



ANÁLISE DA ESTABILIDADE GEOMECÂNICA DA ESCAVAÇÃO SUBTERRÂNEA NO JAZIGO DE S. JOÃO (MINAS DE ALJUSTREL)

JOÃO PEDRO MADEIRA BATISTA

Julho de 2026

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE GEOMECÂNICA DA ESCAVAÇÃO
SUBTERRÂNEA NO JAZIGO DE S. JOÃO (MINAS DE ALJUSTREL)**

**GEOMECHANICAL STABILITY ANALYSIS OF THE UNDERGROUND
EXCAVATION AT THE SÃO JOÃO DEPOSIT (ALJUSTREL MINES)**

João Pedro Madeira Batista

**Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Geotécnica e Geoambiente**

Orientador: Professor Helder I. Chaminé

Júri

Presidente:

Nome do Presidente, Categoria, Escola

Vogais:

Nome do Vogal1, Categoria, Escola

Nome do Vogal2, Categoria, Escola

Nome do Vogal3, Categoria, Escola

Porto, julho 2026

Agradecimentos

Gostaria de dirigir os meus primeiros agradecimentos à ALMINA – Minas do Alentejo, S.A., em particular ao Eng.º Daniel Rocha e à Eng.ª Tânia Rocha, minha supervisora, pela oportunidade de realizar o meu estágio numa empresa de excelência, marcada pela competência, pelo dinamismo e pelos desafios técnicos altamente estimulantes que proporciona. A sua confiança, disponibilidade e apoio foram fundamentais para o enriquecimento desta experiência profissional e pessoal.

Ao Professor Helder I. Chaminé (ISEP e LABCARGA), expresso o meu sincero agradecimento por ter sido a ligação fundamental com a empresa ALMINA, possibilitando a realização deste estágio. Agradeço igualmente todo o apoio, orientação e incentivo prestados durante o estágio e ao longo de todo o meu percurso no mestrado, bem como a leitura crítica e minuciosa da presente dissertação, cujos contributos foram essenciais para a sua melhoria.

Um especial agradecimento à colega Mariana Soares, por ter acompanhado de perto todo o meu percurso como estagiário, por nunca ter recusado ajuda, mesmo nos momentos de maior stress, pelo apoio prestado nos trabalhos de mina, por toda a experiência e pelos conhecimentos que me generosamente transmitiu. A sua disponibilidade, paciência e dedicação tiveram um papel fundamental na minha aprendizagem e no meu desenvolvimento ao longo deste estágio.

À Mariana Luís, ao Diogo Carreira, à Laura Andrade, à Isabela Silva, ao Pedro Ferreira, ao Ivo Martins, ao Pedro Dipe, à Inês Veiga, à Alicia Ribeiro, ao Martim Silva, ao Marco Candeias, ao André Novo, à Marta Carvalho, ao António Passos e a todos os outros excelentes profissionais que me ajudaram em tudo de que necessitei e que tornaram este percurso mais leve e prazeroso.

Aos meus colegas de casa, João Ourives, parceiro de treino e convívio, e Diogo Silva, por, além de não acumularem muita loiça, terem sido uma grande ajuda no meu processo inicial de integração.

A todo o pessoal da caroteca que moveu montanhas para me auxiliar na análise de sondagens antigas e de metragens.

A todos os docentes, colegas alunos do ISEP que me ajudaram de alguma forma, quer na minha aprendizagem académica pós-graduada, quer no meu crescimento pessoal, um grande obrigado.

O maior dos agradecimentos à minha família, mãe, pai e irmã que, apesar de ter sido difícil o fator distância, sempre me apoiaram em tudo.

À minha namorada Ana, que foi o meu pilar durante toda esta jornada, que me aconselhou na escrita desta dissertação e não me deixou ir abaixo em momento algum.

E por fim, mas não menos importante, um obrigado ao Alentejo por se ter tornado casa neste breve tempo em que cá morei. À gastronomia, aos convívios, ao Cante e aos amigos que levo para a vida.

Resumo

A presente dissertação centra-se na análise de estabilidade das escavações subterrâneas no jazigo de S. João, pertencente às Minas de Aljustrel. A caracterização e avaliação geotécnicas e geomecânicas mineiras do maciço incluíram o tratamento de dados geológico-geotécnicos provenientes de 94 sondagens direccionadas à massa mineral. Nestes dados, aplicaram-se os sistemas de classificação Q-System e a correlação com o GSI. Devido à fraca qualidade do maciço e à dificuldade em obter amostras que atendam aos requisitos mínimos para ensaios laboratoriais, os parâmetros de resistência foram estimados com recurso a correlações e a ensaios expeditos. Estes parâmetros foram posteriormente utilizados na modelação numérica. Com as propriedades geomecânicas definidas e os zonamentos geotécnicos balizados, avançou-se para a modelação numérica 2D no software RS2. O estudo da geometria das galerias demonstrou que uma secção de coroa abobadada otimiza a transferência de tensões e reduz os deslocamentos do maciço. Com base nesses resultados, dimensionou-se o sustimento para as diferentes zonas geotécnicas já definidas no jazigo. Previu-se a necessidade de uma contenção mais pesada nas zonas intersectadas por falhas. Foram testados dois métodos de exploração, o já utilizado Bench-and-fill e o Cut-and-fill, para mitigar ao máximo o estado de tensão do maciço. Por fim, simulou-se a sequência de lavra de um pilar de soleira. A análise confirmou que a estabilidade global de todo o bloco de exploração depende criticamente da extração inicial das bancadas primárias e da rigidez do material de enchimento *pastefill*, garantindo, assim, o confinamento e a estabilidade necessários para a posterior lavra das bancadas secundárias.

Palavras-chave: Análise de Estabilidade; Modelação Numérica; Geomecânica Mineira; Métodos de Lavra; Minas de Aljustrel

Abstract

This dissertation focuses on the stability analysis of underground excavations in the S. João orebody of the Aljustrel Mines. The geotechnical and geomechanical characterization and assessment of the rock mass included processing geological-geotechnical data from 94 boreholes targeting the ore mass. These data were analyzed using the Q-System classification and correlated with the GSI. Due to the poor quality of the rock mass and the difficulty in obtaining samples that meet the minimum requirements for laboratory testing, strength parameters were estimated using empirical correlations and rapid field tests. These parameters were subsequently used in numerical modelling. With the geomechanical properties defined and the geotechnical zoning established, 2D numerical modeling was performed using the RS2 software. The study of drift geometry showed that an arched crown section optimizes stress redistribution and reduces rock mass displacements. Based on these results, the support systems were designed for the different geotechnical zones defined within the orebody. A heavier support was deemed necessary in zones intersected by faults. Two mining methods were tested — Bench-and-fill (currently used) and Cut-and-fill — to minimize the stress state within the rock mass. Finally, the extraction sequence of a sill pillar was simulated. The analysis confirmed that the global stability of the entire mining block critically depends on the initial extraction of the primary benches and the stiffness of the pastefill material, thereby ensuring the confinement and stability required for the subsequent extraction of the secondary benches.

Key-words: Stability Analysis; Numerical Modelling; Mining Geomechanics; Mining Methods; Aljustrel Mines

Índice

Agradecimentos	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Lista de Siglas e Acrónimos	xviii
Capítulo 1 - Introdução	1
1 Introdução	2
1.1 Enquadramento	2
1.2 Estrutura	3
1.3 Objetivos	3
Capítulo 2 - Estado da Arte	5
2 Estado da Arte	6
2.1 Caracterização geotécnica de um maciço rochoso	6
2.1.1 Grau de Alteração (W)	7
2.1.2 Grau de Fraturação (F)	8
2.1.3 Resistência à compressão uniaxial	11
2.1.3.1 Ensaio de compressão uniaxial simples	11
2.1.3.2 Ensaio Point-load	12
2.1.3.3 Ensaio de ressalto com Esclerómetro portátil – Martelo de Schmidt	14
2.1.4 Rock Quality Designation - RQD (Deere, 1964)	16
2.1.5 Taxa de Recuperação de Testemunho - Total Core Recovery (T.C.R.)	20
2.2 Classificações Geomecânicas	21
2.2.1 Q-System - Rock Tunneling Quality Index (Barton et al., 1974, 1980; NGI, 2025).	25
2.2.1.1 Breve descrição paramétrica	27
2.2.1.2 Cálculo Q-value	29
2.2.1.3 $Q_{(base)}$ - (Q')	30

2.2.1.4	Determinação do suporte definitivo	30
2.2.1.5	Dimensionamento do suporte definitivo	32
2.2.1.6	Pressão instalada nos suportes	33
2.3	Métodos de Sustimento	34
2.3.1	Betão projetado	36
2.3.2	Prego <i>Swellex</i>	36
2.3.3	Parafusos selados com resina ou calda de cimento	37
2.3.4	Cabos de aço	38
2.3.5	Rede metálica	39
2.3.6	Cambotas metálicas	40
2.4	Análise de Estabilidade e Modelação Numérica	41
2.4.1	Método de Elementos Finitos	41
2.4.2	RSData - Rocscience	41
2.4.3	RS2 - Rocscience	42
Capítulo 3 - Caso de Estudo		43
3	Caso de Estudo	44
3.1	Nota Histórica	44
3.2	Enquadramento Geográfico	45
3.3	Enquadramento Geológico	46
3.3.1	Geologia Regional	46
3.3.2	Geologia Local	47
3.3.3	Geologia Estrutural	48
3.3.3.1	Dobramentos	48
3.3.3.2	Falhas	49
3.4	Introdução ao Caso de Estudo	50
3.4.1	Jazigo de S. João	52
3.5	Tratamento e Processamento de Dados de Sondagem	53
3.5.1	Compilação e Construção da Base de Dados	53
3.5.2	Análise dos sólidos modelados	59
3.5.2.1	Litologia	60
3.5.2.2	Q_{base} - Q'	61
3.5.2.3	Grau de Alteração	63
3.5.2.4	Síntese	64

3.6	Caracterização geotécnica segundo o Q-System (Barton et al., 1974, 1980; NGI, 2025)	65
3.6.1	Proposta de sustimento segundo o Q-System	67
3.6.2	Cálculo da pressão instalada nos suportes	70
3.6.2.1	Q-System vs GSI (<i>Geological Strength Index</i>)	70
3.7	Resistência da rocha – Ensaio Laboratoriais	73
3.7.1	Ensaio de carga pontual - <i>Point-Load</i>	78
3.7.2	Resistência à compressão uniaxial - Prensa hidráulica	81
3.7.3	Resistência à compressão uniaxial simples - Martelo de <i>Schmidt</i>	84
3.8	Modelação Numérica	86
3.8.1	O Método de Elementos Finitos e a Utilidade do RS2 no Campo Mineiro . . .	86
3.8.2	Parametrização Geomecânica e Critérios de Rotura	87
3.8.3	Variáveis de Análise e Critérios de Estabilidade	88
3.8.4	Parametrização Numérica	89
3.8.5	Configuração Geométrica e Cenários de Estudo	91
3.8.5.1	Análise do Efeito de Forma	92
3.8.5.2	Decisão	97
3.8.6	Análise do Sustimento baseado no Q-System	98
3.8.7	Dimensionamento do Sustimento - Avaliação do Raio de Plastificação (<i>Yielded Elements</i>)	99
3.8.7.1	Zonamento Geotécnico 1 (ZG1): MSX e RUN	101
3.8.7.2	Zonamento Geotécnico 2 (ZG2): <i>Stockwork</i> (STWK)	103
3.8.7.3	Zonamento Geotécnico 3 (ZG3): Falhas (FLT)	105
3.8.8	Comparação <i>Bench-and-fill</i> e <i>Cut-and-fill</i>	107
3.8.8.1	Método <i>Bench-and-fill</i> - desmonte teste	107
3.8.8.2	Método <i>Cut-and-fill</i> - desmonte teste	108
3.8.9	Lavra de um pilar soleira	112
3.8.9.1	Cenário atual	112
3.8.9.2	Cenários alternativos	117
	Capítulo 4 - Conclusões	121
	4 Conclusões	122
4.1	Considerações conclusivas	122
4.2	Proposta de trabalhos futuros	124
	Capítulo 5 - Bibliografia	125

Anexos	131
Anexo I - Extrato Base de dados Geotécnica	135
Anexo II - Perfis em Maptek Vulcan	137
Anexo III - Registo do Ensaio de <i>Point-Load</i>	143
Anexo IV - Registo do Ensaio de Resistência à Compressão Uniaxial	145

Lista de Figuras

2.1	Representação de famílias de descontinuidades em blocos-diagrama (adaptado de González de Vallejo & Ferrer, 2011)	9
2.2	Propriedades geométricas das descontinuidades nos maciços rochosos (adaptado de Hudson & Harrison, 2000 e de González de Vallejo & Ferrer, 2011).	10
2.3	Prensa hidráulica para ensaio de compressão uniaxial em provete cilíndrico (cortesia ALMINA).	11
2.4	Geometria da ponta cônica de contacto no ensaio de carga pontual (<i>point load test</i>), (ISRM, 1985).	12
2.5	Requisitos morfológicos para (a) ensaio diametral; (b) ensaio axial; (c) ensaio em bloco; (d) ensaio em bloco irregular (segundo ISRM, 1985, 2007).	13
2.6	Direção de carga para ensaios em rochas anisotrópicas (segundo ISRM, 1985, 2007).	14
2.7	Esclerómetro portátil (Proceq), https://www.screeningeagle.com/	14
2.8	Ábaco de Miller (adaptado de González de Vallejo & Ferrer, 2011).	15
2.9	Procedimentos para a medição e o cálculo do RQD (Deere, 1963; Deere et al., 1967; Deere & Deere, 1988).	17
2.10	Ábaco de Priest - Correlação entre o espaçamento médio das descontinuidades com o RQDt (adaptado de Priest, 1993).	18
2.11	Ilustração do procedimento de cálculo do T.C.R. (adaptado de Norbury et al., 1986).	20
2.12	Esquema da evolução das principais classificações geomecânicas e dos índices geotécnicos (adaptado de Lopes, 2022).	23
2.13	Ilustração dos parâmetros utilizados para calcular o <i>Q-value</i> (adaptado de Barton, 2006).	25
2.14	: Tipos de superfície das descontinuidades com diferentes pesos de J_r , em que o comprimento de cada exemplo é de 1 m (adaptado de NGI, 2025).	28
2.15	Fluxograma para obtenção do <i>Q-value</i> (adaptado de Miranda et al., 2006).	29
2.16	Recomendação do tipo de suporte definitivo de acordo com o <i>Q-value</i> e vão livre/ESR (NGI, 2025).	32
2.17	Ilustração do processo de expansão do prego Swellex (segundo Li & Håkansson, 1999).	37
2.18	Parafuso Helição selado com resinas de cura rápida.	38

2.19	Cabos de aço duplos selados com calda de cimento.	39
2.20	Rede metálica Eletro-Soldada.	40
2.21	Cambotas metálicas, enfilagens e rede malha-sol.	40
2.22	Exemplo de modelação numérica em RS2 (adaptado de Rocscience.com).	42
3.1	Localização da vila de Aljustrel (adaptado de <i>Google Satellite</i>).	45
3.2	Enquadramento geológico da Faixa Piritosa Ibérica (Sáez et al., 2024).	46
3.3	Coluna litoestratigráfica da região de Aljustrel (adaptado de Oliveira et al., 2013).	48
3.4	Geologia estrutural da zona de aljustrel (Candeias, 2008).	50
3.5	Massas mineralizadas atualmente em exploração e S. João em planta da vila de Aljustrel (documentação interna ALMINA).	51
3.6	Sondagens realizadas com direção ao Jazigo de S. João, rodeado a vermelho, e Jazigo do Moinho, a este do anterior.	53
3.7	Exemplo de um log geológico de sondagem (arquivo ALMINA).	55
3.8	Exemplo de um troço em log geotécnico de sondagem (arquivo ALMINA).	56
3.9	Litologia a partir do perfil realizado a Este do jazigo de S. João.	60
3.10	Litologia a partir do perfil realizado a Oeste do jazigo de S. João.	60
3.11	Parâmetro Q' a partir do perfil realizado a Este do jazigo de S. João.	61
3.12	Parâmetro Q' a partir do perfil realizado a Oeste do jazigo de S. João.	62
3.13	Grau de alteração a partir do perfil realizado a Este do jazigo de S. João.	63
3.14	Grau de alteração a partir do perfil realizado a Oeste do jazigo de S. João.	63
3.15	Zonamento geotécnico através do Q-System, adaptado de NGI (2025).	66
3.16	Proposta de sustimento para a ZG1 de acordo com o Q-System.	68
3.17	Proposta de sustimento para a ZG2 de acordo com o Q-System.	68
3.18	Proposta de sustimento para a ZG3 de acordo com o Q-System.	69
3.19	Acoplamento da caroteadora ao hasteal da galeria.	74
3.20	Caroteamento abortado em <i>Stockwork</i> : à direita o betão projetado; à esquerda o material argiloso.	75
3.21	Caroteamento abortado em sulfureto maciço - Fragmentação excessiva e impossibilidade de extração de carote.	75
3.22	Ensaio <i>in situ</i> da resistência à compressão com recurso ao martelo de <i>Schmidt</i>	76
3.23	Sondagens de mina abortadas do jazigo de S. João (Cortesia da ALMINA).	77
3.24	Carotes cortados para ensaio à compressão uniaxial em prensa (Cortesia da ALMINA).	77
3.25	Exemplo de amostra utilizada no ensaio de carga pontual (<i>Point-load test</i>).	78
3.26	Exemplificação do ensaio de carga pontual (<i>Point-Load Test</i>).	79

3.27 Amostras após o ensaio de carga pontual.	80
3.28 Prensa hidráulica utilizada nos ensaios de resistência à compressão uniaxial.	81
3.29 Carote de sulfureto maciço antes e depois do ensaio à compressão uniaxial - amostra nº 1.	82
3.30 Estimativa da resistência à compressão uniaxial através da correlação do ressalto do martelo de <i>Schmidt</i> com o peso específico médio do material-rocha <i>stockwork</i>	85
3.31 Variação dos diferentes tipos de tensão em função da profundidade.	90
3.32 Direção das principais tensões atuantes na galeria.	90
3.33 Secções consideradas para o estudo de estabilidade.	91
3.34 Geometrias e secções estudadas para as galerias de exploração.	92
3.35 Distribuição de tensões diferenciais na geometria quadrada para uma secção de 5A X 5L (m) em sulfuretos maciços.	93
3.36 Distribuição de tensões diferenciais na geometria quadrada com os "ombros" arre- dondados para uma secção de 5A X 5L (m) em sulfuretos maciços.	93
3.37 Distribuição de tensões diferenciais na geometria abobadada para uma secção de 5A X 5L (m) em sulfuretos maciços.	93
3.38 Tensões diferenciais das três geometrias estudadas para as dimensões 5A X 5L (m). .	94
3.39 Deslocamentos totais das três geometrias estudadas para as dimensões 5A X 5L (m). .	95
3.40 Parametrização dos elementos de sustimento.	100
3.41 Elementos plastificados em secção abobadada 5A X 5L (m) - Sulfuretos Maciços, es- cavação sem sustimento.	102
3.42 Elementos plastificados em secção abobadada 5A X 5L (m) - Sulfuretos Maciços com suporte em heliaços.	102
3.43 Elementos plastificados em secção abobadada 5A X 5L (m) - Riólitos sem sustimento. .	103
3.44 Elementos plastificados em secção abobadada 5A X 5L (m) - Riólitos com cabos de aço e heliaços.	103
3.45 Elementos plastificados em secção abobadada 5A X 5L (m) - <i>Stockwork</i> sem sustimento. .	104
3.46 Elementos plastificados em secção abobadada 5A X 5L (m) - <i>Stockwork</i> betão proje- tado com malha soldada, heliaços e cabos de aço selados com calda de cimento. . .	104
3.47 Elementos plastificados em secção abobadada 5A X 5L (m) - Falha sem sustimento. .	106
3.48 Elementos plastificados em secção abobadada 5A X 5L (m) - Falha com cambotas, betão projetado e entivação na soleira.	106
3.49 Esquema em perfil da sequência de um desmonte de bancada em meio subterrâneo. .	107

3.50	Distribuição das tensões diferenciais durante o faseamento do desmonte de uma bancada em sulfuretos maciços.	108
3.51	Esquema em perfil da sequência de lavra no método <i>cut-and-fill</i>	109
3.52	Deslocamentos totais e tensões diferenciais nos patamares primários em método <i>cut-and-fill</i>	110
3.53	Deslocamentos totais e tensões diferenciais nos pisos secundários em método <i>cut-and-fill</i>	111
3.54	Distribuição de tensões diferenciais na lavra de uma bancada secundária depois e antes do enchimento dos primários sobrejacentes.	113
3.55	Deslocamentos totais na lavra de uma bancada secundária depois e antes do enchimento dos primários sobrejacentes.	113
3.56	Sequência de desmonte e enchimento de um pilar soleira.	114
3.57	Distribuição das tensões diferenciais na lavra das bancadas primárias.	115
3.58	Distribuição de tensões diferenciais na lavra de uma bancada secundária.	115
3.59	Distribuição de tensões diferenciais no final do processo de desmonte de um pilar soleira.	116
1	Extrato da Base de Dados Geológico-Geotécnica.	136
2	Corte transversal de interpretação do modelo litológico do jazigo.	138
3	Planta de interpretação do modelo litológico do jazigo.	138
4	Corte transversal de interpretação da qualidade geotécnica do jazigo (Q-system).	139
5	Planta de interpretação da qualidade geotécnica do jazigo (Q-system).	139
6	Corte transversal de interpretação do grau de alteração do jazigo.	140
7	Planta de interpretação do grau de alteração do jazigo.	140
8	Planta de infraestruturas subterrâneas do jazigo de S. João - Moinho.	141
9	Visualização tridimensional global do corpo mineralizado do Jazigo de S. João, malha de sondagens e infraestruturas.	141

Lista de Tabelas

2.1	Classificação do grau de alteração – “ <i>Weathering classification</i> ” (adaptado de ISRM, 1978, 1981; GSE, 1995; CFCFF, 1996).	8
2.2	Grau de Fraturação (ISRM, 1978).	10
2.3	Resistência à compressão simples (ISRM, 1981).	16
2.4	Tamanho dos blocos de acordo com o número de descontinuidades (adaptado de ISRM, 1978).	19
2.5	Qualidade do maciço em função do RQD (adaptado de Deere et al., 1967).	19
2.6	Principais classificações geomecânicas e índices geotécnicos utilizados em obras subterrâneas (adaptado de Pereira, 2012; Lopes, 2022).	24
2.7	Valores de ESR para os diversos tipos de infraestrutura subterrânea (adaptado de NGI, 2025).	31
2.8	Dimensionamento de parafusos e ancoragens, de acordo com Barton et al. (1974).	33
3.1	Siglas e nomenclaturas litológicas adotadas pela ALMINA.	57
3.2	Parâmetros para classificação geotécnica para zonas competentes.	58
3.3	Parâmetros para classificação geotécnica para zonas de falha.	58
3.4	Intervalo de valores de Q e respetiva classificação qualitativa da qualidade de um maciço rochoso, adaptado de Barton et al. (1974, 1980).	65
3.5	Determinação da Dimensão equivalente (D_e) para galerias temporárias e definitivas.	66
3.6	Proposta de sustimento segundo NGI (2025).	69
3.7	Pressão instalada nos suportes de acordo com o Q-System para cada zonamento geotécnico definido.	70
3.8	Classificação da qualidade do maciço rochoso de acordo com o GSI (Hoek, 1994).	72
3.9	Correlação entre o Q-value e o GSI para a zona competente.	72
3.10	Correlação entre o Q-value e o GSI para zona de falha.	72
3.11	Resultados do ensaio de carga pontual em sulfuretos maciços e correlação com a resistência à compressão uniaxial.	80
3.12	Resultados do ensaio de resistência à compressão uniaxial em sulfuretos maciços.	82
3.13	Resultados do ensaio de resistência à compressão uniaxial em riólitos.	83

3.14 Resistência média à compressão uniaxial média obtida a partir do ensaio com prensa hidráulica.	83
3.15 Peso volúmico das amostras de sulfuretos maciços e riólitos.	84
3.16 Valores médios de ressaltos (R) de ensaios com Martelo de <i>Schmidt</i> para as litologias STWK e MSX.	84
3.17 Valores médios de resistência à compressão uniaxial e respetivas classes de resistência segundo a ISRM (1981).	85
3.18 Equações para a determinação do estado de tensão em função da profundidade (Dados de estudo interno da ALMINA).	89
3.19 <i>Inputs</i> utilizados na modelação da secção crítica de galeria de exploração.	91
3.20 Análise comparativa de tensão diferencial e deslocamento máximo nas geometrias estudadas para dimensão de 5A X 4,5L (m).	97
3.21 Análise comparativa de tensão diferencial e deslocamento máximo nas geometrias estudadas para dimensão de 5A X 5L (m).	97
3.22 Análise comparativa de tensão diferencial e deslocamento máximo nas geometrias estudadas para dimensão de 5,5A X 5L (m).	97
3.23 Proposta de sustimento para cada zonamento geotécnico de acordo com os resultados da modelação numérica.	107
3.24 Comparação dos deslocamentos e das tensões diferenciais entre os métodos <i>Bench-and-fill</i> e o <i>Cut-and-fill</i>	112
3.25 Deslocamentos máximos (m) nas bancadas primárias e secundárias na lavra de um pilar soleira.	117
3.26 Deslocamentos verticais e horizontais no cenário A.	118
3.27 Deslocamentos verticais e horizontais no cenário B.	118
3.28 Variação percentual dos deslocamentos dos cenários "A" e "B" em relação à configuração padrão.	119

Lista de Siglas e Acrónimos

ARG *Argilitos*

ARGN *Argilitos negros piritosos e grafitosos*

AV *Formação Vulcânica de Aljustrel*

CHF *Fácies Chertes e/ou Jaspes*

CHT *Chertes*

CVS *Complexo Vulcano-Silicioso*

De *Dimensão Equivalente*

DEC *Departamento de Exploração e Concessões*

DOL *Doleritos*

DOS *Departamento de Obras Subterrâneas*

DPEG *Dissertação/Estágio/Projeto*

ESR *Excavation Support Ratio*

FLT *Zona de Falha (Fault)*

FPI *Faixa Piritosa Ibérica*

fqRHY *Riólitos porfíricos com cristais de feldspato e quartzo*

fRHY *Riólitos porfíricos com cristais de feldspato*

FS *Fator de Segurança*

GAM *Galeria de Acesso ao Minério*

GAMD *Galeria de Acesso ao Minério (Direita)*

GAME *Galeria de Acesso ao Minério (Esquerda)*

GSI *Geological Strength Index*

ISEP *Instituto Superior de Engenharia do Porto*

ISRM *International Society for Rock Mechanics*

JSP *Jaspes*

LabCarga *Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada*

LHD *Load, Haul, Dump (Equipamento de carga e transporte)*

MDF *Método de Diferenças Finitas*

MEF *Método de Elementos Finitos*

MEGG *Mestrado em Engenharia Geotécnica e Geoambiente*

MRMR *Mining Rock Mass Rating*

MSX *Fácies de Sulfuretos Maciços*

NGI *Norwegian Geotechnical Institute*

P.Porto *Politécnico do Porto*

PLT *Point-Load Test*

PQ *Grupo Filito-Quartzítico*

qRHY *Riólitos porfíricos com cristais de quartzo*

RMi *Rock Mass Index*

RMR *Rock Mass Rating*

RQD *Rock Quality Designation*

RSR *Rock Structure Rating*

RUN *Riólitos de fácies incerta*

SF *Strength Factor (Fator de Resistência)*

SRC *Surface Rock Classification*

SRF *Stress Reduction Factor*

STWK *Fácies Stockwork*

TCR *Total Core Recovery*

UCS *Uniaxial Compressive Strength*

VAT *Sedimentos vulcânicos muito finos (Volcanic Ash Tuff)*

VSD *Sedimentos vulcânicos muito finos (Volcanic Sediments)*

WKE *Grauvaques*

ZG *Zonamento Geotécnico*

ZSP *Zona Sul Portuguesa*

Capítulo 1 - Introdução

1. Introdução

1.1 Enquadramento

A presente dissertação foi realizada no âmbito da Unidade Curricular “Dissertação/Estágio/Projeto” (DPEG) que integra o 2.º ano do Mestrado em Engenharia Geotécnica e Geoambiente, do Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP), do Politécnico do Porto (P.Porto), tendo sido integrado em regime de Estágio Curricular na empresa ALMINA – Minas do Alentejo, S.A. em parceria com o Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada (LABCARGA) do Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP. O desenvolvimento desta dissertação incidiu no estudo e na análise da estabilidade da escavação subterrânea do jazigo de S. João, pertencente ao couto mineiro das minas de Aljustrel. Este jazigo, outrora explorado pela empresa, apresenta uma complexidade geológico-geomecânica, condicionada pelo contexto tectónico do sistema de falhas presente, o que torna a exploração num desafio ainda maior. Dada a intenção da ALMINA de reativar o processo de lavra deste jazigo, é imperativo o seu estudo geomecânico para garantir a máxima eficiência e segurança em todo o processo mineiro.

O presente trabalho foi dividido em três principais secções. A primeira fase resumiu-se na recolha de bibliografia e documentação alusiva ao tema. Seguiu-se a recolha e compilação de dados de campo já existentes, nomeadamente sondagens de mina e superfície. Realizaram-se também ensaios laboratoriais e *in situ* das galerias de exploração. A terceira fase consistiu no trabalho de gabinete que incluiu o processamento, a análise e a interpretação de resultados.

Toda a investigação foi realizada com apoio dos diversos departamentos internos da empresa, nomeadamente o Departamento de Exploração e Concessões (DEC), que forneceu importantes dados sobre o geoposicionamento do jazigo e os sistemas de falhas; o Departamento de Obras Subter-

râneas (DOS), onde se contou com a ajuda dos sub-departamentos de Geotecnia e Geologia, que permitiram a realização de ensaios laboratoriais (através do Laboratório de Geotecnia), análises de sondagens e análise de estabilidade, respetivamente, e outros apontamentos pontuais dos diversos colaboradores.

1.2 Estrutura

A dissertação está dividida em seis capítulos, a saber: 1- O primeiro capítulo é composto por uma breve introdução, estrutura e objetivos da dissertação, onde se expõe de uma forma geral o conteúdo e organização da mesma; 2- O segundo capítulo inclui uma descrição do estado da arte, onde é exposta a fundamentação bibliográfica e metodologias usadas para o presente estudo; 3- O terceiro capítulo apresenta-se o caso de estudo, começando por um breve enquadramento geográfico e geológico, seguindo-se da compilação dos dados e processamento dos mesmos, terminando numa análise crítica sobre a discussão dos resultados; 4- No quarto capítulo expõe-se as principais conclusões retiradas do estudo e sugestões de trabalhos complementares a realizar; 5- O quinto capítulo é dedicado às referências bibliográficas onde estão citados os trabalhos que de alguma forma ajudaram na realização deste trabalho; por fim, o 6- O sexto e último capítulo é composto pelos documentos anexos à dissertação para servirem de suporte acessório ao texto.

1.3 Objetivos

Os principais objetivos desta dissertação assentam na proposta da empresa ALMINA no âmbito do planeamento de reabertura da lavra no Jazigo de S. João. Desta forma, este estudo passa inicialmente pela avaliação de parâmetros geológico-geotécnicos do jazigo com a finalidade de produzir posteriormente uma análise de estabilidade das galerias de exploração, com a proposta final de tipos de sustimento aplicar e a geometria/secção das galerias. Assim, passam-se a citar os principais objetivos deste estudo:

- Compilação e interpretação de dados de sondagem como: litologia, índice RQD (*Rock Quality Designation*), taxa de recuperação de testemunhos de sondagem, grau de alteração (W), número de famílias e rugosidade das descontinuidades;
- Caracterização geotécnica do maciço rochoso através da definição de domínios geotécnicos, cálculos de valores de Q e Q' , pressões de suporte e módulo de deformabilidade;
- Ensaios laboratoriais e *in situ* de resistência à compressão como o ensaio de Carga Pontual (*Point-Load Test*) e Resistência à compressão uniaxial (S);

- Avaliação da estabilidade geomecânica por modelação numérica com recurso ao software RS2 (*Rocscience*), permitindo a obtenção dos campos de tensão e deformação do maciço rochoso;;
- Proposta de orientação, dimensão e geometria das galerias;
- Análise de diversos tipos de suporte;
- Analisar a dimensão para um desmonte teste.
- Modelação numérica da redistribuição de tensões durante a lavra de um pilar de soleira;

Capítulo 2 - Estado da Arte

2. Estado da Arte

2.1 Caracterização geotécnica de um maciço rochoso

Os estudos geotécnicos e geomecânicos dos maciços rochosos assumem-se como de extrema importância em qualquer intervenção antrópica a que este venha a ser sujeito, quer em obras superficiais, como fundações, infraestruturas rodoviárias e ferroviárias, quer em obras subterrâneas, constituindo, estas últimas, o foco da presente dissertação. A atividade mineira, em particular no contexto subterrâneo, envolve riscos significativos de natureza material, ambiental e humana. Torna-se, por isso, imprescindível conhecer, de forma aprofundada, as características e o comportamento do meio rochoso, uma vez que um dimensionamento inadequado das infraestruturas pode conduzir à ocorrência de acidentes graves nas vertentes anteriormente referidas.

O estudo geotécnico do material solo-rocha aplicado à engenharia começou a desenvolver-se com maior expressão a partir de meados do século XX (e.g., Terzaghi, 1946; Hoek, 1966; Coates, 1966; Deere et al., 1967; Jaeger & Cook, 1969; Müller, 1974; Bieniawski, 1989; Wittke, 1990; Cunha & Muralha, 1990; Hudson, 1992; Dinis da Gama et al., 1992; Brady & Brown, 2006; Barton, 2006; Vallejo & Ferrer, 2011; Galiza et al., 2011; Rocha, 2013; Celada & Bieniawski, 2020). Até então, a investigação centrava-se predominantemente no estudo de materiais superficiais brandos e pouco consolidados. Este avanço no conhecimento dos maciços rochosos permitiu reconhecer que, na maioria das situações, são estruturalmente heterogêneos. Tal heterogeneidade resulta da influência de fatores como a topografia do terreno, as escavações subterrâneas e a geodinâmica envolvente ao maciço (Espada e Lamas, 2014).

Os maciços rochosos e solos, ao contrário de outros materiais artificiais, estão sujeitos a tensões naturais, designadas por tensões *in situ* (Amadei & Stephansson, 1997). Quando este estado de ten-

são é perturbado, por exemplo, pela abertura de galerias subterrâneas, ocorre uma alteração do campo de tensões, levando o maciço rochoso a reajustar-se para atingir um novo equilíbrio. Este processo implica a redistribuição das tensões e das deformações, originando um novo campo de tensões induzidas na envolvente da escavação (Ferreira, 2015). Este fenómeno tende a materializar-se no desenvolvimento ou na reativação de uma rede de descontinuidades, com impacto significativo no comportamento geomecânico do maciço rochoso (e.g., Dinis da Gama, 1995; Barton, 2006; Rocha, 2013; Barton & Quadros, 2015). Assim, torna-se de extrema importância proceder à parametrização dos principais fatores que condicionam a estabilidade dos maciços rochosos, não apenas qualificando, mas também quantificando esses parâmetros, de forma a promover a sua uniformização e um entendimento comum no seio da comunidade técnico-científica dedicada a este domínio. Neste contexto, recorre-se à terminologia proposta pela *International Society for Rock Mechanics* (ISRM, 1980, 2007, 2015), atualmente designada por *International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering* (ISRM), que possibilita uma caracterização geotécnica dos maciços rochosos mais clara, sistemática e tecnicamente robusta.

2.1.1 Grau de Alteração (W)

A classificação do grau de alteração de uma rocha ou de um maciço como um todo tem uma grande relevância na comunidade das engenharias que lida com este meio no dia-a-dia, uma vez que este parâmetro dita não só o estado de resistência mecânica, como também a variação da deformabilidade do meio rochoso. Define-se como alteração ou *weathering* o processo de modificação das propriedades físicas e químicas da rocha, devido à sua exposição à superfície ou próximo dela, sob a influência dos agentes de geodinâmica externa como a atmosfera, a biosfera e a hidrosfera (GSE, 1995; CFCFF, 1996), o que obriga o material a entrar num novo estado de equilíbrio físico-químico com o meio ambiente (Aires-Barros, 1991). A *International Society for Rock Mechanics* (ISRM), com posterior adaptação em 1996 pelo *Geological Society Engineering Group Working Party* (GSE), propôs então um sistema de classificação ao grau de alteração maioritariamente qualitativo, que oferece uma breve descrição das principais características da alteração de uma rocha. É posteriormente atribuída uma classificação relativa ao grau de alteração com o prefixo W, seguido do número de representação de alteração, onde 1 é o nível mínimo de alteração e 5 o máximo¹. A descrição encontra-se na tabela 2.1.

¹por vezes, na bibliografia é referenciada a classificação W6 (ISRM, 1978; G.S.E. – *working party*, 1995), i.e., desagregação total do maciço podendo ser considerado como solo residual.

Tabela 2.1: Classificação do grau de alteração – “*Weathering classification*” (adaptado de ISRM, 1978, 1981; GSE, 1995; CFCFF, 1996).

Zonas	Grau de alteração	Nomenclatura	Significado	Características
Zona inferior	Sã ou não alterada	W1	Não se observam sinais de alteração na matriz rochosa	• Sã e compacta • Descontinuidades fechadas • Permeabilidade é praticamente nula
	Ligeiramente alterada	W2	Mudanças na cor original da matriz rochosa (descoloração)	• Sã e compacta • Descontinuidades fechadas • Permeabilidade é praticamente nula
Zona intermédia	Moderadamente alterada	W3	W3 Menos de metade do material rochoso está decomposto e/ou desagregado num solo, mantendo-se a petrofábrica original	• Maciço mais ou menos são • Intersectado por descontinuidades abertas
Zona superior	Muito alterada	W4	Mais de metade do material rochoso está decomposto e/ou desagregado num solo; a rocha é muito friável	• Zona alterada a muito alterada ou mesmo decomposta • Permeabilidade do tipo intersticial • Pode coexistir uma circulação fissural
	Completamente alterada	W5	W4-5 Todo o material rochoso está muito decomposto e/ou desagregado num solo residual	

2.1.2 Grau de Fraturação (F)

Além do material-rocha e a sua resistência, o comportamento geotécnico de maciços rochosos é fortemente condicionado pelas propriedades das suas descontinuidades, uma vez que são meios descontínuos, anisotrópicos e heterogêneos (Barton e Quadros, 2015). Segundo a ISRM (1978), uma descontinuidade é descrita, de forma geral, como qualquer quebra ou interrupção mecânica numa rocha com força de tensão baixa ou nula. Pode materializar-se na maior parte dos tipos de diaclases, planos de fraqueza de foliação (xistosidade ou estratificação), em zonas de fraqueza ou em falhas (Hoek, 2023). A ISRM (1978, 1981) propôs vários parâmetros para melhor descrever e avaliar as descontinuidades de um maciço rochoso, apresentados abaixo:

- : Define a atitude geológica da descontinuidade, isto é, a sua direção (ou azimute), medida em graus de 0° a 360°; e a inclinação, que varia de 0° a 90° (da horizontal) e é medida no plano da descontinuidade com maior inclinação;
- Espaçamento (F): É dado como a distância perpendicular entre descontinuidades adjacentes da mesma família de descontinuidades;
- Persistência: Refere-se à extensão ou ao comprimento da descontinuidade aflorante na face do maciço. Dá indicações do grau de penetratividade geológica da descontinuidade;
- Rugosidade: Classifica-se como o tipo de rugosidade ou ondulação intrínseca à superfície, relativamente ao principal plano de uma dada descontinuidade;
- Resistência (S): Resistência à compressão uniaxial das superfícies adjacentes a um plano de

descontinuidade. Na maior parte das vezes, esta resistência pode não ser igual à resistência do bloco em si devido à alteração e/ou decomposição das faces da descontinuidade;

- Abertura: Distância perpendicular entre faces adjacentes da mesma descontinuidade;
- Preenchimento: Material que separa duas faces adjacentes da mesma descontinuidade e que normalmente apresenta menor resistência do que a rocha encaixante. Alguns materiais que se materializam como preenchimento incluem siltes, argilas, rocha esmagada, etc., incluindo finas coberturas minerais, como, por exemplo, veios de quartzo ou de calcite;
- Infiltração: Caracteriza-se pela presença de água subterrânea nas descontinuidades, traduzindo-se numa série de categorias como algo húmido, húmido, gotejante, fluxo ou seco;
- Número de conjuntos de descontinuidades, agrupados a partir de semelhança de suas atitudes que intersectam o maciço (ver figura 2.1);
- O tamanho dos blocos resulta principalmente das orientações mútuas entre os grupos de descontinuidades interceptantes, bem como do espaçamento individual de cada família.

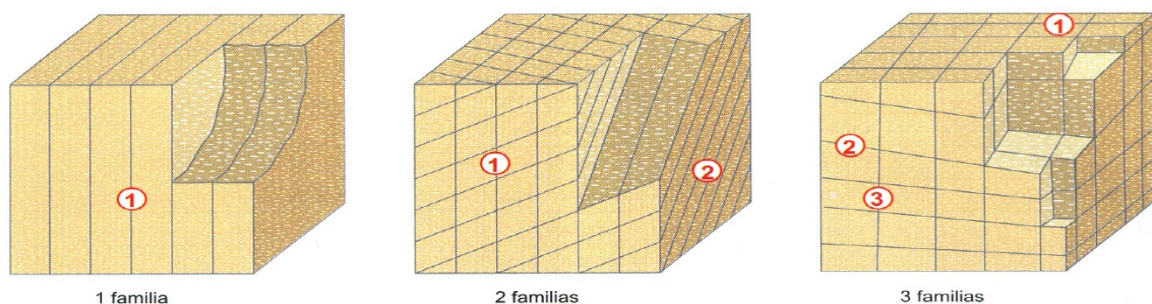


Figura 2.1: Representação de famílias de descontinuidades em blocos-diagrama (adaptado de González de Vallejo & Ferrer, 2011)

O grau de fraturação (F), propriamente dito, depende do espaçamento entre as descontinuidades. Este parâmetro é determinado a partir do levantamento do espaçamento sucessivo entre descontinuidades ao longo da interseção de uma janela espacial de amostragem; uma das técnicas mais comuns é a amostragem linear com recurso a uma fita graduada, denominada '*scanline sampling technique*' (técnica de amostragem linear). Segundo Priest (1993), Dinis da Gama (1995) e Chaminé (2016), este método consiste na colocação de uma fita graduada (em metros) na face exposta do maciço em estudo, a aproximadamente 1,20 a 1,50 m do solo, sendo posteriormente registadas, de forma sistemática, todas as interseções entre as descontinuidades e a fita, bem como as características geológico-geotécnicas e geomecânicas. São posteriormente registadas, numa ficha de levantamento de descontinuidades, as grandezas citadas acima, bem como o tipo de terminação e a curvatura da descontinuidade, em que se descreve onde acaba a própria (em rocha, noutra des-

continuidade ou obscura), e a retilineidade da descontinuidade, variando de plana a muito curva, respetivamente.

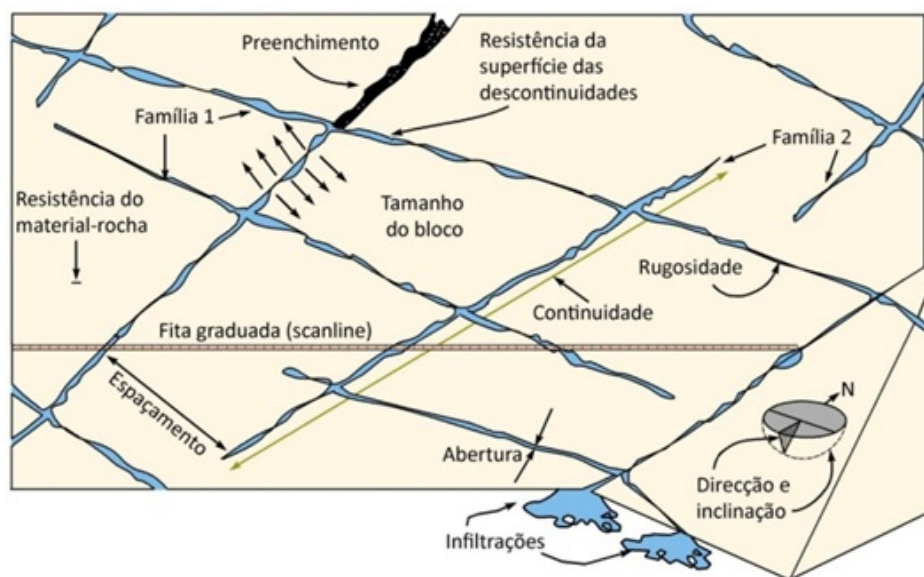


Figura 2.2: Propriedades geométricas das descontinuidades nos maciços rochosos (adaptado de Hudson & Harrison, 2000 e de González de Vallejo & Ferrer, 2011).

O método das “scanlines” permite, então, calcular o espaçamento entre descontinuidades, determinado pela subtração das distâncias à fita graduada. Pode traduzir-se, posteriormente, em um valor médio de espaçamentos, definido por Priest & Hudson (1976, 1981) como a razão entre a soma dos espaçamentos ao longo da linha de amostragem e o número de descontinuidades cartografadas (pormenores em ISRM, 1981; Priest, 1993, 2004; Dinis da Gama, 1995; CFCFF, 1996; Chaminé et al., 2015; Chaminé, 2016; Chaminé & Fernandes, 2023). A frequência das descontinuidades pode ser obtida pela média do número de descontinuidades cartografadas por unidade de comprimento ao longo de uma linha de amostragem e está intimamente relacionada à média do espaçamento (Chaminé, 2016). A frequência média é, então, uma medida do grau de fraturação (Chaminé et al., 2001). A ISRM (1978) propôs, então, a classificação do grau de fraturação das descontinuidades com recurso à terminologia aplicada aos intervalos de espaçamento apresentados na tabela 2.2:

Tabela 2.2: Grau de Fraturação (ISRM, 1978).

Terminologia	Intervalo (cm)	Designação
F1	>200	Muito afastadas
F2	60–200	Afastadas
F3	20–60	Medianamente afastadas
F4	6–20	Próximas
F5	<6	Muito próximas

2.1.3 Resistência à compressão uniaxial

A resistência à compressão uniaxial de uma rocha num zonamento ou domínio geotécnico pode ser compreendida pela resistência média de amostras de rocha intacta colhidas na zona em estudo, afastadas de fraturas ou descontinuidades onde a rocha possa estar mais alterada (ISRM, 1981). Esta resistência pode ser determinada através de ensaios uniaxiais diretos em laboratório, nos quais o valor da resistência é expresso diretamente no equipamento; ou indiretamente, com recurso aos ensaios de carga pontual (*“Point Load Test”*) e ao esclerómetro portátil (martelo de *Schmidt*), nos quais os valores de resistência são obtidos a partir de correlações.

2.1.3.1 Ensaio de compressão uniaxial simples

Este ensaio laboratorial tem como objetivo principal determinar a resistência máxima à compressão uniaxial de uma rocha. Este valor é obtido através de um ensaio com recurso a uma prensa hidráulica (Figura 2.3), capaz de aplicar uma força a uma taxa definida a um provete de rocha cilíndrico.

Como referido, o ensaio deve ser realizado sobre um provete cilíndrico, com altura entre 2,5 e 3 vezes o diâmetro, com os topos perpendiculares ao eixo ao qual se aplica a força. Para realizar o ensaio, deve-se colocar o provete no centro do prato da prensa e aplicar sobre ele uma força axial, com o objetivo de levá-lo à rotura.



Figura 2.3: Prensa hidráulica para ensaio de compressão uniaxial em provete cilíndrico (cortesia ALMINA).

Deste ensaio é possível retirar:

- Resistência à compressão uniaxial (σ_c): através da razão entre o valor de força de rotura pela área da base do cilindro da amostra;

$$\sigma_c = P_{max}/A \quad (2.1)$$

onde:

- σ_c : Resistência à compressão uniaxial
 - P_{max} : Força de rotura
 - A : Área da base do provete
- Módulo de elasticidade (E): através da análise as deformações longitudinais, projetadas na curva tensão-deformação da rocha;
 - Coeficiente de Poisson (ν): estimado através da variação de deformações transversais e longitudinais para os diferentes valores de pressão aplicados ao provete.

2.1.3.2 Ensaio Point-load

Segundo os '*suggested methods for characterization, testing and monitoring*' da ISRM (pormenores em ISRM, 1985, 2007), o ensaio de carga pontual (point load test) resulta em um índice para a classificação da resistência de um material-rocha, tendo como principal objetivo a obtenção de parâmetros de resistência desse material-rocha, através da correlação dos valores obtidos. Este ensaio permite obter os valores do Índice de Carga Pontual (*Point Load Strength Index*), $I_{s(50)}$, e Índice de Resistência Anisotrópica (*Strength Anisotropy Index*), $I_{a(50)}$, de um certo material-rocha.

O ensaio é realizado através de um aparelho constituído por um sistema de carga de ponta cônica standardizado para um ângulo de 60° e um raio circular igual a 5 mm (Figura 2.4), um sistema de leitura de carga aplicada e um sistema de leitura de medição de distância entre as duas placas cónicas de contacto.

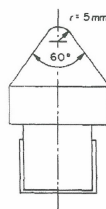


Figura 2.4: Geometria da ponta cônica de contacto no ensaio de carga pontual (*point load test*), (ISRM, 1985).

