

ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS EM MACIÇOS DE MÁRMORE

Avaliação da estabilidade para formas típicas de
escavações mineiras

MARIANA RAQUEL COSTA MEIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS E GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Milton Topa Gomes

Coorientador: Professor Doutor José Eduardo Tavares Quintanilha de
Menezes

MARÇO DE 2025

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2024/2025

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2024/2025 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2025*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha mãe e ao meu irmão.

Disobedience is the true foundation of liberty.

The obedient must be slaves.

- Henry D. Thoreau

AGRADECIMENTOS

Expresso a minha profunda gratidão ao Professor Doutor Topa Gomes pela sua incansável orientação, pela disponibilidade e dedicação demonstradas ao longo deste percurso, e pelas inúmeras horas dispensadas na explicação do tema. Foi um privilégio aprender tanto com alguém que possui um conhecimento e uma experiência tão vastos.

Agradeço igualmente ao Professor Doutor Quintanilha de Menezes pela sua disponibilidade e apoio inestimável, especialmente nos momentos de maior incerteza, transmitindo-me importantes noções geotécnicas.

Um agradecimento especial ao Professor José Miguel Castro, cuja orientação e entusiasmo pelo ensino tornaram as suas aulas inspiradoras, despertando em mim um profundo interesse pela engenharia estrutural, influenciando o meu caminho como engenheira de estruturas e geotecnia.

Expresso o meu sincero agradecimento à administração da Pedreira Del Rey pelo convite para visitar a pedreira, proporcionando uma experiência enriquecedora e um contacto direto com o caso de estudo.

Agradeço ao Engenheiro João Saúde e à Engenheira Neusa Botas pela disponibilidade demonstrada e pelo acesso a dados essenciais para o progresso deste trabalho, viabilizado através da colaboração das empresas RM – Engenharia & Geologia e eGiamb.

Agradeço com a maior das alegrias, a quem mais me proporcionou momentos de leveza e gargalhada durante este processo – às senhoras do bar da biblioteca. Em especial, à Mónica e à Helena, pelo carinho e boa disposição que tornaram este percurso um pouco mais doce.

Aos meus amigos, agradeço por todas as aventuras e desventuras, por serem o meu maior alento em todos os momentos. Nos períodos mais difíceis desta dissertação, foram eles que me ajudaram a ver o mundo com outra perspetiva e me motivaram a seguir em frente.

Com a maior simplicidade, agradeço à pessoa mais complexa, desorientada, determinada e alegre que conheci – à minha melhor companhia, por vezes –, Márcia Trábulo. Aqui fica o reconhecimento de alguém que partilhou comigo tanto os dissabores como as melhores aventuras, numa luta constante para concluirmos este ciclo das nossas vidas. Ainda assim, este agradecimento jamais conseguirá expressar a imensidão desta amizade.

À minha família, expresso a minha mais profunda gratidão, em especial à minha tia Isaura e à minha prima Joana, que souberam sempre trazer-me conforto, aventura e força nos momentos de maior dificuldade, acompanhando-me não apenas ao longo do meu percurso académico, mas também na vida.

Agradeço ao Ole Ressaenar van Rooij, pela imensa paciência demonstrada ao longo destes meses, pelo apoio incondicional e pela motivação constante que me ajudou a manter forte e a dar sempre o meu melhor. Pela ternura dos teus gestos e pelos momentos de felicidade que partilhámos, tenham sido a 2000km ou não. Obrigada, Ole, por seres o meu melhor amigo. Que este compromisso perdure para além da minha carreira como engenheira e se estenda por toda a minha vida.

Não poderia deixar de destacar aquelas que são as minhas maiores fundações, os alicerces de todos os valores que me definem: a minha mãe e o meu irmão.

À minha mãe que é uma força da natureza, que me ensinou o verdadeiro significado de garra, que desafiou todas as probabilidades e tornou possível que eu fosse a primeira pessoa da família a estudar no ensino superior. A sua força e resiliência são, e sempre serão, a minha maior inspiração.

Ao meu irmão, que sempre me motivou e me mostrou que o verdadeiro caminho está na incessante busca por sermos a melhor versão de nós próprios, aceitando os desafios da vida sem nunca ceder à estagnação ou ao conformismo.

A eles devo tudo.

RESUMO

Atualmente, algumas pedreiras a céu aberto enfrentam limitações significativas para a continuidade da exploração devido à impossibilidade de aprofundamento além de determinados níveis. Apesar disso, muitas empresas ainda possuem volumes substanciais de recursos nas suas áreas de concessão, embora inatingíveis por métodos convencionais. A escavação subterrânea, nomeadamente através de galerias em túnel, surge como uma solução viável, embora envolva desafios económicos e geotécnicos que condicionam a sua implementação.

O presente trabalho tem como objetivo avaliar a viabilidade de uma solução subterrânea na Pedreira Del Rey. Inicialmente, foi realizada uma introdução à composição geológica do mármore, aos métodos de escavação deste material e uma breve abordagem comparativa entre a exploração a céu aberto e a subterrânea. Posteriormente, foi conduzida a avaliação das condições de estabilidade com recurso ao modelo numérico bidimensional no *software* RS2 e o estudo paramétrico no âmbito do estudo em apreço.

Destacou-se a importância do critério de Hoek-Brown Generalizado para a análise tenso-deformacional do caso de estudo, recorrendo ao método SSR do RS2. Definiu-se fases de escavação e pontos críticos para o estudo da distribuição de tensões e deformações. O estudo paramétrico incidiu na análise de variáveis como o coeficiente de impulso em repouso e o índice GSI.

O estudo adotado revelou-se fundamental para compreender os desafios geotécnicos associados à escavação subterrânea e à modelação numérica em maciços de mármore.

A análise paramétrica mostrou que a variação do coeficiente de impulso em repouso pode refletir diferentes condições iniciais do maciço, com impacto direto na distribuição de tensões e na evolução dos deslocamentos. Além disso, percebeu-se a necessidade de obter um estudo geotécnico completo de modo a obter o valor do coeficiente de impulso, por meio de pressiómetros *in situ*, visto que, após o estudo paramétrico, se verificou que a variação deste parâmetro tem influências na distribuição de tensões e deformações.

A ausência de convergência para GSI 55 impediu a progressão da análise, destacando a necessidade de considerar valores superiores. No entanto, a análise SSR permitiu compreender o mecanismo de rotura associado à redução da qualidade geomecânica, evidenciando o impacto da degradação do maciço na estabilidade global.

Os resultados obtidos destacam a importância da caracterização geotécnica detalhada e da modelação numérica na avaliação da estabilidade de escavações subterrâneas, constituindo um contributo relevante para a engenharia geotécnica aplicada a explorações de rochas ornamentais.

PALAVRAS-CHAVE: escavação subterrânea, modelação numérica, maciço de mármore, GSI, análise SSR

ABSTRACT

Currently, some open-cast quarries face significant limitations to continued exploitation due to the impossibility of deepening beyond certain levels. Despite this, many companies still have substantial volumes of resources in their concession areas, although they are unreachable by conventional methods. Underground excavation, namely through tunnelling, has emerged as a viable solution, although it involves economic and geotechnical challenges that condition its implementation.

The aim of this study is to assess the feasibility of an underground solution at Del Rey Quarry. Initially, an introduction was given to the geological composition of marble, the methods of excavating this material and a brief comparative approach between open-cast and underground mining. Subsequently, the stability conditions were assessed using the two-dimensional numerical model in the RS2 software and the parametric study within the scope of this study.

The importance of the Generalised Hoek-Brown criterion was highlighted for the stress-strain analysis of the case study, using the RS2 SSR method. Excavation phases and critical points were defined for the study of stress and strain distribution. The parametric study focused on analysing variables such as the impulse coefficient at rest and the GSI index.

The study adopted proved fundamental to understanding the geotechnical challenges associated with underground excavation and numerical modelling in marble massifs.

The parametric analysis showed that the variation in the impulse coefficient at rest can reflect different initial conditions of the massif, with a direct impact on the distribution of stresses and the evolution of displacements. In addition, the need to carry out a complete geotechnical study in order to obtain the value of the thrust coefficient by means of in situ pressure gauges was realised, since after the parametric study it was found that the variation of this parameter has an influence on the distribution of stresses and deformations.

The lack of convergence for GSI 55 prevented the analysis from progressing, emphasising the need to consider higher values. However, the SSR analysis made it possible to understand the failure mechanism associated with the reduction in geomechanical quality, highlighting the impact of mass degradation on global stability.

The results obtained highlight the importance of detailed geotechnical characterisation and numerical modelling in assessing the stability of underground excavations, making a relevant contribution to geotechnical engineering applied to natural stone quarries.

KEY WORDS: underground excavation, numerical modelling, marble massif, GSI, SSR analysis

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	IV
ABSTRACT	VI
ÍNDICE DE FIGURAS	XII
ÍNDICE DE QUADROS.....	XVII
SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS	XVIII
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. MOTIVAÇÃO E OBJETIVO	1
1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	1
2. EXPLORAÇÃO DE MÁRMORE E CARACTERIZAÇÃO DA ROCHA	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.1.1. ENQUADRAMENTO DO MÁRMORE EM VILA VIÇOSA	3
2.1.2. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA	6
2.2. MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO E TÉCNICAS DE EXTRAÇÃO	8
2.2.1. EXPLORAÇÃO A CÉU ABERTO	8
2.2.2. EXPLORAÇÃO SUBTERRÂNEA.....	9
2.2.3. MÁQUINAS DE DESMONTE	11
2.3. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	14
2.3.1. PARÂMETROS FÍSICOS	15
2.3.2. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO INDIRETA (ENSAIO BRASILEIRO);.....	15
2.3.3. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL	16
2.3.4. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO TRIAXIAL	17
3. ANÁLISE GEOMECÂNICA DO MACIÇO ROCHOSO	19
3.1. INTRODUÇÃO	19
3.2. DESCONTINUIDADES	20
3.2.1. PROPRIEDADES E MÉTODOS DE ANÁLISE.....	21
3.3. CRITÉRIOS DE ROTURA PARA ROCHAS INTACTAS, MACIÇOS ROCHOSOS E DESCONTINUIDADES	23
3.3.1. CRITÉRIO DE ROTURA DE MOHR-COLOUMB	24

3.3.2. CRITÉRIO DE ROTURA DE HOEK-BROWN	25
3.3.3. CRITÉRIO DE ROTURA HOEK-BROWN GENERALIZADO	26
3.4. CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS.....	27
3.4.1. ÍNDICE DE RESISTÊNCIA GEOLÓGICA - GSI	28
3.5. CONCLUSÃO.....	30

4. CARACTERIZAÇÃO DO CASO DA PEDREIRA DEL REY ... 31

4.1. INTRODUÇÃO	31
4.2. DESCRIÇÃO BREVE DO CASO DE ESTUDO	31
4.3. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO DO CASO DE ESTUDO	32
4.4. EXTRAÇÃO DA PEDREIRA DEL REY.....	33
4.5. CARACTERÍSTICAS FÍSICO-MECÂNICAS DA ROCHA MÁRMORE DA PEDREIRA DEL REY	34
4.5.1. RESULTADOS DAS PROPRIEDADES FÍSICAS.....	34
4.5.2. RESULTADOS DO ENSAIO À COMPRESSÃO DIAMETRAL	35
4.5.3. RESULTADOS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL	36
4.5.4. RESULTADOS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO TRIAXIAL.....	38
4.5.5. DETERMINAÇÃO DA COESÃO E ÂNGULO DE ATRITO	39
4.6. ANÁLISE DAS DESCONTINUIDADES	40
4.6.1. CORREÇÃO DE TERZAGHI	42
4.7. RESULTADO DAS CLASSIFICAÇÕES DO MACIÇO ROCHOSO	44
4.7.1. DETERMINAÇÃO DO RQD	44
4.7.2. DETERMINAÇÃO DO GSI	45
4.8. CRITÉRIOS DE ROTURA	45
4.8.1. PARÂMETROS DO CRITÉRIO DE MOHR-COULOMB.....	45
4.8.2. DETERMINAÇÃO DO CRITÉRIO DE HOEK-BROWN	46
4.8.3. DETERMINAÇÃO DO CRITÉRIO DE HOEK-BROWN GENERALIZADO	47
4.9. CONCLUSÃO.....	48

5. MODELAÇÃO NUMÉRICA DE UMA ESCAVAÇÃO SUBTERRÂNEA EM MÁRMORE A DUAS DIMENSÕES..49

5.1. INTRODUÇÃO	49
5.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA EM RS2.....	49
5.2.1. LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO DA PEDREIRA DEL REY	50
5.2.2. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DO MODELO INICIAL	51

5.2.3. PROPRIEDADES DO MACIÇO E CRITÉRIO DE ROTURA	52
5.2.4. DISCRETIZAÇÃO DA MALHA E CONDIÇÕES FRONTEIRA	52
5.3. ESTADO DE TENSÃO INICIAL NA MODELAÇÃO NUMÉRICA	54
5.3.1. TENSÕES INICIAIS DOS MODELOS INICIAIS	55
5.3.2. DETERMINAÇÃO DO CÁLCULO BASE	58
5.4. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO TENSO-DEFORMACIONAL DO CÁLCULO BASE.....	59
5.4.1. CRITÉRIO DE ROTURA DO CÁLCULO BASE	59
5.4.2. ANÁLISE DOS CRITÉRIOS DE ROTURA	60
5.4.3. ANÁLISE DO FATOR DE SEGURANÇA LOCAL	62
5.4.4. TRAJETÓRIA DAS TENSÕES PRINCIPAIS	64
5.4.5. EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS DO CÁLCULO BASE.....	68
 6. ESTUDO PARAMÉTRICO DO CASO DE ESTUDO	 81
6.1. INTRODUÇÃO	81
6.2. COEFICIENTE DE IMPULSO	81
6.2.1. ANÁLISE SSR $K_0 = 0,5$	82
6.2.2. ANÁLISE DO FATOR DE SEGURANÇA LOCAL	82
6.2.3. ANÁLISE DAS TENSÕES PRINCIPAIS	83
6.2.4. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS.....	86
6.2.5. ANÁLISE SSR $K_0 = 2,0$	91
6.2.6. ANÁLISE DO FATOR DE SEGURANÇA LOCAL	92
6.2.7. ANÁLISE DAS TENSÕES PRINCIPAIS	93
6.2.8. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS.....	97
6.3. ÍNDICE GSI 55	104
6.3.1. ANÁLISE SSR	104
6.3.2. ANÁLISE DO FATOR DE SEGURANÇA LOCAL	105
6.3.3. CONCLUSÃO	106
6.4. ÍNDICE GSI 65	106
6.4.1. ANÁLISE SSR	106
6.4.2. ANÁLISE DO FATOR DE SEGURANÇA LOCAL	107
6.4.3. ANÁLISE DAS TENSÕES PRINCIPAIS	108
6.4.4. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS.....	110
6.5. CONCLUSÃO.....	110
 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	 113

7.1. CONCLUSÕES FINAIS	113
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	114
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	116

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Localização das principais jazidas de rochas ornamentais de Portugal (adaptado de LNEG)	4
Figura 2 Ranking de qualidade dos mármore nas principais regiões produtoras de Portugal (Moura, 2007)	5
Figura 3 Aplicação do mármore em colunas do teatro de Mérida (Moura, 2007)	5
Figura 4 Representação esquemática do ciclo das rochas. Adaptado de (Begonha, 2022)	6
Figura 5 Microestrutura de dois mármore com a textura granoblástica - cada imagem tem 2,0x2,8 mm. Adaptado de (Grelk, et al., 2004)	7
Figura 6 Diferentes tipos de mármore portugueses e os seus aspetos macroscópicos e microscópios (LNEG). a) branco rosado; b) rosa de rosal	8
Figura 7 Exploração a céu aberto da Pedreira del Rey	9
Figura 8 Exemplo da escavação subterrânea na Pedreira Del Rey	10
Figura 9 Máquina de fio diamantado GU70 (Fantini)	11
Figura 10 Exemplo de canais de furação para delimitação do corte	12
Figura 11 Esquema do corte vertical da máquina (Fantini)	12
Figura 12 Esquema do corte horizontal da máquina (Fantini)	13
Figura 13 Retroescavadora giratória da Pedreira del Rey	14
Figura 14 Esquema do Ensaio Brasileiro (Brito, 2006)	15
Figura 15 Ensaio de compressão uniaxial (Lima , et al., 2024)	16
Figura 16 - Formato do provete para ensaio triaxial (Lade, 2016)	17
Figura 17 Célula de Hoek (Hoek, et al., 1968)	18
Figura 18 Diagrama da transição de rocha intacta para rochoso maciço adaptado de (Hoek, et al., 2000)	19
Figura 19 Presença de uma descontinuidade em rocha mármore	20
Figura 20 – Terminologia definindo a orientação do plano duma descontinuidade N60E,30SE: a) vista isométrica; (b) vista em planta (Lima , et al., 2024)	21
Figura 21 Diferentes tipos de falhas, nível de rugosidades e aberturas (Lima , et al., 2024)	22
Figura 22 Grande escavação a céu aberto e avaliação preliminar da estabilidade dos taludes em função da geologia estrutural (Lima , et al., 2024)	23
Figura 23 Envolvente de rotura do critério Mohr-Coloumb. a) em função da tensão normal e tangencial; b) em função das tensões principais. Adaptada de (Vallejo, et al., 2004)	24
Figura 24 Envolvente de rotura do critério Hoek-Brown. a) em função das tensões principais; b) em função da tensão normal e tangencial. Adaptada de (Vallejo, et al., 2004)	26
Figura 25 Definição do GSI (adaptado de Hoek et al, 2013)	29

Figura 26 Localização da Pedreira Monte D'El Rei MJ-5285, destacada em vermelho na figura (Técnico, 2019)	32
Figura 27 Excerto da Carta Geológica do Anticlinal Borba – Estremoz - Vila Viçosa, com indicação da área de exploração (CEVALOR, 2003)	33
Figura 28 Configuração geral da Pedreira (Técnico, 2019)	34
Figura 29 Exemplo das amostras utilizadas como provete dos ensaios. a) amostra cúbica; b) provete (Técnico, 2019).....	34
Figura 30 Provetes utilizados para o ensaio de determinação da resistência à tração (Técnico, 2019)	36
Figura 31 Provetes sujeitos ao ensaio de determinação da resistência à compressão (Técnico, 2019)	37
Figura 32 Provetes sujeitos ao ensaio de determinação da resistência à compressão (Técnico, 2019)	38
Figura 33 Círculos de Mohr e envolvente de Mohr-Coulomb determinada com base nos.....	40
Figura 34 Representação das frentes de escavação e as respetivas scanlines da pedreira (eGiamb, 2024)	41
Figura 35 Projeção estereográfica das famílias de descontinuidades.....	42
Figura 36 Correção de Terzaghi no <i>software</i> DIPS (Rocscience, 2025)	43
Figura 37 Exemplo de ilustração da correção de Terzaghi. a) exemplo não corrigido; b) exemplo corrigido (Rocscience, 2025).....	43
Figura 38 Projeção estereográfica das famílias de descontinuidades com a correção de Terzaghi ...	44
Figura 39 Envolvente de rotura do critério Hoek-Brown da rocha mármore da Pedreira del Rey. a) em função das tensões principais; b) em função da tensão de corte e normal.....	47
Figura 40 Envolvente de rotura do critério Hoek-Brown Generalizado da rocha mármore da Pedreira del Rey. a) em função das tensões principais; b) em função da tensão normal e tangencial.....	48
Figura 41 Perfil transversal G4 (RM - Engenharia e Geologia, 2024)	50
Figura 42 Enumeração das galerias no perfil transversal G4	51
Figura 43 Geometria do Modelo Inicial	52
Figura 44 Discretização da malha do modelo inicial em RS2	53
Figura 45 Modelo inicial no RS2	53
Figura 46 Geometria do perfil do modelo C2 no <i>software</i> RS2.	54
Figura 47 Localização do perfil L0 de C1 e C2 no RS2.....	55
Figura 48 Gráfico de tensões horizontais dos modelos C1 e C2 do perfil L0.....	56
Figura 49 Gráfico de tensões verticais dos modelos C1 e C2 do perfil L0	57
Figura 50 Gráfico do coeficiente de impulso de repouso dos modelos C1 e C2 do perfil L0	58

Figura 51 Fases de escavação do caso de estudo em RS2. a) etapa 2 - escavação a céu aberto; b) etapa 3 - escavação da galeria 1; c) etapa 4 - escavação da galeria 2; d) etapa 5 - escavação da galeria 3.....	59
Figura 52 Elementos de plastificação da análise SSR do modelo Hoek-Brown, para a última etapa. a) elementos de plastificação; b) legenda	61
Figura 53 Elementos de plastificação e SRF do modelo Mohr-Coulomb em RS2	61
Figura 54 Elementos de plastificação e SRF do modelo Hoek-Brown Generalizado em RS2	62
Figura 55 Fator de segurança local do cálculo base, na etapa 5. a) resultado do cálculo base; b) legenda	63
Figura 56 Fator de segurança local dos pontos críticos do cálculo base, na etapa 5. a) resultado do cálculo base; b) legenda.....	63
Figura 57 Trajetória de tensões do PC1.....	65
Figura 58 Trajetória de tensões do PC2.....	66
Figura 59 Redistribuição de tensões no PC2. a) trajetória da tensão principal maior; b) legenda	67
Figura 60 Trajetória de tensões do PC3.....	67
Figura 61 Trajetória de tensões do PC4.....	68
Figura 62 Deslocamentos totais do cálculo base na etapa 5. a) deslocamentos totais b) legenda	69
Figura 63 Perfil L1 dos deslocamentos totais do cálculo base, na etapa 5. a) deslocamentos totais do cálculo base b) legenda.....	70
Figura 64 Deslocamentos totais do perfil L1	71
Figura 65 Perfil L1 dos deslocamentos horizontais do cálculo base, na etapa 5. a) deslocamentos horizontais do cálculo base b) legenda	71
Figura 66 Deslocamentos horizontais do perfil L1	72
Figura 67 Deslocamentos verticais do cálculo base, na etapa 5. a) deslocamentos verticais do cálculo base b) legenda	73
Figura 68 Deslocamentos verticais do perfil L1.....	73
Figura 69 Legenda dos perfis da galeria 3. a) deslocamentos totais b) legenda	74
Figura 70 Deslocamentos verticais do perfil L2.....	75
Figura 71 Trajetória de deslocamentos verticais do cálculo base. a) trajetória de deslocamentos verticais; b) legenda.....	76
Figura 72 Deslocamentos verticais do perfil L4.....	77
Figura 73 Deslocamentos horizontais do perfil L3	78
Figura 74 Trajetória de deslocamentos horizontais do cálculo base. a) trajetória de deslocamentos horizontais; b) legenda	79

Figura 75 Elementos de plastificação da análise SRF para um $K_0 = 0,5$. a) elementos de plastificação; b) legenda.....	82
Figura 76 Fator de segurança local para um $K_0 = 0,5$. a) fator de segurança; b) legenda.....	83
Figura 77 Trajetória de tensões do PC1 para $K_0 = 0,5$	84
Figura 78 Trajetória de tensões do PC2 para $K_0 = 0,5$	85
Figura 79 Trajetória de tensões do PC4 para $K_0 = 0,5$	86
Figura 80 Deslocamentos totais para um $K_0 = 0,5$, na etapa 5. a) deslocamentos totais na etapa 5; b) legenda.....	87
Figura 81 Gráfico do perfil L1 dos deslocamentos totais para $K_0 = 0,5$	87
Figura 82 Figura 79 Deslocamentos horizontais para um $K_0 = 0,5$, na etapa 5. a) deslocamentos horizontais na etapa 5; b) legenda	88
Figura 83 Gráfico do perfil L1 dos deslocamentos horizontais para $K_0 = 0,5$	88
Figura 84 Figura 79 Deslocamentos verticais para um $K_0 = 0,5$, na etapa 5. a) deslocamentos verticais na etapa 5; b) legenda	89
Figura 85 Gráfico do perfil L1 dos deslocamentos verticais para $K_0 = 0,5$	89
Figura 86 Gráfico do perfil L2 dos deslocamentos verticais para $K_0 = 0,5$	90
Figura 87 Gráfico do perfil L4 dos deslocamentos verticais para $K_0 = 0,5$	91
Figura 88 Gráfico do perfil L3 dos deslocamentos horizontais para $K_0 = 0,5$	91
Figura 89 Elementos de plastificação na análise SRF para um $K_0 = 2,0$. a) elementos de plastificação; b) legenda.....	92
Figura 90 Fator de segurança local para um $K_0 = 2,0$. a) fator de segurança local; b) legenda	93
Figura 91 Trajetória de tensões do PC1 para $K_0 = 2,0$	94
Figura 92 Trajetórias de tensões de σ_1 . a) etapa 4; b) etapa 5; c) legenda	95
Figura 93 Trajetória de tensões do PC2 para $K_0 = 2,0$	96
Figura 94 Trajetória de tensões do PC4 para $K_0 = 2,0$	97
Figura 95 Deslocamentos totais para um $K_0 = 2,0$, na etapa 5. a) deslocamentos totais; b) legenda .	97
Figura 96 Gráfico do perfil L1 dos deslocamentos totais para $K_0 = 2,0$	98
Figura 97 Deslocamentos horizontais para um $K_0 = 2,0$, na etapa 5. a) deslocamentos horizontais; b) legenda.....	99
Figura 98 Gráfico do perfil L1 dos deslocamentos horizontais para $K_0 = 2,0$	100
Figura 99 Deslocamentos verticais para um $K_0 = 2,0$, na etapa 5. a) deslocamentos verticais; b) legenda	100
Figura 100 Gráfico do perfil L1 dos deslocamentos verticais para $K_0 = 2,0$	101
Figura 101 Gráfico do perfil L2 dos deslocamentos verticais para $K_0 = 2,0$	102

Figura 102 Gráfico do perfil L4 dos deslocamentos verticais para $K_0 = 2,0$	103
Figura 103 Gráfico do perfil L3 dos deslocamentos horizontais para $K_0 = 2,0$	103
Figura 104 Elementos de plastificação da análise SSR com GSI de 55. a) Elementos de plastificação; b) legenda.....	104
Figura 105 Fator de segurança local do estudo paramétrico com GSI de 55. a) fator de segurança local ; b) legenda.....	105
Figura 106 Elementos de plastificação da análise SRF para um GSI de 65. a) Elementos de plastificação; b) legenda	107
Figura 107 Fator de segurança local do estudo paramétrico com GSI de 65. a) fator de segurança local; b) legenda.....	108
Figura 108 Trajetória de tensões do PC1 para um GSI de 65.....	109
Figura 109 Trajetória de tensões do PC4 para um GSI de 65.....	109
Figura 110 Deslocamentos totais do estudo paramétrico com um GSI de 65. a) deslocamentos totais; b) legenda.....	110

ÍNDICE DE QUADROS

Tabela 1 – Valores de m para rochas intactas metamórficas. Adaptado de (Hoek , et al., 2000)	25
Tabela 2 Resultados dos ensaios para determinação da massa volúmica (normal, seca e saturada) e porosidade das amostras. Fonte: (Técnico, 2019).....	35
Tabela 3 Valores médios dos parâmetros físicos determinados. Fonte: (Técnico, 2019)	35
Tabela 4 Valores da resistência à tração (σ_t) obtidos. Fonte: (Técnico, 2019)	36
Tabela 5 Valores da resistência à tração, módulo de Young e coeficiente de Poisson obtidos. Fonte: (Técnico, 2019).....	37
Tabela 6 Valores médios referentes aos parâmetros determinados no ensaio à compressão uniaxial. Fonte: (Técnico, 2019)	38
Tabela 7 – Valores obtidos para a resistência à compressão triaxial (σ_3), para as diferentes pressões de confinamento (σ_1). Fonte: (Técnico, 2019)	39
Tabela 8 Parâmetros geomecânicos do maciço rochoso	40
Tabela 9 Orientação dos planos das frentes de escavação. Fonte: eGiamb	41
Tabela 10 Resultado do RQD. Adaptado de eGiamb	45
Tabela 11 Valores máximos, mínimos e médios do RQD. (Adaptado de eGiamb).....	45
Tabela 12 Resultado do Índice GSI. Adaptado de eGiamb	45
Tabela 13 Parâmetros do Maciço Rochoso - Mohr-Coulomb. Fonte: (Técnico, 2019)	46
Tabela 14 Parâmetros do Maciço Rochoso - Hoek-Brown.....	46
Tabela 15 Parâmetros do Maciço Rochoso - Hoek-Brown Generalizado	47
Tabela 16 Fator de segurança dos pontos críticos	64
Tabela 17 Fator de segurança dos pontos críticos para um GSI de 55	105
Tabela 18 Parâmetros do critério de rotura para um GSI de 55.....	105
Tabela 20 Parâmetros do critério de rotura para um GSI de 65.....	107
Tabela 21 Fator de segurança dos pontos críticos para um GSI de 65	108

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

c – coesão

E - módulo de young/elasticidade

D – fator de perturbação

K - coeficiente de impulso

K_0 - coeficiente de impulso em repouso

W - fator geométrico de peso

α - azimuth da linha de maior declive (*dip direction*)

φ - ângulo de atrito

Φ – porosidade

ψ - pendor ou mergulho da linha de maior declive (*dip*)

ν - coeficiente de poisson

γ - peso volúmico

ρ - massa volúmica

ρ_{sat} - massa volúmica saturada

ρ_{seco} - massa volúmica a seco

σ_1 - tensão principal maior

σ_3 - tensão principal menor

σ_c – resistência à compressão

σ_{ci} – resistência à compressão da rocha intacta

σ_h - tensão horizontal

σ_n - tensão normal

σ_t – resistência à tração

σ_t - resistência à tração

σ_v - tensão vertical

τ – tensão de corte

GSI - *Geostructural Strength Index*

IST – Instituto Superior Técnico

ISRM - *International Society for Rock Mechanics*

LVDT - *Linear Variable Differential Transformer*

SCL – *Scanlines*

SRF - *Strength Reduction Factor*

SSR - *Shear Strength Reduction*

1

INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO E OBJETIVO

Algumas pedreiras a céu aberto enfrentam atualmente limitações significativas para a continuidade da exploração devido à impossibilidade de aprofundamento além de determinados níveis. Contudo, algumas empresas ainda possuem volumes substanciais de recursos nas suas áreas de concessão, embora estes sejam inatingíveis pela via a céu aberto. Neste contexto, a exploração de soluções subterrâneas, particularmente através da escavação em túnel, apresenta-se como uma alternativa promissora, apesar dos desafios económicos e de estabilidade que coloca em causa.

O presente caso de estudo incide na análise do projeto desenvolvido pela empresa RM – Engenharia, Geologia e Ambiente, em parceria com a FEUP, sobre a futura escavação de galerias subterrâneas na Pedreira Del Rey.

A dissertação tem como objetivo avaliar a viabilidade de uma solução subterrânea num maciço de mármore. Os objetivos específicos deste estudo incluem a definição das propriedades geomecânicas essenciais para a escavação subterrânea em maciços de mármore, a avaliação das condições de estabilidade para uma escavação subterrânea em mármore com recurso a modelos bidimensionais, e o estudo paramétrico de variáveis como o coeficiente de impulso e do índice de resistência geomecânica no âmbito do estudo em apreço.

Os objetivos definidos visam uma abordagem abrangente para compreender sobretudo os desafios de estabilidade de escavações mineiras em maciços de mármore.

1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está estruturada em 7 capítulos principais, complementados por uma lista de referências bibliográficas. No primeiro capítulo proporciona-se uma contextualização do tema, os objetivos da dissertação e a sua estrutura.

No segundo capítulo, é estudada a caracterização geológica da rocha mármore. Além disso, são apresentados os métodos de escavação e as técnicas de extração utilizadas, como a exploração a céu aberto, a exploração subterrânea e as máquinas de desmonte. Para complementar esta análise, são detalhados os ensaios realizados para avaliar a resistência da rocha.

A análise geomecânica do maciço é apresentada no terceiro capítulo, onde se estuda o comportamento estrutural do maciço na presença de descontinuidades. Esta análise inclui uma introdução sobre os critérios de rotura, como o de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown, que permitem avaliar a resistência e a estabilidade do maciço. É também apresentado o GSI como sistema de classificação de maciços

rochosos, que desempenha um papel fundamental na avaliação da qualidade do maciço e na definição do critério de rotura Hoek-Brown Generalizado.

O quarto capítulo é dedicado à caracterização do caso de estudo na Pedreira Del Rey. É realizado um estudo detalhado do contexto geológico da pedreira, bem como uma análise extensa das propriedades físico-mecânicas da rocha e das descontinuidades presentes no maciço. A caracterização é complementada com a aplicação de classificações do maciço rochoso e a determinação dos critérios de rotura específicos para as condições observadas na Pedreira Del Rey.

No quinto capítulo, é apresentada a modelação numérica do caso de estudo, utilizando o *software* RS2. É apresentado o levantamento topográfico da pedreira, a definição da geometria do modelo inicial, a caracterização das propriedades do maciço e a aplicação dos critérios de rotura definidos anteriormente. Inicialmente, realizou-se a análise das tensões iniciais, estabelecendo a base para o modelo inicial. Seguidamente, desenvolveu-se uma avaliação tenso-deformacional detalhada, englobando a análise SSR, a determinação do fator de segurança local e a caracterização das trajetórias das tensões principais, bem como dos deslocamentos resultantes da escavação subterrânea.

No sexto capítulo, é realizado um estudo paramétrico, com base na variação do coeficiente de impulso, e na variação do GSI. O estudo paramétrico permitirá compreender a influência destes fatores no comportamento tenso-deformacional do maciço e identificar as condições mais críticas para a estabilidade da escavação.

No último capítulo apresentam-se as considerações finais e propostas para desenvolvimentos futuros no âmbito desta dissertação.

2

EXPLORAÇÃO DE MÁRMORE E CARACTERIZAÇÃO DA ROCHA

2.1. INTRODUÇÃO

Será realizado um enquadramento do mármore na região de Vila Viçosa, onde se encontra a Pedreira Del Rey, caso de estudo desta dissertação.

Este capítulo, inicia-se com uma introdução à caracterização geológica do maciço, destacando aspetos que influenciam a sua qualidade e o comportamento mecânico.

Em seguida, são analisados os métodos de escavação e técnicas de extração de maciços de mármore, abordando tanto a exploração a céu aberto como a exploração subterrânea, além do papel das máquinas de desmonte na viabilização dessas operações.

Por fim, são apresentados os ensaios de caracterização do mármore, incluindo a avaliação dos parâmetros físicos e testes mecânicos essenciais, como a resistência à tração indireta (Ensaio Brasileiro), resistência à compressão uniaxial e a resistência à compressão triaxial.

Após um conhecimento aprofundado das propriedades físicas e mecânicas do mármore e da sua classificação, proceder-se-á à avaliação dos critérios de rotura necessários para determinar a sua resistência. Este enquadramento teórico servirá de base para o estudo prático que se seguirá.

2.1.1. ENQUADRAMENTO DO MÁRMORE EM VILA VIÇOSA

A região de Estremoz–Borba–Vila Viçosa constitui um dos mais relevantes núcleos de extração de mármore em Portugal, onde se encontram algumas das principais pedreiras dedicadas à exploração deste recurso. A Figura 1 ilustra a localização das principais jazidas de rochas ornamentais no território nacional, evidenciando a importância geológica e económica desta região no contexto da indústria extrativa de mármore.



Figura 1 Localização das principais jazidas de rochas ornamentais de Portugal (adaptado de LNEG)

Os “Mármore de Estremoz” apresentam excelentes características físico-mecânicas e elevada beleza estética, razões pelas quais a sua utilização é apreciada desde os tempos de ocupação da Península Ibérica pelo Império Romano. Em geral, os mármore portugueses apresentam valores que correspondem a rochas de apreciável qualidade (Figura 2), cuja utilização, na maior parte dos casos, se alarga a toda a gama de aplicações, quer se destinem a interiores quer a exteriores. Como podemos ver a região que inclui o caso de estudo, como Estremoz e Vila Viçosa encontram-se acima da média da qualidade de mármore nacionais (Moura, 2007).

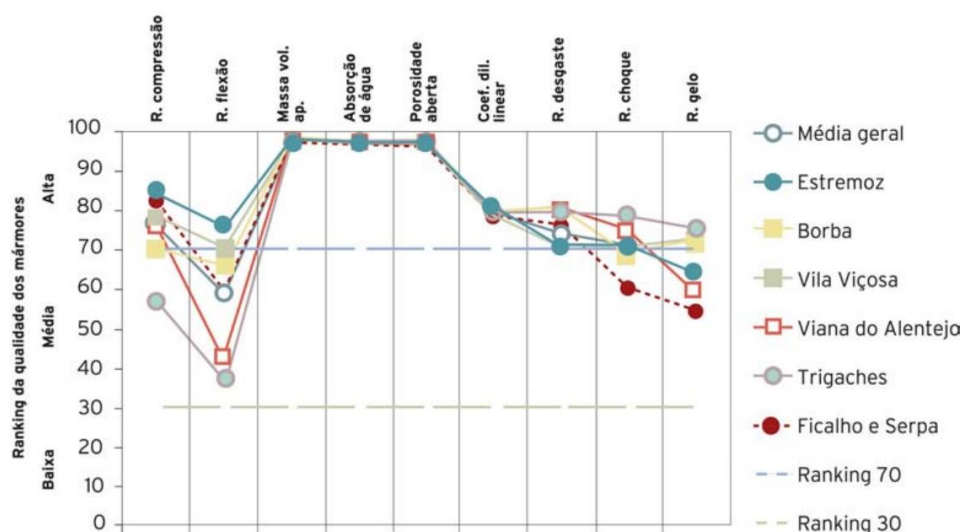


Figura 2 Ranking de qualidade dos mármore nas principais regiões produtoras de Portugal (Moura, 2007)

Apesar do seu valor estético e ornamental (Figura 3), a rocha mármore é afetada pela degradação causada por fatores ambientais. Assim, é mais utilizado em revestimentos interiores de edifícios, sendo a sua aplicação em exteriores condicionada a climas favoráveis, onde a exposição às intempéries não comprometa a sua durabilidade (ANIET, 2020).

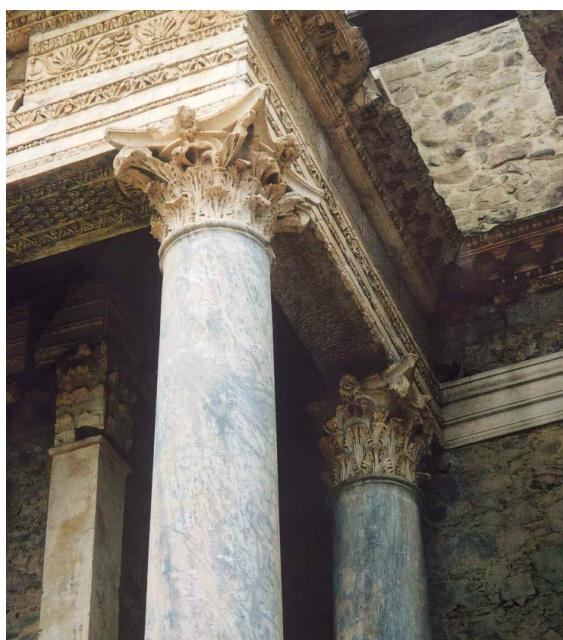


Figura 3 Aplicação do mármore em colunas do teatro de Mérida (Moura, 2007)

2.1.2. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA

A etimologia da palavra “mármore” provém do grego “marmairein” ou do latim “marmor” e significa “pedra de qualidade” ou “pedra branca. O mármore distingue-se pelas suas características únicas, sendo um dos materiais rochosos mais valorizados e exportados internacionalmente.

As rochas podem ser classificadas, quanto à sua origem, em magmáticas, sedimentares ou metamórficas. O mármore enquadra-se no grupo das rochas metamórficas, que resultam da recrystalização no estado sólido de rochas preexistentes (ígneas, sedimentares ou até mesmo metamórficas). Este processo ocorre devido à ação de agentes de metamorfismo, como a temperatura e/ou a pressão, integrando-se assim no ciclo natural das rochas (Figura 4).

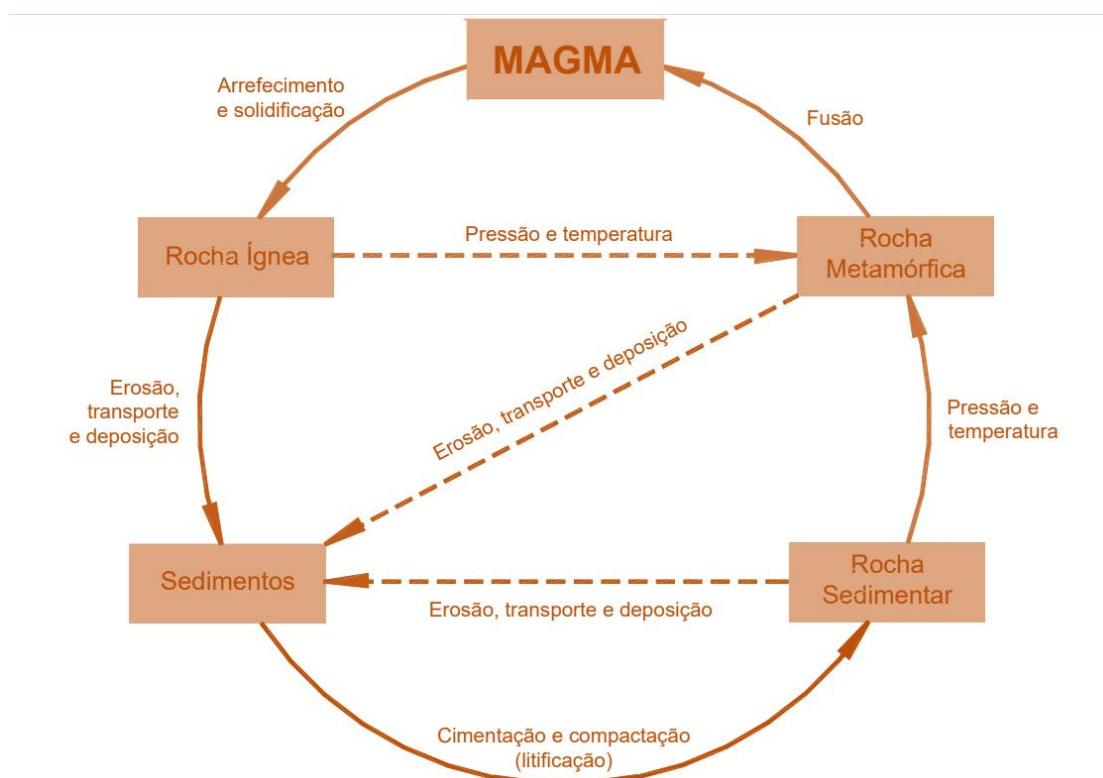


Figura 4 Representação esquemática do ciclo das rochas. Adaptado de (Begonha, 2022)

A textura do mármore é granoblástica (Figura 5), caracterizada por grãos minerais de dimensões semelhantes e sem orientação preferencial. As transformações minerais que ocorrem durante o metamorfismo dependem, em primeiro lugar, da composição da rocha original e, em segundo lugar, do tipo de metamorfismo a que foi sujeita.

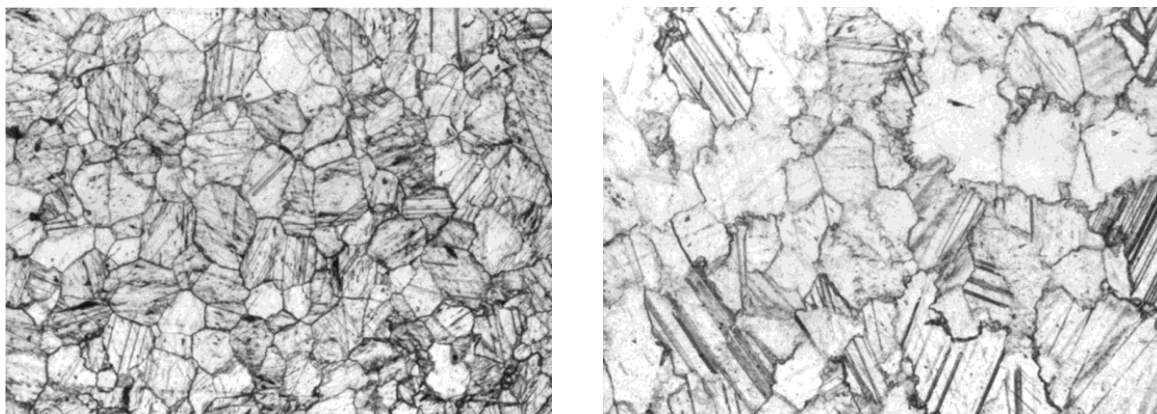


Figura 5 Microestrutura de dois mármore com a textura granoblástica - cada imagem tem 2,0x2,8 mm.

Adaptado de (Grelk, et al., 2004)

No caso dos calcários e de outras rochas carbonatadas, compostas essencialmente por carbonato de cálcio (CaCO_3), estas apresentam uma relativa estabilidade sob condições metamórficas, sofrendo apenas pequenas alterações, com exceção da recrystalização. Durante este processo, os calcários recrystalizam, resultando no crescimento de novos cristais de calcite e dando origem ao mármore. No caso dos mármore dolomíticos, verifica-se ainda a presença significativa de dolomite ($(\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2)$). O dolomito trata-se de uma rocha que deriva de um calcário que foi sujeito a processos de metassomatismo que consiste na substituição do Ca (constituente da calcite), pelo Mg (magnésio), tornando a rocha composta na sua essência por dolomite. Na Figura 6 estão representados dois tipos de mármore que apresentam texturo granoblástica e com uma composição mineral de calcite entre 90 e 100%, localizados no distrito de Évora.

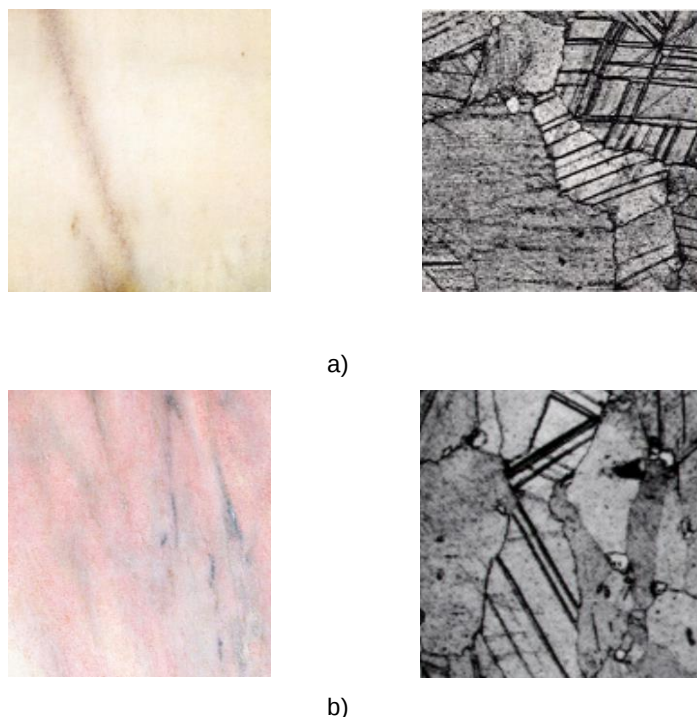


Figura 6 Diferentes tipos de mármore portugueses e os seus aspetos macroscópicos e microscópicos (LNEG). a) branco rosado; b) rosa de rosál

2.2. MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO E TÉCNICAS DE EXTRAÇÃO

Neste item, analisam-se os principais métodos de escavação utilizados na exploração de pedreiras de mármore, abrangendo tanto as explorações a céu aberto como as subterrâneas. Serão avaliadas as técnicas de corte e desmonte considerando o seu impacto na integridade do material extraído. A compreensão destas metodologias é essencial para otimizar a exploração dos recursos e garantir a sustentabilidade e segurança das operações.

