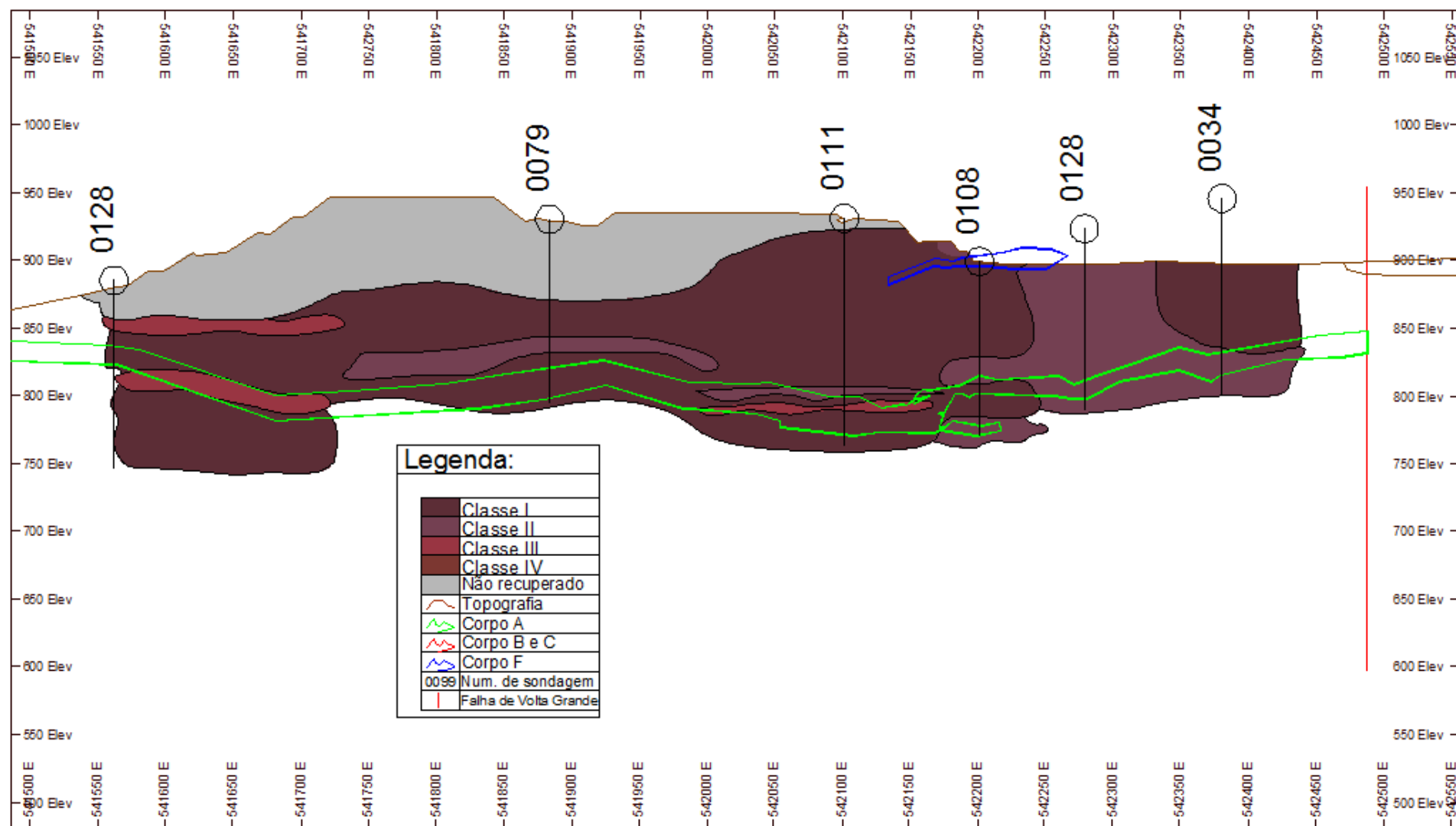


Figura 21: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica EW-02, sistema RMR.