Podem realizar-se ensaios com quatro tipos de amostra (ISRM, 1985, 2007):

- Ensaio diametral: Realizado com amostras em provete cilíndrico com rácio de comprimento/diâmetro superior a 1. A força é aplicada paralelamente à base, ao longo do diâmetro do cilindro, com a distância à base mais próxima de pelo menos 0,5 vezes o diâmetro da própria base;
- Ensaio axial: Realizado com amostras em provete cilíndrico com rácio de comprimento/diâmetro compreendido entre 0,3 e 1 vez o diâmetro da base. A força é aplicada perpendicularmente a ambas as faces do cilindro;
- Ensaio de bloco ou massa irregular: Realizado com amostras paralelepípedicas ou irregulares de tamanho 50 ± 35 mm e como demonstrado na figura 2.5 (c) e (d). O rácio entre altura e largura deve variar de 0,3 a 1, preferivelmente o mais próximo do valor máximo. A força é aplicada nas faces opostas de menor dimensão longe de arestas e cantos;
- Ensaio de anisotropia com amostras foliadas em provetes cilíndricos: Realizado com amostras em provete cilíndrico que apresentem foliação, clivagem ou anisotropia no geral, sendo o principal objetivo mediar a força no plano de maior e menor resistência, perpendicular e paralelo aos planos de foliação, respetivamente.

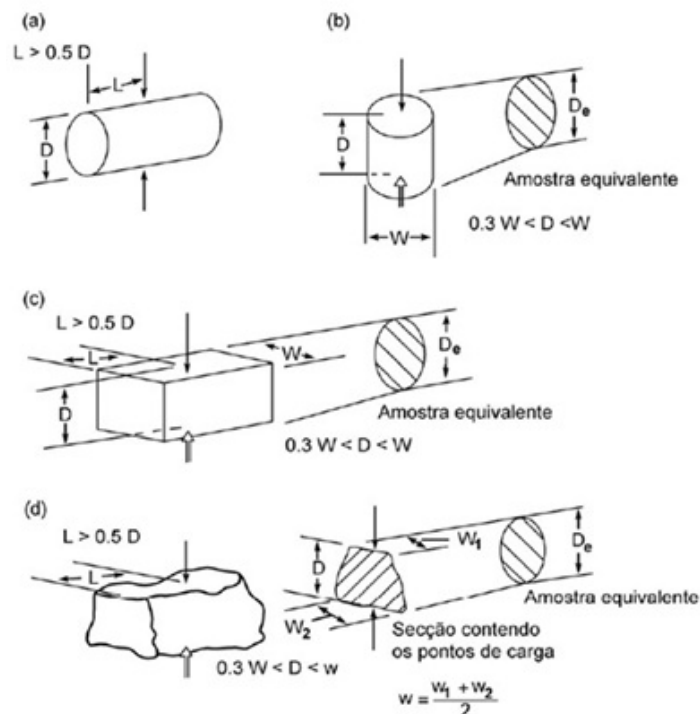


Figura 2.5: Requisitos morfológicos para (a) ensaio diametral; (b) ensaio axial; (c) ensaio em bloco; (d) ensaio em bloco irregular (segundo ISRM, 1985, 2007).

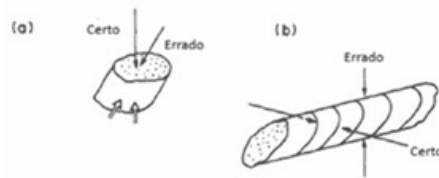


Figura 2.6: Direção de carga para ensaios em rochas anisotrópicas (segundo ISRM, 1985, 2007).

2.1.3.3 Ensaio de ressalto com Esclerómetro portátil – Martelo de Schmidt

O ensaio de ressalto é de natureza não destrutiva e pode ser realizado tanto em laboratório, como *in situ*, recorrendo a um esclerómetro portátil, mais comumente conhecido por Martelo de Schmidt (figura 2.7), patenteado pelo engenheiro Ernst Schmidt.



Figura 2.7: Esclerómetro portátil (Proceq), <https://www.screeningeagle.com/>

Este ensaio tem como principal objetivo a aquisição de dados para estimar, através de correlações, a resistência à compressão uniaxial e o módulo de deformabilidade de uma rocha (E). Estas correlações são obtidas a partir de valores de Resistência de ressalto (R), fornecidas no medidor do aparelho. Nos ensaios realizados *in situ*, o martelo de Schmidt também é amplamente utilizado para estimar a resistência à compressão uniaxial de faces de discontinuidades e avaliar a trabalhabilidade, perfurabilidade e escavabilidade de uma rocha por meios mecânicos (ISRM, 2015).

A operação em si consiste no disparo de um pistão carregado por uma mola interna que é libertada quando o êmbolo do aparelho é pressionado contra a parede da rocha a amostrar (ISRM, 2015). O esclerómetro deve ser posicionado e disparado perpendicularmente a uma face rochosa livre de fraturas, a mais uniforme possível e representativa do maciço em estudo. O resultado do ensaio é posteriormente exibido no mostrador do aparelho em função da resistência da rocha amostrada.

A ISRM (2015) recomenda a realização e registo de 20 ressaltos ("rebound") a uma distância de pelo menos 1 vez o diâmetro do êmbolo do martelo entre ressaltos, ou de 10 ressaltos, se estes diferirem em apenas 4 unidades (± 2), considerando-se assim o ensaio completo. Além da média aritmética calculada para estes ressaltos, a ISRM recomenda também a apresentação de outras estatísticas como

a moda, mediana e desvio padrão, a fim de enriquecer a demonstração dos resultados (pormenores em González de Vallejo & Ferrer, 2011).

Após a aquisição da média de valores, o valor da dureza (R), conjuntamente com o peso volúmico da rocha e com o ângulo de disparo do martelo ². É projetado no ábaco de Miller, descrito na figura 2.8, com o objetivo de obter a correlação entre a dureza da rocha com a resistência à compressão uniaxial, $\sigma_c (MPa)$.

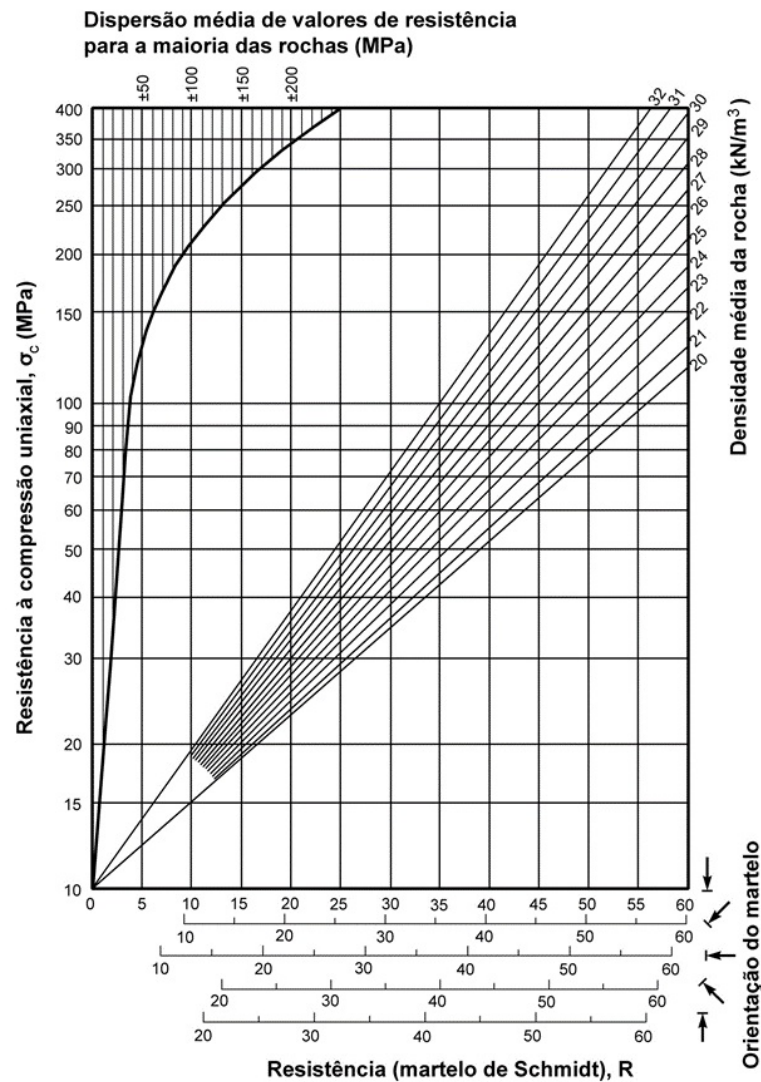


Figura 2.8: Ábaco de Miller (adaptado de González de Vallejo & Ferrer, 2011).

A ISRM (1981) propôs a classificação e a nomenclatura da resistência à compressão simples através dos intervalos de resistência, nos quais foram descritas 5 classes, de S1 a S5, da mais elevada à mais baixa.

²A direção do esclerómetro em relação à superfície é sempre perpendicular, porém a inclinação absoluta pode variar (ISRM 2015).

Tabela 2.3: Resistência à compressão simples (ISRM, 1981).

Intervalos MPa (kg/cm ²)	Símbolos		Designações	
>200 (>2000)	S1	S1-2	Muito elevada	Elevada
60–200 (600–2000)	S2		Elevada	
20–60 (200–600)	S3	S3	Média	Média
6–20 (60–200)	S4	S4-5	Baixa	Baixa
<6 (<60)	S5		Muito baixa	

2.1.4 Rock Quality Designation - RQD (Deere, 1964)

O conceito de Rock Quality Designation (RQD), ou Índice de Qualidade da Rocha, em português, foi apresentado por Deere (1963) e, um pouco mais tarde, de forma mais aprofundada e clara, por Deere et al. (1967). Assim, foi inicialmente criado com o intuito de auxiliar no projeto de túneis e grandes cavidades em granito, no estado de Nevada, nos EUA, e, posteriormente, ampliado para o projeto de túneis de autoestrada em quartzitos, gneisses e xistos (Deere & Deere, 1988).

O método veio suprir a taxa de recuperação de testemunho (T.C.R. – Total Core Recovery) anterior e mais simples, que se mostrava insuficiente na avaliação do maciço rochoso nas obras de engenharia, uma vez que este, mais recente, ao contrário do anterior, contabiliza a qualidade do maciço unicamente por porções de rocha sã, atribuindo um peso negativo às secções em que o maciço se encontra mais fragilizado. Assim, é meramente a medição em percentagem de rocha de boa qualidade recuperada de um intervalo de sondagem (Deere et al., 1967; Deere & Deere, 1988)

Este índice é obtido a partir de testemunhos de sondagem cilíndricos, sendo o seu cálculo a soma dos comprimentos de fragmentos rochosos com comprimento superior ou igual a 10 centímetros, dividida pelo comprimento total da sondagem e, normalmente, expresso em percentagem, como demonstra a fórmula de cálculo 2.2:

$$RQD(\%) = \frac{\sum L_{\geq 10 \text{ cm}}}{L_{\text{total}}} \times 100 \quad (2.2)$$

onde:

- *RQD*: Rock Quality Designation
- *L*: Comprimento de troços de rocha sã ≥ 10 cm
- *L_{Total}*: Comprimento total da sondagem

Na figura 2.9, apresenta-se a representação visual do procedimento de cálculo do RQD, na qual se

demonstram os requisitos de estado da rocha considerados para efeitos de cálculo, segundo Deere (1963) e Deere et al. (1967).

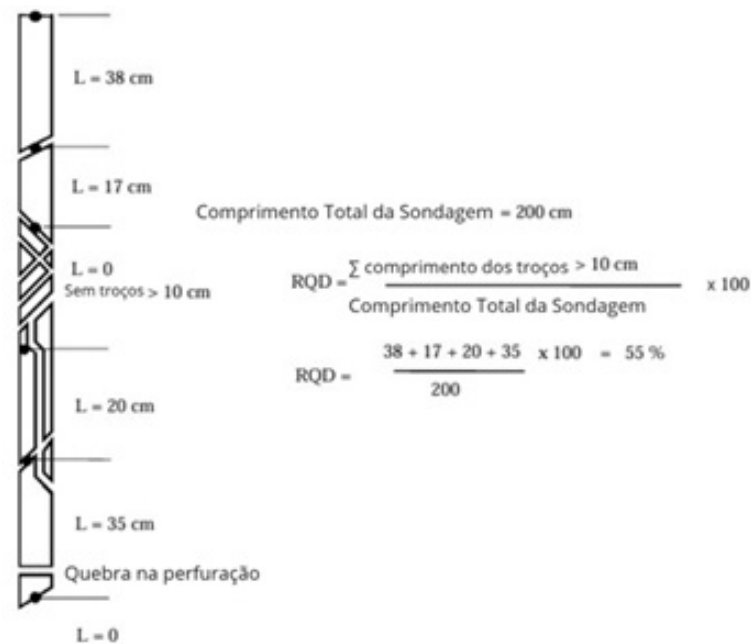


Figura 2.9: Procedimentos para a medição e o cálculo do RQD (Deere, 1963; Deere et al., 1967; Deere & Deere, 1988).

O valor de RQD também pode ser determinado a partir da projeção do valor médio de espaçamento das descontinuidades obtido a partir do levantamento de, por exemplo, uma linha de amostragem 'scanline', no ábaco desenvolvido por Priest & Hudson (1976, 1981) e finalizado por Priest (1993), como referido anteriormente. Esta abordagem tem a denominação de RQD teórico ($tRQD$), na qual, no ábaco desenvolvido, é possível calcular os valores limiares de RQDt a partir do espaçamento médio (F) das descontinuidades e do nível de confiança estatística, isto é, da representatividade. Este fator materializa-se nas várias curvas paramétricas que representam estes níveis de confiança, onde:

- $tRQD_1$: É a curva do gráfico com menor grau de confiança, para $16\% \geq 1,0$ m, ou seja, é a equação com cariz mais conservador e seguro, utilizada quando há um grande nível de incerteza
- $tRQD_{0,1}$: É a curva do gráfico com maior grau de confiança, para $95\% \geq 0,1$ m, ou seja, o cálculo do espaçamento médio é realizado a partir de valores com uma representatividade estatística grande. Utilizada para um grau de incerteza menor.

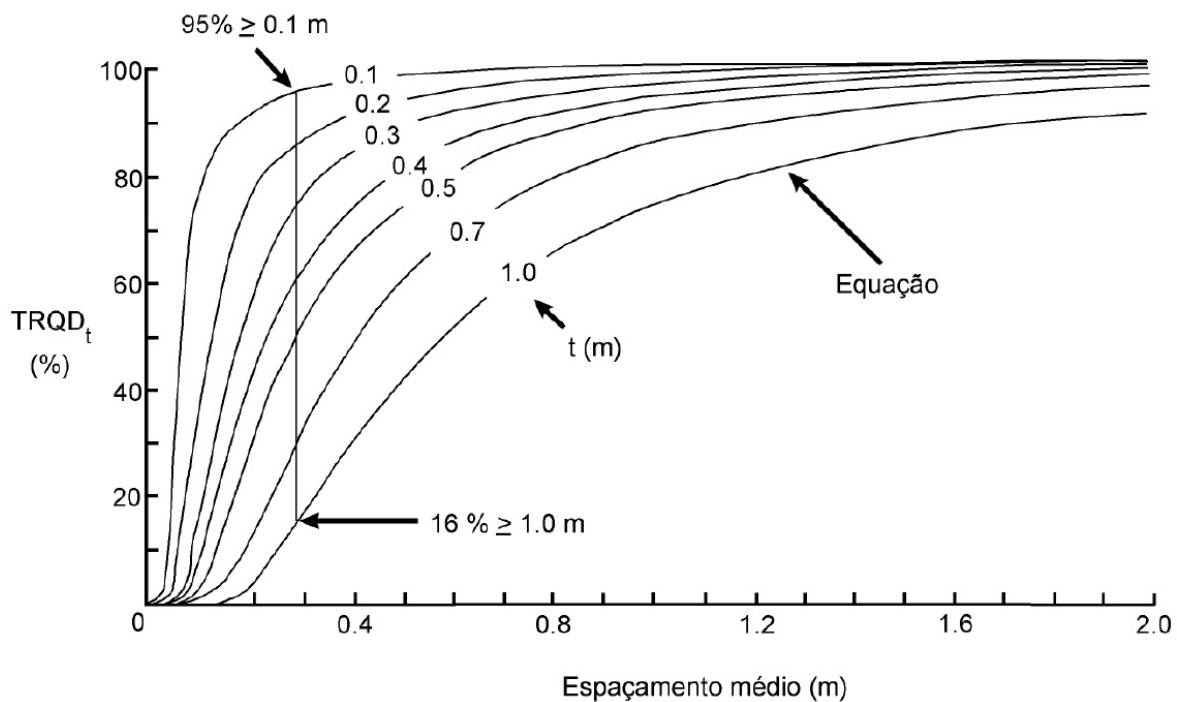


Figura 2.10: Ábaco de Priest - Correlação entre o espaçamento médio das descontinuidades com o RQDt (adaptado de Priest, 1993).

O índice tradicional RQD avalia a qualidade geotécnica geral do maciço, como referido anteriormente, a partir da análise de testemunhos de sondagem; porém, nem sempre é possível realizar sondagens, ou o acesso a elas é muito dificultado, como é o caso da exploração mineira, na qual é necessária a avaliação diária das frentes de desmonte.

Assim, Palmström (1982, 1995) sugeriu uma correlação do RQD apenas com base na presença de descontinuidades visíveis na face do maciço. Propôs então que o parâmetro RQD pudesse ser estimado a partir do número de descontinuidades por unidade de volume (J_v), onde:

$$J_v = \frac{\sum \text{Número de descontinuidades}}{\text{Unidade de comprimento}} \quad (2.3)$$

A correlação para rochas não alteradas, em percentagem, é dada pela seguinte expressão:

$$RQD = 115 - 3.3.J_v \quad (2.4)$$

onde:

- RQD : Rock Quality Designation
- J_v : Somatório do número de descontinuidades por unidade de comprimento para todas as

famílias de descontinuidades aflorantes numa dada área das unidades geológicas

Em 2005, Palmstrom sugere duas novas relações de J_v com o RQD para rochas não alteradas intervaladas nas duas expressões seguintes:

$$RQD = 110 - 2,5.J_v \quad \text{para } J_v > 4,5 \quad (2.5)$$

$$RQD = 100 \quad \text{para } J_v \leq 4,5 \quad (2.6)$$

onde:

- *RQD*: Rock Quality Designation
- J_v : Somatório do número de descontinuidades por unidade de comprimento para todas as famílias de descontinuidades aflorantes numa dada área das unidades geológicas

A ISRM (1978), através do número de descontinuidades por m^3 , balizou o tamanho dos blocos em cinco níveis, como demonstra a tabela 2.4.

Tabela 2.4: Tamanho dos blocos de acordo com o número de descontinuidades (adaptado de ISRM, 1978).

Descrição	J_v (descontinuidades/ m^3)
Blocos muito grandes	<1
Blocos grandes	1-3
Blocos médios	3-10
Blocos pequenos	10-30
Blocos muito pequenos	>30

Deere et al. (1967) propuseram então uma classificação descritiva do maciço rochoso com base em intervalos de valores do RQD. As descrições encontram-se na tabela abaixo:

Tabela 2.5: Qualidade do maciço em função do RQD (adaptado de Deere et al., 1967).

RQD (%)	Qualidade do Maciço Rochoso
0-25	Muito Fraca
25-50	Fraca
50-75	Boa
75-90	Muito Boa
90-100	Excelente

2.1.5 Taxa de Recuperação de Testemunho - *Total Core Recovery* (T.C.R.)

Numa avaliação geomecânica de maciços rochosos a partir de testemunhos de sondagem, a taxa de recuperação de testemunho constitui um dos indicadores primários mais importantes e expeditos da qualidade do maciço rochoso, complementando a informação fornecida pelo índice RQD (*Rock Quality Designation*). A taxa de recuperação, internacionalmente designada por T.C.R. (*Total Core Recovery*), corresponde à percentagem de testemunho recuperado em relação ao comprimento total do trecho perfurado da sondagem. Este parâmetro é obtido pela razão entre o comprimento total dos fragmentos de testemunho recuperados e o comprimento da manobra de perfuração considerada, expressa em percentagem (ver figura 2.11).

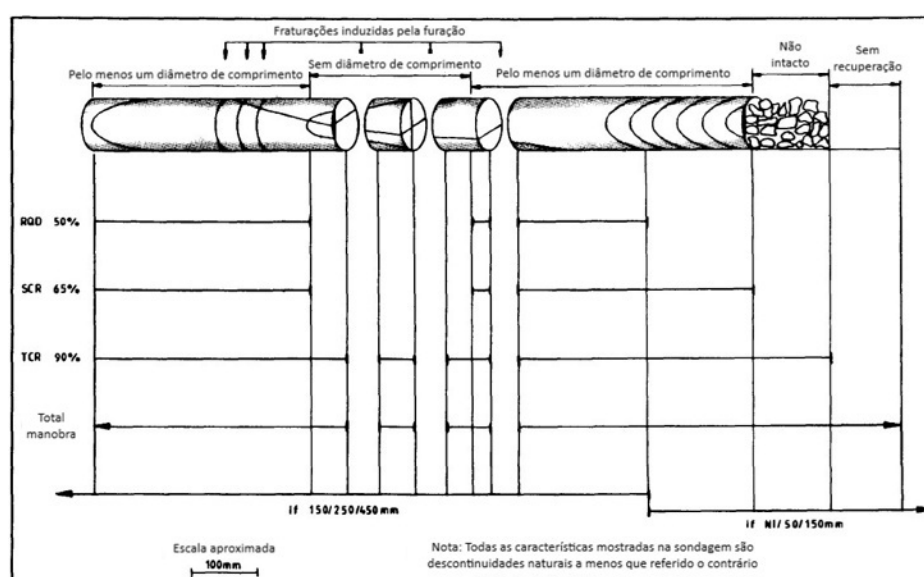


Figura 2.11: Ilustração do procedimento de cálculo do T.C.R. (adaptado de Norbury et al., 1986).

Valores reduzidos de T.C.R. são, em geral, indicativos de maciços rochosos com maior grau de fraturação e, por conseguinte, de condições geotécnicas potencialmente mais desfavoráveis. No entanto, a caracterização do maciço não deve assentar exclusivamente neste parâmetro; recomenda-se a utilização conjunta de pelo menos dois métodos de avaliação e, preferencialmente, de vários indicadores complementares, de modo a contemplar a complexidade e a variabilidade inerentes ao meio geológico. A expressão para cálculo deste parâmetro é a seguinte:

$$T.C.R.(\%) = \frac{\text{Comprimento do testemunho recuperado (m)}}{\text{Comprimento total de sondagem (m)}} \times 100 \quad (2.7)$$

Para avaliação de teores em contexto mineiro, em que os teores de mineralização são o principal fator

de tomadas de decisão desta indústria, a recuperação de testemunho, segundo Annels e Dominy (2003), deverá ter uma taxa de pelo menos 85% e de preferência 90%, evitando assim avaliações muito distintas da realidade.

2.2 Classificações Geomecânicas

Sob a perspectiva da geotecnia e das geociências de engenharia, o maciço rochoso corresponde a um sistema constituído por blocos rochosos adjacentes e mutuamente compartimentados, cuja estrutura integra não apenas a rocha intacta, mas também as superfícies estruturais que a delimitam, designadas por descontinuidades (Hoek, 2023). Em resultado dos processos geodinâmicos de génese e evolução que o moldaram, este meio apresenta um comportamento intrinsecamente heterogêneo, anisotrópico e descontínuo (e.g., Bieniawski, 1989; Brady & Brown, 2006; Barton, 2006; Rocha, 2013; Barton & Quadros, 2015; Celada & Bieniawski, 2020; Hoek, 2023). Acresce que a resposta de um mesmo maciço pode variar significativamente em função das solicitações a que é submetido, as quais dependem da natureza, das dimensões e das especificidades da obra de engenharia em análise. Neste contexto, a previsão do comportamento geomecânico requer uma caracterização criteriosa das propriedades do maciço, orientada pelos objetivos e requisitos da intervenção a desenvolver (Dinis da Gama, 1995).

Dada a variabilidade espacial das propriedades geomecânicas, resultante da complexa história geodinâmica dos maciços rochosos, tanto à escala regional como local, torna-se fundamental identificar os atributos que condicionam o seu comportamento face às solicitações associadas a cada tipo de projeto (Bieniawski, 1989; Barton, 2006; Chaminé, 2016; Chaminé & Fernandes, 2023). Este processo assenta na caracterização geológico-geotécnica e na avaliação geológico-geomecânica, cujos estudos fornecem informação com graus de detalhe progressivamente crescentes, evoluindo das características mais gerais do maciço, à escala global, para as mais específicas, obtidas através de observações de campo e de ensaios laboratoriais. Desta forma, estabelece-se uma rede integrada de dados que reflete os efeitos de escala inerentes ao comportamento dos maciços rochosos.

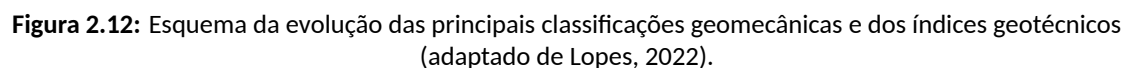
Neste contexto, uma caracterização rigorosa, fundamentada num levantamento geológico adequado, constitui um fator determinante para o sucesso de qualquer projeto de geoengenharia (Rocha, 2013; Chaminé, 2016; Celada & Bieniawski, 2020; Chaminé & Fernandes, 2023). Torna-se, assim, essencial a integração de diferentes áreas das geociências de engenharia, nomeadamente a cartografia geológica aplicada, a geologia de engenharia, a hidrogeologia e a geofísica aplicada, complementadas por ensaios geomecânicos in situ e laboratoriais. De modo geral, as propriedades mais relevantes para a análise do comportamento dos maciços rochosos incluem a deformabilidade, a resistência e

a permeabilidade, bem como, no caso particular das escavações subterrâneas profundas, o estado de tensão natural do maciço (ISRM, 1978, 1981).

Neste enquadramento, os sistemas de classificação geomecânica surgiram da necessidade de descrever e quantificar, de forma objetiva e sistemática, os principais parâmetros geotécnicos que condicionam o comportamento dos maciços rochosos, permitindo a transição de abordagens predominantemente qualitativas para metodologias de carácter quantitativo e semiquantitativo (Bieniawski, 1989; Barton, 2006; Celada & Bieniawski, 2020).

Até meados do século XX, o projeto de escavações subterrâneas baseava-se essencialmente em descrições qualitativas do maciço rochoso e na experiência acumulada pelas equipas técnicas, o que dificultava a comparação entre os casos de estudo e tornava a interpretação dos resultados fortemente dependente do julgamento individual (Hoek, 2023). A evolução para sistemas de classificação geomecânica mais robustos, sistemáticos e uniformizados permitiu reduzir a subjetividade inerente a estas avaliações, estabelecendo critérios comuns para a descrição e quantificação das características dos maciços rochosos. Consequentemente, tornou-se possível normalizar a terminologia utilizada, facilitar a comunicação entre investigadores e profissionais e promover uma compreensão mais consistente do comportamento geomecânico dos maciços rochosos. Estas metodologias constituíram, assim, um marco fundamental na transição de abordagens predominantemente empíricas para procedimentos de análise e de dimensionamento mais objetivos e racionalizados (e.g., Bieniawski, 1989; Barton, 2006; Chaminé, 2016; Celada & Bieniawski, 2020).

Atualmente, dada a complexidade intrínseca dos maciços rochosos, existe uma ampla gama de sistemas de classificação geomecânica, cuja aplicabilidade se estende desde a caracterização descritiva do meio até ao apoio quantitativo ao dimensionamento de obras de engenharia. Esta diversidade reflete a coexistência de abordagens com objetivos distintos: por um lado, os sistemas de caracterização intrínseca, centrados nas propriedades inerentes do maciço rochoso e independentes do tipo de obra a executar; por outro, os sistemas orientados para o projeto e dimensionamento, que incorporam variáveis específicas da intervenção, tais como a tipologia da obra, a geometria da escavação, o estado de tensões e as condições de profundidade e de suporte (Bieniawski, 1973, 1989; Barton et al., 1974; Barton, 2006; Celada & Bieniawski, 2020).



Estas classificações e índices distinguem-se pela incorporação de variáveis críticas inerentes ao ambiente subterrâneo. De facto, a caracterização geotécnica neste domínio ultrapassa a descrição convencional das propriedades do maciço rochoso, abrangendo parâmetros determinantes como o estado de tensões naturais (*in situ*), as condições hidrogeológicas, a deformabilidade e resistência globais do maciço, bem como as características geométricas, hidráulicas e mecânicas da rede de

descontinuidades que o compartimenta. A integração destes fatores constitui um requisito fundamental para a avaliação do comportamento geomecânico de obras subterrâneas e para a definição de soluções de dimensionamento e de suporte adequadas.

Considerando que o objeto de estudo desta dissertação incide sobre a classificação de maciços rochosos em escavações subterrâneas, apresenta-se na tabela 2.6 uma síntese das principais classificações e índices geológico-geotécnicos contemporâneos aplicáveis a este contexto. Apesar de existir uma maior variedade de classificações aplicadas no contexto subterrâneo, como demonstrado na figura 2.12, destacando, destacando, por exemplo, o MRMR – Mining Rock Mass Rating (Jakubec & Laubscher, 2000). Na tabela 2.6, encontram-se as principais classificações e índices geomecânicos utilizados hoje em obras subterrâneas.

Tabela 2.6: Principais classificações geomecânicas e índices geotécnicos utilizados em obras subterrâneas (adaptado de Pereira, 2012; Lopes, 2022).

Classificação/Índice	Parâmetros	Avaliação	Referências
R.Q.D. - Rock Quality Designation	• Descrição dos testemunhos de sondagem • Grau de Fraturação da rocha	• Geologia, tipo de rocha e estrutura geológica • Grau de Fraturação • Qualidade geomecânica do maciço	Deere (1963); Deere et al. (1967); Deere & Deere, (1968)
Q-System - Rock Tunneling Quality Index	• Índice de qualidade da rocha, RQD • Número de famílias, alteração e rugosidade das descontinuidades; • Condições de percolação da água • Estados de tensão do maciço no maciço encaixante da escavação	• Qualidade geomecânica do maciço rochoso; • Módulo de deformabilidade do maciço • Definição do sustimento e revestimento	Barton et al. (1974, 1980); Barton (2006)
RMR - Rock Mass Rating	• Índice de qualidade da rocha, RQD • Resistência do material-rocha (UCS e PLT) • Espaçamento das descontinuidades • Condições geológico-geotécnicas das descontinuidades; • Condições de percolação da água • Orientação das descontinuidades em relação ao sentido de escavação	• Qualidade geomecânica do maciço rochoso; • Ângulo de atrito e coesão do maciço; • Módulo de deformabilidade do maciço • Período de auto-suporte • Tipos de sustimento e dimensionamento • Método de escavação	Bieniawski (1973, 1976, 1979, 1989)
GSI - Geological Strength Index	• Resistência da rocha intacta; • Descrição das condições geológicas e geotécnicas do maciço	• Qualidade geomecânica do maciço rochoso; • Módulo de deformabilidade do maciço	Hoek & Brown (1997); Hoek et al. (1998); Marinos & Hoek (2000); Marinos et al. (2005)

2.2.1 Q-System - Rock Tunneling Quality Index (Barton et al., 1974, 1980; NGI, 2025).

O Q-System, proposto por Barton et al. (1974, 1980), foi desenvolvido com base num programa de investigação conduzido no *Norwegian Geotechnical Institute* (NGI) ao longo de cerca de três anos. Desde então, o sistema tem evoluído continuamente através da incorporação de novos estudos de caso, observações de campo e avanços no conhecimento sobre a mecânica das rochas. Esta atualização permanente permitiu ampliar o seu âmbito de aplicação e reforçar a sua relevância como ferramenta de apoio à caracterização geomecânica e ao dimensionamento de sistemas de suporte em escavações subterrâneas. A importância e a atualidade do método são evidenciadas pela publicação, em 2025, pelo NGI do mais recente *Q-System Handbook*, que sintetiza o estado da arte e as recomendações mais recentes para a sua utilização (NGI, 2025).

O Q-System é um sistema de classificação geomecânica concebido para avaliar a qualidade dos maciços rochosos e apoiar o dimensionamento de sistemas de sustimento em obras subterrâneas. A classificação baseia-se na avaliação quantitativa de um conjunto de parâmetros representativos da estrutura do maciço, da resistência ao corte das descontinuidades e da influência da água subterrânea e do estado de tensões (Barton et al., 1974, 1980). O método pode ser aplicado tanto a observações de campo quanto à análise de testemunhos de sondagem, desde que os parâmetros necessários possam ser adequadamente caracterizados. O índice final, designado por Q-value, fornece uma medida da qualidade geomecânica do maciço e permite inferir a sua classe qualitativa, as necessidades de suporte da escavação e o respetivo tempo de capacidade autoportante, assumindo determinadas condições geométricas e geotécnicas da obra (NGI, 2025).

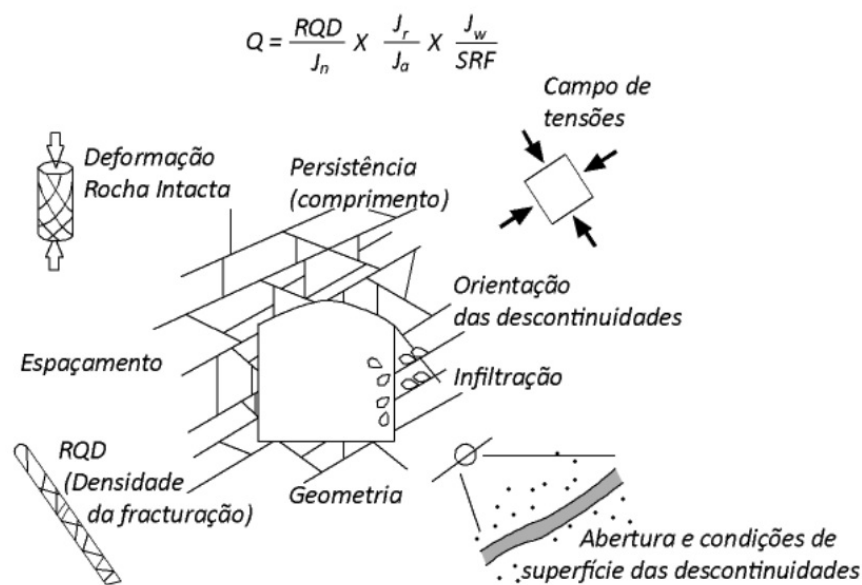


Figura 2.13: Ilustração dos parâmetros utilizados para calcular o Q-value (adaptado de Barton, 2006).

O *Q-value*, resultado dos cálculos deste sistema, baseia-se em 6 parâmetros principais que culminam em três razões relacionadas às principais características geotécnicas de um maciço rochoso em nível subterrâneo. Este valor varia de acordo com uma função logarítmica, começando nos 10^{-3} (maciço extremamente fraco) até 10^3 (maciço excepcionalmente bom).

A fórmula de cálculo do *Q-value* é dada pela seguinte equação:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (2.8)$$

onde:

- *Q*: *Q-value*
- *RQD*: *Rock Quality Designation*
- J_n : Número de famílias de descontinuidades
- J_r : Rugosidade das faces das descontinuidades
- J_a : Alteração das descontinuidades
- J_w : Presença de água nas descontinuidades
- *SRF*: *Stress Reduction Factor* (Fator de tensões)

Como referido anteriormente, a formulação do *Q-System* pode ser interpretada através de 3 quocientes distintos, que representam 3 parâmetros fundamentais para caracterizar o comportamento geomecânico de um maciço rochoso. Segundo o NGI (2025), são estes:

- $\frac{RQD}{J_n}$: Representa a geometria dos blocos do maciço através do grau de fraturação. É determinado pelo padrão das descontinuidades, ou seja, pela sua atitude e pelo espaçamento entre elas. Normalmente, estão presentes de 2 a 4 orientações distintas num maciço rochoso, sendo a maioria das descontinuidades paralelas a uma delas.
- $\frac{J_r}{J_a}$: Representa o atrito interno dos blocos, que se traduz pelo tipo de contacto entre as descontinuidades. Este fator depende da rugosidade e da ondulação da face das descontinuidades, que promovem mais ou menos atrito inter-descontinuidade (J_r). É também levado em conta o grau de alteração destas faces, que acaba por se traduzir numa espécie de material de preenchimento quando esse grau é elevado. Rochas com alta rugosidade e ondulação, sem preenchimento ou com uma fina camada mineral dura, tendem, em geral, a apresentar melhores condições de estabilidade. O contrário verifica-se, rochas com superfícies de descontinuidade

des planares, com preenchimento ou camadas minerais brandas, resultam em fricção menor, reduzindo as condições de estabilidade.

- $\frac{J_w}{SRF}$: Representa o estado de tensão do maciço. Este fator é fortemente condicionado pela profundidade da escavação, pela atividade tectónica e pela anisotropia da topografia. O facto mais preponderante depende do estado de tensão in situ, dependente não só da profundidade, como também do tipo de rocha, em que tensões moderadas são favoráveis à estabilidade da escavação, enquanto a falta de material confinante, dada pelo maciço, pode levar a descompressões e, conseqüentemente, à instabilidade. A presença de água no meio intersticial também influencia o estado de tensão do maciço, uma vez que a pressão exercida pode reduzir a tensão normal nas faces das descontinuidades.

2.2.1.1 Breve descrição paramétrica

De seguida faz-se uma brevíssima descrição paramétrica (Barton et al., 1974, 1980; NGI, 2025):

RQD – *Rock Quality Designation*, introduzido por Deere et al. (1967), constitui um dos índices mais utilizados na caracterização geomecânica de maciços rochosos, tendo sido desenvolvido para quantificar a qualidade da rocha com base no grau de fraturação 2.1.4)

J_n – *Joint set number* é o fator que descreve a geometria das descontinuidades e, conseqüentemente, dos blocos constituintes do maciço. Este parâmetro é definido como um grupo de descontinuidades com atitude semelhante, i. e., notavelmente paralelas entre si, com um espaçamento característico, denominado família de descontinuidades.

J_r – *Joint roughness number* é o fator que determina a textura e, conseqüentemente, o tipo de contacto entre duas faces de descontinuidade. Este parâmetro, traduzido como atrito intra descontinuidade, é influenciado por dois fatores: a ondulação e a rugosidade da superfície de descontinuidade.

Compreende-se por ondulação a caracterização, à escala centimétrica a decimétrica, indicando se é plana, ondulada ou denteada. Uma sugestão visual pode ser verificada na figura 2.14

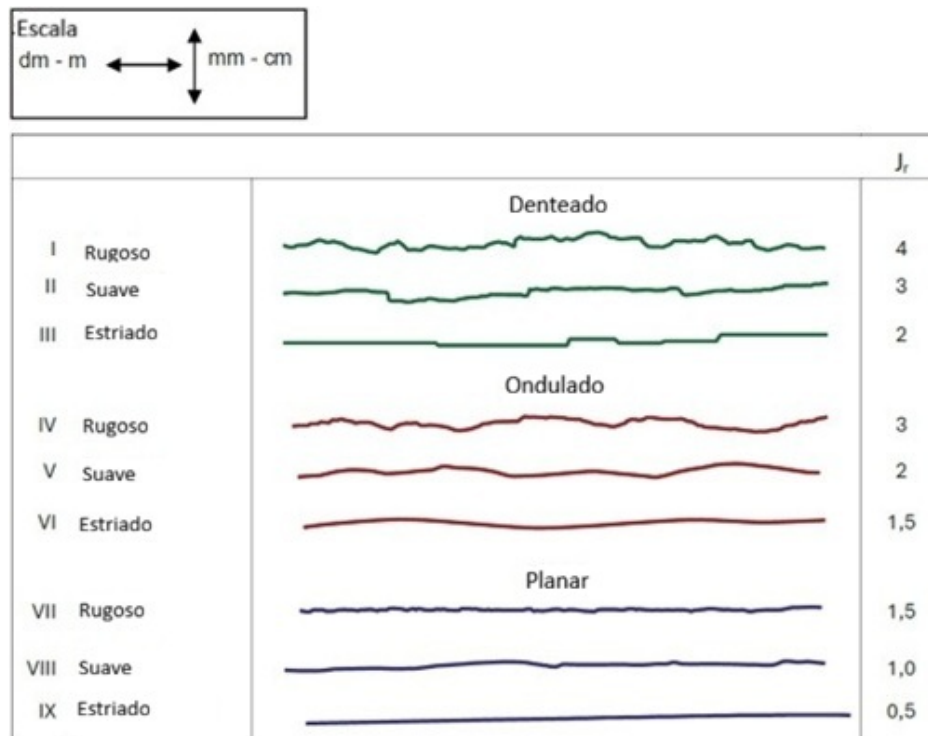


Figura 2.14: : Tipos de superfície das descontinuidades com diferentes pesos de J_r , em que o comprimento de cada exemplo é de 1 m (adaptado de NGI, 2025).

J_a – *Joint alteration number* representa o preenchimento das descontinuidades. Contribui como uma adição ao parâmetro anterior J_r , pois condiciona o atrito interno entre os blocos. Na avaliação do preenchimento de uma descontinuidade, há dois fatores preponderantes: a espessura e a resistência, esta última dependendo de sua composição mineral. A NGI (2025) separou o preenchimento em três categorias: a) Contacto total entre as faces da descontinuidade; b) Contacto entre as faces da descontinuidade antes de um deslocamento de corte de 10 cm; c) Sem contacto entre as faces da descontinuidade quando cortada.

J_w – *Joint water reduction factor* representa a presença de água no meio intersticial do maciço. Este é um fator preponderante, uma vez que a presença de água pode provocar alterações nas faces das descontinuidades ou até mesmo lavar o preenchimento já existente. Este facto contribui para a diminuição do atrito entre os blocos, o que aumenta a probabilidade de deslizamento entre si.

SRF – *Stress Reduction Factor* representa a relação entre a tensão exercida no maciço e a resistência da rocha nas imediações de uma escavação subterrânea. Os efeitos da tensão num maciço podem materializar-se visivelmente nos hasteais ou na coroa da escavação, na forma de desagregação, desprendimento foliativo, *rock bursts*, deformação por compressão, dilatação e queda de blocos (NGI, 2025). Uma vez que estas ocorrências podem ocorrer de forma imediata ou após algum tempo,

devido ao tempo de descompressão do maciço, o mapeamento e a determinação do valor de SRF imediatamente após a exposição da face do maciço poderão ser incorretos.

2.2.1.2 Cálculo Q-value

O cálculo do Q-value é realizado segundo a expressão 2.8, atribuindo pesos a cada parâmetro (P_n) onde:

- P1: Valor de RQD
- P2: Peso atribuído ao parâmetro J_n
- P3: Peso atribuído ao parâmetro J_r
- P4: Peso atribuído ao parâmetro J_a
- P5: Peso atribuído ao parâmetro J_w
- P6: Peso atribuído ao parâmetro SRF

O cálculo é então realizado de acordo com o fluxograma seguinte:

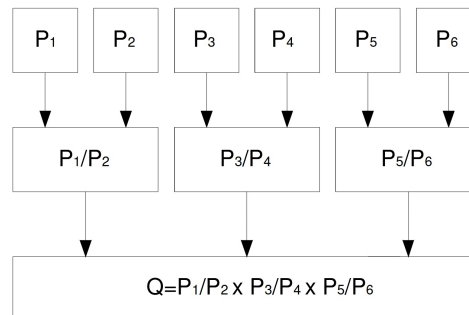


Figura 2.15: Fluxograma para obtenção do Q-value (adaptado de Miranda et al., 2006).

Segundo Miranda et al. (2006), o valor de Q constitui um parâmetro de referência a partir do qual podem ser estabelecidas diversas correlações de interesse para o projeto e dimensionamento de obras subterrâneas, as quais serão apresentadas em capítulos subsequentes desta dissertação. Através destas correlações, é possível determinar o tipo de suporte definitivo a adotar, estimar as convergências da escavação, dimensionar o comprimento de pregagens e ancoragens, avaliar o vão máximo autoportante do maciço, estimar as cargas atuantes nos sistemas de sustento, determinar o módulo de deformabilidade do maciço rochoso, estimar a velocidade de propagação das ondas sísmicas do tipo P e inferir a resistência à compressão uniaxial do maciço.

2.2.1.3 $Q_{(base)}$ - (Q')

O sistema de classificação Q' é uma variação do seu sistema base Q -System e comumente usado na indústria mineira. Este sistema é utilizado maioritariamente quando não é influente, não é possível ou não está presente a avaliação do estado de tensões do maciço e/ou da presença de água no meio fraturado. Desta forma, este sistema é utilizado maioritariamente em faces rochosas à superfície e em testemunhos de sondagem, onde a avaliação dos parâmetros anteriormente citados não é aplicável.

Assim, o valor de Q' é dado pela expressão seguinte:

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \quad (2.9)$$

Note-se que o valor de Q' não pode ser utilizado para dimensionamento de geometria e proposta de sustimento em escavações subterrâneas, segundo este mesmo sistema de classificação. Para este propósito, deve ser usado o Q -value completo, no qual se consideram o estado de tensão e a presença de água.

2.2.1.4 Determinação do suporte definitivo

Barton et al. (1974, 1980), a partir de um vasto conjunto de dados provenientes de projetos de escavações subterrâneas, estabeleceram uma relação entre o Q -value e o sistema de suporte definitivo de uma escavação subterrânea. Assim, este sistema articula três peças fundamentais para a atribuição de um tipo de sustimento definitivo:

- **Q-Value:** índice indicativo da qualidade do maciço rochoso através dos seis parâmetros mencionados anteriormente (ver subcapítulo 2.2.1.2);
- **Vão livre máximo ou altura da galeria:** A necessidade de suporte é diretamente proporcional à geometria da secção transversal da galeria. O vão livre é o principal fator para a atribuição de sustimento na coroa da galeria, enquanto a altura dos hasteais define o suporte lateral;
- **ESR – Excavation Support Ratio:** Tem a função de fator de segurança na obra de escavação. Este fator é atribuído de acordo com as particularidades e a finalidade da obra, sendo os valores de ESR mais baixos atribuídos a obras críticas ou permanentes, regidas por maior rigor de dimensionamento e níveis de segurança elevados, e os valores mais altos a obras subterrâneas de carácter provisório ou que não exijam um rigor tão elevado de dimensionamento. Os valores de atribuição do ESR encontram-se na tabela 2.7.

Tabela 2.7: Valores de ESR para os diversos tipos de infraestrutura subterrânea (adaptado de NGI, 2025).

	Tipo de infraestrutura subterrânea	ESR
A	Galerias mineiras temporárias	3-5
B	Poços verticais*:	
	i)Secções circulares	2,5
	ii)Secções retangulares ou quadradas	2,0
	*Depende da finalidade. Podem ser dados valores menores	
C	Galerias mineiras definitivas, túneis de água de geradores de energia (excluindo de alta pressão), túneis de abastecimento de água, túneis piloto, avanços e preparos para grandes alargamentos	1,6
D	Estradas secundarias e túneis ferroviários, câmaras de compensação, túneis de acesso, esgotos, etc.	1,3
E	Centrais elétricas, câmaras de armazenamento, estações de tratamento de água, estradas principais e túneis ferroviários, câmaras de proteção civil (<i>bunkers</i>), portais, interseções, etc.	1
F	Centrais nucleares subterrâneas, estações ferroviárias, infraestruturas públicas e de prática de desporto, fábricas, etc.	0,8
G	Grutas de alta importância e aberturas subterrâneas com tempo de vida longo, cerca de 100 anos, ou local sem acesso para manutenção	0,5

O quociente entre o vão livre ou a altura da galeria e o ESR resulta num fator denominado Dimensão Equivalente (D_e), que determina o parâmetro geométrico a atribuir ao sistema de suporte. A dimensão equivalente é dada pela expressão a seguir:

$$D_e = \frac{\text{Vão livre máximo, diâmetro ou altura da galeria (m)}}{ESR} \quad (2.10)$$

onde:

- D_e : Dimensão equivalente
- ESR : *Excavation Support Ratio*

Com base na correlação entre a qualidade do maciço, expressa pelo Q-value, e a razão entre o vão livre máximo e o ESR (D_e), Barton et al. (1974, 1980) desenvolveram um gráfico para a atribuição do suporte definitivo a uma escavação subterrânea. Mais tarde, este gráfico foi adaptado por Barton & Bieniawski (2008) e, mais recentemente, o NGI (2025) desenvolveu a versão mais recente, apresentada na figura 2.16.