Grande parte das reflexões apresentadas neste capítulo tem como base as informações detalhadas disponíveis em (Moura, 2007), cuja relevância foi determinante para enquadrar e aprofundar os temas abordados.

2.2.1. EXPLORAÇÃO A CÉU ABERTO

De acordo com (Moura, 2007), antes de se dar início à fase de exploração de um jazigo, é essencial avaliar a sua viabilidade económica. Para tal, realizam-se diversas atividades de prospeção, entre as quais se incluem o reconhecimento geológico de superfície, levantamentos geofísicos, sondagens mecânicas, abertura de trincheiras ou valas, e a recolha de amostras para ensaios laboratoriais ou semi-industriais. Estes estudos preliminares são fundamentais para a caracterização do maciço rochoso e para a definição da metodologia de lavra mais adequada.

A exploração a céu aberto (Figura 7), pode dividir-se em dois tipos principais de operações: unitárias e auxiliares. A metodologia de lavra segue uma sequência estruturada de etapas fundamentais, sendo as operações unitárias aquelas que dizem respeito diretamente à extração da rocha. Entre estas, destacam-se a preparação e traçagem, o desmonte, a remoção e o transporte do material. Já as operações auxiliares

englobam aspetos como a drenagem das frentes de exploração, o fornecimento de energia elétrica e a utilização de ar comprimido para diversos processos operacionais.



Figura 7 Exploração a céu aberto da Pedreira del Rey

A fase inicial da lavra a céu aberto corresponde à preparação e traçagem do desmonte, a qual consiste na identificação e delimitação da área a explorar, criando superfícies livres para o avanço da extração. Esta etapa compreende quatro operações fundamentais:

- Decapagem – remoção da camada superficial estéril para expor o material útil;
- Desmonte das “cabeças” de mármore – libertação de blocos iniciais que permitem a progressão da extração;
- Abertura de caixas e canais – criação de cortes estratégicos para facilitar o desmonte;
- Definição das frentes de desmonte – organização espacial da pedreira para otimizar a extração.

Após esta fase, a pedreira encontra-se pronta para o desmonte, que se inicia com a perfuração do maciço, realizada tanto na horizontal como na vertical, de modo a delimitar a zona de corte por onde passará o fio diamantado. Segue-se então a fase de corte, realizada segundo uma sequência previamente estabelecida, e posteriormente o derrube, onde os blocos resultantes do corte são individualizados. Por fim, procede-se ao esartejamento dos blocos, tornando-os adequados para o transporte.

2.2.2. EXPLORAÇÃO SUBTERRÂNEA

Há milénios que o ser humano realiza obras subterrâneas, inicialmente motivadas pela necessidade de sobrevivência, como o acesso a água, a criação de habitações ou até mesmo como refúgio. Atualmente, a utilização do espaço subterrâneo continua a expandir-se, impulsionada pelo crescimento urbano e pelo desenvolvimento das cidades. Exemplos disso incluem a construção de infraestruturas de transporte, como túneis rodoviários e ferroviários, sistemas de distribuição de água e saneamento, bem como espaços destinados a armazéns e instalações de utilidade pública.

Em Portugal, a exploração mineira remonta ao período romano, destacando-se particularmente a exploração de mármore no Alentejo. A abundância e a elevada qualidade deste recurso conferiram-lhe um valor patrimonial e arqueológico significativo, contribuindo para a sua relevância ao longo da história. Para acompanhar a crescente procura e valorização do mármore alentejano, foi necessário evoluir tecnicamente, nomeadamente ao nível das metodologias de lavra e das técnicas de escavação.

Na exploração subterrânea (Figura 8), diversos fatores podem condicionar o seu aproveitamento, nomeadamente restrições ambientais, legislação específica e limitações na área licenciada, que podem impedir a expansão da pedreira (Moura, 2007).

Antes de se proceder à exploração subterrânea, é imprescindível realizar estudos geomecânicos para garantir que o desmonte e a estabilização do maciço possam ser efetuados com segurança. Estes estudos incluem ensaios laboratoriais, e classificações geotécnicas do maciço, que permitem avaliar as suas propriedades e o seu comportamento estrutural.



Figura 8 Exemplo da escavação subterrânea na Pedreira Del Rey

O método de lavra mais utilizado em explorações subterrâneas é o de câmaras e pilares, no qual se remove a massa rochosa útil das câmaras, deixando um conjunto de pilares estrategicamente distribuídos para sustentar o teto da escavação. Este método é viável graças à geometria retangular das galerias e aos cortes retos, que permitem uma extração eficiente e estruturada.

Tal como na lavra de explorações a céu aberto, também na exploração subterrânea se estabelecem operações unitárias e auxiliares, definindo os equipamentos necessários e os sistemas de suporte para mitigar eventuais instabilidades ou deformações do maciço. A sequência operacional segue as seguintes etapas:

- Corte – delimitação dos blocos a extrair;
- Derrube – separação dos blocos da matriz rochosa;
- Remoção e extração – transporte dos blocos esquadrejados para a superfície.

As operações auxiliares desempenham um papel essencial na segurança e funcionalidade da exploração subterrânea, englobando sistemas de ventilação, iluminação e drenagem da água presente no maciço.

Desta forma, tanto na exploração a céu aberto como na subterrânea, a adoção de metodologias adequadas, aliada a um planeamento rigoroso, é essencial para garantir a viabilidade técnica e económica do empreendimento, bem como a segurança das operações e a preservação do meio ambiente.

2.2.3. MÁQUINAS DE DESMONTE

Na Pedreira Del Rey, prevê-se a utilização de uma máquina de fio diamantado para o corte da rocha, sendo considerada uma máquina do tipo Fantini, nomeadamente o modelo GU70 SPECIAL (Figura 9). Este tipo de equipamento, amplamente utilizado em pedreiras, destaca-se pela sua elevada eficiência no desmonte de blocos de mármore, permitindo cortes precisos e reduzindo desperdícios de material.



Figura 9 Máquina de fio diamantado GU70 (Fantini)

Conforme já mencionado, antes da realização do corte, é necessário executar furos de delimitação (Figura 10), por onde passará o fio diamantado. Estes furos definem os limites do bloco a extrair, assegurando um corte controlado.



Figura 10 Exemplo de canais de furação para delimitação do corte

A máquina de fio diamantado opera tanto em movimentos horizontais como verticais, conforme ilustrado na Figura 11 e na Figura 12 esquemáticas que demonstram o processo de corte. O equipamento desloca-se sobre carris metálicos, garantindo estabilidade e precisão durante a operação.

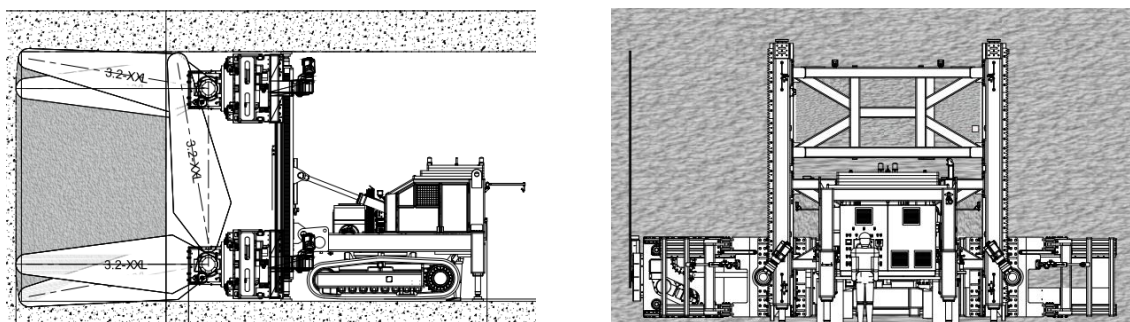


Figura 11 Esquema do corte vertical da máquina (Fantini)

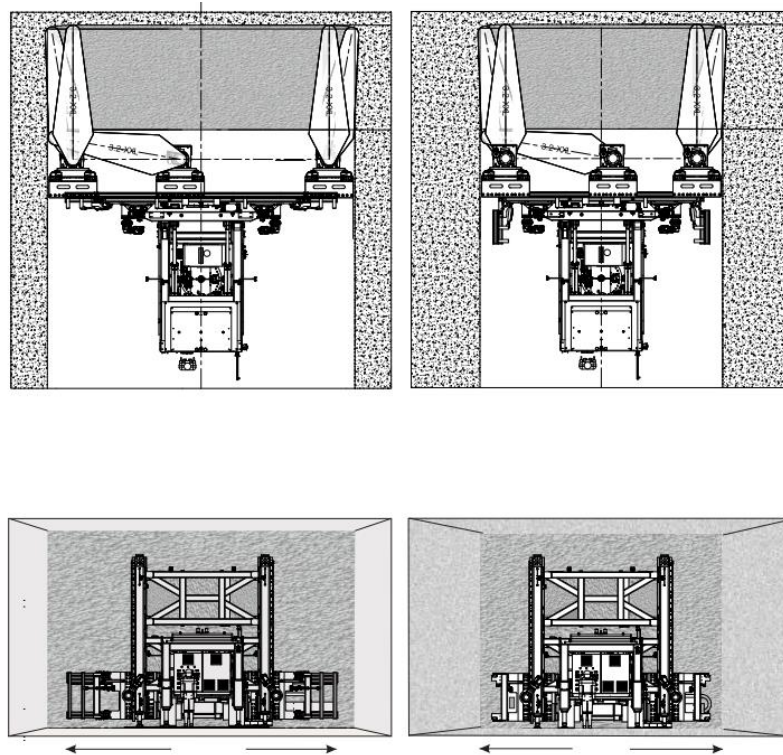


Figura 12 Esquema do corte horizontal da máquina (Fantini)

Além da máquina de fio diamantado, diversas outras máquinas e veículos desempenham papéis fundamentais nas diferentes fases do desmonte e movimentação da rocha:

- Escavadora – utilizada para trabalhos de terraplanagem e remoção de material solto;
- *Dumper* (camião de pedreira) – essencial para o transporte de estéril até à escombreira;
- Mastro giratório – equipamento fixo, capaz de operar a 360°, utilizado para elevação e movimentação de blocos no fundo da pedreira. Esta grua é empregue principalmente na extração dos blocos comerciais, mas também pode ser utilizada na remoção de escombros e no transporte de equipamentos para o interior da pedreira;
- Retroescavadora giratória (Figura 13) – equipada com uma lança versátil, esta máquina desempenha múltiplas funções, tais como o derrube de blocos de rocha após o corte, o transporte e carregamento de material estéril para os *dumpers* e por fim o alcance otimizado devido à sua rotação de 360°, conferindo maior flexibilidade e eficiência operacional.



Figura 13 Retroescavadora giratória da Pedreira del Rey

A combinação destes equipamentos permite uma operação eficiente e segura, garantindo um fluxo contínuo entre as fases de corte, desmonte, transporte e remoção de material. A correta seleção e utilização da maquinaria são fatores determinantes para a produtividade e sustentabilidade da exploração, otimizando assim a extração.

2.3. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Determinadas propriedades das rochas assumem um papel crucial no planeamento, execução e estimativa de custos de projetos de engenharia civil que envolvem a alteração das condições *in situ*, nomeadamente no que diz respeito ao estado de tensão e deformação dos maciços rochosos. A avaliação dessas propriedades índice, obtida por meio de ensaios laboratoriais ou estudos de campo, permite a caracterização e classificação das rochas e dos maciços segundo distintos critérios técnicos, fornecendo suporte essencial para a tomada de decisões no âmbito do projeto geotécnico e estrutural. (Lima, et al., 2024).

No âmbito do presente estudo sobre maciços de mármore, a caracterização laboratorial do material baseia-se em ensaios de referência, conforme indicado no relatório técnico (Técnico, 2019) e em consonância com as diretrizes estabelecidas pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (Ulusay, et al., 2007). Os ensaios selecionados permitem a obtenção de parâmetros fundamentais para a análise do comportamento mecânico da rocha, nomeadamente:

- Ensaios de determinação dos parâmetros físicos das amostras;
- Ensaios de determinação da resistência à tração indireta (ensaio brasileiro);
- Ensaios de determinação da resistência à compressão uniaxial com determinação do módulo de Young e coeficiente de Poisson;
- Ensaios de determinação da resistência à compressão triaxial.

Nos tópicos seguintes, será apresentada uma descrição sucinta dos objetivos e procedimentos associados a cada um destes ensaios, com vista a uma análise detalhada do comportamento mecânico do mármore no contexto do caso de estudo.

2.3.1. PARÂMETROS FÍSICOS

A determinação dos parâmetros físicos da rocha permite a obtenção de propriedades fundamentais, nomeadamente a massa volúmica (ρ), a massa volúmica a seco (ρ_{Seco}) e a massa volúmica saturada (ρ_{Sat}).

A massa volúmica (ρ) representa a densidade global do material, incluindo a fração sólida e os poros preenchidos com fluido. A massa volúmica a seco corresponde à densidade da rocha na ausência de humidade, sendo um indicador crucial da estrutura interna do material. Já a massa volúmica saturada reflete a condição na qual todos os poros acessíveis estão preenchidos por água, permitindo avaliar a capacidade de absorção do mármore e o seu comportamento em ambientes sujeitos a variações de humidade. A obtenção destes valores constitui um passo fundamental para a definição das propriedades físicas da rocha e para a calibração dos modelos numéricos utilizados na análise da estabilidade das escavações subterrâneas.

2.3.2. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO INDIRETA (ENSAIO BRASILEIRO);

De acordo com (Brito, 2006), o ensaio de compressão diametral, desenvolvido por (Carneiro, 1943) no Brasil e conhecido como “ensaio brasileiro”, avalia a resistência à tração de corpos de prova cilíndricos de betão com cimento Portland.

O ensaio consiste na aplicação de uma carga constante em amostras cilíndricas através de duas placas opostas, gerando uma tensão de tração uniforme perpendicular ao plano carregado, culminando na rotura ao longo do plano solicitado, como está demonstrado no esquema da Figura 14.

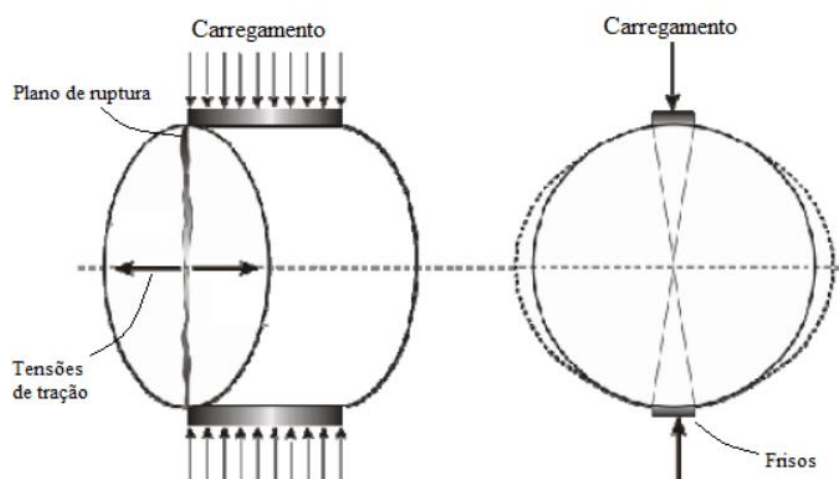


Figura 14 Esquema do Ensaio Brasileiro (Brito, 2006)

2.3.3. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL

Embora as rochas em maciços estejam geralmente sujeitas a tensões triaxiais, o estudo do comportamento das rochas sob compressão simples é relevante, pois permite identificar fenômenos fundamentais na mecânica dos maciços rochosos.

O ensaio de compressão simples é amplamente utilizado para determinar as propriedades mecânicas das rochas. A resistência à compressão simples, ou uniaxial, é obtida aplicando uma tensão normal (σ_n) nas bases de um provete cilíndrico, definida como a razão entre a força normal (N) e a área da base (Figura 15) (Lima , et al., 2024).



Figura 15 Ensaio de compressão uniaxial (Lima , et al., 2024)

O estudo conduzido pelo (Técnico, 2019), determinou a tensão máxima (σ_c) calculada a partir do registro da carga máxima de rotura, que permitiu a obtenção do módulo de elasticidade (Módulo de Young) e o coeficiente de Poisson.

O módulo de Young é determinado através da relação entre a σ_n e a deformação axial (ϵ_{axial}) na região linear da curva tensão-deformação obtida durante o ensaio, através da seguinte expressão:

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon_{axial}} \quad (1)$$

Onde $\Delta\sigma$ é a variação da tensão e $\Delta\epsilon_{axial}$ é a variação correspondente da deformação axial.

O coeficiente de Poisson é calculado pela razão entre a deformação lateral ($\epsilon_{lateral}$) e a deformação axial (ϵ_{axial}) também na região linear da curva tensão-deformação, por meio da seguinte expressão:

$$\nu = - \frac{\epsilon_{lateral}}{\epsilon_{axial}} \quad (2)$$

Para efetuar estas determinações, são utilizados extensômetros ou sensores de deformação que registam, simultaneamente, as deformações axial e lateral durante o ensaio. A precisão dos resultados depende da qualidade dos equipamentos e da uniformidade das condições do ensaio.

2.3.4. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO TRIAXIAL

A rocha em torno de uma escavação subterrânea raramente está sob compressão uniaxial, estando geralmente sujeita a um estado de tensão triaxial. Quando $\sigma_2 = \sigma_3$, ocorre um estado de tensão axissimétrico, tipicamente o representado em ensaios de laboratório e designados por ensaios triaxiais (Figura 16).

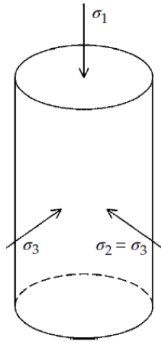
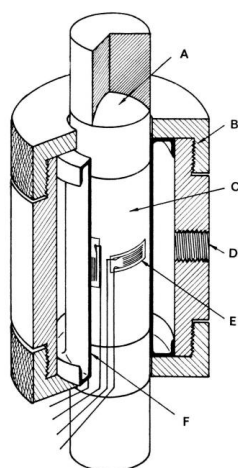


Figura 16 - Formato do provete para ensaio triaxial (Lade, 2016)

O ensaio triaxial foi concebido para ser realizado em corpos de prova cilíndricos, preparados da mesma forma que os utilizados em ensaios de compressão uniaxial. O provete é colocado dentro de uma câmara de pressão, onde um fluido (geralmente óleo) aplica uma pressão de confinamento (σ_3). Para evitar o contacto direto entre o fluido e a amostra, esta é envolta por uma manga isolante de borracha, como está representada na Figura 17.

A tensão axial (σ) é aplicada por um êmbolo que atravessa a parte superior da câmara e transmite a carga à amostra através de tampas de aço endurecido. Durante o ensaio, a pressão intersticial (u) pode ser medida ou aplicada através de um tubo ligado à base da célula.

A deformação axial do corpo de prova é monitorizada por sensores LVDT, colocados dentro ou fora da câmara, sendo a instalação interna mais precisa. Além disso, as deformações axial e lateral da amostra podem ser medidas através de extensómetros elétricos fixados na sua superfície (Brown, 2005).



A – Assentos esféricos endurecidos e polidos; B – Corpo da célula em aço simples; C – Amostra de rocha;
D – Entrada de óleo; E – Garras de deformação; F – Manga de vedação em borracha sintética.

Figura 17 Célula de Hoek (Hoek, et al., 1968)

3

ANÁLISE GEOMECÂNICA DO MACIÇO ROCHOSO

3.1. INTRODUÇÃO

O estudo da análise geomecânica de um maciço rochoso envolve a avaliação da sua resistência, mesmo tratando-se de um meio heterogêneo, descontínuo e anisotrópico. Neste contexto, é importante destacar que a composição do maciço se divide em dois elementos principais: a matriz rochosa, que corresponde à rocha intacta e é identificada a uma escala menor, onde as suas propriedades refletem as características intrínsecas da rocha, e as superfícies de descontinuidade, que representam as fraturas ou planos de fraqueza presentes na rocha e são observáveis a uma escala maior, variando esta consoante a persistência das descontinuidades. Deste modo, a análise da resistência de um maciço rochoso deve ter em consideração a escala em que o estudo será conduzido, como ilustrado na Figura 18.

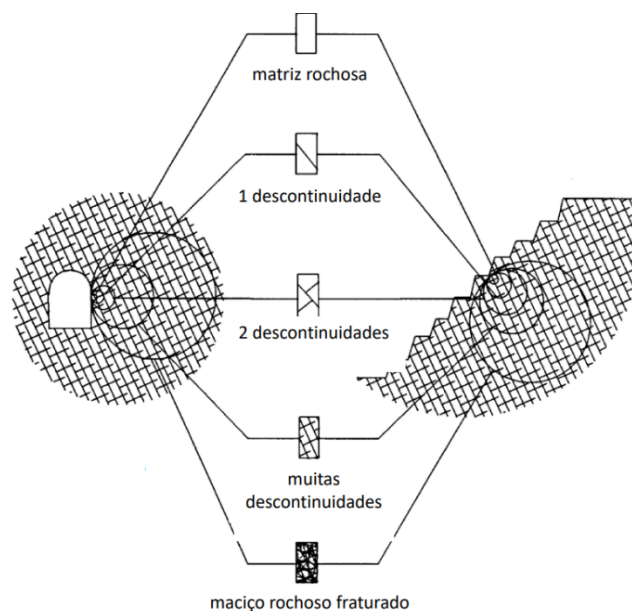


Figura 18 Diagrama da transição de rocha intacta para rochoso maciço adaptado de (Hoek, et al., 2000)

Desta forma, neste capítulo abordar-se-á a possibilidade da presença de superfícies de descontinuidade no maciço rochoso, uma vez que o comportamento mecânico das formações rochosas é fortemente

condicionado pela existência destas fracturações. Estes fatores serão objeto de estudo, de modo a facilitar a compreensão da sua aplicação na avaliação dos sistemas de classificação do maciço rochoso.

Abordar-se-á também os critérios de rotura, visto serem fundamentais para a avaliação do comportamento mecânico dos maciços rochosos e prever sua resposta sob diferentes condições de carga. Critérios como o Mohr-Coloumb e Hoek-Brown vão ser abordados neste capítulo.

O critério de Hoek-Brown Generalizado também vai ser alvo de análise e para a sua obtenção é necessário o conhecimento dos índices de classificação geomecânica do maciço, como o GSI (*Geological Strength Index*), que permite avaliar a sua qualidade estrutural (Hoek, et al., 2002).

Esta abordagem integrada contribuirá para a construção de uma base sólida para compreender o comportamento do mármore em contextos de exploração, com aplicação direta ao caso de estudo da Pedreira Del Rey.

3.2. DESCONTINUIDADES

A singularidade de galerias escavadas em rocha advém, sobretudo, da natureza do comportamento do maciço rochoso, que pode variar significativamente consoante este se assemelhe a um meio contínuo ou, pelo contrário, um meio descontínuo. No caso de um maciço descontínuo, são precisamente as descontinuidades (Figura 19) que desempenham o papel mais determinante na resposta mecânica do túnel, condicionando o seu comportamento estrutural.



Figura 19 Presença de uma descontinuidade em rocha mármore

Além disso, como já foi referido a análise da rocha está intrinsecamente ligada à escala considerada, o que influencia diretamente a avaliação da sua resistência (Figura 18). Quando se adota uma menor escala, examina-se a rocha intacta, cuja resistência é determinada exclusivamente pelas propriedades intrínsecas do material. No entanto, ao considerar um maciço onde já se manifestam algumas descontinuidades, a rotura tende a ocorrer ao longo dessas falhas, tornando a resistência do conjunto fortemente dependente da sua presença e características.

Numa escala ainda superior, onde o maciço rochoso apresenta famílias de descontinuidades, a resistência do maciço rochoso passa a ser influenciada por múltiplos fatores, incluindo a resistência ao corte, a resistência à compressão da rocha intacta, dos deslizamentos das descontinuidades bem como o espaçamento e as condições dessas descontinuidades. Assim, a compreensão do comportamento de um

túnel em rocha exige uma abordagem escalonada e minuciosa, de modo a capturar os diferentes mecanismos que afetam a sua estabilidade e desempenho estrutural. (Lima , et al., 2024).

Assim, numa pedreira, a avaliação deve considerar tanto a resistência da rocha intacta quanto a influência das descontinuidades em diferentes escalas, pois estas afetam diretamente a estabilidade das frentes de exploração e a eficiência da extração.

3.2.1. PROPRIEDADES E MÉTODOS DE ANÁLISE

As descontinuidades desempenham um papel fundamental na definição do comportamento geotécnico dos maciços rochosos, influenciando propriedades essenciais como a deformabilidade, a resistência ao corte e a permeabilidade. Estas correspondem a falhas que se manifestam ao longo do maciço rochoso, podendo apresentar uma organização sistemática sob a forma de famílias, ou seja, conjuntos de descontinuidades com padrões repetitivos, caracterizados por uma mesma inclinação e azimute. No entanto, também podem ocorrer de forma esparsa e isolada, sem uma continuidade definida, sendo menos persistentes do que as descontinuidades organizadas em famílias.

A interpretação destes elementos torna-se mais acessível com a aplicação de métodos simples e rigorosos que permitam descrever com precisão a orientação da descontinuidade. Esta orientação, é caracterizada pelo seu mergulho, correspondente à inclinação máxima do plano que a contém, medido pelo ângulo descendente em relação à horizontal (ψ), usualmente denominado por *dip*. Além disso, define-se pelo azimute da direção dessa inclinação como *dip direction*, medido no sentido dos ponteiros do relógio a partir do Norte (α), como se encontrada esquematizado na seguinte Figura 20 (Lima , et al., 2024).

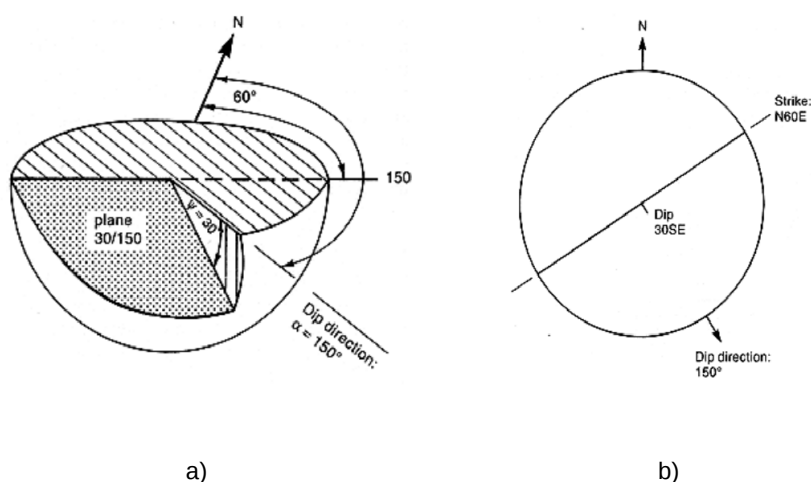


Figura 20 – Terminologia definindo a orientação do plano duma descontinuidade N60E,30SE: a) vista isométrica; (b) vista em planta (Lima , et al., 2024)

Diversos atributos contribuem para a caracterização das descontinuidades, tais como a abertura das fraturas, a rugosidade das superfícies de falha (Figura 21), o grau de alteração do material rochoso, a eventual presença de água no seu interior, a orientação das descontinuidades em relação ao eixo da galeria, a sua persistência, e o espaçamento que é entendido como a distância entre falhas pertencentes à mesma família.



Figura 21 Diferentes tipos de falhas, nível de rugosidades e aberturas (Lima , et al., 2024)

A presença e distribuição das descontinuidades podem comprometer a integridade estrutural do maciço, alterando significativamente a sua resposta mecânica perante os esforços gerados por processos de escavação. Assim, a caracterização detalhada destas feições estruturais torna-se imprescindível para garantir a segurança e estabilidade das escavações em pedreiras de mármore, permitindo uma abordagem mais precisa e eficiente no dimensionamento das cavidades subterrâneas.

A determinação da orientação das descontinuidades pode ser realizada através de diversas fontes, incluindo mapeamentos de superfície e subterrâneos, por observação e amostras recolhidas e furos de sondagem. Para uma análise eficaz, é essencial a integração destes dados num sistema adequado, tal como a ferramenta *Dips*, da *Rocscience*, que se trata de um *software* utilizado para a análise de descontinuidades em maciços rochosos através de projeções estereográficas (Rocscience, 2025).

Através da análise realizada com o *software Dips*, é possível avaliar os diferentes mecanismos de instabilidade que podem afetar um maciço rochoso, nomeadamente o deslizamento em cunha, o escorregamento planar e o fenómeno de basculamento, como temos exemplificado na Figura 22. Esta abordagem permite, para cada frente de escavação, identificar potenciais zonas de falha e prever a resposta estrutural da rocha face aos esforços induzidos pela escavação.

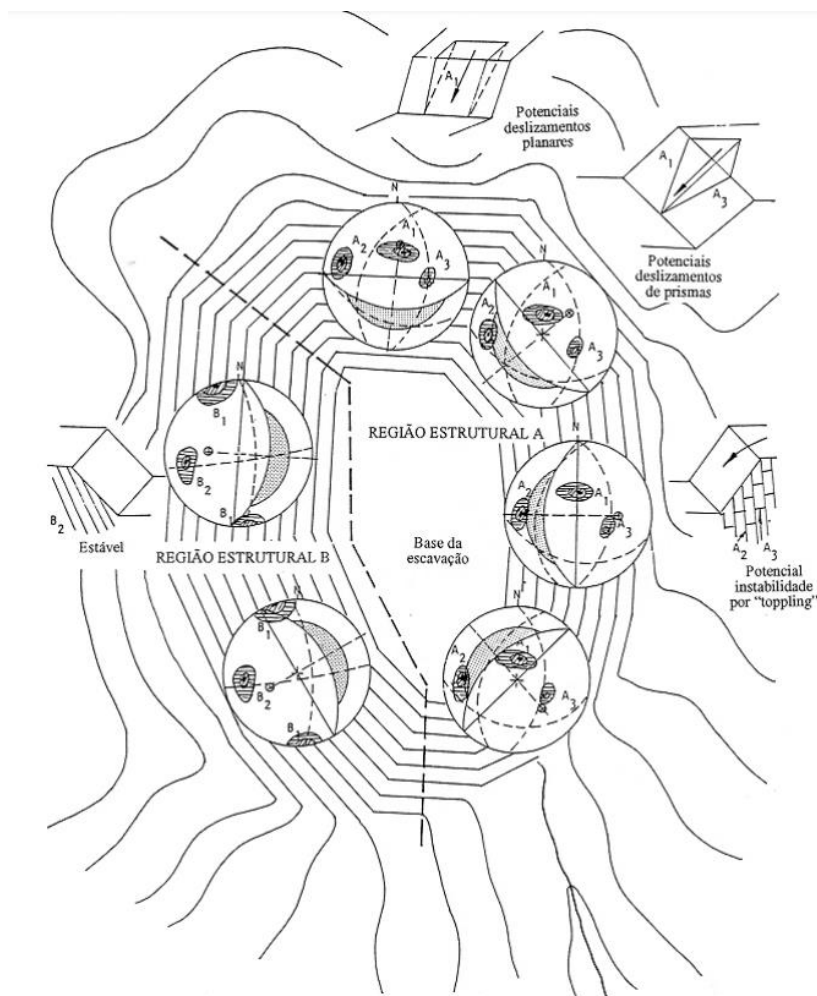


Figura 22 Grande escavação a céu aberto e avaliação preliminar da estabilidade dos taludes em função da geologia estrutural (Lima, et al., 2024)

3.3. CRITÉRIOS DE ROTURA PARA ROCHAS INTACTAS, MACIÇOS ROCHOSOS E DESCONTINUIDADES

A presente secção introduz os critérios de rotura que serão analisados, com especial enfoque nos modelos de Mohr-Coulomb, Hoek-Brown e Hoek-Brown Generalizado. A exposição teórica destes critérios visa fornecer um enquadramento essencial para que, numa fase posterior, a análise numérica consiga integrar as especificidades inerentes a cada modelo

Importa esclarecer que os critérios de rotura se aplicam a diferentes componentes do maciço rochoso: à rocha intacta, onde se analisam as propriedades intrínsecas do material sem considerar descontinuidades, e ao maciço fraturado, onde se avalia o comportamento conjunto da rocha intacta e das descontinuidades presentes.

Adicionalmente, tendo sido anteriormente introduzido o conceito de descontinuidades, é agora fundamental considerar a sua influência na análise dos critérios de rotura. Assim, importa avaliar quais destes critérios conseguem refletir, com maior precisão, o impacto das descontinuidades no comportamento mecânico do maciço rochoso, assegurando uma abordagem mais realista e robusta à modelação geomecânica.

3.3.1. CRITÉRIO DE ROTURA DE MOHR-COLOUMB

O critério de rotura de Mohr-Coloumb apresenta ser o critério de resistência mais conhecido e o mais simples de aplicar. (Azevedo, et al., 2002). Este método aplica uma envolvente de rotura que é definida através da relação da tensão de corte (τ), com a tensão normal, (σ), que atuam no plano. Analiticamente, o critério de Mohr-Coloumb é dado pela seguinte equação (3):

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (3)$$

Sendo que:

- τ e σ_n representam as tensões de corte e normais, respetivamente, sobre o plano de rotura;
- c trata-se da coesão da matriz rochosa;
- φ é o ângulo de atrito interno da matriz rochosa.

Os valores da coesão podem ser inferidos a partir da análise dos resultados de ensaios laboratoriais, como o ensaio de compressão triaxial, através do ajustamento de critérios de rotura aos dados experimentais.

A partir do ensaio de compressão triaxial, é possível determinar os parâmetros do critério de Mohr-Coulomb, através da análise da relação entre as tensões principais máxima e mínima. Esta relação pode ser representada graficamente, permitindo ajustar uma linha de rotura que define a coesão e o ângulo de atrito interno da rocha. Além disso, é possível representar graficamente a tensão principal máxima em função da tensão principal mínima, analisando também a inclinação do plano de rotura (θ) e o ângulo de atrito correspondente, conforme ilustrado na (Figura 23).

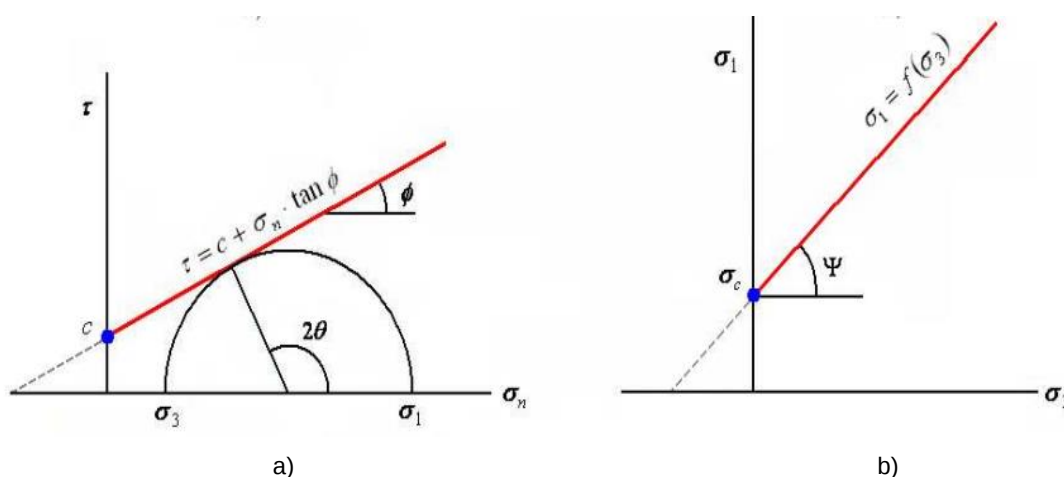


Figura 23 Envolvente de rotura do critério Mohr-Coloumb. a) em função da tensão normal e tangencial; b) em função das tensões principais. Adaptada de (Vallejo, et al., 2004)

Dado que este critério é linear, tal como se observa nas figuras antecedentes, mais concretamente a linha que se encontra no 2 quadrante a tracejado na Figura 23 a), esta admite a existência de tensões de tração (convencionadas como tensões negativas).

Existem inconvenientes relativamente ao uso deste critério que passam pelo facto de que a envolvente de rotura das rochas não ser linear, o que significa que não representa o comportamento tensão-deformação real dos maciços rochosos. E adicionalmente, sobrestima a resistência à tração da rocha, tal como a resistência em baixas tensões de confinamento.

3.3.2. CRITÉRIO DE ROTURA DE HOEK-BROWN

O critério de rotura de Hoek-Brown para maciços rochosos é amplamente reconhecido e tem sido utilizado em diversos projetos em todo o mundo. Embora, de um modo geral, apresente resultados satisfatórios, existem algumas incertezas e imprecisões que dificultam a sua aplicação e integração em modelos numéricos e programas de equilíbrio limite, como se constata em (Hoek, et al., 2002).

Após vários resultados experimentais sobre uma série de ensaios sobre rochas, Hoek e Brown, propuseram uma expressão para a avaliação de rotura de rochas anisotrópicas e com descontinuidades. O critério de rotura que terá sido desenvolvido por (Hoek, et al., 1980), que avaliava a resistência da matriz rochosa, em termos de tensões principais era definido pela seguinte expressão (4):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5} \quad (4)$$

Em que:

- σ_1 e σ_3 são as maiores e mínimas tensões principais respetivamente;
- σ_{ci} é a resistência à compressão da rocha intacta;
- m é o parâmetro do material que depende das propriedades da rocha intacta.

Os valores típicos do parâmetro m para rochas intactas metamórficas estão apresentados na seguinte Tabela 1.

Tabela 1 – Valores de m para rochas intactas metamórficas. Adaptado de (Hoek, et al., 2000)

Rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grosseira	Média	Fina	Muito fina
Metamórficas	Não foliadas	Mármore	(9 ± 3)	Hornblendas (19 ± 4)	Quartzitos (20 ± 3)	Dolomites (9 ± 3)
				Metaarenitos (19 ± 3)		
		Migmatitos	(29 ± 3)	Anfibolites (26 ± 6)	Gneisse (28 ± 5)	
	Foliadas			Xistos (12 ± 3)	Filitos (7 ± 3)	Ardósias (7 ± 4)

O critério de Hoek e Brown foi inicialmente desenvolvido com base em ensaios de rochas intactas, considerando apenas as propriedades do material rochoso sem ter em conta a presença das descontinuidades. Com o tempo, foram introduzidos fatores de ajustamento para incorporar a fraturação e as características das juntas, permitindo uma representação mais precisa do comportamento global do maciço rochoso (Hoek, et al., 2002).

A envolvente de rotura deste critério representa-se da forma que se segue na Figura 24.

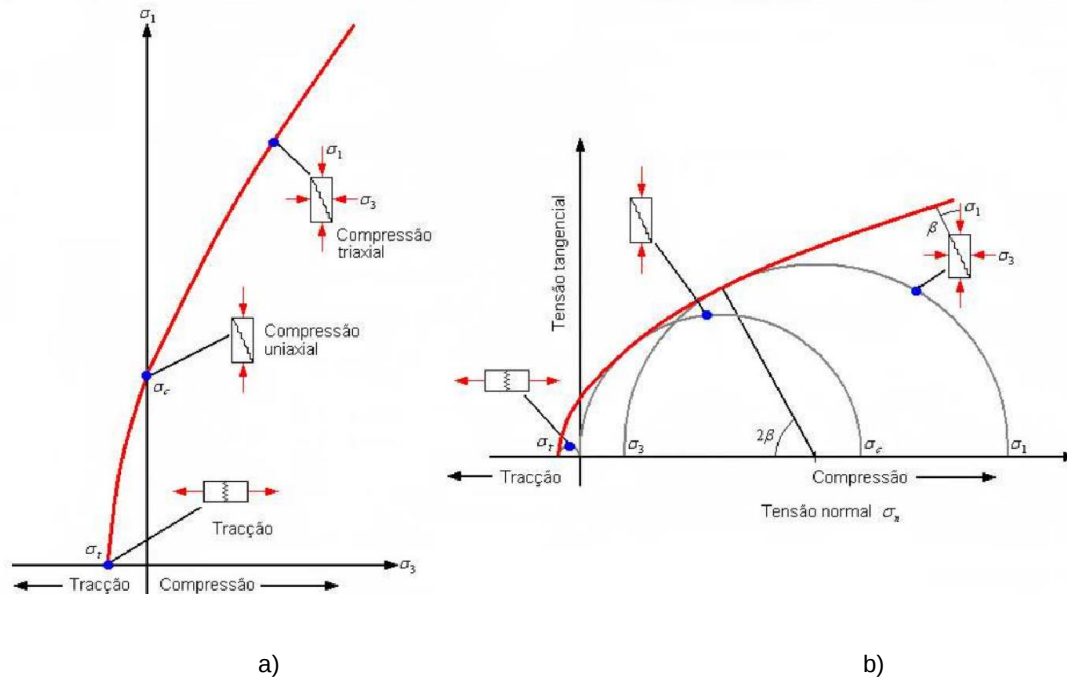


Figura 24 Envolvente de rotura do critério Hoek-Brown. a) em função das tensões principais; b) em função da tensão normal e tangencial. Adaptada de (Vallejo, et al., 2004)

3.3.3. CRITÉRIO DE ROTURA HOEK-BROWN GENERALIZADO

Após várias modificações ao critério original, incluindo a reformulação do fator m , que era utilizado para diferenciar a qualidade da rocha, passou a ser utilizado um novo fator, o m_b . A caracterização da rocha passou, assim, a basear-se no índice GSI. Este índice permite avaliar a qualidade do maciço rochoso tendo em conta a sua estrutura e as condições das descontinuidades. Como resultado destas adaptações, em 2002 foi finalmente introduzido o Critério Hoek-Brown Generalizado. Considera-se a versão do modelo desenvolvida por (Hoek, et al., 2002), representada pela seguinte expressão (5):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (5)$$

Em que, relativamente à equação (4), os novos termos apresentados são o m_b , a e s , que se obtém a partir da seguinte expressão (6):

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D} \right)} \quad (6)$$

Os parâmetros s e a , correspondentes à resistência ao corte do maciço rochoso e ao expoente da curvatura da envolvente de resistência, respetivamente, são determinados pelas seguintes expressões:

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)} \quad (7)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad (8)$$

O termo GSI refere-se ao índice de classificação de maciço rochosos fraturados, que será abordado posteriormente.

O parâmetro D , que varia de 0 a 1, encontra-se nas equações (6) e (7), reflete a perturbação do maciço que resulta do uso eventual de explosivos.

Em resumo, este critério permite analisar a resistência, considerando tanto a rocha maciça quanto as características das descontinuidades presentes no maciço, integrando o GSI na sua formulação. A sua aplicação em rochas maciças com descontinuidades, associada ao facto de ser um critério não linear, representa uma mais-valia para a análise numérica, proporcionando uma representação mais realista do comportamento mecânico da rocha.

3.4. CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS

Nas etapas iniciais de um projeto, quando se pretende estudar a formação rochosa relevante para a execução de uma obra subterrânea, é imperativo começar o estudo de classificação geológica.

Os índices de classificação de maciços rochosos tornam-se ferramentas valiosas em que todo o Engenheiro Geotécnico se baseia. Estes índices podem servir como um guia para garantir que os aspetos essenciais sejam considerados ou, de forma mais detalhada, ajudar a compreender as características do maciço, prever requisitos de suporte e estimar propriedades como resistência e deformabilidade.

No entanto estes sistemas têm limitações e não substituem por completo os métodos mais avançados de projeto, sendo que estes dependem de dados mais específicos sobre o local e o processo de escavação. É de salientar ainda que, as informações obtidas sobre o estado da rocha são subjetivas, visto que, dependem da observação do geólogo e da experiência que este tem no campo da Engenharia Geológica, assim a classificação pode variar consoante a opinião e experiência do avaliador.

Deste modo, esta introdução estabelece as bases para a discussão que se seguirá. No próximo item, será analisado em detalhe o sistema de classificação de maciços rochosos mais relevante para o caso de estudo, com especial enfoque no índice GSI.

Denota-se que a classificação do maciço não se torna fidedigna aplicando somente um índice, mas sim com a aplicação de pelo menos dois de modo a aumentar o grau de confiança para os inúmeros parâmetros e características a classificar. Assim, toda a classificação baseia-se em mais que um índice de classificação, tornando-se importante como Engenheiro Geotécnico o conhecimento dos diversos sistemas de classificação e os seus avanços.

3.4.1. ÍNDICE DE RESISTÊNCIA GEOLÓGICA - GSI

O índice de resistência geológica, mais conhecido por GSI (*Geological Strength Index*), foi originalmente desenvolvido para ser interpretado por especialistas, tal como se refere em (Hoek, et al., 2013) como geólogos ou engenheiros geotécnicos experientes devido à variabilidade natural dos maciços rochosos.

O índice é amplamente utilizado como base para a aplicação do critério de resistência de Hoek & Brown, fundamental para a estimativa da resistência e deformabilidade do maciço.

A classificação através do GSI permite obter uma descrição mais realista das condições do maciço, integrando parâmetros qualitativos relacionados com a estrutura da rocha e a condição superficial das descontinuidades. Este índice, por combinar a observação geológica com uma abordagem empírica, revela-se uma ferramenta versátil na caracterização da qualidade do maciço em diferentes contextos geotécnicos.

Contudo, com o aumento do seu uso em análises numéricas, onde nem sempre quem utiliza o índice tem formação geológica aprofundada, surgiu a necessidade de padronizar e quantificar a sua aplicação para garantir maior consistência, visto que nem todos os usuários seriam capazes de fazer uma análise qualitativa.

Desta forma, para facilitar a designação do índice GSI, foi então criado a seguinte definição, representada na Figura 25.