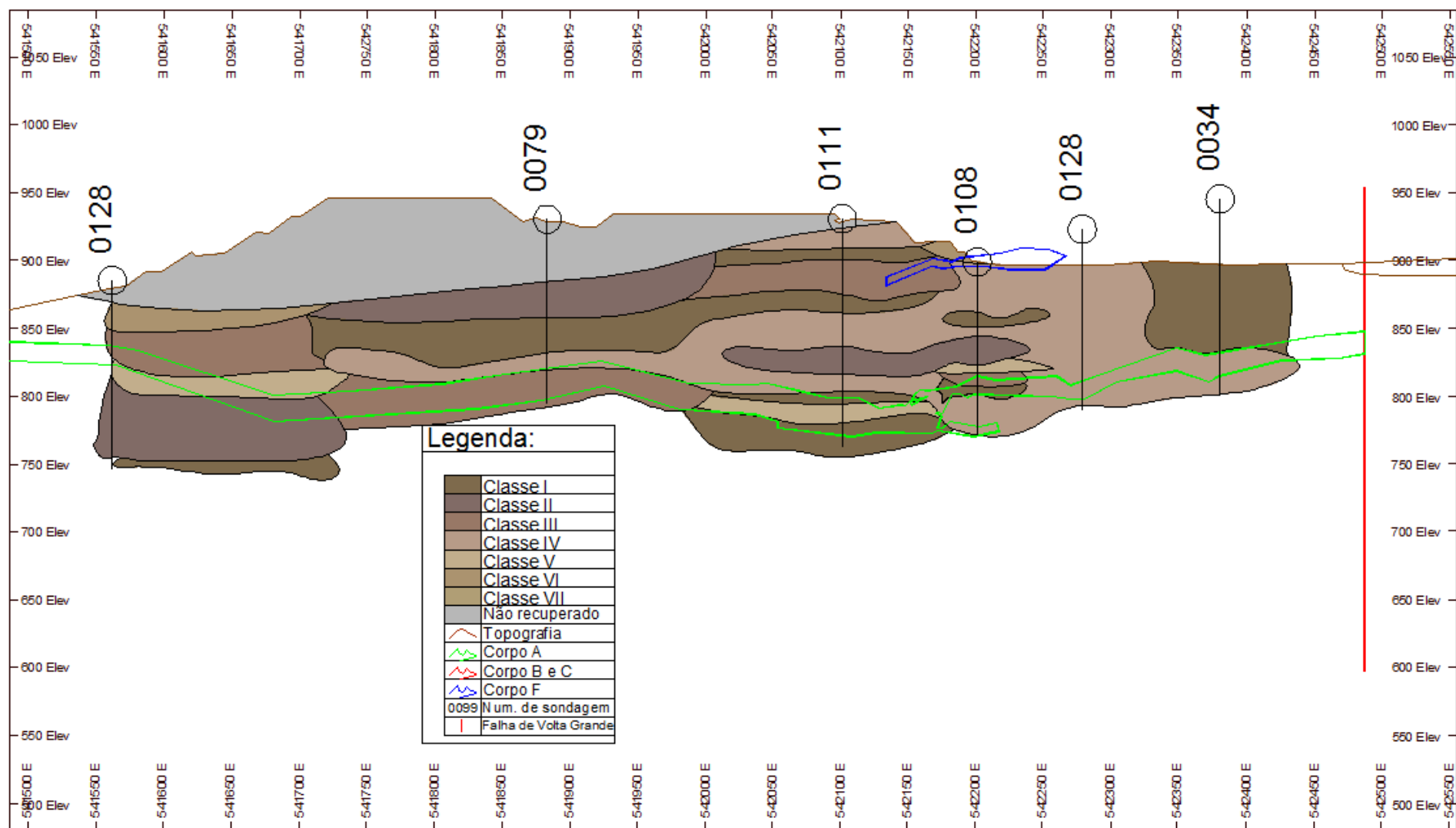


Figura 22: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica EW-02, sistema Q.