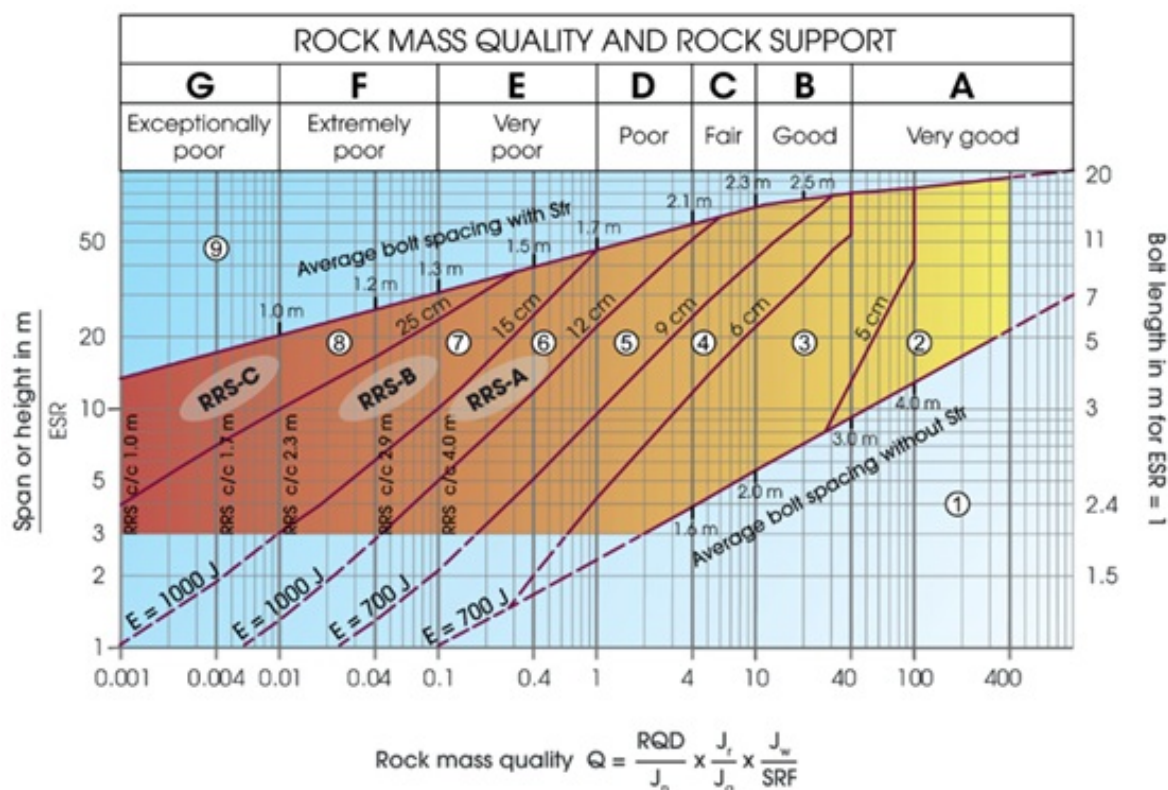


Figura 2.16: Recomendação do tipo de suporte definitivo de acordo com o Q-value e vão livre/ESR (NGI, 2025).

2.2.1.5 Dimensionamento do suporte definitivo

O tipo de suporte definitivo, definido em galerias subterrâneas por Barton et al. (1974, 1980), divide-se em três categorias: pregagens, betão projetado e cortina de betão, embora esta última seja menos empregada atualmente.

Pregagens e ancoragens: O método de suporte de pregagens aplica-se em regime conjunto. São aplicadas numa malha, com um certo espaçamento entre si. A resistência de parafusos tensionados ou cimentados é igual à capacidade de deformação máxima de um parafuso (assumindo que é ancorado corretamente) dividida pelo quadrado do espaçamento da malha, como expresso na equação seguinte:

$$P = 1/a^2 \quad (2.11)$$

Onde:

- P : Capacidade de deformação em kg/cm^2
- a : Espaçamento entre parafusos

O comprimento destes parafusos também foi definido de acordo com a geometria da secção transversal do túnel. O comprimento dos parafusos utilizados na coroa do túnel está normalmente relacionado com o vão livre máximo desta, notando-se uma redução do rácio comprimento do parafuso/vão livre à medida que este último aumenta (Benson et al., 1971), enquanto o comprimento dos parafusos aplicados nos hasteais relaciona-se proporcionalmente à altura destes. Assim, o comprimento de parafusos empregados na coroa e hasteais é dado pelas seguintes expressões:

Tabela 2.8: Dimensionamento de parafusos e ancoragens, de acordo com Barton et al. (1974).

Localização	Parafusos (m)	Ancoragens (m)
Coroa	$L = 2 + 0,15 \left(\frac{B}{ESR} \right)$	$L = 0,40 \left(\frac{B}{ESR} \right)$
Hasteais	$L = 2 + 0,15 \left(\frac{H}{ESR} \right)$	$L = 0,35 \left(\frac{H}{ESR} \right)$

Onde:

- L : Comprimento em metros
- B : Vão livre em metros
- H : Altura da escavação em metros
- ESR : *Excavation Support Ratio*

Betão Projetado: O betão projetado é um método de contenção, normalmente empregue em conjunto com pregagens. Este, quando projetado com aplicação simples (2-3cm) ou dupla (5cm), tem a função única de prevenir desprendimentos do maciço entre pregagens. Assim, a capacidade máxima do betão, quando aplicado em finas camadas, como descrito anteriormente, é regida apenas pela tensão de corte, não pela compressão nem pelos momentos.

2.2.1.6 Pressão instalada nos suportes

A instalação de pressões de suporte resulta da redistribuição de tensões induzida pela escavação, uma vez que o estado de tensão inicial é alterado. Assim, o sustimento definitivo instalado deve possuir rigidez e ductilidade adequadas para acomodar as deformações do maciço sem entrar em rotura. Estas pressões foram estimadas por Barton et al. (1974, 1980) através de correlações semi-quantitativas, resultantes de diversos estudos em galerias subterrâneas, distinguindo as pressões instaladas na coroa e nos hasteais.

Estas pressões tendem a aumentar em maciços de pior qualidade, principalmente se o suporte ins-

talado for muito deformável ou se a instalação demorar muito. Assim, foi determinada uma relação entre a pressão exercida nos suportes e a qualidade do maciço rochoso, expressa pelo *Q-value*.

Inicialmente, a correlação semiquantitativa entre a pressão instalada nos suportes e a qualidade do maciço rochoso, expressa pelo *Q-value*, considerava apenas a rugosidade das paredes das discontinuidades, pois é o principal fator determinante na avaliação do atrito interno entre os blocos. Assim, estabeleceu-se uma nova relação que integra o número de famílias de discontinuidades como variável fundamental, uma vez que este parâmetro condiciona a capacidade de formar blocos e o respetivo grau de liberdade no movimento interno dos blocos. A equação que relaciona a qualidade do maciço rochoso com a pressão nos suportes a nível da coroa da escavação é a seguinte:

$$P_{roof} = \frac{2J_n^{\frac{1}{2}} \times Q^{-\frac{1}{3}}}{3J_r} \quad (2.12)$$

onde:

- P_{roof} : Pressão instalada no suporte da coroa
- Q : *Q-value*, Qualidade do maciço rochoso
- J_n : Número de famílias de discontinuidades
- J_r : Número de rugosidade das faces das discontinuidades

Note-se que, segundo Barton et al. (1974), a pressão exercida nos hasteais de escavações de grande dimensão, na grande maioria dos casos estudados pelos autores, tem o mesmo valor que a exercida na coroa, enquanto, noutros casos, pode ser inferior a um terço, notando-se uma tendência clara a valores iguais ou inferiores.

2.3 Métodos de Sustimento

É sabido que a estabilidade de uma escavação subterrânea é o principal fator determinante para a segurança e a viabilidade de uma operação mineira subterrânea. Esta depende da qualidade do maciço rochoso, do grau de fraturação, do estado das tensões atuantes e da geometria da escavação. Assim, a estabilidade, dependendo das condições presentes, pode ser garantida pelo próprio maciço que, após o rearranjo do estado de tensões, se estabiliza num estado auto-portante, ou poderá ser necessária a aplicação de métodos de sustimento que a garantam de uma forma artificial. Assim, o sustimento consiste na aplicação de diversos elementos estruturais que, em sinergia com o próprio

maciço, garantem a estabilidade da escavação e maximizam suas características autoportantes ao longo de sua vida útil definida (Gomes et al., 2007).

Segundo Gomes et al. (2007), o conceito de sustimento assenta na aceitação dos princípios segundo os quais a finalidade da escavação subterrânea é preponderante na avaliação das deformações. Consequentemente, a estabilidade do maciço, o tipo de sustimento e sua exigência serão ditados pelo período durante o qual será utilizado, assumindo-se que a única degradação a ocorrer no maciço será de origem ambiental natural.

É importante distinguir o sustimento em duas categorias no que toca às exigências temporais da obra e à sua vida útil. Como referido anteriormente, o tipo de sustimento deve ser escolhido conforme a vida útil definida e a respectiva exigência. Assim, pode fazer-se a separação em sustimento provisório, aplicado durante a fase de escavação; e sustimento definitivo, aplicado com o objetivo de cumprir as suas funções durante todo o tempo previsto para a obra.

No contexto desta dissertação, estas duas tipologias são utilizadas conforme a finalidade e a longevidade das galerias às quais se aplicam. O sustimento provisório é utilizado nos *drifts* de produção de minério para garantir a estabilidade durante a exploração das bancadas. Por outro lado, o sustimento definitivo é essencialmente empregue em infraestruturas de maior importância e de longa duração, como: galerias principais de acesso ao minério (GAMs de onde ramificam os *drifts*), rampas de acesso mineiro e infraestruturas mineiras subterrâneas (oficinas, postos de transformação, sistemas de ventilação etc.), cuja vida útil deve ser compatível com o tempo operacional da exploração mineira. Além disso, a tipologia do sustimento em si divide-se pela forma que atua no maciço:

- Sustimento de reforço: Este sustimento aplica-se diretamente ao maciço, com o objetivo de reforçá-lo e melhorar a sua resistência mecânica.
- Sustimento definitivo: Este tipo de sustimento é normalmente utilizado de forma definitiva e é geralmente constituído por betão ou aço. Pode ser aplicada sobre o sistema de sustimento primário ou diretamente em contacto com o maciço.
- Sustimento de pré-esforço: Este tipo de sustimento é instalado no maciço antes da fase de escavação com o objetivo de pré-tensionar o maciço, conferindo um aumento da sua resistência.

Uma vez que a quantidade de métodos de sustimento é vasta, serão abordados apenas os mais utilizados em escavações subterrâneas, nomeadamente os da empresa ALMINA.

2.3.1 Betão projetado

O betão projetado é um tipo de suporte para o maciço rochoso. Este consiste na projeção de betão, através de um robô de projeção, nos hasteais e na coroa da escavação. Este é constituído por cimento, agregados, água, fibras metálicas ou poliméricas e, se necessário, aditivos aceleradores ou retardantes de presa. Pode ser aplicado por via seca ou húmida, sendo a diferença o local onde a mistura é realizada: na via seca, a mistura de betão é realizada no bico do aplicador, sendo possível a manipulação dos rácios de mistura cimento/água na hora; na via húmida, o betão é previamente misturado no local de origem e transportado em camião-cisterna, sendo apenas bombeado e projetado para a zona-alvo. É comum aliar o betão projetado a outros métodos de sustimento como malha soldada, parafusos, cambotas metálicas, servindo não só de elemento de suporte, evitando a queda de blocos, como também de protetor anticorrosão dos restantes elementos de suporte metálicos anteriormente enumerados.

2.3.2 Prego Swellex

Os pregos *Swellex* são elementos de reforço patenteados pela antiga empresa Atlas Copco, agora Epiroc. Consiste num elemento de aço oco, dobrado sobre si mesmo, que se expande após a injeção de água sob alta pressão no seu interior. Este, aquando do processo de expansão, entra em contacto com toda a parede do furo, seja esta regular ou irregular, oferecendo um tipo de suporte por atrito. Existem diversas variações deste prego, que incluem diferentes tipos e espessuras de aço, diâmetros e proteções contra corrosão. Têm a possibilidade de serem aplicados a partir de um jumbo especializado, no qual o jumbo realiza a perfuração, insere o parafuso e injeta a água; ou através de um operador, de forma manual, no qual é necessário realizar a perfuração, inserir o parafuso e acoplar a bomba de água ao selo do mesmo parafuso até se dar a expansão total (Epiroc, 2022 - consultado em abril de 2026). Uma vez que este elemento tem uma vida útil relativamente mais curta em comparação com outros elementos deste tipo, é maioritariamente utilizado para galerias de carácter temporário, sendo possível aliá-lo a outros tipos de suporte, como betão projetado e rede metálica. Algumas das vantagens incluem a fácil instalação, a capacidade de serviço imediata e a flexibilidade em relação às características do terreno. Algumas das desvantagens incluem a necessidade de proteção anticorrosão, de equipamento especial para injeção de água e um custo relativamente mais elevado.



Figura 2.17: Ilustração do processo de expansão do prego Swellex (segundo Li & Håkansson, 1999).

2.3.3 Parafusos selados com resina ou calda de cimento

Os parafusos selados com resina ou betão são elementos de reforço, normalmente aplicados em varões de aço nervurados, selados no furo com calda de cimento ou de resina. A aplicação deste elemento começa com a perfuração no maciço rochoso, seguida da aplicação do selante e do parafuso. A selagem pode ser de dois tipos: calda de cimento ou resinas.

Calda de cimento: Este primeiro tipo de selagem pode ser injetada ou encartuchada. A injeção deve ser realizada minimizando a introdução e a permanência de bolhas de ar na mistura; assim, deve ser aplicada no fundo do furo, retirando o aplicador à medida que este for enchendo, ou, no início do furo, através de um tubo de respiro que retira o ar do furo à medida que este é injetado. É também possível a aplicação destes parafusos com calda de cimento encartuchada, em que são disparados para o interior do furo e a introdução do parafuso, à pressão, rompe estes cartuchos, espalhando a calda uniformemente em toda a envolvente.

Resina: Normalmente é um método de custo mais elevado, usado em situações mais específicas e de carácter permanente. Estas situações estão associadas a necessidades de cura rápida e capacidade de trabalho quase imediata. As resinas podem ser aplicadas apenas no fundo do furo ou ao longo de todo o comprimento do prego; nesta última situação, é comum aplicar resinas com diferentes tempos de cura, normalmente cura rápida no fundo e cura lenta no restante do comprimento. Os cartuchos são disparados para o interior do furo e a introdução do parafuso, na maior parte das vezes por rotação, rompe-os, promovendo a homogeneização da matriz e selando o elemento.



Figura 2.18: Parafuso Heliço selado com resinas de cura rápida.

2.3.4 Cabos de aço

Os cabos de aço são elementos de reforço constituídos por diversos filamentos de aço entrelaçados entre si, o que, além de oferecer grande resistência à tração, também proporciona grande flexibilidade, permitindo a instalação em espaços confinados. Estes podem assumir diferentes comprimentos, geralmente superiores aos dos parafusos e pregos convencionais, tornando-os úteis para a estabilização de escavações de vãos de grandes dimensões ou de maciços em que a zona de plastificação excede a zona de atuação de outros elementos de reforço. Este elemento é mais comumente utilizado com selagem à calda de cimento semelhante aos parafusos enumerados anteriormente. Apesar de, em contexto provisório, estes cabos serem apenas selados com calda de cimento, para oferecer uma resistência de carácter permanente, ou para reabilitações de zonas problemáticas, é comum tensionar os cabos após a sua ancoragem no fundo do furo e, posteriormente, selar o restante comprimento. O método de selagem também é eficaz para evitar a corrosão nos elementos, uma vez que cessa a exposição destes a agentes oxidantes.



Figura 2.19: Cabos de aço duplos selados com calda de cimento.

2.3.5 Rede metálica

A rede metálica é um elemento de suporte aplicado aos bordos de escavação, em contacto com os hasteais e com a coroa. Os dois tipos de rede mais utilizados em contexto de obras subterrâneas são a malha entrelaçada e a malha eletrossoldada, sendo esta última a mais empregada quando conjugada com outros elementos de suporte e reforço. Tem como função principal reter fragmentos rochosos que possam soltar-se do maciço entre os pontos de pregagem, sendo principalmente utilizada em maciços mais fraturados e de pior qualidade geotécnica. A sua instalação consiste na colocação em contacto com o maciço, sendo ancorada pelas chapas de pregagem dos restantes elementos. Pode também ser aliada ao betão projetado, servindo como uma espécie de armadura. A sua eficiência depende da sua continuidade e, consequentemente, da qualidade dos empalmes, uma vez que uma malha sobreposta incorretamente pode não oferecer resistência suficiente para reter blocos que possam desprender-se.

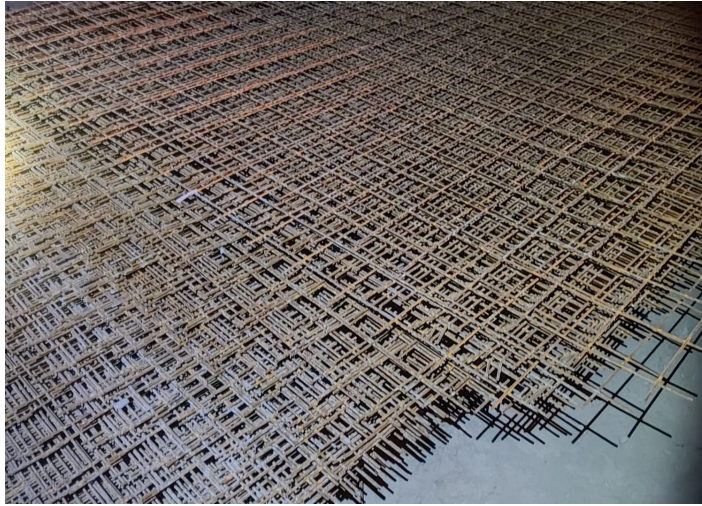


Figura 2.20: Rede metálica Eletro-Soldada.

2.3.6 Cambotas metálicas

As cambotas metálicas são elementos de suporte pesados, de carácter passivo, podendo ser do tipo rígido ou deslizante. São essencialmente compostas por perfis de aço que podem assumir diversos designs, nomeadamente HEB e HEA para perfis rígidos e TH para perfis deslizantes. Atualmente, no contexto mineiro, estes elementos são utilizados apenas em secções de carácter permanente, como embocaduras de túnel, infraestruturas mineiras, interseções e zonas em que o maciço apresenta características geotécnicas muito pouco competentes. Este tipo de suporte é frequentemente aliado ao betão projetado, preenchimentos adjacentes, enfilagens e rede malha-sol, oferecendo resistência ao suporte de carga bastante superior à dos restantes elementos de suporte.



Figura 2.21: Cambotas metálicas, enfilagens e rede malha-sol.

2.4 Análise de Estabilidade e Modelação Numérica

Como tema principal desta dissertação, a estabilidade de uma escavação subterrânea é o pilar da operação e da segurança mineira. Assim, a robustez e o rigor da sua análise ditam, a longo prazo, a viabilidade de todo o projeto de exploração. A análise de estabilidade de escavações subterrâneas tem vindo a sofrer diversas evoluções no que toca ao método utilizado. Teve início a partir de abordagens simplesmente empíricas, evoluindo para a integração de classificações geológico-geotécnicas com modelos matemáticos complexos de cinemática e de modelação numérica. Os métodos matemáticos mais utilizados para análises deste tipo incluem o Método de Elementos Finitos (MEF) e o Método de Diferenças Finitas (MDF).

2.4.1 Método de Elementos Finitos

O método de elementos finitos (MEF) baseia-se no conceito de discretização do domínio contínuo num conjunto de sub-regiões menores, denominadas de elementos finitos. Estes elementos são interligados, e sua densidade é proporcional ao nível de detalhe da análise, com o objetivo de obter o valor de cada um deles para um determinado parâmetro. Este método tem uma presença importante no contexto dos estudos geotécnicos, uma vez que, dada a sua natureza, é sensível a alterações paramétricas, como tensões e comportamentos não lineares dos materiais ao longo do domínio. Torna-se especialmente útil, uma vez que, como referido anteriormente, os maciços rochosos são meios heterogéneos.

Apesar de ser possível recorrer a soluções analíticas, atualmente a indústria mineira utiliza *softwares* poderosos dedicados que permitem a análise tanto em duas como em três dimensões. Alguns dos programas mais utilizados incluem o RS2/RS3 da Rocscience, o Plaxis (2D/3D), o Midas Gts Nx, o GEO5, o FLAC/FLAC3D, entre outros. A maior parte destes *softwares* oferece uma análise visual e de fácil interpretação, permitindo avaliar intuitivamente deslocamentos, assentamentos, tensões e fatores de segurança. Os valores fornecidos permitem testar várias abordagens quanto aos tipos de sustimento e à geometria das galerias, complementando os métodos de classificação geotécnica anteriormente referidos. Uma vez que neste estudo serão utilizados os programas RS2 e RSData, desenvolvidos pela Rocscience, passa-se a uma breve introdução a estes programas geoinformáticos.

2.4.2 RSData - Rocscience

O software RSData, desenvolvido pela Rocscience, é um conjunto de ferramentas versátil utilizado para analisar dados relativos à resistência de solos e rochas, envolventes de resistência e outros parâmetros geomecânicos. A partir de inputs de dados relativos à resistência à compressão uniaxial ou

triaxial, é possível determinar os parâmetros de resistência lineares e não lineares das rochas e solos, fazendo uso dos principais critérios de rotura aceites atualmente na geotecnia: Hoek-Brown generalizado, Mohr-Coulomb, Barton-Bandis e Lei de Potência. O output é representado por gráficos de tensão normal de corte e de tensão principal, úteis para a análise do equilíbrio limite de estabilização de taludes e do comportamento de escavações subterrâneas, respetivamente (Rocscience, 2026).

2.4.3 RS2 - Rocscience

O RS2 é um programa de modelação numérica bidimensional que opera através do método de elementos finitos (MEF). É uma ferramenta desenvolvida especificamente para a análise de estruturas geotécnicas, como no estudo desta dissertação. O software permite simular a escavação em estágios distintos, possibilitando o teste intermédio da instalação dos elementos de sustimento no exato momento do ciclo de avanço. Com os dados provenientes do RSData, que atribuem parâmetros aos materiais presentes, o programa possibilita o mapeamento de zonas de plastificação, vetores de deslocamento e de assentamento e do Fator de Segurança (FS) em toda a área de influência da secção de escavação, identificando potenciais mecanismos de rotura que as análises empíricas isoladas poderiam omitir.

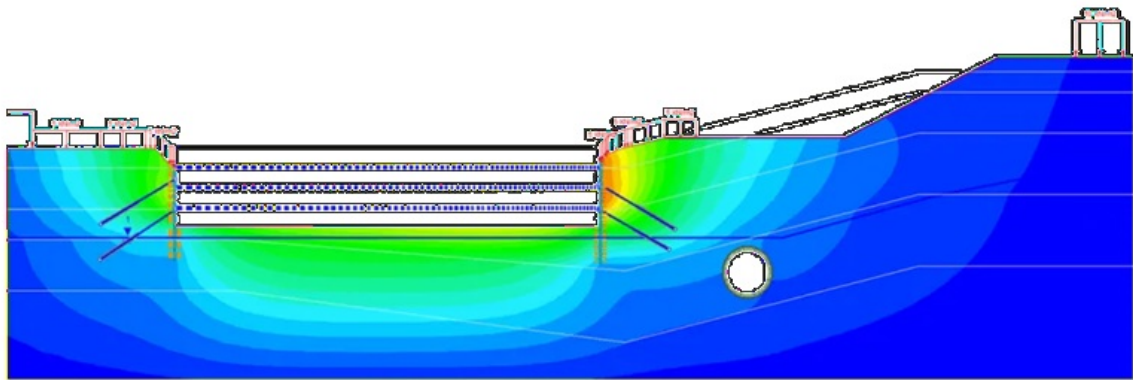


Figura 2.22: Exemplo de modelação numérica em RS2 (adaptado de Rocscience.com).

Capítulo 3 - Caso de Estudo

3. Caso de Estudo

3.1 Nota Histórica

A mina de Aljustrel representa um dos principais centros de atividade mineira, não só em Portugal, como também no panorama europeu. Insere-se na Faixa Piritosa Ibérica, na Zona Sul Portuguesa, e é uma região que, desde os primórdios da humanidade, tem sido marcada pela atividade mineira. Os primeiros registos desta atividade datam de há 5000 anos, no período calcolítico, quando os jazigos que, pelos antigos, foram explorados são os agora denominados São João e Algares (Matos & Sousa, 2008).

A exploração mineira exigia a construção de núcleos habitacionais capazes de acolher o crescente número de trabalhadores. Historicamente, estes núcleos deram origem a povoações dotadas de infraestruturas e de uma identidade fortemente enraizada em tradições seculares, como é o caso de Aljustrel (e.g., Estácio da Veiga, 1880; Freire de Andrade & Viana, 1954; Alarcão, 1987). O local foi depois ocupado, aquando da expansão do império romano nos finais do séc. I a.C., por uma guarnição militar romana dedicada à exploração mineira no morro da Mangancha, dando origem ao povoado conhecido como Vipasca, nome anterior da atual vila de Aljustrel. Os registos de atividade mineira romana na FPI são vastos, tanto em Portugal, com os jazigos de S. Domingos, Aljustrel e Caveira, quanto na sua extensão até à Espanha, em jazigos como Rio Tinto e Tharsis, com exploração maioritariamente superficial, uma vez que estes eram aflorantes e visíveis à superfície (Matos et al., 2006).

No caso concreto de Aljustrel, a primeira concessão foi atribuída a um cidadão espanhol que não levou a cabo trabalhos significativos e, mais tarde, lhe foi retirada. Posteriormente, foi atribuída à empresa Lusitanian Mining Company e, dois anos depois, à firma portuguesa Companhia de Mineração Transtagana, a primeira a realizar exploração mineira em escala industrial durante quinze anos. Mais tarde, a concessão é passada à casa bancária Fonseca, Santos & Vianna, que se associa a uma empresa belga, criando a Société Anonyme Belge des Mines d'Aljustrel, e prossegue a exploração até 1973. Em meados de junho desse ano, a concessão é transferida para a empresa Pirites Alentejanas, SARL, que lavra até 2001, quando vende as minas à empresa canadiana EuroZinc Mining Corpora-

tion. Esta, por sua vez, em 2009, vende os direitos de exploração ao grupo português Martifer, que passou a designar-se ALMINA – Minas do Alentejo, S.A., mantendo a exploração até aos dias de hoje (Município de Aljustrel, 2026).

3.2 Enquadramento Geográfico

O couro mineiro de Aljustrel, integrado no Baixo Alentejo português, localiza-se na freguesia de Aljustrel, no concelho de mesmo nome, e é limítrofe com as freguesias de Messejana, Rio de Moinhos, São João de Negrilhos e Ervidel. Situa-se a cerca de 40 km da cidade de Beja, sede de distrito. A concessão mineira C-9 Aljustrel abrange uma área de cerca de 1875 hectares e está integrada na Faixa Piritosa Ibérica (FPI), na Zona Sul Portuguesa. Esta formação é considerada uma das principais regiões da Europa onde se desenvolve atividade mineira, devido à presença de vastos jazigos de sulfuretos maciços polimetálicos (Oliveira et al., 2006).

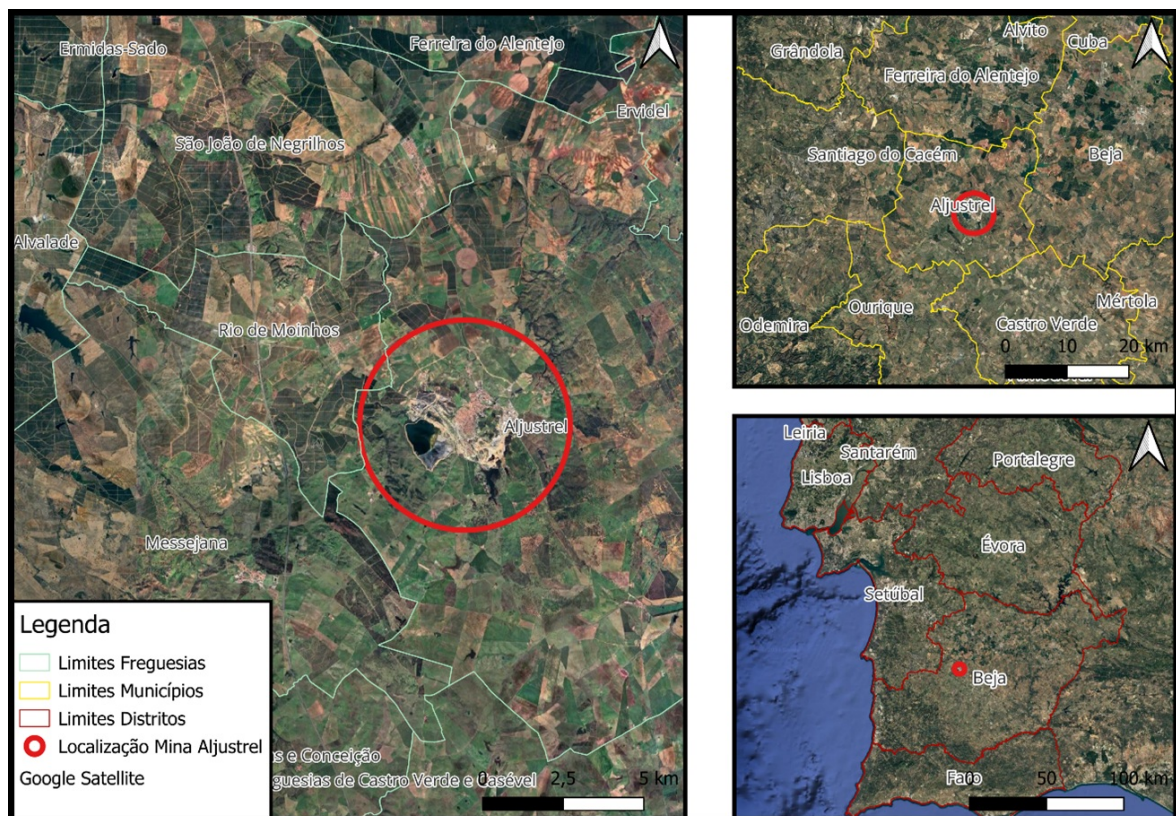


Figura 3.1: Localização da vila de Aljustrel (adaptado de Google Satellite).

3.3 Enquadramento Geológico

3.3.1 Geologia Regional

A zona em estudo regionaliza-se na Faixa Piritosa Ibérica (FPI). Esta formação representa um dos principais domínios da Zona Sul Portuguesa (ZSP), espoletado pela Orogenia Varisca, o motor principal da morfologia e complexidade tectónica portuguesa (Oliveira et al., 2006, 2019). Esta formação atravessa toda a península ibérica desde o jazigo de sulfuretos de Lagoa Salgada em Alcácer do Sal até próximo de Sevilha, em Espanha com uma extensão total de cerca de 250 km, e 30 a 60 km de largura, constituindo uma das maiores províncias metalogénicas de sulfuretos massivos a nível mundial (e.g., Oliveira et al., 2013, 2019; Inverno et al., 2015). Como referido anteriormente, a FPI é uma das regiões metalogénicas mais ricas do mundo. A sua formação remonta ao Carbonífero Inferior (Schermerhorn et al., 1987), num contexto de bacia sedimentar onde o sistema deposicional foi marcado pelo intenso vulcanismo bimodal (ácido e básico). Segundo Gaspar (1995), os jazigos que hoje existem na zona de Aljustrel resultam tanto da deposição de sulfuretos em fundo marinho, quanto em regime intrusivo fissural nas rochas vulcânicas adjacentes, que formaram os conhecidos *stockworks*. Estes dois tipos de meio mineralizante marcam a heterogeneidade mineralógica que foi posteriormente deformada pela tectónica Varisca, o que resulta nos dobramentos observados na zona de investigação.

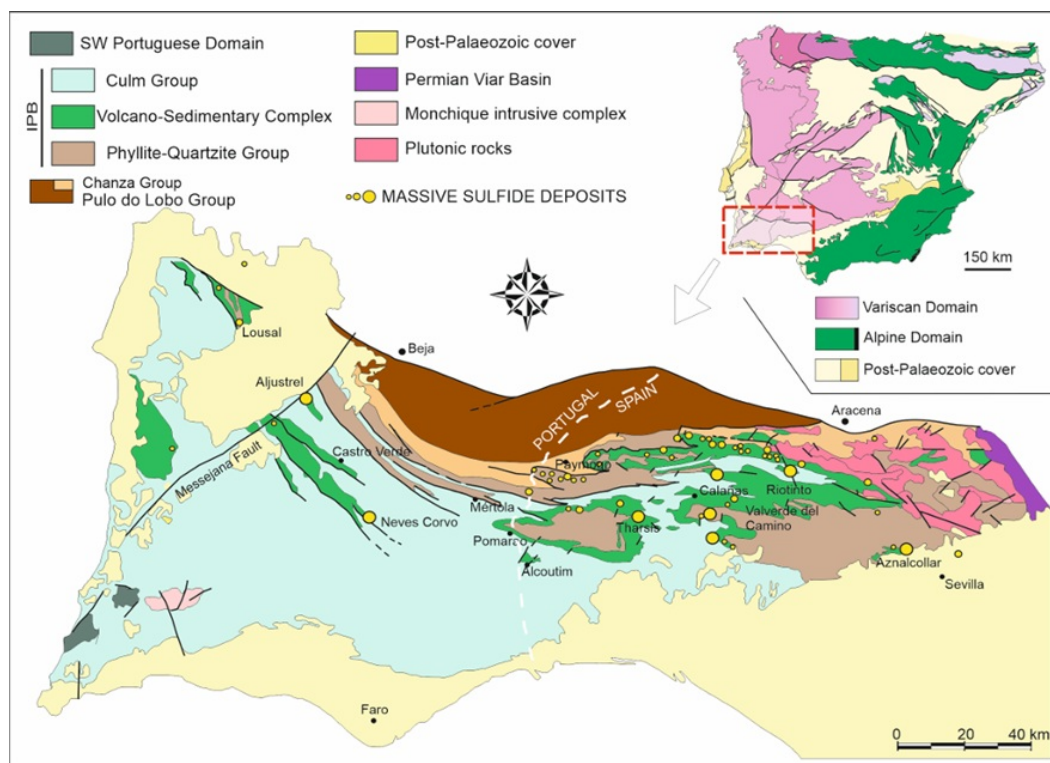


Figura 3.2: Enquadramento geológico da Faixa Piritosa Ibérica (Sáez et al., 2024).

3.3.2 Geologia Local

O couro mineiro de Aljustrel localiza-se sobre um sistema geológico complexo. A sucessão estratigráfica nesta região, segundo Schermerhorn et al. (1987) e Oliveira et al. (2014, 2019), apresenta duas das três unidades principais da FPI. Da base para o topo:

- **Complexo Vulcano-Silicioso (CVS):** O CVS sobrepõe-se ao PQ e é um conjunto heterogéneo de rochas vulcânicas e sedimentares félsicas a máficas, com uma possança que pode atingir os 500 metros. É neste estrato que ocorrem exclusivamente as mineralizações sulfúricas (e, em alguns casos, de manganês), responsáveis pelos maciços metálicos explorados. As rochas félsicas têm origem predominantemente piroclástica, enquanto as rochas máficas originam-se principalmente de lavas do tipo pillow (Barriga & Carvalho, 1997). Esta unidade pode ser subdividida em duas principais formações:
 - **Formação Vulcânica de Aljustrel (AV):** Esta formação está dividida em dois horizontes litológicos, o horizonte basal, constituído por tufo com megacristais e base desconhecida, representando uma espessura total superior a 200 metros (AV1); e um horizonte superior a este, composto por duas fácies de granulometria mais fina denominados de “Tufo da Mina” e “Tufo Verde” (AV2), sendo este último, estéril no que toca à viabilidade económica da exploração dos maciços metálicos. A componente sedimentar siliciosa restante é composta por uma litologia diversa, que inclui rochas como chertes, jaspes, grauvaques, shales e outras rochas sedimentares siliciosas (Barriga & Carvalho, 1997).
 - **Formação de Paraíso:** Esta unidade litoestratigráfica tem espessura de 40-60 metros e sobrepõe-se concordantemente ao horizonte dos vulcanitos de Aljustrel, anteriormente referido como AV2. A base deste horizonte é composta maioritariamente por uma camada descontínua de jaspe. Porém, a grande maioria deste horizonte é composta por fácies de xisto. As fácies mais presentes nesta formação incluem xistos argilosos, xistos siliciosos, xistos negros, xistos borra-de-vinho, rochas vulcanoclásticas e algumas mineralizações de óxidos de ferro e de manganês (Candeias, 2008).
- **Grupo Flysch do Baixo Alentejo / Culm (Formação de Mértola):** O Flysch do Baixo Alentejo é a última unidade presente no cenário estratigráfico da FPI, sobrepondo-se ao CVS anterior. Segundo Barriga & Carvalho (1997) e Oliveira et al. (2013, 2019), o grupo é composto essencialmente por sedimentos turbidíticos — xistos, grauvaques e conglomerados —, com espessura superior a 5 km. Podemos descrever o Grupo em três subgrupos distintos: Formação de Mértola, Mira e Brejeira, estando apenas a Formação de Mértola presente em Aljustrel.

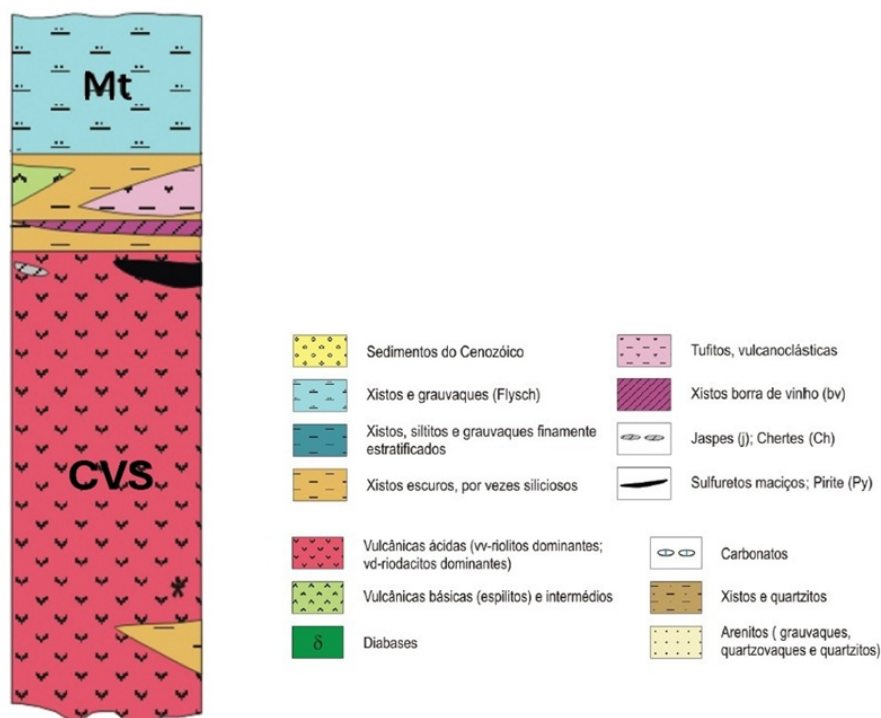


Figura 3.3: Coluna litoestratigráfica da região de Aljustrel (adaptado de Oliveira et al., 2013).

3.3.3 Geologia Estrutural

A geologia estrutural de Aljustrel foi fortemente influenciada pela orogenia Varisca. Esta atividade determinou a maior parte da geomorfologia do terreno, induzindo falhas, dobramentos, fraturas, carreamentos e cavalgamentos.

3.3.3.1 Dobramentos

Segundo Schermerhorn et al. (1987), o estilo de dobramentos presentes em Aljustrel, materializados em sinclinais e anticlinais, apresenta orientação predominante entre as direções WNW e NNW. No entanto, devido à presença e à ação desligante da falha da Messejana, é notável uma rotação por arraste para oeste nas estruturas mais próximas.

Estes dobramentos têm uma vergência para sudoeste, apresentando-se com pouca simetria ou mesmo invertidos, com os planos axiais a mergulhar para o nordeste. O tipo de dobramento varia principalmente em função da competência das unidades litológicas. No grupo do Culm, é notável uma sequência de dobramento em rocha competente, que gerou dobras abertas e bem definidas, excetuando-se o seu contacto com o CVS, onde se verifica maior heterogeneidade e mudança de comportamento geológico. As dobras do CVS caracterizam-se por apresentarem competência inferior à da anterior. Resultaram em dobramentos isoclinais acompanhados de deformação plástica. Os dobramentos do último grupo caracterizam-se por serem os mais heterogêneos, uma vez que estão presentes lito-

logias de menor competência entre as três, verificando-se uma mistura de quartzitos e grauvaques numa matriz fílitosa.

3.3.3.2 Falhas

Os principais jazigos de Aljustrel localizam-se na parte superior da Formação Vulcânica de Aljustrel, sendo reconhecidas seis massas mineralizadas ricas em sulfuretos. Estes jazigos estão separados por dois alinhamentos motivados por atividades tectónicas de desligamento. O primeiro alinhamento compreende o jazigo de Feitais e o da Estação, instalados no flanco normal da antiforma de Feitais, e o segundo alinhamento compreende as quatro restantes massas: Moinho, São João, Algares e Gavião, situadas no anticlinal SW. O sistema de falhas e fraturação em Aljustrel é vasto e complexo. Pode ser descrito de acordo com a sua génese e cronologia em 3 subsistemas:

- Falhas de Desligamento Tardi-Variscos: Este subsistema é composto por numerosas falhas de desligamento direito, com forte presença nas zonas de Aljustrel e Lousal, orientadas NNESSW. O anticlinório de Aljustrel é cortado por três falhas principais e diversas falhas secundárias, podendo atingir 500 m de espessura. Alguns dos nomes de falhas mais influentes incluem a falha do Castelo, a falha do Moinho, a falha da Represa e a falha de Feitais, que atravessam os principais jazigos das minas de Aljustrel.
- A falha esquerda da Messejana: É a estrutura tectónica mais impactante da região, que corta e desloca para oeste o anticlinório de Aljustrel e as suas massas mineralizadas, nomeadamente a que exerce maior influência no jazigo estudado nesta dissertação (S. João). Este sistema de desligamento esquerdo, de idade pós-varisca (provavelmente Mesozóico inferior), iniciou um deslocamento com uma extensão total de 4 km, evoluindo posteriormente para uma fratura dilatacional que permitiu a instalação de magmas doleríticos.
- Graben do Sado: Durante o Terciário, a atividade tectónica espoletou a reativação de estruturas antigas, levando à formação do graben da bacia do Sado. No bordo sudeste, em conjunto com o sistema da Falha da Messejana, a fracturação criou todo um novo sistema complexo de falhas normais e inversas originando uma sucessão de blocos tipo *horst* e *graben* na zona de Aljustrel:
 - Planalto de Aljustrel-Messejana: Bloco elevado de rochas paleozóicas.
 - Graben entre ramos do Dolerito: Depressão estreita preenchida por sedimentos terciários que segue a mesma direção da falha da Messejana.
 - Horst do Monte Gavião: Pequena elevação de soco paleozóico.
 - *Graben* de Rio de Moinhos.

- Horst de Milhouros: Bloco elevado limitado pelas falhas do Farrobo e de Cerro Calvo.
- Graben principal da Bacia do Sado

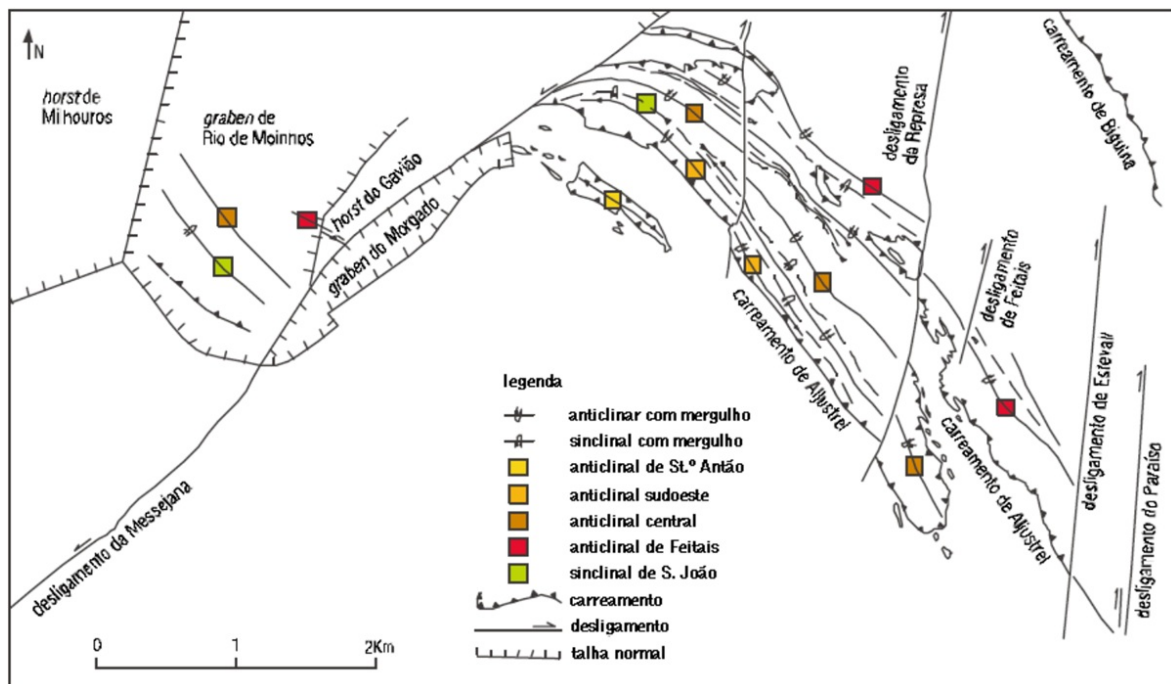


Figura 3.4: Geologia estrutural da zona de aljustrel (Candeias, 2008).

3.4 Introdução ao Caso de Estudo

Na presente dissertação pretende-se realizar a análise de estabilidade da escavação subterrânea do jazigo de S. João, nas minas de Aljustrel.

Na figura 3.5 é possível observar a vila de Aljustrel, as três massas mineralizadas atualmente em exploração (Moinho, Estação e Feitais) e o jazigo em estudo nesta dissertação, S. João. O método de exploração atualmente utilizado nas minas de Aljustrel é o *Sub-Level Stoping (SLS) Bench and Fill* (Galiza & Toscano, 1993; Gomes et al., 1993). Este é classificado como um método aberto, mas modificado pela integração de enchimento com Pasta Cimentada (*Pastefill* ou *Cemented Paste Backfill* CPB). Este método de exploração de abertura de bancadas representa uma abordagem moderna que equilibra a alta produtividade inerente ao *Sub-Level Stoping* com a melhoria da estabilidade geotécnica e o aumento da recuperação do jazigo, enquanto oferece uma solução ambientalmente responsável para a gestão de rejeitados vindos da lavaria.

O acesso aos jazigos dá-se por vias de galerias de acesso ao minério que ramificam das rampas de ligação à superfície. Destas galerias de acesso, denominadas de GAMs, dá-se o ataque à massa mineral por drifts de produção que podem ser transversais ou longitudinais à massa explorada.

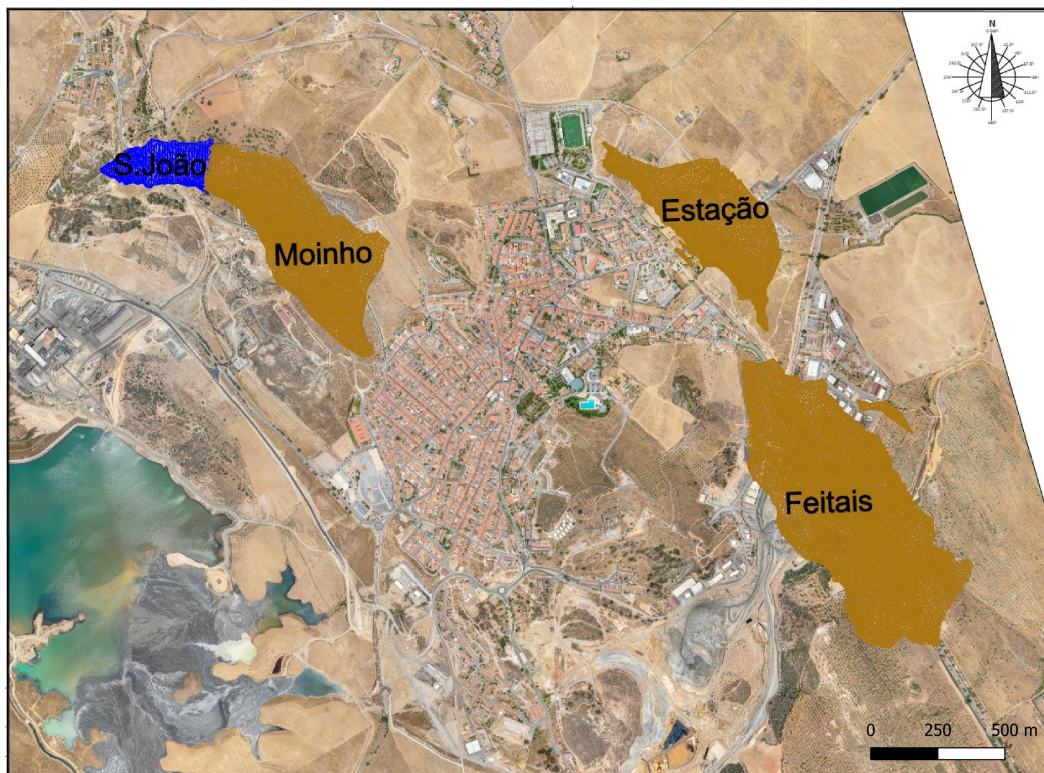


Figura 3.5: Massas mineralizadas atualmente em exploração e S. João em planta da vila de Aljustrel (documentação interna ALMINA).

Dos *drifts* de produção são criadas as bancadas inter-pisos. Estas bancadas, primárias ou secundárias fixam-se entre os 12 e os 15 metros de largura e geralmente medem de 20 a 40 m de possança.