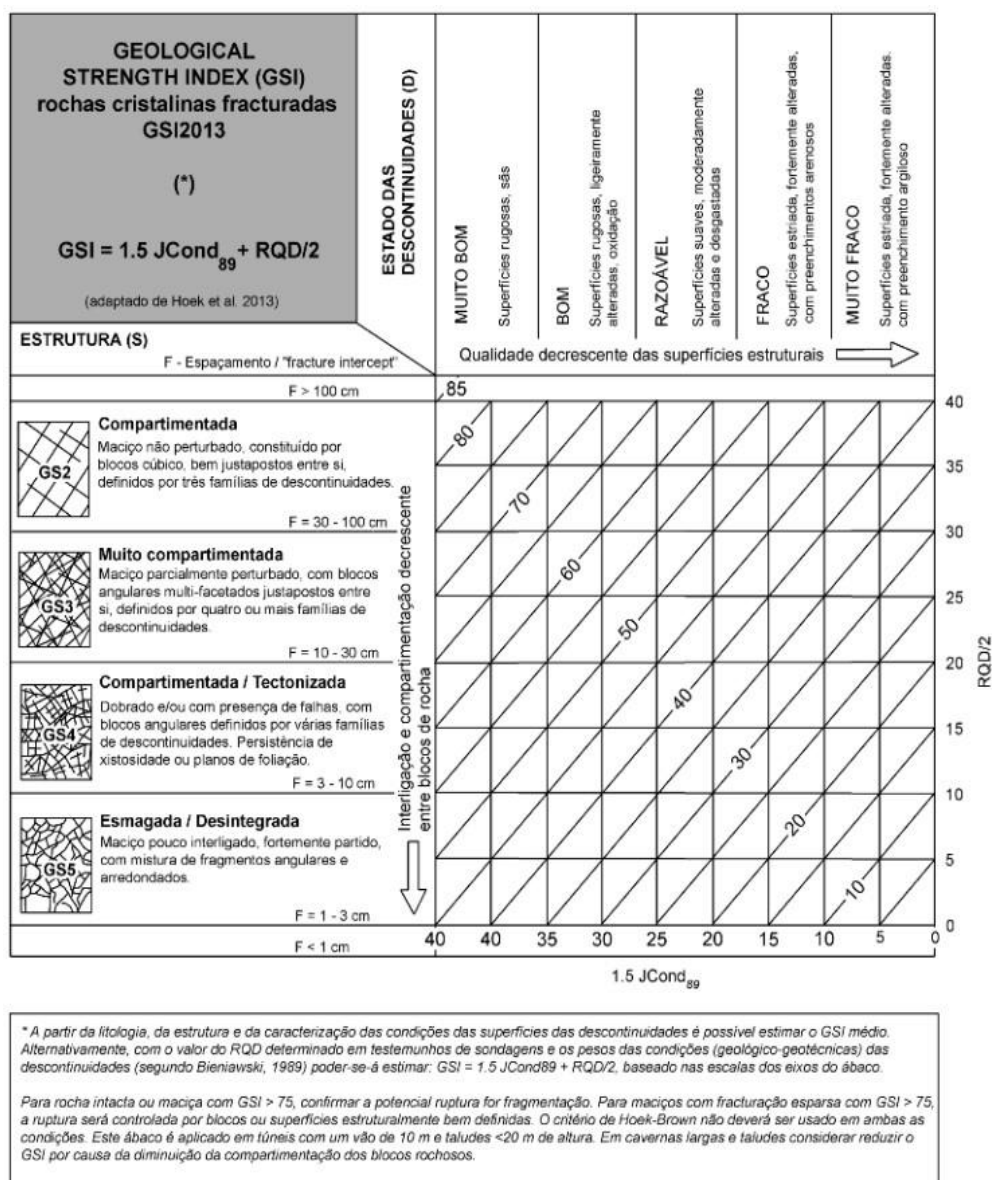


Figura 25 Definição do GSI (adaptado de Hoek et al, 2013)

O gráfico apresenta duas entradas, uma que indica o estado físico das superfícies estruturais das descontinuidades no maciço, parâmetro este que avalia a resistência e estabilidade da rocha. Na segunda entrada descreve-se o grau de interação ou ligação entre os blocos definidos por sistemas de descontinuidades, refletindo assim o fator que influencia o comportamento mecânico do maciço.

Ao longo dos anos foram desenvolvidas novas adaptações para objetivos diferentes, o gráfico apresentado foi o escolhido para interpretar o caso de estudo. Esta adaptação, com ligeiras alterações na tabela de GSI apresentada por (Hoek, et al., 2000), reúne duas escalas para a sua leitura, sendo a primeira JCond89, que classifica a condição de junta definida por Bieniawski em 1989 (Bieniawski, 1989), e a segunda RQD, que determina a qualidade da rocha definido por (Deere, 1963).

Estas escalas estão amplamente consolidadas na geologia de engenharia, são fáceis de avaliar ou estimar em campo e tendem a garantir uma elevada uniformidade nos resultados obtidos por diferentes geólogos a trabalhar num mesmo projeto (Hoek, et al., 2013).

No contexto de modelações geotécnicas, como em escavações subterrâneas ou a céu aberto, a integração do GSI com o critério de rotura de Hoek-Brown, é essencial para obter os parâmetros necessários para análises numéricas. A partir deste índice é possível estimar características do maciço rochoso como a resistência à compressão uniaxial, o módulo de deformação, a coesão e o seu ângulo de atrito.

Em resumo, o GSI é uma ponte entre a caracterização qualitativa do maciço e os cálculos quantitativos usados em projetos de engenharia, ajudando a prever o desempenho do maciço e a projetar sistemas de suporte adequados.

3.5. CONCLUSÃO

O estudo das descontinuidades apresenta uma complexidade significativa, dependente da experiência dos Engenheiros Geotécnicos. Este tipo de avaliação não é uma ciência exata, mas sim uma atividade que envolve um certo grau de subjetividade, pois as rochas são variadas e a sua classificação depende de diversos fatores, como a experiência do avaliador e a raridade da rocha.

A utilização do critério de rotura de Hoek-Brown Generalizado revela-se uma vantagem significativa para o caso de estudo, especialmente na avaliação de maciços rochosos fraturados, proporcionando uma abordagem mais realista e ajustada à natureza do terreno. O índice GSI visa facilitar este processo, constituindo uma ferramenta em constante evolução, uma vez que a sua definição nunca será completamente perfeita para abranger toda a magnitude e diversidade da geologia.

4

CARACTERIZAÇÃO DO CASO DA PEDREIRA DEL REY

4.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta a análise detalhada do caso de estudo da Pedreira del Rey, uma exploração que já foi objeto de acompanhamento por parte do Instituto Superior Técnico (IST) e, mais recentemente, contou com a intervenção da eGiamb.

O objetivo deste capítulo é consolidar o conhecimento sobre o caso de estudo da pedreira e contribuir para a sua caracterização geomecânica, fornecendo uma base técnica para a avaliação das condições do maciço rochoso. Esta análise constitui um suporte fundamental para a modelação numérica, que será abordada no capítulo seguinte.

A construção de obras subterrâneas exige um conhecimento aprofundado das características geológicas e mecânicas do maciço rochoso em que serão implantadas, de modo a evitar situações imprevistas (Costa e Silva, et al., 2001). Assim, é fundamental realizar um estudo detalhado da rocha mármore nesta pedreira, garantindo uma análise adequada da sua estabilidade e prevenindo riscos que possam comprometer a segurança e a eficiência da exploração.

4.2. DESCRIÇÃO BREVE DO CASO DE ESTUDO

De acordo com (Técnico, 2019), a Pedreira de Monte D'el Rei, também designada por Pedreira Del Rey, situa-se no núcleo de pedreiras de Monte D'El Rei, concelho de Vila Viçosa, distrito de Évora, como se verifica na Figura 26. A área licenciada da mina cobre aproximadamente 26,500 m².

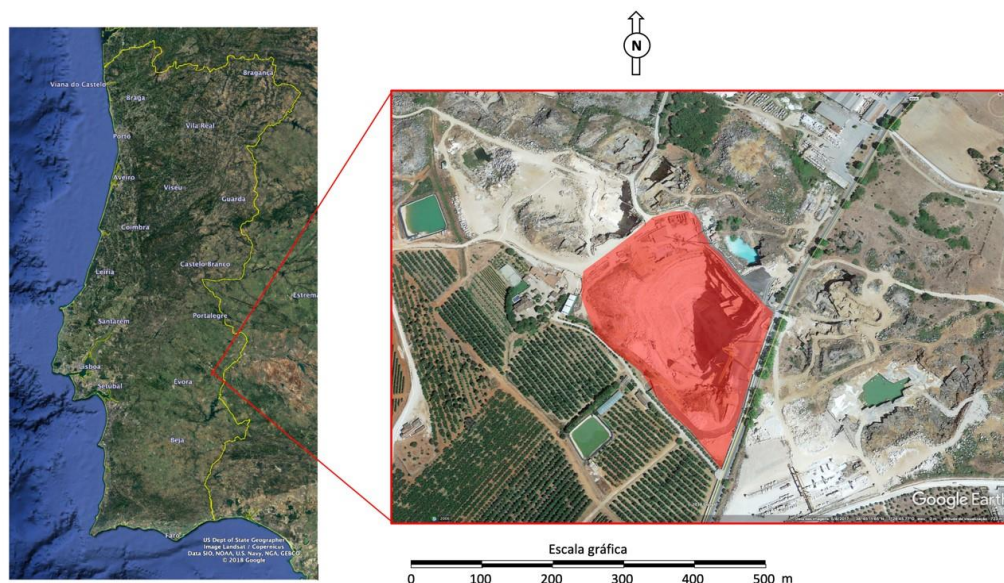


Figura 26 Localização da Pedreira Monte D'El Rei MJ-5285, destacada em vermelho na figura (Técnico, 2019)

Trata-se de uma exploração subterrânea operada pela empresa Ezequiel Francisco Alves, Lda. Esta pedreira foi alvo de um estudo aprofundado de estabilidade realizado pelo Grupo de Geomecânica do Centro de Recursos Naturais e Ambiente (LABGEO/CERENA) do Instituto Superior Técnico.

Este estudo teve início em setembro de 2019, onde foram inspecionadas as escavações subterrâneas e recolhidas amostras de mármore para ensaios laboratoriais destinados à caracterização mecânica do material extraído. A análise realizada abrangeu a definição de uma estratégia para a continuidade dos trabalhos, além de uma avaliação detalhada da geologia local e do método de exploração utilizado. O estudo teve como objetivo compreender as condições de estabilidade das escavações, com vista a assegurar a segurança e a sustentabilidade das operações ao longo do tempo.

4.3. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO DO CASO DE ESTUDO

A área de exploração da Pedreira Monte D'El Rei MJ-5285 localiza-se na estrutura anticlinal de Estremoz-Borba-Vila Viçosa, dentro do Maciço Hespérico, mais precisamente na zona Ossa-Morena, setor Estremoz-Barrancos. O mármore extraído localiza-se principalmente no Complexo Vulcano Sedimentar de Estremoz, que também contém xistos e calcoxistos com intercalações vulcânicas. Na pedreira, o mármore, geralmente rosado e com intercalações xistentas, é limitado por metavulcanitos no topo e por metadolomitos na base, ambos sem valor comercial, como podemos analisar através da Carta Geológica ilustrada na Figura 27.

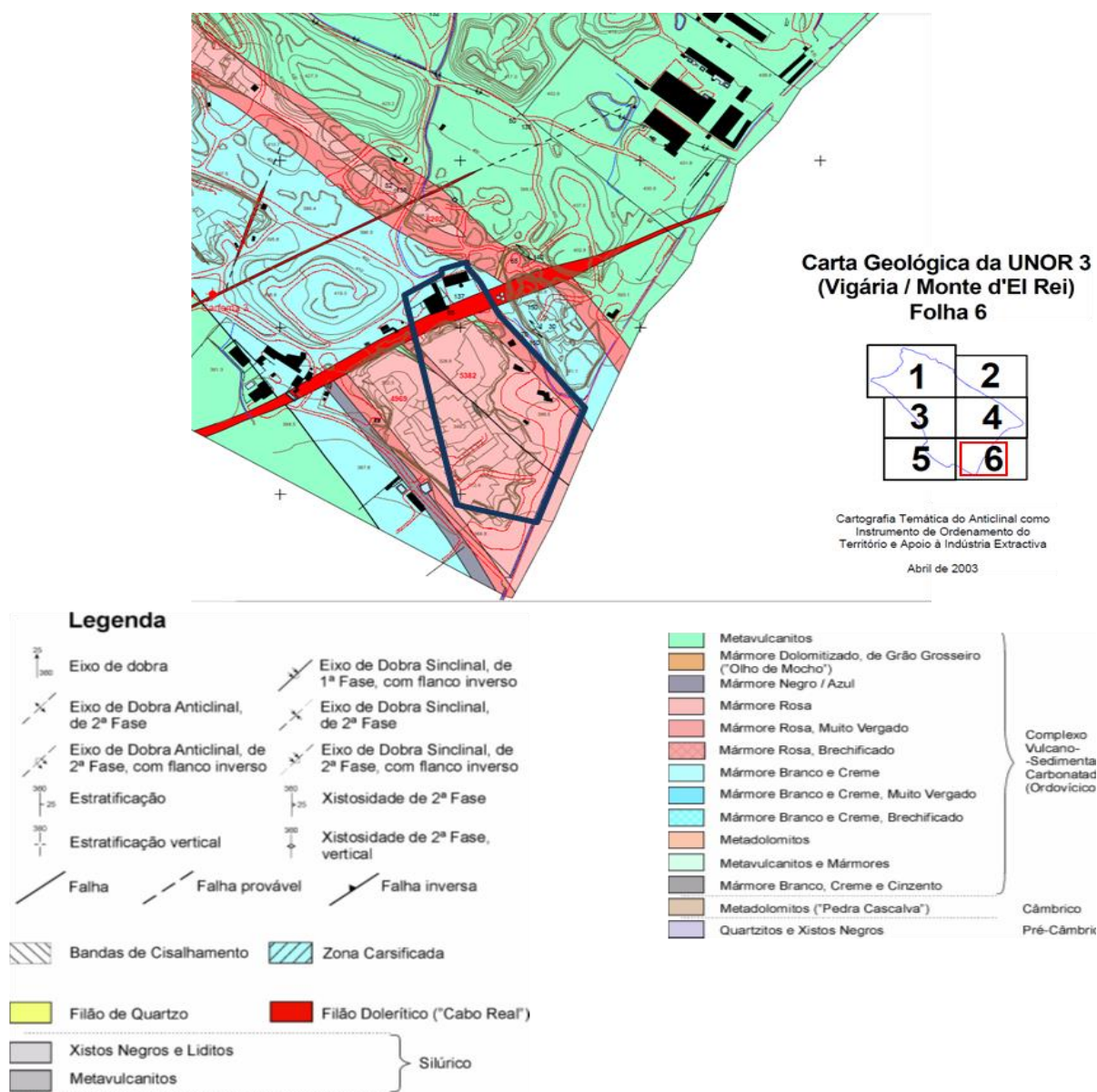


Figura 27 Excerto da Carta Geológica do Anticlinal Borba – Estremoz - Vila Viçosa, com indicação da área de exploração (CEVALOR, 2003)

4.4. EXTRAÇÃO DA PEDREIRA DEL REY

Na Pedreira de Monte D'El Rei MJ-5285, a extração de mármore é realizada em profundidade e a céu aberto, com um sistema de talhadas e o uso de fio diamantado para corte. O processo é feito de forma descendente, através de degraus verticais. Na extremidade sudoeste da pedreira, há uma galeria em semi-subterrânea, em formato de "V" invertido, como é observado na Figura 28.

A exploração utiliza explosivos de forma limitada, apenas para fragmentar grandes blocos de estéril. As operações incluem preparação, traçagem, perfuração, corte, derrube, divisão, aparelhagem e transporte do material extraído, métodos já mencionados em 2.2. Para assegurar o ciclo de produção, a pedreira conta com diversos equipamentos, como máquinas de fio diamantado, perfuradoras, pás carregadoras, camiões articulados e escavadoras giratórias.

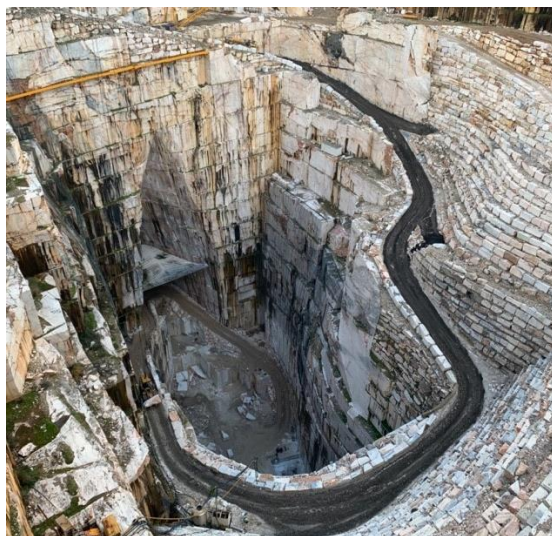


Figura 28 Configuração geral da Pedreira (Técnico, 2019)

4.5. CARACTERÍSTICAS FÍSICO-MECÂNICAS DA ROCHA MÁRMORE DA PEDREIRA DEL REY

4.5.1. RESULTADOS DAS PROPRIEDADES FÍSICAS

Com o objetivo de caracterizar a rocha mármore em relação aos seus parâmetros físicos, vai-se apresentar os resultados de acordo com o estudo feito pelo (Técnico, 2019).

Para tal, foram preparados provetes a partir de amostras cúbicas de dimensões regulares, sendo cada uma representativa de um nível específico da pedreira (Figura 29).



a)



b)

Figura 29 Exemplo das amostras utilizadas como provete dos ensaios. a) amostra cúbica; b) provete (Técnico, 2019)

A determinação das propriedades físicas iniciou-se com a pesagem das amostras numa balança de laboratório de alta precisão (0,01 g), garantindo que as medições fossem efetuadas em condições ambientais controladas, com temperatura, pressão e humidade normais. Paralelamente, procedeu-se à medição das dimensões dos provetes com recurso a uma craveira digital, assegurando a exatidão dos dados utilizados na análise (Técnico, 2019).

Este procedimento permitiu a obtenção de um conjunto de dados representativos das características físicas do mármore, essenciais para a avaliação geomecânica do maciço rochoso e para a modelação dos seus comportamentos estruturais.

O mesmo processo de pesagem foi repetido após a secagem das amostras, utilizando uma estufa a 105°C durante um período total de 24 horas. Posteriormente, procedeu-se à pesagem das amostras após a sua saturação. Os resultados obtidos em (Técnico, 2020) estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 Resultados dos ensaios para determinação da massa volúmica (normal, seca e saturada) e porosidade das amostras (Técnico, 2019)

Provete	Altura (mm)	Diâmetro (mm)	ρ (kg/m ³)	ρ_{Seco} (kg/m ³)	ρ_{Sat} (kg/m ³)	Porosidade Φ
EMF11	35,79	41,76	2699,11	2698,50	2701,35	0,003
EMF12	36,62	41,74	2684,36	2683,77	2687,36	0,004
EMF21	36,57	41,64	2685,10	2684,29	2686,70	0,002
EMF22	37,04	41,68	2690,46	2690,07	2692,44	0,002
EMF31	36,53	41,59	2693,09	2692,89	2696,12	0,003
EMF32	35,82	41,70	2673,54	2672,93	2675,38	0,002

A Tabela 3 resume os dados apresentados na Tabela 2, representando os valores máximos, mínimos, médios e o desvio padrão.

Tabela 3 Valores médios dos parâmetros físicos determinados (Técnico, 2019)

Provete	ρ (kg/m ³)	ρ_{Seco} (kg/m ³)	ρ_{Sat} (kg/m ³)	Porosidade Φ
Máximo	2699,11	2698,50	2701,35	0,004
Mínimo	2673,54	2672,93	2675,38	0,002
Média	2687,61	2687,07	2689,89	0,003
Desvio Padrão	8,78	8,86	8,99	0,001

A leitura dos resultados permite perceber que os valores dos parâmetros são aproximados, todos com um desvio padrão aproximado de 9kg/m³, com exceção da porosidade, cujo desvio padrão é naturalmente distinto.

4.5.2. RESULTADOS DO ENSAIO À COMPRESSÃO DIAMETRAL

A determinação da resistência à tração foi realizada através do Ensaio Brasileiro, procedimento já descrito em 2.3.2. Este ensaio consiste na aplicação de esforços de compressão ao longo do perímetro diametral do provete.

Foram ensaiados um total de 12 provetes, obtidos a partir de 6 amostras extraídas da área de exploração da pedreira, os quais foram submetidos ao ensaio (Figura 30).



Figura 30 Provetes utilizados para o ensaio de determinação da resistência à tração (Técnico, 2019)

Após a realização dos testes, os resultados foram recolhidos e encontram-se apresentados na Tabela 4, onde se indicam as dimensões dos provetes (diâmetro e espessura) e os valores da resistência à tração obtidos.

Tabela 4 Valores da resistência à tração (σ_t) obtidos (Técnico, 2019)

Designação	Diâmetro (mm)	Espessura (mm)	σ_t (MPa)
EMB111	53,03	26,58	6,52
EMB112	53,02	26,58	3,87
EMB121	53,14	26,42	7,97
EMB122	52,80	26,46	7,08
EMB211	52,93	26,51	6,90
EMB212	52,97	26,40	8,18
EMB221	52,15	26,55	7,00
EMB222	52,82	26,40	7,47
EMB311	52,34	26,52	7,69
EMB312	52,71	26,41	7,77
EMB321	52,64	26,22	7,30
EMB322	52,61	26,47	6,52

Com base nos resultados apresentados, determinou-se o valor médio da resistência à tração, sendo este fixado em 7,02 MPa, com um desvio padrão de 1,13 MPa.

4.5.3. RESULTADOS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL

Em (Técnico, 2019) preparou-se 12 provetes de 53 mm de diâmetro, os quais apresentavam uma relação altura/diâmetro de 2,5, de acordo com as recomendações do ISRM, conforme ilustrado na Figura 31. Os resultados obtidos no ensaio encontram-se sintetizados na Tabela 5.



Figura 31 Proveteis sujeitos ao ensaio de determinação da resistência à compressão (Técnico, 2019)

Importa ainda salientar que, para além da resistência à compressão, a partir do ensaio de compressão uniaxial foi também possível determinar o módulo de Young e o coeficiente de Poisson.

Tabela 5 Valores da resistência à compressão, módulo de Young e coeficiente de Poisson obtidos (Técnico, 2019)

Provete	σ_c (MPa)	E (GPa)	ν
EMC111	75,57	62,28	0,26
EMC112	67,57	64,26	0,23
EMC121	77,41	58,52	0,24
EMC122	75,79	51,32	0,25
EMC211	57,35	62,38	0,24
EMC212	66,44	65,15	0,27
EMC221	64,83	60,64	0,22
EMC222	74,48	57,14	0,26
EMC311	65,82	50,35	0,22
EMC312	67,30	58,33	0,26
EMC321	67,57	50,36	0,22
EMC322	68,93	50,67	0,24

Adicionalmente, foram calculados os valores máximos, mínimos e médios, com base nos dados da tabela anterior, estando estes igualmente representados na Tabela 6.

Tabela 6 Valores médios referentes aos parâmetros determinados no ensaio à compressão uniaxial (Técnico, 2019)

Provete	σ_c (MPa)	E (GPa)	ν
Máximo	77,41	65,15	0,27
Mínimo	50,35	50,35	0,22
Média	69,09	57,62	0,24
Desvio padrão	5,77	5,64	0,02

4.5.4. RESULTADOS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO TRIAXIAL

Para a realização do ensaio de compressão triaxial, foram utilizados 6 provetes (Figura 32). Estes provetes possuíam um diâmetro de 42 mm e uma relação altura/diâmetro de 2,0. Para a realização do ensaio, foi utilizada a célula de Hoek, sendo que a pressão de confinamento foi aplicada através de uma bomba manual.

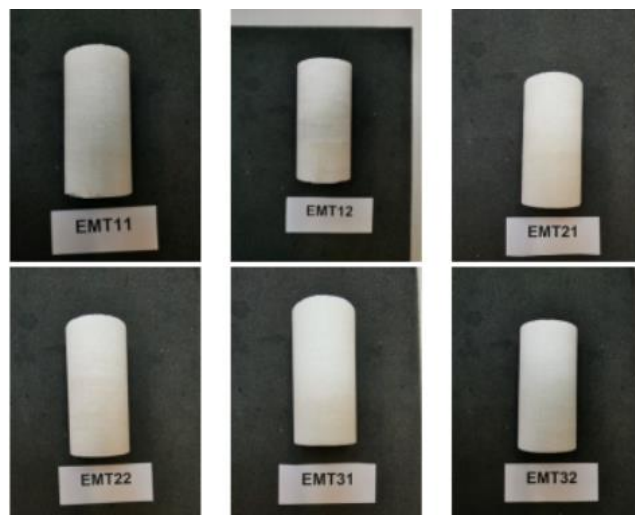


Figura 32 Provetes sujeitos ao ensaio de determinação da resistência à compressão (Técnico, 2019)

Como já foi previamente explicado, a resistência à compressão triaxial é determinada dividindo a carga axial máxima aplicada ao provete, para uma dada pressão de confinamento, pela sua secção reta.

Os resultados experimentais obtidos encontram-se na Tabela 7.

Tabela 7 – Valores obtidos para a resistência à compressão triaxial (σ_3), para as diferentes pressões de confinamento (σ_1) (Técnico, 2019)

Designação	σ_3 (MPa)	σ_1 (MPa)
EMT11	2,00	58,16
EMT12	4,00	99,37
EMT21	6,00	85,58
EMT22	4,00	83,87
EMT31	6,00	96,99
EMT32	2,00	70,93

Como podemos observar, aplicaram-se 3 níveis distintos de pressão de confinamento (2,0 ,4,0 e 6,0MPa) (Técnico, 2019). Verifica-se que, à medida que se aumentam os níveis de confinamento aplicados, obtêm-se valores mais elevados de resistência à compressão triaxial. No entanto, o provete EMT12 constitui uma exceção, apresentando, para um nível de confinamento de 4 MPa, o mesmo valor de resistência que os provetes submetidos a 6 MPa.

4.5.5. DETERMINAÇÃO DA COESÃO E ÂNGULO DE ATRITO

Os resultados agora obtidos, a partir do que foi analisado pelo IST, em conjunto com os provenientes dos ensaios mecânicos de tração e compressão uniaxial, permitirão determinar os parâmetros de resistência ao corte, nomeadamente a coesão (c) e o ângulo de atrito (ϕ).

Esta determinação é possível através da construção da envolvente de Mohr-Coulomb, a qual é traçada com base na representação gráfica dos círculos de Mohr obtidos a partir dos ensaios realizados.

Inicialmente constrói-se os círculos de Mohr para cada ensaio triaxial, traça-se o gráfico tensão corte e tensão normal, utilizando os valores de σ_3 e σ_1 . Para obter a envolvente de rotura é necessário representar uma reta tangente a todos os círculos de Mohr. Após a representação que foi obtida em (Técnico, 2019), tal como é visível na seguinte Figura 33, é possível a leitura no gráfico dos parâmetros que se deseja determinar.

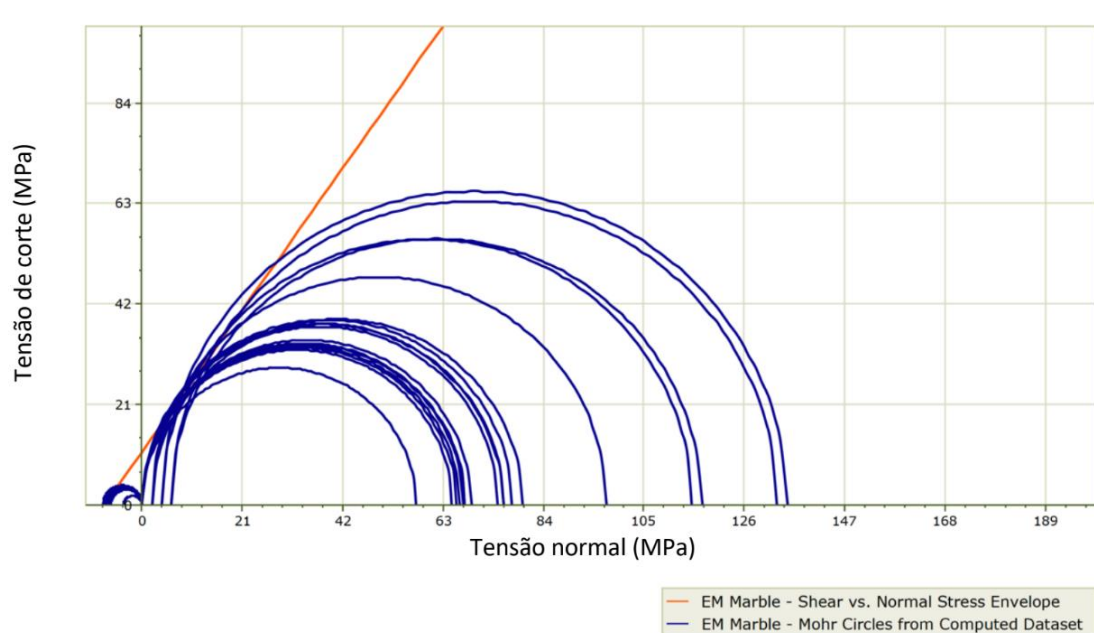


Figura 33 Círculos de Mohr e envoltória de Mohr-Coulomb determinada com base nos resultados dos ensaios desenvolvidos (Técnico, 2020)

A coesão corresponde ao ponto onde a reta da envoltória intersecta o eixo das tensões de corte (eixo das ordenadas). O ângulo de atrito é o ângulo da inclinação da reta envoltória, podendo ser determinado pela equação da envoltória (3).

Pela leitura feita do gráfico na Figura 33, determina-se que a coesão e o ângulo de atrito da rocha mármore são 11,15 e 54,67° respectivamente. Estes valores, por terem sido determinados em amostras de rocha intacta, correspondem aos parâmetros resistentes da rocha intacta.

Assim parte da caracterização geomecânica necessária para a modelação numérica está apresentada na seguinte Tabela 8.

Tabela 8 Parâmetros geomecânicos do maciço rochoso

Parâmetros	Valor
Peso volúmico, γ (kN/m ³)	27,0
Resistência à tração, σ_t (MPa)	7,02
Módulo de Young, E (MPa)	57620,0
Coefficiente de Poisson, ν	0,24
Coesão, c (MPa)	11,15
Ângulo de atrito interno, ϕ (°)	54,67

4.6. ANÁLISE DAS DESCONTINUIDADES

Nesta secção, apresenta-se, de forma sucinta, um esquema que identifica a localização das sondagens realizadas durante as análises e classificações conduzidas pela empresa eGiamb, permitindo visualizar as frentes de escavação onde foram efetuadas as *scanlines* (SCL) na Figura 34. As SCL são uma técnica

utilizada na geologia e na engenharia geotécnica para a caracterização de maciços rochosos. Consistem em linhas de amostragem traçadas sobre a superfície da rocha, ao longo das quais se registam sistematicamente as discontinuidades presentes. Estas permitem avaliar a orientação, espaçamento e estado das discontinuidades.

Além disso, apresenta-se a Tabela 9 que indica a orientação dos planos das frentes de escavação.

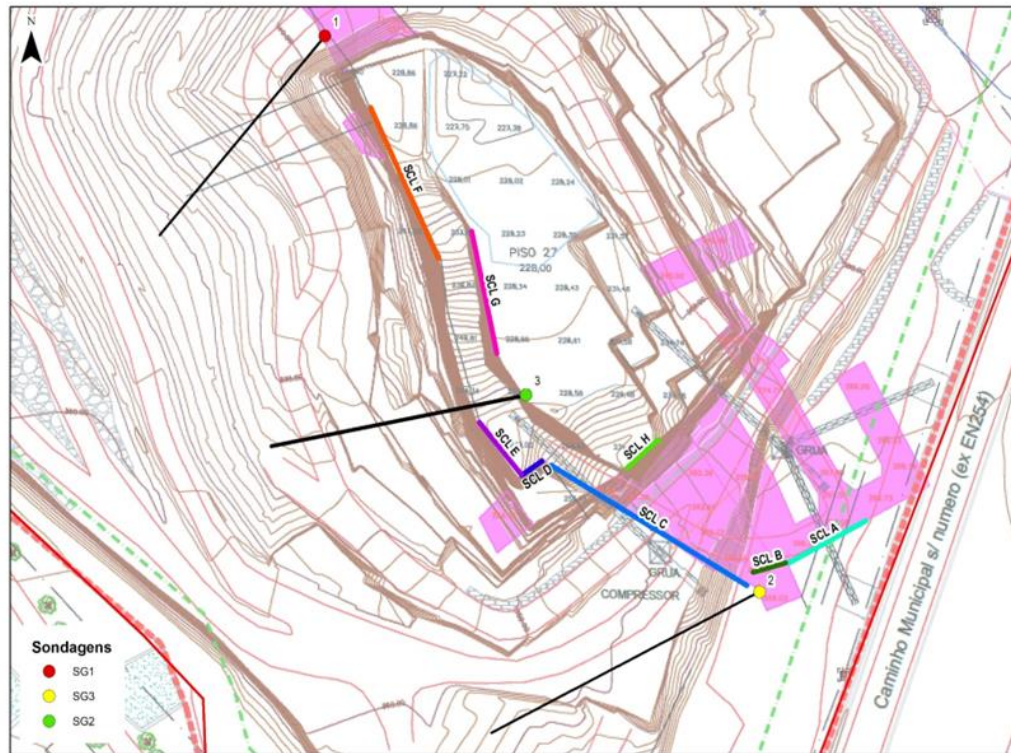


Figura 34 Representação das frentes de escavação e as respectivas scanlines da pedreira (eGiamb, 2024)

Tabela 9 Orientação dos planos das frentes de escavação (eGiamb, 2024)

Frentes	Atitude					Azimute	Dip direction	Dip
A	N	61	E	90	NW	61	151	90
B	N	90	E	90	N	90	360	90
C	N	52	W	90	NE	128	218	90
D	N	51	E	90	NW	51	141	90
E	N	28	W	86	NE	152	242	86
F	N	20	W	89	NE	160	250	89
G	N	10	W	85	NE	170	260	85
H	N	68	E	90	NW	68	158	90

A empresa eGiamb realizou o trabalho de campo, registrando 10 *scanlines* horizontais (utilizando o método de contagem pontual) em cada frente de escavação, com o objetivo de determinar a orientação das discontinuidades,

Recorrendo a esses resultados foi realizada uma análise dos mesmos no *software* DIPS. Primeiramente, introduziu-se os parâmetros de cada descontinuidade, nomeadamente o *dip* e o *dip direction*. Em seguida, como é visível na Figura 35, foram traçadas no programa as delimitações de cada família de descontinuidades (linhas a vermelho), correspondentes às zonas de maior densidade na projeção estereográfica. Após esta delimitação, identificaram-se quatro famílias de descontinuidades (1m, 2m, 3m e 4m), resultantes da submissão de todos os dados recolhidos.

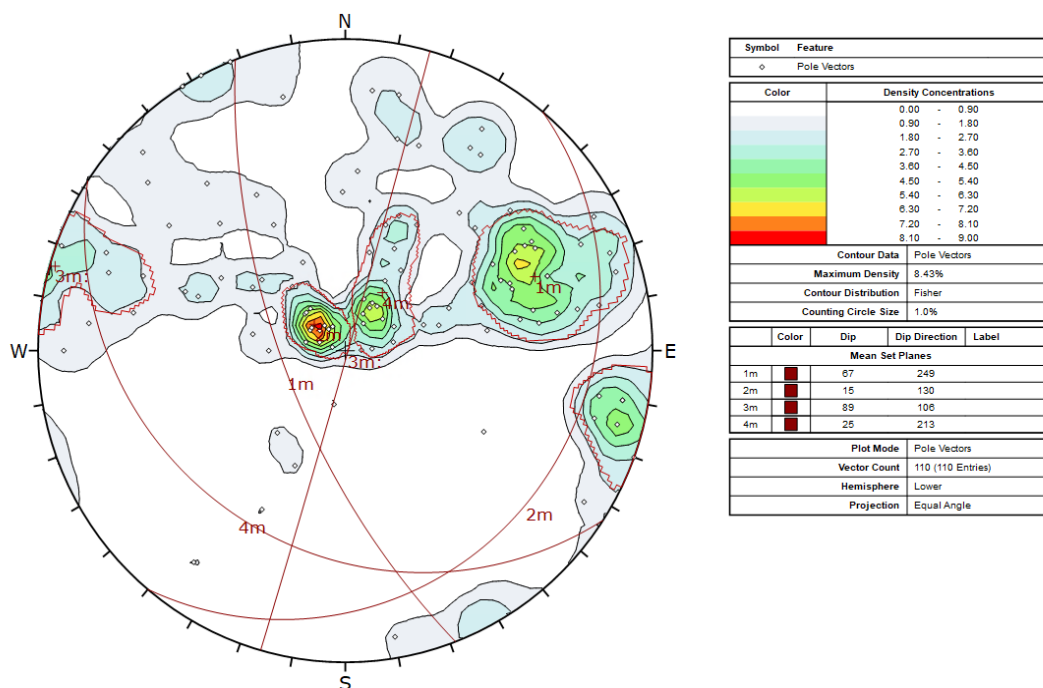


Figura 35 Projeção estereográfica das famílias de descontinuidades

4.6.1. CORREÇÃO DE TERZAGHI

A correção de Terzaghi no *software* DIPS, aplica-se para corrigir a diferença entre frequência de observação e frequência real, visto que na medição de descontinuidade em maciços rochosos nem todas as fraturas são registadas, e por isso estes dados podem ser empiricamente subestimados ou superestimados. Isto acontece quando utilizamos métodos como a contagem pontual para medir as orientações das descontinuidades.

Esta correção é necessária visto que, nem todas as fraturas têm a mesma probabilidade de serem registadas. Com mais facilidade serão registadas as descontinuidades que estão perpendiculares à linha de medição (*scanline*), contrariamente às descontinuidades que se encontram mais inclinadas e se aproximam de ser paralelas à *scanline* e por isso, estas fraturas ficam sub-representadas na análise.

Para compensar este possível erro, é aplicado um fator geométrico de peso que é calculado e aplicado em cada elemento medido. Este fator de correção, *W*, é calculado da seguinte forma (Rocscience, 2025):

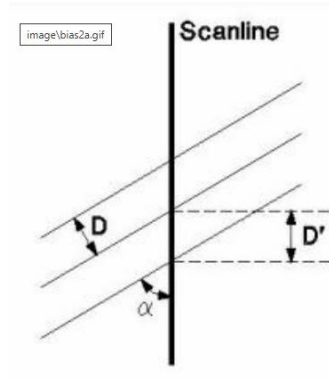


Figura 36 Correção de Terzaghi no software DIPS (Rocscience, 2025)

Em que:

- α - ângulo mínimo entre o plano da scanline e o plano da descontinuidade;
- D' - distância aparente de uma mesma família;
- $D = D' \Leftrightarrow \alpha = D' \left(\frac{1}{W} \right)$ - distancia real entre descontinuidades;
- $R' = \frac{1}{D} = \frac{1}{D'} \sin \alpha = D' \csc \alpha$ - densidade real de cada família de descontinuidades;
- $W = \csc \alpha$ - peso aplicado a cada polo antes do cálculo da densidade.

A Figura 37 apresenta os resultados da aplicação do procedimento de ponderação a um ficheiro de dados amostrais. Neste caso, existe um grupo significativo de juntas subnormais, que fica oculto devido à grande quantidade de dados estruturais recolhidos em *scanlines* horizontais. Para corrigir este forte viés causado pelos dados horizontais, é possível aplicar a ponderação aos dados.

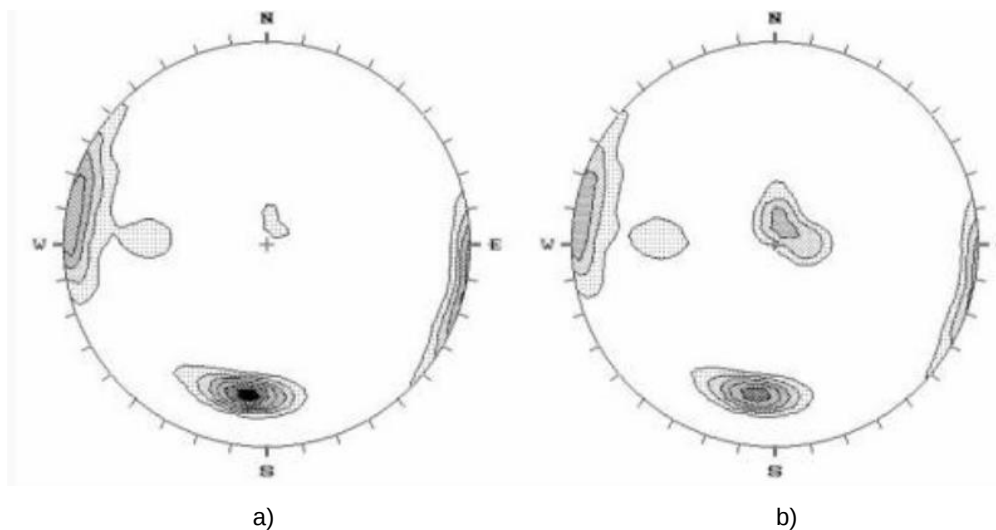


Figura 37 Exemplo de ilustração da correção de Terzaghi. a) exemplo não corrigido; b) exemplo corrigido (Rocscience, 2025)

Na Figura 38 está representado a aplicação da correção de Terzaghi no caso da Figura 35. E como podemos observar, existe uma variação nos dados de cada família de descontinuidades (1w,2w,3w e 4w), mesmo que na projeção estereográfica não se consiga detetar alguma diferença na densidade das famílias.

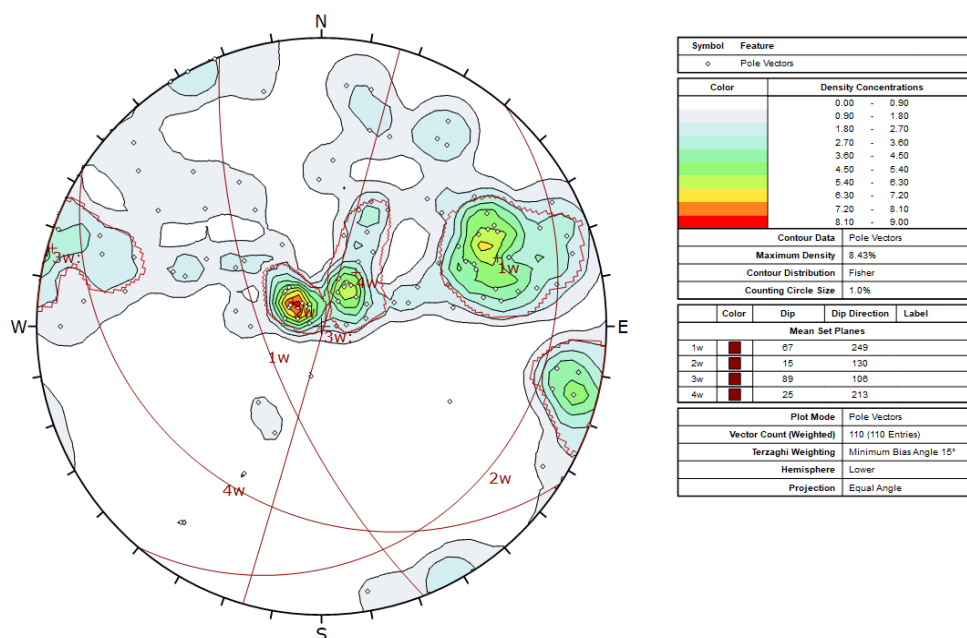


Figura 38 Projeção estereográfica das famílias de descontinuidades com a correção de Terzaghi

4.7. RESULTADO DAS CLASSIFICAÇÕES DO MACIÇO ROCHOSO

Para a determinação das classificações do maciço rochoso, foram obtidos os resultados com base na performance em campo da empresa eGiamb, que disponibilizou os dados das sondagens, bem como as análises dos aspetos geofísicos e geomecânicos.

Deste modo, os pontos seguintes apresentam e analisam os resultados obtidos relativamente à classificação do maciço rochoso.

4.7.1. DETERMINAÇÃO DO RQD

Para a obtenção de RQD recorreu-se à alternativa de (Priest, et al., 1976). Na seguinte Tabela 10 estão apresentados os valores correspondentes a cada frente de escavação da Pedreira onde foram observados os seguintes valores do comprimento final de cada frente, o número de fratura observados em cada uma, e a distância entre as superfícies de cada fratura (s). Desta forma é possível o cálculo do inverso do espaçamento total entre superfícies de descontinuidades (1/s) para o cálculo final do RQD.

Tabela 10 Resultado do RQD (eGiamb, 2024)

Frente	Comprimento Final	Nº Fraturas	s (m)	1/s (m ⁻¹)	RQD
A	23,4	18	0,77	1,30	99,22
B	8,12	3	0,37	2,71	96,94
C	35,2	22	0,63	1,60	98,85
D	6,3	3	0,48	2,10	98,08
E	10,5	7	0,67	1,50	98,98
F	45,81	17	0,37	2,69	96,96
G	43,92	25	0,57	1,76	98,63
H	5,5	2	0,36	2,75	96,85

Na Tabela 11 estão representados os valores máximos, mínimos, e os médios de RQD, apresentado um RQD final de 97,80. Pode-se concluir a um nível qualitativo que o rochoso maciço é muito bom.

Tabela 11 Valores máximos, mínimos e médios do RQD (eGiamb, 2024)

	1/s (m ⁻¹)	RQD
Mínimo	1,30	96,31
Máximo	3,00	99,22
Média	2,20	97,80

4.7.2. DETERMINAÇÃO DO GSI

A análise feita do índice GSI pela eGiamb tem como consideração o ábaco desenvolvido por (Hoek, et al., 2013). Como já foi mencionado no item 3.4.1, para a obtenção do índice é necessário o parâmetro do RQD, que já foi obtido anteriormente e JCond₈₉ que foi considerado com o valor de 35, dado que a superfície das juntas apresenta uma qualidade entre boa e muito boa.

A Tabela 12 representa o resultado dos parâmetros já definidos, para obtenção do valor de GSI.

Tabela 12 Resultado do Índice GSI (eGiamb, 2024)

RQD	98
1,5JCond ₈₉	35
GSI ÁBACO	75

4.8. CRITÉRIOS DE ROTURA

4.8.1. PARÂMETROS DO CRITÉRIO DE MOHR-COULOMB

Para o critério de Mohr-Coulomb, os dados necessários para a sua utilização já descritos no ponto 3.3.1 são a coesão e o ângulo de atrito que partem da leitura das tensões máximas e mínimas principais obtidas através de ensaios laboratoriais. Os dados já recolhidos das propriedades físicas, tal como o peso volumico, coeficiente de poisson e modulo de Young, e os dados obtidos do ensaio da resistência à tração serão posteriormente introduzidos no modelo numérico de forma a completar a sua análise de resistência pelo critério mencionado (Tabela 13).

Tabela 13 Parâmetros do Maciço Rochoso - Mohr-Coulomb (Técnico, 2019)

Parâmetros	Valor
Peso volúmico, γ (kN/m ³)	27,0
Resistência à tração, σ_t (MPa)	7,02
Módulo de Young, E (GPa)	57,62
Coefficiente de Poisson, ν	0,24
Coesão, c (MPa)	11,15
Ângulo de atrito interno, Φ (°)	54,67

4.8.2. DETERMINAÇÃO DO CRITÉRIO DE HOEK-BROWN

Em relação ao critério de Hoek-Brown foram recolhidas as informações sobre o ensaio triaxial em 4.5.4 e a partir da Tabela 1 que apresenta os valores de m_i , para rochas metamórficas intactas, definiram-se os parâmetros, representados na Tabela 14 para a análise deste critério.

Tabela 14 Parâmetros do Maciço Rochoso - Hoek-Brown

Parâmetro	Valor
Resistência à Compressão, σ_c (MPa)	69,09
m_b	9
s	1
Fator de perturbação	0

No *software* RS Data foram introduzidos os dados já mencionados e partir daí foi possível a calibração do material para criar a sua envolvente de rotura presente na Figura 39.