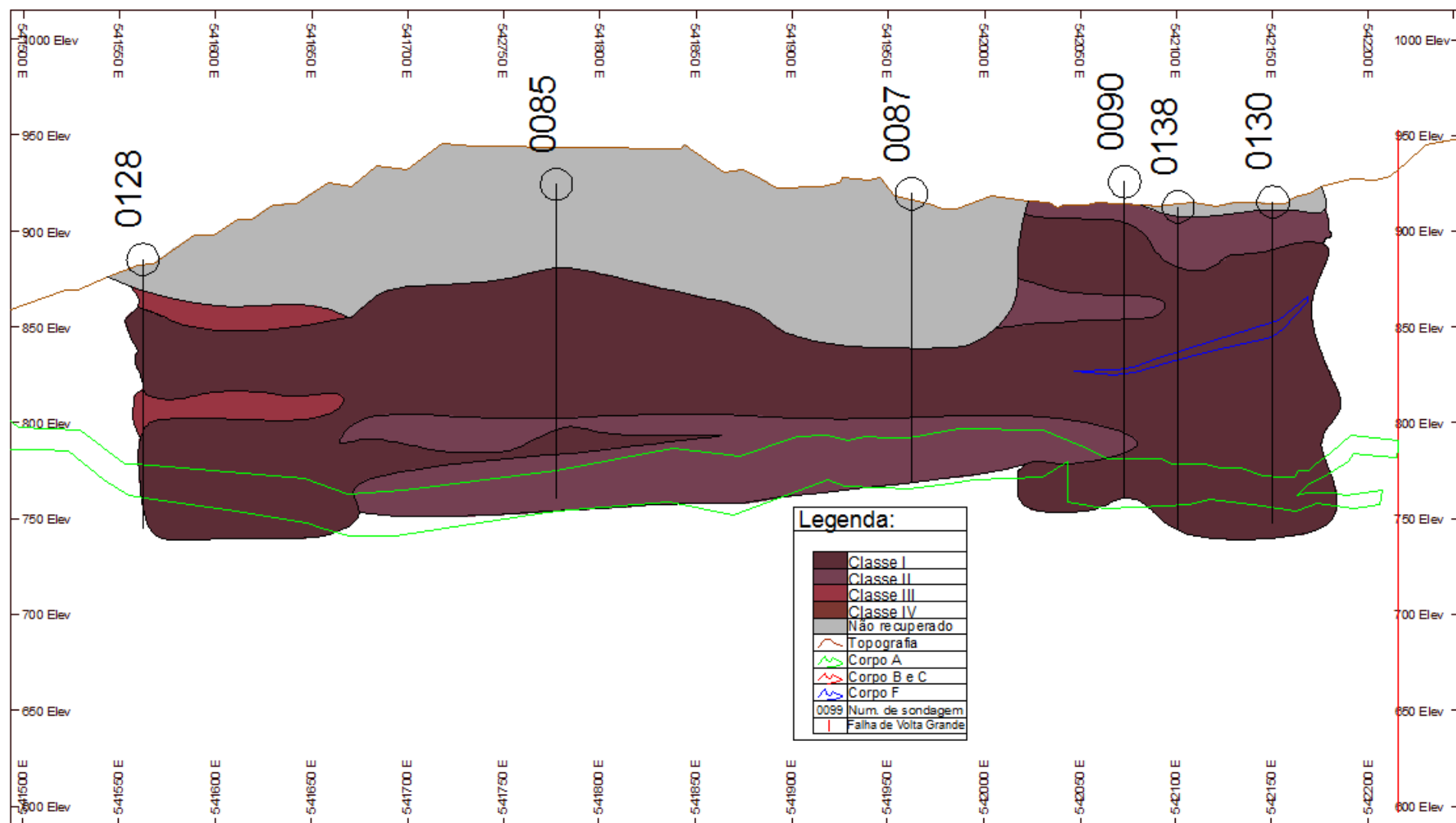


Figura 23: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica EW-03, sistema RMR.