O processo passa pela seguinte sequência:

- Abertura da galeria do piso superior e inferior;
- Execução de abatimentos laterais da galeria superior e/ou inferior;
- Abertura de *slot* na bancada varando os dois pisos (criação da primeira frente livre);
- Furação vertical de bancada;
- Disparos de bancada;
- Enchimento com *pastefill* dos desmontes primários;
- Repetição do processo para desmontes secundários, adjacentes aos primários, com recurso a enchimento de escombro.

3.4.1 Jazigo de S. João

O Jazigo de S. João localiza-se no flanco sudoeste do anticlinal de Aljustrel. Caracteriza-se por uma morfologia complexa, na qual as massas minerais de sulfuretos se associam ao topo das sequências vulcânicas ácidas do CVS.

Como referido anteriormente, toda a geometria foi condicionada pela intensa deformação varisca. Esta atribuiu à massa um aspeto lenticular e uma atitude subvertical, estendendo-se em profundidade, acompanhando os principais planos de falha presentes na região. A muro da massa, é notável a predominância de rochas vulcânicas félsicas do horizonte basal do CVS (riólitos e tufo vulcânicos). O teto do corpo mineralizado está presente principalmente na Formação do Paraíso, composta maioritariamente por xistos de diversas fácies e algum jaspe. O corpo mineralizado apresenta-se predominantemente sob a forma de *stockwork* (mineralização filoniana disseminada) e de massas lenticulares de sulfuretos maciços, afetadas por uma intensa rede de descontinuidades de origem tectónica que condiciona a estabilidade das escavações.

É também debatida a possibilidade da massa de S. João ser o seguimento da massa do Moinho que se encontra adjacente a este. Na figura 3.6 encontra-se a modelação das duas massas: a de São João e a do Moinho. Faz-se esta separação uma vez que se pensa que a Falha da Messejana, localizada a NW da massa de S. João, tenha desligado este corpo do anterior através do sistema de desligamento esquerdo, tendo, assim, rotacionado o corpo para oeste. De notar que este jazigo não se encontra, de momento, em exploração. Os acessos a este jazigo deixaram de ser possíveis desde o término da exploração, o que impossibilita o estudo *in situ* das características geológico-geotécnicas do maciço rochoso. Os levantamentos *in situ* apresentados neste estudo foram realizados no jazigo do Moinho, numa zona mais a “oeste” do jazigo, que apresenta características relativamente semelhantes às do jazigo de São João devido à proximidade entre ambos.

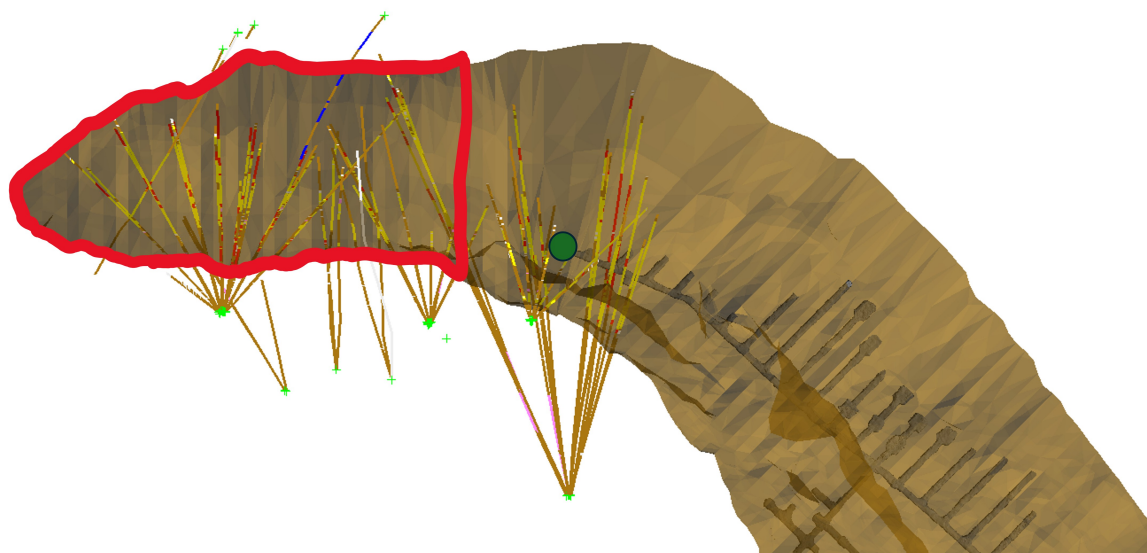


Figura 3.6: Sondagens realizadas com direção ao Jazigo de S. João, rodeado a vermelho, e Jazigo do Moinho, a este do anterior.

A figura 3.6 evidencia com clareza a rotação do jazigo de S. João em relação ao do Moinho, motivada pela tectónica associada à falha regional da Messejana. Agora, apresenta uma direção praticamente E-O. A cinzento está representada a galeria M540, explorada na mina do Moinho, na qual se assinala, em verde, o local aproximado onde foram realizados os ensaios in situ (mais precisamente na M540GAME).

3.5 Tratamento e Processamento de Dados de Sondagem

3.5.1 Compilação e Construção da Base de Dados

O estudo de estabilidade teve início com a compilação de dados de 94 sondagens fornecidos pela ALMINA. Para facilitar e otimizar a análise, bem como garantir a integridade da informação, foi desenvolvida uma base de dados que reúne os dados relevantes para o estudo em questão. Este passo foi de grande importância para organizar os diferentes registos, permitindo o cruzamento de dados entre a geologia e os parâmetros geotécnicos, que mais tarde foram utilizados para compartimentar o maciço em zonamentos geotécnicos.

Uma primeira abordagem consistiu na análise de dados provenientes de *logs* geológicos e geotécnicos descritivos, resultantes de campanhas de prospeção realizadas na zona de estudo. Estas sondagens dividem-se em duas tipologias principais:

- Sondagens de mina: Realizadas a partir de galerias subterrâneas, com o objetivo de incrementar recursos, definir limites e teores e avaliar as características geotécnicas da massa.

- Sondagens de superfície: Executadas a partir da superfície, como o nome indica, em direção ao corpo mineralizado, tendo objetivos idênticos ao tipo de sondagem anterior: reconhecimento geológico e caracterização do terreno em profundidade.

O sistema de identificação de sondagens segue as seguintes diretrizes:

J	M	2	1	0	0	9
---	---	---	---	---	---	---

onde:

- J: Identificação do jazigo - São João
- M: Tipo de sondagem - Mina
- 21: Ano da realização da sondagem - 2021
- 009: Número da sondagem do próprio ano - 9

Após a execução das sondagens, quer de superfície, quer de mina, os testemunhos de sondagem são transportados para a caroteca, uma infraestrutura onde são armazenados todos os testemunhos. Aqui, as sondagens são alvo de uma inspeção pormenorizada por geólogos especializados, de forma a criar registos digitais para cada uma, denominados *logs*. Este processo de análise começa com a identificação dos testemunhos, a partir dos quais se obtêm os dados da sondagem, tais como nome, data de realização, comprimento total, posição espacial, azimuth e inclinação.

São depois retirados os dados técnicos:

- Litologia e Alteração: Identificação das unidades litológicas e o seu grau de alteração, tanto da rocha como das discontinuidades;
- RQD (*Rock Quality Designation*) e Taxa de Recuperação: Indicadores diretos da fracturação e qualidade da sondagem através da metragem;
- Características de Falhas e Descontinuidades: Registo da presença de zonas de esmagamento ou superfícies de fraqueza através da integridade e preenchimento de fraturas.

Os logs geológicos são organizados em colunas, começando pela identificação da sondagem, seguida da metragem de manobra, da litologia, de características ordenadas por importância hierárquica (denominadas MOD1/2/3) e de breves notas descritivas. Um exemplo de *log* geológico encontra-se na figura 3.7. Uma limitação identificada durante o tratamento dos dados decorreu da própria natureza das sondagens analisadas. Uma vez que as campanhas de sondagem analisadas são relativamente

antigas, não dispõem da tecnologia necessária para determinar a orientação do testemunho, o que impossibilita a obtenção da atitude das descontinuidades.

Identificação (Sondagem)	De (m)	Até (m)	ROCK TYPE	MOD1	MOD2	MOD3	» COMENTÁRIOS	Estratigrafia	
JM21009	0,00	0,40					Betão	0	
JM21009	0,40	1,35	fqRHY	FLT	SIL		Falha e influência de falha em tufo riolítico porfirítico cinzento, com abundantes fenocristais milimétricos de feldspato e quartzo, alinhados pela foliação, fortemente silicificado, com ocasionais veios milimétricos a decimétricos de quartzo leitoso. A rocha encontra-se muito a extremamente fracturada, pouco meteorizada a sã. As fracturas no geral são rugosas e sem preenchimentos. Ocorre perca significativa de recuperação de testemunho. A sua taxa de recuperação é de (90%) e a respetiva taxa de R.Q.D. (0,0%).	FLT fqRHY	
JM21009	1,35	1,90	NC				No core - Sem recuperação de testemunho de sondagem	NC	
JM21009	1,90	7,70	fRHY	FLT	SIL	SER	Falha e influência de falha em tufo riolítico porfirítico cinzento, com abundantes fenocristais milimétricos de feldspato e quartzo, alinhados pela foliação, fortemente silicificado e sericitizado, com ocasionais veios milimétricos a decimétricos de quartzo leitoso. A rocha encontra-se muito a extremamente fracturada, pouco meteorizada a sã, com exceção, do que se julga ser, a caixa de falha, onde a rocha se encontra extremamente meteorizada, totalmente decomposta a esmagada e em argila cinzenta, entre a metragem 4,50m e 5,75m. As fracturas no geral são rugosas e sem preenchimentos, no entanto por vezes observa-se preenchimentos sericiticos. Ocorre perca significativa de recuperação de testemunho. A sua taxa de recuperação é de (74,1%) e a respetiva taxa de R.Q.D. (0,0%).	FLT fRHY	
JM21009	7,70	8,25	NC				No core - Sem recuperação de testemunho de sondagem	NC	
JM21009	8,25	18,30	fqRHY	FLT	SIL	SER	(ver a descrição acima)	FLT fqRHY	
JM21009	18,30	19,75	MSX	FLT	ZNF	SSL	Zona de falha e influência de falha em sulfuretos maciços de fácies zincífera, de cor amarela pálida, brilho metálico. Ocorre pirite maciça de grão fino a grosseiro, por vezes, com galena e esferalite em vénulas difusas de grão muito fino, inclusas na matriz pirítica. A rocha encontra-se extremamente fracturada e medianamente a pouco meteorizada, com algumas passagens de rocha dessegregada a decomposta. As fracturas são no geral rugosas e sem preenchimentos sericiticos. Ocorre perca de recuperação de testemunho. A sua taxa de recuperação é de (80%) e a respetiva taxa de R.Q.D. (0,0%).	FLT MSX	ZNF
JM21009	19,75	20,15	NC				No core - Sem recuperação de testemunho de sondagem	NC	
JM21009	20,15	20,95	MSX	FLT	ZNF	SSL	(ver a descrição acima)	FLT MSX	ZNF

Figura 3.7: Exemplo de um log geológico de sondagem (arquivo ALMINA).

A ausência de orientação dos testemunhos dificulta a análise da atitude dos elementos estruturais do maciço. Assim, torna-se impossível determinar a atitude real das descontinuidades (direção e inclinação). Este facto resulta da rotação da coroa da sonda que, sem o devido registo espacial, desalinha a posição original do testemunho em relação ao terreno. Torna-se, assim, bastante difícil a avaliação das famílias de descontinuidades.

Quanto aos logs geotécnicos são expostas as características geotécnicas do testemunho de sondagem. São avaliadas características como o grau de alteração, grau de fraturação, RQD, TCR, resistência e outras notas pertinentes. Na figura 3.8, um exemplo de log geotécnico. Diante das características das descontinuidades observadas na análise da sondagem, definem-se parâmetros para calcular e atribuir um Q' .¹ No anexo I encontra-se um extrato da base de dados geotécnica produzida no âmbito deste estudo.

¹Não é possível, através de sondagens, determinar os parâmetros da presença de água e tensões, pelo que não é calculado o Q -value total.

LOG GEOTÉCNICO				JM21009					
	Jazigo:	S. João		ID Sondagem:	JM21009				
	Localização:			Dip/Azimute:					
	Data Início:			Diâmetro:					
	Data Fim:			Elaborado por:					
Características geológico-geotécnicas									
Secção N.º	De (m)	a (m)	TCR (m):	Número de Famílias:	Resistência (classe):				
1			RQD (m):	Litologia (código):	R	S	-		
			Rubble Zones (cm):	No core:	Falha:				
Características Fraturas									
Família	Distância (m)	α	β	Jr	Perfil	Ja	Preenchimento	Espessura (mm)	Observações
FALHA	0,00								
	0,00								
Descrição Litológica / Notas Geotécnicas				Mineralização					
				Tipo(s) de alteração		Grau de Meteorização (W)			

Figura 3.8: Exemplo de um troço em log geotécnico de sondagem (arquivo ALMINA).

Após a compilação dos registos (*logs*) geológicos e geotécnicos das 94 sondagens, procedeu-se ao tratamento dos dados, com o objetivo de apresentar os resultados de forma clara e resumida.

Litologia: A organização primária dos dados foi efetuada com base na litologia, uma vez que se trata do parâmetro determinante para a viabilidade económica da exploração. A ALMINA adota nomenclaturas próprias, ajustadas às necessidades de exploração da empresa, classificando as unidades em minério ou em escombro. Na tabela 3.1 as nomenclaturas adotadas pela ALMINA para denominar as unidades geológicas.

Tabela 3.1: Siglas e nomenclaturas litológicas adotadas pela ALMINA.

Designação	Sigla	Descrição
Escombros	ARG	Argilito (xistos).
	WKE	Grauvaques.
	ARGN	Argilitos negros piritosos e grafitosos.
	VSD	Sedimentos vulcânicos muito finos, tacto argiloso, cor verde e violeta (<i>Volcanic sediments</i>).
	VAT	Sedimentos vulcânicos muito finos de cor cinza a negro (<i>Volcanic ash tuff</i>).
	JSP	Jaspes.
	CHF	Fácies Chertes e/ou Jaspes (>50% chertes e/ou jaspes).
	CHT	Chertes.
	RUN	Riólitos de fácies incerta.
	frHY	Riólitos porfíricos com cristais de feldspato.
	qRHY	Riólitos porfíricos com cristais de quartzo.
	fqRHY	Riólitos porfíricos com cristais de feldspato e quartzo.
Minério	MSX	Fácies de sulfuretos maciços.
	STWK	Fácies <i>Stockwork</i> (Mineralização fissural).

Grau de Alteração: O segundo aspeto analisado foi o grau de alteração da rocha. Para o efeito de caracterização geotécnica de um maciço rochoso este é um dos principais aspetos uma vez que dita a resistência mecânica do mesmo. Foi feita uma distinção neste parâmetro para separar zonas competentes de zonas de falha, tendo sido classificado como zona de falha entre W_{4-5} a W_5 e a restante matriz W_{1-2} e W_4 . Esta separação representa um zonamento primário das zonas de maior fraqueza no maciço.

Q': A partir dos dados consolidados nos logs geotécnicos, foi possível extrair as características principais das discontinuidades para o cálculo do Q'. Através do cruzamento do RQD com os índices de número de famílias de discontinuidades (J_n), rugosidade (J_r), alteração (J_a), foi possível quantificar a qualidade do maciço nas diferentes zonas de influência do jazigo de São João. Para possibilitar uma atribuição de sustimento com base no parâmetro total de Q-value, foram definidos indicadores para o fator de redução por água (J_w) e a tensão (SRF), com base em dados avaliados *in situ* no jazigo do Moinho.

Para o parâmetro J_w foi atribuído o valor de 1 para todo o tipo de maciço, correspondente a "Escavação seca ou caudal afluído pequeno (humido ou poucas gotas)". Para o parâmetro SRF , foi atribuído o valor 2,5 à zona de maior competência com a descrição "Zonas singulares de corte em rocha

competente com ou sem argila para uma escavação a mais de 50 m de profundidade”; e 10 às zonas consideradas de falha, com a descrição “Ocorrência de múltiplas zonas alteradas contendo argilas ou rochas quimicamente desintegradas em torno da cavidade da escavação a qualquer profundidade”.

Para resumir os dados, foram construídas duas tabelas. Nestas estão presentes o número de ocorrências, as metragens destas litologias e a sua qualidade nas zonas de falha e nas zonas competentes. As sondagens contabilizam cerca de 13.500 metros de sondagem, e os dados encontram-se nas tabelas 3.2 e 3.3.

Tabela 3.2: Parâmetros para classificação geotécnica para zonas competentes.

Zonas classificadas com W1-2, W2, W3, W4								
Denominação/Litologia	Ocorrências	Metros	% Metros	% Metros Total	RQD médio (%)	Q' médio	Q médio Jw(1) SRF(2,5)	
Minério	MSX	265	2891,05	29%	21%	20	1,006	0,397
	STWK	85	520	5%	4%	15	0,288	0,104
Escombros	ARG/ARGN	25	110,1	1%	1%	7	0,267	0,104
	VAT/VSD	37	251,6	3%	2%	5	0,260	0,104
	CHF/CHT/JSP	25	176	2%	1%	16	1,245	0,467
	fqRHY/frHY/qRHY/RUN	514	5916,58	60%	44%	24	0,980	0,385
	DOL	2	2	0%	0%	0	0,124	0,049
	TOTAL	953	9867,33	100%	73%	12		

Tabela 3.3: Parâmetros para classificação geotécnica para zonas de falha.

Zonas de falha classificadas com W4-5, W5								
Denominação/Litologia	Ocorrências	Metros	% Metros	% Metros Total	RQD médio (%)	Q' médio	Q médio Jw(1) SRF(10)	
Minério	MSX	74	793,1	21%	6%	6	0,113	0,011
	STWK	52	362,8	10%	3%	4	0,071	0,007
Escombros	ARG/ARGN	27	147,15	4%	1%	1	0,058	0,006
	VAT/VSD	23	129,9	4%	1%	3	0,061	0,006
	CHF/CHT/JSP	1	4,75	0%	0%	0	0,500	0,050
	fqRHY/frHY/qRHY/RUN	180	2265,45	61%	17%	8	0,074	0,007
	DOL	0	0	0%	0%	-	-	-
	TOTAL	357	3703,15	100%	27%	4		

3.5.2 Análise dos sólidos modelados

A compreensão da morfologia do Jazigo de S. João é um passo fundamental para a correta interpretação dos dados compilados. Para este efeito, extraíram-se imagens da massa mineralizada e processaram-se no programa Maptek Vulcan (em maior detalhe no Anexo II), utilizado pela ALMINA. Através da modelação tridimensional (ver Figura 3.6), é possível observar o sólido que representa a massa mineralizada. O jazigo desenvolve-se com uma geometria lenticular, de inclinação subvertical (cerca de 80°) e orientação concordante com o contexto tectónico local, sendo provocada pela falha da Messejana E-O.

De forma a possibilitar uma melhor análise das sondagens e a perceção da geometria do jazigo, foram realizados perfis em duas zonas distintas com recurso aos *inputs* fornecidos pela base de dados criada para as sondagens. O objetivo da campanha de sondagens em mina é obter o máximo possível de informação sobre a massa do jazigo, bem como sobre a geometria e os parâmetros geológico-geomecânicos. Nas figuras 3.9 e 3.10 é possível observar o método de realização de sondagens utilizado em mina. A malha de perfuração destaca uma geometria em leque a partir de galerias pré-existentes, permitindo, posteriormente, processar uma triangulação de dados mais densa e fiel ao espaço.

Para fins de análise visual, foram realizados dois perfis rasantes da massa mineral, um mais a oeste e outro mais a este, sendo este último junto ao jazigo do Moinho. O traço do perfil encontra-se em azul nos sólidos representados no canto inferior esquerdo de cada figura. Para cada um destes perfis, foram analisados e descritos 3 parâmetros: litologia, valores de Q' e grau de alteração (W).

3.5.2.1 Litologia

Serão agora abordados alguns aspetos quanto à litologia da massa mineralizada e da sua envolvente, como se pode observar nas figuras 3.9 e 3.10.

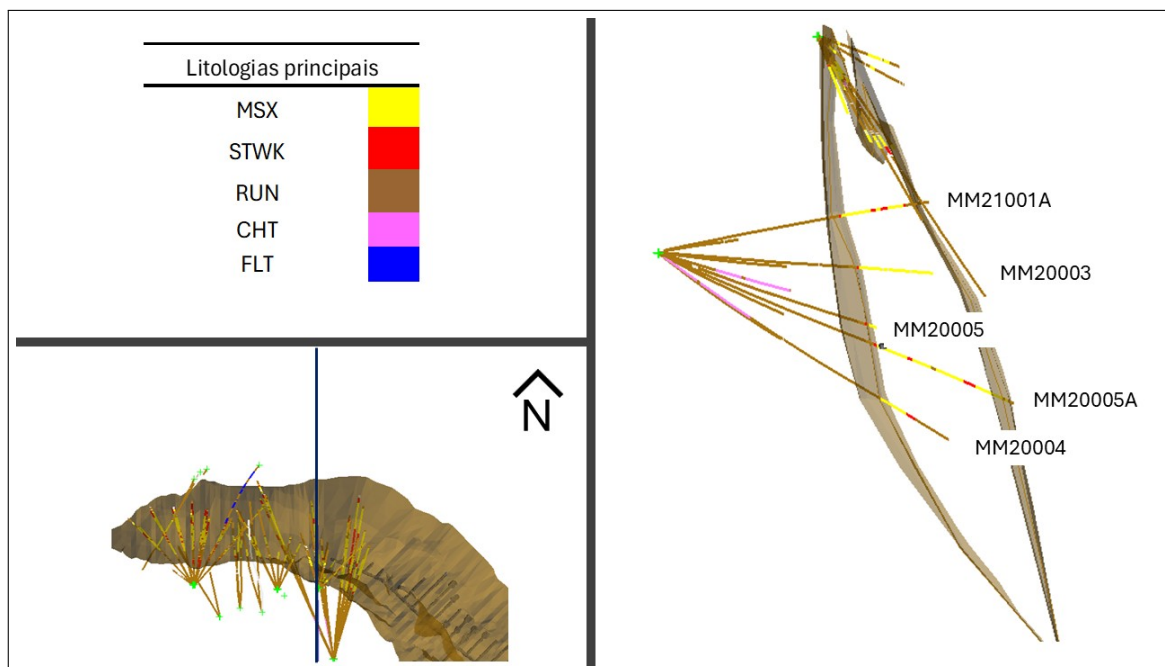


Figura 3.9: Litologia a partir do perfil realizado a Este do jazigo de S. João.

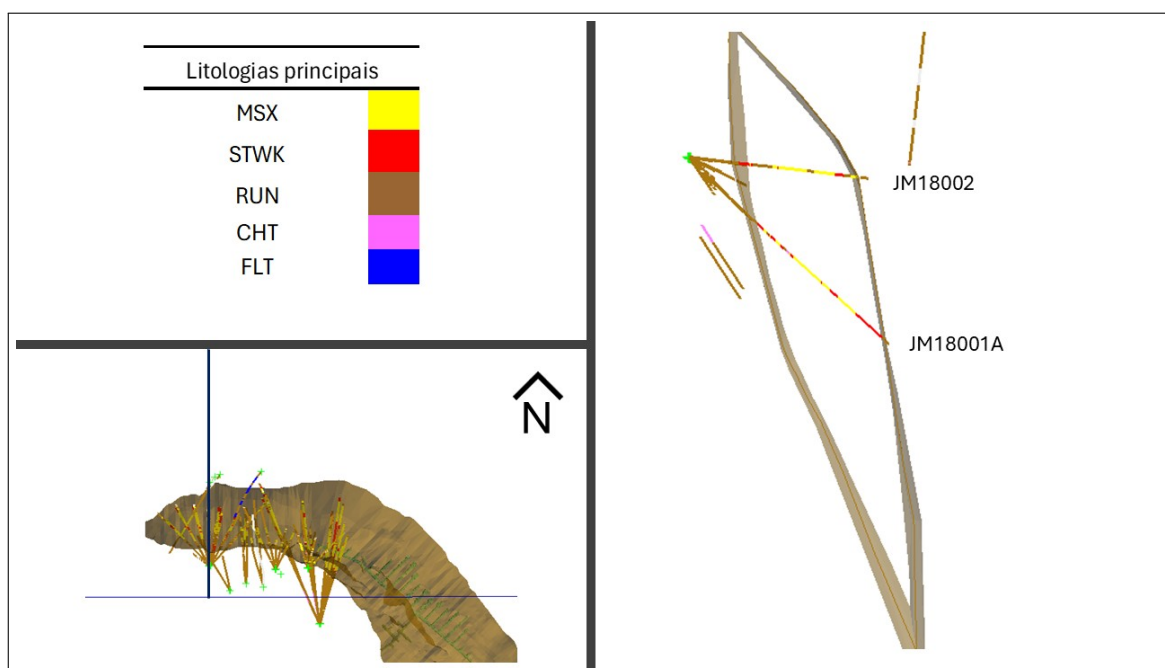


Figura 3.10: Litologia a partir do perfil realizado a Oeste do jazigo de S. João.

As sondagens revelam que, como referido anteriormente, a massa mineralizada é composta principalmente por sulfuretos maciços e por mineralizações de *stockwork*, a amarelo e a vermelho, respetivamente. Às margens da mineralização estão presentes principalmente riólitos de fácies variadas (de castanho). Estão também presentes alguns chertes e jaspes representados na cor-de-rosa, que serão encontrados principalmente em galerias ou rampas de acesso. Embora não seja visível nas sondagens aqui apresentadas, o teto da mineralização está presente principalmente na Formação do Paraíso, constituída por xistos e filitos. A transição entre estas litologias é, muitas vezes, marcada por zonas de contacto complexas, nas quais a alteração hidrotermal e a deformação tectónica modificam significativamente as propriedades originais da matriz rochosa. Por esse motivo, são notáveis algumas zonas de falha na interseção entre as sondagens e os contactos litológicos, com interrupções em algumas delas.

3.5.2.2 $Q_{base} - Q'$

Para a classificação geomecânica geral do maciço rochoso, utilizou-se o parâmetro Q' , extraído diretamente dos registos de sondagem (Logs). Este parâmetro, como já referido, não contabiliza o fator água no maciço nem o estado de tensão do maciço; apenas considera os fatores passíveis de obtenção a partir das sondagens (ver capítulo 2.2.1.3). A distribuição destes valores ao longo do jazigo permitiu mapear e delimitar o maciço por zonamentos geotécnicos.

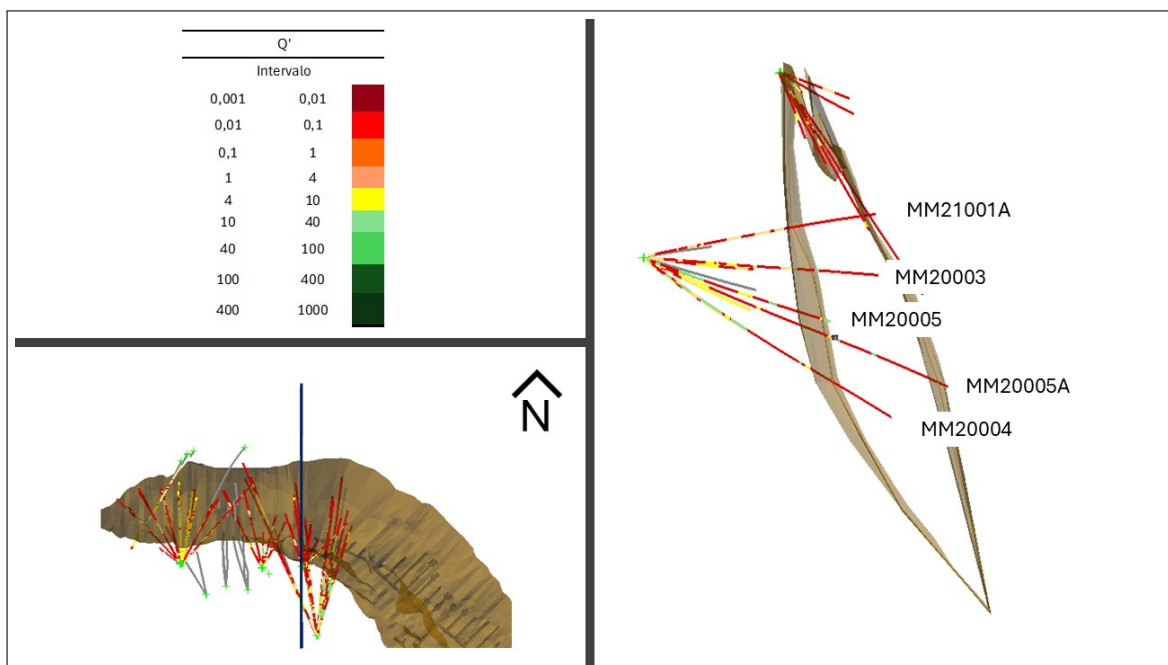


Figura 3.11: Parâmetro Q' a partir do perfil realizado a Este do jazigo de S. João.

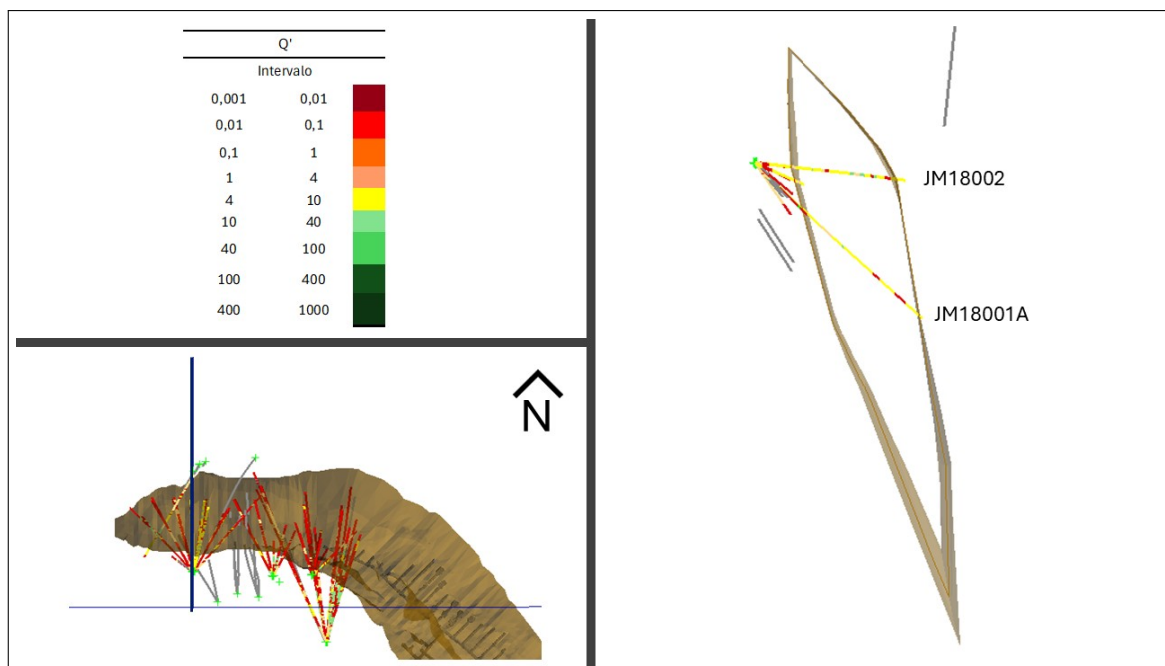


Figura 3.12: Parâmetro Q' a partir do perfil realizado a Oeste do jazigo de S. João.

A projeção de sondagens na massa mineralizada revelou que as regiões de maior qualidade geotécnica contrastam com as áreas de maior fraturação ao longo do jazigo. Estas zonas seguem a tendência da restante região, como consequência do contexto tectónico aqui presente, nomeadamente da falha da Messejana.

Nas zonas de transição litológica complexas ou de maior deformação, localizadas principalmente nos contactos entre o minério e a rocha encaixante (maioritariamente riólitos), as propriedades originais da matriz rochosa são significativamente alteradas, resultando em valores de Q' reduzidos. Este facto pode ser verificado nas figuras 3.11 e 3.12 através da coloração avermelhada mais escura, situada precisamente nos locais mencionados.

É notável a acentuada queda da qualidade geomecânica e o consequente aborto de algumas sondagens na periferia da massa mineralizada, onde costumam materializar-se falhas, zonas de cisalhamento ou, no geral, zonas de fraqueza geotécnica. A sistematização destes dados de qualidade geotécnica, a partir do valor de Q' , permitiu mapear o maciço com rigor, servindo de base para a correlação com o GSI e para a posterior modelação numérica no RS2.

3.5.2.3 Grau de Alteração

Serão abordados agora alguns aspetos acerca do grau de alteração do Jazigo de S. João e da sua envolvente.

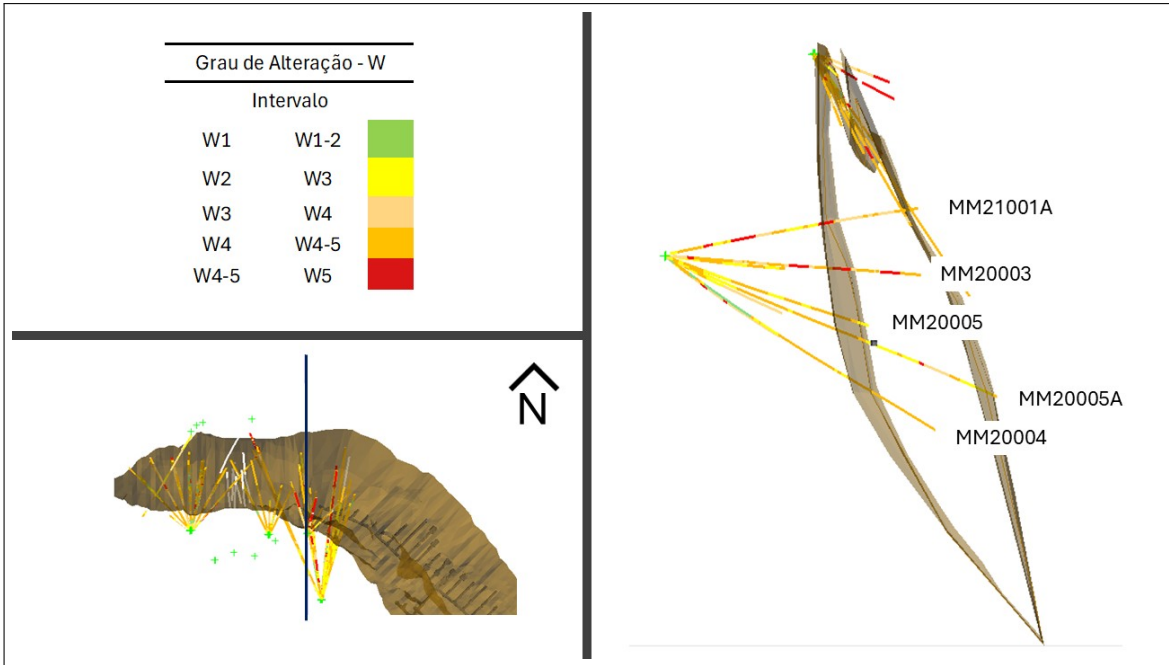


Figura 3.13: Grau de alteração a partir do perfil realizado a Este do jazigo de S. João.

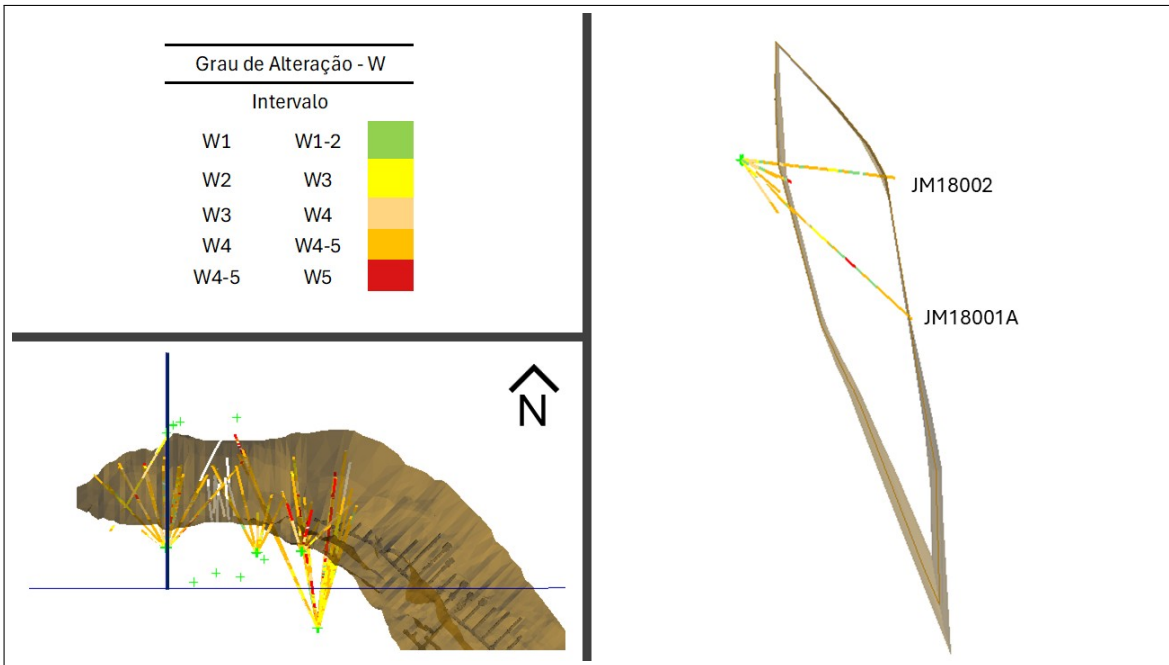


Figura 3.14: Grau de alteração a partir do perfil realizado a Oeste do jazigo de S. João.

A classificação do grau de alteração foi dada segundo a ISRM, com variações de W1 (rocha sã) a W5 (rocha completamente alterada). No contexto do Jazigo de S. João e das minas de Aljustrel em geral, os principais tipos de alteração identificados são a cloritização e a sericitização. Estas alterações são de cariz tipicamente hidrotermal, manifestando-se principalmente através da circulação de fluidos que intruem e percolam pelas fraturas e falhas do maciço rochoso, onde a permeabilidade secundária é marcadamente maior.

Assim, podemos afirmar que há uma correlação direta entre o grau de alteração e o de fraturação ao longo do jazigo, materializada pelo RQD e, conseqüentemente, pelo valor de Q' . O grau de alteração é notavelmente superior nas zonas de maior deformação, sobretudo no contacto litológico entre a massa mineralizada e a rocha encaixante. Observa-se um agravamento progressivo desta degradação à medida que se aproxima da Falha da Messejana, onde a elevada densidade de fraturas facilitou a percolação de fluidos hidrotermais. Esta circulação alterou drasticamente as propriedades geomecânicas da matriz rochosa, promovendo a conversão dos minerais primários em filossilicatos de baixa resistência mecânica. Este facto pode ser verificado nas figuras 3.13 e 3.14 através da coloração alaranjada e avermelhada.

Uma vez mais, é notável a acentuada queda da qualidade geomecânica e o conseqüente aborto de algumas sondagens na periferia da massa mineralizada, o que demonstra que as zonas mais alteradas quimicamente coincidem com as áreas de maior fraqueza geotécnica.

3.5.2.4 Síntese

Em suma, a análise conjunta da litologia, do parâmetro Q' e do grau de alteração permitiu extrair o modelo e avaliar o comportamento geomecânico do Jazigo de S. João. A sobreposição espacial destes três fatores evidencia que o maciço se comporta de forma bastante heterogénea e geotecnicamente desafiante no que toca à sua exploração. Este facto é corroborado pelas zonas de fraqueza estrutural e litológica observadas nos modelos, que coincidem, em sua maioria, com as periferias e os contactos do corpo mineralizado com a litologia envolvente.

3.6 Caracterização geotécnica segundo o Q-System (Barton et al., 1974, 1980; NGI, 2025)

A análise de dados do Jazigo de S. João revela que o maciço rochoso como um todo, segundo o Q-System, tem baixa competência geotécnica. Apesar dos valores de Q' serem um pouco mais elevados, os valores de Q variam essencialmente de 0,049 a 0,467 para a matriz competente e de 0,006 a 0,050 para zonas de falha (ver tabelas 3.2 e 3.3).

O Q-system propõe a classificação de um maciço rochoso em 9 categorias (ver tabela 3.4), que variam segundo um sistema logarítmico. Assim, de acordo com o tratamento de dados, a divisão do maciço em zonamentos geotécnicos terá pouca expressão quanto à amplitude dos valores.

Tabela 3.4: Intervalo de valores de Q e respetiva classificação qualitativa da qualidade de um maciço rochoso, adaptado de Barton et al. (1974, 1980).

Valores de Q		Classificação Qualitativa
0,001	0,01	Excecionalmente mau
0,01	0,1	Extremamente mau
0,1	1	Muito mau
1	4	Mau
4	10	Razoável
10	40	Bom
40	100	Muito bom
100	400	Extremamente bom
400	1000	Excecionalmente bom

Desta forma, definiram-se 3 zonamentos geotécnicos para o maciço rochoso do jazigo de São João. A separação materializa-se em dois zonamentos mais abrangentes: a ZG1 (Zonamento Geotécnico 1) e a ZG2 (Zonamento Geotécnico 2), que abrangem toda a envolvente do maciço, com relativa melhor qualidade, e a ZG3, para as zonas de falha ou de maior fragilidade geotécnica. Definiu-se o vão máximo para as galerias de acordo com a geometria padrão utilizada nas galerias de desenvolvimento da mina do Moinho: 5 m de altura por 5 m de largura. Para valores de ESR, utilizou-se 1,6 para galerias de carácter definitivo e 4 para galerias de carácter provisório (consultar tabela 2.7). Após o estudo mais pormenorizado, com recurso à modelação numérica, as geometrias poderão variar não só na altura e na largura, como também na forma.

Tabela 3.5: Determinação da Dimensão equivalente (D_e) para galerias temporárias e definitivas.

Parâmetros de Cálculo	Galeria temporária	Galeria definitiva
Dimensão (m)	5A × 5L	5A × 5L
Vão Livre (m)	5	5
ESR	4	1,6
De	1,25	3,13

Na figura 3.15, apresenta-se a projeção dos valores obtidos a partir da relação entre o Q-value e a dimensão equivalente (D_e). Definiu-se, com a linha laranja, o valor da Dimensão equivalente para as galerias de carácter definitivo e, a partir daí, projetou-se o Q-value, representado por pontos azuis, no ábaco da figura 3.15.

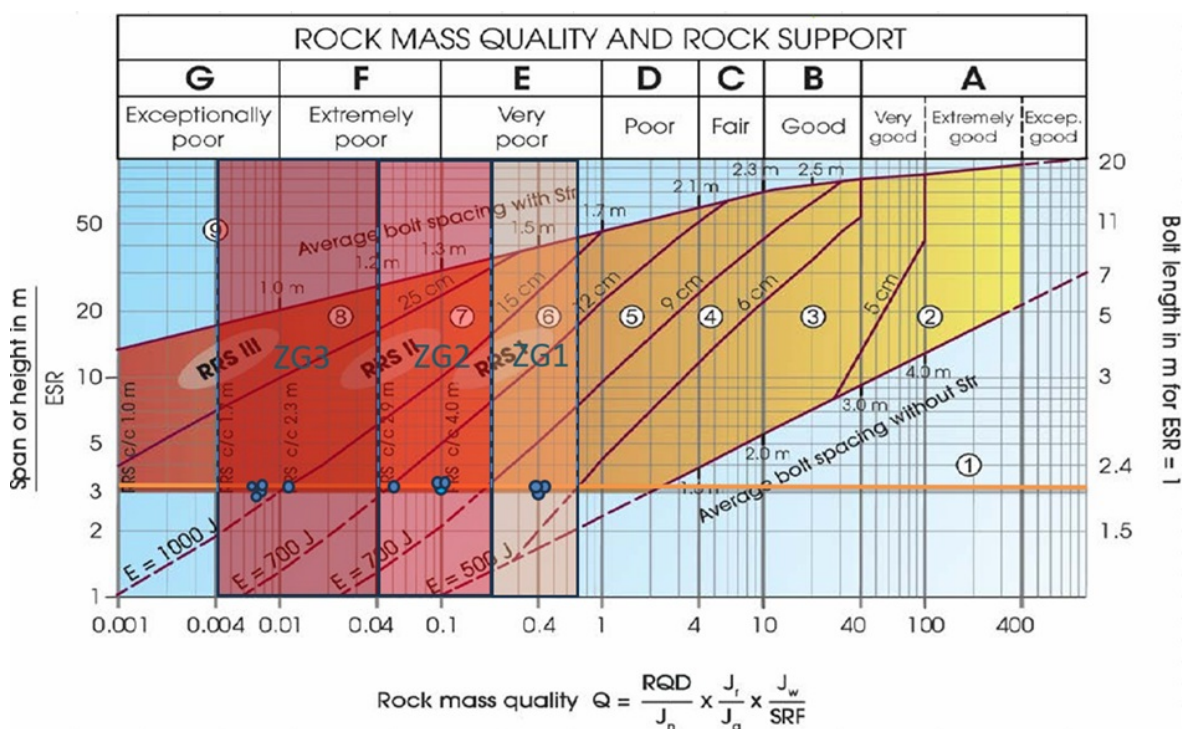


Figura 3.15: Zonamento geotécnico através do Q-System, adaptado de NGI (2025).

Assim os zonamentos são mais pormenorizadamente caracterizados como:

- **ZG1:** Zona geotécnica, segundo o Q-System, de “muito má” qualidade. Composta essencialmente por sulfuretos maciços polimetálicos de cobre, zinco, ferro, chumbo e outros metais secundários, bem como chertes, jaspes e diversas fácies de riólitos. Apresenta um valor médio de Q de 0,4.
- **ZG2:** Zona geotécnica, segundo o Q-System, de “extremamente má” qualidade. É composta maioritariamente por *Stockwork*, tanto mineralizado como de estéril, por argilitos e por sedi-

mentos vulcânicos. Apresenta um valor médio de Q de 0,1.

- **ZG3:** Zona geotécnica, segundo o Q-System, de qualidade “excepcionalmente má”. É composta por todas as litologias encontradas no Jazigo de S. João e é representada maioritariamente por zonas de maior fraqueza, como zonas de falha muito alteradas com preenchimentos argilosos e terreno esmagado. Apresenta um valor médio de Q de 0,006.

3.6.1 Proposta de sustimento segundo o Q-System

Passa-se agora à abordagem da proposta de sustimento e soluções de suporte e reforço do maciço rochoso. Esta proposta vem no seguimento da caracterização do maciço rochoso através do Q-System de Barton et al. (1974, 1980). A proposta de sustimento é dividida de acordo com os intervalos de classificação da qualidade do maciço definidos. Como já exposto no capítulo 2.3, o principal objetivo do sustimento é garantir a estabilidade das escavações subterrâneas. A NGI (2025), através do ábaco de proposta de sustimento (figura 3.15), propõe soluções com base na relação entre a qualidade do maciço, sua geometria e o propósito da infraestrutura.

Através da análise do gráfico da figura 3.15, é possível determinar os requisitos de sustimento definitivo para a escavação subterrânea, nomeadamente: a necessidade de aplicação de betão projetado, a respetiva espessura e a capacidade de absorção de energia (representadas pelas linhas vermelhas); o comprimento e o espaçamento da malha de pregagem (indicados no eixo vertical direito e nas isolinhas verticais, respetivamente); bem como as condições de emprego e as especificações de cambotas metálicas.

- Na ZG1, para um vão livre de 5 m e um ESR (*Excavation Support Ratio*) de 1,6, o ábaco indica um maciço de qualidade muito má. Este tipo de escavação requer a projeção de betão reforçado com fibras, com 6 a 9 cm de espessura, e uma malha de pregagem espaçada de 1,5 m, com 2,4 m de comprimento.

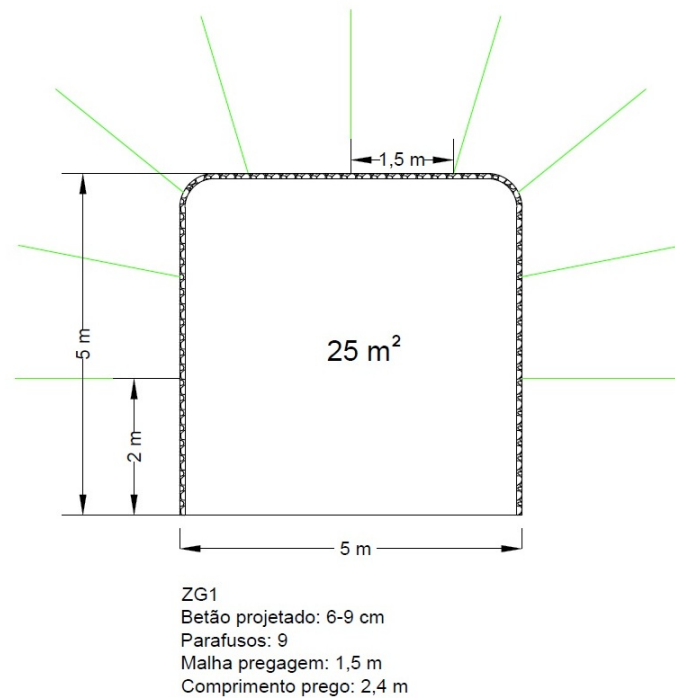


Figura 3.16: Proposta de sustimento para a ZG1 de acordo com o Q-System.