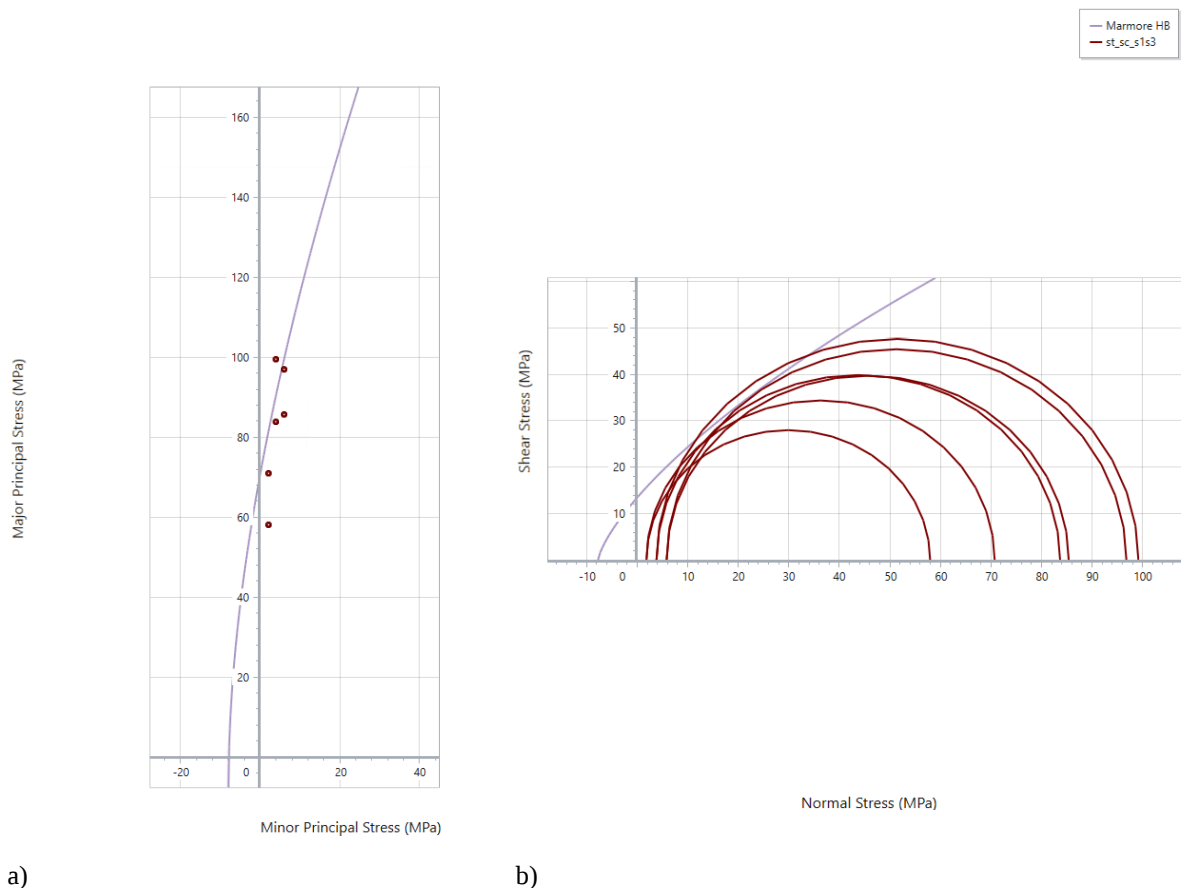


Figura 39 Envolvente de rotura do critério Hoek-Brown da rocha mármore da Pedreira del Rey. a) em função das tensões principais; b) em função da tensão de corte e normal.

4.8.3. DETERMINAÇÃO DO CRITÉRIO DE HOEK-BROWN GENERALIZADO

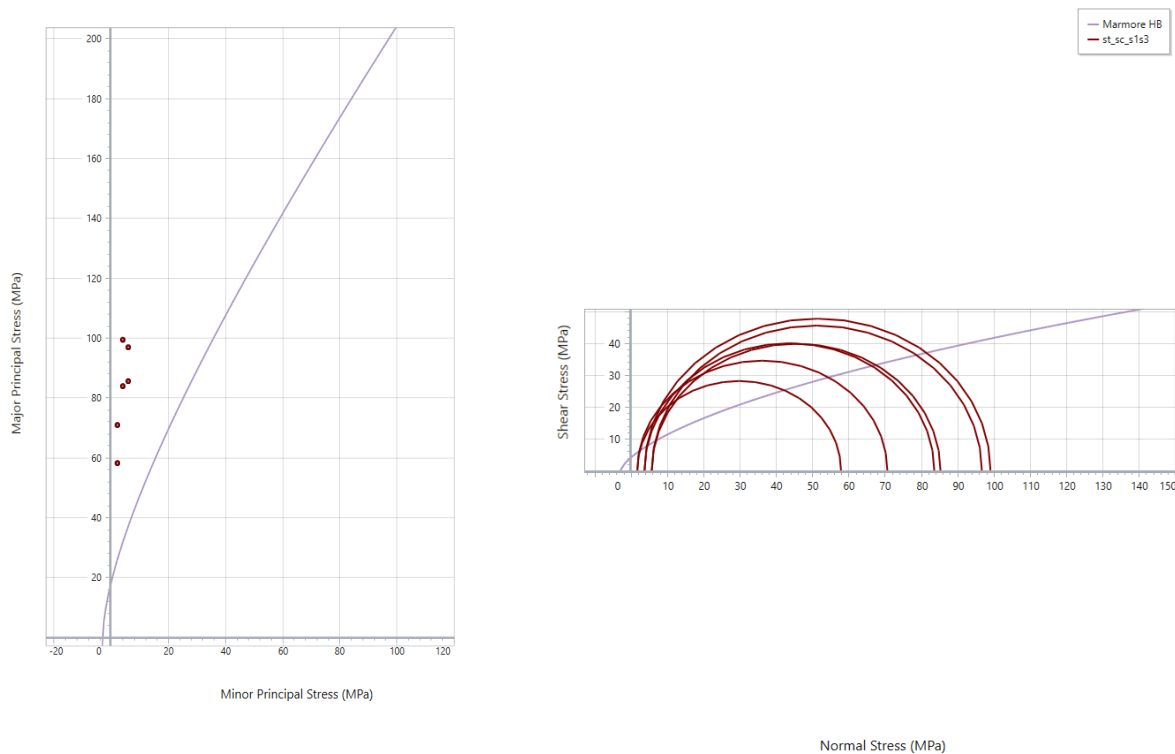
Da mesma forma que se introduziu os dados no RS Data para o critério Hoek-Brown, o mesmo será feito para o critério de Hoek & Brown generalizado, pelo que, é necessário cálculo das constantes m_b , a , e s .

Sabe-se o valor do índice GSI, a partir da classificação analisada previamente em 4.7.2. A partir deste valor é possível o cálculo dos novos parâmetros a através das equações (6), (7) e (8). Os parâmetros obtidos estão representados na Tabela 15.

Tabela 15 Parâmetros do Maciço Rochoso - Hoek-Brown Generalizado

Parâmetro	Valor
Resistência à Compressão, σ_c (MPa)	69,09
m_b	3,69
s	0,062
a	0,501

A representação da envolvente de rotura do critério de Hoek-Brown Generalizado, e a computação dos seus dados no RS Data está representado na seguinte Figura 40



a)

b)

Figura 40 Envolvente de rotura do critério Hoek-Brown Generalizado da rocha mármore da Pedreira del Rey.

a) em função das tensões principais; b) em função da tensão normal e tangencial

4.9. CONCLUSÃO

Neste capítulo, foram analisados os resultados das classificações geomecânicas, os ensaios laboratoriais realizados e a interpretação dos dados obtidos, permitindo uma caracterização do comportamento da rocha em estudo.

Para além disso, foi conduzido um estudo das descontinuidades presentes no maciço. A análise dos critérios de rotura, nomeadamente Mohr-Coulomb, Hoek-Brown e Hoek-Brown Generalizado, possibilitou a compreensão das respetivas envolventes de resistência e do seu impacto na resposta mecânica do material rochoso, assegurando uma abordagem mais precisa à sua modelação.

A conjugação dos ensaios experimentais, da caracterização das descontinuidades e da aplicação dos critérios de rotura permitiu uma análise integrada e fundamentada, garantindo que os parâmetros geotécnicos necessários à modelação numérica foram devidamente determinados.

5

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE UMA ESCAVAÇÃO SUBTERRÂNEA EM MÁRMORE A DUAS DIMENSÕES

5.1. INTRODUÇÃO

A modelação desempenha um papel fundamental em obras subterrâneas, não sendo exceção no caso de estudo da Pedreira Del Rey. A aplicação do cálculo numérico ao presente caso de estudo permite avaliar a estabilidade das escavações, interpretar o comportamento do maciço e aferir a viabilidade do projeto.

Neste capítulo, serão expostos, de forma sucinta, os aspetos inerentes à modelação numérica do caso de estudo. O estudo sobre o estado de tensão inicial será também abordado de forma a desenvolver modelos iniciais, a partir do qual se definirá o cálculo base que permitirá estudar os resultados obtidos através da computação no *software* RS2 da Rocscience.

Com base nos resultados da simulação numérica, proceder-se-á à avaliação das zonas de cedência, bem como à análise do fator de segurança, e a evolução das tensões em zonas críticas para a compreensão do comportamento do maciço. Por fim, com o mesmo propósito, serão estudadas as deformações resultantes das sucessivas escavações.

5.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA EM RS2

O RS2 é um programa bidimensional de análise numérica por elementos finitos, direcionado para estruturas geotécnicas em aplicações de engenharia civil e mineração. Adequado tanto para rocha como para solo, o RS2 é uma ferramenta de análise versátil. É amplamente aplicado no projeto de túneis e estruturas de suportes, escavações subterrâneas, escavações de superfície, estabilidade de taludes, entre outros (Rocscience, 2025).

É de salientar que o faseamento das etapas do modelo será discutido posteriormente, assim que se definir o cálculo base. Posteriormente, são atribuídas as propriedades dos materiais envolvidos e estabelecido o critério de rotura adequado para a simulação. Por fim, faz-se a discretização da malha e representa-se as condições fronteira adotadas para os limites já modelados.

Concluída a fase da modelação, obtém-se assim uma interpretação da computação numérica do modelo. A análise vai ser baseada através de gráficos e imagens extraídos, dependendo dos aspetos que sejam objeto de estudo.

5.2.1. LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO DA PEDREIRA DEL REY

Para a realização da modelação numérica do caso de estudo, foi essencial o acesso aos levantamentos topográficos da pedreira. Obter os dados reais e representativos das condições locais asseguram uma análise mais precisa e ajustada às especificidades do terreno, contribuindo para a fiabilidade dos resultados obtidos.

Resultante dos levantamentos topográficos, fornecidos pela empresa RM, obteve-se vários perfis desenhados no *software* AutoCAD, e procedeu-se à escolha do seguinte perfil G4 apresentado na Figura 41, para a modelação do caso de estudo.

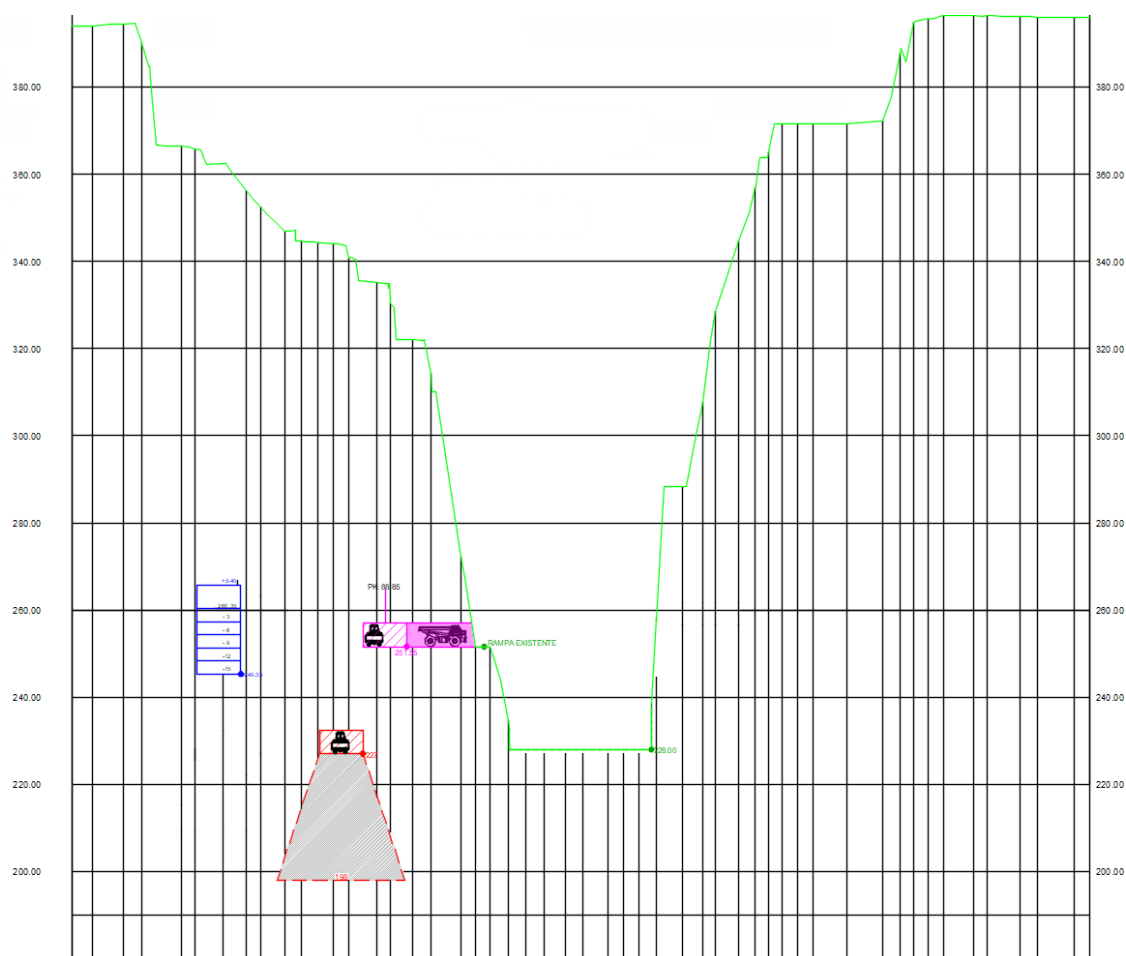


Figura 41 Perfil transversal G4 (RM - Engenharia e Geologia, 2024)

O perfil inclui três galerias, devidamente numeradas na Figura 42, de acordo com a ordem de escavação das mesmas. As galerias 1 e 2 têm uma geometria retangular com $10 \times 5 \text{ m}^2$ e $10 \times 20,4 \text{ m}^2$, respetivamente. A galeria 3, a uma cota inferior das restantes, apresenta na base da escavação retangular, uma abertura com perfil trapezoidal, cuja largura varia com uma largura inicial de 10 m para uma largura final de 22,71 m.

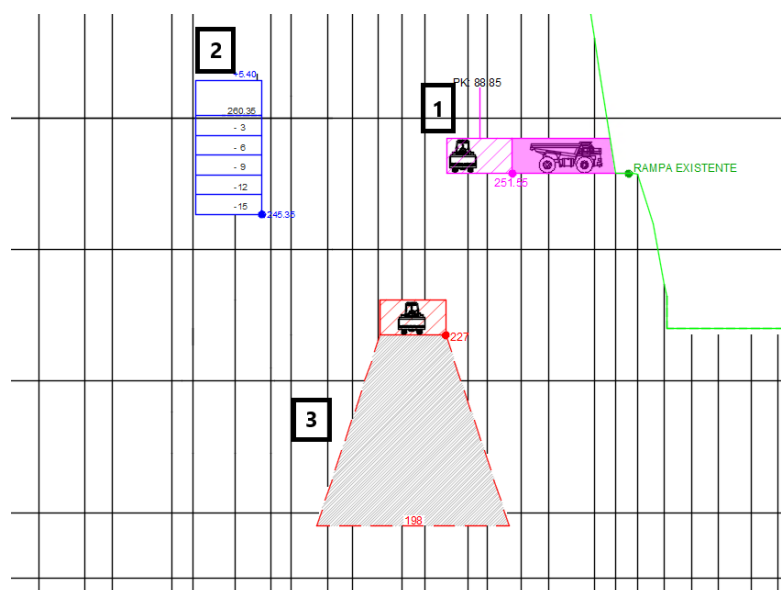


Figura 42 Enumeração das galerias no perfil transversal G4

5.2.2. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DO MODELO INICIAL

Com base no perfil G4 (Figura 41), procedeu-se à extração da *polyline* correspondente à geometria da Pedreira. Esta *polyline*, representativa do perfil em estudo, foi então importada para o *software* RS2 com ajustes feitos entre os pontos definidos (Figura 43).

Para delimitar o maciço rochoso e representar o seu comportamento com maior fidelidade, nos limites laterais optou-se por aumentar a distância entre a escavação e o céu aberto e estes limites com cerca de 200 metros adicionais. Tal abordagem visa garantir uma representação mais realista das deformações e da distribuição de tensões no maciço rochoso, aumentando assim a fiabilidade e a precisão das simulações realizadas pelo programa.

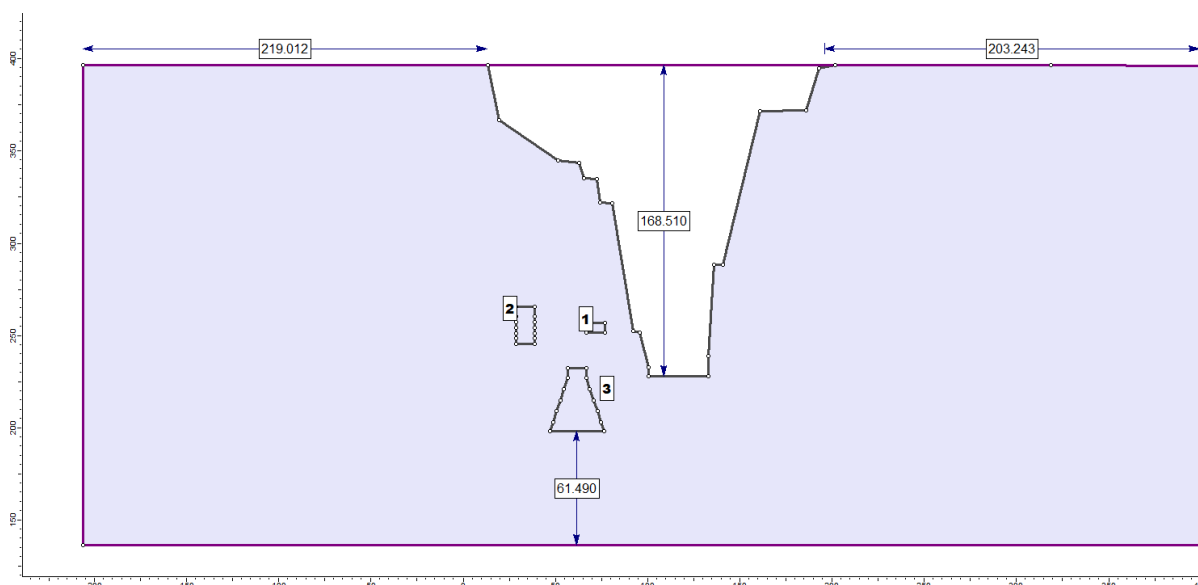


Figura 43 Geometria do Modelo Inicial

5.2.3. PROPRIEDADES DO MACIÇO E CRITÉRIO DE ROTURA

Para definir as propriedades do maciço no *software*, recorre-se aos parâmetros geomecânicos já apresentados anteriormente, que se encontram sumarizados na Tabela 8.

O coeficiente de impulso em repouso, K_0 foi considerado igual a 1, uma vez que não foram encontrados dados de estudos anteriores que indicassem o seu valor, desta forma, adotou-se este valor para uma primeira aproximação.

Considerou-se que o maciço rochoso se encontra em condições drenadas, uma vez que o nível freático está situado abaixo da base de escavação. Esta condição foi assegurada após a drenagem por bombagem, uma intervenção essencial para viabilizar a exploração da Pedreira. Refira-se ainda que a existência de outras pedreiras na envolvente, que igualmente realizam o rebaixamento do nível freático, pode contribuir para a manutenção deste nível mais baixo.

O critério de rotura adotado para a análise do modelo inicial baseou-se no facto de este ser um critério simplista e pelo facto de que os dados já retirados de estudos realizados em (Técnico, 2019) terem adotado o critério de Mohr-Coloumb.

5.2.4. DISCRETIZAÇÃO DA MALHA E CONDIÇÕES FRONTEIRA

A fase da discretização da malha consiste na definição do tipo e quantidade de elementos da malha em questão. Para este modelo foram considerados 1000 elementos triangulares para a sua discretização.

Como podemos ver na seguinte Figura 44, a discretização da malha torna-se mais densa em áreas circundantes às escavações. Este refinamento foi feito manualmente, em particular, nos bordos das galerias, onde se prevê uma maior concentração de tensões devido às deformações e à variação de tensões resultante das intervenções realizadas no maciço rochoso. Esta refinação da malha assegura que os resultados da análise sejam fiáveis nas zonas mais críticas do modelo.

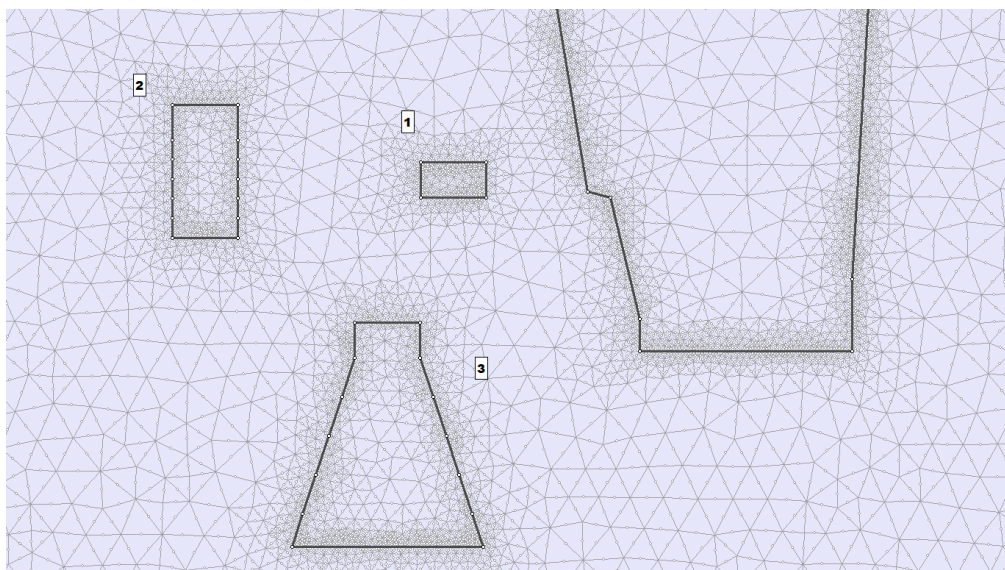


Figura 44 Discretização da malha do modelo inicial em RS2

No modelo numérico (Figura 45), as fronteiras laterais externas foram configuradas de forma a restringir apenas os deslocamentos na direção horizontal, uma vez que esta abordagem simula as condições naturais de confinamento lateral do maciço sem interferir na liberdade dos movimentos verticais. Na base do modelo, os deslocamentos foram impedidos nas duas direções para simular um suporte fixo, refletindo as condições de restrição impostas pela continuidade do maciço em profundidade.

Por outro lado, a superfície superior do modelo não apresenta quaisquer restrições ao movimento, refletindo o estado livre de tensões e deslocamentos típicos de uma superfície livre, como o topo de uma escavação a céu aberto.

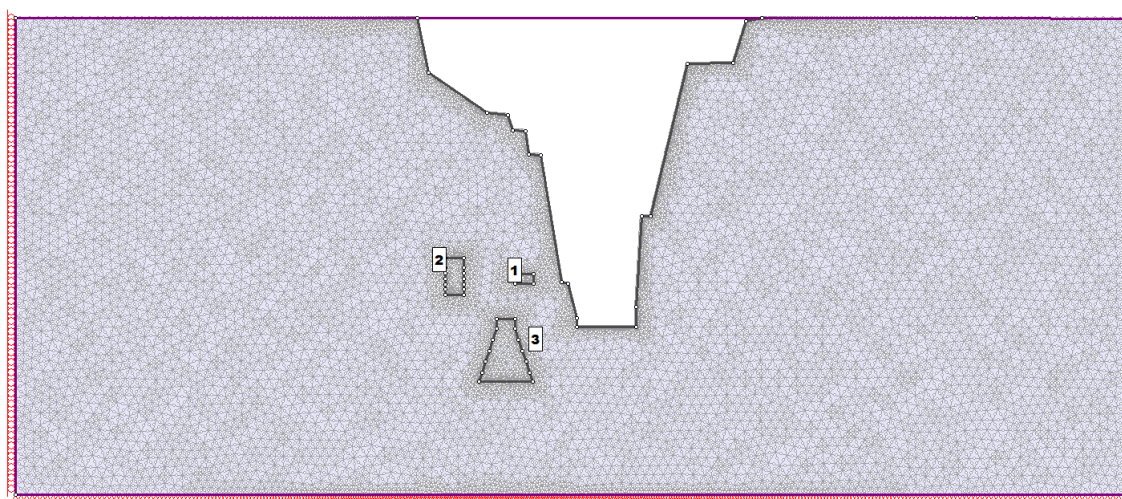


Figura 45 Modelo inicial no RS2

5.3. ESTADO DE TENSÃO INICIAL NA MODELAÇÃO NUMÉRICA

O estado de tensão inicial nada mais é que o estado de tensões presentes no maciço independentemente de qualquer intervenção humana, também usualmente denominadas como tensões virgens. Estas tensões são em parte, tensões associadas ao peso do maciço e tensões tectónicas (sendo estas desenvolvidas no interior da crosta terrestre por forças tectónicas) (Matos Fernandes, 2016).

No decurso deste estudo identificou-se uma questão pertinente relacionada com a modelação numérica, uma vez que a representação da primeira etapa do modelo considera, desde o início, a escavação a céu aberto, descurando as condições de tensão inicial do maciço rochoso antes dessa intervenção.

Assim, admitiram-se duas abordagens distintas para a definição do estado de tensão inicial da pedra, com o objetivo de determinar qual delas se revela mais realista e adequada para a modelação das escavações subterrâneas:

- Modelo 1 (C1): Cálculo base em que a geometria da superfície é a geometria atual da pedra (Figura 45), e gera-se o estado de tensão impondo uma relação entre as tensões verticais e horizontais igual a K_0 , equilibrando o *software* as tensões que daí resultam;
- Modelo 2 (C2): Cálculo base em que se admite a superfície do terreno horizontal (Figura 46a), impondo-se um estado de tensão inicial comandado pelo coeficiente de impulso em repouso, em que a partir daí procede-se à escavação da pedra.

É de salientar que a metodologia da modelação no C2 é idêntica à da metodologia adotada no modelo C1, com exceção do faseamento que reflete as diferentes etapas de escavação de cada modelo. Todos os outros aspetos analisados nos pontos anteriores referentes à modulação do C1 mantêm-se.

Na Figura 46 representa-se o modelo C2 que se calcula numericamente em duas etapas, sendo que na primeira considera-se as condições iniciais antes da escavação, enquanto a segunda etapa introduz o processo de escavação que corresponde ao estado atual da Pedreira Del Rey.

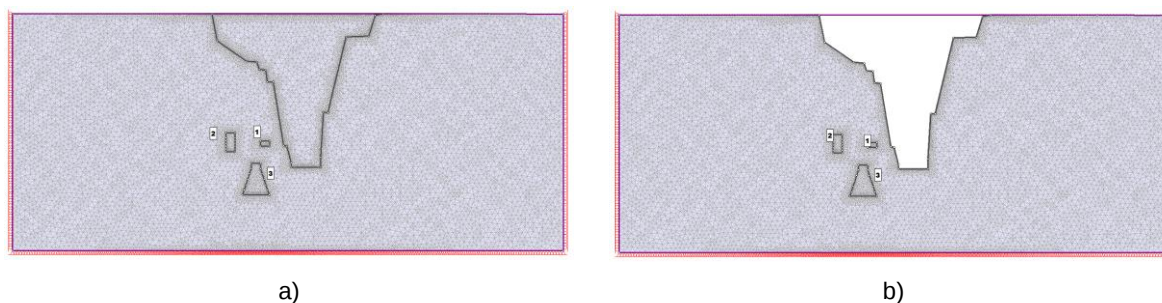


Figura 46 Geometria do perfil do modelo C2 no *software* RS2.

a) geração do estado de tensão inicial; b) segunda etapa da escavação.

Para perceber qual o cenário que reflete de forma mais realista o estado inicial de tensão do maciço, vai-se, de seguida, comparar os dois casos em relação à redistribuição das tensões horizontais e verticais.

Esta análise ajudará a definir o cenário mais adequado para um estudo posterior sobre o comportamento do maciço, como deformações e tensões, aproximando-se mais dos resultados com as condições reais do maciço rochoso.

5.3.1. TENSÕES INICIAIS DOS MODELOS INICIAIS

Para a análise dos modelos C1 e C2, optou-se por analisar as tensões ao longo de um perfil vertical (L0), posicionada no mesmo local, conforme ilustrado na Figura 47. A extração dos resultados ao longo desta linha permite obter um gráfico que representa a evolução das tensões à medida que se atinge maiores profundidades no terreno.

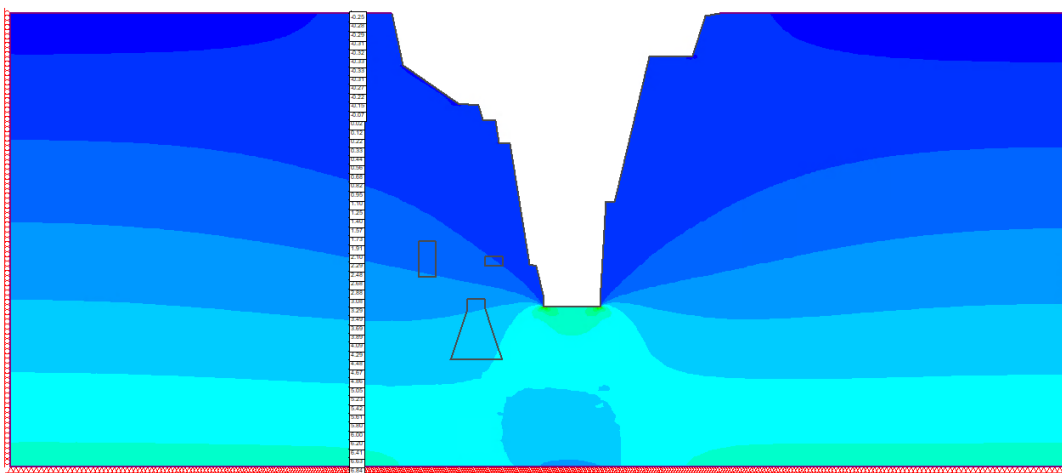


Figura 47 Localização do perfil L0 de C1 e C2 no RS2

Além da comparação entre os modelos, toma-se como referência o valor teórico das tensões, considerando um coeficiente de impulso em repouso (9) igual a 1. Em todo o processo, assume-se que as tensões efetivas são equivalentes às tensões totais, uma vez que não se considerou a presença de água no modelo.

De um modo genérico, pode-se definir o coeficiente de impulso, K, a relação entre a tensão horizontal e vertical:

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (9)$$

As tensões verticais podem ser determinadas pela seguinte expressão:

$$\sigma_v = \gamma z \quad (10)$$

Onde:

- γ - representa o peso volúmico do solo (kN/m^3);
- z - corresponde à profundidade do ponto analisado (m).

Na Figura 48 apresenta-se o gráfico de tensões horizontais correspondente aos resultados de L0 já mencionada. No caso C1, este tipo de abordagem implica que, ao iniciar a escavação, as tensões geostáticas originalmente presentes na rocha ou solo são subitamente removidas, o que provoca uma redistribuição abrupta das tensões no material adjacente. A ausência de uma etapa inicial que permite que o maciço se ajuste ao alívio e redistribuição de tensões no terreno significa que, ao ocorrer a

escavação, há uma reação imediata e mais concentrada nas camadas superiores, o que se traduz na existência de zonas tracionadas.

No caso C2, existe uma fase inicial, que permite ao maciço ajustar-se ao alívio de tensões do terreno ao iniciar a escavação na segunda etapa, correspondente à Figura 47. Assim tensões geostáticas iniciais presentes na rocha não são subitamente removidas ao iniciar a escavação. Desta forma as tensões tracionadas nas camadas superiores são menores em comparação com o C1.

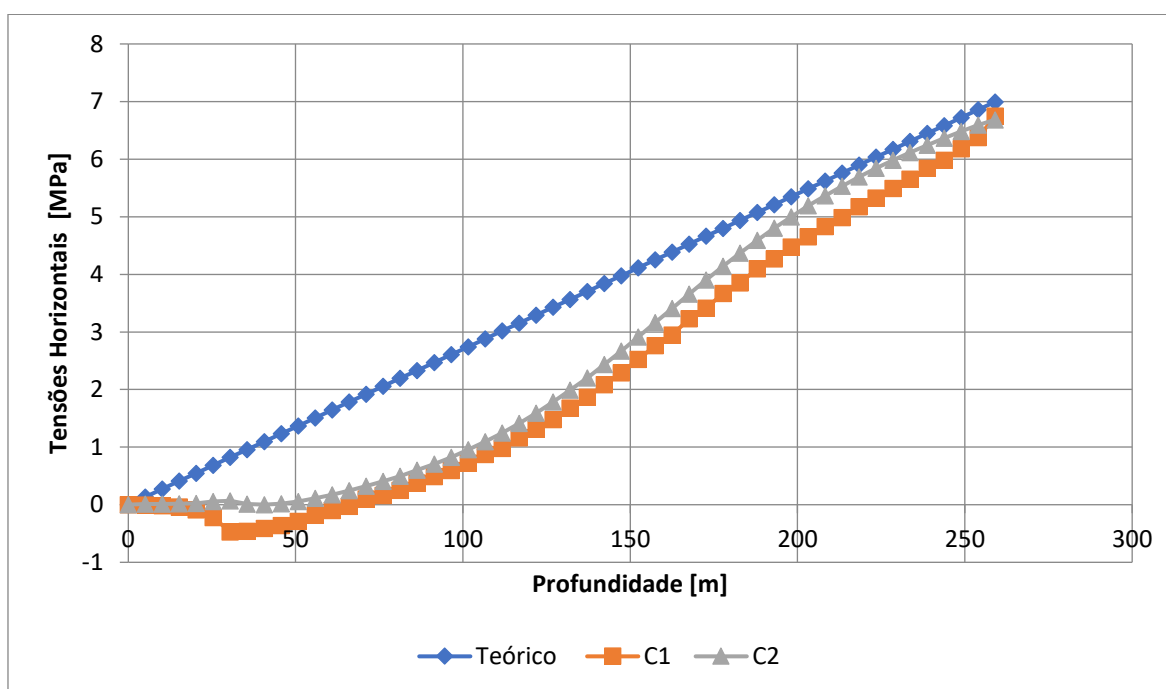


Figura 48 Gráfico de tensões horizontais dos modelos C1 e C2 do perfil L0

Observa-se que, ao longo do contorno da escavação, que se dá até aos 170 metros de profundidade, a perturbação das tensões horizontais é mais acentuada. Isto deve-se ao facto de que, na interface entre a superfície escavada e o ar, a tensão horizontal é nula.

Como consequência, verifica-se uma redução das tensões horizontais na envolvente da escavação, levando à sua redistribuição para regiões mais afastadas e para zonas mais profundas do maciço. Este processo resulta da necessidade de equilíbrio do terreno após a remoção do material, justificando as variações mais expressivas das tensões nas proximidades da escavação.

No entanto, ao analisar o comportamento global, verifica-se que ambos os modelos apresentam uma variação semelhante em relação ao valor teórico esperado para o estado inicial de repouso.

Procede-se de seguida à análise das tensões verticais, conforme ilustrado na Figura 49. Analisa-se que a variação dos modelos C1 e C2 face ao valor teórico mantém-se dentro da mesma ordem de grandeza.

Contudo, importa salientar que a discrepância das tensões verticais relativamente ao valor teórico é significativamente inferior à variação previamente identificada nas tensões horizontais. Este comportamento pode ser atribuído à natureza das tensões verticais, que são predominantemente controladas pelo peso próprio do maciço e, portanto, menos suscetíveis a alterações provocadas por intervenções locais, como escavações.

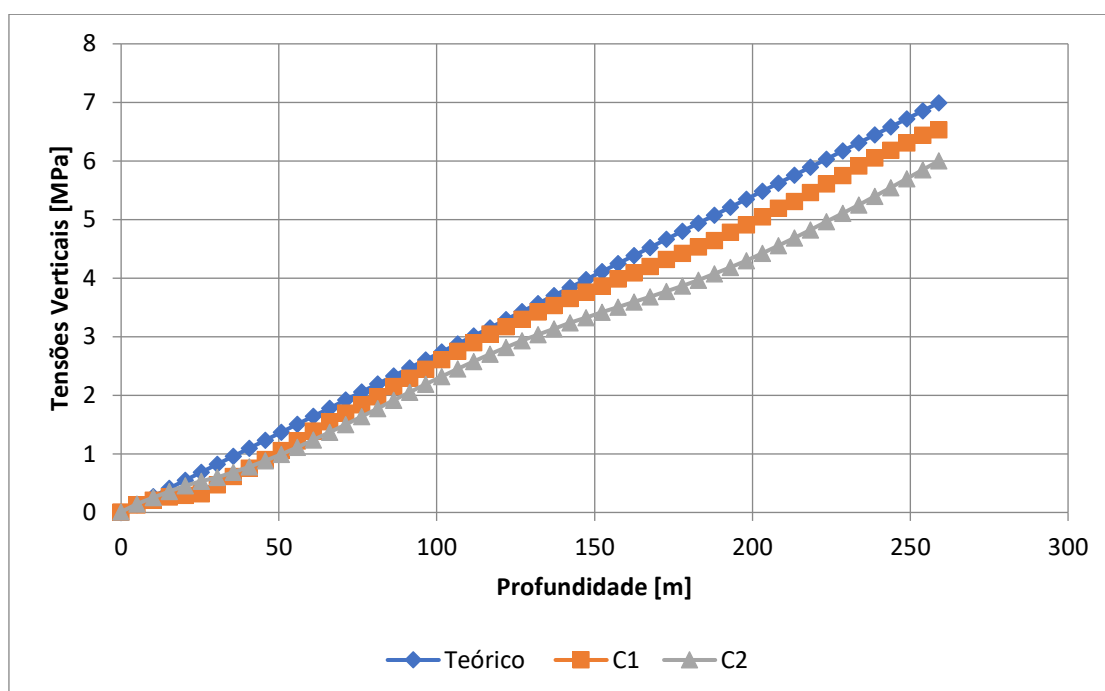


Figura 49 Gráfico de tensões verticais dos modelos C1 e C2 do perfil L0

Por fim, compara-se os valores de K obtidos numericamente nos modelos C1 e C2 com o valor teórico que permite avaliar o grau de perturbação provocado pela escavação e a aproximação do modelo à realidade geotécnica do maciço (Figura 50).

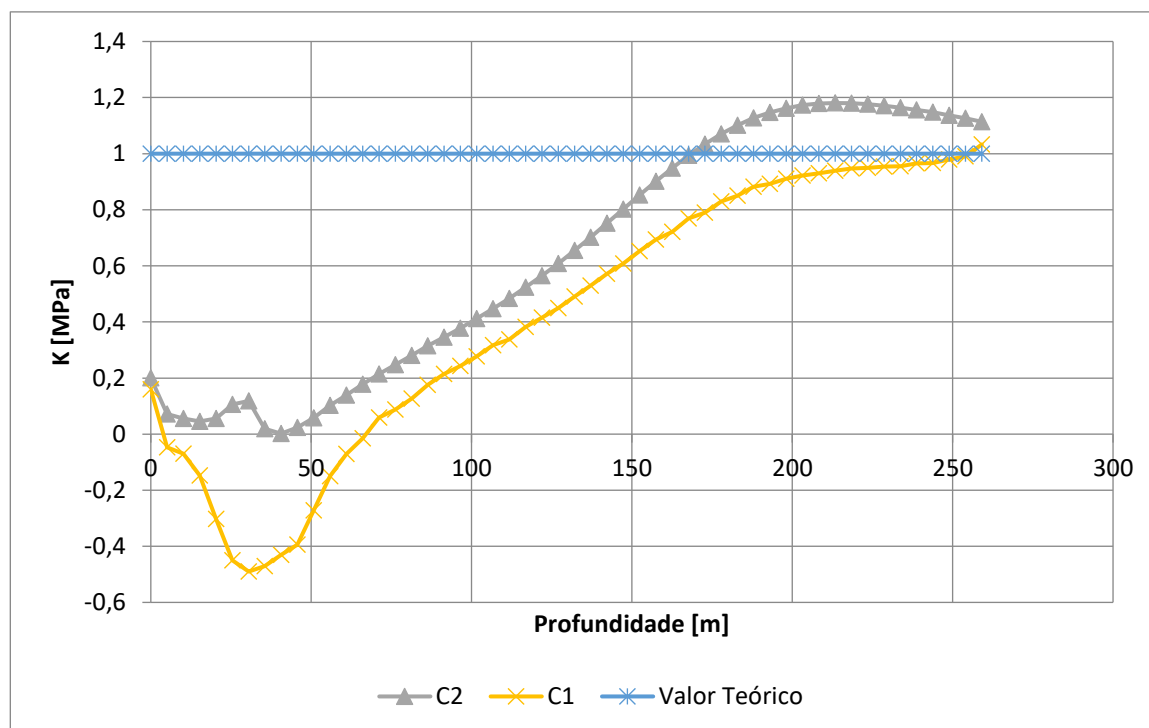


Figura 50 Gráfico do coeficiente de impulso de repouso dos modelos C1 e C2 do perfil L0

Ambos os modelos apresentam valores absolutos de K inferiores ao valor teórico na região adjacente à escavação, evidenciando um alívio das tensões horizontais. Este fenómeno pode ser atribuído ao efeito de descompressão induzido pela escavação, em conformidade com a redução das tensões horizontais já observada na mesma zona (Figura 48).

Adicionalmente, verifica-se que à medida que a profundidade do ponto de análise das tensões aumenta, a variação entre os valores numéricos e o valor teórico torna-se menos expressiva, traduzindo assim o aumento do confinamento relativamente à zona envolvente da escavação e a aproximação das condições iniciais. Este comportamento indica também uma aproximação dos valores de tensões verticais e horizontais ao equilíbrio esperado, demonstrando que o modelo numérico reproduz de forma coerente o comportamento geomecânico do maciço em profundidade.

5.3.2. DETERMINAÇÃO DO CÁLCULO BASE

Após a comparação dos dois modelos, é possível concluir que as variações de tensões dos modelos entre si, não é significativa, no entanto o caso C2, é mais realista. O comportamento das tensões num maciço escavado é mais complexo e gradual, com as tensões internas redistribuindo-se ao longo do tempo, à medida que a escavação avança. Por isso, o modelo C2, que simula o verdadeiro faseamento construtivo oferece uma representação mais fiel da realidade das escavações em campo.

Em contrapartida, o caso C1, embora útil para simulações mais simples ou para casos em que se deseja uma análise rápida, apresenta uma abordagem que pode não capturar com precisão o comportamento real do material, especialmente em termos de redistribuição das tensões e de desenvolvimento de tensões tracionadas nas camadas superiores. Efetivamente, no local não se encontram evidências de francas zonas em tração, o que, de alguma forma, demonstra que este modelo pode não ser totalmente realista.

Assim concluída esta análise, o cálculo base será o modelo C2, que apresenta mais confiança em termos numéricos e geotécnicos.

5.4. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO TENSO-DEFORMACIONAL DO CÁLCULO BASE

A análise do comportamento tenso-deformacional do cálculo base será agora aprofundada, considerando o modelo previamente definido e a escavação de três galerias, já apresentadas anteriormente. Este estudo é essencial para compreender como o maciço responderá em termos de tensão e deformação às escavações, antecipando possíveis áreas críticas e avaliar a estabilidade global da estrutura. As escavações das galerias vão ser representadas no cálculo base por meio de novas etapas no modelo numérico (Figura 51).

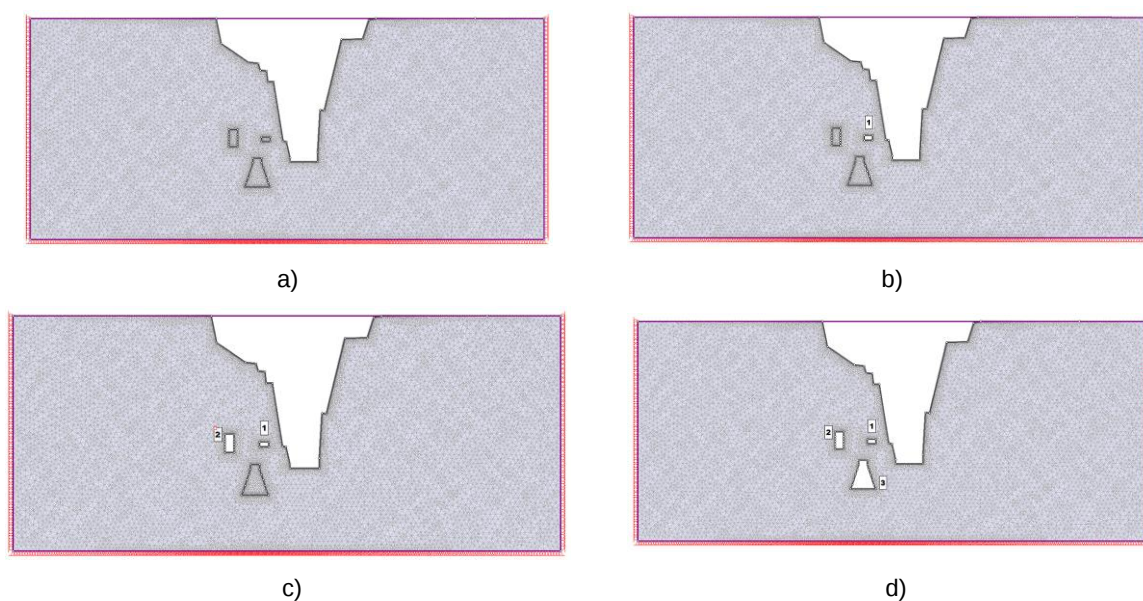


Figura 51 Fases de escavação do caso de estudo em RS2. a) etapa 2 - escavação a céu aberto; b) etapa 3 - escavação da galeria 1; c) etapa 4 - escavação da galeria 2; d) etapa 5 - escavação da galeria 3

Desta forma é possível a avaliação do comportamento do maciço rochoso durante todas as fases de escavação, e a interpretação dos resultados que se seguirem desta análise numérica.

5.4.1. CRITÉRIO DE ROTURA DO CÁLCULO BASE

Este item tem como objetivo discutir a escolha do critério de rotura que será mais indicado para o cálculo base, com foco na análise de estabilidade de escavações em mármore com a presença de descontinuidades.

O critério de Mohr-Coulomb adotado pressupõe o comportamento conjunto da rocha intacta e das descontinuidades. O seu grande inconveniente é que não permite a ponderação das propriedades da rocha intacta e das características das descontinuidades, uma vez que não é possível obter essas propriedades globalmente para o maciço. É, portanto, um critério cuja estimativa tem que ser, frequentemente, baseada na experiência.