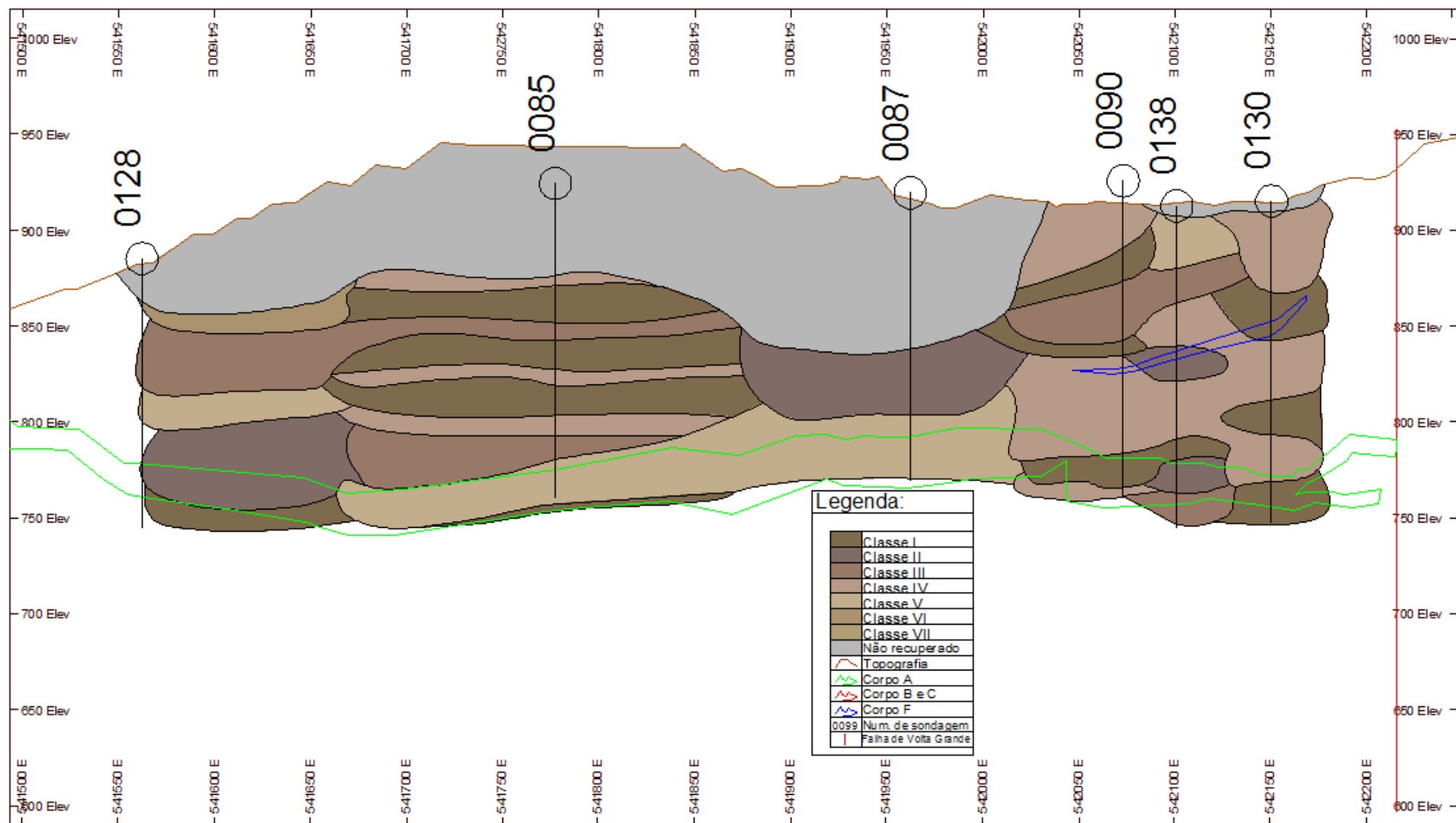


Figura 24: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica EW-03, sistema Q.