- Na ZG2, para um vão livre de 5 m e um ESR de 1,6, o ábaco indica um maciço de qualidade extremamente má. Este tipo de escavação requer a projeção de betão reforçado com fibras, com 9 a 12 cm de espessura, e uma malha de pregagem espaçada de 1,3 m, com 2,4 m de comprimento.

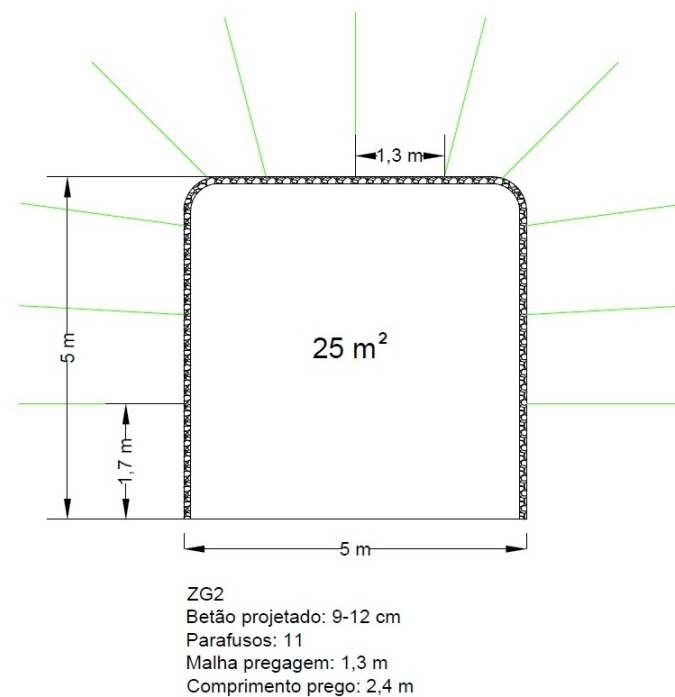


Figura 3.17: Proposta de sustimento para a ZG2 de acordo com o Q-System.

- Na ZG3, para um vão livre de 5 m e um ESR de 1,6, o ábaco indica um maciço de qualidade excepcionalmente má. Este tipo de escavação requer a projeção de betão reforçado com fibras, com o mínimo de 15 cm de espessura, uma malha de pregagem espaçada de 1 m, com 2,4 m de comprimento e cambotas metálicas reforçadas com betão projetado e tirantes de união (rebars).

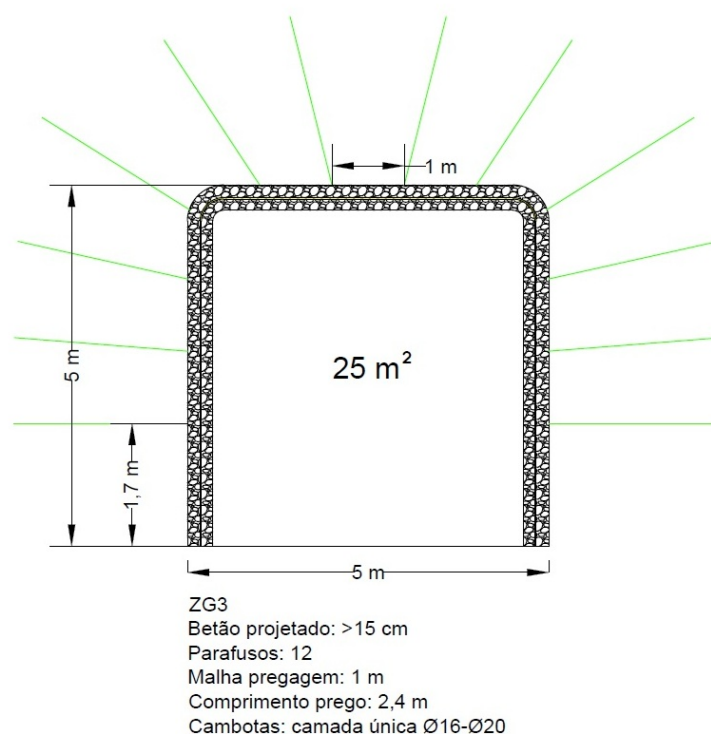


Figura 3.18: Proposta de sustimento para a ZG3 de acordo com o Q-System.

Na tabela 3.6, encontra-se o sumário do sustimento definitivo retirado a partir do ábaco da figura 3.15 para cada zonamento geotécnico definido.

Tabela 3.6: Proposta de sustimento segundo NGI (2025).

Zona Geotécnica	Intervalo Valores Q	Betão reforçado com fibras	Malha de Pregagem (m)	Cambotas
ZG1	0,2 - 0,7	6 a 9 cm espessura	Espaçamento de 1,5 m; comprimento de 2,4 m	N/A
ZG2	0,04 - 0,2	9 a 12 cm espessura	Espaçamento de 1,3 m; comprimento de 2,4 m	N/A
ZG3	0,004 - 0,04	>15 cm espessura	Espaçamento de 1 m; Comprimento de 2,4 m	Sim, reforçadas com betão projetado e tirantes

Posteriormente, serão estudadas as diferentes opções de geometria das galerias através dos *softwares* de modelação numérica mencionados, de modo a maximizar a estabilidade da própria escavação. Apresenta-se agora, de forma gráfica, como seria aplicado o sustimento nos diferentes zonamentos geotécnicos para uma galeria de 5 m de altura por 5 m de largura, com cantos arredondados.

De relembrar que o Q-System de Barton et al. (1974) propõe apenas sustimento definitivo para a coroa da escavação. Para o suporte nos hasteais, o mesmo autor propõe usar um fator multiplicador de 5 quando os valores de Q são superiores a 10; de 2,5 quando estão entre 1 e 10; e recomenda o uso do próprio valor quando o Q-value é menor que 1, como no caso aqui exposto. Assim, propõe-se a aplicação dos mesmos métodos de sustimento tanto na coroa como nos hasteais.

3.6.2 Cálculo da pressão instalada nos suportes

Para o cálculo da pressão instalada nos suportes, de acordo com este sistema de classificação geotécnica, procedeu-se ao uso da fórmula 2.12, que relaciona a qualidade do maciço rochoso, através do Q-value, com o número de famílias e a rugosidade das descontinuidades presentes no maciço. Para adotar um cálculo conservador, a pressão calculada nos hasteais será a mesma que a calculada para a coroa.

Para efeitos de cálculo, consideraram-se as modas estatísticas para os parâmetros de J_n e J_r bem como o valor médio de Q para cada uma das zonas geotécnicas. Os resultados estão expressos na tabela 3.7.

Tabela 3.7: Pressão instalada nos suportes de acordo com o Q-System para cada zonamento geotécnico definido.

Zona Geotécnica	J_n	J_r	Q médio	Pressão instalada nos suportes (kg/cm ²)	Pressão instalada nos suportes (MPa)
ZG1	20	2	0,4	8,09	0,81
ZG2	20	2	0,1	12,85	1,28
ZG3	20	2	0,07	14,47	1,45

3.6.2.1 Q-System vs GSI (Geological Strength Index)

Dada a necessidade de integrar os dados de caracterização de campo num modelo de elementos finitos através do software RS2, procedeu-se à correlação entre o índice Q e o GSI (*Geological Strength Index*) (Hoek, 1994; Hoek & Marinos, 2000; Hoek et al., 1998; Hoek et al., 2013). Embora o Q-System forneça uma base robusta para a proposta de sustimento e para a estimativa de pressões de suporte, como apresentado no subcapítulo anterior, o sistema GSI revela-se essencial para a parametrização das propriedades geológico-geomecânicas globais do maciço.

O GSI vem colmatar o Q-system ao adicionar a quantificação da resistência do material-rocha ou da rocha intacta. Este índice assenta na teoria original de rotura em maciços rochosos de Griffith (1924), que, com base em dados semiquantitativos e nos princípios da mecânica das rochas, estabeleceu o critério de rotura, atribuído aos mesmos autores. Este critério é materializado na seguinte expressão (Hoek, 2023):

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + 1 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.1)$$

onde:

- σ'_1 : Tensão principal efetiva máxima;
- σ'_3 : Tensão principal efetiva mínima;
- σ'_c : Resistência à compressão simples da rocha;
- m_i : Constante da rocha intacta.

A correlação entre estes dois sistemas é amplamente aceita no contexto de maciços rochosos de fraca qualidade. Para o efeito, utilizou-se a expressão proposta por Hoek et al. (1995), em adaptação à original do RMR - *Rock Mass Rating* de Bieniawski (1973) que utiliza o valor de Q modificado (sem os fatores de água e tensão).

$$GSI = 9 \ln(Q') + 44 \quad (3.2)$$

A utilização deste índice será indispensável para o desenvolvimento da modelação numérica das galerias, uma vez que, como já referido, o índice GSI fornece a base para o cálculo do critério de rotura de Hoek-Brown Generalizado. Este critério é o algoritmo de resistência que será utilizado na modelação numérica em RS2 no presente caso de estudo, permitindo converter a resistência da rocha intacta (obtida a partir dos ensaios laboratoriais) e o índice de qualidade estrutural (GSI) em parâmetros de resistência do maciço rochoso.

No contexto do Jazigo de S. João, esta correlação permite traduzir o estado de elevada fraturação e cisalhamento imposto pela tectónica regional e local (materializadas pela falha da Messejana e pelas restantes falhas secundárias mencionadas no subcapítulo 3.3.3.2), em valores de GSI que refletem a baixa competência mecânica deste local. Desta forma, o GSI atua como elo de ligação entre a descrição geológica dos testemunhos de sondagem e a modelação numérica das tensões e deformações que poderão ocorrer durante a reativação da lavra, caso haja nova exploração do jazigo de S. João.

De acordo com o GSI, a competência de um maciço rochoso pode ser expressa em intervalos de valores como demonstra a tabela 3.8.

Tabela 3.8: Classificação da qualidade do maciço rochoso de acordo com o GSI (Hoek, 1994).

GSI	>75	55–75	35–55	20–35	<20
Qualidade do maciço rochoso	Muito bom	Bom	Razoável	Fraco	Muito fraco

Foi assim possível estabelecer a correlação dos valores obtidos para o Q-System e os valores de GSI, tanto na zona de maior competência, quanto nas zonas de falha, ou influência de falha.

Tabela 3.9: Correlação entre o Q-value e o GSI para a zona competente.

W1-2, W2, W3, W4					
Denominação/Litologia		Q-value		GSI	
		Valor	Designação	Valor	Designação
Minério	MSX	0,397	Muito mau	44	Razoável
	STWK	0,104	Muito mau	33	Fraco
Escombros	ARG/ARGN	0,104	Muito mau	32	Fraco
	VAT/VSD	0,104	Muito mau	32	Fraco
	CHF/CHT/JSP	0,467	Muito mau	46	Razoável
	fqRHY/frHY/qRHY/RUN	0,385	Muito mau	44	Razoável
	DOL	0,049	Extremamente mau	25	Fraco

As regiões mais competentes do maciço são classificadas, segundo o Q-System, como "Muito más", tendo variações de valores desde os 0,104 a 0,467. Segundo o GSI o maciço é classificado quanto à sua qualidade geológica como "Razoável" para as zonas mais competentes e "Fraco" para as zonas menos competentes variando de 32 a 46 valores.

Tabela 3.10: Correlação entre o Q-value e o GSI para zona de falha.

W4-5, W5					
Denominação/Litologia		Q-value		GSI	
		Valor	Designação	Valor	Designação
Minério	MSX	0,011	Extremamente mau	24	Fraco
	STWK	0,007	Exceccionalmente mau	20	Fraco
Escombros	ARG/ARGN	0,006	Exceccionalmente mau	18	Muito Fraco
	VAT/VSD	0,006	Exceccionalmente mau	19	Muito Fraco
	CHF/CHT/JSP	0,050	Extremamente mau	38	Razoável
	fqRHY/frHY/qRHY/RUN	0,007	Exceccionalmente mau	21	Fraco

Para a zona de falha e envolvente de falha o maciço é classificado, segundo o Q-System de "Extremamente mau" a "Exceccionalmente mau", tendo variações de valores desde os 0,006 a 0,05. Segundo o GSI o maciço é classificado quanto à sua qualidade geológica como "Razoável" para as zonas

mais competentes nas litologias de Jaspes e Chertes, "Fraco" para as zonas de sulfuretos maciços, *stockworks* e riólitos e "Muito fraco" para litologias xistentas e vulcanitos menos competentes.

3.7 Resistência da rocha – Ensaios Laboratoriais

Nesta secção serão expostos os métodos de parametrização da resistência da rocha. Esta é uma etapa essencial para quantificar parâmetros de resistência e definir o comportamento da envolvente de uma exploração.

O comportamento do maciço rochoso é condicionado pelas discontinuidades e as suas condições *in situ* como anteriormente estudado. Porém, a resistência e a rigidez da rocha intacta (sem fraturas) constituem os valores base sobre o qual se aplicam os critérios de rotura e se estimam as deformações e deslocamentos numa escavação subterrânea.

Nesse contexto, foram realizados três tipos de ensaios laboratoriais com o objetivo de estimar a resistência das litologias existentes no jazigo de S. João. Por de uma zona geotecnicaamente desafiante se tratar, foram inicialmente sugeridos dois ensaios: Resistência à compressão uniaxial com prensa e o ensaio *Point-Load*. Porém, devido à impossibilidade de acesso ao jazigo de São João e o facto de se ter optado por utilizar um material com características similares a esse jazigo (de forma a ilustrar dados mais representativos de São João), foi de elevada dificuldade obter amostras adequadas à realização do ensaio à compressão uniaxial na prensa.

Estas dificuldades traduziram-se em duas situações. Por um lado, a baixa qualidade geomecânica intrínseca do jazigo de S. João, suportada pelos baixos valores de RQD e de recuperação de testemunho, impossibilitou a recolha de carotes em número suficiente e com os requisitos morfológicos necessários (ver capítulo 2.1.3.1). Por outro lado, as secções de sondagem mais competentes, de onde seria possível realizar o ensaio (correspondentes a maciço mineralizado), foram na sua integridade cortadas para amostragem química teores. Devido a este facto, foi inviabilizada qualquer possibilidade de ensaiar estes testemunhos.

Foi também idealizada a tentativa de extrair carotes *in situ* na galeria mais próxima do jazigo de S. João (M540GAME) de onde, idealmente, se extrairiam amostras tanto de sulfuretos maciços, quanto de *stockwork*, as litologias mais presentes no contexto de exploração no local aqui estudado. O processo consistiu em utilizar uma caroteadora móvel. Assim, com o acoplamento da mesma aos hasteais da galeria, foi iniciado o processo de caroteamento nos hasteais como se verifica na figura 3.19.



Figura 3.19: Acoplamento da caroteadora ao hasteal da galeria.

As tentativas de caroteamento nesta galeria foram sem sucesso devido à fraca qualidade geotécnica do maciço rochoso, que, com a rotação do equipamento, desintegrou o material, impedindo a obtenção de carotes.

A figura 3.20 ilustra o resultado da tentativa de obter carotes dos hasteais no *stockwork*. Realça-se que o material *in situ* apresentava preenchimento argiloso nas discontinuidades, o que, com a injeção de água na coroa da caroteadora (para arrefecimento), impediu a obtenção de um carote para análise.



Figura 3.20: Caroteamento abortado em *Stockwork*: à direita o betão projetado; à esquerda o material argiloso.

Na tentativa de obter carotes em sulfuretos maciços, também houve dificuldades para obter sucesso na extração, visto que apenas fragmentos de maciços não consolidados foram extraídos (figura 3.21). Este facto, devido à grande compartimentação e à rede de descontinuidades, corrobora a fragilidade do maciço rochoso aqui estudado.



Figura 3.21: Caroteamento abortado em sulfureto maciço - Fragmentação excessiva e impossibilidade de extração de carote.

Após o insucesso na tentativa de obter carotes *in situ*, propôs-se a realização de ensaios de resistência à compressão uniaxial, também *in situ*, nas mesmas galerias. Este processo foi executado com recurso ao esclerómetro portátil (Martelo de *Schmidt*) para formar uma base de dados mais robusta dos parâmetros de resistência da rocha, conjugando-o com os restantes dois ensaios. O objetivo passou pelo estudo da resistência dos sulfuretos maciços e do *stockwork* que se encontravam nas mesmas galerias onde se tentou aplicar o processo de obtenção de carotes.



Figura 3.22: Ensaio *in situ* da resistência à compressão com recurso ao martelo de *Schmidt*.

No decorrer deste estudo, foram identificadas sondagens de mina abortadas realizadas em direção a S. João que não haviam sido amostradas (não atendiam aos critérios de inclusão na base de dados). A utilização destas sondagens em ensaios laboratoriais permitiu obter mais informação geológico-geotécnica sobre o jazigo. Estas sondagens foram interrompidas devido a condicionantes operacionais, como encravamentos de perfuração e outras dificuldades técnicas.



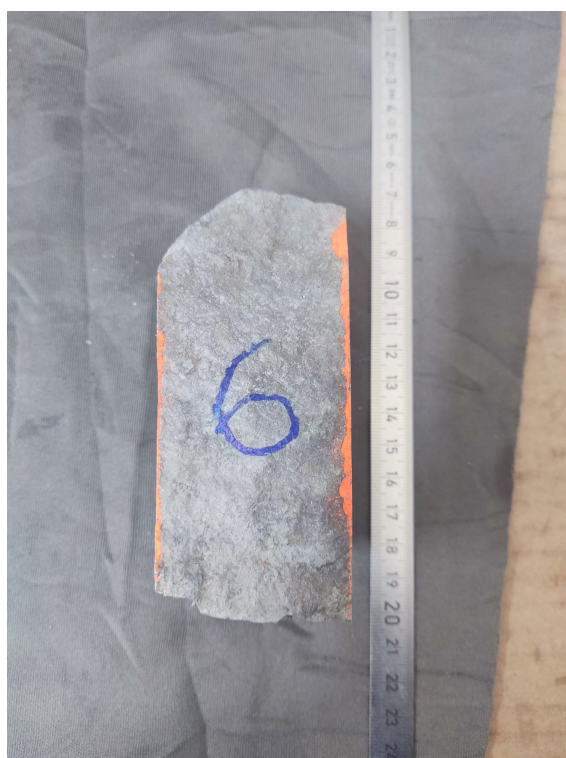
Figura 3.23: Sondagens de mina abortadas do jazigo de S. João (Cortesia da ALMINA).



Figura 3.24: Carotes cortados para ensaio à compressão uniaxial em prensa (Cortesia da ALMINA).

3.7.1 Ensaio de carga pontual - *Point-Load*

Para o ensaio de carga pontual, foram recolhidas amostras de sulfuretos maciços no jazigo do Moínho, na galeria mais próxima de S.João (M540GAME). Estas amostras consistiram em fragmentos grosseiros provenientes de avanços realizados nas galerias envolventes. Para uniformizar e cumprir os requisitos geométricos das amostras, estas foram cortadas com recurso a uma serra elétrica. Uma vez que não era possível realizar o corte das amostras em paralelepípedos perfeitos, os cortes foram realizados de modo a alterar o mínimo possível a estrutura original da rocha, evitando a indução de microfraturas. Os cortes foram realizados de modo a atender aos parâmetros mínimos para a execução do ensaio em bloco irregular (ver subcapítulo 2.1.3.2). Depois do corte, as amostras foram mantidas em câmara húmida durante 1 semana, com o objetivo de preservar as condições de temperatura e humidade *in situ*. Todas as amostras foram devidamente numeradas, medidas e fotografadas para efeito de registo e cálculo (ver anexo digital).



(a) Amostra n° 6 intacta.



(b) Amostra n° 6 após ensaio.

Figura 3.25: Exemplo de amostra utilizada no ensaio de carga pontual (*Point-load test*).

O ensaio foi realizado no laboratório de geotecnia. O equipamento utilizado no ensaio de carga pontual foi o MATEST *Digital Point-Load Tester*, com capacidade de 56 kN. O equipamento encontrava-se devidamente calibrado e certificado, estando, assim, apto para o ensaio.



Figura 3.26: Exemplificação do ensaio de carga pontual (*Point-Load Test*).

No total, realizaram-se ensaios em 19 amostras (registos oficiais no Anexo III), exclusivamente na litologia de sulfuretos maciços (MSX), não tendo sido possível recolher amostras das restantes litologias. Durante a execução dos ensaios, 3 amostras foram consideradas inválidas devido a erros de leitura e de registo do módulo digital, como rotura inválida segundo a norma do ensaio, e foram descartadas dos cálculos finais. Das 16 amostras válidas, e com o intuito de cumprir as indicações da norma do ensaio, procedeu-se ao descarte dos dois valores de resistência mais elevados e dos dois valores mais baixos obtidos.

A partir das medições rigorosas efetuadas com recurso a um paquímetro em cada bloco, foram calculados os valores médios dos parâmetros W (largura da amostra), De (diâmetro equivalente) e o respetivo fator de correção de tamanho (F). Estes parâmetros permitiram a obtenção do Índice de Resistência de Carga Pontual corrigido ($I_{s(50)}$), que serviu de base para a estimativa da resistência à compressão uniaxial (σ_c) da matriz rochosa de sulfuretos maciços do Jazigo de S. João. Estes valores encontram-se expressos na tabela 3.11.

A norma recomenda que, para a descrição da resistência da rocha, se possa e se deva utilizar o índice corrigido do próprio ensaio. Porém, para efeitos de comparação com os restantes ensaios, utilizou-se a correlação final entre o índice obtido e a resistência à compressão uniaxial proposta pela ISRM (1985), que define a relação como $UCS = (20...25) \cdot I_{s(50)}$. Para fins de cálculo, foi escolhido o valor médio de 22.

Tabela 3.11: Resultados do ensaio de carga pontual em sulfuretos maciços e correlação com a resistência à compressão uniaxial.

id	Litologia	D (mm)	W (mm)	A _{seção} (mm ²)	D _{equivalente} (mm)	D ² _{equivalente} (mm)	P (N)	I _{s(50)}	UCS (MPa)
1	MSX	19,2	27,6	528,9	25,95	673,49	7620	8,4	185
2	MSX	22,1	23,4	516,0	25,63	657,04	4240	4,8	105
3	MSX	25,1	27,3	683,9	29,51	870,86	13220	12,0	263
4	MSX	24,7	26,7	658,3	28,95	838,12	Inv	Inv	Inv
5	MSX	39,0	48,2	1879,8	48,92	2393,44	Inv	Inv	Inv
6	MSX	45,4	52,5	2383,5	55,09	3034,77	14468	5,0	110
7	MSX	43,4	58,4	2534,6	56,81	3227,10	15340	5,0	111
8	MSX	30,5	39,6	1206,3	39,19	1535,88	6798	4,0	87
9	MSX	31,8	38,4	1219,5	39,40	1552,75	25420	14,7	324
10	MSX	23,3	27,9	651,2	28,80	829,18	4460	4,2	92
11	MSX	26,7	31,1	830,4	32,52	1057,26	7554	5,9	130
12	MSX	25,0	32,2	805,0	32,01	1024,96	5742	4,6	101
13	MSX	40,3	51,8	2087,5	51,56	2657,94	56518	21,6	474
14	MSX	41,8	49,7	2077,5	51,43	2645,10	18592	7,1	157
15	MSX	41,2	45,7	1882,8	48,96	2397,31	10250	4,2	93
16	MSX	44,9	54,3	2438,1	55,72	3104,25	14938	5,1	111
17	MSX	25,2	26,4	665,3	29,10	847,06	6298	5,8	128
18	MSX	50,5	49,3	2489,7	56,30	3169,92	21190	7,1	155
19	MSX	55,0	61,9	3401,8	65,81	4331,24	Inv	Inv	Inv

Os resultados do ensaio de carga pontual revelaram que os sulfuretos maciços analisados se encontram, na sua maioria, no intervalo de valores de resistência, segundo a ISRM (1981), de S2 (resistência elevada), com a média de 137 MPa.



Figura 3.27: Amostras após o ensaio de carga pontual.

3.7.2 Resistência à compressão uniaxial - Prensa hidráulica

Relativamente ao ensaio de compressão uniaxial (UCS) em prensa hidráulica, a principal dificuldade encontrada durante o estágio residu na obtenção de provetes com a geometria cilíndrica e a integridade exigidas pela norma da ISRM (2007). Como referido nos capítulos anteriores, o maciço apresenta um elevado nível de fraturação e degradação. O caroteamento *in situ* para a obtenção de amostras intactas revelou-se um trabalho de certa complexidade. O resultado foi sistemático: testemunhos demasiado fragmentados e/ou não coesos para a preparação de provetes.

À semelhança do ensaio anterior, os trabalhos de preparação e de ensaio decorreram no laboratório de geotecnia (registos oficiais no Anexo IV). Os carotes foram cortados com recurso a uma serra elétrica, com o objetivo de tornar as faces o mais paralelas possível. Posteriormente, as amostras foram colocadas e mantidas em câmara húmida para preservar o teor de humidade *in situ*. O equipamento utilizado foi uma prensa hidráulica, devidamente equipada com uma célula de carga e um sistema de registo digital para a monitorização contínua da força aplicada até ao momento da rotura. Este equipamento requer o registo da tipologia da amostra, tanto a sua morfologia como as suas dimensões, conseguindo, assim, calcular automaticamente a resistência à compressão uniaxial através da divisão da carga pela área de contacto.



(a) Ensaio em carote de MSX.



(b) Mostrador da prensa hidráulica.

Figura 3.28: Prensa hidráulica utilizada nos ensaios de resistência à compressão uniaxial.

O ensaio consistiu na aplicação de uma carga axial contínua e constante sobre o provete, sem qualquer confinamento lateral, até a falha do material. Esta carga cumpriu os valores indicados pela norma: atingiu a rotura em 5 a 10 minutos, com uma taxa de carga constante de 0,5 a 1 MPa/s, tendo sido utilizada a opção de 0,5 MPa/s. Durante a execução, foram registadas as cargas de pico, apresentadas na tabela 3.12, e foram observados os tipos de rotura da amostra.



(a) Amostra nº 1 de sulfuretos maciços antes do ensaio de compressão uniaxial.

(b) Amostra nº 1 de sulfuretos maciços depois do ensaio à compressão uniaxial.

Figura 3.29: Carote de sulfureto maciço antes e depois do ensaio à compressão uniaxial - amostra nº 1.

Tabela 3.12: Resultados do ensaio de resistência à compressão uniaxial em sulfuretos maciços.

id Amostra	Litologia	Ø (mm)	Massa (g)	Altura (mm)	Peso Volúmico (kN/m ³)	Tensão de rotura (kN)	UCS (MPa)
1	MSX	50	1212	132	46,76	84,80	43,19
2	MSX	50	1080	121	45,46	88,45	45,05
3	MSX	50	1004	118	43,33	76,68	39,05
4	MSX	50	1046	125	42,62	45,90	23,38
5	MSX	63	2291	168	43,75	194,64	62,44
6	MSX	63	2288	160	45,87	244,78	78,53
7	MSX	63	2414	171	45,29	66,10	21,20

A maioria das amostras entrou em rotura devido a planos de fragilidade já existentes, que se materializavam em microfissuras ou em alta porosidade. Estas fragilidades fizeram com que os valores de resistência máxima não fossem os típicos de uma rocha intacta deste tipo de litologia, facto compro-

vado pela comparação entre este ensaio e o de carga pontual da mesma litologia. É debatível que o elevado estado de fissuramento e de porosidade observado nestes provetes seja um reflexo direto da sua proveniência. Assim, os provetes obtidos tendem a representar zonas de maior degradação geomecânica, o que justifica a menor resistência registrada.

Tabela 3.13: Resultados do ensaio de resistência à compressão uniaxial em riólitos.

id Amostra	Litologia	Ø (mm)	Massa (g)	Altura (mm)	Peso Volúmico (kN/m ³)	Tensão de rotura (kN)	UCS (MPa)
12	RUN	63	1514	184	26,40	86,51	27,75
13	RUN	63	1353	160	27,13	225,48	72,33
14	RUN	63	1373	162	27,19	108,79	34,90
15	RUN	63	1270	150	27,16	219,45	70,40
16	RUN	63	1529	185	26,51	616,45	197,76
17	RUN	63	1400	168	26,73	114,61	36,77
18	RUN	63	1552	188	26,48	165,57	53,12
19	RUN	63	1365	167	26,22	319,46	102,41
20	RUN	63	1317	163	25,92	258,94	83,07
21	RUN	50	731	139	26,78	80,03	40,76

Como se pode observar na tabela 3.13, os riólitos (amostras 12 a 21²) ensaiados apresentavam, na sua maioria, boa competência mecânica. Não estavam presentes grandes planos de fraqueza, à exceção de alguns veios carbonatados, por onde entraram em rotura os que possuíam essa característica. Três das amostras eram extremamente siliciosas e não apresentavam qualquer plano de fraqueza, ficando em pequenos fragmentos após o ensaio.

Na tabela 3.14 encontra-se a classe de resistência atribuída às litologias de acordo com a classificação da ISRM (1978).

Tabela 3.14: Resistência média à compressão uniaxial média obtida a partir do ensaio com prensa hidráulica.

Litologia	Resistência Média (MPa)	Grau Resistência	Descrição
MSX	44,69	R3	Rocha razoavelmente resistente
RUN	71,93	R4	Rocha resistente

A partir do volume dos carotes e da massa, registados aquando do ensaio, foi possível calcular o peso volúmico médio destas amostras. Estes valores encontram-se na tabela 3.15.

²As amostras 8 a 11 foram perdidas no processo de manuseamento devido a estarem muito degradadas.

Tabela 3.15: Peso volúmico das amostras de sulfuretos maciços e riólitos.

Litologia	Volume médio (m ³)	Massa média (g)	Peso Volúmico médio (kN/m ³)
MSX	0,0003613	1619,29	44,82
RUN	0,0005033	1340,40	26,63

3.7.3 Resistência à compressão uniaxial simples - Martelo de Schmidt

Como mencionado anteriormente, este ensaio foi realizado *in situ*, em duas frentes do jazigo do Mo-inho. Na frente de *stockwork* foi possível realizar três ensaios com 10 ressaltos cada, totalizando 30 ressaltos. Já na frente, em sulfuretos maciços, foi possível realizar apenas um ensaio, com a totalidade dos 10 ensaios. Os resultados encontram-se na tabela 3.16.

Tabela 3.16: Valores médios de ressaltos (R) de ensaios com Martelo de Schmidt para as litologias STWK e MSX.

id	Local	Litologia	Direção do ensaio	Valor do ressalto										Valor médio de ressalto
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	M540SO24_GA	STWK	90°	18	34	27	21	38	22	24	19	20	22	24,5
2	M540SO24_GA	STWK	90°	22	19	20	15	17	12	12	15	21	20	17,3
3	M540SO24_GA	STWK	90°	26	38	28	48	24	38	34	34	36	34	34
4	M540GAME	MSX	90°	44	46	52	32	36	38	36	38	34	36	39,2

A litologia fissural apresentou média de ressaltos de 25,3, enquanto a dos sulfuretos maciços apresentou média de 39,2. Após o levantamento, os valores obtidos foram projetados no ábaco de Miller considerando o peso específico de cada tipo de amostra. Os sulfuretos maciços presentes em Aljustrel apresentam um peso específico elevado (cerca de 45 kN/m^3 , obtido a partir das medições dos carotes no ensaio de resistência à compressão uniaxial do capítulo 3.7.2). Esta classe litológica não é passível de projeção no ábaco, uma vez que o valor máximo é de 32 kN/m^3 . Assim, através deste método, apenas foi estimada a resistência do *stockwork*.

Com um peso específico médio de 33 kN/m^3 , valor determinado por ensaios anteriores realizados pela ALMINA, as projeções ilustradas na figura 3.30 revelam uma variação de resistência entre 28,5 MPa e 79 MPa para o *stockwork*.

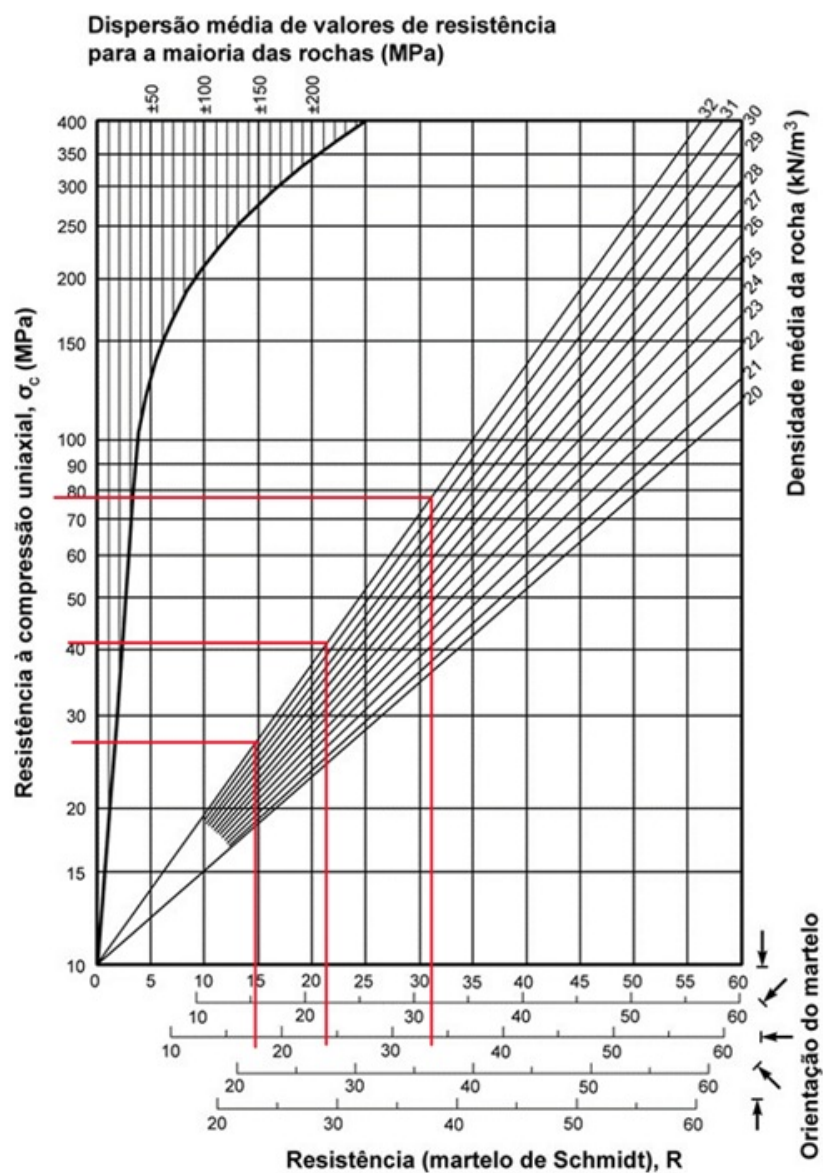


Figura 3.30: Estimativa da resistência à compressão uniaxial através da correlação do ressalto do martelo de Schmidt com o peso específico médio do material-rocha *stockwork*.

Tabela 3.17: Valores médios de resistência à compressão uniaxial e respectivas classes de resistência segundo a ISRM (1981).

id	Local	Litologia	Direção do martelo	Valor médio de ressalto	UCS (MPa)	Classe de resistência
1	M540SO24_GA	STWK	90°	24,5	44	S3
2	M540SO24_GA	STWK	90°	17,3	28,5	S3
3	M540SO24_GA	STWK	90°	34	79	S2

3.8 Modelação Numérica

Neste capítulo, será apresentada a principal metodologia de análise de estabilidade de galerias de exploração mineira proposta nesta dissertação. Em primeira análise, serão apresentados diversos estudos sobre as dimensões e as secções que estas galerias mineiras podem assumir. Com base nos valores obtidos, estimar-se-á a secção mais indicada, tendo em conta a sua estabilidade, eficiência e capacidade de receber todos os equipamentos e serviços mineiros. Para tal, serão analisadas três geometrias distintas: abobadadas, quadradas e quadradas com os ombros arredondados, sendo esta última a utilizada pela empresa ALMINA. Cada uma destas geometrias será permutada em três dimensões, de modo a compreender o efeito de escala na autoportância do maciço.

Com base nos valores obtidos nos diferentes parâmetros de análise, nomeadamente o fator de segurança (*Strength Factor*), a extensão das zonas plastificadas (*Yielded elements*), que indica as zonas em redor da escavação que atingiram o seu ponto plástico, os deslocamentos (*Total Displacements*) e a distribuição das tensões principais (σ_1 e σ_3), será possível estimar a secção mais indicada.

Pretende-se, assim, que este estudo fundamente a escolha de uma geometria de secção que maximize a capacidade autoportante e minimize a necessidade de suporte secundário.

3.8.1 O Método de Elementos Finitos e a Utilidade do RS2 no Campo Mineiro

A análise da estabilidade de escavações subterrâneas profundas, como a aqui estudada para o Jazigo de S. João, exige ferramentas que ultrapassem as limitações das soluções analíticas clássicas, por serem lentas, menos intuitivas e de menor legibilidade visual. Para este efeito, será utilizado o Método dos Elementos Finitos (MEF), implementado no *software* RS2 (*Rocscience*). Este *software* tem-se tornado o padrão para análises de estabilidade no contexto mineiro. Surge como a metodologia central deste estudo por permitir a discretização do maciço rochoso, a priori uma estrutura complexa, em geometrias finitas, resolvendo numericamente as equações de equilíbrio e de continuidade.

No contexto desta dissertação, a utilidade do RS2 é determinante para o estudo de galerias, como o vão máximo e a geometria de secção, permitindo antecipar cenários de rotura e pontos de instabilidade.

Ao contrário dos métodos tradicionais que fornecem uma estimativa estática, a modelação no RS2 permite observar, ao longo de diferentes fases (ou estágios), a redistribuição de tensões, deslocamentos e plastificações em torno da galeria à medida que a escavação progride. No caso específico do jazigo de S. João, em que a influência da Falha da Messejana induziu uma anisotropia geomecânica considerável, é-nos possível simular zonas de falha e a interação com diferentes litologias.

3.8.2 Parametrização Geomecânica e Critérios de Rotura

A fiabilidade de um modelo numérico está diretamente correlacionada com a qualidade e veracidade dos dados de entrada (*inputs*). Neste estudo, os *inputs* inseridos no software resultaram de valores obtidos em ensaios laboratoriais anteriores, de correlações empíricas e de cálculos paramétricos realizados pelo próprio software. Os resultados obtidos no ensaio de Carga Pontual (*Point-Load Test*) permitiram determinar os valores de resistência da rocha intacta para a litologia de sulfuretos maciços. Do ensaio de compressão uniaxial (UCS) na prensa hidráulica, foi possível obter os parâmetros de resistência dos riólitos. No ensaio de compressão simples com martelo de *Schmidt*, foram inseridos os valores de resistência do *stockwork*.

Foram analisados diversos critérios de rotura para avaliar a estabilidade dos modelos numéricos. Para a modelação do comportamento global do maciço, concluiu-se que o critério mais indicado era o Critério de Rotura de Hoek-Brown Generalizado. Este adequa-se ao caso estudado, uma vez que apresenta comportamento não linear, ao contrário de outros utilizados neste ramo, como o de Mohr-Coulomb.

Este critério destaca-se dos restantes por duas razões: a integração direta com valores de GSI, que atuam como um coeficiente de qualidade do maciço em geral, avaliando a compartimentação do mesmo e não apenas a da rocha intacta; e as variáveis que considera, tendo sido desenvolvido especificamente para rochas e maciços rochosos. As variáveis neste critério em RS2 são:

- GSI (*Geological Strength Index*) - ver parâmetros constituintes na equação 3.1;
 - σ_1 : Tensão efetiva principal maior;
 - σ_3 : Tensão efetiva principal menor;
 - σ_{ci} : Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;
 - m_i : Constante da rocha intacta;
- D : Fator de perturbação do maciço, dependente do grau de perturbação que o maciço foi sujeito por disparos e stresse;
- m_b : Constantes da rocha (m_i) reduzida em função do GSI e D ;
- s e a : Constantes que dependem da qualidade do maciço.

Assim, a transição da rocha intacta para a caracterização do maciço *in situ* foi realizada recorrendo ao *Geological Strength Index* (GSI) de Hoek (1994) e de Hoek et al. (2013). Este índice, correlacionado com o Q-System, conforme exposto anteriormente (capítulo 3.6.2.1), , permitiu adaptar as propri-

idades de resistência da matriz rochosa em função da fraturação e da alteração observadas nas 94 sondagens estudadas.

3.8.3 Variáveis de Análise e Critérios de Estabilidade

Esta análise inicial não considerou qualquer tipo de sustimento, tendo como principal objetivo a visualização da forma como se distribuem as tensões ao longo da secção. A litologia da envolvente da escavação baseou-se nos sulfuretos maciços, tendo a sua parametrização de resistência sido obtida a partir do ensaio de carga pontual anteriormente descrito.

A avaliação da estabilidade no RS2 baseou-se na análise de indicadores do próprio *software* relativos ao desempenho geomecânico do maciço rochoso. Estes indicadores, além de proporcionarem uma análise numérica em gráficos dedicados, oferecem uma interpretação visual intuitiva da distribuição de valores no maciço, mapeada pela variação gradual dos contornos de cor. O estudo destes indicadores consistiu em instalar uma *material query* (uma espécie de linha de amostragem que informa os valores do parâmetro requerido, em nós equidistantes) ao redor do limite da escavação, com o intuito de avaliar diretamente as grandezas atuantes na escavação. Foi também a partir destas *queries* que se retiraram os gráficos de análise que, sobrepostos entre si, demonstraram a melhor opção relativa. Foram estudados os seguintes indicadores que auxiliaram na decisão e escolha do tipo de galeria:

- **Deslocamentos Totais (*Total Displacements*)** O indicador de deslocamentos totais quantifica a magnitude do vetor de deformações espaciais sofridas pelo maciço rochoso em direção ao vazio da escavação. Através deste parâmetro é possível verificar onde ocorrem as convergências da galeria (coroa, hasteais e soleira) e com que magnitude métrica. Este é o indicador mais intuitivo, de onde se observam os pontos críticos que mais carecem de atenção.
- **Tensão Diferencial (*Differential Stress*: $\sigma_1 - \sigma_3$)** A tensão diferencial é definida pela diferença matemática entre a tensão principal maior (σ_1) e a tensão principal menor (σ_3) incidentes num determinado ponto do maciço. Este parâmetro representa os pontos ao redor da galeria em que a divergência entre as duas tensões mencionadas é maior, indicando maior probabilidade de rotura por cisalhamento.
- **Fator de Resistência (*Strength Factor - SF*)** O *Strength Factor* é a razão calculada pelo *software* entre a resistência ao corte disponível do material, baseada no critério de rotura escolhido (no presente caso, o Hoek-Brown Generalizado), e a tensão de corte induzida pelas cargas em cada ponto. Este indicador fornece, de forma simples, uma espécie de fator de segurança. Para valores superiores a 1, a rocha encontra-se em regime elástico, o que significa que o estado de

tensões induzido é inferior à capacidade de carga do maciço. Valores menores que 1 significam precisamente o contrário: o maciço atinge seu limite de capacidade e entra em rotura.

- **Elementos plastificados (*Yielded Elements*)** Este parâmetro identifica e contabiliza os elementos da malha de elementos finitos cuja capacidade do maciço foi ultrapassada tanto por forças cisalhantes quanto por forças de tensão, passando do regime elástico ao regime plástico durante as iterações de cálculo. Na prática, este é o parâmetro utilizado para avaliar o dimensionamento de elementos de reforço do maciço, nomeadamente pregagens, uma vez que a terminação destes elementos deve ser em rocha sã e não plastificada, de forma a não comprometer a correta função dos elementos.

3.8.4 Parametrização Numérica

Antes de proceder à análise comparativa das diferentes geometrias e secções de galerias de exploração, foi necessário estipular e uniformizar os *inputs* no *software* RS2 para a calibração do modelo numérico, de modo a tornar a geometria a única variável a analisar. Conforme discutido no subcapítulo 3.8.2, o comportamento do maciço rochoso foi baseado no Critério Generalizado de Hoek-Brown.

A parametrização geomecânica baseou-se nos resultados dos ensaios laboratoriais e nas correlações empíricas previamente estabelecidas para o material-rocha. Como ainda não existe nenhum estudo sobre o estado de tensão *in situ* do jazigo de S. João, para o desenvolvimento da presente dissertação utilizou-se um estudo externo de um jazigo da concessão da ALMINA, situado a aproximadamente 2 km do jazigo de S. João e com características geológico-geotécnicas semelhantes às do jazigo em estudo. As equações das tensões encontram-se na tabela 3.18.

Tabela 3.18: Equações para a determinação do estado de tensão em função da profundidade (Dados de estudo interno da ALMINA).

Componente	Equação	Direção	Mergulho
σ_1	$0,041 \times \text{Profundidade}$	N315°	0°
σ_2	$0,030 \times \text{Profundidade}$	N000°	90°
σ_3	$0,018 \times \text{Profundidade}$	N045°	0°

A partir da tabela 3.18 foi possível projetar o estado de tensão para a profundidade em que se desenvolve o presente estudo (-540), conforme mostrado na figura 3.31.

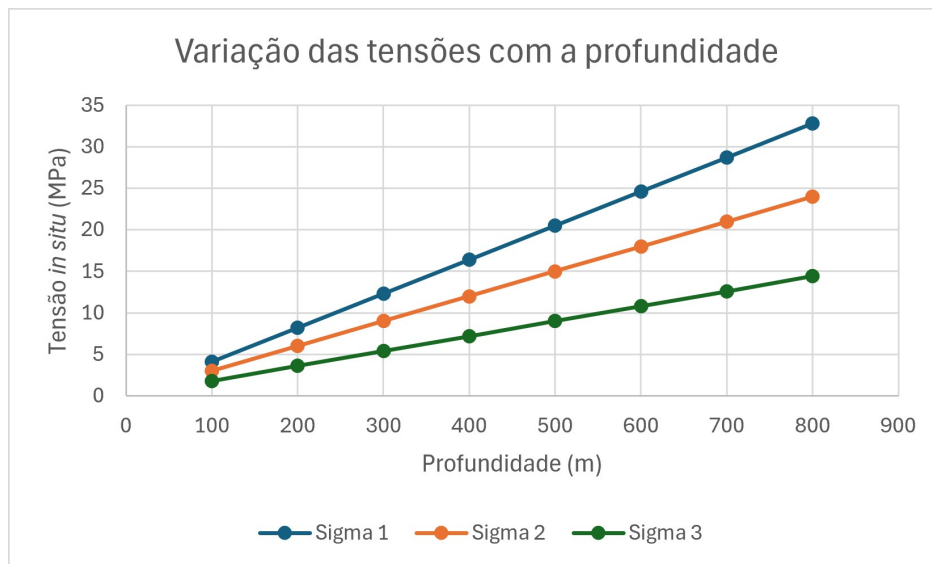


Figura 3.31: Variação dos diferentes tipos de tensão em função da profundidade.

De forma a tornar a análise o mais conservadora possível, considerou-se que a maior tensão efetiva representada em rosa (σ_1), de atitude sub-horizontal, atuasse perpendicularmente ao eixo da galeria, e a tensão efetiva menor, representada em vermelho (σ_3), na direção paralela a esse eixo, maximizando os efeitos negativos na escavação. A intermédia, a verde (σ_2), é representada pelas forças gravíticas. A figura 3.32 representa, em três dimensões, a disposição da atuação das forças na galeria:

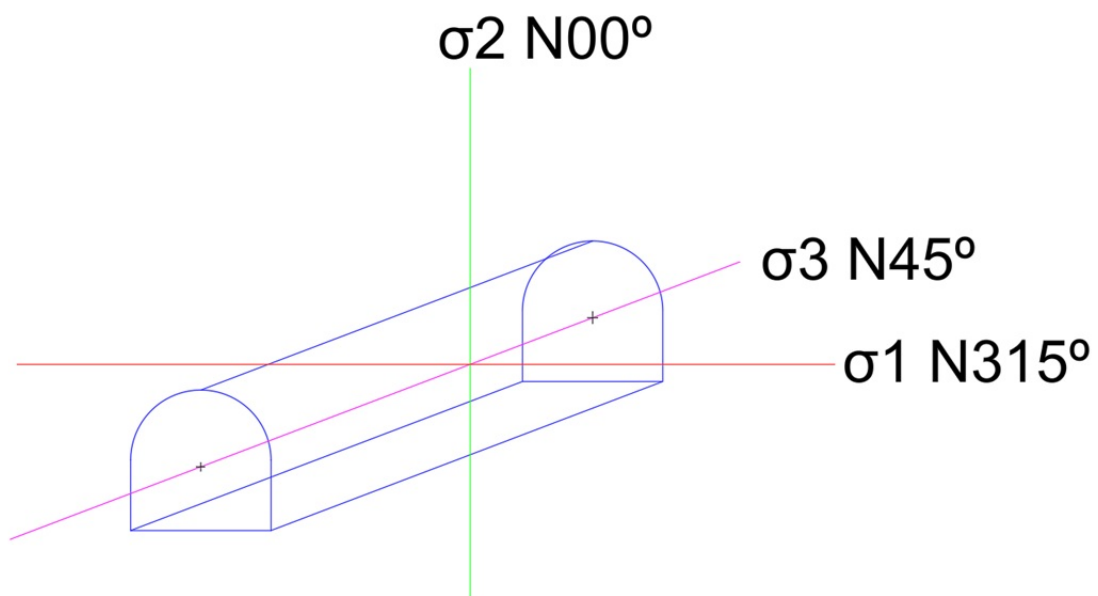


Figura 3.32: Direção das principais tensões atuantes na galeria.