Adicionalmente, este critério tem o inconveniente de ter uma envolvente de rotura totalmente linear o que, é sabido, se afasta do comportamento real dos maciços rochosos. A sua única vantagem é a simplicidade da sua aplicação em modelos numéricos.

Como alternativa, os critérios de Hoek-Brown e Hoek-Brown Generalizado possuem uma envolvente de rotura curvilínea, que se adapta bastante melhor ao comportamento real de rochas e de maciços rochosos. Estes critérios de rotura são, portanto, não lineares, em específico o primeiro critério foi formulado para ser aplicado, no seu caso geral, a maciços fraturados para avaliar a sua resistência, no entanto considera somente as características da rocha intacta, sem qualquer tipo de parecer em relação às possíveis fracturações.

O critério de Hoek-Brown Generalizado é uma versão mais recente, que permite a consideração dos parâmetros resistentes da rocha intacta e da presença de descontinuidades, nomeadamente através da introdução do GSI na definição dos parâmetros do critério. Assim foram desenvolvidos fatores complementares, à equação original da primeira versão do critério, que consideram as características da fraturação do maciço rochoso com base no índice GSI.

Esta metodologia reflete de forma mais realista as reais condições do maciço, nomeadamente pesando as características da rocha intacta e as características das descontinuidades, definidas através do GSI, oferecendo uma adesão mais próxima às condições naturais. Além disso, o uso deste critério permite uma avaliação integrada do comportamento do maciço, particularmente útil em situações onde as descontinuidades são menos influentes no comportamento global da matriz rochosa.

A discussão que se segue terá como foco comparar os resultados das análises com os diferentes critérios de rotura, fornecendo uma base sólida para determinar a abordagem mais adequada à realidade do maciço em estudo.

5.4.2. ANÁLISE DOS CRITÉRIOS DE ROTURA

Após a realização da modelação numérica para cada um dos modelos e com base nos valores previamente tabelados para cada critério de resistência, foram obtidos resultados relativos às zonas de cedência e ao fator de segurança local do maciço. Contudo, verificou-se que o modelo não apresentava cedência em nenhum dos critérios de rotura considerados, não se identificando diferenças significativas. Tal era sinal da enorme reserva de segurança do maciço, pelo que se procuraram avaliações complementares, nomeadamente a avaliação da segurança global da escavação.

Dado este resultado, optou-se por uma abordagem alternativa, recorrendo ao *software* RS2 para a determinação do fator de resistência ao corte pelo método de Redução da Resistência ao Corte (SSR – *Shear Strength Reduction*). Este método baseia-se na redução progressiva dos parâmetros de resistência do modelo através da aplicação do Fator de Redução da Resistência (SRF – *Strength Reduction Factor*).

A modelação numérica é então repetida para diferentes valores de SRF, até que o modelo atinja a condição crítica de instabilidade, isto é, o ponto em que o cálculo não converge. Este procedimento permite a determinação do Fator de Segurança global do modelo numérico. A análise do SSR será aplicada ao cálculo base considerando os diferentes critérios de rotura, de forma a avaliar as respetivas diferenças.

Após a computação da análise SSR, verificou-se que, para o critério de Hoek-Brown, o fator de redução crítico é 11,75, o que significa que os parâmetros de resistência do maciço foram reduzidos 11,75 vezes até que o modelo atingisse a instabilidade. Na Figura 52 estão representados os elementos de plastificação da análise SSR para o modelo Hoek-Brown.

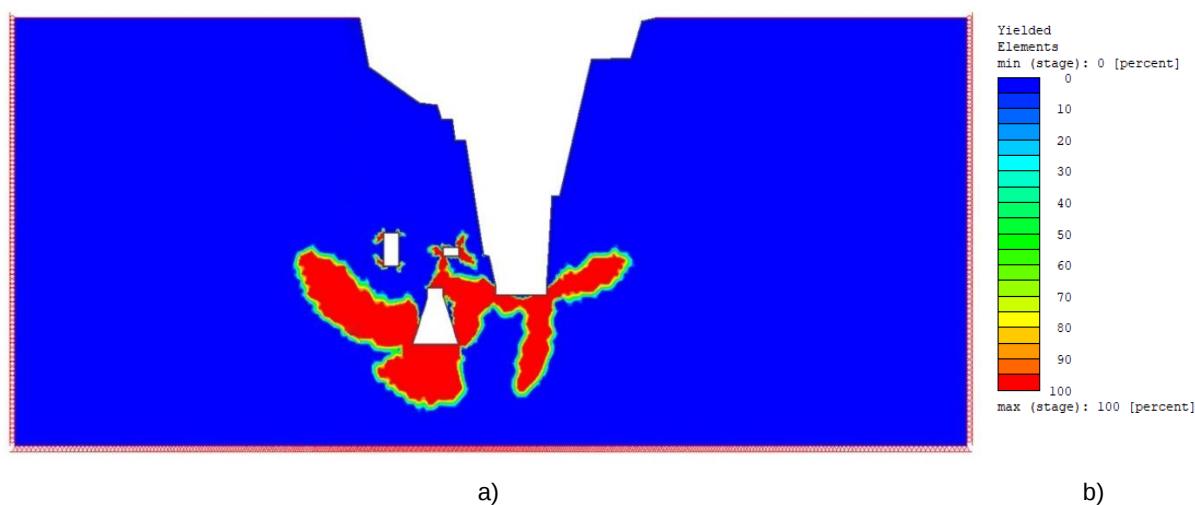


Figura 52 Elementos de plastificação da análise SSR do modelo Hoek-Brown, para a última etapa. a) elementos de plastificação; b) legenda

No caso do critério de Mohr-Coulomb, o SRF obtido é 11,75, um valor igual ao SRF determinado para Hoek-Brown (Figura 53). Tal resultado não é muito estranho uma vez que se procura ajustar, tipicamente, o critério de Mohr-Coulomb ao critério de Hoek-Brown para os níveis de tensão representativos da obra em análise. De alguma forma esse ajuste foi, aparentemente, bem conseguido.

Como consequência, a não-linearidade característica do critério Hoek-Brown é atenuada, levando a uma aproximação ao comportamento linear do critério Mohr-Coulomb em determinados intervalos de tensão.

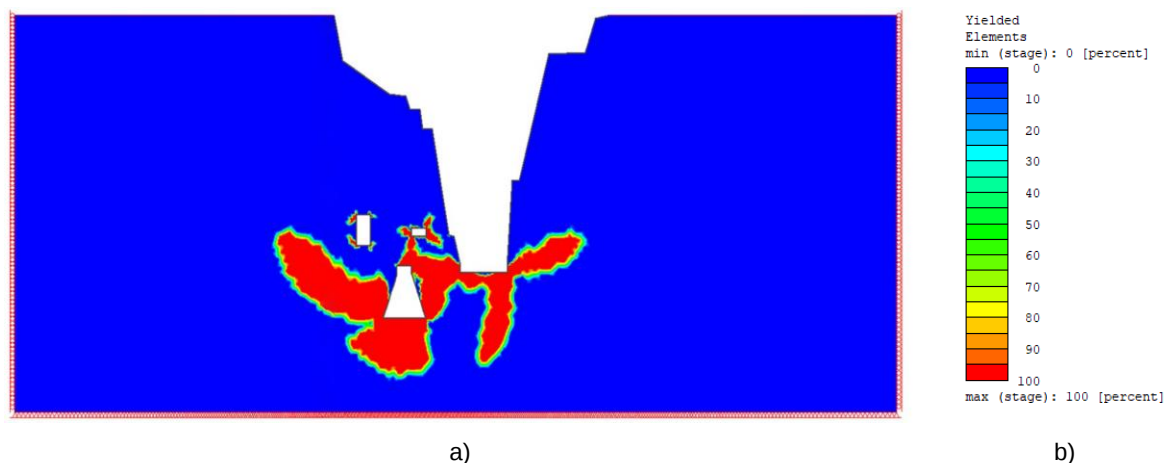


Figura 53 Elementos de plastificação e SRF do modelo Mohr-Coulomb em RS2

Por fim, o critério de Hoek-Brown Generalizado apresenta um SRF de 5,2, um valor significativamente inferior aos obtidos para os restantes critérios (Figura 54).

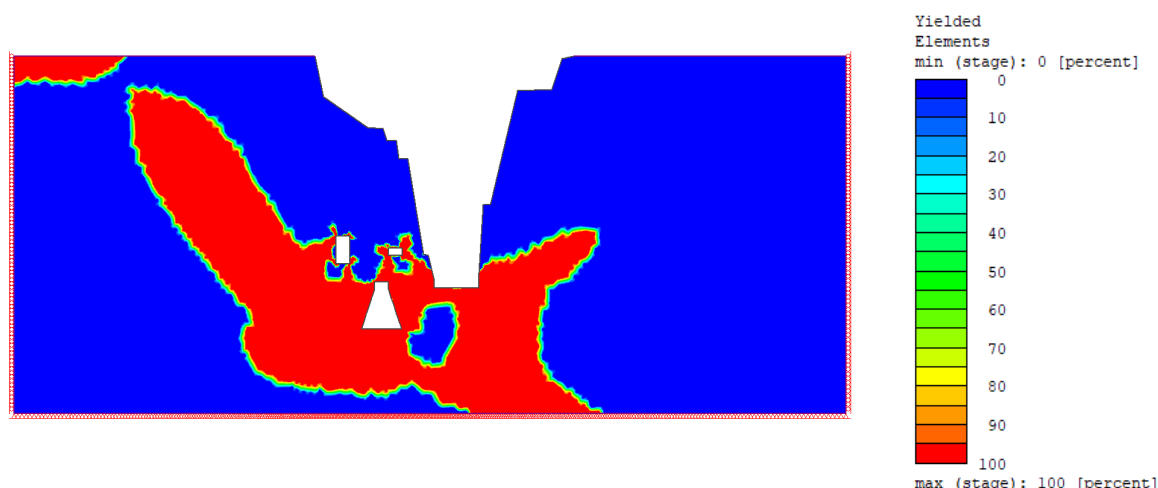


Figura 54 Elementos de plastificação e SRF do modelo Hoek-Brown Generalizado em RS2

Este resultado evidencia que o critério de Hoek-Brown Generalizado proporciona uma abordagem mais conservadora, refletindo de forma mais realista as características do maciço e a influência das descontinuidades. O facto de o SRF ser mais baixo indica que, para uma dada tensão, a cedência ocorre mais precocemente em comparação com os outros critérios de rotura, tornando-o assim uma metodologia mais fiável na avaliação da estabilidade do maciço.

Em síntese, ao comparar um critério que assume um comportamento linear com outro que adota uma abordagem não linear, a opção mais realista será a que incorpora a não linearidade, uma vez que representa de forma mais precisa o comportamento do maciço rochoso.

Neste contexto, os critérios baseados na formulação de Hoek-Brown revelam-se mais adequados. Os resultados da análise SSR indicam que o critério de Hoek-Brown Generalizado é o mais viável para a avaliação da estabilidade do maciço. Assim, para análises futuras, recomenda-se o recurso deste critério, por permitir uma representação mais fidedigna das propriedades mecânicas do maciço rochoso.

5.4.3. ANÁLISE DO FATOR DE SEGURANÇA LOCAL

Utilizando o *software* RS2, é possível avaliar a evolução do fator de segurança local ao longo das diferentes etapas de escavação, permitindo identificar as áreas mais vulneráveis e as fases em que o maciço se encontra mais instável.

Para analisar a evolução das tensões no maciço, é necessário, primeiramente seleccionar as zonas ou pontos a estudar. Para essa seleção, recorreram-se aos resultados do fator de segurança, que, quando reduzido, indica zonas de cedência, ou seja, áreas ou pontos que evidenciam instabilidade no maciço (Figura 55). Assim, definem-se como pontos críticos (PC), os pontos localizados em zonas de cedência. A escolha destes PC permite acompanhar a trajetória das tensões em pontos que apresentem potencial instabilidade no maciço rochoso.

O fator de segurança em cada elemento resulta da relação entre as tensões induzidas e as tensões resistentes. No RS2, o fator de segurança máximo apresentado é de 100, significando que o valor real é igual ou superior a este fator. O *software* limita a exibição desse valor para evitar números excessivamente altos, embora o fator de segurança real possa ser muito superior. Daí o termo "*unbounded*" na legenda do gráfico da Figura 55, que significa que o valor do fator de segurança pode ser ilimitado e superior a 100, mas o *software* não define um limite superior fixo para a visualização.

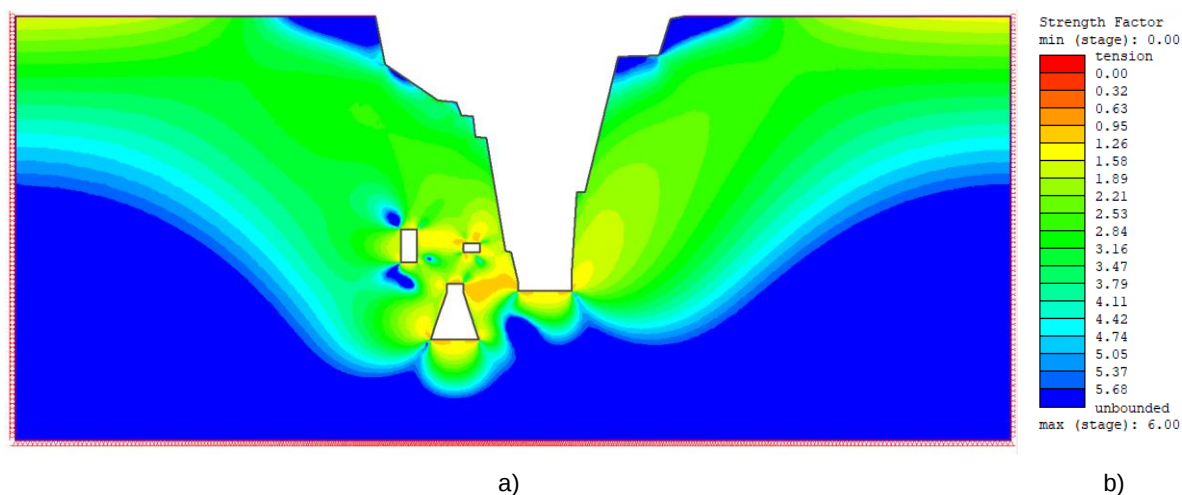


Figura 55 Fator de segurança local do cálculo base, na etapa 5. a) resultado do cálculo base; b) legenda

Com base neste procedimento, obteve-se o resultado ilustrado na Figura 56. Os pontos críticos definidos encontram-se maioritariamente nas extremidades das galerias, bem como na base da escavação a céu aberto. Assim, os pontos foram numerados e identificados como PC1, PC2, PC3 e PC4. A escolha destes pontos baseou-se no facto de pertencerem a zonas onde o fator de segurança local apresenta valores reduzidos, como se pode ver pela Figura 56.

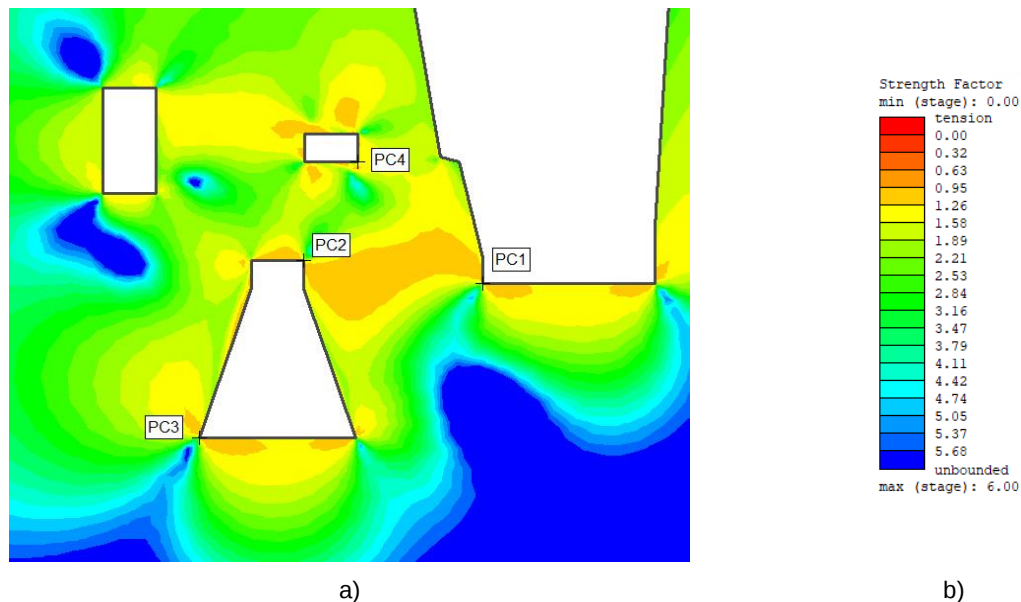


Figura 56 Fator de segurança local dos pontos críticos do cálculo base, na etapa 5. a) resultado do cálculo base; b) legenda

Na seguinte Tabela 16, estão representados os valores referentes ao fator de segurança, durante as várias etapas do modelo, para os pontos críticos.

Tabela 16 Fator de segurança local dos pontos críticos

Ponto Crítico	Condições iniciais	Fator de Segurança			
		Escavação a céu aberto	Escavação da Galeria 1	Escavação da Galeria 2	Escavação da Galeria 3
PC1	100	1,71	1,72	1,73	1,67
PC2	100	2,22	2,01	2,22	1,64
PC3	100	4,56	4,55	4,29	2,02
PC4	100	1,81	1,14	1,15	1,47

De forma geral, as etapas que apresentaram maior instabilidade coincidem com a escavação a céu aberto e com a abertura da última galeria. Deste modo temos que o PC4 é o ponto mais crítico e apresenta menos reserva de resistência, embora em nenhum dos pontos ocorra cedência. Apesar disso, verificou-se que, em alguns casos, houve um ligeiro aumento do fator de segurança em pontos críticos específicos, como o PC1, PC2 e PC3. A redistribuição de tensões pode aumentar a tensão normal, o que permite mobilizar uma maior resistência ao corte e logo aumenta a relação entre resistência e ações. Nestes casos, o efeito das redistribuições resultou numa maior estabilidade local.

5.4.4. TRAJETÓRIA DAS TENSÕES PRINCIPAIS

Será elaborado o gráfico das trajetórias das tensões principais, com representação da envolvente de rotura, permitindo avaliar a aproximação ao estado de cedência e a estabilidade do maciço, para os pontos críticos apresentados na secção anterior. É importante destacar, para a leitura dos seguintes gráficos, que a etapa 1 representa as condições iniciais do maciço, a etapa 2 corresponde à escavação a céu aberto, e as etapas 3, 4 e 5 referem-se à escavação das galerias 1, 2 e 3, respetivamente.

Analisou-se de seguida o PC1, sendo que o gráfico correspondente à sua trajetória de tensões encontra-se representado na Figura 57.

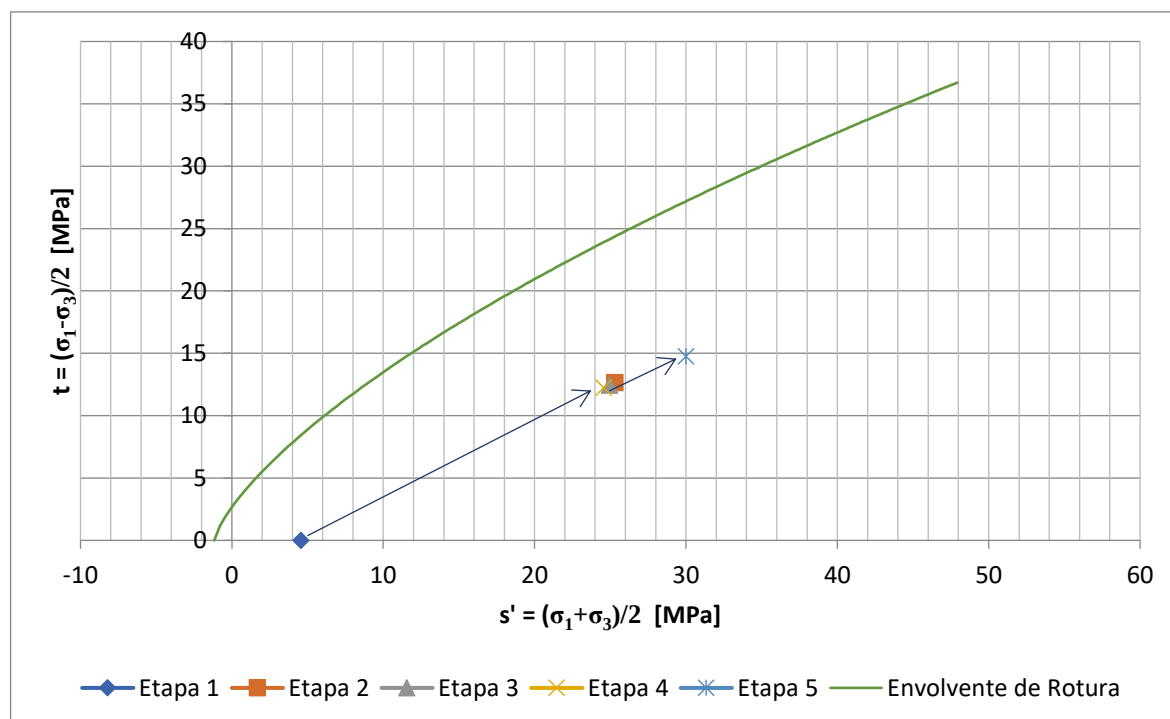


Figura 57 Trajetória de tensões do PC1

Em primeiro lugar, importa salientar que na globalidade o PC1 encontra-se, durante todas as etapas bastante afastado da envolvente de rotura.

Verifica-se que o maior impacto ocorre entre a primeira e a segunda etapa. Este comportamento explica-se pelo facto de que o ponto se localiza na base da escavação, onde as alterações no estado de tensão são mais expressivas.

Ao longo das etapas subsequentes, o estado de tensão neste ponto mantém-se praticamente constante, sem variações significativas. Tal facto indica que o solo se foi ajustando progressivamente às intervenções seguintes, tanto durante a abertura da primeira galeria como na da segunda. A distância destas escavações em relação ao PC1 também justifica o seu impacto reduzido na resposta do solo neste ponto.

Na etapa 5, verifica-se um aumento da tensão média (s'), indicando uma maior compressão do solo no ponto analisado, fenómeno que pode ser atribuído à redistribuição dos esforços no maciço após a escavação da galeria 3. Observa-se também um ligeiro incremento na solicitação ao corte, embora sem comprometer a estabilidade do maciço.

Na Figura 58, que representa o comportamento do PC2, pode-se ler que o ponto se encontra estável em todas as etapas, mas mais próximo da envolvente de rotura até à etapa 4, sendo que na etapa 5 encontra-se mais afastado.

Durante as etapas 2, 3 e 4, o estado de tensões no PC2 mantém-se inalterado. Tal comportamento deve-se ao facto do ponto se localizar a uma distância considerável das galerias 1 e 2, de modo que não sofra alterações significativas durante as suas escavações.

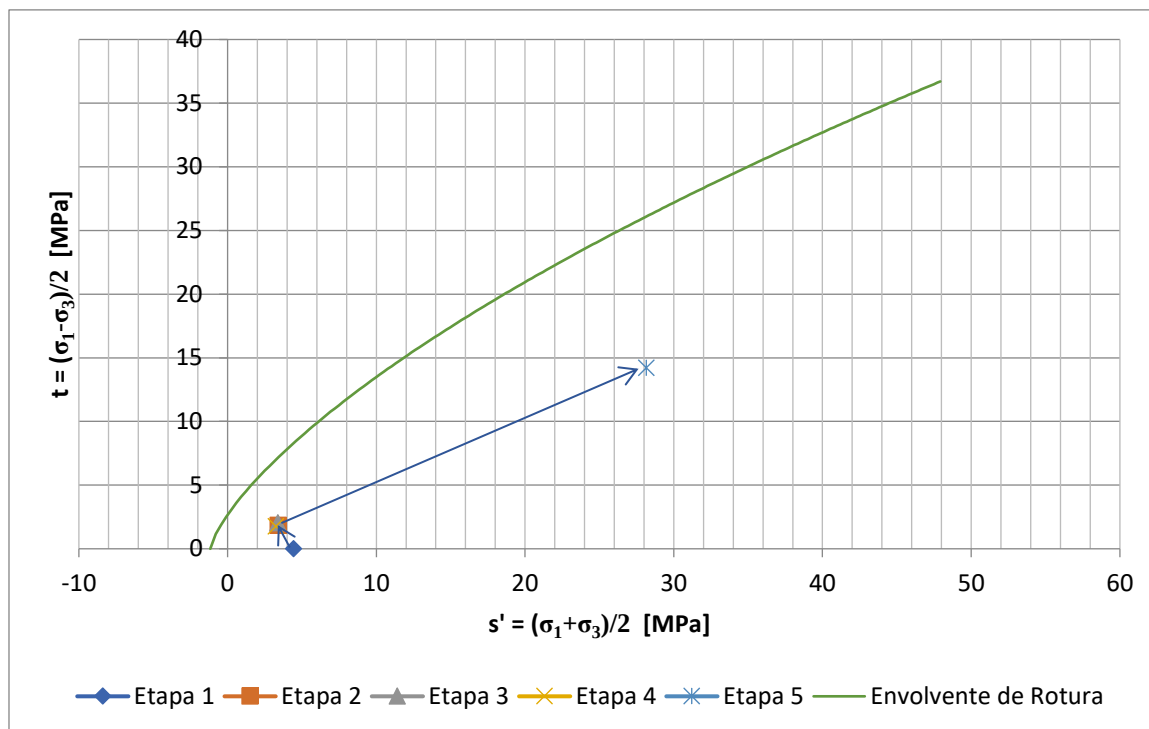


Figura 58 Trajetória de tensões do PC2

Durante a última etapa, verifica-se um impacto expressivo no PC2, uma vez que este se encontra localizado numa das extremidades da galeria em questão.

Nesta fase, observa-se um aumento significativo das tensões médias (s'), traduzindo uma maior compressão no ponto. Tal efeito pode ser atribuído à redistribuição de tensões previamente aliviadas nas delimitações da mesma galeria. Conforme ilustrado na Figura 59, as tensões aliviadas na região adjacente ao ponto tendem a ser redirecionadas para a sua localização, explicando assim a compressão adicional nesta extremidade da galeria.

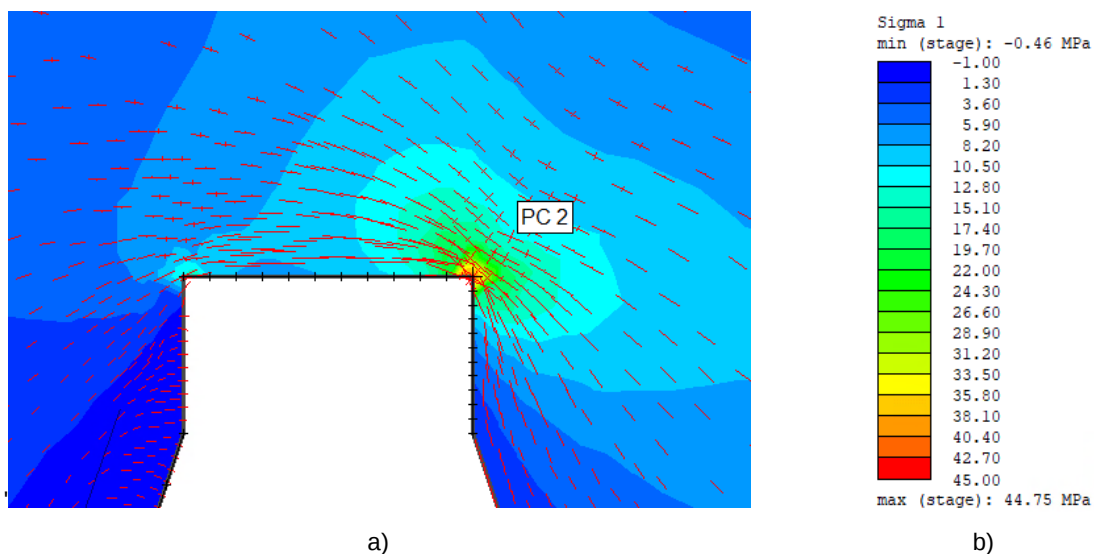


Figura 59 Redistribuição de tensões no PC2. a) trajetória da tensão principal maior; b) legenda

A análise a seguir corresponde ao PC3, apresentado na Figura 60. Ao analisar este ponto crítico, considera-se que não apresenta relevância significativa até à abertura da última galeria, uma vez que se encontra a uma distância considerável de todas as outras galerias e escavações. O fator de segurança do PC3 é também o mais alto, afirma-se assim ser ponto mais estável. Este comportamento é evidente na trajetória das tensões representada no gráfico e é consistente com a análise do PC2, que apresenta uma resposta semelhante.

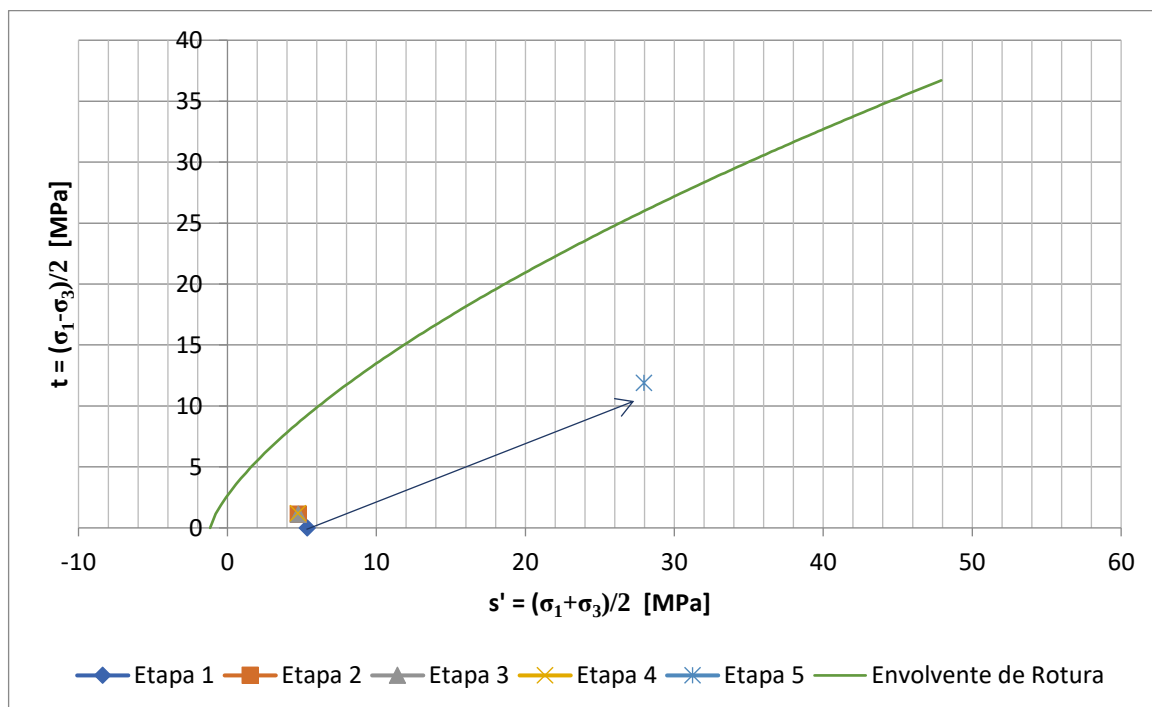


Figura 60 Trajetória de tensões do PC3

Pelas mesmas razões observadas no PC2, o PC3 é submetido a tensões de compressão mais elevadas durante a etapa 5, resultado da redistribuição de esforços no maciço.

O PC4 está localizado na extremidade da primeira galeria. Na etapa 2, verifica-se um alívio de tensões associado à escavação a céu aberto, que provoca uma redução global das tensões no solo envolvente do PC4 (Figura 61).

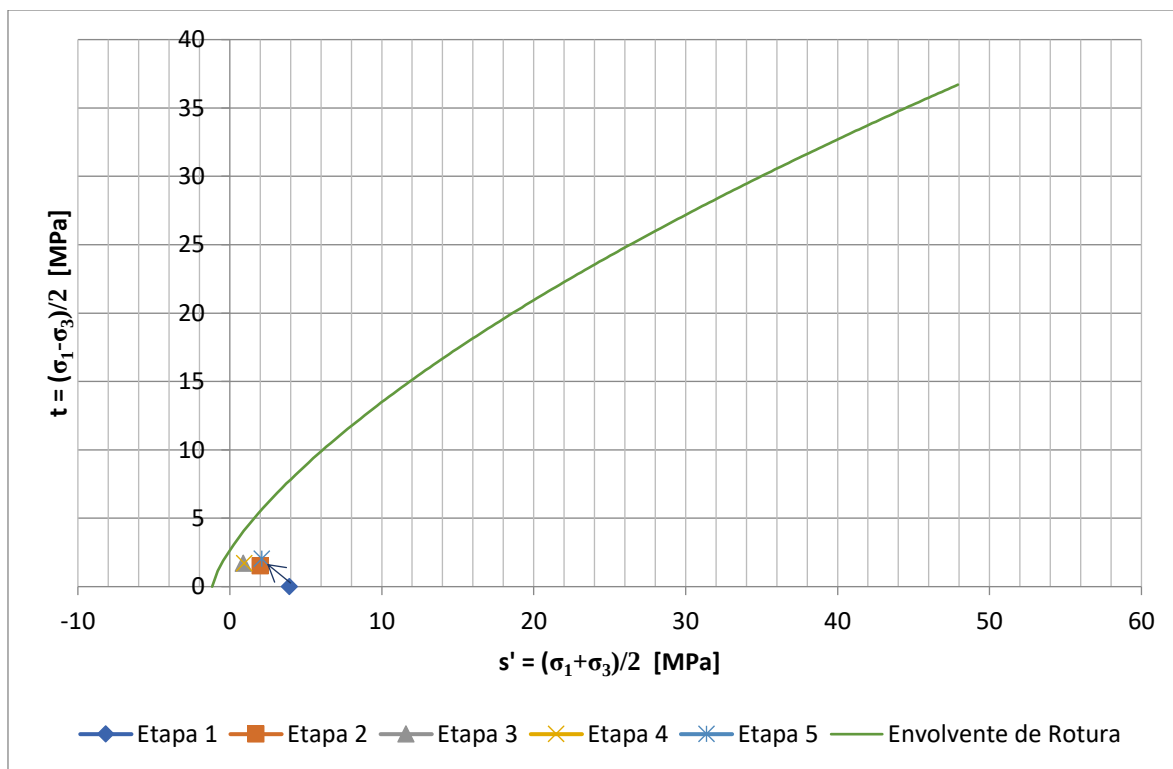


Figura 61 Trajetória de tensões do PC4

Na etapa 3, correspondente à abertura da galeria onde se situa o PC4, observa-se uma descompressão ainda mais acentuada, aproximando o ponto da envolvente de rotura. Assim, conclui-se que o PC4 é o ponto com menor reserva de resistência. Esta instabilidade é agravada pelo facto de a galeria não estar totalmente envolvida por um maciço rígido, que poderia redistribuir as tensões resultantes da escavação, ao contrário do que acontece nas outras galerias.

No que diz respeito à evolução das tensões nos pontos críticos, e considerando as conclusões previamente apresentadas, verifica-se que, apesar do aumento da compressão e da tensão de corte, esses incrementos não são suficientemente expressivos para formar alguma massa potencialmente instável. Nas restantes etapas, os pontos analisados mantêm-se em condições de segurança, isto é, afastados da envolvente de rotura.

5.4.5. EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS DO CÁLCULO BASE

Faça à observação do comportamento de tensões em pontos críticos, avalia-se agora como essas tensões tiveram efeito nos deslocamentos do maciço. A análise dos deslocamentos vai incidir nas zonas em que se apresenta uma magnitude superior de deslocamentos, e onde poderá haver uma tendência de

comportamento. Passa-se a observar pelo gráfico de deslocamento totais, quais as zonas do maciço com maior deformação e de interesse para o seguinte estudo (Figura 62).

Verifica-se que a diminuição da magnitude dos deslocamentos está diretamente relacionada com a distância à escavação. À medida que se afasta da zona escavada, o estado de tensão do maciço mantém-se inalterado, o que explica a redução progressiva dos deslocamentos.

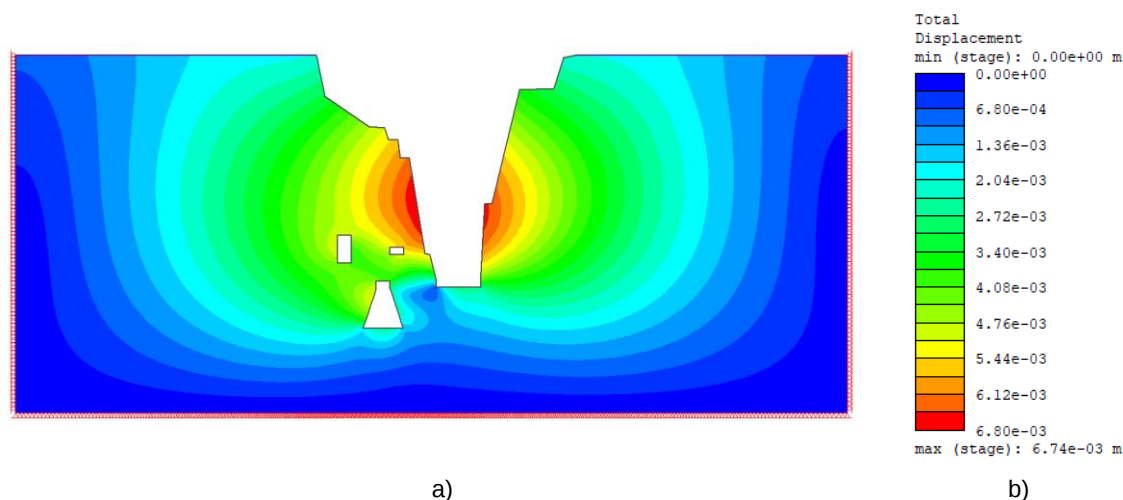


Figura 62 Deslocamentos totais do cálculo base na etapa 5. a) deslocamentos totais b) legenda

O maior impacto e perturbação ocorrem nos taludes com maior inclinação, resultantes da escavação a céu aberto. Esta área foi analisada ao longo do perfil, L1, na Figura 63, definida para acompanhar a sua evolução durante as diferentes etapas do modelo.

A ocorrência de deslocamentos significativos nesta zona pode ser explicada pelo alívio de tensões gerado pela escavação a céu aberto. Sendo uma escavação a céu aberto, é previsível um aumento dos deslocamentos devido à ausência de confinamento. Quando comparado com o talude oposto, a magnitude e a relevância destes deslocamentos são superiores, uma vez que, neste caso, as escavações das galerias exercem um impacto mais significativo devido à sua proximidade.

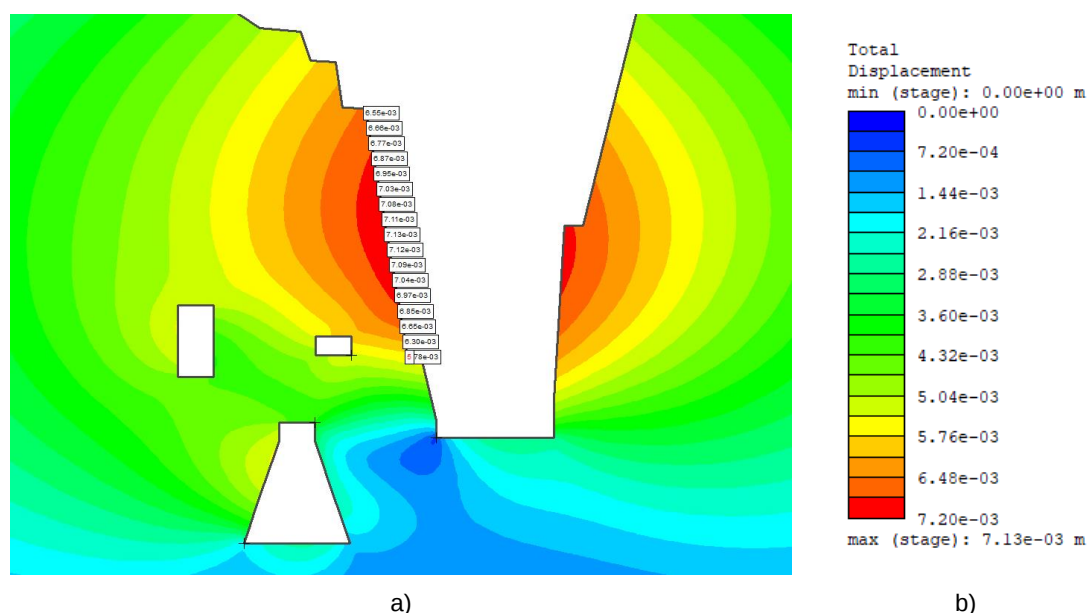


Figura 63 Perfil L1 dos deslocamentos totais do cálculo base, na etapa 5. a) deslocamentos totais do cálculo base b) legenda

Este estudo inicia-se com a elaboração do gráfico que representa a variação dos deslocamentos totais ao longo das diferentes etapas do modelo, conforme ilustrado na Figura 64. Observa-se que os deslocamentos estão na ordem de grandeza dos milímetros, não constituindo, por isso, um motivo de preocupação significativa.

Durante as fases de escavação, os deslocamentos totais mantiveram-se praticamente constantes, apresentando apenas um ligeiro aumento inicial até atingirem um valor máximo, seguido de um ligeiro decréscimo.

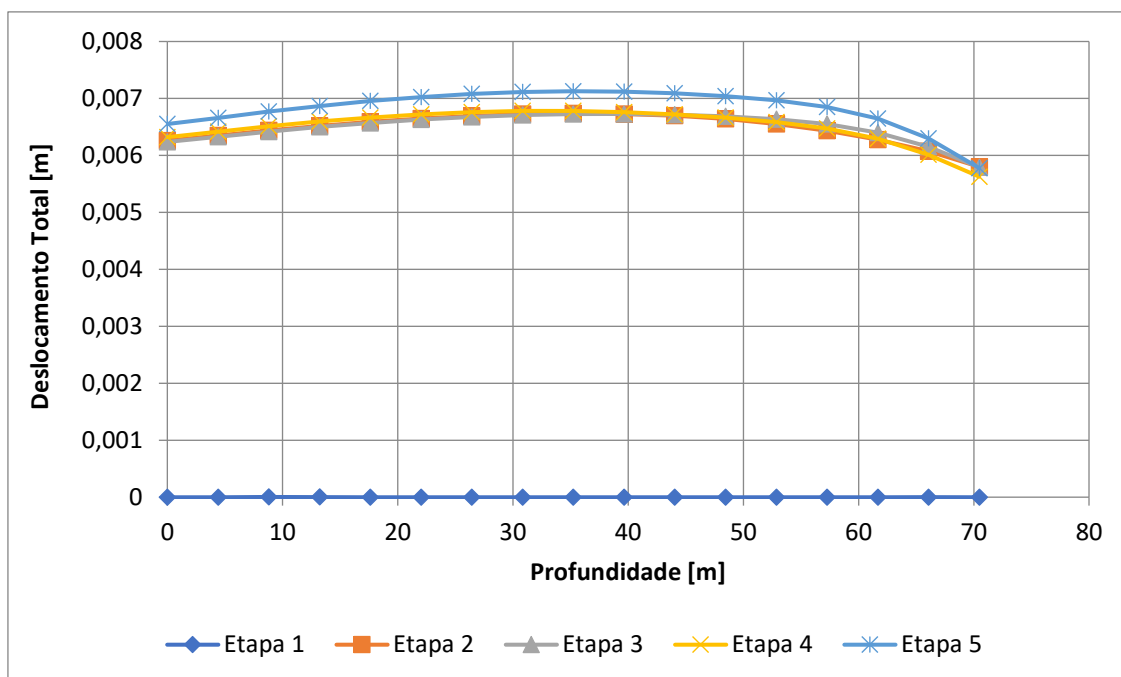


Figura 64 Deslocamentos totais do perfil L1

A análise dos deslocamentos totais identifica, de forma geral, as zonas mais afetadas, mas não detalha o comportamento nas direções horizontal (Figura 65) e vertical (Figura 67). Para um entendimento mais preciso, analisaram-se os deslocamentos horizontais ao longo do perfil L1 em todas as etapas do modelo.

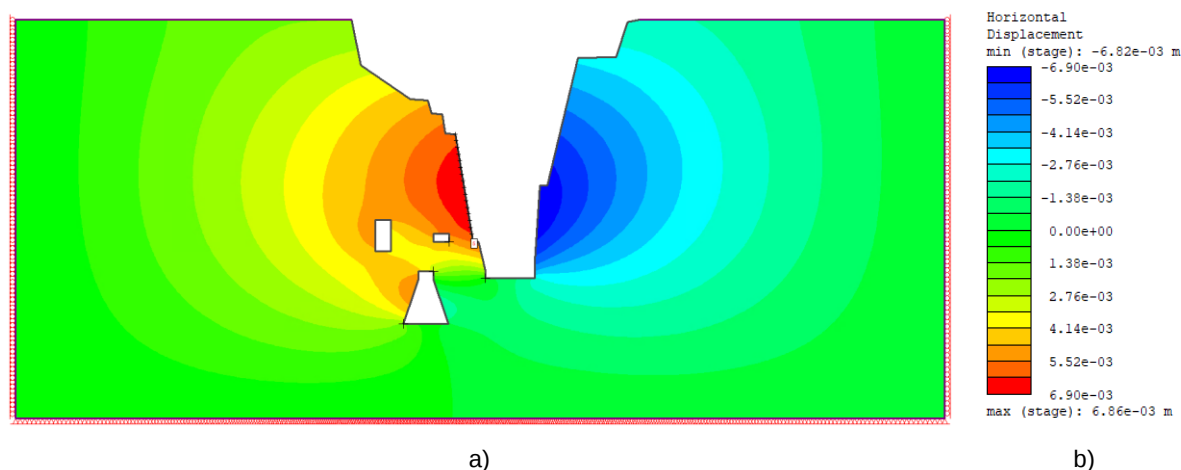


Figura 65 Perfil L1 dos deslocamentos horizontais do cálculo base, na etapa 5. a) deslocamentos horizontais do cálculo base b) legenda

Os deslocamentos horizontais são ligeiramente inferiores aos deslocamentos totais, indicando que a maior parte dos deslocamentos ocorre na direção horizontal, enquanto a componente vertical será significativamente menor. Isto deve-se ao alívio de tensões provocado pelas escavações, que resulta em deslocamentos predominantemente horizontais devido à perda de confinamento lateral. Já os deslocamentos verticais são menos significativos, pois o volume de terra removido acima é menor que

o impacto comparado com o confinamento lateral proporcionado pelo maciço e pelos apoios laterais simulados numericamente.