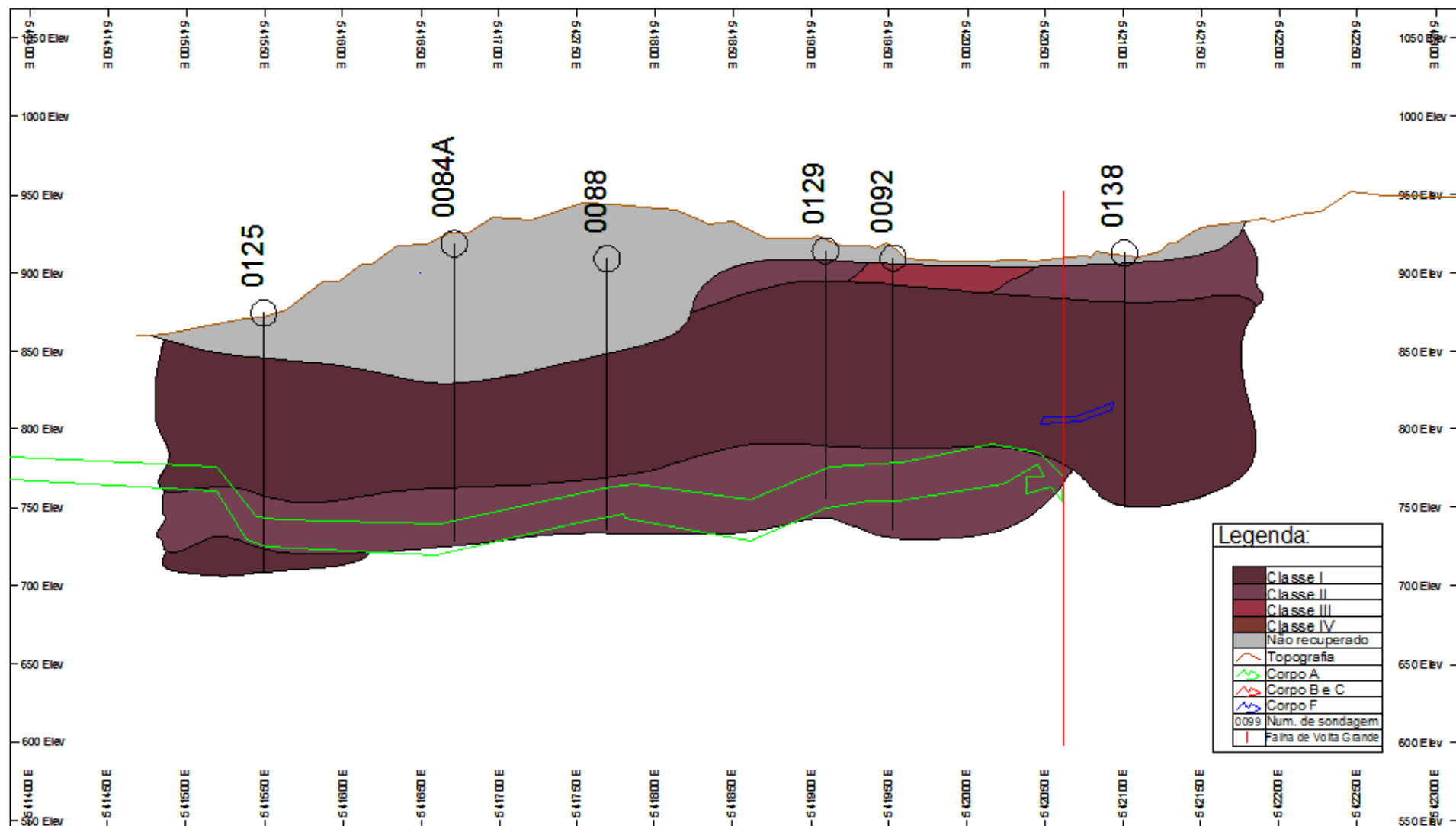


Figura 25: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica EW-04, sistema RMR.