Na tabela 3.19 encontram-se sintetizados os valores de *input* atribuídos no *software* à litologia e

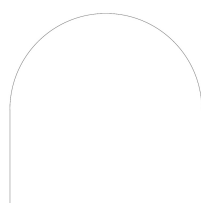
outros parâmetros necessários à computação da simulação.

Tabela 3.19: Inputs utilizados na modelação da secção crítica de galeria de exploração.

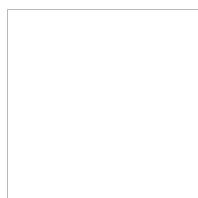
Parâmetro		Origem	Valor
Material-rocha	Peso específico	Ensaaios laboratoriais	0,045 MN/m ³
	Resistência à compressão uniaxial	Ensaaios laboratoriais/campo	137 MPa
	GSI	Correlação com Q-value	44
	Constante da rocha intacta	Calculado pelo <i>software</i> para litologias típicas	20±5
	Fator de perturbação	Estimativa do método de exploração	0
	Módulo de deformabilidade	Calculado pelo <i>software</i> , método Hoek-Diederichs	8372,1 MPa
	Coefficiente de Poisson	Estimado a partir de tabelas do GSI	0,25
Terreno	σ_1		22,14 MPa
	Estado de tensão σ_2	Cálculo expressões	16,20 MPa
	σ_3		9,72 MPa
	Profundidade	Realidade de campo	-540 m
	Secção	Estipulado para sistematização	5A X 5L (m)

3.8.5 Configuração Geométrica e Cenários de Estudo

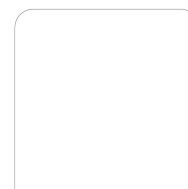
Com o objetivo de identificar a secção mais eficiente para a realidade geomecânica do jazigo de S. João, foram inicialmente propostas e estudadas três geometrias de galeria distintas: abobadadas (figura 3.33a), quadradas (figura 3.33b) e quadradas com os “ombros” arredondados (figura 3.33c).



(a) Abobadada.



(b) Quadrada.



(c) Ombros Arredondados.

Figura 3.33: Secções consideradas para o estudo de estabilidade.

Para cada geometria, foram simuladas três secções diferentes, com o objetivo de estudar e compreender o impacto da variação das dimensões da galeria, permitindo avaliar o efeito de escala sobre a estabilidade das secções. No estudo, foram consideradas as secções de 4,5 L X 5A (m), 5 L X 5A (m) e 5 L X 5,5 A (m), totalizando 9 possibilidades. Inicialmente, também foram consideradas secções com 4,5 m de altura, mas logo se concluiu que a passagem de equipamentos e infraestruturas seria impossível.

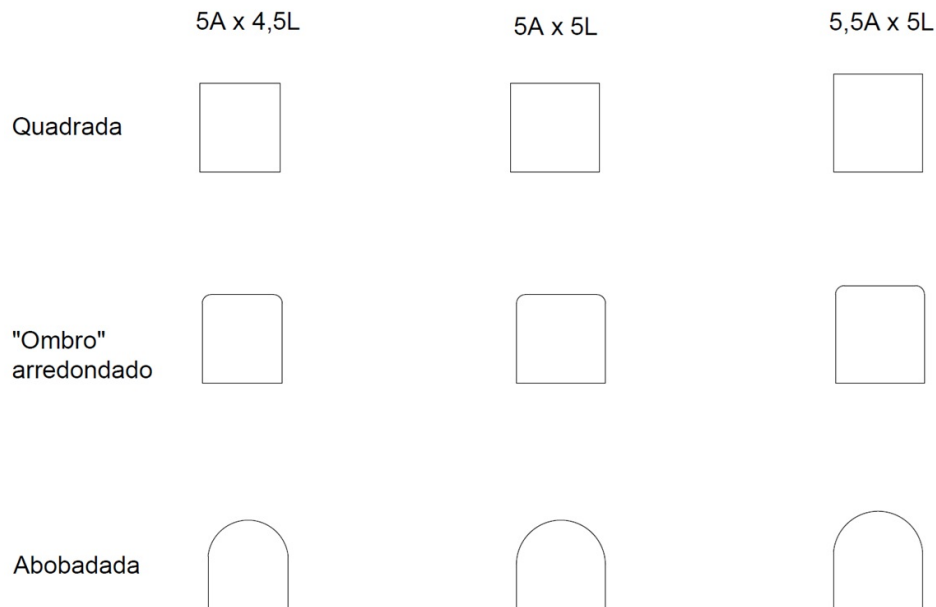


Figura 3.34: Geometrias e secções estudadas para as galerias de exploração.

Esta abordagem revelou-se fundamental para definir a abertura de galerias na mina, permitindo apurar se o aumento da secção comprometeria a capacidade autoportante do maciço rochoso ou se exigia um aumento desproporcional no tipo de sustimento aplicado.

3.8.5.1 Análise do Efeito de Forma

Após a introdução e validação dos parâmetros, pretendeu-se isolar o comportamento geomecânico do maciço com exclusiva influência da geometria da galeria, mantendo todas as restantes variáveis inalteradas. Para este efeito, utilizou-se a secção de 5 metros de largura por 5 metros de altura e compararam-se as três geometrias propostas: abobadada (figura 3.37), quadrada (figura 3.35) e quadrada com ombros arredondados (figura 3.36). Na sequência de figuras que se segue é possível observar-se a distribuição das tensões diferenciais ($\sigma_1 - \sigma_3$) para as 3 geometrias em estudo.

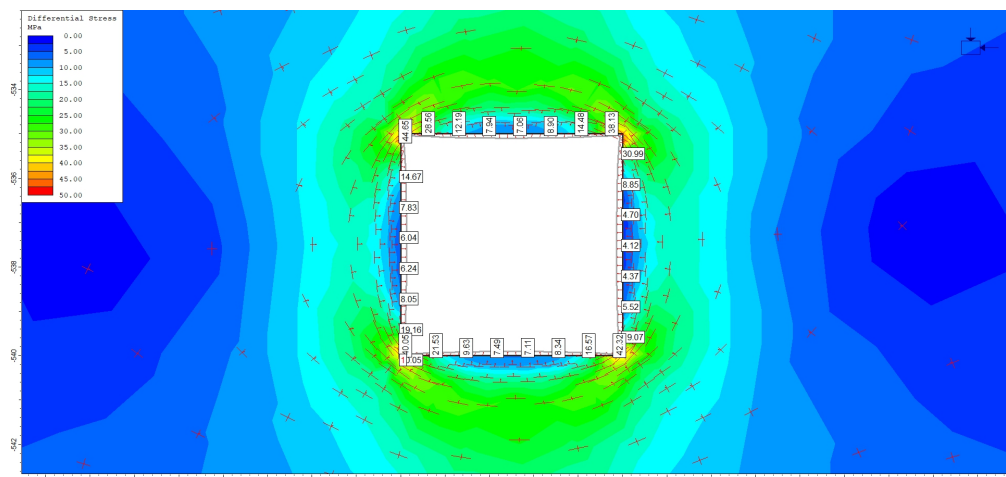


Figura 3.35: Distribuição de tensões diferenciais na geometria quadrada para uma secção de 5A X 5L (m) em sulfuretos maciços.

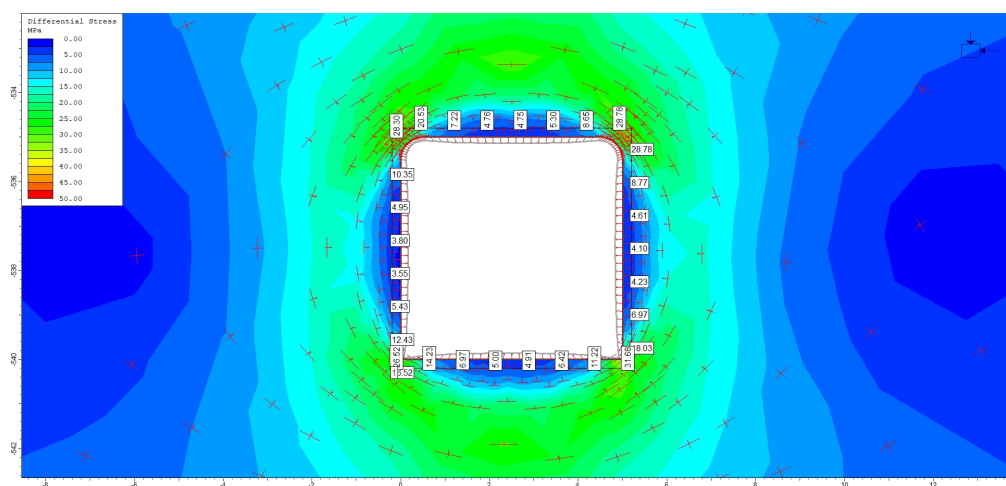


Figura 3.36: Distribuição de tensões diferenciais na geometria quadrada com os "ombros" arredondados para uma secção de 5A X 5L (m) em sulfuretos maciços.

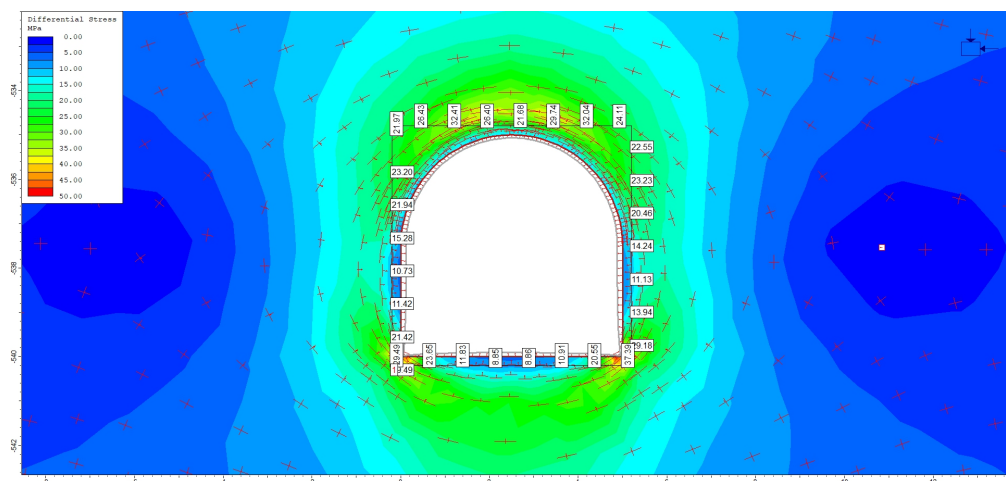


Figura 3.37: Distribuição de tensões diferenciais na geometria abobadada para uma secção de 5A X 5L (m) em sulfuretos maciços.

A partir das *queries* delimitadas em torno das secções (linha de amostragem), foi possível relativizar os valores apresentados pelo *software* na permutação das três geometrias com as respectivas variações de dimensão. Estas *queries* foram propositadamente colocadas fora da escavação de forma a uniformizar a leitura relativa para cada secção. A linha de amostragem tem início e fim no canto inferior esquerdo fazendo o seu percurso em torno da secção no sentido dos ponteiros dos relógios. É assim possível a avaliação de cada parâmetro atribuindo as distâncias da linha à porção estrutural da secção: dos 0 aos ≈ 5 metros está representado o hasteal esquerdo; dos ≈ 5 aos ≈ 10 metros está representada a coroa; dos ≈ 10 metros até aos ≈ 15 metros o hasteal direito; e os restantes metros representam a soleira da escavação. A ilustração desta abordagem encontra-se no gráfico demonstrado na figura 3.38, correspondente à distribuição das tensões diferenciais nas três geometrias estudadas com 5 m de altura por 5 m de largura.

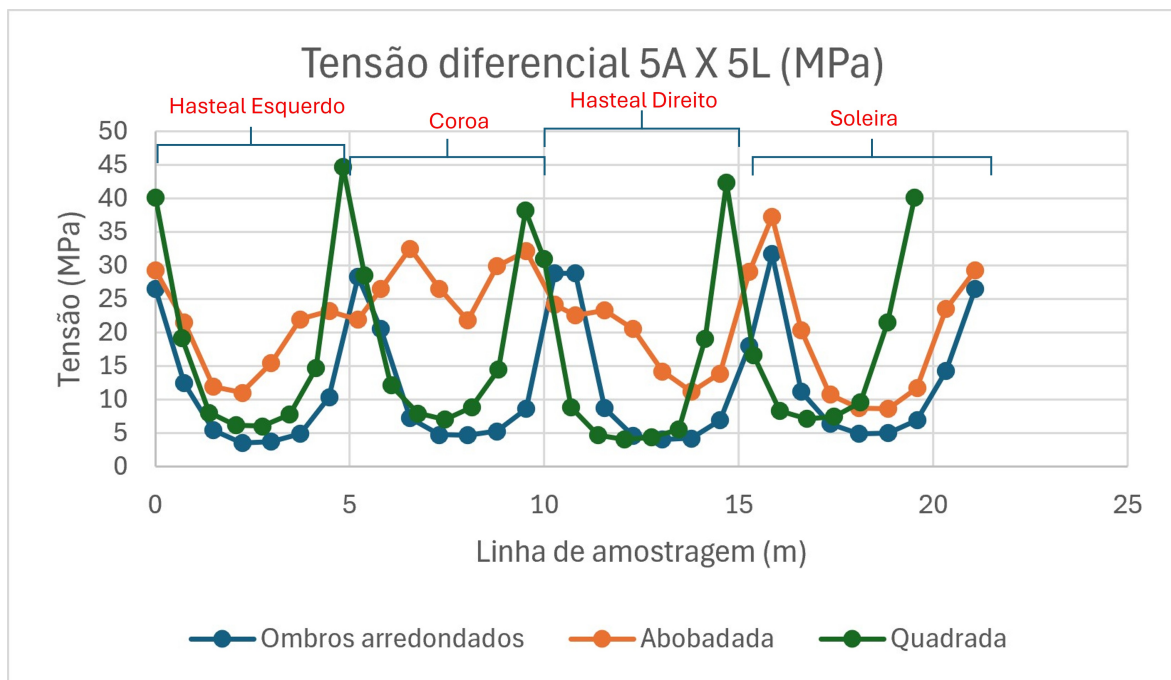


Figura 3.38: Tensões diferenciais das três geometrias estudadas para as dimensões 5A X 5L (m).

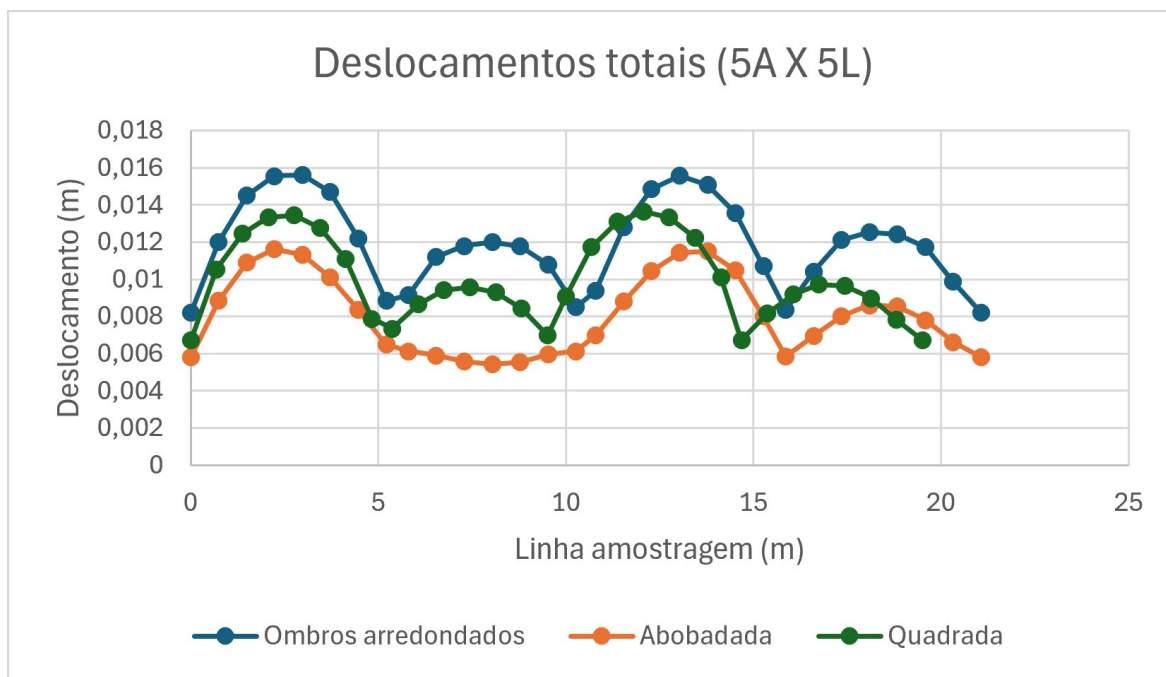


Figura 3.39: Deslocamentos totais das três geometrias estudadas para as dimensões 5A X 5L (m).

Secção Quadrada

A modelação da secção quadrada (figura 3.35) evidenciou as maiores concentrações de tensão diferencial, atingindo picos na ordem de 44,65 MPa. Os picos de tensão localizam-se nos vértices da escavação, principalmente nos superiores. A geometria abrupta dos ângulos de 90° interrompe o fluxo natural das linhas de tensão no maciço, em todas as direções, sobretudo na horizontal, de onde provêm os maiores vetores de tensão. Esta elevada concentração de esforços cisalhantes expõe a rocha a fenómenos de esmagamento local.

Adicionalmente, a geometria plana da coroa atua mecanicamente como uma estrutura horizontal submetida a momentos fletores superiores aos de outras geometrias. Este tipo de tensões, geradas na escavação, principalmente na coroa, gera uma pressão acentuada no sustimento a ser aplicado. O betão projetado, por ser extremamente frágil a esforços de tensão e de flexão, sofreria fraturas imediatamente. Toda esta tensão seria traduzida numa convergência máxima de 13,62 mm.

Secção Ombros Arredondados

A modelação de uma geometria com ombros arredondados demonstrou uma clara melhoria na distribuição de tensões nos extremos superiores da secção, como se pode observar na figura 3.36. A suavização dos vértices superiores induziu uma queda significativa das tensões diferenciais máximas, comprovando a eficácia da geometria arredondada na atenuação da concentração de tensões. Esta mudança demonstrou uma redução das tensões máximas para 31,68 MPa. Os perfis de tensão indi-

cam uma distribuição mais contínua nas zonas de transição entre os hasteais e o teto, o que reduz os picos críticos de tensão. Este facto traduz-se numa menor probabilidade de rotura nestas regiões.

Contudo, o problema estrutural na coroa persiste, e o vão central mantém-se maioritariamente plano, o que simula o mesmo problema observado na secção avaliada anteriormente. Esta horizontalidade revela-se ineficiente na transferência das cargas verticais, mantendo o teto submetido a solicitações de flexão que poderão ser críticas na queda de blocos e na integridade do sustimento aplicado. Este facto justifica o aumento dos deslocamentos elásticos totais nesta geometria para a casa dos 15,62 mm, como se pode observar no gráfico da figura 3.39.

Secção Abobadada

A análise da secção abobadada revelou, indiscutivelmente, o comportamento geomecânico mais favorável em todos os aspetos. Esta geometria exhibe uma distribuição de tensão diferencial mais homogénea, evidenciada pela curva com tangenciais mais suaves em comparação com as restantes duas, tendo o pico situado em 37,21 MPa.

A vantagem estrutural desta secção evidencia-se pela capacidade do perfil abobadado de otimizar a transferência das tensões verticais ao longo da coroa da escavação. Esta curvatura permite que as cargas gravíticas verticais e horizontais, provocadas pela ação tectónica regional, sejam distribuídas de forma mais uniforme.

Os pontos com as maiores concentrações de tensões diferenciais encontram-se nos extremos inferiores dos hasteais, para onde as tensões são conduzidas até à soleira. Como consequência direta desta elevada rigidez estrutural, a secção abobadada de 5x5 m regista a menor magnitude de deslocamentos totais de todo o estudo, não ultrapassando 11,62 mm, como se pode verificar na figura 3.39. Esta é também a secção com menor raio de plastificação em torno da escavação, o que indica maior eficiência na aplicação de elementos de reforço e de contenção do maciço.

A análise das restantes dimensões estudadas para a dissertação, encontram-se em anexo digital em gráficos e perfis.

A síntese dos dados extraídos desta análise e consequente comparação entre geometrias encontram-se nas tabelas 3.20, 3.21 e 3.22.

Tabela 3.20: Análise comparativa de tensão diferencial e deslocamento máximo nas geometrias estudadas para dimensão de 5A X 4,5L (m).

Dimensão: 5Ax4,5L (m)				
Geometria	Tensão Diferencial (MPa)	Deslocamento (mm)	Δ Tensão vs Quadrada (%)	Δ Deslocamento vs Quadrada (%)
Quadrada	42,99	14,03	0,0%	0,0%
Ombro	35,65	13,28	-17,1%	-5,3%
Abobadada	34,28	11,98	-20,3%	-14,6%

Tabela 3.21: Análise comparativa de tensão diferencial e deslocamento máximo nas geometrias estudadas para dimensão de 5A X 5L (m).

Dimensão: 5Ax5L (m)				
Geometria	Tensão Diferencial (MPa)	Deslocamento (mm)	Δ Tensão vs Quadrada (%)	Δ Deslocamento vs Quadrada (%)
Quadrada	44,65	13,62	0,0%	0,0%
Ombro	31,68	15,62	-29,0%	14,7%
Abobadada	37,21	11,62	-16,7%	-14,7%

Tabela 3.22: Análise comparativa de tensão diferencial e deslocamento máximo nas geometrias estudadas para dimensão de 5,5A X 5L (m).

Dimensão 5,5Ax5L (m)				
Geometria	Tensão Diferencial (MPa)	Deslocamento (mm)	Δ Tensão vs Quadrada (%)	Δ Deslocamento vs Quadrada (%)
Quadrada	41,38	15,31	0,0%	0,0%
Ombro	36,57	14,72	-11,6%	-3,9%
Abobadada	33,58	13,26	-18,8%	-13,4%

3.8.5.2 Decisão

A análise comparativa dos dados numéricos extraídos do *software* comprova que a secção abobadada de 5L x 5A (m) constitui a geometria de projeto ótima para uma lavra com as máximas condições de estabilidade. Uma vez que a principal dimensão condicionante para o normal funcionamento dos serviços e a passagem de equipamentos reside na altura da secção, esta, por comportar a mesma altura das atualmente utilizadas, não representará qualquer entrave ao correto funcionamento da mina. A eliminação dos vértices de 90° nos cantos da escavação minimizou a concentração de tensões de corte, promovendo o efeito de arco natural e reduzindo as solicitações de força de flexão na coroa da escavação. Conseguiu-se, assim, maximizar a segurança estrutural do vazio gerado no maciço, com os menores deslocamentos e raios de plastificação possíveis. A escolha desta secção assegurou também a eficácia e a integridade a longo prazo do sistema de suporte instalado, uma vez que os extremos destes elementos de reforço encontram rocha sã (ainda em regime elástico) a uma profundidade menor.

3.8.6 Análise do Sustimento baseado no Q-System

Estabelecendo a secção abobadada de 5L x 5A (m) como a geometria mais favorável ao estudo, procedeu-se ao dimensionamento do tipo de sustimento mais otimizado para cada zonamento geotécnico previamente estabelecido (ver capítulo 3.6). A metodologia utilizada para o dimensionamento do sustimento passou por um processo iterativo de tentativa e erro, cruzando os dados da recomendação inicial dada pelo Q-System, a experimentação com a modelação de elementos finitos e os métodos de atribuição de sustimento utilizados pela ALMINA.

Como referido, o Q-System de Barton foi utilizado para recomendação inicial de suporte (ver capítulo 3.6.1). Para cada zonamento geotécnico, o ábaco de suporte referencial permitiu classificar a qualidade do maciço, a espessura teórica do betão projetado reforçado com fibras, a malha de pregagens e o respetivo comprimento. Contudo, este sistema peca na medida em que, apesar de considerar, de modo geral, o estado de tensão do maciço, não considera as direções das tensões principais, o que subestima a anisotropia tectónica presente em Aljustrel. Este facto tem como principal consequência, em termos do tipo de sustimento, o fenómeno de realocação da direção das tensões e consequentemente das zonas de maior plastificação, onde o maciço passa do seu regime elástico para o regime plástico. A proposta de suporte real resultou, então, do ajuste da recomendação empírica na modelação numérica, o que permitiu adaptar a densidade da malha, a capacidade de carga dos elementos e o respetivo comprimento.

3.8.7 Dimensionamento do Sustimento - Avaliação do Raio de Plastificação (*Yielded Elements*)

O dimensionamento do suporte passou por uma avaliação inicial do raio de plastificação induzido pela escavação no maciço rochoso. O *software* RS2 tem a capacidade de ilustrar estas regiões de forma intuitiva e visual. É então demonstrada a zona de perda irreversível de coesão, em que o maciço passa do regime elástico ao plástico, através do parâmetro de análise "*Yielded Elements*" (elementos plastificados), o que indica que a tensão diferencial ultrapassou a fronteira de resistência do maciço.

A geometria e a profundidade máxima deste círculo de plastificação foram a base do dimensionamento crítico do desenho, uma vez que representam a espessura de "rocha morta" (plastificada) em que o sustimento perde a capacidade de fixação. Para um acoplamento correto dos elementos de reforço ao maciço, estipulou-se que estes deveriam ter um comprimento crítico de pelo menos 1 m para além da zona plastificada, de forma a garantir que a aderência seria suficiente.

De forma a aumentar a representatividade do estudo aqui realizado acerca do sustimento aplicado, foram realizados estudos, não só em sulfuretos maciços, como também em litologias envolventes, comuns desta região (riólitos e *stockworks*), contemplando uma abrangência total aos zonamentos geotécnicos previamente estabelecidos. Para cada tipo de litologia, foram testados tipos de sustimento progressivamente mais pesados até atingir o ponto ótimo de segurança/custo, garantindo apenas o suficiente e evitando o sobredimensionamento. Passa-se então à exposição do tipo de sustimento para cada zonamento geotécnico, padronizado e utilizado pela empresa atualmente.

- Sustimento Tipo A: Sistema composto por 10 elementos de reforço (pregagens), distribuídos igualmente entre si de metro a metro, perpendiculares à secção, começando a 2 metros da soleira. Conta com 4 pregagens na coroa e 3 em cada hasteal.
- Sustimento Tipo B: Configuração idêntica à do Tipo A (10 pregagens), com a adição de um revestimento de betão projetado (*shotcrete*) e por vezes, malha eletrossoldada.
- Sustimento tipo C: Configuração com perfis metálicos (cambotas), com espaçamento variável, interligados com tirantes e revestidas com malha eletrossoldada e betão projetado.

A avaliação do desempenho da galeria e da respetiva plastificação (*Yielded Elements*) foi conduzida para cada uma das litologias, segundo o zonamento geomecânico (ZG1 a ZG3) previamente estabelecido (capítulo 3.6).

BP

Name: Color:

Liner Type:

Type	Data
Reinforcement	☐
Concrete	☒
Thickness (m)	0.1
Young's Modulus (MPa)	35000
Poisson Ratio	0.2
Compressive Strength (MPa)	35
Tensile Strength (MPa)	5
Advanced Properties	
Material Type	Plastic
Sliding Gap	☐
Beam Element Formulation	Timoshenko
Axial Strain (+Expansion)	0
Stage Properties	

OK Cancel

(a) Parametrização do Betão Projetado.

BP+MALHA-SOL

Name: Color:

Liner Type:

Type	Data
Spacing (m)	0.1
Section Depth (m)	0.0038
Area (m2)	1.26e-05
Moment of Inertia (m4)	1.2566e-11
Young's Modulus (MPa)	200000
Compressive Strength (MPa)	450
Tensile Strength (MPa)	450
Weight (kg/m)	0.198
Concrete	☒
Thickness (m)	0.1
Young's Modulus (MPa)	35000
Poisson Ratio	0.15
Compressive Strength (MPa)	35

OK Cancel

(b) Parametrização do Betão Projetado conjugado com malha eletro-soldada.

Heliços

Name: Bolt Color: Common Types

Bolt Type: Dextra GEOTEC Solid Bar 25

Type	Data
Bolt Diameter (mm)	25
Bolt Modulus, E (MPa)	50000
Tensile Capacity (MN)	0.35
Residual Tensile Capacity (MN)	0.35
Out-of-Plane Spacing (m)	1
Pre-Tensioning Force (MN)	0
Constant Pre-tensioning Force in Install Stage	☒
Joint Shear	☒

(c) Parametrização dos parafusos helicoidais "Heliço".

Swellex

Name: Bolt Color: Common Types

Bolt Type: Dextra DM240

Type	Data
Tensile Capacity (MN)	0.12
Residual Tensile Capacity (MN)	0.12
Tributary Area (mm2)	247
Bolt Modulus, E (MPa)	200000
Out-of-Plane Spacing (m)	1
Material Dependent	☐
Bond Shear Stiffness (MN/m/m)	100
Bond Strength (MN/m)	0.17
Residual Bond Strength (MN/m)	0.17
Bolt Model	Plastic
Joint Shear	☒
Pre-Tensioning Force (MN)	0
Constant Pre-tensioning Force in Install Stage	☒
Face Plates	☒
Add Pull-Out Force	☐

(d) Parametrização do prego expansível "Swellex".

Cabos

Name: Bolt Color:

Bolt Type:

Type	Data
Borehole Diameter (mm)	32
Cable Diameter (mm)	15.3
Cable Modulus, E (MPa)	200000
Cable Peak (MN)	0.252
Out-of-Plane Spacing (m)	2
Water Cement Ratio	0.38
Joint Shear	☒
Face Plates	☒
Add Pull-Out Force	☐
Constant Shear Stiffness	☐
Add Bulges	☐

(e) Parametrização dos cabos selados a calda de cimento.

Cambotas TH21

Name: Color:

Liner Type:

Type	Data
Unit Weight (MN/m3)	0.02
Include Weight in Stress Analysis	☐
Geometry	
Method	Thickness
Thickness (m)	0.1
Elastic Properties	
Young's Modulus (MPa)	30000
Poisson's Ratio	0.2
Strength Properties	
Material Type	Plastic
Compressive Strength (peak) (MPa)	350
Compressive Strength (residual) (MPa)	35
Tensile Strength (peak) (MPa)	550
Tensile Strength (residual) (MPa)	55

OK Cancel

(f) Parametrização das cambotas TH21.

Figura 3.40: Parametrização dos elementos de sustento.

Os *inputs* utilizados na parametrização do sustimento em RS2 passou tanto pelos ensaios laboratoriais (p.e. para o betão projetado) como pela consulta das fichas técnicas de cada tipo de elemento implementado em mina. A parametrização do sustimento em RS2 encontra-se nas figuras a seguir.

Por fim, ressalta-se que o programa RS2 é uma ferramenta de análise de elementos finitos em duas dimensões. Este facto representa algumas limitações na modelação mineira, o que requer alguma atenção à metodologia de trabalho: quando é aberto um vazio no maciço, este é interpretado como transversalmente infinito (perpendicular ao ecrã). Assim, para efeitos de estudo de estabilidade e aplicação de sustimento, foi utilizada uma técnica empírica denominada “*core replacement*”, na qual a escavação é realizada através de estágios intermédios, substituindo a zona de escavação por rocha progressivamente menos competente do que a restante da envolvente, de forma a simular o auto-suporte prestado pela frente da escavação antes da instalação do sustimento.

3.8.7.1 Zonamento Geotécnico 1 (ZG1): MSX e RUN

A ZG1 abrange as litologias de maior competência geomecânica. Embora pertençam ao mesmo zonamento geotécnico segundo o Q-System, exigiram abordagens ligeiramente diferentes para a aplicação do sustimento.

Sulfuretos Maciços (MSX): Nesta litologia, o maciço demonstrou um resposta elasto-plástico positiva em relação à aplicação atempada do suporte. O raio de plastificação da escavação sem suporte, revelou à priori a possibilidade da instalação de elementos de reforço curtos (*Swellex* e Heliâços). A modelação demonstra que, para galerias de carácter provisório, a aplicação de pregagens expansíveis (tipo *Swellex*) é suficiente para estabilizar a escavação, ultrapassando em cerca de 1,5 m o raio de plastificação em torno da escavação (figura 3.42). No entanto, a adoção de heliâços em galerias de cariz permanente, apresenta melhor desempenho. Ao aplicar o sustimento atempadamente, de forma a evitar a descompressão excessiva, o raio de plastificação estabiliza e torna-se praticamente nula na coroa da galeria. Esta estabilidade natural do arco da coroa torna dispensável o uso de revestimento rígido. Assim, para esta litologia é recomendada a aplicação de sustimento tipo A.

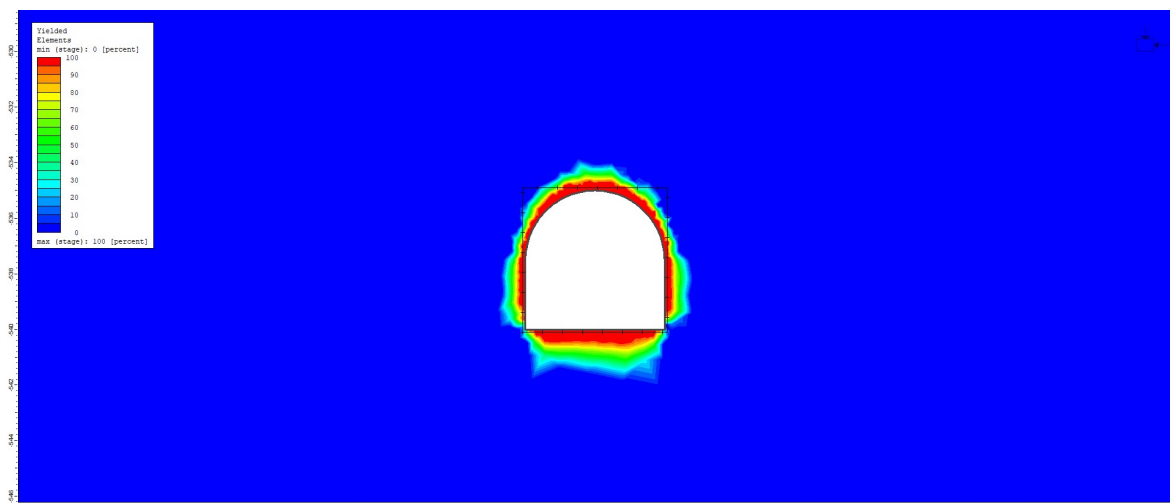


Figura 3.41: Elementos plastificados em secção abobadada 5A X 5L (m) - Sulfuretos Maciços, escavação sem sustimento.

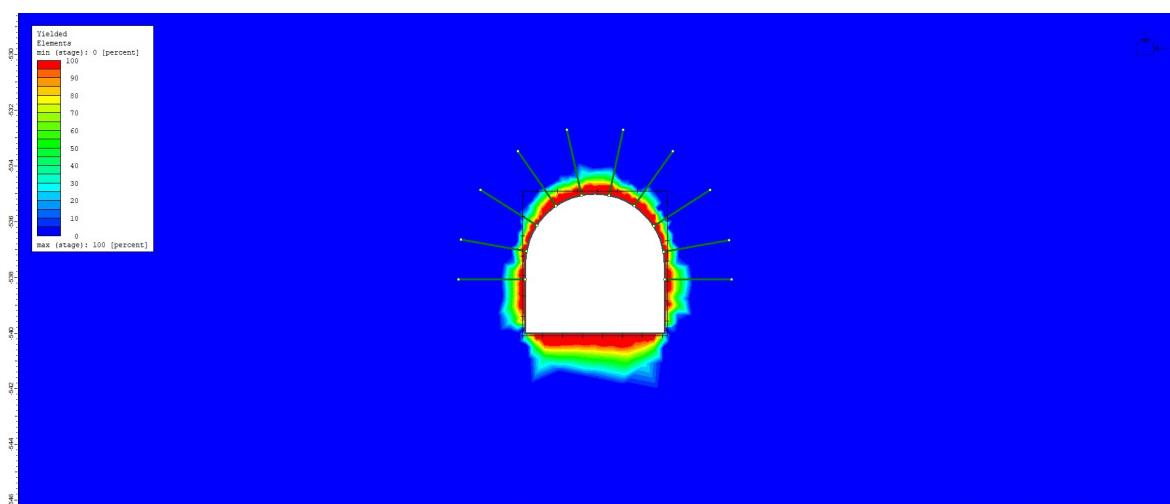


Figura 3.42: Elementos plastificados em secção abobadada 5A X 5L (m) - Sulfuretos Maciços com suporte em heliaços.

Riólitos (RUN): Ainda dentro da ZG1, a litologia RUN apresenta uma coroa estruturalmente estável e com profundidades de plastificação marginais com cerca de 0,5 a 1 m. Já os hasteais apresentam um maior raio de plastificação, principalmente nas suas porções superiores junto ao início do arco da coroa, impossibilitando o exclusivo uso das pregagens com o comprimento de 2,4 m. A título de curiosidade, a modelação iterativa demonstrou que a introdução de betão projetado redistribui as tensões para a periferia da escavação. Este facto levou a um ligeiro aumento da área plastificada, originando quebras no próprio betão, o que confirma a vantagem de prescindir deste revestimento. Embora o avanço com o Sustimento Tipo A seja viável, os hasteais, principalmente nos topos, exigem uma atenção redobrada. O modelo não indicou qualquer plastificação (rotura por tração) dos elementos de reforço, logo, a solução não passa por aumentar a resistência do aço, mas sim o seu

comprimento. A estabilização definitiva foi alcançada substituindo as pregagens (heliaços/Swellexs) por cabos de aço selados com calda de cimento, com 5,4 m (figura 3.44). A solução para esta litologia, materializa-se na conjugação de 4 parafusos na coroa espaçados de metro a metro e 4 cabos de aço nos hasteais (dois em cada hasteal) espaçados de 2 em 2 metros.

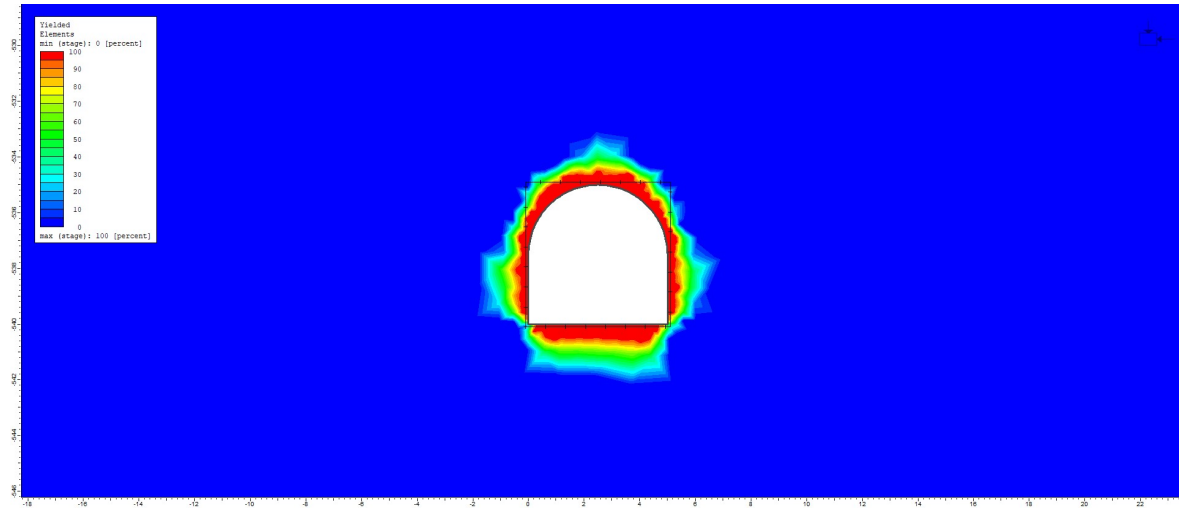


Figura 3.43: Elementos plastificados em secção abobadada 5A X 5L (m) - Riólitos sem sustimento.

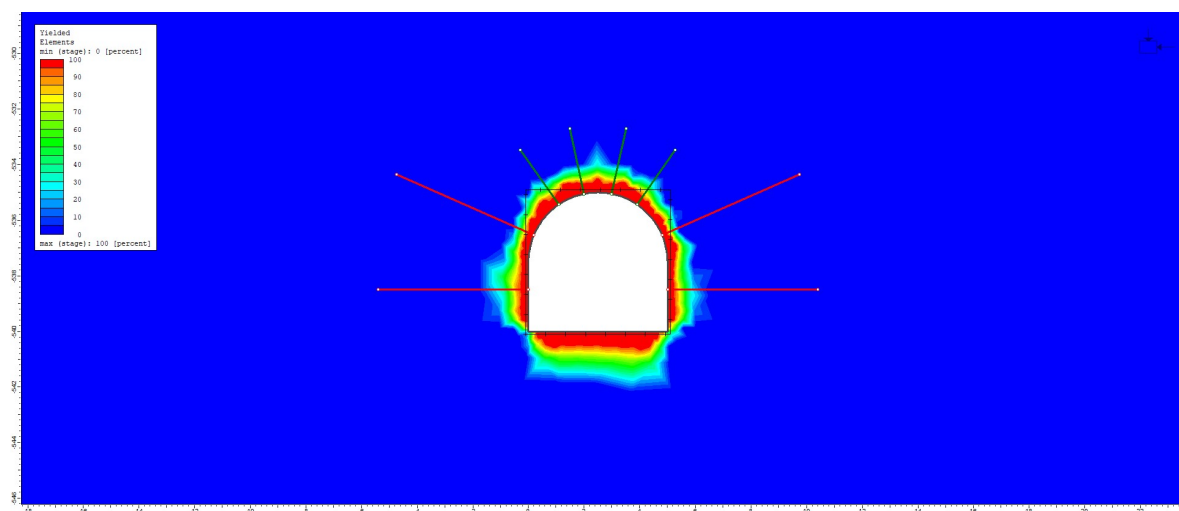


Figura 3.44: Elementos plastificados em secção abobadada 5A X 5L (m) - Riólitos com cabos de aço e heliaços.

3.8.7.2 Zonamento Geotécnico 2 (ZG2): *Stockwork* (STWK)

A litologia STWK representa um domínio de transição geotécnica, caracterizado por ser um meio foliado e com uma rede de fraturação mais intensa.

A modelação sem suporte revelou que o vazio de escavação causa grandes plastificações e deslocamentos em torno de toda a escavação, como se pode observar na figura 3.45. A estabilização da secção para este zonamento revelou-se inatingível apenas com pregagens, exigindo a aplicação do sustimento tipo B (parafusos heliaços combinados com betão projetado). A aplicado betão proje-

tado fornece um tipo de suporte rígido à escavação que estabiliza e diminui o raio de plastificação na coroa. Porém, o problema de plastificação profunda persiste nos hasteais, tornando difícil a fixação dos elementos de pregagem de 2,4 m e, conseqüentemente, a deficiente capacidade de suporte. É notável uma plastificação do próprio betão provocado pelas tensões envolventes em que na realidade podem resultar em fraturas e possíveis quedas de betão. Deste modo, a solução passa pela instalação de uma rede de malha eletrossoldada (malha-sol), que oferece ao betão maior resistência à tração, eliminando o problema de plastificação do mesmo (figura 3.46). O modelo numérico confirma que os parafusos instalados tanto nos hasteais quanto na coroa não entram em rotura, mas sofrem deslocamentos verticais, provocados pelas tensões da rocha adjacente. De forma a contrariar este movimento, será necessário aplicar nos hasteais cabos de aço selados com calda de cimento de 5,4 m (tamanho standard utilizado pela ALMINA).

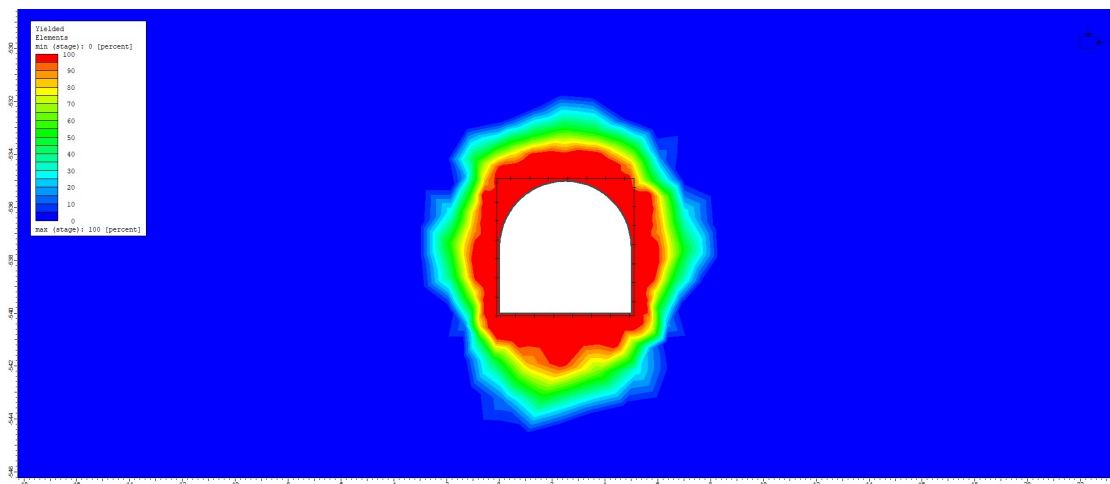


Figura 3.45: Elementos plastificados em secção abobadada 5A X 5L (m) - *Stockwork* sem sustimento.

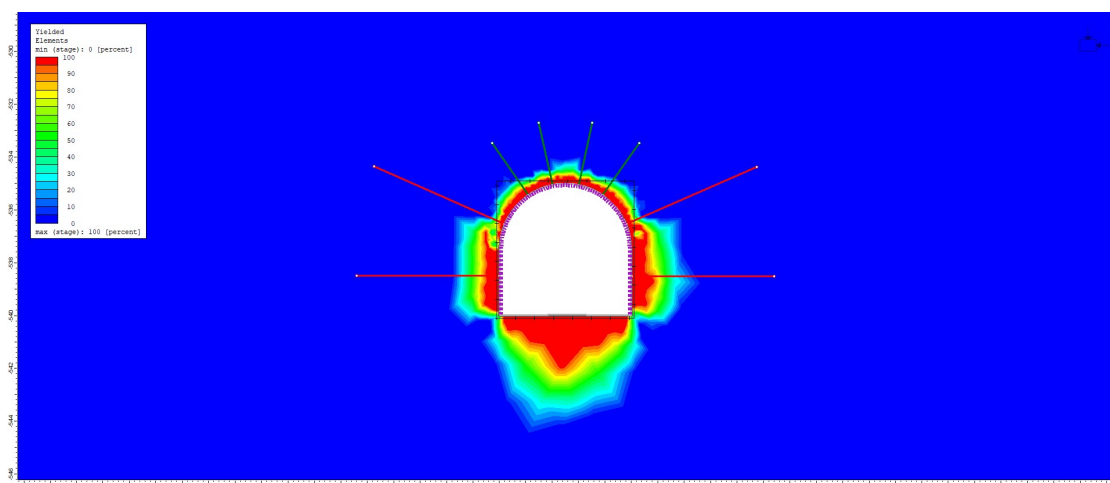


Figura 3.46: Elementos plastificados em secção abobadada 5A X 5L (m) - *Stockwork* betão projetado com malha soldada, heliaços e cabos de aço selados com calda de cimento.

3.8.7.3 Zonamento Geotécnico 3 (ZG3): Falhas (FLT)

As zonas de falha (FLT) traduzem as condições geomecânicas mais frágeis. A modelação numérica da escavação, sem qualquer tipo de sustimento, demonstra um raio de plastificação em torno da secção na ordem dos 3 metros, que é acompanhada por deslocamentos para o interior da escavação na ordem dos 5 aos 7 cm. Embora toda a escavação sofra de deslocamentos excessivos, denota-se que a soleira sofre de um empolamento de cerca de 8 cm, exigindo assim um reforço, de forma a minimizar este efeito.

Tal como nos casos anteriores, foi aplicado progressivamente um tipo de sustimento mais pesado. A análise numérica plástica demonstrou à priori que o sustimento de tipo A era ineficaz devido à deficiente fixação dos elementos de reforço no maciço. A aplicação do sustimento de tipo B demonstrou-se também ineficaz, começando pela plastificação total do betão projetado, mesmo com o aumento da sua espessura para o dobro. A transição para um sistema composto por betão e malha eletrosoldada, em conjugação com parafusos heliaços, consegue proteger a integridade do betão, transferindo as tensões para os elementos de pregagem (que plastificam apenas nos primeiros 30 cm do seu comprimento). Apesar destes resultados analíticos suportarem a estabilização com betão e malha, recomenda-se a aplicação de cambotas ou cimbres deformáveis (TH21) para uma deformação controlada. Embora a modelação demonstre que as cambotas não alteram significativamente a magnitude absoluta dos deslocamentos face à solução de betão com malha-sol, a sua adoção é categoricamente mais segura de um ponto de vista operacional. Uma vez que as cambotas possuem um comportamento dúctil (deslizante), permitem que os deslocamentos ocorram de forma controlada e se dissipem até à fase de estabilização. Nas zonas de FLT, privilegia-se o suporte passivo deformável para acomodar as elevadas deformações do maciço de forma mais controlada. Propõe-se, para os deslocamentos excessivos da soleira a aplicação de um arco em betão ligado às cambotas. Na modelação numérica este arco revela a diminuição dos deslocamentos para menos de metade do caso sem sustimento. Por se tratar de uma zona geotecnicaamente mais complexa, o avanço da escavação deve ser acompanhado pela aplicação das cambotas e ligantes, para evitar descompressões excessivas.