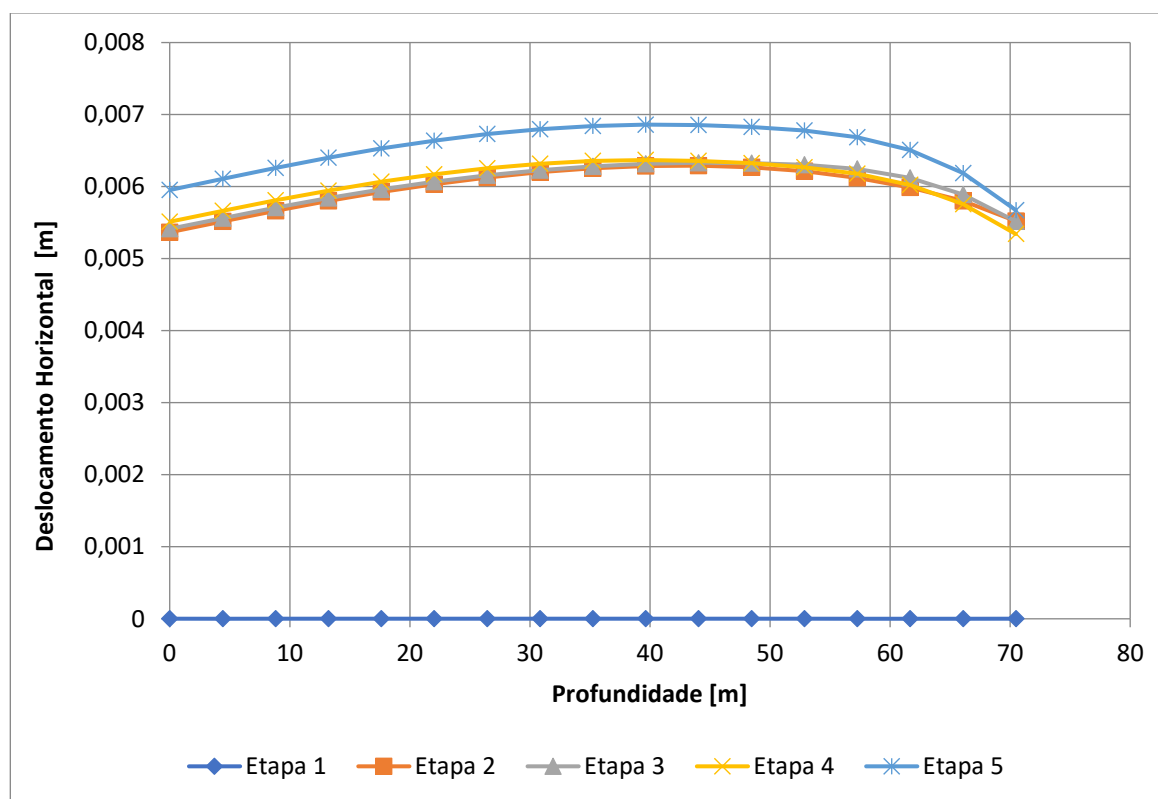


Figura 66 Deslocamentos horizontais do perfil L1

A Figura 67 representa a distribuição dos deslocamentos verticais no cálculo base durante a última etapa. Observa-se que no perfil L1, a magnitude dos deslocamentos verticais é significativamente menor em comparação com a componente horizontal no mesmo segmento, como era esperado.

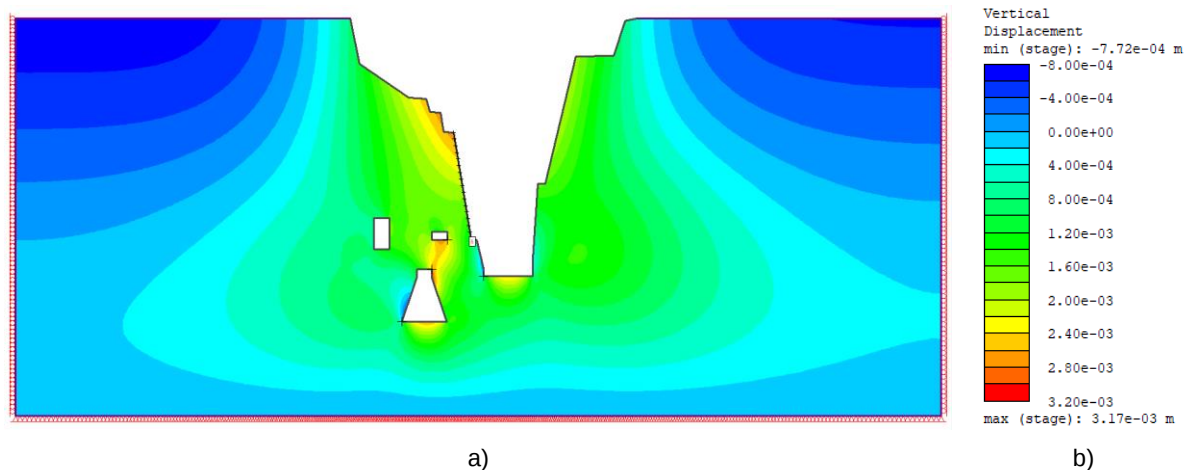


Figura 67 Deslocamentos verticais do cálculo base, na etapa 5. a) deslocamentos verticais do cálculo base b) legenda

O gráfico dos deslocamentos verticais apresenta uma diminuição ao longo das escavações (Figura 68). Este comportamento deve-se ao facto de que, à medida que o volume de terreno correspondente às galerias escavadas é removido, o levantamento vertical gerado pela escavação inicial tende a equilibrar-se. Assim, com a progressão da escavação, a redistribuição das tensões no maciço reduz progressivamente os deslocamentos verticais. O mesmo fenómeno explica a diminuição dos deslocamentos horizontais, no entanto a diminuição é mais significativa nos deslocamentos verticais.

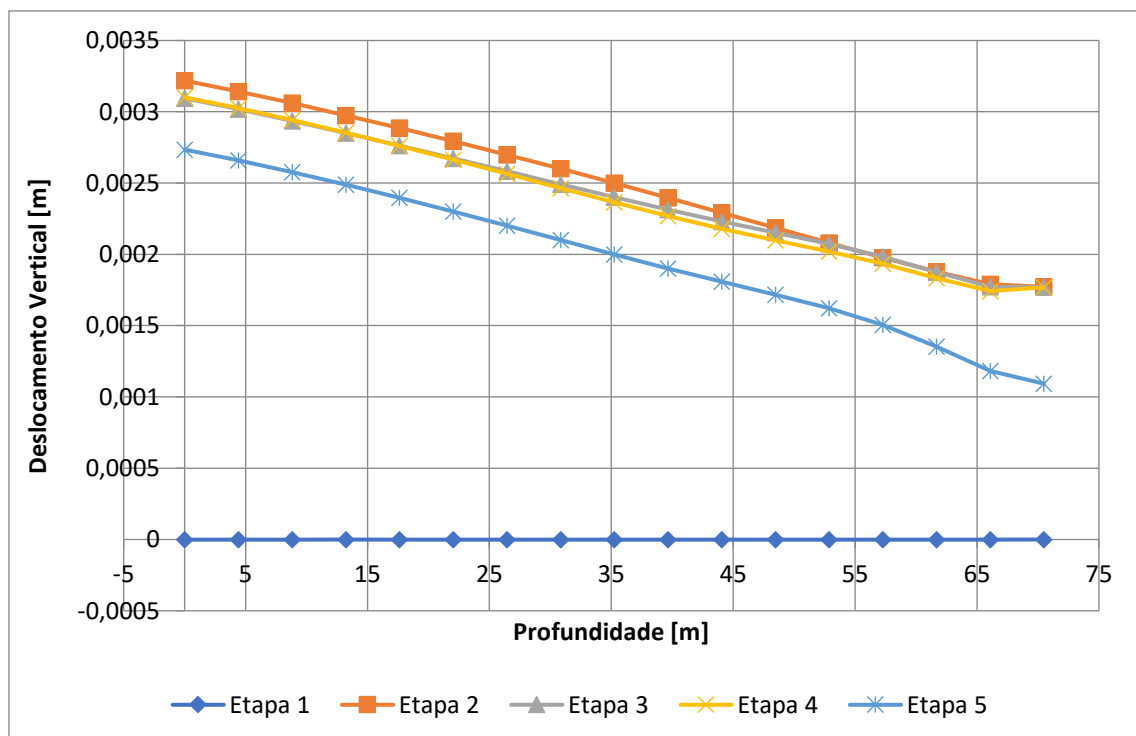


Figura 68 Deslocamentos verticais do perfil L1

Este fenómeno de equilíbrio de deslocamento verticais é ainda mais notório face à etapa 5 que corresponde à última escavação que resulta numa maior área de escavação. Explicando-se assim o porquê de na etapa 5 a diminuição dos deslocamentos verticais ser maior.

Dado que dois dos pontos críticos (PC2 e PC3) já considerados estão contidos nas extremidades da galeria 3, decidiu-se também analisar os deslocamentos ao longo da sua delimitação. Os perfis de análise estão representados na seguinte Figura 69. A escolha dos perfis partiu da observação de zonas mais intensificadas pelos deslocamentos em ambas as orientações, nos gráficos da Figura 65 e Figura 67.

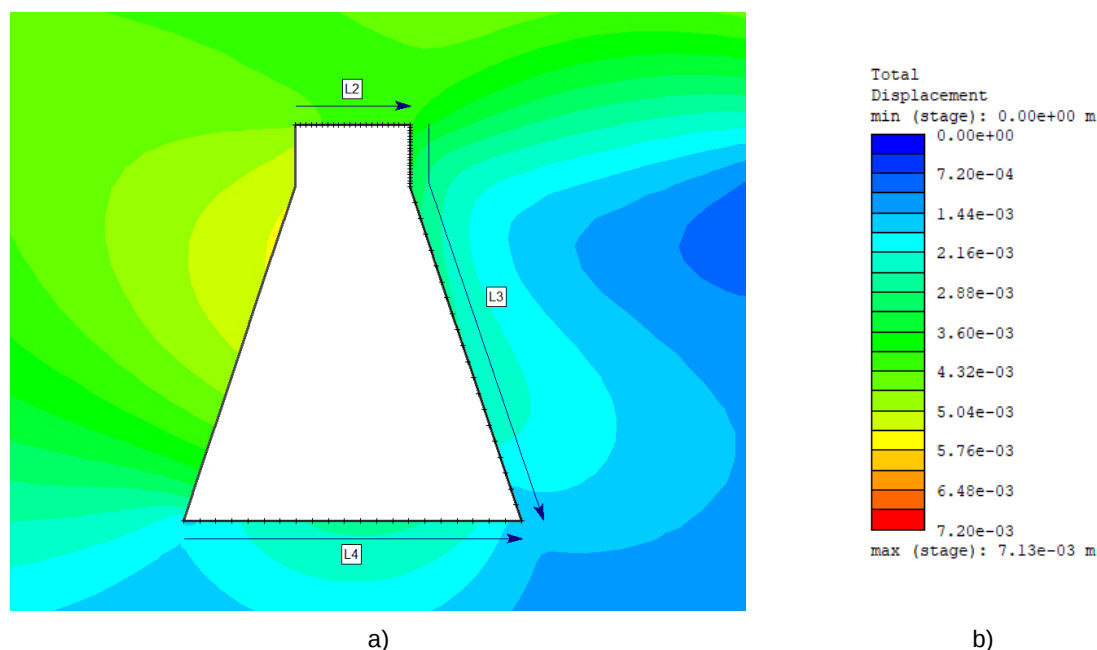


Figura 69 Legenda dos perfis da galeria 3. a) deslocamentos totais b) legenda

A partir da leitura dos gráficos representados na Figura 65 e Figura 67, decidiu-se estudar no perfil L3 os deslocamentos horizontais, e nas restantes L2 e L4 os deslocamentos verticais. Esta escolha baseou-se no facto de que nas linhas em questão, o foco de estudo seria a componente com maior impacto. A Figura 70, refere-se a L2, e apresenta a evolução dos deslocamentos verticais durante as várias etapas.

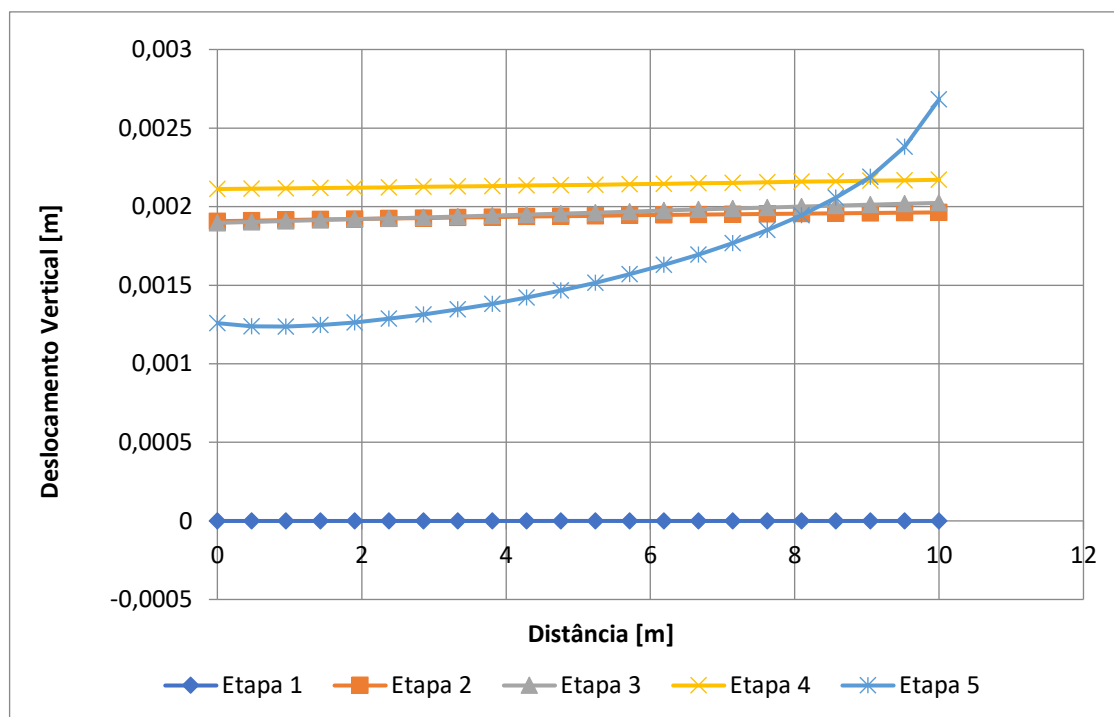


Figura 70 Deslocamentos verticais do perfil L2

É de notar que as variações mais significativas correspondem às etapas da escavação a céu aberto e da galeria 3, ambas com maior área de escavação que provocam maiores deformações.

Ao longo deste segmento, até ao PC2, verifica-se um aumento significativo das deformações. Esse aumento deve-se à maior liberdade de deformação vertical no lado direito da galeria 3, uma vez que a escavação a céu aberto foi realizada desse lado, proporcionando menor confinamento.

No entanto, no início da etapa 5, as deformações revelam-se inferiores em comparação com as etapas anteriores. Este comportamento resulta do facto de, ao contrário do lado oposto, onde o confinamento é menos expressivo, o maciço envolvente deste lado exercer um maior confinamento, induzindo o deslocamento descendente dos pontos iniciais do segmento, em direção ao interior da galeria (Figura 74).

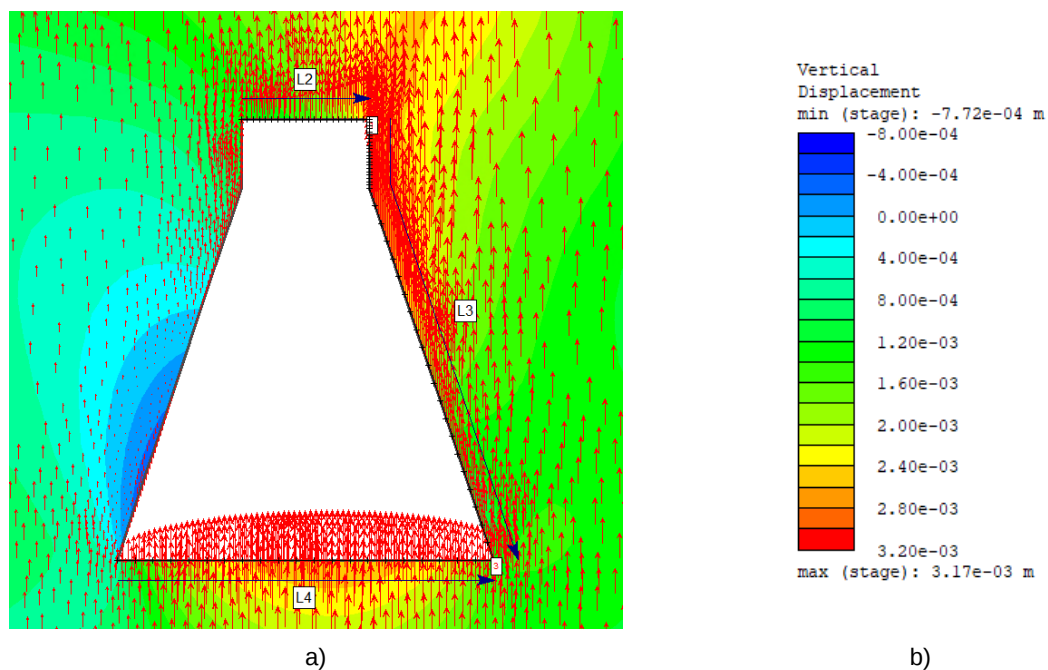


Figura 71 Trajetória de deslocamentos verticais do cálculo base. a) trajetória de deslocamentos verticais; b) legenda

A Figura 72 representa a evolução dos deslocamentos ao longo do perfil L4, onde se verifica um impacto mais significativo, especialmente na componente vertical, devido ao levantamento da base da escavação, fenómeno semelhante ao que acontece na base da escavação a céu aberto.

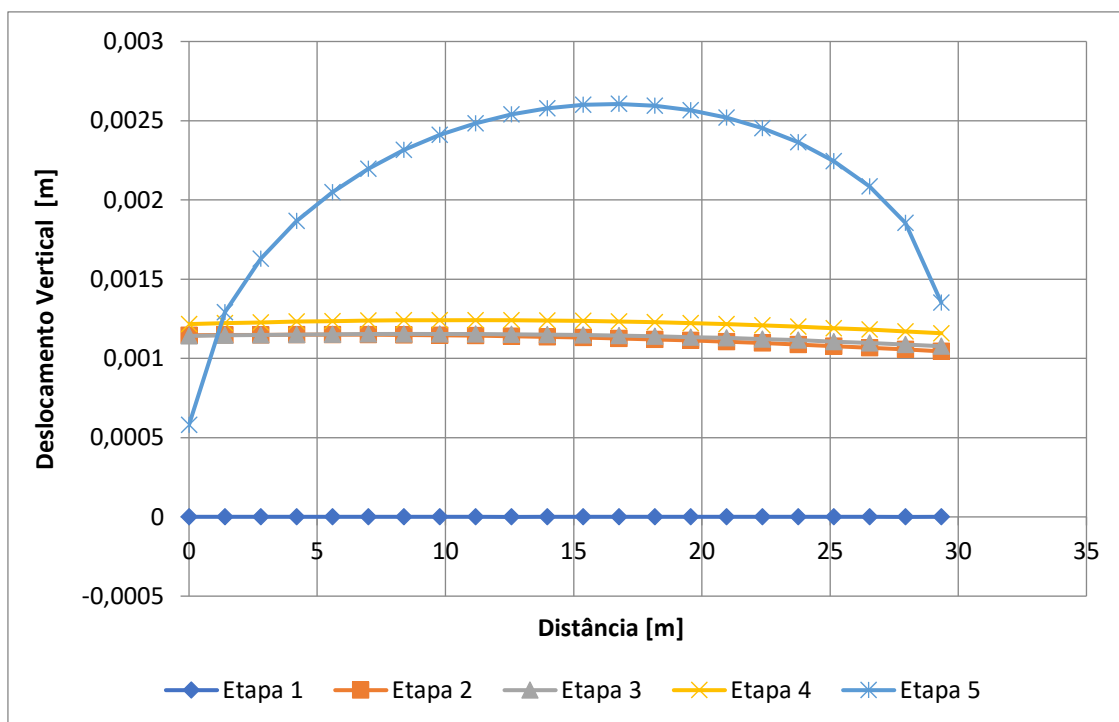


Figura 72 Deslocamentos verticais do perfil L4

Durante as primeiras etapas, os deslocamentos mantêm-se praticamente constantes, registrando valores reduzidos e sem relevância significativa. No entanto, após a escavação da última galeria, observa-se um aumento considerável dos deslocamentos, como ilustrado na Figura 71, que representa a trajetória dos vetores de deslocamento. Este crescimento resulta do alívio de tensões na base da galeria, permitindo o movimento ascendente do maciço.

Os deslocamentos dos pontos iniciais apresentam menor magnitude em comparação com as etapas anteriores, à semelhança do comportamento observado no perfil L2, explicado anteriormente.

A Figura 73, representa o gráfico de deslocamentos horizontais ao longo do perfil L3, à semelhança do que já foi observado anteriormente as etapas 1 e 5 são as mais impactantes no comportamento deformacional.

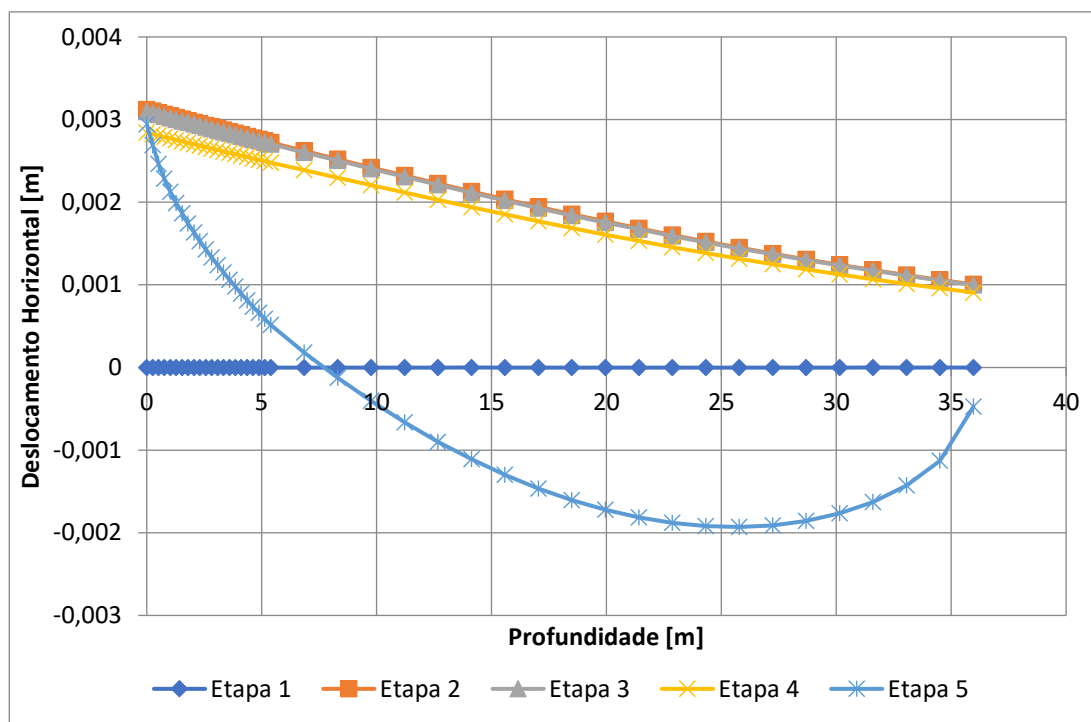


Figura 73 Deslocamentos horizontais do perfil L3

A escavação da área da galeria 3, no lado oposto ao perfil L3, conforme anteriormente referido, evidencia um maciço mais rígido, conferindo um maior confinamento e induzindo a deformação dos hasteais em direção ao interior da escavação.

As deformações registadas neste perfil são condicionadas pela escavação a céu aberto. Esta influência manifesta-se com maior intensidade nos primeiros 5 metros (Figura 74). Contudo, este efeito atenua-se ao longo do perfil, com o comportamento da deformação a aproximar-se ao do hasteal oposto, deformando para o interior da galeria.

Posteriormente, observa-se um decréscimo dos deslocamentos, resultado da aproximação à zona envolvente do maciço, cuja maior rigidez limita a influência das deformações.

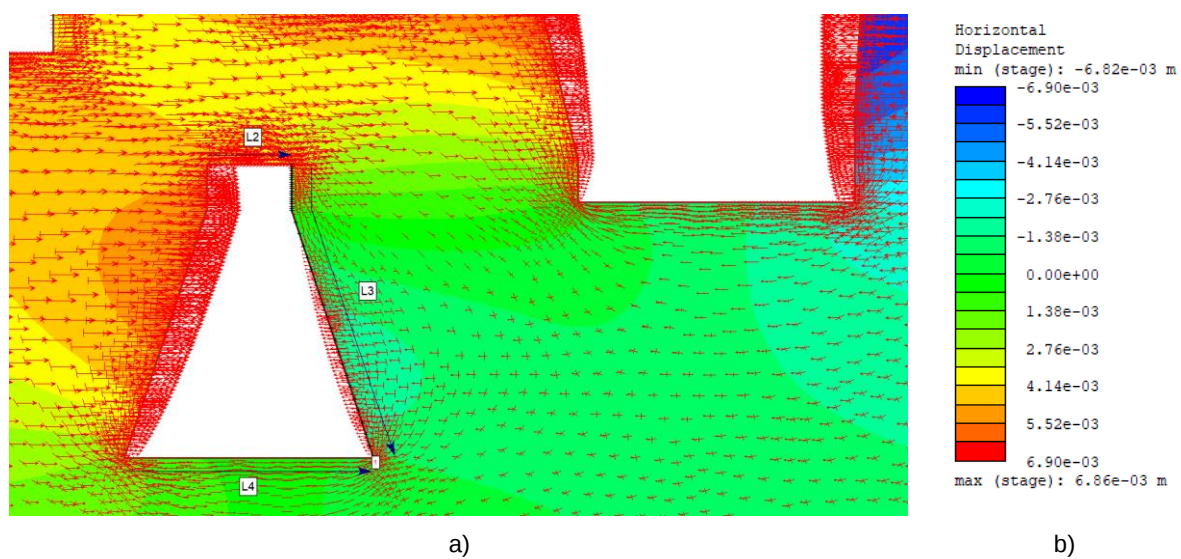


Figura 74 Trajetória de deslocamentos horizontais do cálculo base. a) trajetória de deslocamentos horizontais;
b) legenda

6

ESTUDO PARAMÉTRICO DO CASO DE ESTUDO

6.1. INTRODUÇÃO

A utilização de modelos numéricos revela-se indispensável em contextos complexos (Ferrero, et al., 2013), onde é necessário ajustar diferentes parâmetros para considerar diversos fatores, como escavações subterrâneas de grande dimensão e complexidade, a morfologia irregular da superfície, a influência de descontinuidades de várias origens, entre outras.

No intuito de aprofundar a análise do caso base, cujo estudo inicial se debruçou sobre o comportamento tenso-deformacional do modelo com os parâmetros previamente definidos, revelou-se pertinente a realização de um estudo paramétrico. Este aprofundamento permitirá discernir, com maior rigor, a influência de distintas variáveis, proporcionando um entendimento mais abrangente do comportamento do maciço rochoso.

Deste modo, impõe-se a necessidade de avaliar diversos parâmetros, entre os quais a consideração de um novo índice GSI, refletindo uma resistência diferenciada do maciço.

Para além disso, torna-se imperativo examinar a anisotropia do estado de tensão do mármore, através da introdução de coeficientes de impulso em repouso, em contraponto às premissas anteriormente assumidas.

Finalmente, proceder-se-á a uma análise comparativa, confrontando os resultados obtidos com os do estudo tenso-deformacional previamente apresentado, de forma a quantificar e compreender a influência das novas variáveis na resposta global do modelo

6.2. COEFICIENTE DE IMPULSO

Para as condições iniciais do maciço, considerou-se um coeficiente de impulso em repouso (K_0) igual a 1, sem a confirmação se este valor reflete com exatidão o estado de tensões *in situ* do maciço. O estudo paramétrico do coeficiente de impulso tem como objetivo avaliar o impacto desta variável na distribuição de tensões e nas deformações do maciço rochoso.

Frequentemente, em rochas metamórficas como o mármore, o coeficiente de impulso em repouso tende a ser superior a 1, devido à pressão horizontal induzida pelo confinamento tectónico, característica comum em ambientes geológicos sujeitos a compressão.

Desta forma, definiu-se a utilização de dois valores para o estudo paramétrico: $K_0 = 0,5$ e $K_0 = 2,0$ permitindo assim analisar a influência do coeficiente de impulso na estabilidade e no comportamento mecânico do maciço rochoso.

6.2.1. ANÁLISE SSR $K_0 = 0,5$

A análise SSR para diferentes valores de K_0 vai fornecer uma visão mais completa da estabilidade global do modelo, permitindo avaliar a influência direta do campo de tensões inicial na segurança da escavação. Além disso, permite perceber como diferentes condições geomecânicas (maior ou menor confinamento) afetam a localização das zonas críticas e o fator de segurança global, reforçando as conclusões do estudo paramétrico.

Após o cálculo do novo coeficiente, $K_0 = 0,5$, no modelo, o SRF crítico obtido foi 3,25. Ao comparar este resultado com o cálculo base, verifica-se que o SRF é inferior. No caso do cálculo base, onde se assume $K=1$ (estado de tensão isotrópico), as tensões verticais e horizontais são aproximadamente iguais, conferindo ao maciço um maior confinamento e, conseqüentemente, menor propensão à instabilização, resultando num SRF de 5,20 e num estado de estabilidade mais elevado.

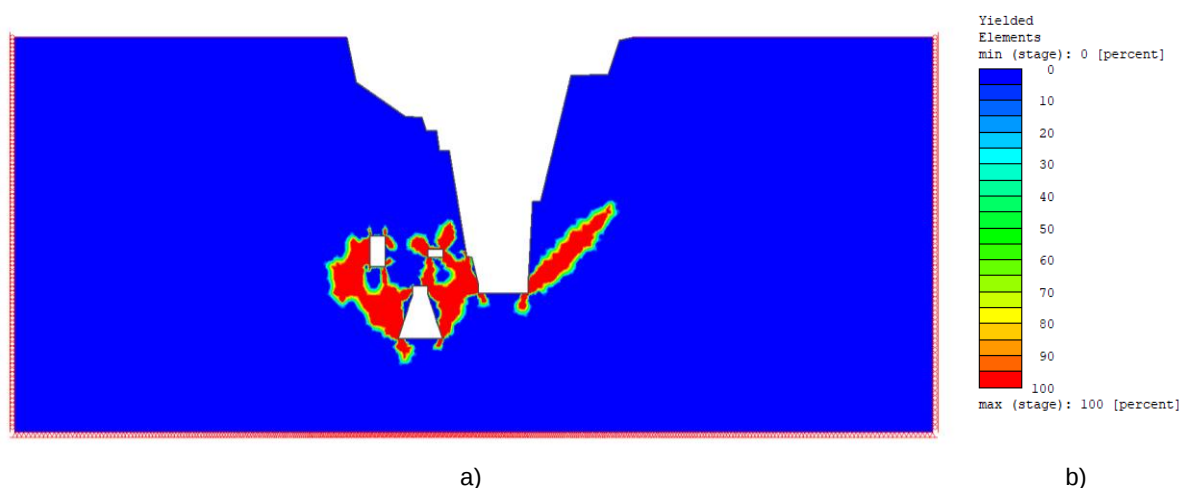


Figura 75 Elementos de plastificação da análise SRF para um $K_0 = 0,5$. a) elementos de plastificação; b) legenda

As zonas plastificadas, representadas na Figura 75, concentram-se na envolvente das escavações, evidenciando a instabilidade gerada por estas intervenções. Assim, pode-se admitir que a rotura do maciço ocorre tanto pela instabilidade das próprias escavações como pelo deslizamento do talude.

6.2.2. ANÁLISE DO FATOR DE SEGURANÇA LOCAL

A Figura 76 apresenta o fator de segurança local no modelo, permitindo identificar regiões com menor estabilidade, onde há maior probabilidade de ocorrência de cedência.

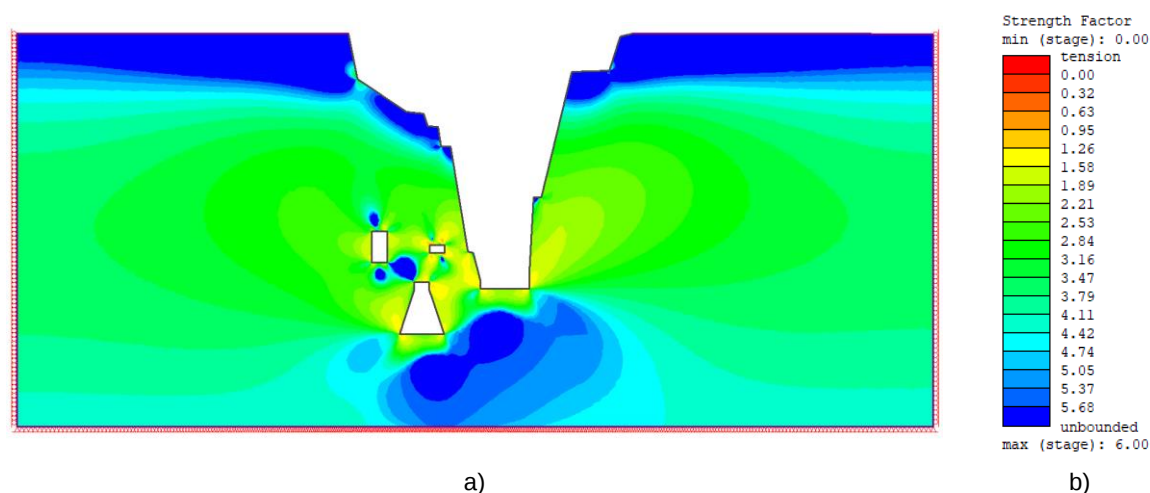


Figura 76 Fator de segurança local para um $K_0 = 0,5$. a) fator de segurança; b) legenda

Ao comparar o caso presente com o do cálculo base (Figura 55), verifica-se que a redução do coeficiente resulta num menor confinamento e numa menor resistência do maciço. Tal como observado anteriormente, o fator de segurança global é inferior para $K_0 = 0,5$, o que se reflete na Figura 76, onde se verifica uma maior área com valores mais baixos do fator de segurança.

Além disso, a região representada a azul diminui significativamente, reforçando a perda de estabilidade global do modelo. No entanto, as zonas mais próximas das escavações apresentam um fator de segurança superior ao do cálculo base, o que sugere que a redistribuição de tensões pode ter beneficiado estas áreas. Nota-se também um fator de segurança superior à superfície.

Tabela 17 Fator de segurança local dos pontos críticos para um $K_0 = 0,5$

Ponto Crítico	Condições iniciais	Fator de Segurança			
		Escavação a céu aberto	Escavação da Galeria 1	Escavação da Galeria 2	Escavação da Galeria 3
PC1	4,88	2,05	2,06	2,07	1,96
PC2	4,93	3,04	2,74	2,85	1,93
PC3	4,62	5,66	5,65	5,77	1,93
PC4	5,16	2,21	1,36	1,33	1,30

Ao comparar o valor do fator de segurança local nos pontos críticos dos dois casos, destaca-se, em particular, a diferença nos valores obtidos para a etapa da condição inicial do modelo. No cálculo base (Tabela 16), os pontos críticos apresentavam valores elevados, na ordem dos 100, enquanto, no caso atual (Tabela 17), esses valores são consideravelmente mais baixos, o que se compreende, pois, o estado de tensão inicial tem já uma componente de esforços de corte importante.

6.2.3. ANÁLISE DAS TENSÕES PRINCIPAIS

Ao estudar o cálculo base conclui-se que o PC3 apresentava um comportamento, na sua trajetória de tensões, semelhante ao PC2. Para além disso é o ponto que mais se encontra afastado das escavações,

não sofrendo tanta influência pelos fenômenos associados a estas, exceto durante a escavação da última galeria. Desta forma, para o estudo da trajetória de tensões, optou-se por estudar apenas os PC1, PC2 e PC4.

O PC1, como mostra a Figura 77, à semelhança do cálculo base, o maior impacto acontece durante as etapas 2 e 5.

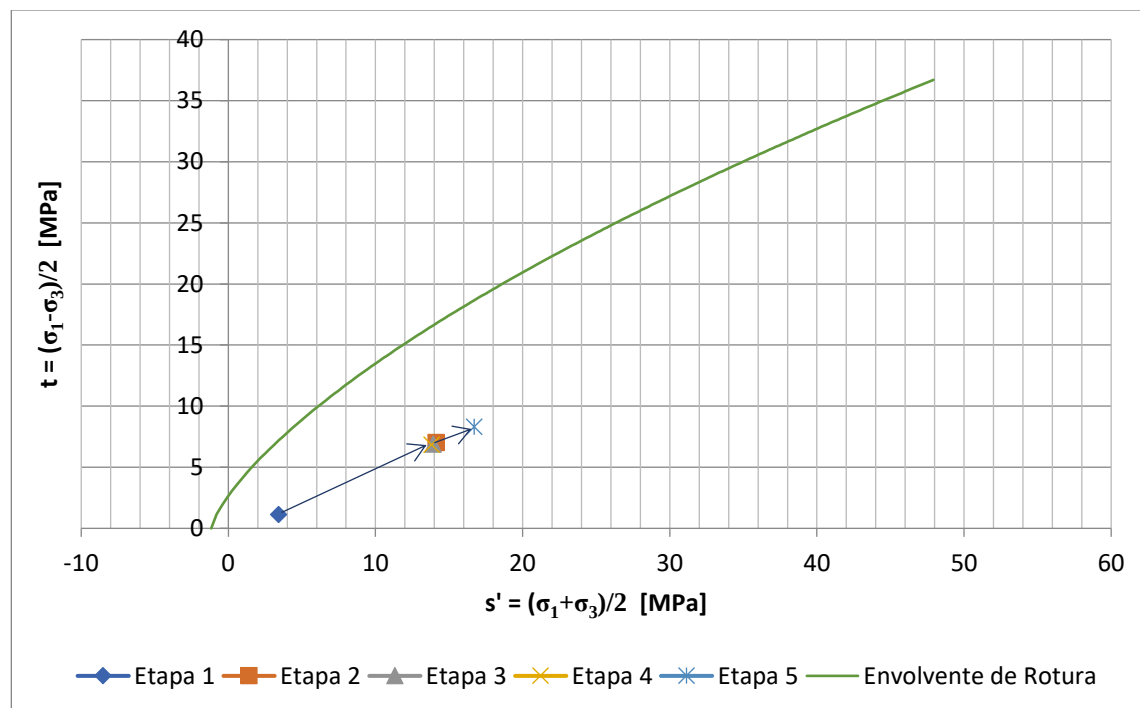
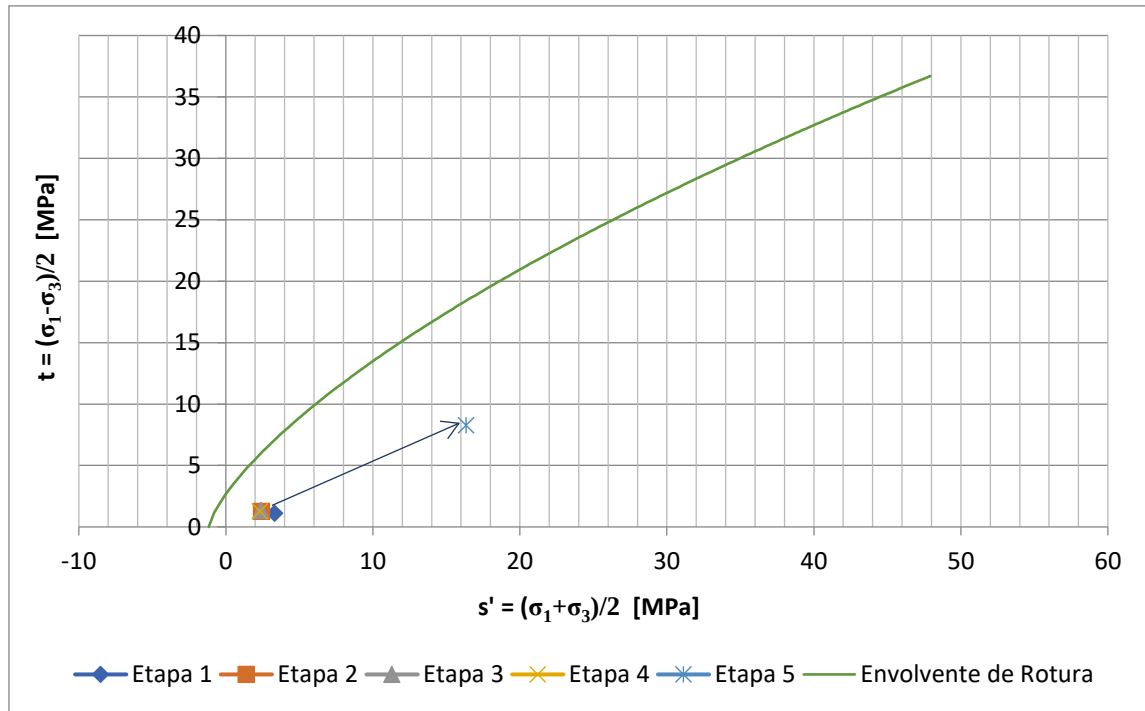


Figura 77 Trajetória de tensões do PC1 para $K_0 = 0,5$

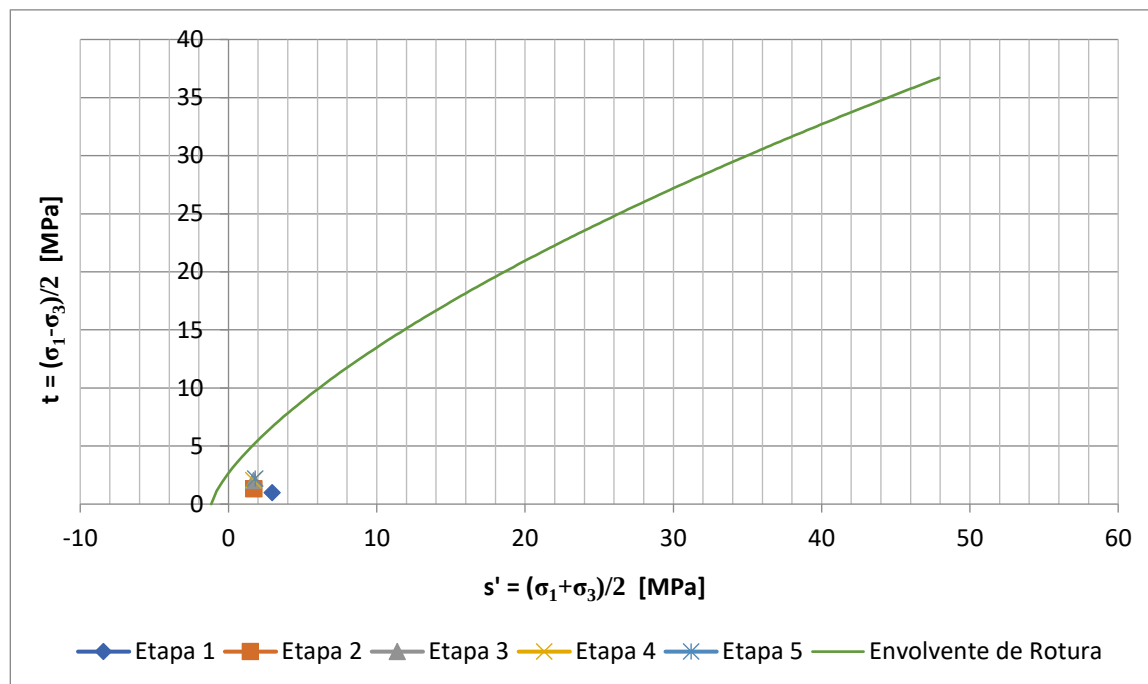
Neste caso, observa-se um comportamento semelhante ao do cálculo base, mas com uma magnitude ou impacto menor durante as várias etapas. As tensões médias e a tensão ao corte são quase metade dos valores apresentados na análise base para cada etapa (Figura 57). Com um confinamento inicial mais reduzido, o material apresenta menor compressão lateral, o que facilita a redistribuição dos esforços durante a escavação. Isso resulta numa compressão menos intensa do solo, levando à redução das tensões médias e ao corte. O maciço, com menos tensão lateral acumulada, sofre menores variações nas tensões ao longo da escavação, contribuindo para uma estabilidade maior, apesar da alteração das tensões.

A Figura 78 representa a trajetória de tensões para o PC2.

Figura 78 Trajetória de tensões do PC2 para $K_0 = 0,5$

O comportamento do PC2 é semelhante ao do cálculo base, no entanto, o impacto é menor, pelas mesmas razões já explicadas anteriormente para o PC1, nomeadamente o confinamento inicial reduzido, que permite uma redistribuição mais suave dos esforços e resulta em menores tensões médias e ao corte, contribuindo para uma maior estabilidade.

Como o maciço apresenta menor confinamento nas suas condições iniciais, implica que a escavação da galeria 1, apresentará um alívio de tensões será mais reduzido. Esta redução, por mais ligeira que seja, é visível entre os resultados do PC4 no cálculo base (Figura 61) e do caso presente na Figura 79.

Figura 79 Trajetória de tensões do PC4 para $K_0 = 0,5$

Como o maciço já se encontra num estado menos confinado, a redistribuição dos esforços após a escavação não provoca uma alteração tão significativa nas tensões ao redor do ponto.

Embora o ponto PC4 esteja mais próximo da envolvente de rotura, o facto de que o fator de segurança ser superior a 1 indica que não há cedência, mas sim uma margem de segurança. O ponto pode estar numa região mais crítica, mas ainda assim a estrutura não está em risco imediato de falha, e o maciço possui uma reserva de segurança suficiente para suportar as cargas.

6.2.4. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS

Procede-se agora à análise do comportamento deformacional do modelo, identificando as zonas do maciço mais afetadas em comparação com o cálculo base e avaliando a influência da redução do coeficiente de impulso em repouso. A Figura 80 apresenta a distribuição dos deslocamentos totais no modelo após a conclusão de todas as fases de escavação.

Verifica-se que, no presente caso, ilustrado na Figura 80, os deslocamentos apresentam, de forma geral, um comportamento semelhante, comparativamente ao cálculo base (Figura 62).