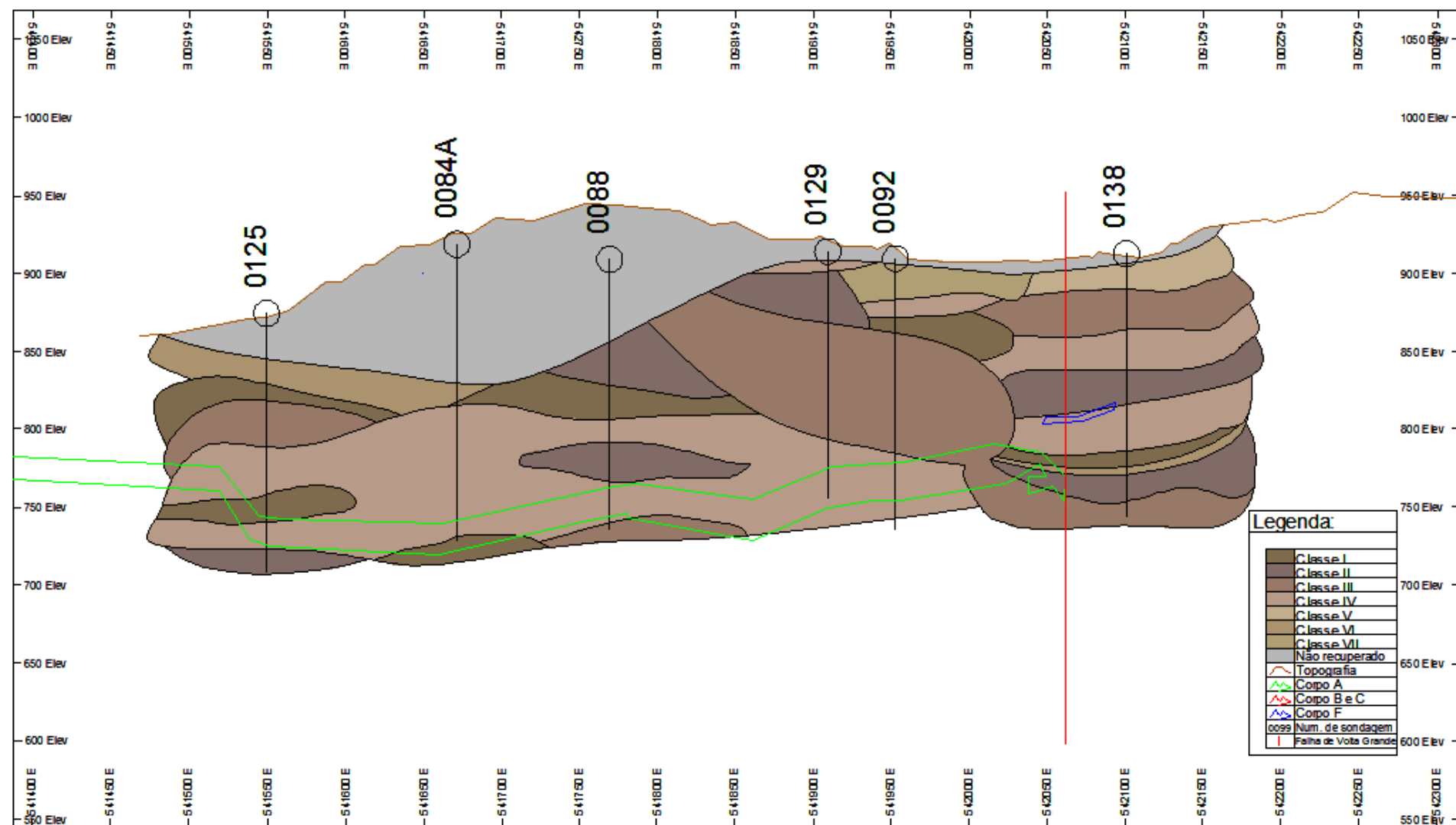


Figura 26: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica EW-04, sistema Q.