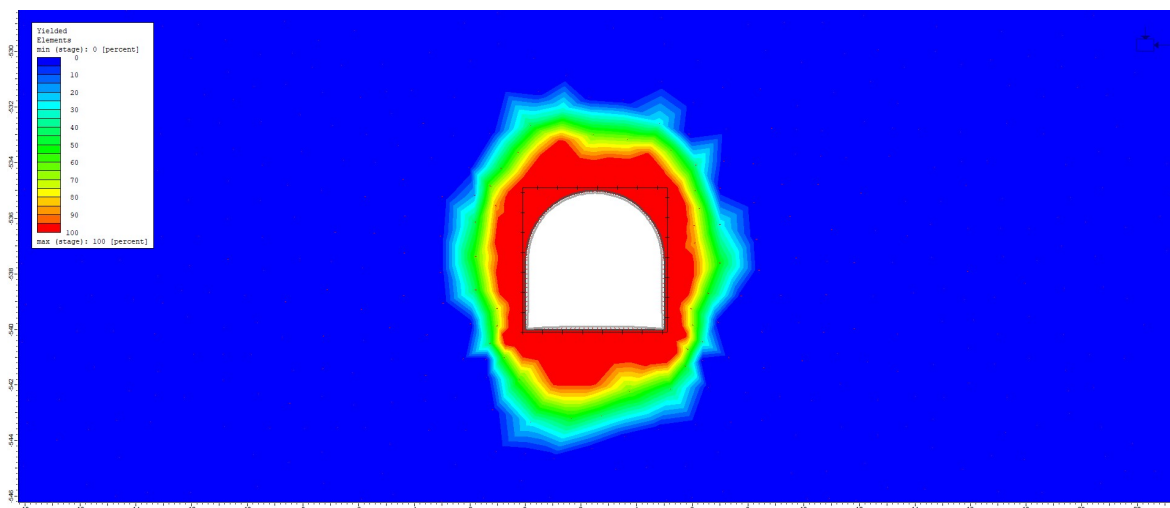


Figura 3.47: Elementos plastificados em secção abobadada 5A X 5L (m) - Falha sem sustimento.

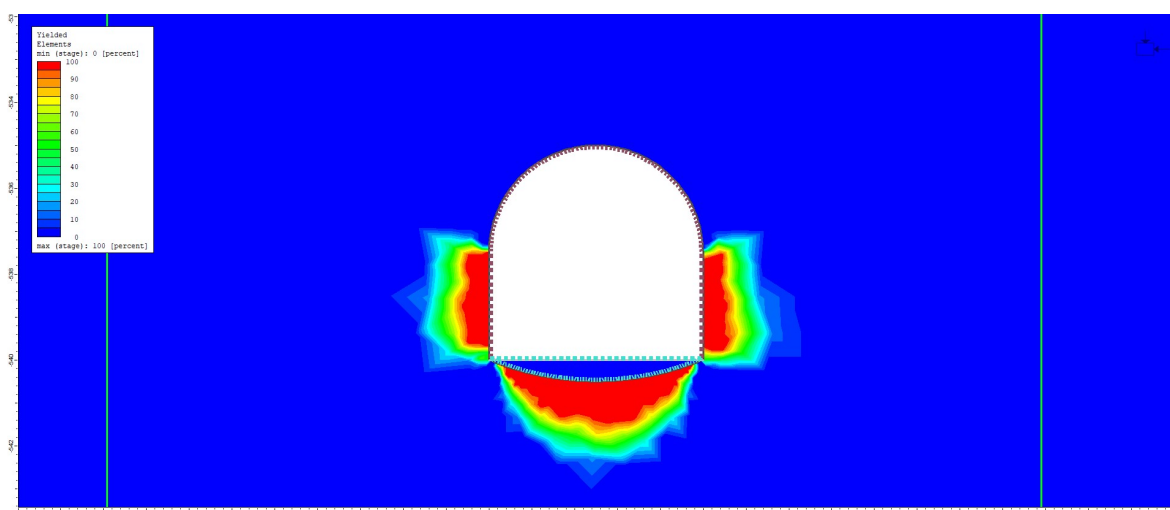


Figura 3.48: Elementos plastificados em secção abobadada 5A X 5L (m) - Falha com cambotas, betão projetado e entivação na soleira.

Importa ressaltar que a aplicação do sustimento em contexto mineiro não é um processo estático, exigindo uma validação sistemática a cada avanço. Dada a natureza heterogênea e descontínua do maciço rochoso, é necessária a adaptação do suporte às condições geomecânicas locais, mesmo na presença da mesma unidade litológica. Feita esta ressalva, a Tabela 3.23 sintetiza a tipologia de sustimento proposta para cada zona geomecânica.

Tabela 3.23: Proposta de sustimento para cada zonamento geotécnico de acordo com os resultados da modelação numérica.

Zonamento Geotécnico	Litologia	Proposta de Sustimento
ZG1	MSX	Malha de pregagens sistemáticas (10 parafusos/pregos) na coroa e hasteais Heliços para galerias permanentes com espaçamento de 1 m Swelllex para galerias temporárias com espaçamento de 1 m
	RUN/CHT/JSP	4 parafusos heliços na coroa com espaçamento de 1 m 2 cabos em cada hasteal com espaçamento de 2 m
ZG2	STWK/ARG/VAT	Betão projetado com 0,1 m de espessura conjugado com malha soldada
		4 parafusos heliços na coroa com espaçamento de 1 m 2 cabos em cada hasteal com espaçamento de 2 m
ZG3	FLT	Cambotas metálicas TH21 conjugadas com betão projetado "guarda-chuva" invertido de betão projetado na soleira

3.8.8 Comparação *Bench-and-fill* e *Cut-and-fill*

Nesta secção, serão testados dois métodos de desmonte: o *Bench-and-fill*, originalmente utilizado pela ALMINA, e o *Cut-and-fill*, proposto para o presente estudo. Serão analisados, em relação às suas vantagens e desvantagens, um em relação ao outro.

3.8.8.1 Método *Bench-and-fill* - desmonte teste

Numa primeira fase, simulou-se um desmonte em bancada adotando a configuração padrão do jazigo do Moinho, dada a semelhança geomecânica com o jazigo de S. João.

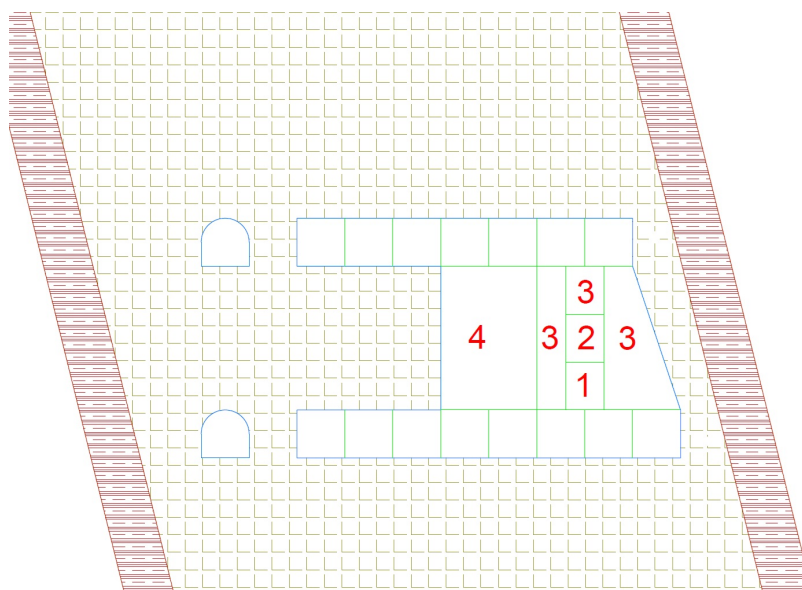


Figura 3.49: Esquema em perfil da sequência de um desmonte de bancada em meio subterrâneo.

O processo inicia-se com a escavação das galerias de produção (inferior e superior) segundo a geo-

metria definida anteriormente, aplicando-se o respetivo sustimento provisório descrito no Capítulo 3.8.7.1. Seguidamente, procede-se ao abatimento lateral em 3,5 m em ambos os hasteais, com a devida aplicação do sustimento. O processo culminou com a simulação do desmonte vertical da bancada. Na figura 3.49 é possível observar a sequência do desmonte em bancada com a abertura da *slot* a partir da galeria inferior (passo 1 e 2), seguido do alargamento da mesma (passo 3) e finalizando com o desmonte da restante bancada (passo 4).

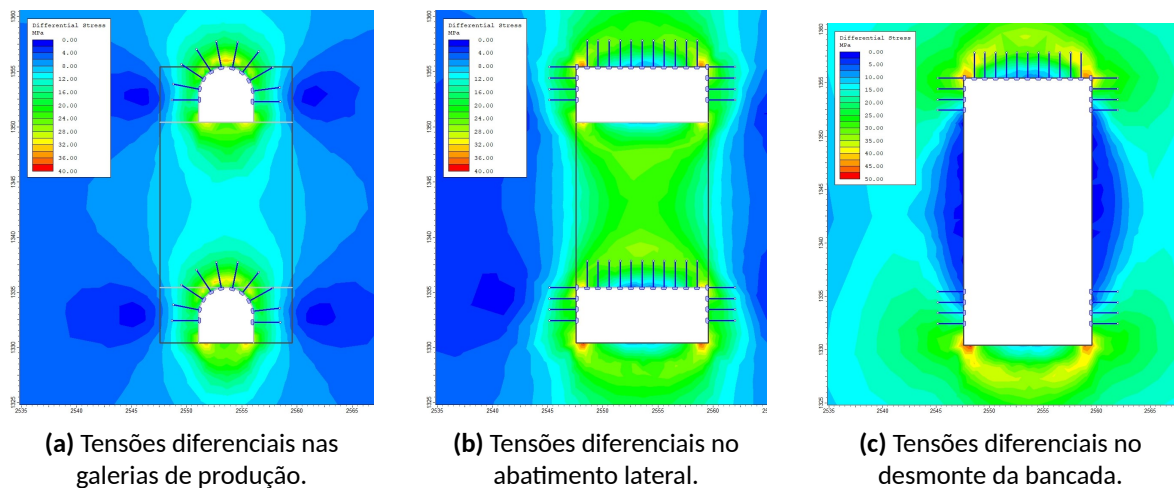


Figura 3.50: Distribuição das tensões diferenciais durante o faseamento do desmonte de uma bancada em sulfuretos maciços.

A simulação revela que o espaçamento vertical de 15 m entre as galerias de produção torna negligenciável qualquer interação tensional significativa, reproduzindo o comportamento de escavações isoladas. Com os abatimentos laterais, a tensão diferencial nos vértices das galerias superior e inferior quadruplica (de ≈ 7 para ≈ 30 MPa), gerando deslocamentos na ordem dos 1 a 2 cm, predominantemente na coroa do piso superior e soleira do piso inferior. O desmonte da bancada eleva o pico de tensão nos vértices para ≈ 42 MPa aumentando o raio de plastificação e risco de rotura por corte. É também induzida uma forte descompressão nos hasteais (≈ 2 MPa). Consequentemente, a deformação máxima migra para os hasteais da bancada, atingindo convergências de $\approx 6,5$ cm, enquanto a coroa e a soleira estabilizam nos 2 cm. Importa ressaltar que, dada a grande envergadura da bancada, é incrementada a probabilidade de intersecção com descontinuidades de maior persistência, podendo originar cunhas e instabilidades estruturais que não são contempladas pelo modelo numérico.

3.8.8.2 Método *Cut-and-fill* - desmonte teste

Face às condições geomecânicas desfavoráveis do jazigo de S. João, propõe-se o estudo do método *cut-and-fill*, dada a sua estabilidade operacional durante a lavra. Porém, este é considerado um mé-

todo de baixo rendimento apenas permitindo o desenvolvimento em *drift* de um patamar de cada vez. A modelação consistiu na extração de um bloco de dimensões equivalentes ao do método anterior, mas cujo avanço decorre de forma ascendente, subdividido em fatias horizontais sucessivas de 5 metros de altura. A abordagem inicial mantém-se a mesma, iniciando com a galeria piloto e abatimentos laterais de 3,5 m para ambos os lados. Mantendo a premissa de que estas frentes de produção são de cariz temporário na litologia MSX, utilizou-se o sustimento Tipo A com pregagens expansíveis *Swellex*.

Na simulação, a sequência de lavra iniciou-se com o desenvolvimento da galeria de minério à cota 560. Concluída a extração, procedeu-se ao enchimento com *pastefill* da galeria, estabelecendo uma soleira "artificial consolidada". Seguiu-se com o desenvolvimento da galeria sobrejacente (indicado na figura 3.51 como 2), em que os equipamentos operam diretamente sobre o enchimento. No decorrer da abertura desta galeria, o sustimento aplicado foi o mesmo. O ciclo de exploração e enchimento foi repetido até à recuperação total da extração do minério entre os pisos 540 e 560. Apesar deste método apresentar a desvantagem de baixa produtividade, é superior ao método de *bench-and-fill* no que toca a perturbações geradas no maciço e consequente estabilidade.

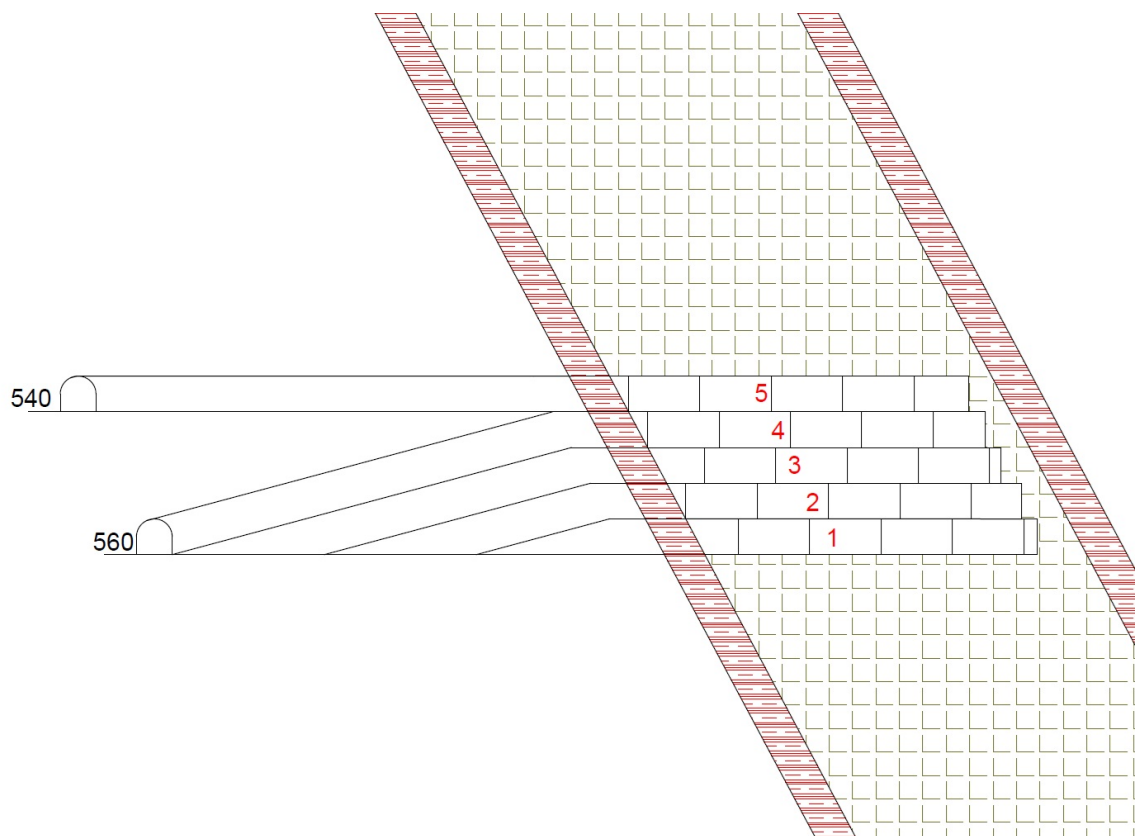
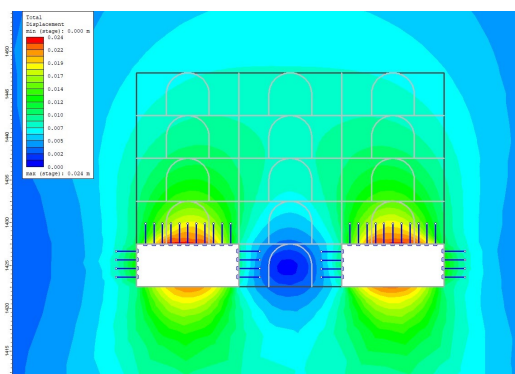


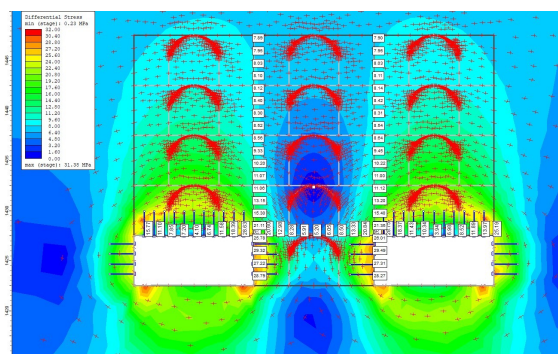
Figura 3.51: Esquema em perfil da sequência de lavra no método *cut-and-fill*.

Os resultados da modelação numérica do método *cut-and-fill* demonstram comportamentos geo-

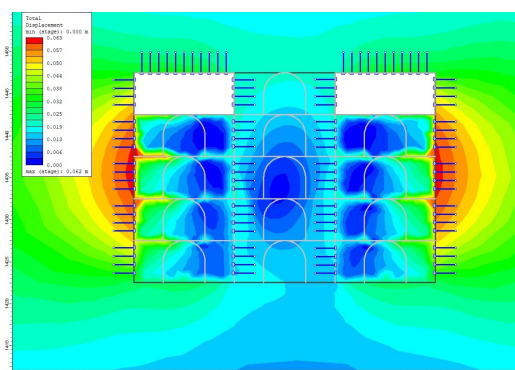
mecânicos distintos entre as diferentes fases de lavra. No desenvolvimento das bancadas primárias, como se observa na figura 3.52, os deslocamentos situam-se entre 1 e 3 cm na coroa e hasteais, respetivamente, registando-se um incremento progressivo de 5 mm à medida que a exploração ascende da cota 560 para a 540. O abatimento lateral induz convergências máximas de 3 cm, mantendo-se os hasteais interiores tendencialmente mais estáveis devido à descompressão induzida. A partir do segundo patamar, o modelo capta um assentamento global da escavação na ordem dos 3 cm, induzido pela consolidação e próprio assentamento do *pastefill* subjacente.



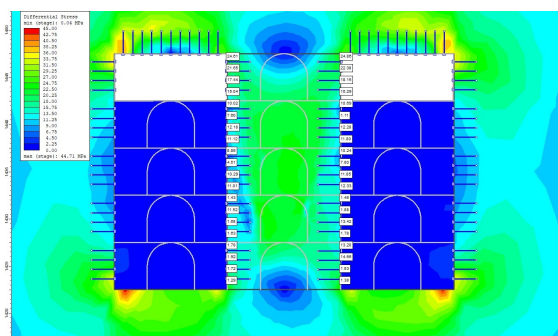
(a) Deslocamentos nos primários - 1º patamar.



(b) Tensões diferenciais nos primários - 1º patamar.



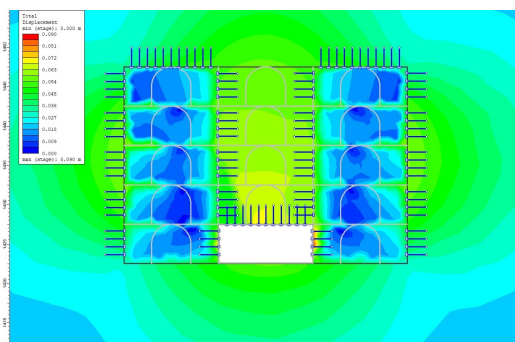
(c) Deslocamentos nos primários - 5º patamar.



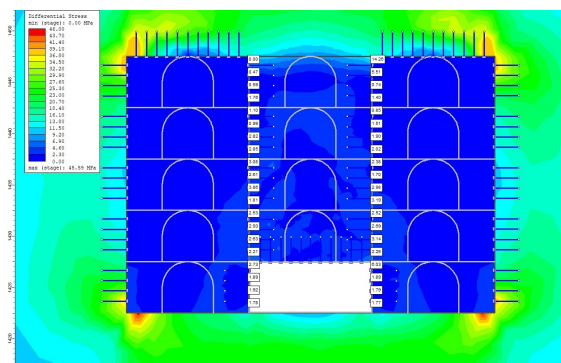
(d) Tensões diferenciais nos primários - 5º patamar.

Figura 3.52: Deslocamentos totais e tensões diferenciais nos patamares primários em método *cut-and-fill*.

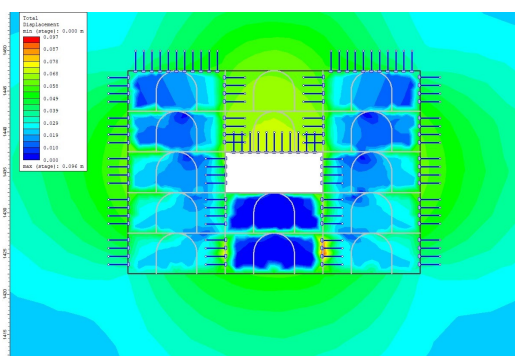
Por oposição, como demonstrado na figura 3.53 os patamares secundários apresentam uma magnitude de deformações superiores. O abatimento lateral dos hasteais provoca deslocamentos de 5 a 9 cm nos próprios hasteais no nível base e de 5 a 8 cm na coroa nos patamares superiores. De forma notável, ocorre um assentamento descendente de 6 a 7 cm em toda a secção da escavação nos patamares sobrejacentes, fenómeno que torna a convergência de componente horizontal praticamente nula a partir do segundo patamar.



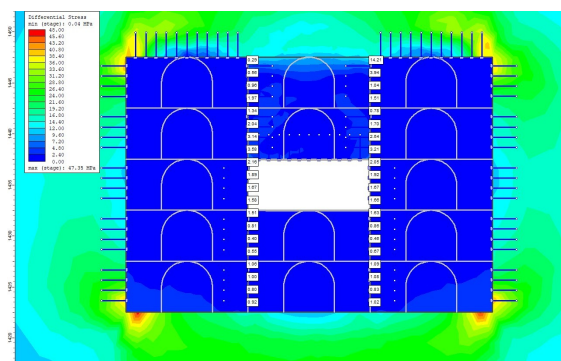
(a) Deslocamentos nos secundários - 1º patamar.



(b) Tensões diferenciais no secundário - 1º patamar.



(c) Deslocamentos no secundário - 3º patamar.



(d) Tensões diferenciais no secundário - 3º patamar.

Figura 3.53: Deslocamentos totais e tensões diferenciais nos pisos secundários em método *cut-and-fill*.

No que respeita à distribuição de tensões, a tensão diferencial concentra-se sistematicamente, no começo do processo, nos vértices e na coroa das galerias (semelhante à abertura de uma galeria de produção representado anteriormente). Após abertura dos abatimentos, as tensões migram e fixam-se nos cantos inferiores do piso 560. Os pilares intermédios, que estão limitados bilateralmente por vazios, sofrem uma elevada descompressão, como se observa na figura 3.52 - (a), pelos baixos níveis de tensão diferencial. A mitigação destes efeitos tensionais e deformacionais é assegurada pela instalação intercalada do sustimento *Swellex* entre patamares, cujo suporte nos hasteais e coroa do nível inferior otimiza significativamente a estabilidade dos níveis sobrejacentes.

Comparação entre métodos

A tabela 3.24 reflete a comparação de ambos os métodos. O método *cut-and-fill*, apesar de ser caracteristicamente de menor produtividade, demonstrou ser superior em termos de estabilidade de escavação, representando uma reduções de 44% e 40% nos deslocamentos nos hasteais e na coroa, respetivamente, em relação ao método original utilizado pela ALMINA. Em termos de tensões, este representa valores superiores, na ordem dos 80% a mais, nos hasteais, e um decréscimo de 43%

na coroa em relação ao outro método. Este facto deve-se à abertura sequencial de vazios menores no maciço, não provocando descompressões e consequente alívio nos hasteais. Uma das principais desvantagens deste método reside no facto em que, devido à inclinação máxima das rampas de acesso, os *drifts* de ataque teriam de ter início longe da massa mineralizada, resultando em grande parte do desenvolvimento (cerca de 2/3 da rocha) ser realizada em escombro.

Tabela 3.24: Comparação dos deslocamentos e das tensões diferenciais entre os métodos *Bench-and-fill* e o *Cut-and-fill*

Método de desmonte		Deslocamentos totais (m)		Tensão diferencial (MPa)	
		Valor	Diferencial	Valor	Diferencial
<i>Bench-and-fill</i>	Hasteais	0,09	0%	5 a 25	0%
	Coroa	0,05	0%	5 a 50	0%
<i>Cut-and-fill</i>	Hasteais	0,05	-44%	25 a 29	80%
	Coroa	0,03	-40%	4 a 28	-43%

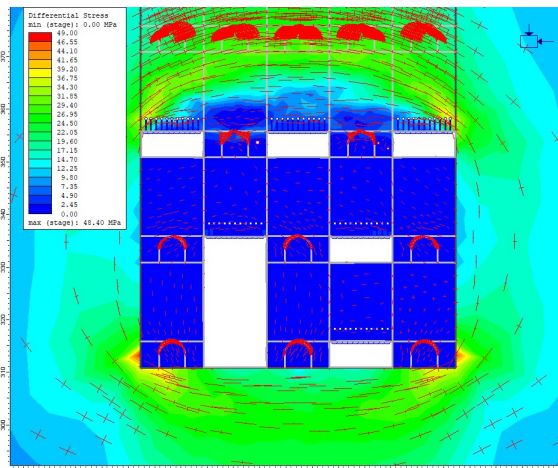
3.8.9 Lavra de um pilar soleira

3.8.9.1 Cenário atual

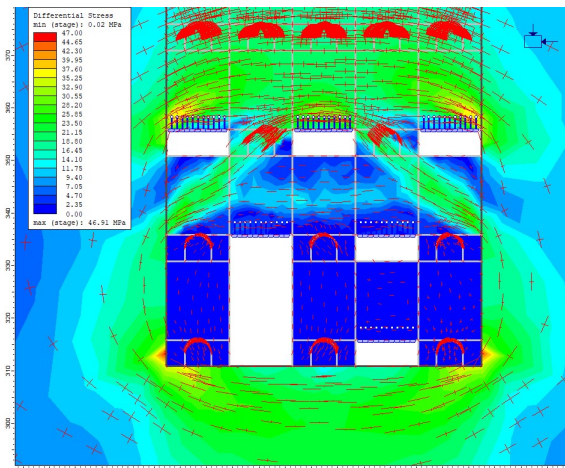
A simulação consistiu na abertura de vinte bancadas inter-pisos (desde o piso 480 até ao 560), com 5 *drifts* de produção em cada piso (3 primários e 2 secundários - figura 3.56). Cada bancada contou com 15 metros de possança de material a desmontar. Foi determinado o uso de 5 galerias por piso com efeito de simular a eficácia do enchimento e a importância da ordem de desmontes entre pisos. Uma vez que os *drifts* de produção são de cariz temporário em litologias de sulfuretos maciços, foi utilizado o Tipo de sustimento A com pregagens expansíveis *Swelllex*. A sequência de desmontes começou com a abertura dos *drifts* de produção primários tanto no piso 540 como no 560 das bancadas 1, 3 e 5.

A análise numérica revelou que a ordem de operações de desmonte e enchimento é determinante na distribuição de tensões do maciço. O esquema de lavra de um pilar soleira adota uma progressão de sentido ascendente (da cota 560 para a 480), baseada numa alternância sistemática entre câmaras primárias (P) e câmaras secundárias (S). Tomou-se como base o método de enchimento já utilizado pela ALMINA onde os materiais utilizados são o *pastefill* e escombro para as câmaras primárias e secundárias, respetivamente. O ciclo dá início no nível base da exploração (cota 560-540) com o desmonte sequencial ao longo do jazigo e enchimento de todas as bancadas primárias com *pastefill*. A análise dos deslocamentos e das tensões diferenciais evidenciou que a abertura imediata das bancadas secundárias deste piso geraria grande instabilidade e potenciaria a sobre-escavação nas galerias do piso sobrejacente, fruto da heterogeneidade mecânica entre a rocha e os materiais de enchimento. Desta forma, percebeu-se que a estabilidade global depende do confinamento

fornecido pela rigidez e capacidade de suporte do *pastefill*.



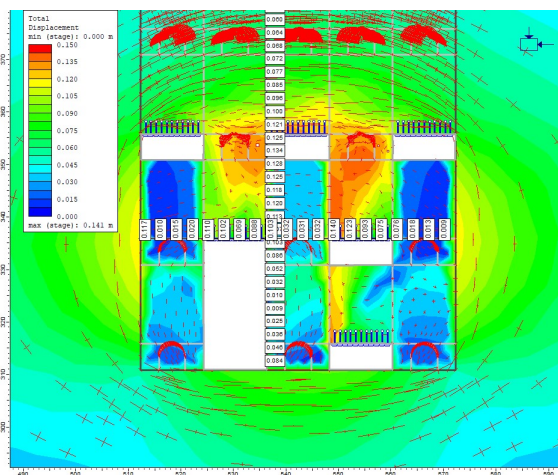
(a) Distribuição de tensões diferenciais na abertura da bancada secundária após o enchimento das bancadas primárias sobrejacentes.



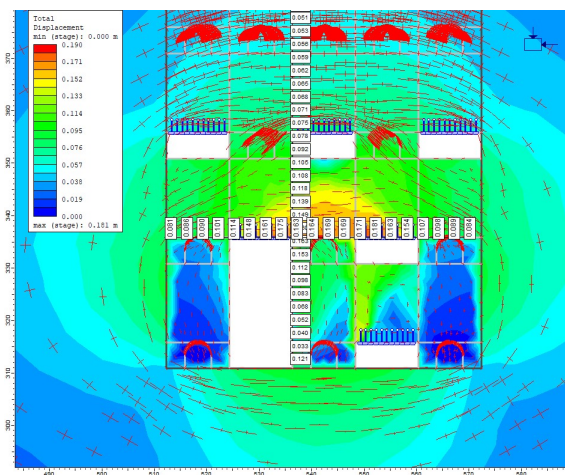
(b) Distribuição de tensões diferenciais na abertura da bancada secundária antes da lava e enchimento das bancadas primárias sobrejacentes.

Figura 3.54: Distribuição de tensões diferenciais na lava de uma bancada secundária depois e antes do enchimento dos primários sobrejacentes.

A análise de deslocamentos totais corrobora a decisão de avanço vertical das primárias antes das secundárias. Como se pode verificar na figura 3.55, os principais deslocamentos localizam-se nas coroas e hasteais das bancadas. No primeiro caso, onde o avanço das primárias é realizado à priori, os deslocamentos representam cerca de metade do valor na coroa e hasteais em relação ao segundo caso, uma vez que neste último, a concentração de deslocamentos migra para a região superior da segunda bancada do primeiro piso, mais próximo das bancadas em aberto.



(a) Deslocamentos totais na abertura da bancada secundária após o enchimento das bancadas primárias sobrejacentes.



(b) Deslocamentos totais na abertura da bancada secundária antes da lava e enchimento das bancadas primárias sobrejacentes.

Figura 3.55: Deslocamentos totais na lava de uma bancada secundária depois e antes do enchimento dos primários sobrejacentes.

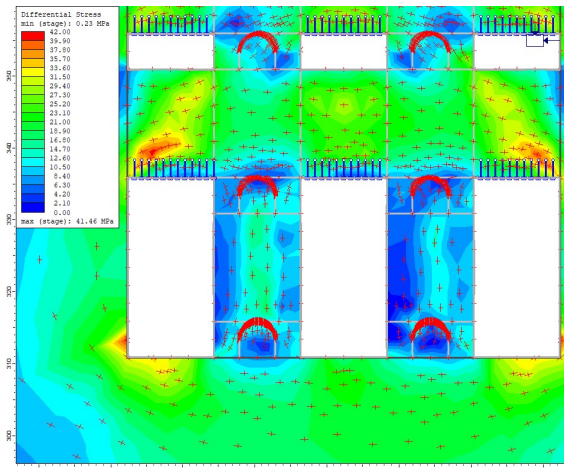
De modo que o enchimento das bancadas secundárias é apenas escombro, determinou-se que a sequência de lavra exige o avanço vertical contínuo da frente primária antes de iniciar a extração de qualquer secundária, tornando obrigatório o avanço do desmonte e enchimento com pasta das primárias do piso imediatamente superior (cota 540-520), antes de avançar com a lavra dos secundários dos pisos 540-560. Na figura 3.56 está demonstrada a ordem de desmonte (números a vermelho) e de enchimento (números a amarelo), reforçando, uma vez mais, que este último é realizado com *pastefill* (a verde) nas bancadas primárias (P) e com escombro (a azul) nas secundárias (S). O processo é repetido até ao piso 480, nível onde as últimas etapas de lavra convergem contra o pilar soleira superior.

	P	S	P	S	P
480					
	27	37	28	39	29
	30	38	31	40	32
500					
	17	33	18	35	19
	20	34	21	36	22
520					
	7	23	8	25	9
	10	24	11	26	12
540					
	1	13	2	15	3
	4	14	5	16	6
560					

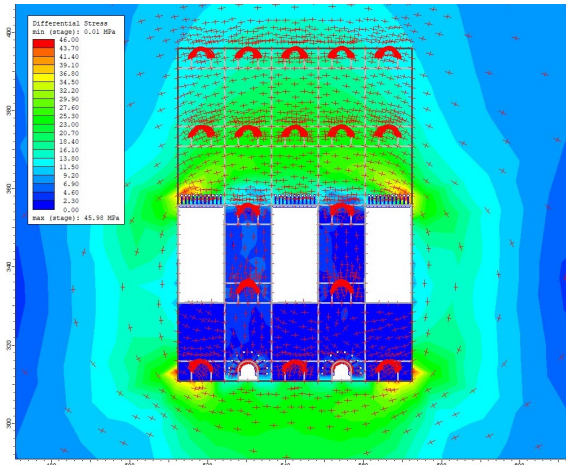
Figura 3.56: Sequência de desmonte e enchimento de um pilar soleira.

Com a sequência de desmontes estabelecida, passa-se à análise de distribuição de tensões e deslocamentos na abertura dos diversos pisos.

A análise da distribuição de tensões na sequência definida para a lavra de um pilar soleira demonstra que a criação de vazios desta dimensão com as bancadas primárias, é induzida uma profunda redistribuição tensional no maciço. Consequentemente, os pilares intermédios, que materializam as futuras bancadas secundárias, sofrem grandes descompressões que resultam na perda do confinamento lateral. Este fenómeno induz uma plastificação grande na matriz rochosa, que anula a sua capacidade de carga e torna a estrutura altamente suscetível a grandes deslocamentos laterais como se observa na coloração azul/violeta na figura 3.57.



(a) Distribuição das tensões diferenciais na lavra das bancadas primárias do 1º piso.



(b) Distribuição das tensões diferenciais na lavra das bancadas primárias do 2º piso.

Figura 3.57: Distribuição das tensões diferenciais na lavra das bancadas primárias.

Por outro lado, a lavra das bancadas secundárias decorre com um comportamento geomecânico distinto, uma vez que a sua estabilidade passa a depender do suporte lateral exercido pela pasta de enchimento (*pastefill*) instalada nas câmaras primárias. Esta, devido à sua rigidez intrínseca não sofre descompressão à semelhança da rocha natural. A modelação numérica evidencia um estado de descompressão profunda, com tensões nulas ou muito baixas na coroa e nos hasteais. Neste contexto, a coroa assume-se como a única zona crítica, uma vez que a perda de tensões que oferecem confinamento, a deixa suscetível a instabilidades gravíticas (queda de blocos). Em contrapartida, os hasteais mantêm-se seguros, pois apesar do alívio de tensões, a escavação decorre num ambiente artificialmente estabilizado, beneficiando do suporte lateral garantido pelo *pastefill*.

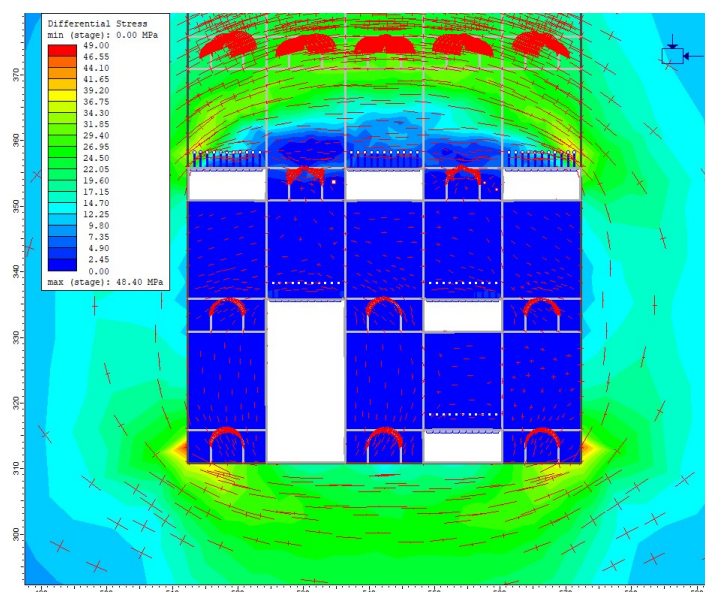


Figura 3.58: Distribuição de tensões diferenciais na lavra de uma bancada secundária.

A figura 3.59 demonstra que, à semelhança da abertura de bancadas individuais, a distribuição de tensões no final do processo de desmonte de um pilar soleira se reflete num arco de tensões tanto no topo como na base do bloco, com uma maior concentração nos vértices inferiores e superiores da escavação. As laterais de todo o bloco sofrem uma descompressão geral devido ao rearranjo de tensões provocado pelos vazios que agora se encontram preenchidos com material de enchimento. O interior do bloco não sofre qualquer tipo de tensões, uma vez que o material de enchimento tem influência nula no restante maciço.

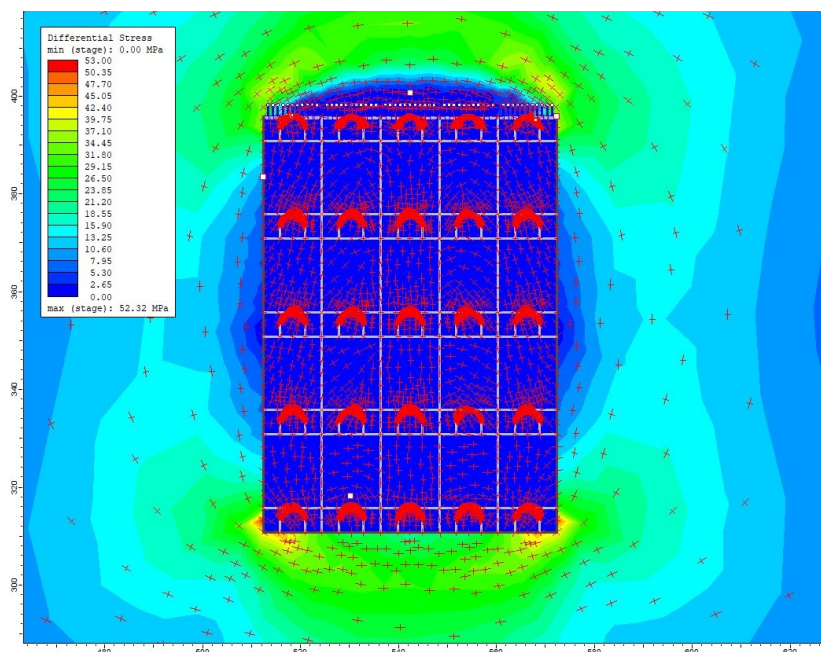


Figura 3.59: Distribuição de tensões diferenciais no final do processo de desmonte de um pilar soleira.

A análise de convergências demonstrou que na abertura das bancadas primárias dos primeiros dois pisos (560-540 e 540-520) não é notável o incremento dos valores de deslocamento entre ambos. Demonstra-se uma tendência de convergência para o interior do bloco, com magnitudes entre 0,04 m e 0,10 m, incidindo com maior intensidade nos hasteais das bancadas. A partir do terceiro piso (520-500), as convergências aumentam devido à fragilidade provocada pela abertura das bancadas secundárias inferiores, com um incremento de 100%, variando de 0,09 m a 0,19 m. A diferença entre o terceiro e o último piso, em termos de deslocações, não é significativamente incrementada, observando-se apenas uma tendência superior no assentamento vertical de toda a estrutura, além dos deslocamentos horizontais, devido ao facto de o material de enchimento subjacente apresentar menor resistência à compressão.

Em suma, a utilização da configuração da sequência de lavra de um pilar soleira *standard*, permite concluir que as zonas mais críticas e que carecem de atenção são as bancadas primárias.

É durante a extração destas bancadas que o maciço sofre a redistribuição de tensões mais severa, provocando grandes descompressões e plastificações nos pilares intermédios (futuras bancadas secundárias), induzindo convergências horizontais que chegam a atingir os 19 cm nos níveis superiores. Verificou-se que o deslocamento vertical se materializa na forma de assentamento onde todo o bloco é transladado. Este facto deve-se à compactação da pasta de enchimento. A estabilidade global de todo o pilar soleira fica então dependente do processo de lavra das bancadas primárias e da atuação do *pastefill* como suporte às bancadas secundárias.

Por oposição, as extrações posteriores das bancadas secundárias demonstram um comportamento mais controlado, com deslocações maioritariamente verticais (assentamentos) a partir do segundo piso. Uma vez que estas bancadas dependem do suporte lateral exercido pela rigidez do *pastefill*, que não sofre descompressão à semelhança da rocha, a integridade dos hasteais é garantida artificialmente, restringindo o risco geomecânico quase exclusivamente à instabilidade gravítica da coroa.

As figuras que representam os deslocamentos durante a progressão da lavra encontram-se em anexo digital.

Na tabela 3.25, encontram-se os resultados dos deslocamentos máximos, na abertura de bancadas primárias e secundárias durante a lavra de um pilar soleira, na configuração atualmente utilizada.

Tabela 3.25: Deslocamentos máximos (m) nas bancadas primárias e secundárias na lavra de um pilar soleira.

Tipo de Bancada	Piso	Deslocamentos máximos (m)		Ponto crítico
		Horizontais	Verticais	
Primárias	560-540	0,110	0,080	Pilares centrais
	540-520	0,110	0,100	Pilares centrais
	520-500	0,175	0,199	Pilares centrais
	500-480	0,186	0,227	Pilares centrais
Secundárias	560-540	0,062	0,086	Coroa
	540-520	0,070	0,217	Coroa
	520-500	0,068	0,220	Coroa
	500-480	0,144	0,120	Coroa

3.8.9.2 Cenários alternativos

De forma a mitigar os deslocamentos atuantes nas bancadas primárias, procedeu-se ao teste de mais duas configurações de bancada. Estas consistiram em aumentar o vão das bancadas secundárias de forma a que a influência da abertura das primárias entre si fosse a menor possível. Assim definiram-se dois cenários: a Configuração "A", com câmaras secundárias de 15 m de vão, e a Configuração "B", com a expansão destas estruturas para os 20 m.

Na tabela 3.26 encontram-se os valores de deslocamentos verticais e horizontais registados no cená-

rio "A". Em comparação com a configuração de referência, é notável uma melhoria no que toca aos deslocamentos das bancadas primárias. Estas apresentam uma redução de cerca de 35% nos assentamentos verticais e 9% nos deslocamentos horizontais. Porém com o aumento do vão das bancadas secundárias, é possível observar, como se esperaria, um incremento nos valores de deslocamentos. As convergências horizontais apresentam um aumento de cerca de 97% e as verticais cerca de 38%.

Tabela 3.26: Deslocamentos verticais e horizontais no cenário A.

Tipo de Bancada	Piso	Deslocamentos máximos (m)		Ponto crítico
		Horizontais	Verticais	
Primárias	560-540	0,068	0,044	Pilares centrais
	540-520	0,114	0,069	Pilares centrais
	520-500	0,162	0,131	Pilares centrais
	500-480	0,196	0,160	Pilares centrais
Secundárias	560-540	0,180	0,103	Coroa
	540-520	0,090	0,200	Coroa
	520-500	0,168	0,254	Coroa
	500-480	0,173	0,267	Coroa

Na tabela 3.27 apresentam-se os valores das convergências verticais e horizontais em relação ao método atualmente em uso. À semelhança do cenário A, o aumento do vão nas galerias secundárias provocou uma melhoria significativa nas convergências máximas das bancadas primárias, superior à observada nesse cenário. Uma vez mais, porém, os valores de deslocamento nas bancadas secundárias são superiores tanto ao cenário base quanto ao cenário A apresentado anteriormente.

Tabela 3.27: Deslocamentos verticais e horizontais no cenário B.

Tipo de Bancada	Piso	Deslocamentos máximos (m)		Ponto crítico
		Horizontais	Verticais	
Primárias	560-540	0,070	0,030	Pilares centrais
	540-520	0,120	0,050	Pilares centrais
	520-500	0,130	0,199	Pilares centrais
	500-480	0,200	0,147	Pilares centrais
Secundárias	560-540	0,210	0,130	Coroa
	540-520	0,100	0,230	Coroa
	520-500	0,200	0,300	Coroa
	500-480	0,200	0,302	Coroa

O balanço final indica que a alteração geométrica das bancadas secundárias resulta numa melhoria notável nos deslocamentos provocados nas primárias. Porém, esta ligeira redução pode não compensar o esforço geomecânico induzido nestas primeiras. Na tabela 3.28 encontra-se o balanço final

das variações de deslocamentos verticais e horizontais entre os três cenários aqui apresentados.

Tabela 3.28: Variação percentual dos deslocamentos dos cenários "A" e "B" em relação à configuração padrão.

Tipo de bancada	Piso	Cenário A		Cenário B	
		Var. Desloc. Horizontais	Var. Desloc. Verticais	Var. Desloc. Horizontais	Var. Desloc. Verticais
Primárias	560-540	-38%	-45%	-36%	-62%
	540-520	4%	-31%	9%	-50%
	520-500	-7%	-34%	-26%	0%
	500-480	5%	-30%	8%	-35%
Secundárias	560-540	190%	20%	239%	51%
	540-520	29%	-8%	43%	6%
	520-500	147%	15%	194%	36%
	500-480	20%	123%	39%	152%

Capítulo 4 - Conclusões

4. Conclusões

4.1 Considerações conclusivas

A presente dissertação teve como principal objetivo analisar a estabilidade das escavações subterrâneas do jazigo de S. João, pertencente ao couto mineiro de Aljustrel. A metodologia adotada teve início com a recolha bibliográfica adequada, passou pela compilação e pelo tratamento dos dados de sondagem, pela caracterização empírica e analítica do maciço com ensaios laboratoriais e *in situ*, e concluiu com a modelação numérica 2D através do Método dos Elementos Finitos, integrada no software RS2. A interpretação dos dados geológico-geotécnicos e dos modelos geomecânicos numéricos permitiu retirar as seguintes conclusões:

- Caracterização e Zonamento Geotécnico: O jazigo de S. João insere-se num contexto estrutural de fraca qualidade geomecânica, fortemente afetado pela atuação da Falha da Messejana e do restante do sistema de falhas. A compartimentação do maciço através do Q-System permitiu balizar 3 zonamentos geotécnicos, dos quais se revelou a predominância de rochas de qualidade de “Muito má” a “Excepcionalmente má”. Um dos maiores desafios foi a busca por amostras de qualidade para a realização dos ensaios laboratoriais, o que não permitiu a execução de todos os ensaios propostos em cada tipo de litologia.
- Geometria da Escavação: Os resultados do RS2 mostraram que a secção abobadada (5x5 m) garante maior estabilidade quando comparada com secções quadradas ou de ombros arredondados. O perfil em arco melhora a transferência de tensões na coroa e apresenta os deslocamentos máximos menores, na ordem de 11,6 mm.
- Sustimento: A extensão das zonas plastificadas impôs a necessidade de adaptar o suporte a cada zonamento geotécnico. Na ZG1 (rocha mais competente), o uso de *Swellexs* ou heliaços de 2,4 m, espaçados de 1 m, é suficiente para ancorar a rocha. Na ZG2 (*stockwork* e argilitos), o aumento da instabilidade exige a aplicação de dois cabos de aço selados com calda de cimento de 5,4 m nos hasteais e de betão projetado de 0,10 m, conjugados com malha eletrossoldada ao redor de toda a galeria. Na ZG3 (zonas de falha), os elevados deslocamentos e descompressões obrigam à instalação de cambotas metálicas TH21 e de entivação na soleira, através de uma

abóbada invertida de betão.