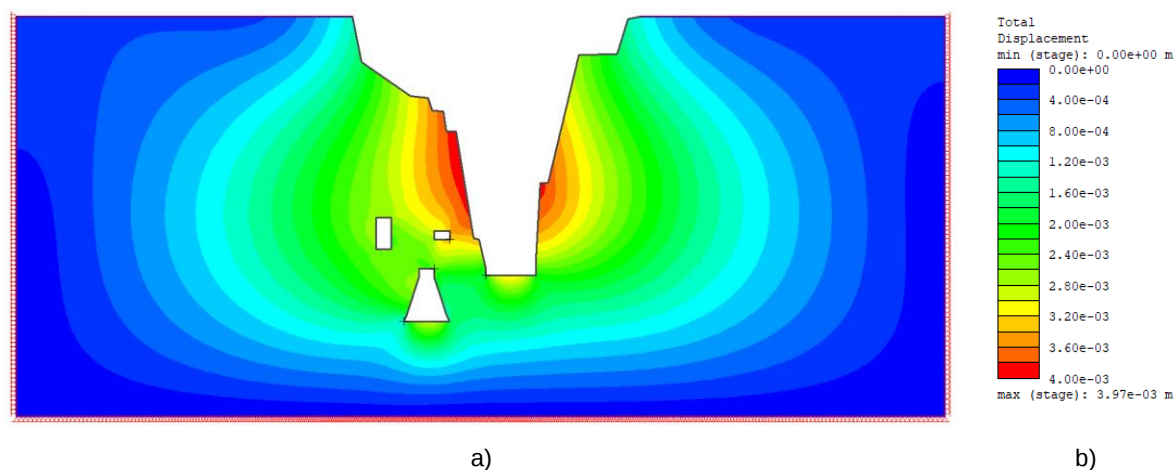


Figura 80 Deslocamentos totais para um $K_0 = 0,5$, na etapa 5. a) deslocamentos totais na etapa 5; b) legenda

No seguinte gráfico, analisa-se como os deslocamentos totais se manifestam no perfil L1. Observa-se que os deslocamentos se mantêm na ordem dos milímetros, no entanto, com metade da grandeza que se apresentou ter no cálculo base. Esta diminuição pode ser explicada pelo facto de que ao definir um menor confinamento inicial do maciço, a libertação de tensões associada à escavação é apenas metade da libertação de tensões do cálculo base e, concomitantemente, as deformações são menores.

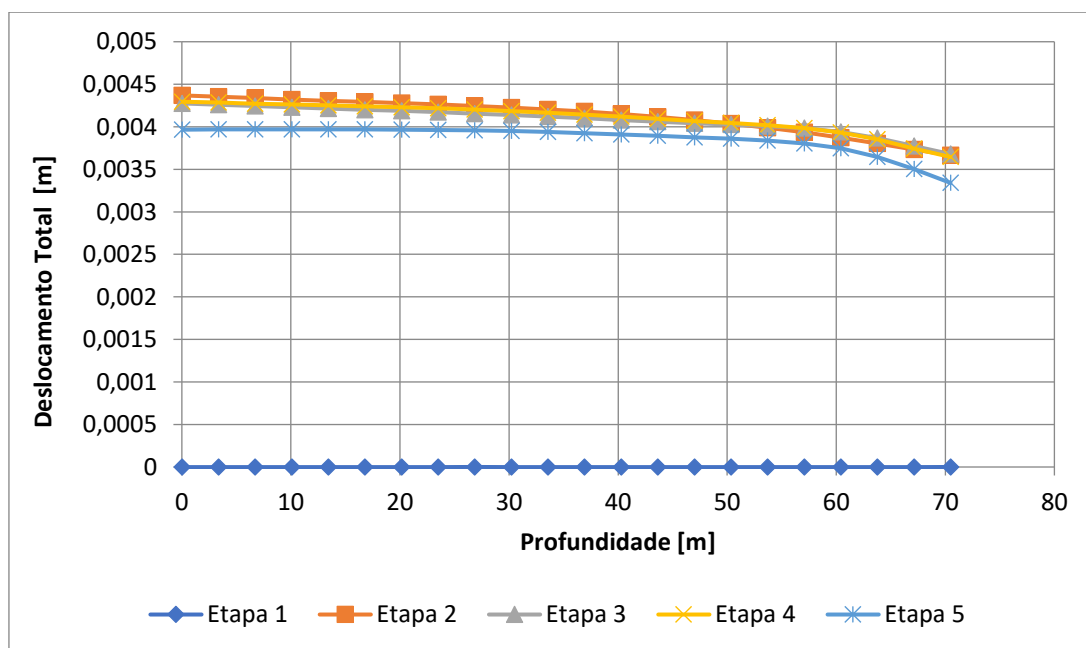


Figura 81 Gráfico do perfil L1 dos deslocamentos totais para $K_0 = 0,5$

É também de notar que os deslocamentos associados à etapa 5, apresentam ser menores que as restantes etapas das escavações, contrariamente ao que acontece no cálculo base.

A Figura 82 representa os deslocamentos horizontais do maciço para a última etapa do modelo. À semelhança do cálculo base, os deslocamentos horizontais são ligeiramente inferiores aos deslocamentos totais, indicando que a maior parte dos deslocamentos ocorre na direção horizontal,

enquanto a componente vertical será significativamente menor. O comportamento também apresenta ser o mesmo o caso inicial (Figura 65).

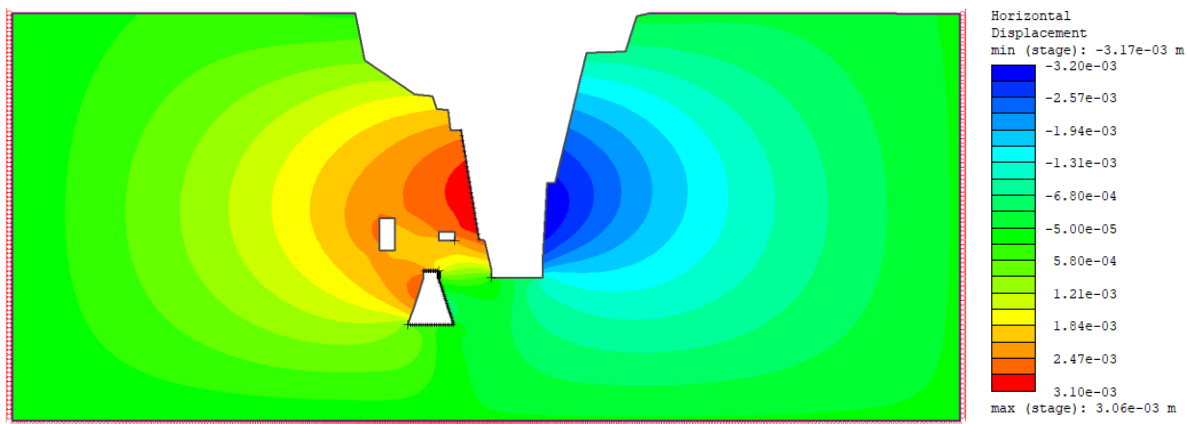


Figura 82 Figura 79 Deslocamentos horizontais para um $K_0 = 0,5$, na etapa 5. a) deslocamentos horizontais na etapa 5; b) legenda

Através do da Figura 83, observa-se que, também neste caso, a magnitude dos deslocamentos é menor, tal como acontece no cálculo base. Dado que o maciço apresenta, inicialmente, um confinamento lateral inferior, a sua deformação adicional é limitada face ao alívio de tensões resultante da escavação das galerias.

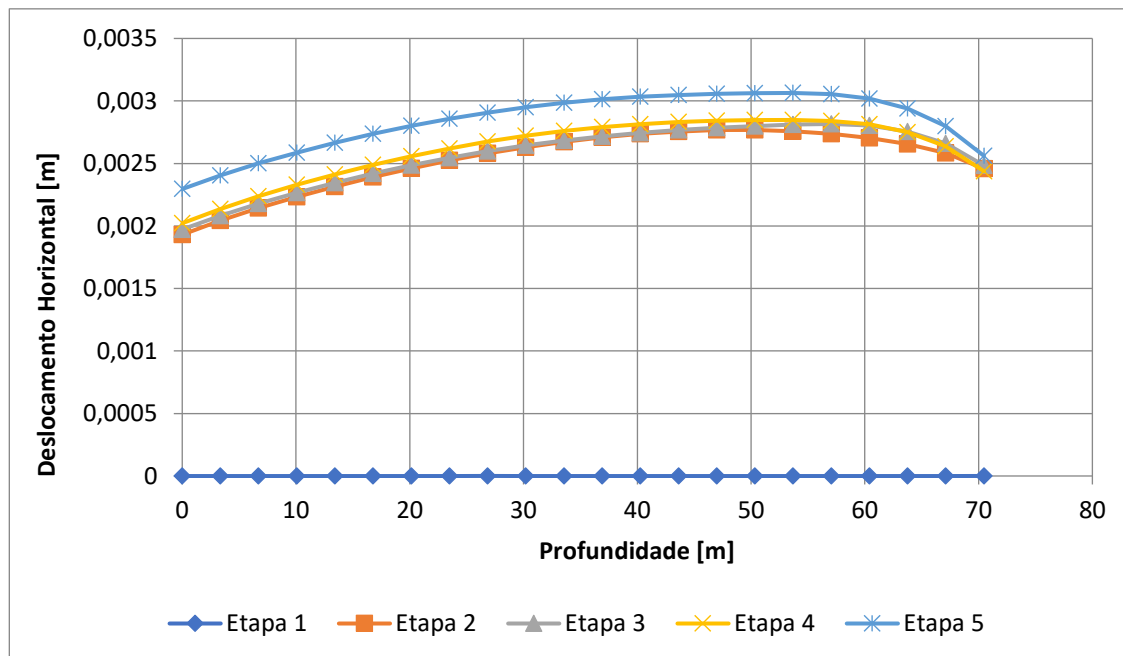


Figura 83 Gráfico do perfil L1 dos deslocamentos horizontais para $K_0 = 0,5$

Na Figura 84, é analisado o comportamento dos deslocamentos verticais ao longo do perfil L1. Observa-se que, de um modo geral, os deslocamentos seguem a mesma tendência verificada no cálculo de referência, contudo, nas zonas de maior deformação, a sua magnitude é superior.

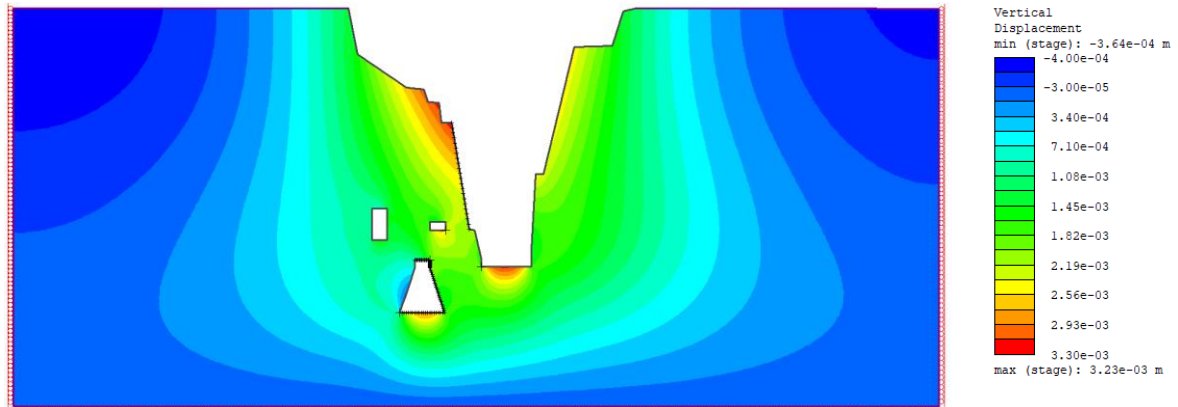


Figura 84 Figura 79 Deslocamentos verticais para um $K_0 = 0,5$, na etapa 5. a) deslocamentos verticais na etapa 5; b) legenda

Constata-se, assim, na Figura 85 que os valores dos deslocamentos verticais são ligeiramente superiores aos obtidos no cálculo base (Figura 68). Esta diferença pode ser justificada pelo facto de que, na ausência de tensões horizontais iniciais tão elevadas como no caso de referência, as tensões verticais assumem um papel mais preponderante no comportamento do maciço, durante as escavações, resultando numa maior expressão dos deslocamentos verticais.

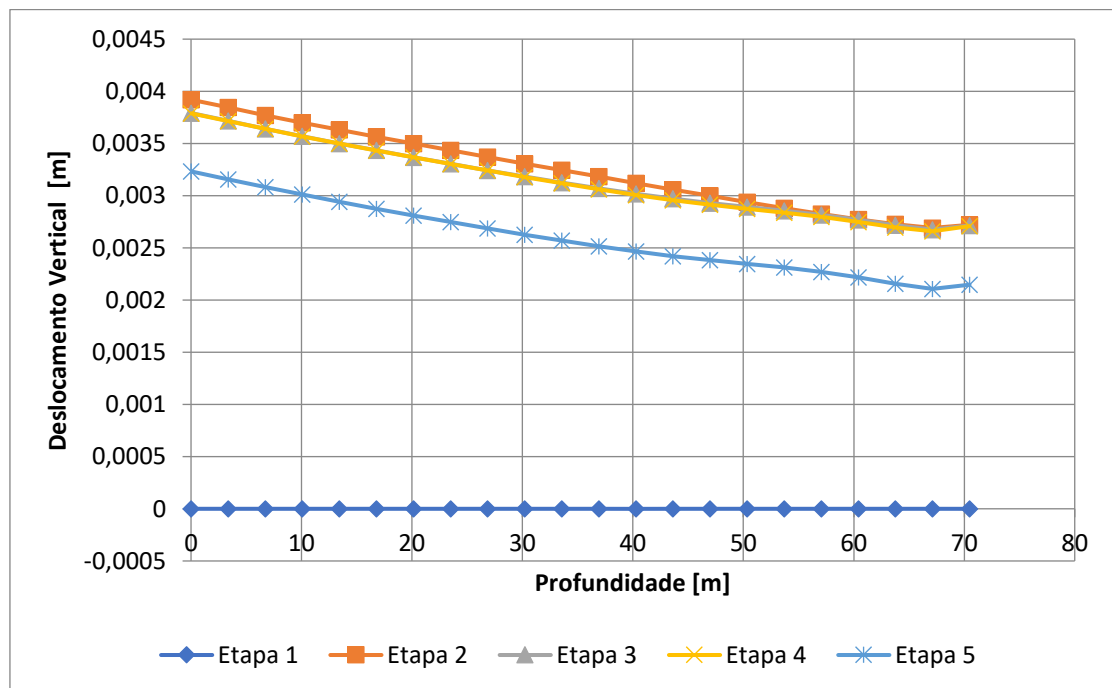


Figura 85 Gráfico do perfil L1 dos deslocamentos verticais para $K_0 = 0,5$

Avalia-se de seguida o comportamento deformacional para os mesmos perfis adotados no cálculo base, L2, L3 e L4.

Na Figura 86, representa-se o gráfico dos deslocamentos verticais para o perfil L2 que se localiza no teto da galeria 3.

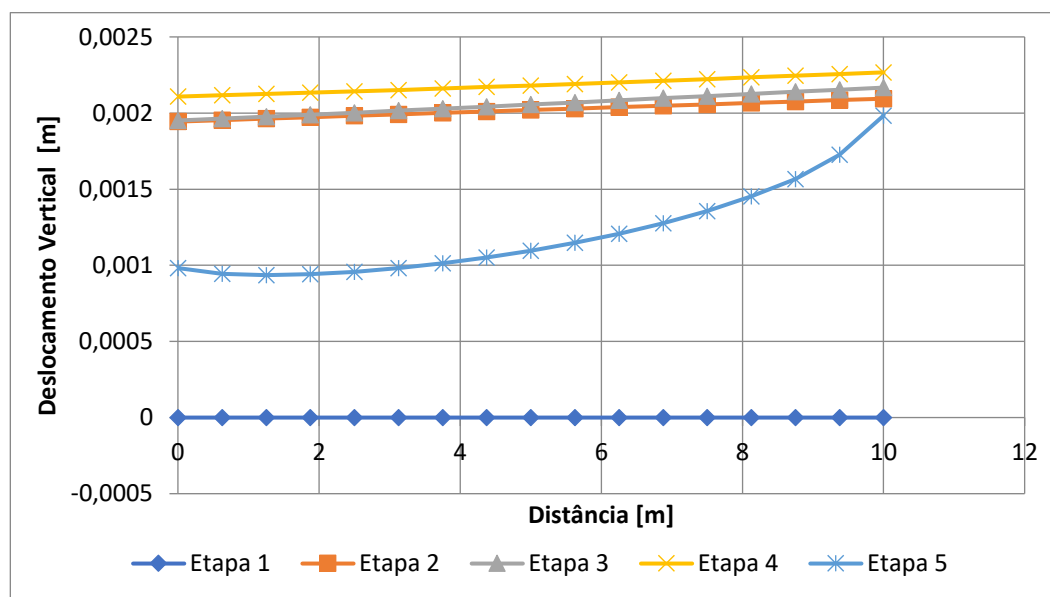


Figura 86 Gráfico do perfil L2 dos deslocamentos verticais para $K_0 = 0,5$

Ao contrário do que se analisou anteriormente, os deslocamentos verticais, neste perfil apresentam ter o mesmo comportamento que o do cálculo base, já explicado anteriormente, no entanto com valores ligeiramente inferiores.

Na seguinte Figura 88 e na Figura 87, representa-se o deslocamento vertical do perfil L4 e o deslocamento horizontal do perfil L3, respetivamente. Observa-se que o comportamento global se mantém inalterado. No entanto, conforme analisado anteriormente para o perfil L1, a magnitude da componente vertical dos deslocamentos é ligeiramente superior, enquanto a componente horizontal apresenta uma redução, comparativamente ao cálculo de referência.

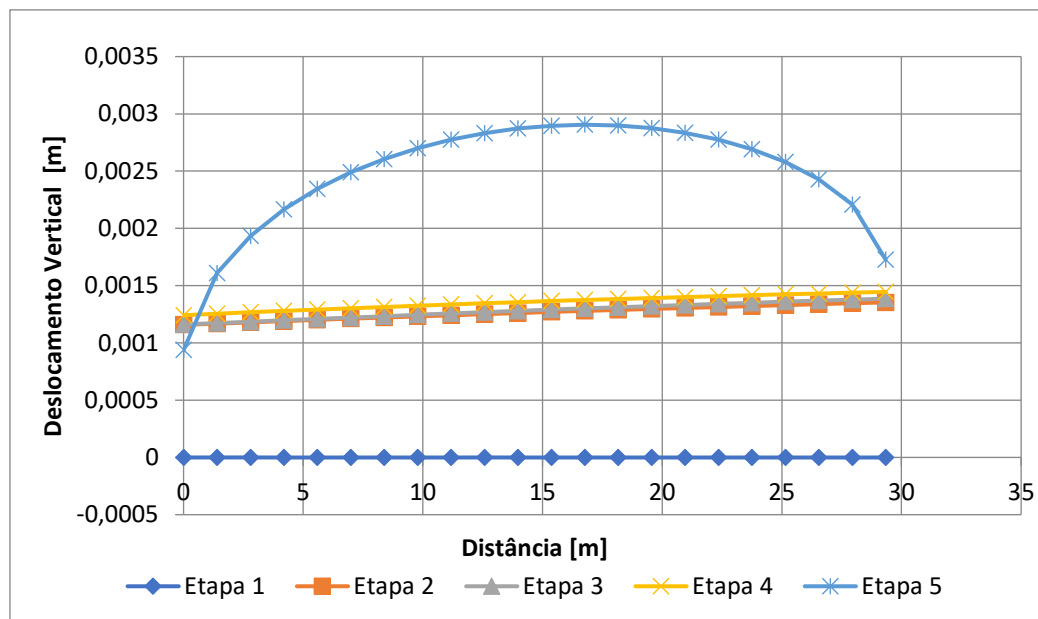


Figura 87 Gráfico do perfil L4 dos deslocamentos verticais para $K_0 = 0,5$

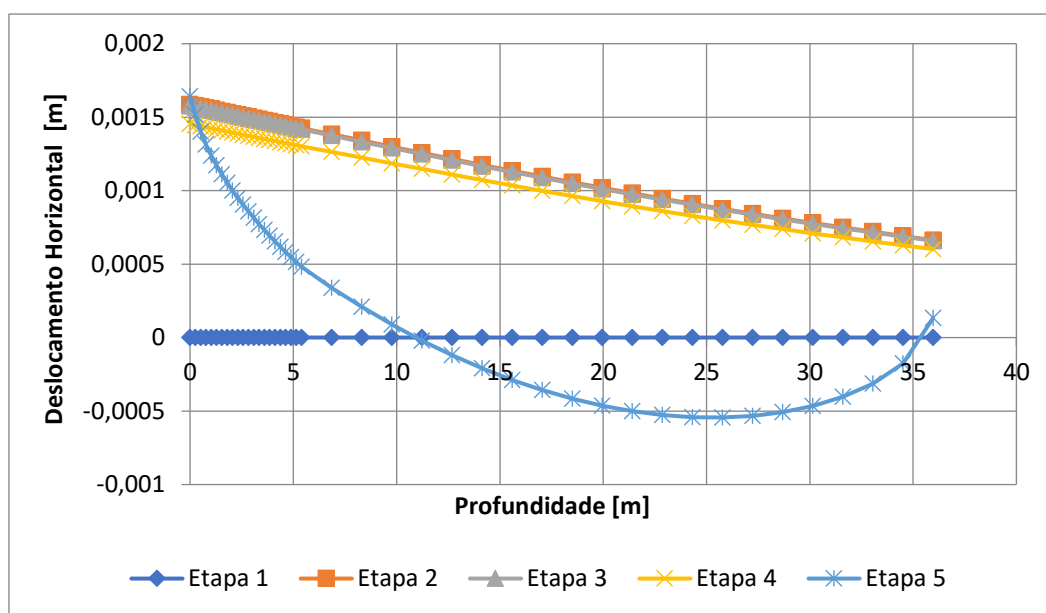


Figura 88 Gráfico do perfil L3 dos deslocamentos horizontais para $K_0 = 0,5$

6.2.5. ANÁLISE SSR $K_0 = 2,0$

O SRF crítico para o modelo com $K_0 = 2,0$ é igual ao caso anterior, apresentando um valor de 3,25. Apesar disso, a área plastificada é consideravelmente maior (Figura 89).

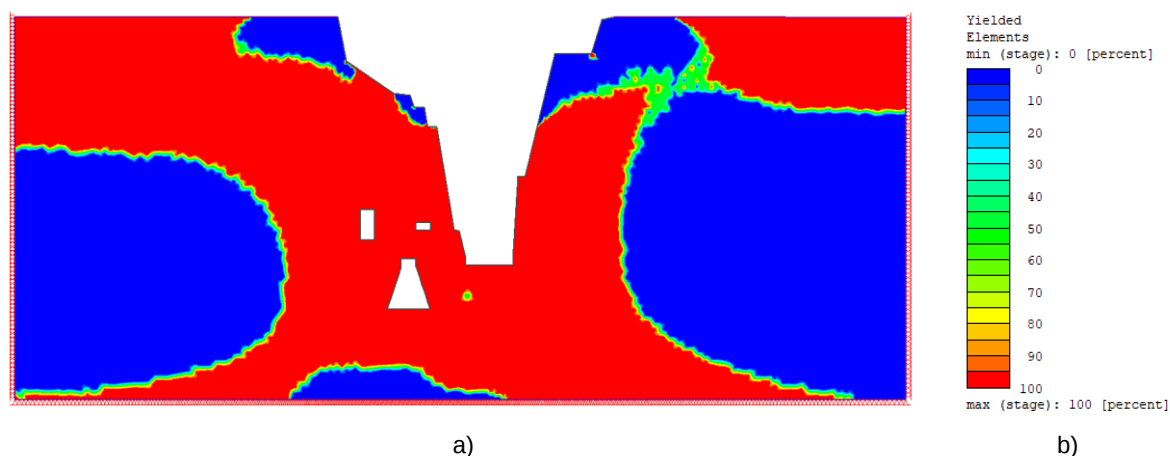


Figura 89 Elementos de plastificação na análise SRF para um $K_0 = 2,0$. a) elementos de plastificação; b) legenda

6.2.6. ANÁLISE DO FATOR DE SEGURANÇA LOCAL

As áreas de que apresentam plastificação refletem-se também em fatores de segurança mais baixos para o maciço no seu conjunto, como se pode observar na Figura 90 seguinte. As áreas com fatores de segurança mais elevados coincidem com as zonas ainda não plastificadas, o que reforça a relação entre a plastificação e a redução da resistência.

Ao comparar este caso com os anteriores, verifica-se uma maior extensão de áreas com um fator de segurança local reduzido em toda a massa do maciço. Este fenómeno pode estar associado ao facto de a elevada tensão horizontal inicial submeter o maciço a um estado de compressão lateral significativa, mesmo antes do início da escavação. Esta condição pré-existente pode induzir tensões de corte consideráveis em determinadas regiões.

Assim, em zonas onde a tensão de corte já era elevada, o processo de escavação pode intensificar essa solicitação, conduzindo a uma rápida aproximação ao estado de cedência. Como consequência, observa-se uma redução do fator de segurança local e uma maior propensão à plastificação do maciço, comprometendo potencialmente a sua estabilidade global.

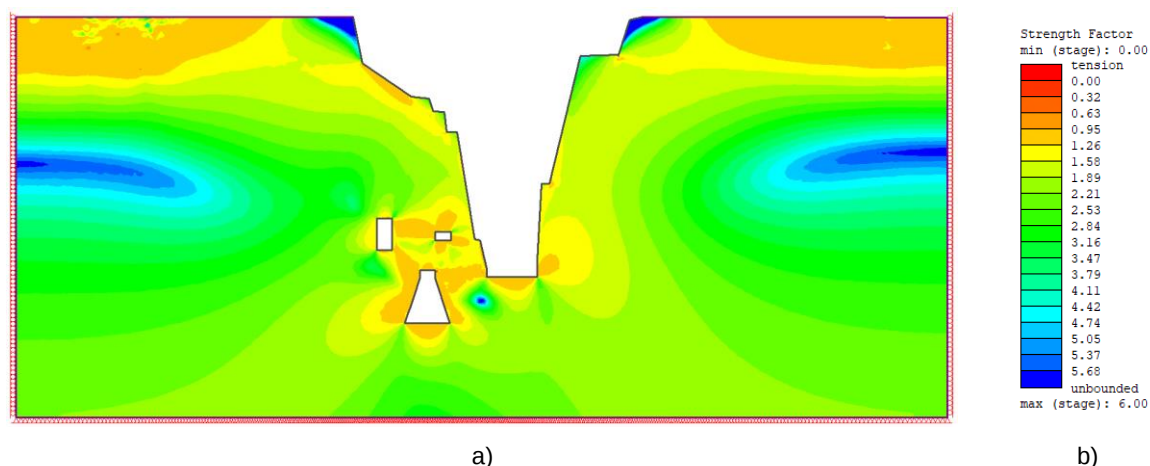


Figura 90 Fator de segurança local para um $K_0 = 2,0$. a) fator de segurança local; b) legenda

Ao comparar o fator de segurança local nos pontos críticos presentes na Tabela 18, verifica-se que estes apresentam valores mais baixos do que no caso anterior e relativamente ao cálculo base (Tabela 16).

Tabela 18 Fatores de segurança local para um $k_0=2,0$

Ponto Crítico	Fator de Segurança				
	Condições iniciais	Escavação a céu aberto	Escavação da Galeria 1	Escavação da Galeria 2	Escavação da Galeria 3
PC1	2,69	1,37	1,37	1,38	1,47
PC2	2,70	1,41	1,35	1,45	2,72
PC3	2,61	1,81	1,82	1,77	1,64
PC4	2,77	1,36	1,01	1,01	1,26

Corroborando a análise previamente apresentada, verifica-se que os PC, enquanto elementos integrantes do maciço, apresentam um fator de segurança que, ao longo das diferentes fases, se mantém em níveis estáveis, embora próximos do estado de cedência. Entre estes, destaca-se o PC4 como o ponto que mais se aproxima da rotura, evidenciando uma condição de maior vulnerabilidade dentro do modelo analisado.

6.2.7. ANÁLISE DAS TENSÕES PRINCIPAIS

Analisa-se agora a trajetória das tensões principais para os PC1, PC2 e PC4, como anteriormente.

Na Figura 91, observa-se o gráfico que representa a trajetória do PC1 ao longo das diferentes etapas do processo. O aumento do confinamento, associado ao novo coeficiente adotado, é evidente nas condições iniciais deste ponto, refletindo uma mobilização da tensão de corte. Tal fenómeno não era observado nos casos anteriores para esta mesma etapa, sugerindo uma alteração significativa no estado de tensões do maciço.

Mesmo após a escavação correspondente à etapa 2, a tensão horizontal não se reduz de forma imediata, uma vez que as laterais da escavação continuam a sustentar parte da carga. Consequentemente, a

escavação não provoca um alívio das tensões na base, mas sim a sua concentração, conduzindo a um aumento simultâneo da tensão média e da tensão de corte.

Nas etapas 3 e 4, a área de escavação é significativamente menor do que a da galeria 3 e, por isso, o impacto do alívio de tensões é mais reduzido. Ainda assim, verifica-se um ligeiro alívio de tensões, conforme indicado na Figura 91.

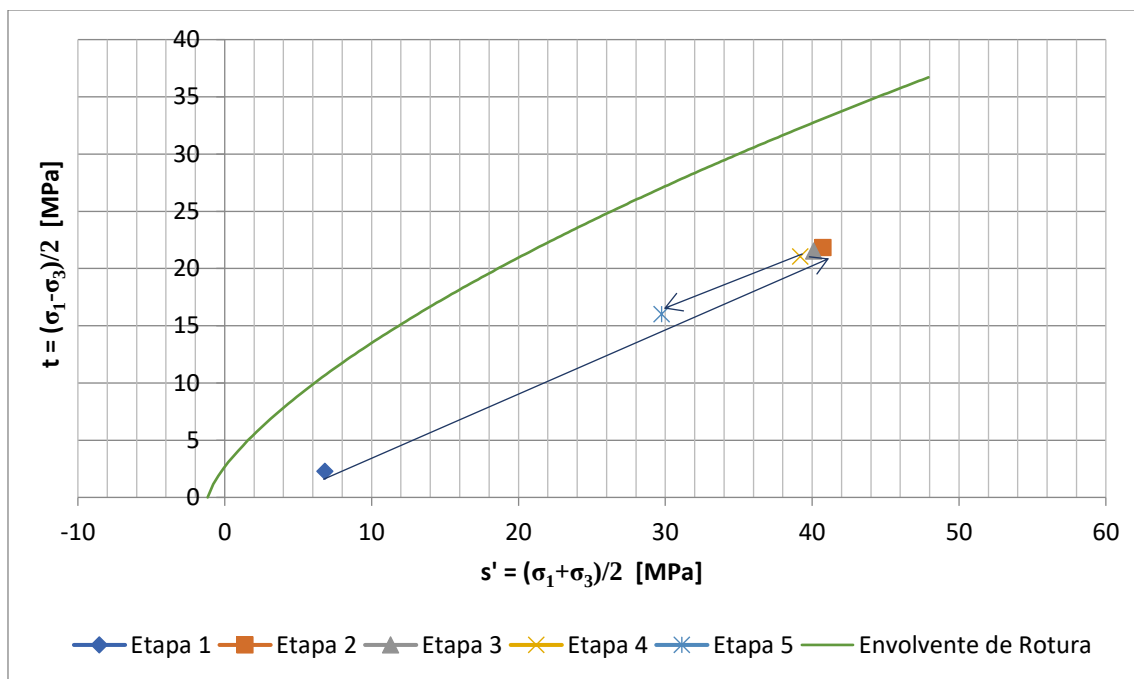


Figura 91 Trajetória de tensões do PC1 para $K_0 = 2,0$

Por fim, na etapa 5, observa-se um fenómeno de descompressão no ponto analisado, resultante do alívio de tensões provocado pela escavação da galeria 3. Na Figura 92a, pode-se ver a compressão ainda presente na base da escavação, e no respetivo PC1, durante a etapa 4, no entanto logo após a escavação da galeria 3 é visível a sua descompressão na Figura 92b. Na generalidade deste elemento, este apresenta ainda segurança.

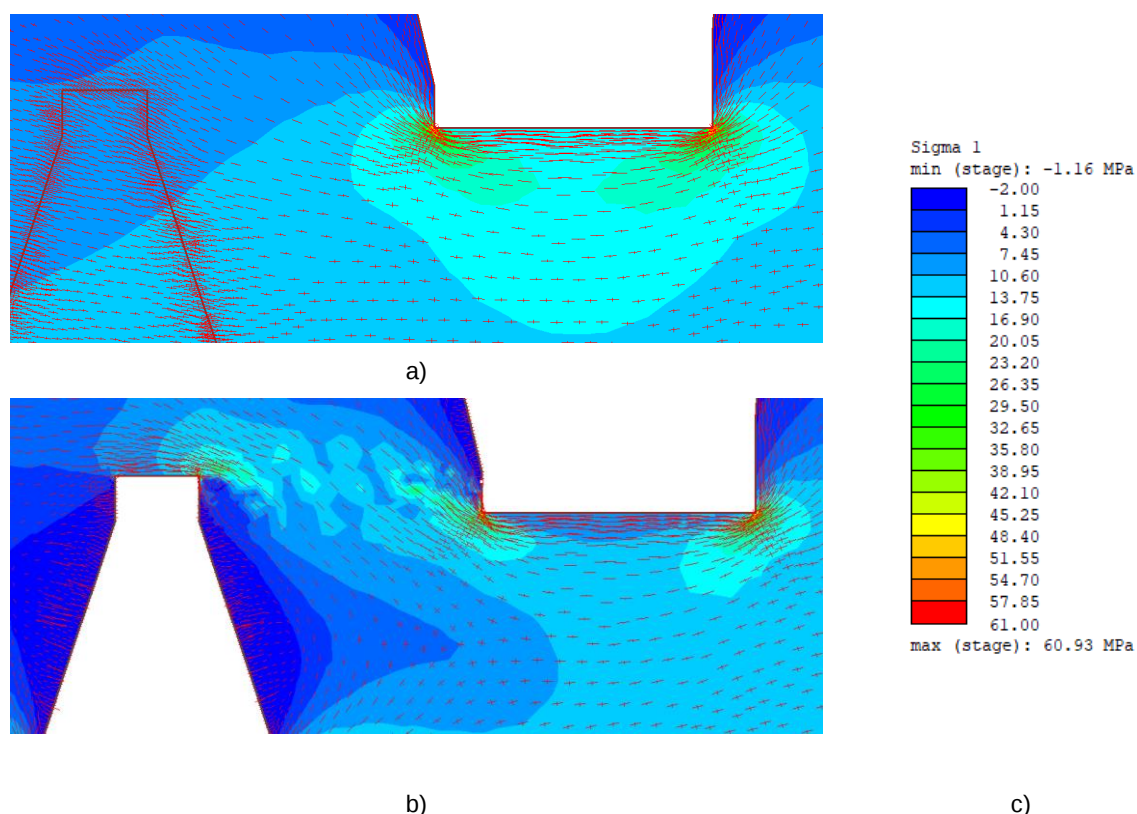
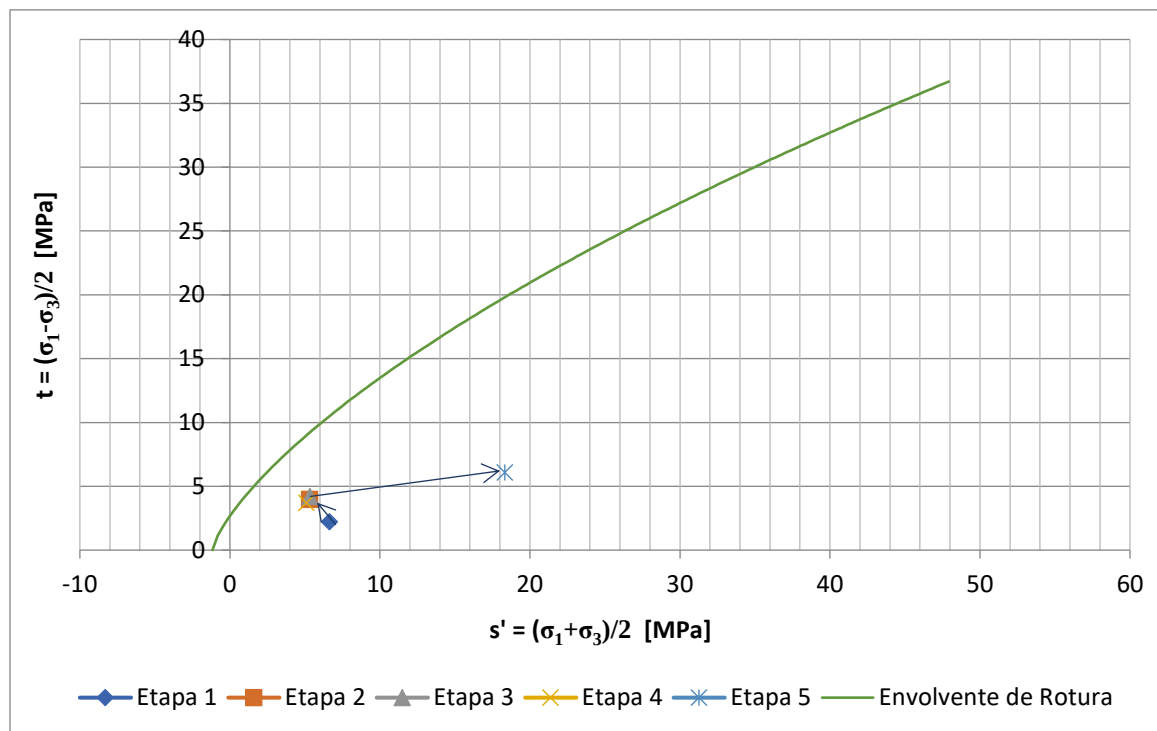


Figura 92 Trajetórias de tensões de σ_1 . a) etapa 4; b) etapa 5; c) legenda

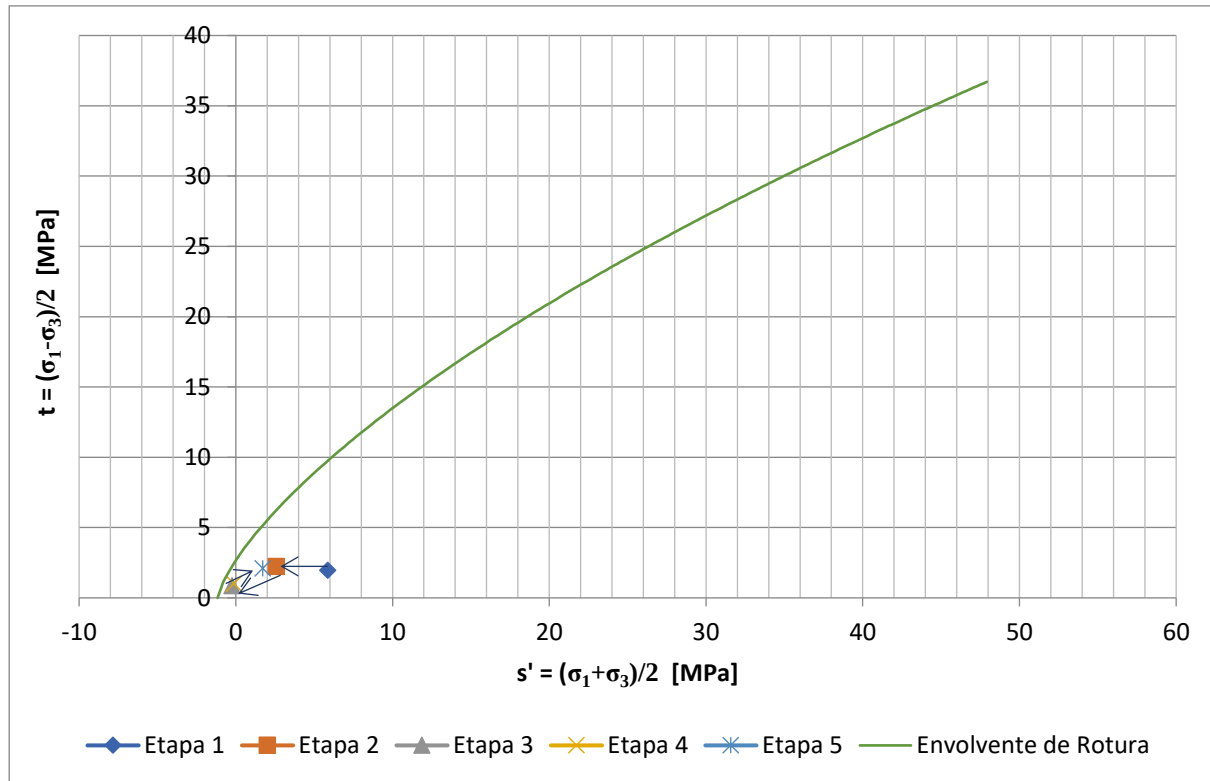
Na Figura 93 está representada a trajetória das tensões do PC2 ao longo das diferentes etapas do modelo. Observa-se que este ponto apresenta a maior variação durante a etapa 5, o que se deve à sua localização na extremidade da galeria 3. Como já evidenciado na Figura 93b, a redistribuição de tensões resultante da escavação desta galeria conduz a um aumento da compressão no local.

Figura 93 Trajetória de tensões do PC2 para $K_0 = 2,0$

Embora o PC2 se mantenha estável, o seu comportamento segue a mesma tendência observada nos casos anteriores. No entanto, verifica-se que as condições iniciais já apresentam um aumento significativo da tensão de corte, indicando que o maciço se encontra sob um estado de tensões mais elevado desde o início da análise.

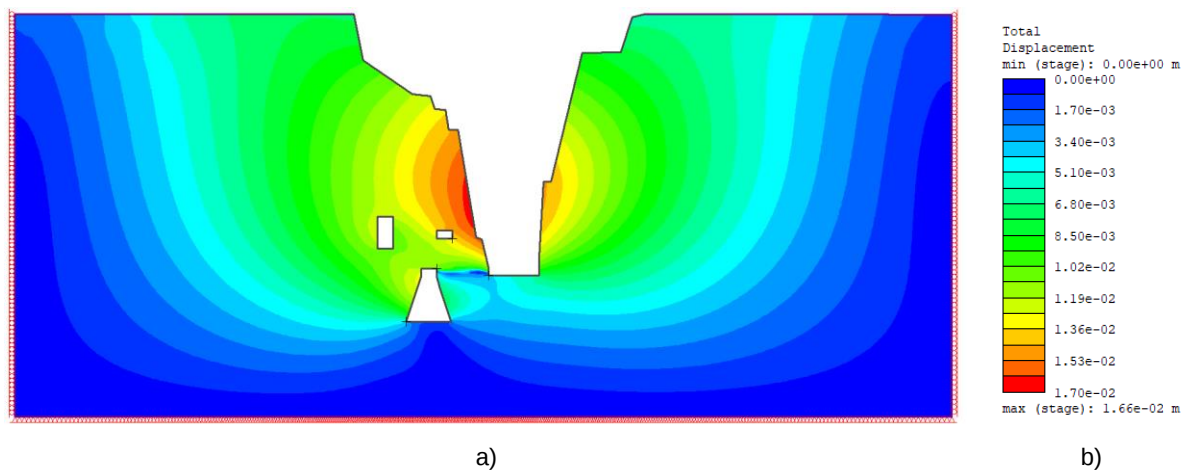
Por fim, na Figura 94, observa-se que o PC4 passa por um processo de descompressão progressiva até à etapa 4, aproximando-se gradualmente da envolvente de rotura. Esta tendência é corroborada pela análise do fator de segurança, que, ao longo dessas etapas, se aproxima do valor 1, indicando a possibilidade de rotura iminente.

Contudo, durante a etapa 5, verifica-se um ligeiro aumento da tensão de corte e da compressão, consequência da redistribuição de tensões resultante da escavação. Esse efeito conduz a um afastamento da envolvente de rotura, sugerindo uma estabilização temporária do ponto analisado.

Figura 94 Trajetória de tensões do PC4 para $K_0 = 2,0$

6.2.8. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS

Verifica-se que, no presente caso, $K_0 = 2,0$, ilustrado na Figura 95, os deslocamentos apresentam, de forma geral, um comportamento semelhante aos cálculos anteriores. No entanto, nas bases de escavação, particularmente na galeria 3, observa-se uma atenuação dos deslocamentos em relação ao cálculo de referência. Existe também uma ligeira diminuição do deslocamento entre o PC1 e o PC2, como se pode ver na mesma figura.

Figura 95 Deslocamentos totais para um $K_0 = 2,0$, na etapa 5. a) deslocamentos totais; b) legenda

Na Figura 96, analisa-se como os deslocamentos totais se manifestam no perfil L1. Observa-se que os deslocamentos alcançam a ordem dos centímetros, apresentando assim o dobro da grandeza que se apresentou ter no cálculo base.

No mesmo gráfico, é também visível que, entre a etapa 5 e as restantes etapas de escavação, a variação da deformação é mais acentuada em comparação com o cálculo base (Figura 64).

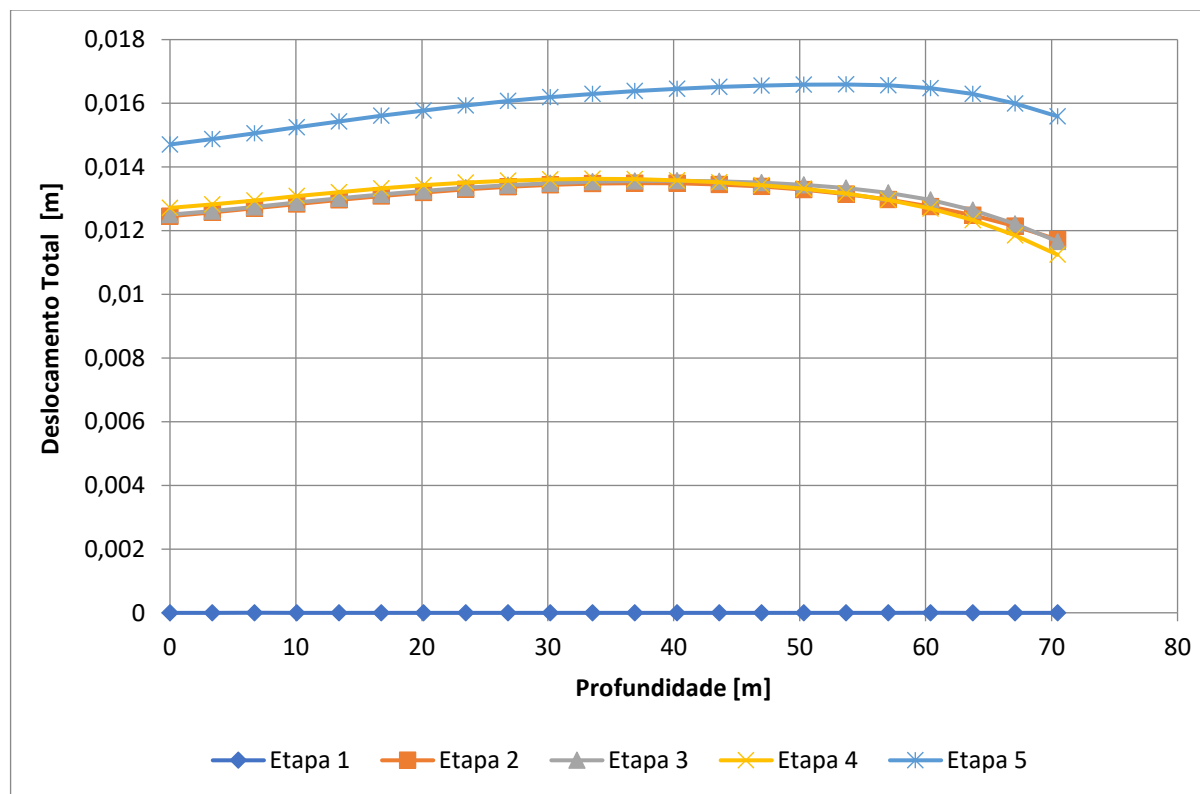


Figura 96 Gráfico do perfil L1 dos deslocamentos totais para $K_0 = 2,0$

Para perceber melhor este comportamento, estuda-se de seguida dos deslocamentos verticais e horizontais para o mesmo perfil L1.