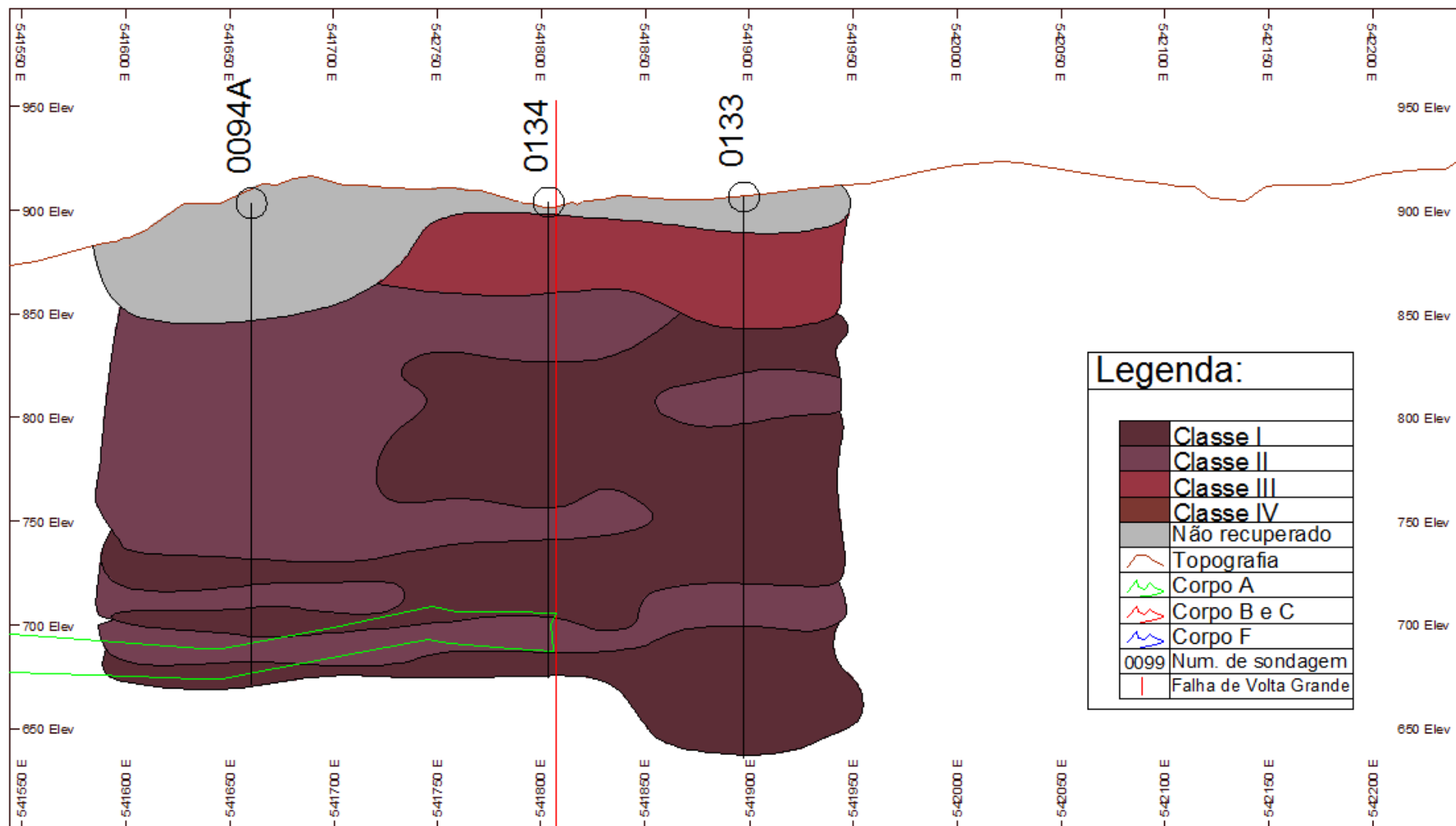


Figura 27: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica EW-05, sistema RMR.