- Comparação de Métodos de Lavra: A simulação do desmonte teste pelo método *Bench-and-fill* (geometria padrão do jazigo do Moinho) revelou elevadas concentrações de tensão diferencial nos vértices (≈ 42 MPa) e convergências nos hasteais de até 6,5 cm, potenciando a formação de cunhas gravíticas e sobre escavações devido à grande dimensão do vazio criado. Por oposição, a transição para o método *Cut-and-fill* provou ser geomecanicamente mais segura. Apesar de induzir um assentamento vertical global de cerca de 6 a 7 cm devido à consolidação da pasta, este método reduziu a convergência nos hasteais em 44% e as tensões diferenciais na coroa em 43%, garantindo um controlo superior das paredes da escavação.
- Sequenciamento de Lavra e Pilar Soleira: A modelação contínua da extração inter-pisos provou que a estabilidade global do bloco tem consequências diretas consoante a ordem de desmonte. A alternância de lavra ascendente exige o avanço vertical e antecipado das frentes primárias, preenchidas com pastefill. A extração das câmaras secundárias só é segura quando está garantida a rigidez da pasta dos primários do piso sobrejacente, uma vez que estas receberão apenas enchimento de escombro (material não solto). O desmonte das bancadas primárias revelou-se o mais crítico, uma vez que é responsável pelo maior rearranjo de tensões no maciço, nomeadamente nos pilares intermédios (futuras bancadas secundárias). Este comportamento fundamenta-se na interação e no rearranjo de tensões com diversas bancadas ladeadas em aberto, não se observando o mesmo comportamento em bancadas executadas individualmente. É também onde se observam os maiores deslocamentos nos hasteais. Nas bancadas secundárias, denota-se maior estabilidade e convergências mais controladas, com destaque crítico apenas na coroa da escavação, onde a descompressão do maciço gera risco de quedas gravíticas de blocos.
- Configurações de bancadas: O teste de diferentes configurações de bancadas demonstrou que o afastamento das bancadas primárias contribui para a estabilidade dessas. Porém, o aumento desta distância resultaria no aumento do vão das secundárias, o que, consequentemente, aumentaria a sua instabilidade.

4.2 Proposta de trabalhos futuros

Para complementar os resultados alcançados nesta dissertação e auxiliar futuras fases de projeto, sugerem-se os seguintes trabalhos:

- Levantamentos Geomecânicos *In Situ*: No caso de abertura das galerias de acesso ao jazigo de S. João, seria interessante realizar o mapeamento estrutural de frentes (através de scanlines ou levantamentos fotogramétricos) para levantamento e avaliação das atitudes das principais famílias de descontinuidades, substituindo os dados extrapolados de furos de sondagem por medições reais *in situ*.
- Ensaio de Tensão *In Situ*: A realização de ensaios do estado de tensão com macacos planos (*flat-jacks*) no próprio jazigo permitiria obter o verdadeiro estado de tensões, tornando a análise numérica mais precisa, uma vez que os valores usados foram resultado de extrapolações.
- Modelação Numérica Tridimensional (3D): A evolução da análise para um software de modelação 3D (como o RS3 ou FLAC3D) permitiria avaliar os efeitos de confinamento na terceira dimensão. Este *upgrade* permitiria simular o avanço da frente de escavação, o avanço máximo antes de aplicar sustimento e realizar análises de bancada mais complexas, complementando o estudo de estabilidade com maior robustez.
- Monitorização Instrumentada: Recomenda-se a instalação de equipamento de monitorização geotécnica, como extensómetros, nos primeiros *drifts* escavados, para comparar as deformações e deslocamentos reais do maciço com os valores previstos pelo modelo RS2.

Capítulo 5 - Bibliografía

Bibliografia

- Aires-Barros, L. (1991). Alteração e alterabilidade de rochas. Instituto Nacional de Investigação Científica, Lisboa.
- Alarcão, J. (1987). Portugal Romano. 4ª edição revista, Coleção História Mundi, vol. 33. Verbo, Lisboa.
- Amadei, B., & Stephansson, O. (1997). Rock stress and its measurement. Springer.
- Annels, A. E., & Dominy, S. C. (2003). Core recovery and quality: Important factors in mineral resource estimation. *Applied Earth Science*, 112(3), 305–312.
- Barriga, F.J.A.S., & Carvalho, D. (Eds.). (1997). *Geology and VMS deposits of the Iberian Pyrite Belt (Guidebook Series Vol. 27)*. Society of Economic Geologists.
- Barton, N. (2006). Rock quality, seismic velocity, attenuation and anisotropy. Taylor & Francis/CRC Press.
- Barton, N. E., & Bieniawski, Z.T. (2008). RMR and Q-Setting records straight. *Tunnels & Tunneling International*, 26–29.
- Barton, N., & Quadros, E. (2015). Anisotropy is everywhere, to see, measure, and model. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 48: 1323–1339.
- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, 6(4), 189–236.
- Barton, N., Loset, F., Lien, R., & Lunde, J. (1980). Application of Q-system in design decisions concerning dimensions and appropriate support for underground installations. In: M. Bergman (Ed.), *Proceedings, Subsurface Space, ISRM International Symposium – Rockstore’80, Stockholm*. Pergamon Press Ltd., 2: 553–561.
- Benson, R.P., Conlon, R.J., Merritt, A.H., Joli-Coeur, P., & Deere, D.U. (1971). Rock mechanics at Churchill Falls. In *Underground rock chambers* (pp. 407–486). American Society of Civil Engineers.
- Bieniawski, Z.T. (1973). Engineering classification of jointed rock masses. *Transactions of the South African Institution of Civil Engineers*, 15: 335–344.
- Bieniawski, Z.T. (1989). *Engineering rock mass classifications: A complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. John Wiley & Sons.
- Bock, H. (2006). Common ground in engineering geology, soil mechanics and rock mechanics: Past, present and future. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 65(2), 209–216.
- Brady, B. H. G., & Brown, E. T. (2006). *Rock mechanics: For underground mining* (3rd ed.). Dordrecht: Springer.
- Candeias, C. M. L. (2008). Caracterização ambiental da zona envolvente à área mineira de Aljustrel. Universidade de Aveiro. Dissertação de mestrado.
- CFCFF – Committee on Fracture Characterization and Fluid Flow (1996). *Rock fractures and fluid flow: contemporary understanding and applications*. National Research Council, National Academy Press, Washington, USA.
- Chaminé, H. I. (2016). Técnicas de amostragem em estudos de maciços rochosos fracturados: importância na prática da geologia estrutural, geociências de engenharia e mecânica das rochas. In: H.I. Chaminé, M.J. Afonso, A.C. Galiza (eds.), *Eduardo Gomes (1931-2008): Engenheiro, Docente, Empreendedor - Uma Homenagem*. Coleção LABCARGA-Geo|2, Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada & Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto. p. 297–343.
- Chaminé, H. I., Dias, A. G., & Dinis da Gama, C. (2001). Estudo geológico e geomecânico do maciço granítico de Lamoso (Paços de Ferreira, NW de Portugal). *Geociências Rev. Univ. Aveiro*, 15:79–92.
- Chaminé, H.I., Afonso, M.J., Ramos, L. & Pinheiro, R. (2015). Scanline sampling techniques for rock engineering surveys: insights from intrinsic geologic variability and uncertainty. In: Giordan D., Thuro K., Carranza-Torres C.,

- Wu F., Marinos P., Delgado C. (eds.), *Engineering Geology for Society and Territory – Applied Geology for Major Engineering Projects*, IAEG, Springer, 6:357-361.
- Chaminé, H.I., Afonso, M.J., Trigo, J.F., Freitas, L., Ramos, L., Carvalho, J.M. (2021). Site appraisal in fractured rock media: coupling engineering geological mapping and geotechnical modelling. *European Geologist Journal*, 51:31-38.
- Chaminé, H.I., e Fernandes, I. (2023). The role of engineering geology mapping and GIS-based tools in geotechnical practice. In: Chastre, C., Neves, J., Ribeiro, D., Neves, M.G., Faria, P. (eds) *Advances on Testing and Experimentation in Civil Engineering*. Springer Tracts in Civil Engineering. Springer, Cham, p. 3–27.
- Coates, D. F. (1966). *Rock Mechanics Principles*. Ottawa: Mines Branch, Department of Energy, Mines and Resources, Queen's Printer. (Mines Branch Monograph 874)
- Cunha, A. P. & Muralha, J. (1990). Sobre a aplicação de classificações geomecânicas a maciços rochosos portugueses. In: 2.º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa. SPG.
- Deere, D.U. (1963). Technical description of rock cores for engineering purposes. *Rock Mechanics and Engineering Geology*, 1:17–22.
- Deere, D.U., & Deere, D.W. (1988). The Rock Quality Designation (RQD) index in practice. In L. Kirkaldie (Ed.), *Rock Classification Systems for Engineering Purposes* (ASTM STP 984, pp. 91–101). Philadelphia, PA: American Society for Testing and Materials (ASTM).
- Deere, D.U., Hendron, A.J., Patton, F.D., & Cording, E.J. (1967). Design of surface and near-surface construction in rock. In *Failure and Breakage of Rock: Proceedings of the 8th U.S. Symposium on Rock Mechanics* (pp. 237–302). New York: Society of Mining Engineers, American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers (AIME).
- Dinis da Gama, C. (1992). Mecânica de rochas e protecção ambiental. *Geotecnia*, 65, 21–46.
- Dinis da Gama, C. (1995). Aspectos geotécnicos y de fracturación de las rocas ornamentales. In: López Jimeno, C. (ed.), *Manual de Rocas Ornamentales*. Entorno Gráfico S.L., Madrid, pp. 231-246.
- Epiroc (2022). Swellex Rockbolt Product Information. Epiroc South Africa, South Africa. Doc. BR160 INT Rev. 01
- Espada, M. & Lamas, L. (2014). Modelo tridimensional do estado de tensão in situ num maciço rochoso. In: Atas do 14.º Congresso Nacional de Geotecnia, Covilhã. Sociedade Portuguesa de Geotecnia.
- Estácio da Veiga, S.F.M. (1880). Tabula de bronze de Aljustrel. *Memória da Academia Real das Sciencias de Lisboa*. Typographia da Academia, Lisboa.
- Ferreira, T. E. S. (2015). Geomecânica aplicada à estabilidade de explorações mineiras bench-and-fill: o caso do jazigo de Feitais, Minas de Aljustrel. Dissertação de mestrado, Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP).
- Freire de Andrade, R. & Viana, A. (1954). Minerações romanas de Aljustrel. *Comunicações dos Serviços Geológicos de Portugal*, Lisboa. 35:79-92.
- Galiza, A.C., & Toscano, D. (1993). Implementação do sublevel stoping na Mina do Moinho. In: *Proceedings/Actas, Symposium of the Polymetallic Sulphides of the Iberian Pyrite Belt / Simpósio de Sulfuretos Polimetálicos da Faixa Piritosa Ibérica*, Évora, 3-6 de outubro de 1993, APIMINERAL/Associação Portuguesa da Indústria Mineral / Comité Empresarial Português de Recursos Minerais da Faixa Piritosa, Évora. 16 p.
- Galiza, A.C.; Ramos, L.; Fonseca, L.; Teixeira, J., & Chaminé, H.I. (2011). O papel da geotecnia mineira na otimização do desmonte de maciços rochosos fraturados. *Boletim de Minas, DGEG, Lisboa*, 46(2): 103-120.
- Gaspar, O.C. (1995). Microscopia e petrologia de minérios aplicadas à génese, exploração e mineralurgia dos sulfuretos maciços dos jazigos de Aljustrel e Neves-Corvo. *Relatório Técnico*.
- Gomes, L., Galiza, C., & Vieira, A. (2007). Escavações subterrâneas I e II. *Apontamentos do Curso de Engenharia Geotécnica e Geoambiente*, Instituto Superior de Engenharia do Porto. (Policopiado).
- Gomes, M., Galiza, A.C., & Toscano, D. (1993). Long-hole sublevel stopping at the Mina do Moinho. In: *Conference Papers, ISRM International Symposium – EUROCK 93, June 21-24 1993, Lisbon*. A.A. Balkema. 9 pp.
- González de Vallejo, L. I. (2003). SRC rock mass classification of tunnels under high tectonic stress excavated in weak rocks. *Engineering Geology*, 69(3-4):273–285.
- González de Vallejo, L.I., & Ferrer, M. (2011). *Geological engineering*. CRC Press, Taylor & Francis Group, Boca Raton.
- Griffith, A.A. (1924). The theory of rupture. In: C.B. Biezeno & J.M. Burgers (Eds.), *Proceedings of the First Interna-*

- tional Congress for Applied Mechanics, Delft, 1924 (pp. 55–63).
- Hoek, E. (1965). Rock fracture under static stress conditions (Doctoral dissertation, University of Cape Town). University of Cape Town.
- Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses. *ISRM News Journal*, 2(2):4–16.
- Hoek, E. (2023). Practical rock engineering (revised digital ed.). Rocscience.
- Hoek, E., & Marinos, P. (2000). Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses: Part 1—Estimating rock mass strength; Part 2—Potential squeezing problems in deep tunnels. *Tunnels and Tunneling International*, 32(11–12), 45–51, 34–36.
- Hoek, E., Carter, T. G., & Diederichs, M. S. (2013). Quantification of the Geological Strength Index chart. In *Proceedings of the 47th U.S. Rock Mechanics/Geomechanics Symposium* (Paper ARMA 13-672, pp. 1–8). American Rock Mechanics Association.
- Hoek, E., Marinos, P., & Benissi, M. (1998). Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses: The case of the Athens Schist Formation. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 57(2), 151–160.
- Hudson, J. A. & Harrison, J. P. (2000). *Engineering rock mechanics: an introduction to the principles*.
- Hudson, J. A. (1992). *Rock Engineering Systems: Theory and Practice*. Ellis Horwood, Chichester.
- Inverno, C., Díez-Montes, A., Rosa, C., García-Crespo, J., & Matos, J., et al. (2015). Introduction and geological setting of the Iberian Pyrite Belt. In: Weihed, P. (eds) *3D, 4D and Predictive Modelling of Major Mineral Belts in Europe*. Mineral Resource Reviews. Springer, Cham. pp 191–208.
- ISRM – International Society for Rock Mechanics (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 15(6): 319–368.
- ISRM – International Society for Rock Mechanics (1980). Rock characterization, testing and monitoring: ISRM Suggested methods. In: Brown, E.T. (ed.), *suggested methods prepared by the Commission on Testing Methods*, ISRM. Pergamon Press, London.
- ISRM – International Society for Rock Mechanics (1981). Basic geotechnical description of rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 18(2): 85–110.
- ISRM – International Society for Rock Mechanics (1985). Suggested method for determining point load strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 22(2): 51–60.
- ISRM – International Society for Rock Mechanics (2007). The complete ISRM suggested methods for characterization, testing and monitoring (1974–2006). In: Ulusay, R. & Hudson, J.A. (eds.), *Suggested methods prepared by the Commission on Testing Methods*, ISRM, Ankara.
- ISRM – International Society for Rock Mechanics (2015). The ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 2007–2014. In: Ulusay, R. (ed.), *Suggested methods prepared by the Commission on Testing Methods*, ISRM. Springer, Berlin.
- Jaeger, J. C., & Cook, N. G. W. (1969). *Fundamentals of rock mechanics*. Chapman and Hall.
- Jakubec, J., & Laubscher, D. H. (2000). The MRMR rock mass rating classification system in mining practice. In *Proceedings of the 3rd International Conference and Exhibition on Mass Mining (MassMin 2000)* (pp. 413–421). Brisbane, Australia.
- Li, C., & Håkansson, U. (1999). Performance of the Swellex bolt in hard and soft rocks. In A.G. Thompson (Ed.), *Rock Support and Reinforcement Practice in Mining* (pp. 103–108). Balkema.
- Lopes, D.R.P. (2022). Geotecnia e geomecânica do maciço rochoso da exploração do Poço Negro (Penafiel): Contributos para uma cartografia geotécnica do georrecurso. Instituto Superior de Engenharia do Porto. (Dissertação de mestrado) <http://hdl.handle.net/10400.22/21403>
- Matos, J. X., & Sousa, P. (2008). Prospeccção de sulfuretos maciços no sector português da Faixa Piritosa Ibérica. In *5.º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia & 2.º Congresso de Engenharia de Moçambique* (Maputo, 2–4 de setembro de 2008). LNEG.
- Matos, J. X., Martins, L. P., Oliveira, J. T., Pereira, Z., Batista, M. J., & Quental, L. (2006). Rota da pirite no sector português da Faixa Piritosa Ibérica: Desafios para um desenvolvimento sustentado do turismo geológico e mineiro. In: *Rutas Minerales en Iberoamérica* (pp. 12–28).

- Mendes, F. M. (1980). A teoria e a prática em mecânica das rochas: Reflexões sobre vinte anos de experiência pessoal (1.ª parte). *Geotecnia*, 29, 25–63.
- Miranda, T. F. S., Correia, A. G., & Sousa, L. R. (2006). Determinação de parâmetros geomecânicos em formações rochosas e maciços heterogêneos. *Revista Engenharia Civil*, 25, 17–40.
- Müller, L. (1974). Rock mechanics. *Rock Mechanics*, 6(1), 1–2
- Município de Aljustrel (2026). História da mineração. Disponível em: <https://www.mun-aljustrel.pt/menu/114/historia-da-mineracao>. (Consultado em abril de 2026).
- NGI – Norwegian Geotechnical Institute (2025). Using the Q-system: Rock mass classification and support design (Rev. ed., April 2025). Norwegian Geotechnical Institute. <https://www.ngi.no>
- Norbury, D. R., Child, G. H., & Spink, T. W. (1986). A critical review of Section 8 (BS 5930)—Soil and rock description. Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications, 2, 331–342.
- Oliveira, J. T., Relvas, J. M. R. S., Pereira, Z., Matos, J. X., Rosa, C. J. P., Rosa, D., Munhá, J. M., Jorge, R. C. G. S., & Pinto, A. M. M. (2006). O complexo vulcano-sedimentar da Faixa Piritosa: Estratigrafia, vulcanismo, mineralizações associadas e evolução tectono-estratigráfica no contexto da Zona Sul Portuguesa. In R. Dias, A. Araújo, P. Terrinha, & J. C. Kullberg (Eds.), *Geologia de Portugal no contexto da Ibéria* (pp. 207–243). Universidade de Évora.
- Oliveira, J. T., Relvas, J., Pereira, Z., Matos, J. X., Rosa, C., Rosa, D., Munhá, J., Fernandes, P., Jorge, R. C. G. S., & Pinto, Á. (2013). Geologia Sul-Portuguesa, com ênfase na estratigrafia, vulcanologia física, geoquímica e mineralizações da faixa piritosa. In R. Dias, A. Araújo, P. Terrinha, & J. C. Kullberg (Eds.), *Geologia de Portugal: Vol. I. Geologia Pré-mesozóica de Portugal* (pp. 673–765). Escolar Editora
- Oliveira, J.T., Quesada, C., Pereira, Z., Matos, J.X., Solá, A.R., Rosa, D., Albardeiro, L., Díez-Montes, A., Morais, I., Inverno, C., Rosa, C., & Relvas, J. (2019). South Portuguese Terrane: a continental affinity exotic unit. In: Quesada, C., Oliveira, J. T. (Eds.), *The Geology of Iberia: A Geodynamic Approach*, *Regional Geology Reviews*, 173–206.
- Palmström, A. (1982). The volumetric joint count—A useful and simple measure of the degree of rock mass jointing. In *Proceedings of the 4th International Congress of the International Association of Engineering Geology (IAEG)* (pp. 221–228). New Delhi, India.
- Palmström, A. (1995). RMI—A rock mass characterization system for rock engineering purposes (Doctoral dissertation, University of Oslo). University of Oslo, Oslo, Norway.
- Palmström, A. (2005). Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD). *Tunneling and Underground Space Technology*, 20(4), 362–377.
- Pereira, R. F. C. (2012). Estudo da antiga mina de volfrâmio das Aveleiras (Mire de Tibães): Cartografia geotécnica e avaliação geomecânica. Instituto Superior de Engenharia do Porto. (Dissertação de mestrado) <http://hdl.handle.net/10400.22/7566>
- Priest, S.D. (1993). *Discontinuity analysis for rock engineering*. Springer Science & Business Media London: Chapman & Hall.
- Priest, S.D. (2004): Determination of discontinuity size distributions from scanline data. *Rock Mechanics & Rock Engineering*, 37(5): 347–368.
- Priest, S.D., & Hudson, J.A. (1976). Discontinuity spacings in rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 13(5): 135–148.
- Priest, S.D., e Hudson, J.A. (1981). Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 18: 183–197.
- Rocha, M. (2013). *Mecânica das rochas*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).
- Rocscience Inc. (2026). RSData: Software for analyzing rock and soil material properties (Version 2.0). Toronto, ON, Canada: Rocscience Inc. (Consultado em abril de 2026).
- Sáez, R., González, F., Donaire, T., Toscano, M., Yesares, L., Ruiz de Almodóvar, G., & Moreno, C. (2024). Updating geological information about the metallogenesis of the Iberian Pyrite Belt. *Minerals*, 14(9), 860.
- Schermerhorn, L. J. G., Zbyszewski, G., & Veiga Ferreira, O. da. (1987). Notícia explicativa da Folha 42-D (Aljustrel) da Carta Geológica de Portugal na escala 1:50 000. Serviços Geológicos de Portugal.
- Terzaghi, K. (1946). Rock defects and loads on tunnel supports. In R. V. Proctor & T. L. White, *Rock tunneling with steel supports* (pp. 15–99). Commercial Shearing and Stamping Company.

- Wickham, G. E., Tiedemann, H. R., & Skinner, E. H. (1972). Support determination based on geologic predictions. In K. S. Lane & L. A. Garfield (Eds.), *Proceedings of the North American Rapid Excavation and Tunneling Conference* (Vol. 1, pp. 43–64). American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers
- Wickham, G. E., Tiedemann, H. R., & Skinner, E. H. (1974). Ground support prediction model—RSR concept. In *Proceedings of the 2nd North American Rapid Excavation and Tunnelling Conference (RETC 1974)* (Vol. 1, pp. 691–707). American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers (AIME).
- Wittke, W. (1990). *Rock mechanics: Theory and applications with case histories*. Springer-Verlag, Berlin.

Anexos

Índice de Anexos

Anexo I – Extrato Base de dados Geotécnica	136
Anexo II – Perfis em Maptek Vulcan	138
Anexo III – Registo do Ensaio de <i>Point-Load</i>	144
Anexo IV – Registo do Ensaio de Resistência à Compressão Uniaxial	146

Anexo I - Extrato Base de dados Geotécnica

id	From	To	Lith	TCR (%)	RQD (%)	Q ´	Weathering	RQD (m)	Jr	Jn	Ja
JM18001A	0,00	10,00	RUN	90,5	26,6	5,320	1,5	2,66	3	15	1
JM18001A	10,00	28,60	RUN	65,1	12,5	0,104	3	2,32	1	15	8
JM18001A	28,60	30,00	fqrHY	92,9	61,4	6,143	1,5	0,86	3	15	2
JM18001A	30,00	50,90	fqrHY	78,5	6,1	0,056	4,5	1,28	1	15	12
JM18001A	50,90	61,60	fqrHY	96,7	34,5	5,748	2	3,69	2	6	2
JM18001A	61,60	80,90	RUN	74,1	5,4	0,056	4,5	1,04	1	15	12
JM18001A	80,90	87,85	STWK	11,5	0,0	0,056	4,5	0,00	1	15	12
JM18001A	87,85	90,30	MSX	81,6	0,0	0,083	3	0,00	1	15	8
JM18001A	90,30	93,60	fRHY	83,3	28,2	2,818	3	0,93	3	15	2
JM18001A	93,60	94,30	STWK	100,0	0,0	0,056	4,5	0,00	1	15	12
JM18001A	94,30	95,00	MSX	92,9	18,6	3,714	1,5	0,13	3	15	1
JM18001A	95,00	97,00	STWK	100,0	0,0	0,056	4,5	0,00	1	15	12
JM18001A	97,00	101,15	STWK	98,8	55,4	3,464	2	2,30	3	12	4
JM18001A	101,15	107,20	MSX	93,4	13,2	2,645	2	0,80	3	15	1
JM18001A	107,20	109,90	STWK	59,3	0,0	0,083	2	0,00	1	15	8
JM18001A	109,90	113,55	VSD	69,9	0,0	0,083	2	0,00	1	15	8
JM18001A	113,55	117,15	CHF	30,6	3,1	0,083	2	0,11	1	15	8
JM18001A	117,15	117,75	MSX	100,0	0,0	0,067	4,5	0,00	1	15	10
JM18001A	117,75	121,60	STWK	50,6	0,0	0,067	4,5	0,00	1	15	10
JM18001A	121,60	124,40	MSX	96,4	62,1	31,071	1,5	1,74	3	6	1
JM18001A	124,40	131,10	MSX	69,4	9,7	0,067	4	0,65	1	15	10
JM18001A	131,10	141,85	MSX	97,2	26,4	5,284	1,5	2,84	3	15	1
JM18001A	141,85	153,40	MSX	79,7	2,0	0,042	5	0,23	1	20	12
JM18001A	153,40	154,70	STWK	100,0	0,0	0,042	5	0,00	1	20	12
JM18001A	154,70	163,50	MSX	98,9	38,6	7,727	1,5	3,40	3	15	1
JM18001A	163,50	172,65	STWK	60,1	10,5	0,058	4,5	0,96	1	15	12
JM18001A	172,65	184,05	MSX	98,7	29,0	5,807	1,5	3,31	3	15	1
JM18001A	184,05	193,05	MSX	96,7	9,1	0,042	4,5	0,82	1	20	12
JM18001A	193,05	208,60	STWK	94,2	19,7	0,132	4	3,07	1	15	10
JM18001A	208,60	224,45	STWK	72,6	6,1	0,056	4,5	0,96	1	15	12
JM18001A	224,45	232,20	RUN	59,4	2,6	0,042	4,5	0,20	1	20	12
JM18003	0,00	4,60	qRHY	87,0	17,4	3,478	2	0,80	3	15	1
JM18003	4,60	18,80	qRHY	81,8	12,3	0,103	3	1,75	1	15	8
JM18003	18,80	25,80	fqrHY	93,6	60,3	5,024	1,5	4,22	2	6	4
JM18003	25,80	43,10	fqrHY	52,7	9,0	0,056	4,5	1,55	1	15	12
JM18003	43,10	44,55	STWK	86,2	49,7	0,414	4	0,72	1	15	8
JM18003	44,55	45,50	ARGN	100,0	0,0	0,083	3	0,00	1	15	8
JM18003	45,50	46,50	RUN	100,0	0,0	0,067	4,5	0,00	1	15	10
JM18003	46,50	50,30	RUN	100,0	49,5	2,474	1,5	1,88	3	15	4
JM18003	50,30	62,40	STWK	72,3	0,0	0,042	5	0,00	1	20	12
JM18003	62,40	64,20	MSX	100,0	0,0	0,083	4,5	0,00	1	15	8
JM18003	64,20	66,20	STWK	82,5	27,0	0,225	2	0,54	1	15	8
JM18003	66,20	74,50	ARGN	88,6	12,0	0,067	4,5	1,00	1	15	12
JM18003	74,50	75,70	VSD	100,0	10,0	0,056	4,5	0,12	1	15	12
JM18003	75,70	79,70	fRHY	100,0	65,8	8,219	1,5	2,63	3	6	4
JM18003	79,70	83,00	VSD	39,4	0,0	0,042	4,5	0,00	1	20	12
JM18003	83,00	85,30	ARGN	73,9	0,0	0,042	4,5	0,00	1	20	12
JM18003	85,30	89,10	VSD	65,8	12,4	0,069	4,5	0,47	1	15	12
JM18003	89,10	90,00	VAT	100,0	0,0	1,333	1,5	0,00	2	15	1
JM18003	90,00	100,00	MSX	98,0	37,5	7,500	1,5	3,75	3	15	1
JM18003	100,00	101,00	MSX	100,0	10,0	0,083	4,5	0,10	1	15	8
JM18003	101,00	104,40	STWK	100,0	28,8	0,192	4,5	0,98	1	15	10
JM18003	104,40	110,50	MSX	96,7	4,1	0,083	4,5	0,25	1	15	8
JM18003	110,50	121,60	MSX	100,0	30,9	6,180	3	3,43	3	15	1
JM18003	121,60	124,30	ARGN	90,7	0,0	0,067	4,5	0,00	1	15	10
JM18003	124,30	130,70	MSX	100,0	56,3	14,063	2	3,60	3	12	1
JM18003	130,70	137,45	MSX	90,4	3,0	0,056	4,5	0,20	1	15	12
JM18003	137,45	139,45	MSX	100,0	40,0	8,000	1,5	0,80	3	15	1
JM18003	139,45	140,30	STWK	100,0	23,5	2,941	1,5	0,20	3	6	4
JM18003	140,30	143,45	MSX	100,0	55,2	27,619	2	1,74	3	6	1
JM18003	143,45	152,75	MSX	77,4	5,9	0,042	4,5	0,55	1	20	12
JM18003	152,75	165,05	STWK	33,7	1,1	0,056	4,5	0,13	1	15	12

Figura 1: Extrato da Base de Dados Geológico-Geotécnica.

Anexo II - Perfis em Maptek Vulcan

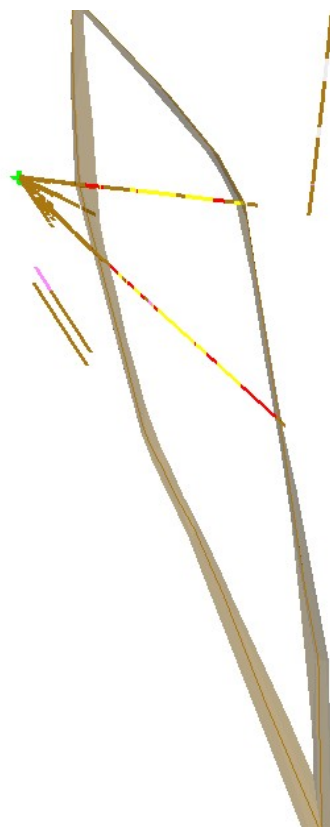


Figura 2: Corte transversal de interpretação do modelo litológico do jazigo.

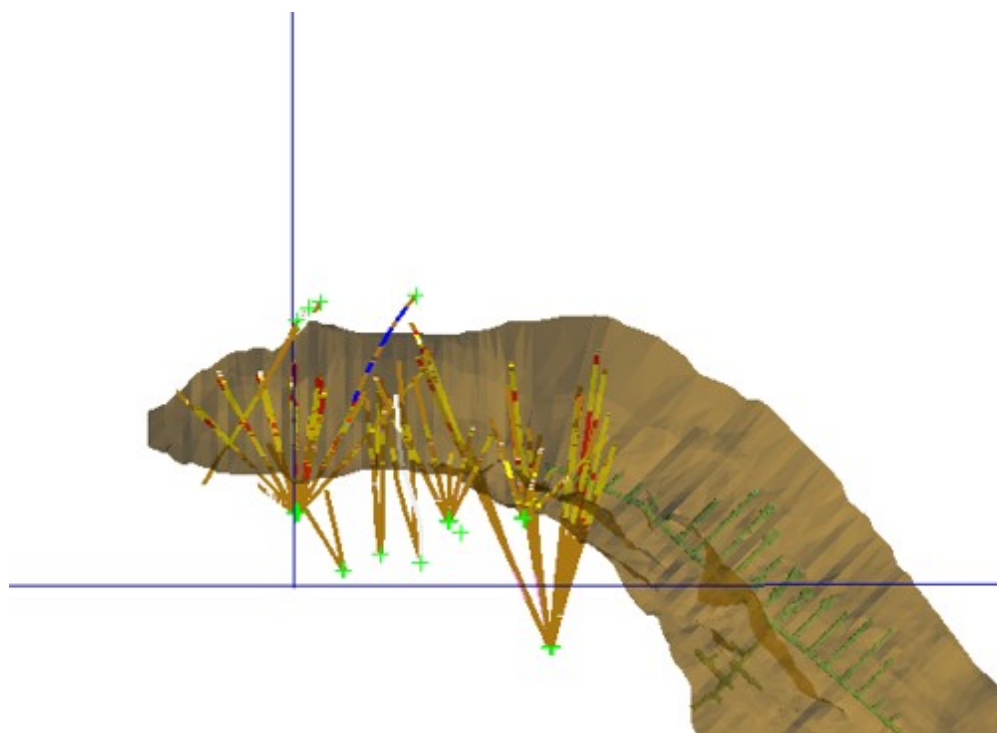


Figura 3: Planta de interpretação do modelo litológico do jazigo.

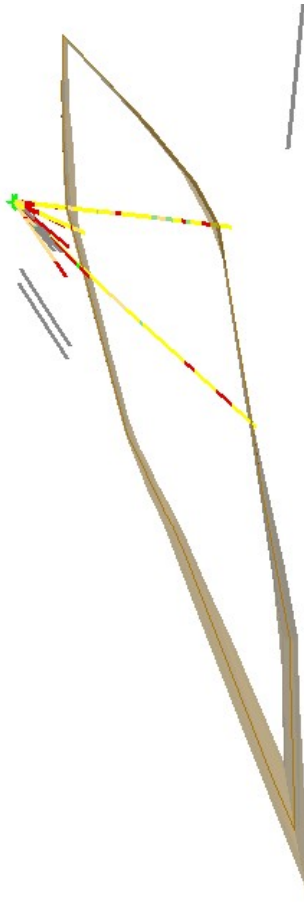


Figura 4: Corte transversal de interpretação da qualidade geotécnica do jazigo (Q-system).

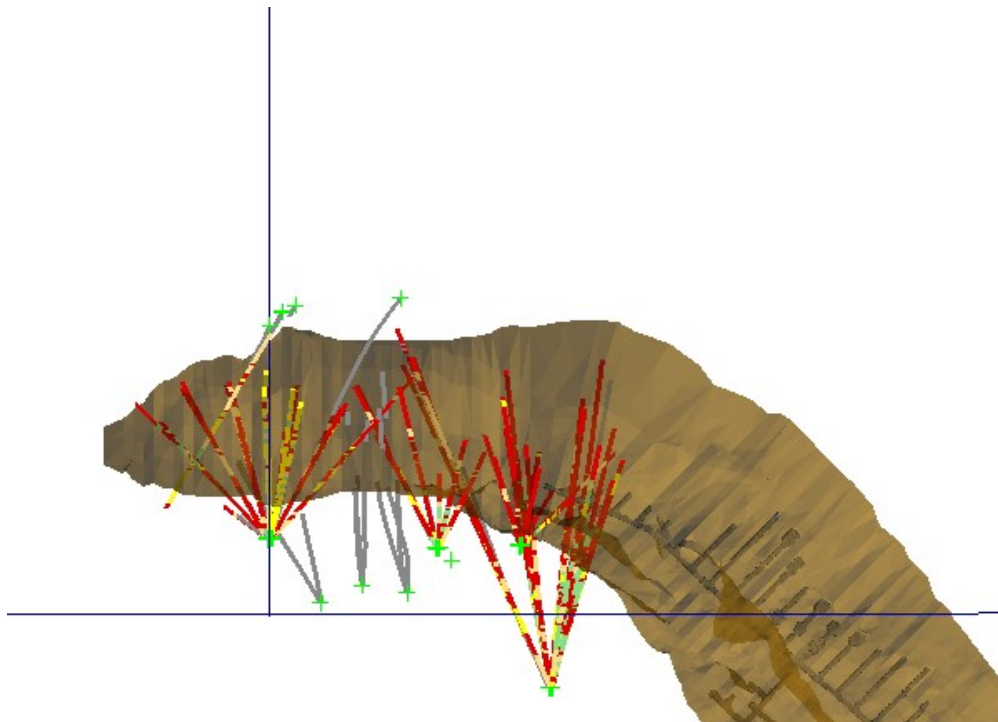


Figura 5: Planta de interpretação da qualidade geotécnica do jazigo (Q-system).



Figura 6: Corte transversal de interpretação do grau de alteração do jazigo.

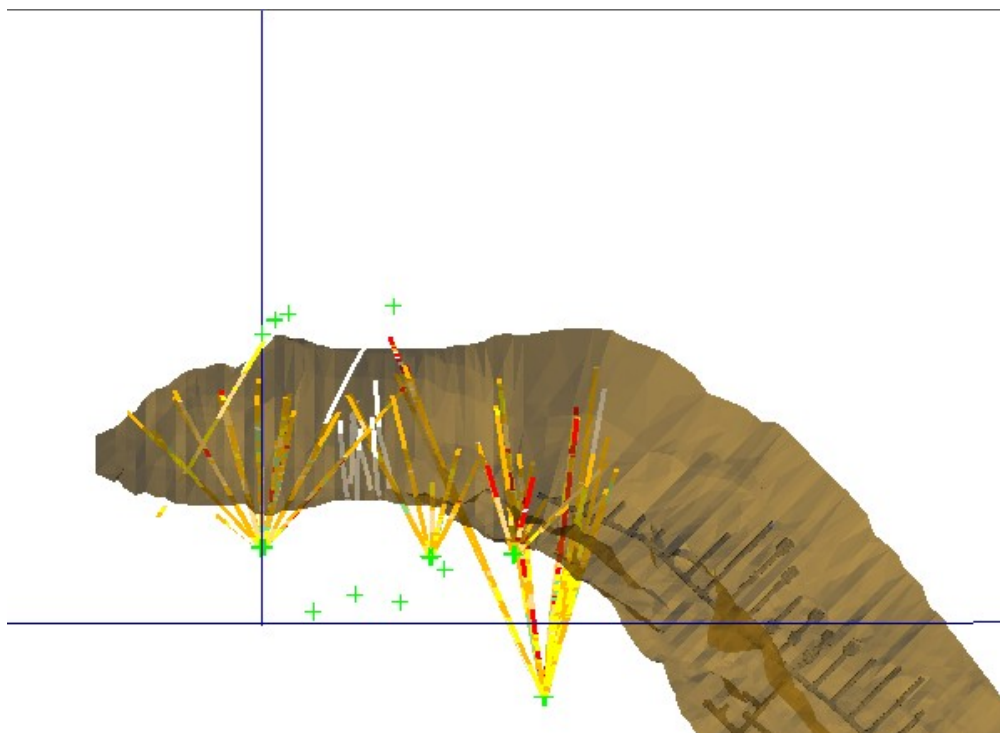


Figura 7: Planta de interpretação do grau de alteração do jazigo.

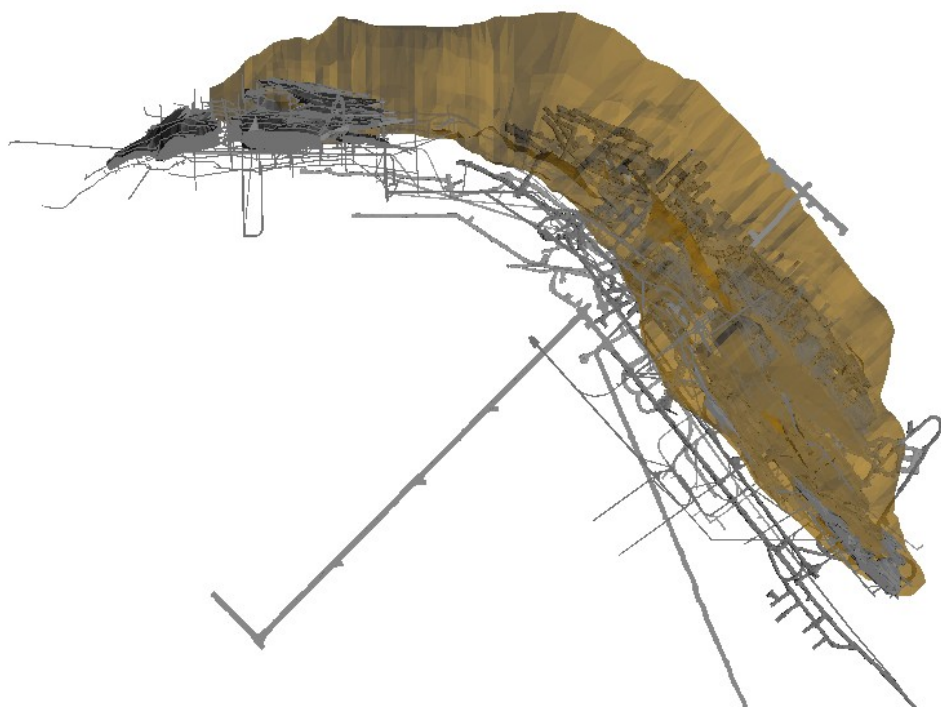


Figura 8: Planta de infraestruturas subterrâneas do jazigo de S. João - Moinho.

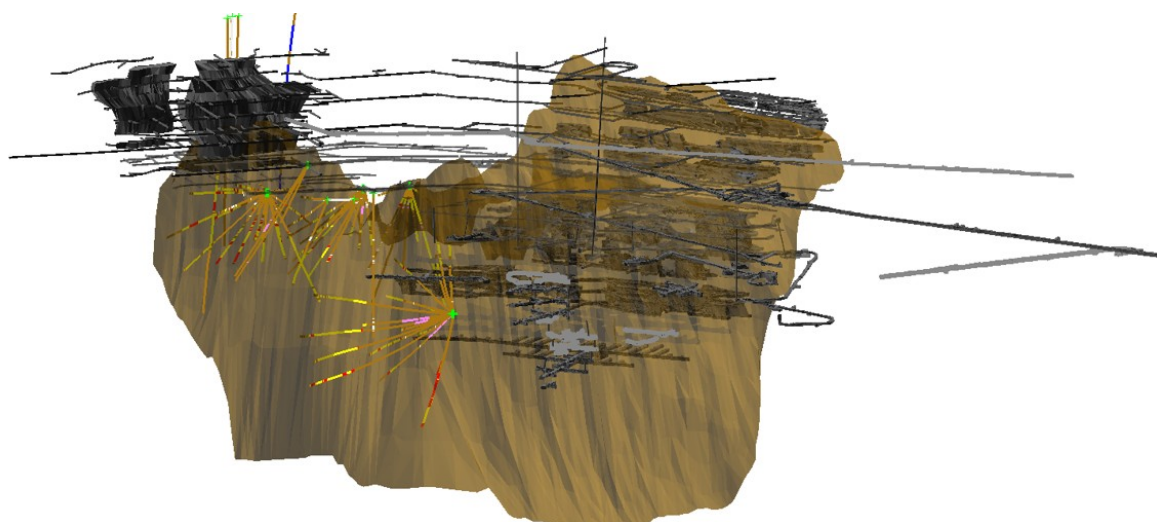


Figura 9: Visualização tridimensional global do corpo mineralizado do Jazigo de S. João, malha de sondagens e infraestruturas.

Anexo III - Registo do Ensaio de *Point-Load*

Ensaio de Carga Pontual				
Número de Amostras:	19	Data do ensaio:	16/04/2026	
Tipo de ensaio:	Bloco Irregular	Responsáveis:	Isabela Silva, João Batista	
Local de extração:	M540-GAME	Local de ensaio:	Laboratório de Geotecnia	
Equipamento:	MATEST Digital Point Load Tester	De acordo com a norma AS 4133.4.1-2007		

id Amostra	Litologia	Grau Alteração	Largura 1 (W ₁) mm	Largura 2 (W ₂) mm	Média Largura (W) mm	Altura (D) mm	Área de Secção mm ²	D _{aparente} mm	D _{equivalente} mm	Correção de tamanho	Carga (P), N	Tipo Rotura	Índice de Carga Pontual, I _p não corrigido (Mpa)	Índice Carga Pontual, I _{p(50)} (MPa)	Correlação I _{p(50)} - UCS (Mpa)
1	MSX	1	27,6	27,5	27,55	19,2	529,0	26,0	673,5	0,744	7620	R	11,31	8,42	185
2	MSX	1	23,6	23,1	23,35	22,1	516,0	25,6	657,0	0,740	4240	R	6,45	4,78	105
3	MSX	1	27,6	26,9	27,25	25,1	684,0	29,5	870,9	0,789	13220	R	15,18	11,97	263
4	MSX	1	28,5	24,8	26,65	24,7	658,3	29,0	838,1	0,782	Inv	R	Inv	Inv	Inv
5	MSX	1	47,2	49,2	48,2	39	1879,8	48,9	2393,4	0,990	Inv		Inv	Inv	Inv
6	MSX	1	54,9	50,1	52,5	45,4	2383,5	55,1	3034,8	1,045	14468	R	4,77	4,98	110
7	MSX	1	59,1	57,7	58,4	43,4	2534,6	56,8	3227,1	1,059	15340	R	4,75	5,03	111
8	MSX	1	39,7	39,4	39,55	30,5	1206,3	39,2	1535,9	0,896	6798	D	4,43	3,97	87
9	MSX	1	39	37,7	38,35	31,8	1219,5	39,4	1552,8	0,898	25420	R	16,37	14,71	324
10	MSX	1	26,4	29,5	27,95	23,3	651,2	28,8	829,2	0,780	4460	R	5,38	4,20	92
11	MSX	1	31	31,2	31,1	26,7	830,4	32,5	1057,3	0,824	7554	D	7,14	5,89	130
12	MSX	1	32,4	32	32,2	25	805,0	32,0	1025,0	0,818	5742	D	5,60	4,58	101
13	MSX	1	50,7	52,9	51,8	40,3	2087,5	51,8	2657,9	1,014	56518	D	21,26	21,56	474
14	MSX	1	50,2	49,2	49,7	41,8	2077,5	51,4	2645,1	1,013	18592	R	7,03	7,12	157
15	MSX	1	47,7	43,7	45,7	41,2	1882,8	49,0	2397,3	0,991	10250	D	4,28	4,24	93
16	MSX	1	57,9	50,7	54,3	44,9	2438,1	55,7	3104,2	1,050	14938	R	4,81	5,05	111
17	MSX	1	26,2	26,6	26,4	25,2	665,3	29,1	847,1	0,784	6298	D	7,44	5,83	128
18	MSX	1	60	38,6	49,3	50,5	2489,7	56,3	3169,9	1,055	21190	R	6,68	7,05	155
19	MSX	1	64	59,7	61,85	55	3401,8	65,8	4331,2	1,132	Inv		Inv	Inv	Inv

Grau de alteração	Classe de resistência	I _{p(50)} MPa	Tipo de Rotura
5 - Completamente alterada	EA - Extremamente alta	10 to 30	R - Através da rocha intacta
4 - Muito alterada	MA - Muito Alta	3 to 10	D - Ao longo descontinuidade
3 - Moderadamente alterada	A - Alta	1 to 3	B - Ao longo da foliação
2 - Ligeiramente alterada	M - Média	0.3 to 1	
1 - Sá ou não alterada	B - Baixa	0.1 to 0.3	
	MB - Muito Baixa	0.03 to 0.1	
	EB - Extremamente Baixa	<0.03	

Índices de Carga Pontual inferiores a 1 MPa podem não ser confiáveis.

Anexo IV - Registo do Ensaio de Resistência à Compressão Uniaxial

		LABORATÓRIO GEOTÉCNICO Relatório de Resistência à Compressão Uniaxial em carotes de sondagem (NP EN 1926-2000)	
NUMERO DE AMOSTRAS	9	LOCAL ENSAIO	Laboratório Geotécnico
DATA DE PREPARAÇÃO	23/04/2026	CURA	sem
LITOLOGIA	Riólitos	DIÂMETRO	63
ZONA DE EXTRAÇÃO	S. João	ALTURA	Variável
ORIGEM	Caroteca	DATA DE ENSAIO	24/04/2026
Planos de anisotropia			
Orientação do eixo de carga face ao plano de anisotropia			
Provete	Tensão de rotura (KN)	Resistência (MPa)	Observações
12	86,513	27,753	Rotura total por plano de veio silicioso
13	225,484	72,334	Rotura completa
14	108,793	34,900	Fissura subvertical
15	219,449	70,398	Fissura subvertical e desintegração lateral
16	616,454	197,756	Desintegração violenta, amostra destruída
17	114,605	36,765	Rotura total por planos subverticais
18	165,574	53,115	Rotura total
19	319,457	102,408	Rotura e destruição total da amostra
20	258,942	83,068	Rotura total por plano oblíquo
Média (MPa)			75,389
Desvio padrão			49,096
Classe de resistência			R4
Observações			
12- Massa: 1514 g; H: 184 mm 13- Massa: 1353 g; H: 160 mm 14- Massa: 1373 g; H: 162 mm 15- Massa: 1270 g; H: 150 mm 16- Massa: 1529 g; H: 185 mm 17- Massa: 1400 g; H: 168 mm 18- Massa: 1552 g; H: 188 mm 19- Massa: 1365 g; H: 167 mm 20- Massa: 1317 g; H: 163 mm Amostras muito siliciosas.			
Operador	João Batista e Isabela Silva	Responsável	
Data	30/04/2026	Data	

DECLARAÇÃO DE INTEGRIDADE

DECLARAÇÃO DE INTEGRIDADE

Eu, **João Pedro Madeira Batista**, N.º CC: 15975434,

Declaro ter conduzido e desenvolvido este trabalho académico com integridade científica e ética. Não plagiei ou apliquei qualquer forma de uso indevido de informações ou falsificação de conteúdos e/ou resultados ao longo do processo que levou à elaboração da dissertação/projeto/estágio.

Declaro ainda que, pontualmente, recorri a ferramentas ou agentes de inteligência artificial (IA generativa) — em texto, imagem, vídeo ou outro formato — apenas para fins académicos de pesquisa avançada de tópico específico, e que fiz a devida citação deste recurso, sem colocar em causa os direitos de autor, o uso indevido de informações ou a falsificação de conteúdos.

Declaro que o trabalho apresentado neste documento é original e de minha autoria, não tendo sido utilizado anteriormente para nenhum outro fim.

Declaro, ainda, que tenho pleno conhecimento do Código de Conduta Ética do P.PORTO.

ISEP, Porto, 30 de junho de 2026

João Pedro Madeira Batista