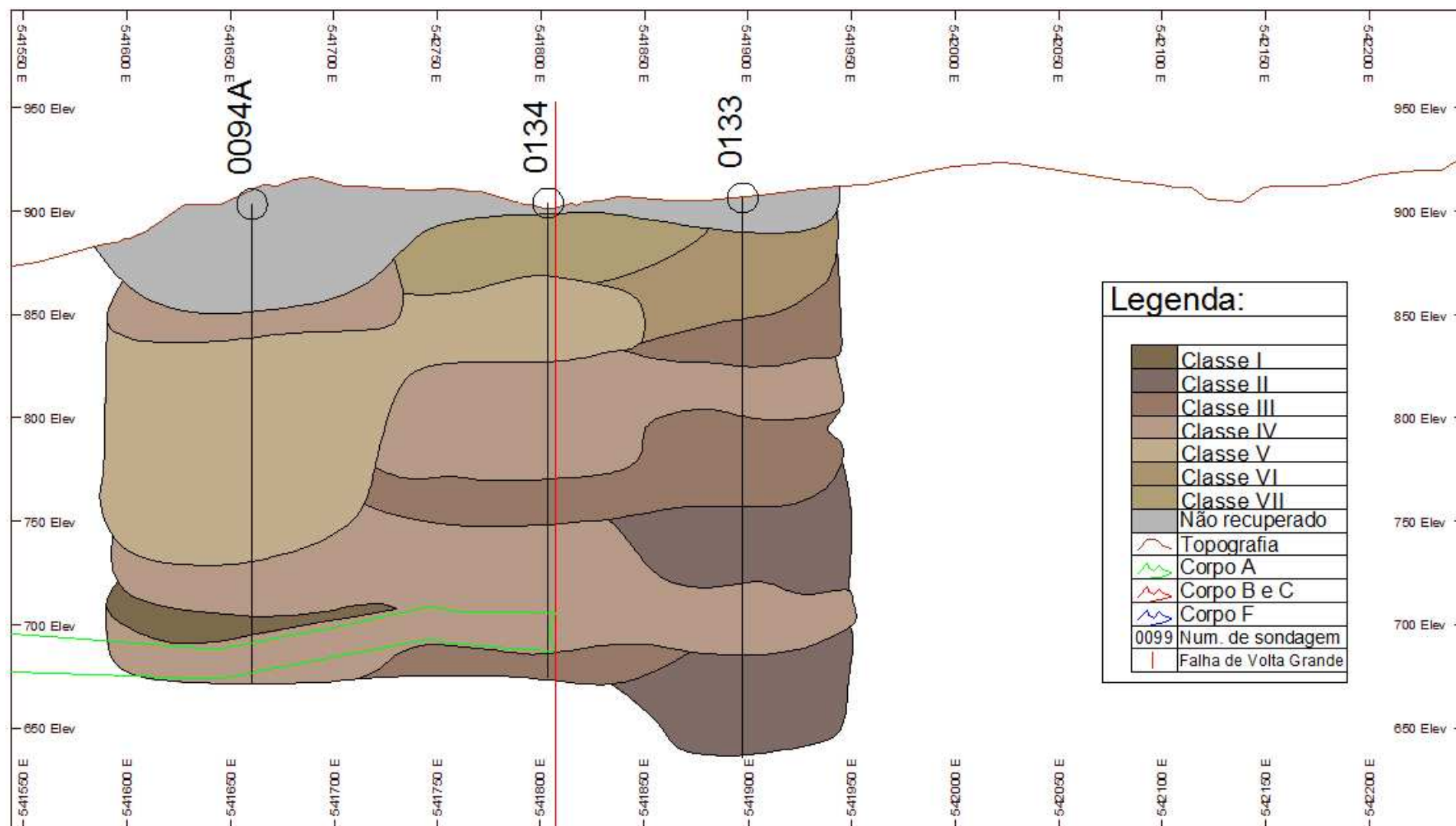


Figura 28: Mapa da classificação geomecânica nos maciços da seção geológica EW-05, sistema Q.