Na Figura 97, estão representados os deslocamentos horizontais do modelo, os quais apresentam uma magnitude na ordem dos centímetros. No entanto, mantêm o comportamento observado nos casos anteriores.

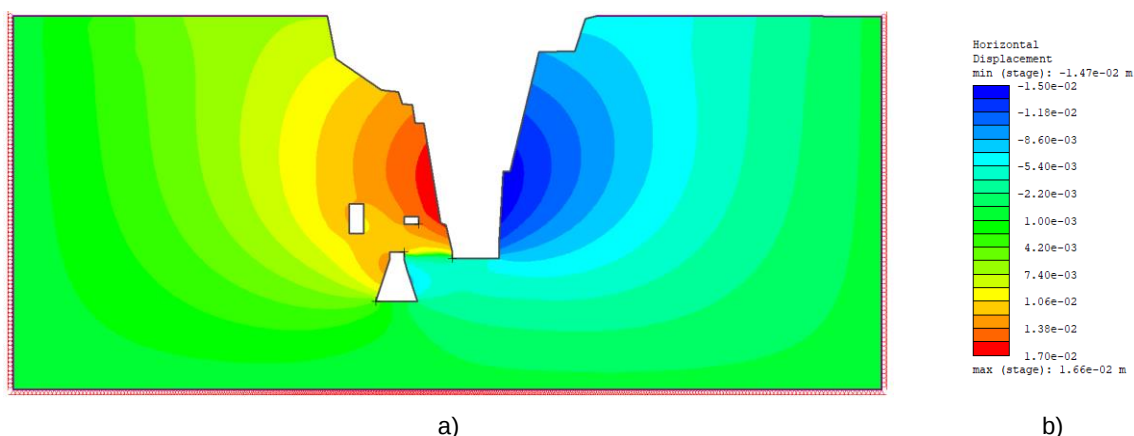


Figura 97 Deslocamentos horizontais para um $K_0 = 2,0$, na etapa 5. a) deslocamentos horizontais; b) legenda

Na Figura 98, pode-se concluir que a componente dos deslocamentos horizontais representa quase a totalidade dos deslocamentos totais no perfil L1. Isto indica que, na deformação do talude, a componente horizontal tem um impacto mais significativo, principalmente devido à escavação a céu aberto e à escavação da última galeria, que resultam nas maiores variações de deformação.

Dado que a ordem de grandeza dos deslocamentos é superior à do cálculo base e que estes são predominantemente horizontais, pode-se inferir que o maior confinamento horizontal do maciço influencia diretamente a resposta do mesmo às escavações desta escala. Isto ocorre porque, nas condições iniciais do maciço, a tensão horizontal é mais elevada, deixando margem para que, ao escavar, a deformação se manifeste essencialmente nesta direção. Assim, ao longo das etapas de escavação, a componente horizontal acaba por ser a mais preponderante.

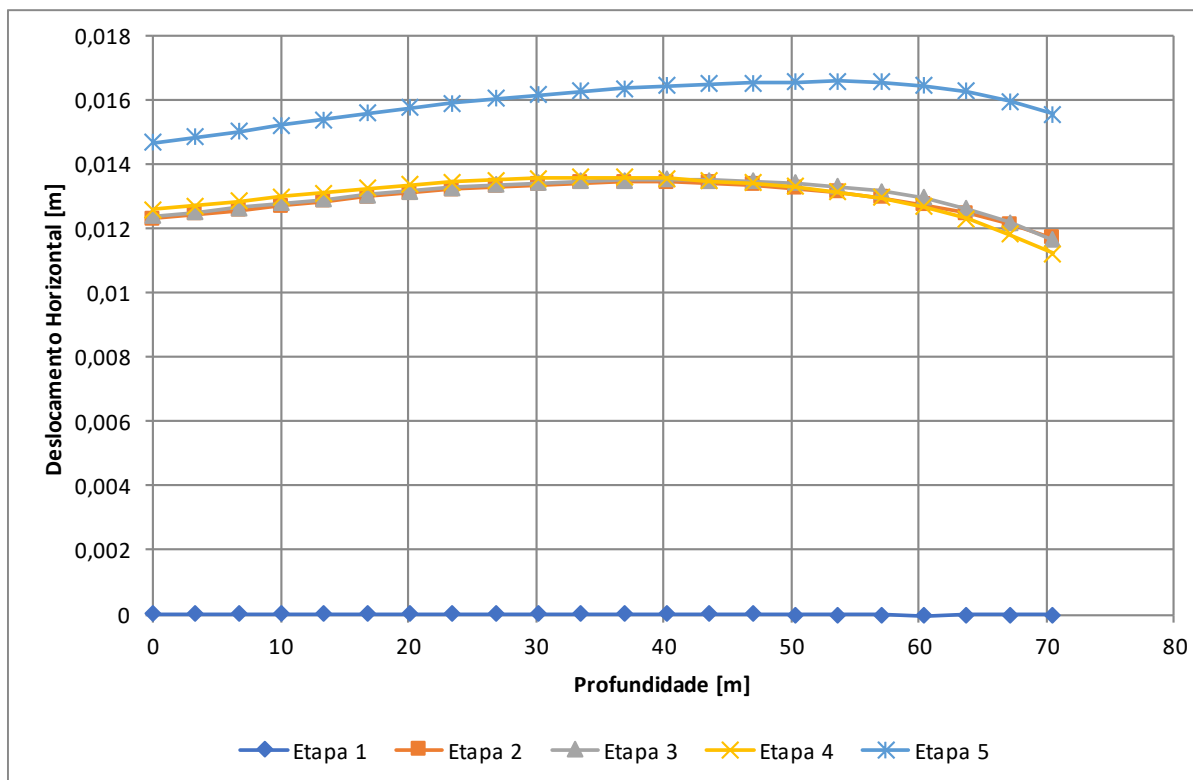


Figura 98 Gráfico do perfil L1 dos deslocamentos horizontais para $K_0 = 2,0$

Da mesma forma que a deformação aumentou consideravelmente nas primeiras etapas, a variação na quinta etapa é superior à das restantes, tal como observado no gráfico dos deslocamentos totais. Isto ocorre por proporcionalidade à magnitude dos deslocamentos já registados.

A Figura 99 apresenta os deslocamentos verticais do maciço. Pela escala indicada na legenda, é possível perceber que, no geral, os deslocamentos verticais representados são significativamente inferiores aos registados nos casos anteriores.

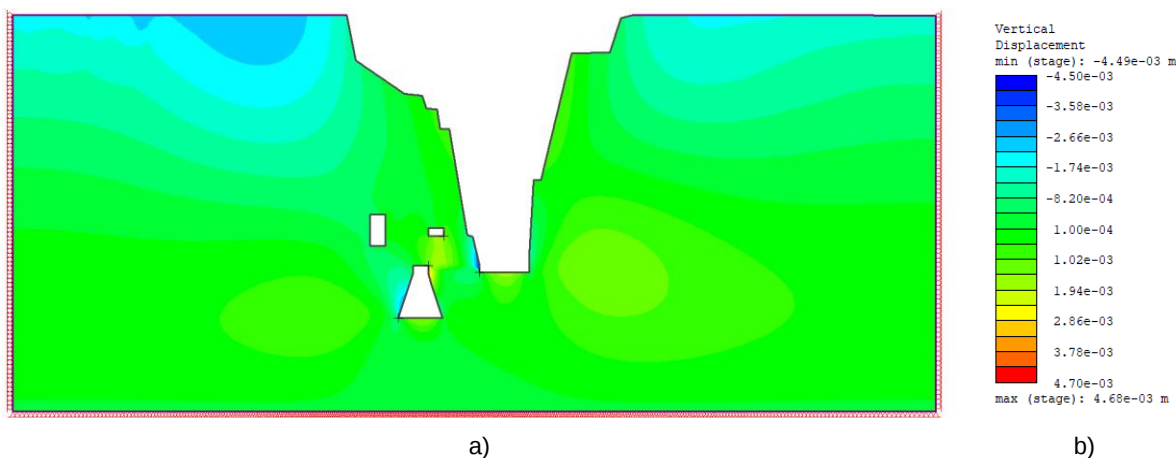


Figura 99 Deslocamentos verticais para um $K_0 = 2,0$, na etapa 5. a) deslocamentos verticais; b) legenda

Ao analisar o gráfico da Figura 100 que representa os valores dos deslocamentos verticais no perfil L1, verifica-se que o comportamento dos deslocamentos horizontais está em conformidade com o previamente descrito – a deformação horizontal é preponderante neste caso, o que indica que as tensões horizontais também desempenham um papel dominante. Como consequência, a deformação vertical no maciço é mínima.

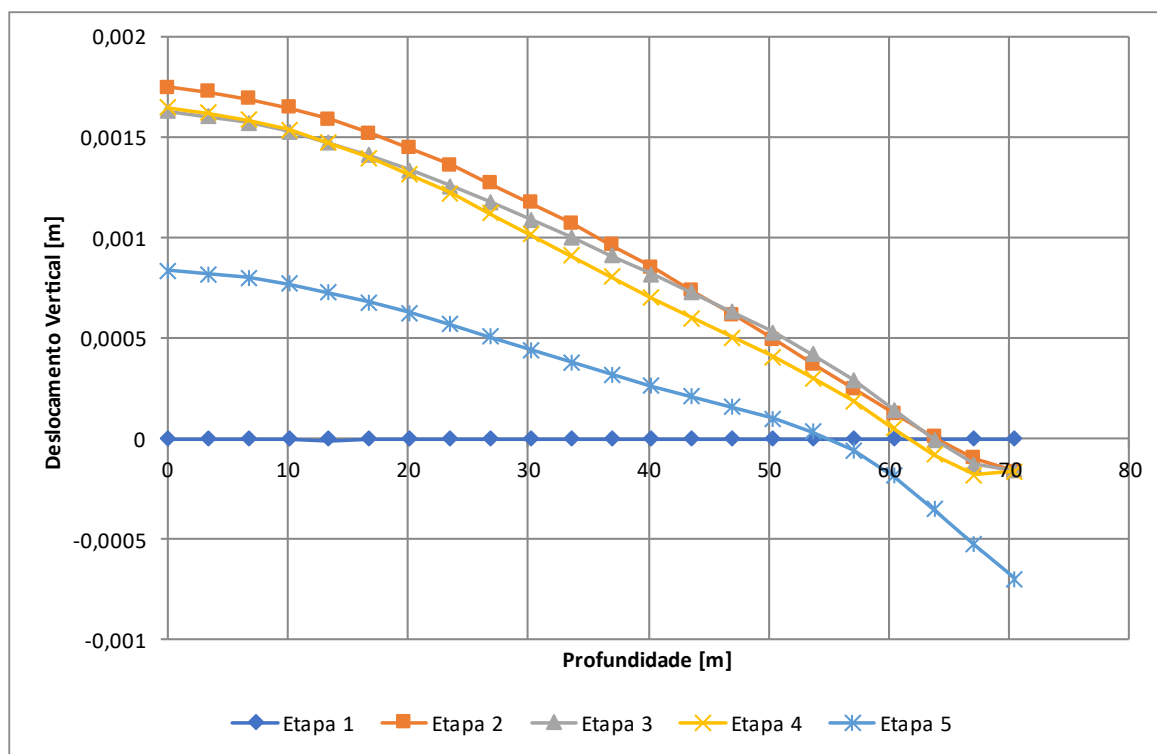
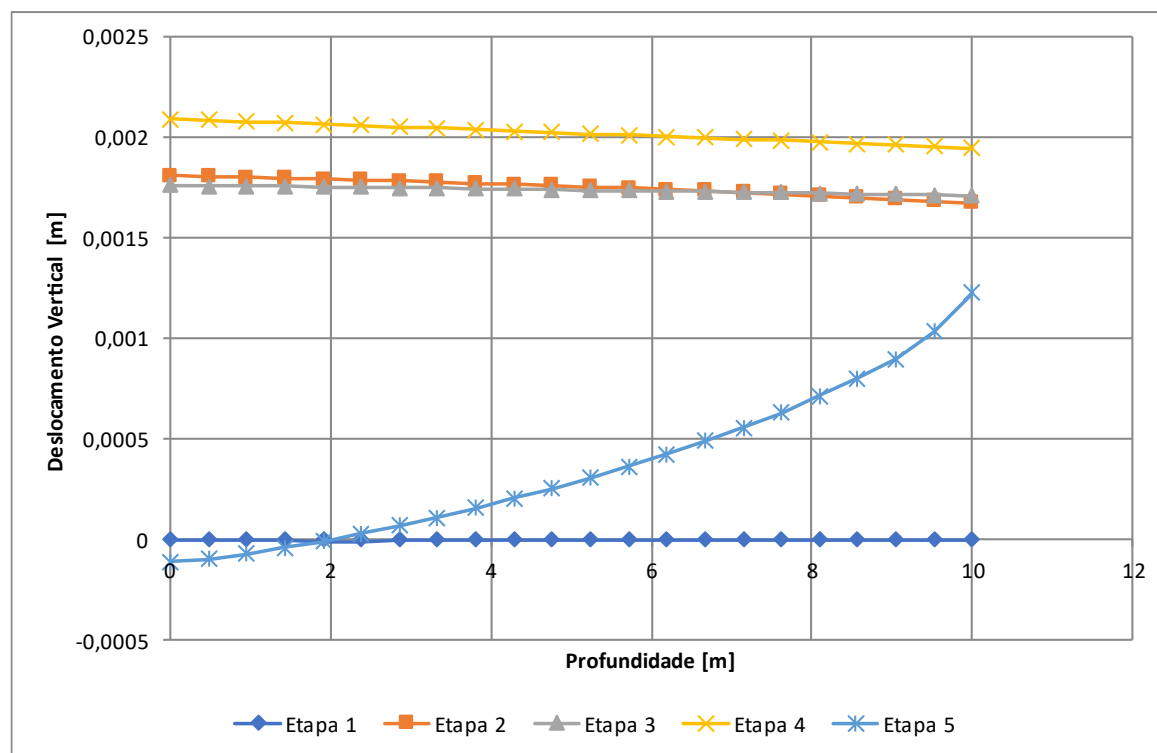


Figura 100 Gráfico do perfil L1 dos deslocamentos verticais para $K_0 = 2,0$

De seguida analisa-se o comportamento dos deslocamentos dos respetivos perfis L2, L3 e L4.

A Figura 101 representa os deslocamentos verticais do perfil L2, que, como seria de esperar, apresentam valores bastante reduzidos. No entanto, à semelhança dos outros casos, o comportamento mantém-se semelhante. Dado que a magnitude dos deslocamentos é muito baixa, a variação da deformação entre etapas torna-se mais perceptível, o que explica a maior variação observada na etapa 4, por exemplo.

Figura 101 Gráfico do perfil L2 dos deslocamentos verticais para $K_0 = 2,0$

Na seguinte Figura 102 e na Figura 103, representa-se o deslocamento vertical do perfil L4 e o deslocamento horizontal do perfil L3, respetivamente. Observa-se que o comportamento global se mantém inalterado. No entanto, conforme analisado anteriormente para o perfil L1, a magnitude da componente vertical dos deslocamentos é bastante reduzida, enquanto a componente horizontal apresenta um aumento bastante significativo, comparativamente ao cálculo de referência.

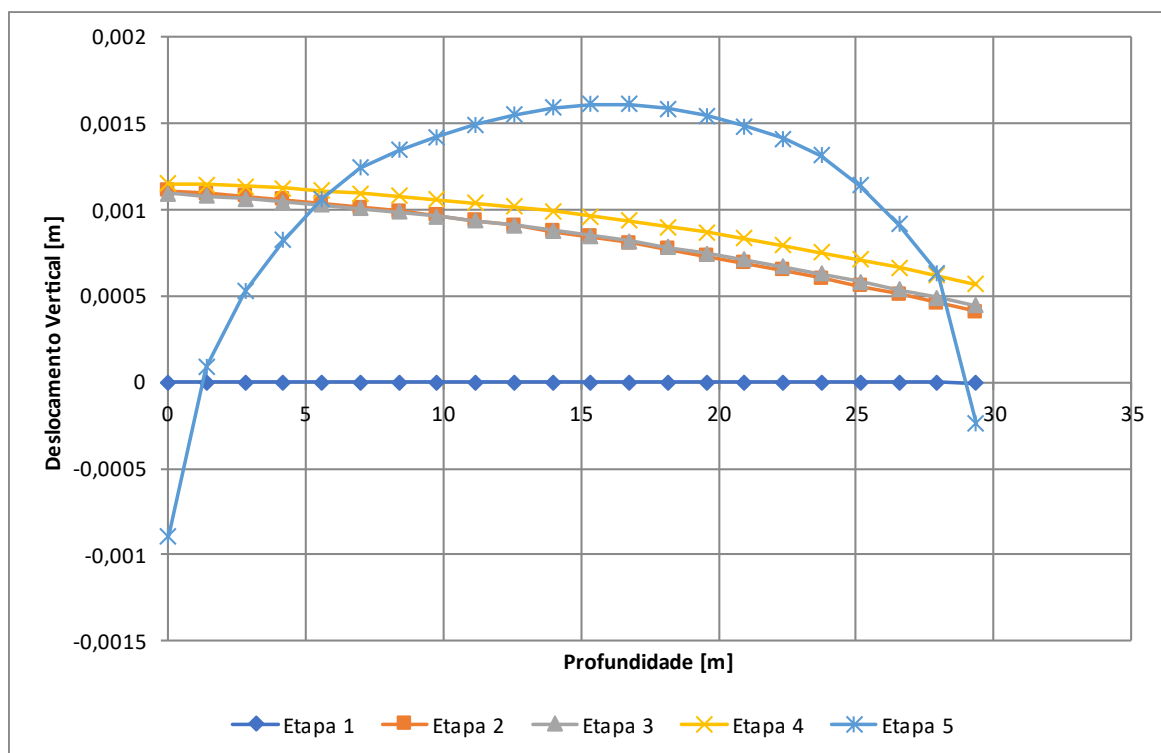


Figura 102 Gráfico do perfil L4 dos deslocamentos verticais para $K_0 = 2,0$

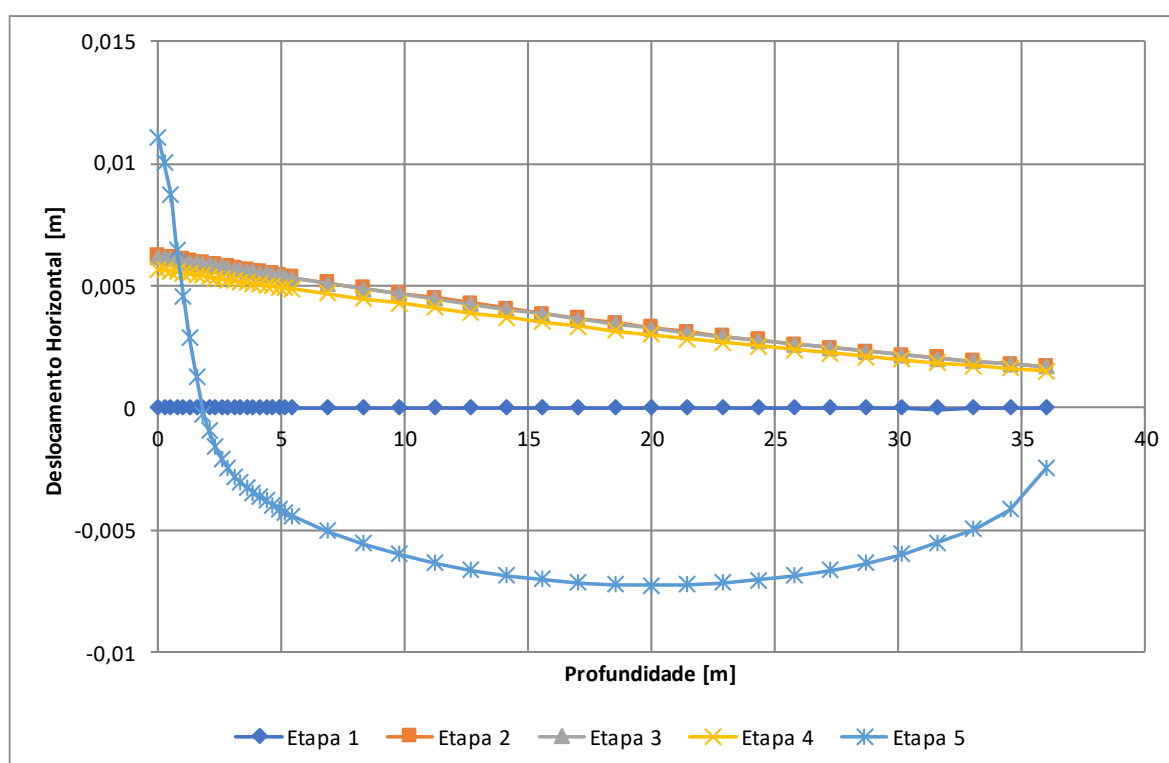


Figura 103 Gráfico do perfil L3 dos deslocamentos horizontais para $K_0 = 2,0$

6.3. ÍNDICE GSI 55

Na presente análise, será seguido o mesmo método e sequência adotados no estudo do cálculo base do estudo paramétrico para o coeficiente de impulso. Este estudo focar-se-á na variação do índice GSI, um parâmetro crucial na caracterização da resistência e fraturação do maciço rochoso. Inicialmente, será considerado um valor de 55 e, caso o programa não apresente convergência, proceder-se-á à análise para um valor superior de GSI, ainda por definir. Esta abordagem permitirá estabelecer uma comparação direta com o valor adotado para o cálculo base. Esta abordagem visa compreender a influência da degradação das condições geomecânicas do maciço no comportamento da estabilidade das escavações.

6.3.1. ANÁLISE SSR

O maciço apresenta um SRF crítico de 0,75, o que indica que não suporta as tensões atuais e já se encontra em condições de instabilidade. O facto de o SRF ser menor que 1 significa que, ao reduzir a resistência do maciço para 75% do seu valor inicial, o modelo entra em colapso, evidenciando uma falta de capacidade de suporte.

Na Figura 104, está representada a zona plastificada obtida pela análise SSR, a qual indica o mecanismo de rotura do maciço. A instabilização e o possível deslizamento dos taludes surgem como os principais fatores responsáveis pelo mecanismo de rotura identificado.

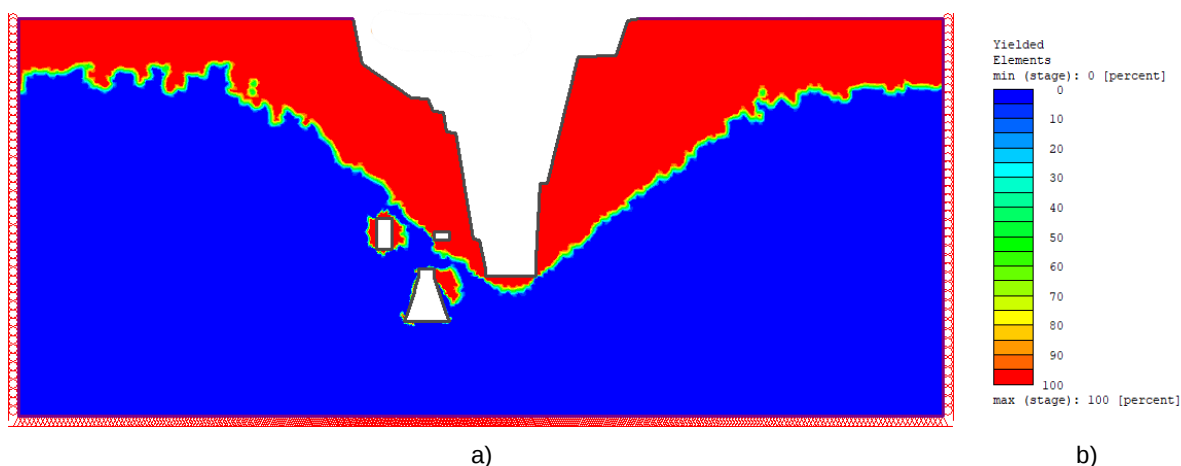


Figura 104 Elementos de plastificação da análise SSR com GSI de 55. a) Elementos de plastificação; b) legenda

Um GSI de 55 caracteriza um maciço rochoso de qualidade moderada. A introdução deste novo índice no modelo conduz a uma atualização dos parâmetros do critério de rotura (Tabela 19).

Tabela 19 Parâmetros do critério de rotura para um GSI de 55

Parâmetro	Valor
Resistência à Compressão, σ_c (MPa)	69,09
m_b	1,804
s	0,00067
a	0,5040

6.3.2. ANÁLISE DO FATOR DE SEGURANÇA LOCAL

De acordo com a Figura 105, as zonas de cedência concentram-se exatamente nas mesmas regiões instáveis identificadas pela análise SSR.

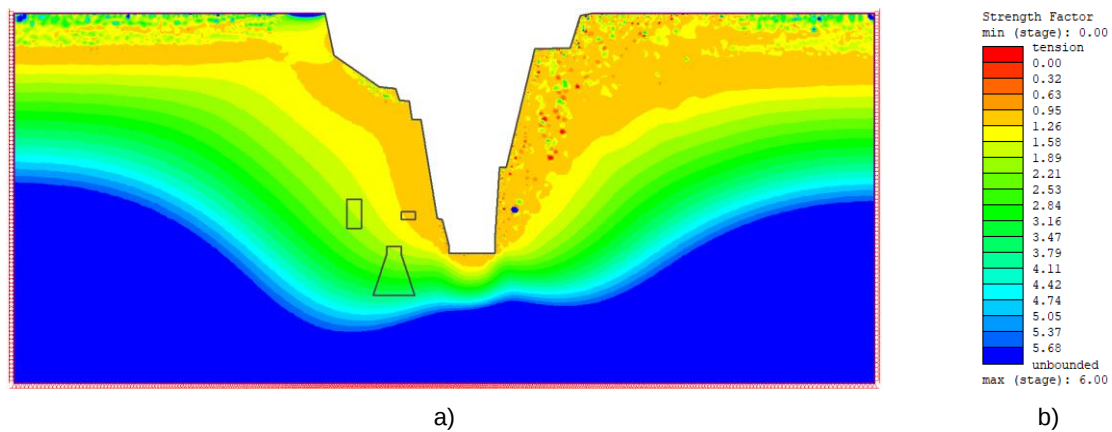


Figura 105 Fator de segurança local do estudo paramétrico com GSI de 55. a) fator de segurança local ; b) legenda

Na Tabela 20, durante a simulação, após a escavação a céu aberto, o fator de segurança mantém-se constante porque o maciço entra em colapso e não permite novas iterações numéricas. Isto indica que, para um GSI de 55, a escavação não é viável, pois o terreno não suporta as cargas impostas sem falhar.

Tabela 20 Fator de segurança local dos pontos críticos para um GSI de 55

Ponto Crítico	Fator de Segurança				
	Condições iniciais	Escavação a céu aberto	Abertura 1	Abertura 2	Abertura 3
PC1	100,00	1,65	1,65	1,65	1,65
PC2	100,00	1,73	1,73	1,73	1,73
PC3	100,00	3,74	3,74	3,74	3,74
PC4	100,00	1,15	1,15	1,15	1,15
PC5	100,00	1,07	1,07	1,07	1,07

6.3.3. CONCLUSÃO

A incapacidade do modelo de realizar novas iterações numéricas após a escavação a céu aberto indica que não é possível alcançar um estado de equilíbrio no sistema. Como consequência, variáveis fundamentais, como deslocamentos e tensões, deixam de ser atualizadas, mantendo-se constantes entre as últimas iterações do cálculo. Esse comportamento compromete a validade da análise, tornando o estudo dos deslocamentos e das tensões não profícuo, uma vez que os deslocamentos passam a assumir valores irrealistas, e as tensões deixam de ser representativas da resposta real do maciço.

Os resultados desta avaliação demonstram que, embora um GSI de 55 seja geralmente classificado como um índice moderado, a sua influência na estabilidade do maciço rochoso depende diretamente de fatores como a composição geológica, a extensão das descontinuidades e as condições geotécnicas específicas do local. No contexto deste estudo, verifica-se que a interação entre a fraturação da rocha e os esforços atuantes compromete a resistência global do maciço. Consequentemente, um GSI de 55 revela-se insuficiente para garantir a estabilidade da escavação, evidenciando que, neste caso particular, o maciço permanece num regime de baixa resistência e elevada propensão à instabilidade estrutural.

6.4. ÍNDICE GSI 65

Na sequência dos resultados anteriores, verifica-se que para o índice GSI de 55 o programa não apresenta convergência. Face a esta situação, optou-se por adotar um novo valor de 65 para realizar uma nova análise. Não foram considerados valores inferiores, uma vez que a não convergência se mantém, sendo mais pertinente e produtivo focar a análise num caso em que o modelo atinja a convergência.

6.4.1. ANÁLISE SSR

A análise realizada demonstra que o SRF crítico de 2,25 é inferior ao valor obtido no cálculo base, indicando uma redução da estabilidade do maciço. No entanto, este resultado representa uma melhoria significativa em relação ao cenário com GSI de 55, no qual o maciço entrava em colapso e não permitia novas iterações numéricas.

Na Figura 106, a plastificação observada na envolvente das escavações e à superfície define o mecanismo de rotura, evidenciando o início da instabilização do talude e das escavações. Apesar da resistência global ainda ser inferior ao esperado, a melhoria na estabilidade do maciço sugere que o risco de falha generalizada é menor.

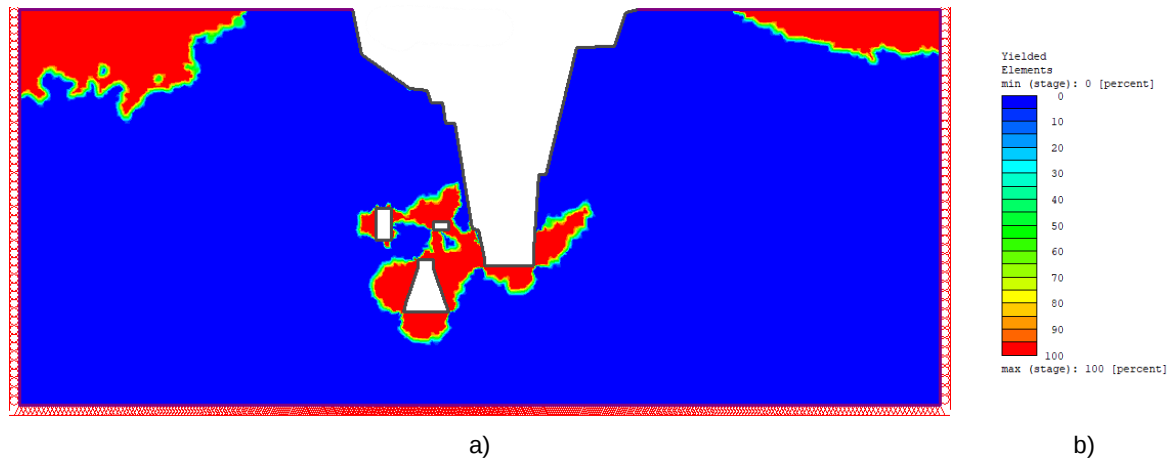


Figura 106 Elementos de plastificação da análise SRF para um GSI de 65. a) Elementos de plastificação; b) legenda

O critério de rotura é definido pela seguinte Tabela 21, para o novo índice de GSI de 65 adotado.

Tabela 21 Parâmetros do critério de rotura para um GSI de 65

Parâmetro	Valor
Resistência à Compressão, σ_c (MPa)	69,09
m_b	2,579
s	0,0205
a	0,5020

6.4.2. ANÁLISE DO FATOR DE SEGURANÇA LOCAL

Para um valor de GSI de 65, o programa apresentou convergência, indicando que o maciço rochoso não entrou em rotura global. No entanto, poderão ainda existir zonas críticas que tenham cedido, identificadas por regiões plastificadas e com fatores de segurança inferiores a 1.

Ao observar a Figura 107, verifica-se que as zonas plastificadas correspondem a fatores de segurança inferiores a 1, indiciando áreas com possível cedência localizada.

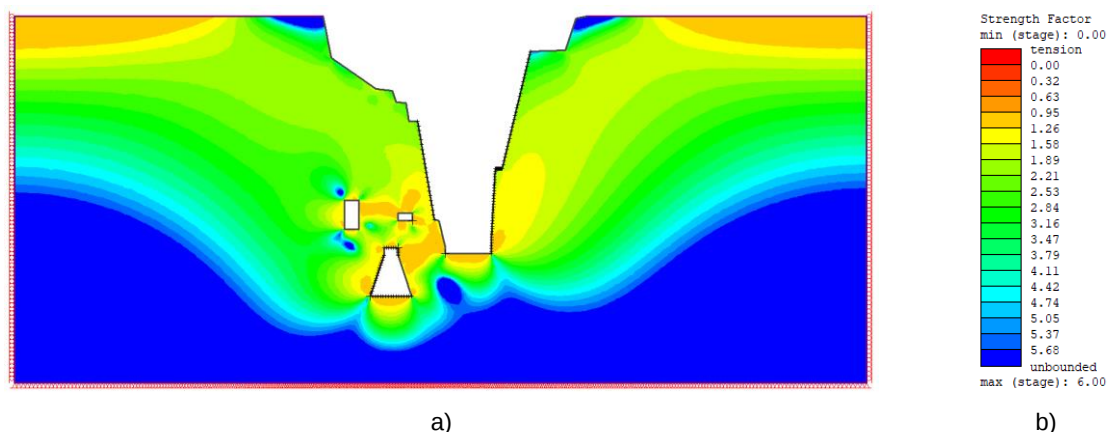


Figura 107 Fator de segurança local do estudo paramétrico com GSI de 65. a) fator de segurança local; b) legenda

Todos os pontos críticos (PC) previamente definidos inserem-se nestas zonas de propensão a instabilidade. Passa-se, assim, à análise detalhada dos fatores de segurança nestes pontos, apresentados na Tabela 22.

Tabela 22 Fator de segurança local dos pontos críticos para um GSI de 65

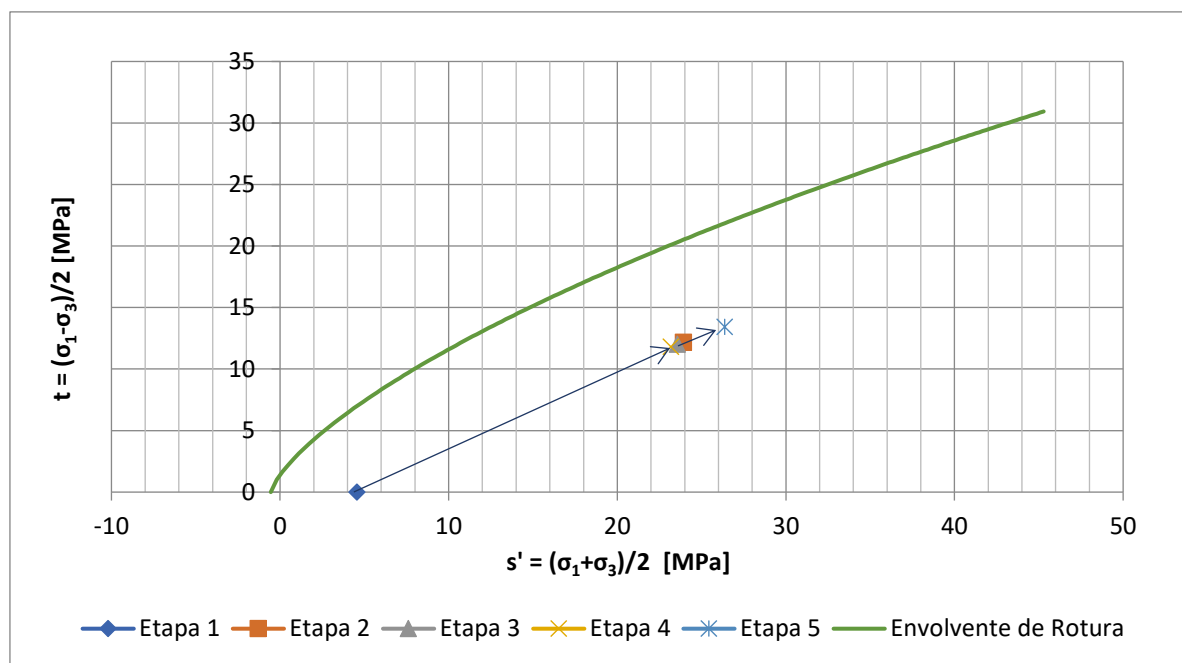
Ponto Crítico	Fator de Segurança				
	Condições iniciais	Escavação a céu aberto	Abertura 1	Abertura 2	Abertura 3
PC1	100,00	1,52	1,52	1,53	1,48
PC2	100,00	1,90	1,72	1,89	1,73
PC3	100,00	4,02	4,00	3,78	1,71
PC4	100,00	1,49	1,14	1,13	1,30

Os pontos PC1, PC3 e PC4 encontram-se em iminência de cedência, não apenas pelo fator de segurança apresentado, mas também pela sua localização em zonas plastificadas.

6.4.3. ANÁLISE DAS TENSÕES PRINCIPAIS

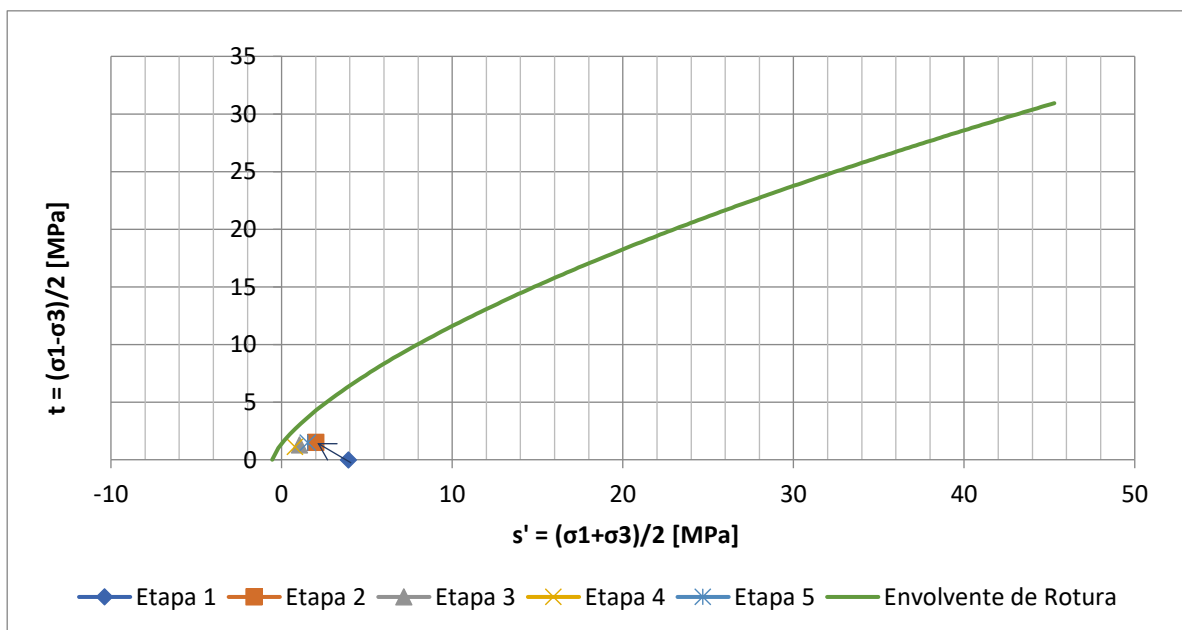
A análise das tensões incide sobre os pontos PC1 e PC4, por serem os que evidenciam uma reserva menor de segurança. O gráfico da trajetória de tensões do PC1 está representado na Figura 108.

Observa-se que o PC1 apresenta uma menor compressão, evidenciada pelas tensões médias mais reduzidas, e mobiliza uma tensão de corte inferior em comparação com o cálculo base. Este comportamento indica uma diminuição do confinamento e da capacidade resistente do maciço.



No cálculo base, que considera um GSI de 75, o maciço apresenta melhores condições geomecânicas, proporcionando maior resistência e confinamento, o que se reflete em tensões médias e tensões de corte superiores. A redução destes parâmetros no cenário atual sugere um comportamento mais frágil do PC1.

Relativamente ao PC4 (Figura 109), este mantém a tendência para a cedência, tal como observado no cálculo base para um GSI de 75.



Desta forma, estes pontos seguem o mesmo tipo de comportamento observado no cálculo base, contudo, apresentam uma estabilidade reduzida.

6.4.4. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS

O gráfico dos deslocamentos totais revela que as grandezas observadas se aproximam das verificadas no cálculo base, apresentando magnitudes e padrões semelhantes (Figura 110). Estes resultados indicam que, para um GSI próximo de 75, as deformações se equiparam, sendo que ligeiramente menores.

No entanto, a análise restante dos deslocamentos torna-se pouco profícua, uma vez que, ao observar os deslocamentos totais, percebe-se que a distribuição das tensões segue um padrão semelhante ao do cálculo base, assim como a forma como as deformações se manifestam, prevendo somente uma diminuição do valor das deformações.

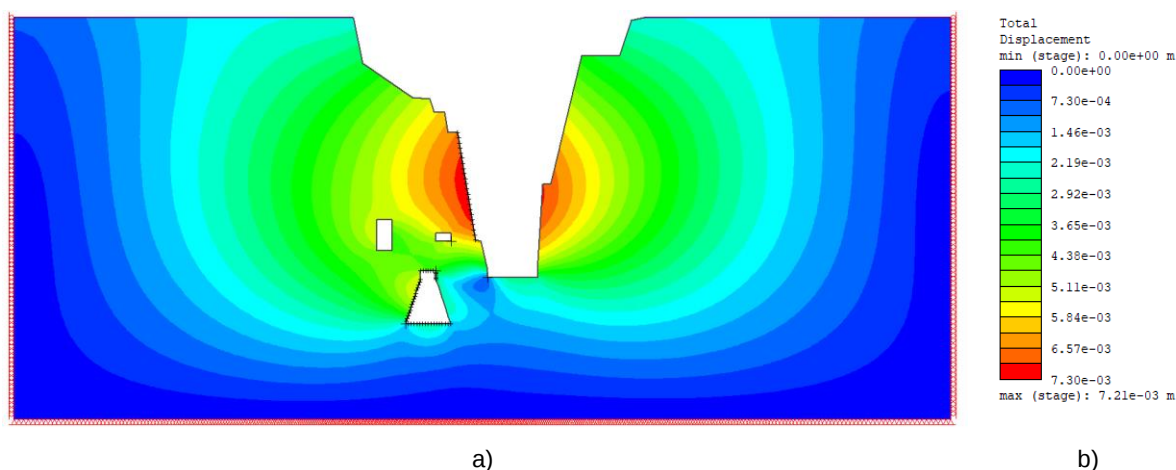


Figura 110 Deslocamentos totais do estudo paramétrico com um GSI de 65. a) deslocamentos totais; b) legenda

6.5. CONCLUSÃO

A determinação precisa do coeficiente de impulso em repouso revela-se essencial para uma avaliação mais rigorosa do modelo em estudo. Com base nas respostas obtidas através do estudo paramétrico, o coeficiente considerado no cálculo base apresenta a maior resistência global, refletida pelo valor crítico mais elevado do SRF. Contudo, na ausência de ensaios in situ, como pressiómetros para determinar o valor de K_0 correspondente à situação atual do maciço, não é possível obter um valor exato para o caso real da Pedreira Del Rey. Assim, a análise realizada reflete uma aproximação ao comportamento da pedra, em vez de uma representação exata.

Conclui-se que, para valores menores do coeficiente de impulso, observam-se menores deformações horizontais e maiores deformações verticais, sendo as tensões verticais predominantes no comportamento do maciço. Por outro lado, para valores mais elevados do coeficiente, verifica-se um aumento nas deformações horizontais e uma diminuição significativa nos deslocamentos verticais, com as tensões horizontais a assumir maior relevância, dada a elevada magnitude das condições iniciais. Em ambos os casos, a estabilidade do sistema é garantida, embora em menor grau do que no cálculo base, conforme evidenciado pela análise SSR.

Conclui-se ainda que, para um valor de GSI 55, não foi possível verificar a convergência do modelo, o que impediu o software de encontrar o equilíbrio necessário para prosseguir com a análise das etapas subsequentes. Este resultado evidenciou a necessidade de se estudar um GSI superior, que permitisse a realização dessa análise de forma adequada. No entanto, apesar dessa limitação, foi possível, através da análise SSR, compreender o mecanismo de rotura caso se reduzisse a qualidade geomecânica do índice. Este entendimento contribui para a compreensão do comportamento do maciço em diferentes condições, ainda que os dados não tenham sido suficientes para uma avaliação completa sem a devida convergência no GSI 55.

7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1. CONCLUSÕES FINAIS

A presente dissertação permitiu uma avaliação aprofundada do comportamento geomecânico do maciço rochoso na Pedreira Del Rey, recorrendo à modelação numérica como ferramenta essencial para a compreensão da estabilidade da escavação. O estudo realizado demonstrou a importância dos parâmetros geotécnicos na previsão do comportamento do maciço, evidenciando a influência crítica da qualidade geomecânica da rocha na segurança global da exploração.

O critério de rotura de Hoek-Brown Generalizado revelou-se a abordagem mais adequada para a caracterização do maciço rochoso, permitindo uma avaliação mais realista da resistência do mármore fraturado.

Conclui-se que, para valores menores do coeficiente de impulso, observam-se menores deformações horizontais e maiores deformações verticais, com as tensões verticais a exercerem uma influência predominante no comportamento do maciço. Por outro lado, para valores mais elevados do coeficiente, as deformações horizontais aumentam, enquanto os deslocamentos verticais se reduzem consideravelmente, com as tensões horizontais a se tornarem mais significativas, dadas as elevadas condições iniciais.

No entanto, é importante sublinhar que, sem a realização de ensaios *in situ*, como pressiómetros para determinar o valor de K_0 correspondente à situação atual do maciço, não é possível obter uma representação fiel do comportamento real da Pedreira Del Rey. Estes ensaios seriam importantes para fornecer dados que permitam uma análise mais rigorosa e para garantir que as conclusões sobre a estabilidade e as deformações sejam adequadas à realidade do terreno.

Adicionalmente, a análise paramétrica mostrou que a variação do coeficiente de impulso em repouso pode refletir diferentes condições iniciais do maciço, com impacto direto na distribuição de tensões e na evolução dos deslocamentos.

Conclui-se ainda que, para um valor de GSI 55, não foi possível verificar a convergência do modelo, o que impediu o software de encontrar o equilíbrio necessário para prosseguir com a análise das etapas subsequentes. Este resultado evidenciou a necessidade de se estudar um GSI superior, que permitisse a realização dessa análise de forma adequada. No entanto, apesar dessa limitação, foi possível, através da análise SSR, compreender o mecanismo de rotura caso se reduzisse a qualidade geomecânica do índice. Este entendimento contribui para a compreensão do comportamento do maciço em diferentes condições, ainda que os dados não tenham sido suficientes para uma avaliação completa sem a devida convergência no GSI 55. Este resultado demonstra que a degradação das condições geomecânicas do maciço pode ter impacto significativo na estabilidade global.

Este estudo contribui para uma compreensão mais abrangente do comportamento geomecânico do maciço rochoso na Pedreira Del Rey, fornecendo uma base para o desenvolvimento de soluções mais seguras e eficientes na exploração de mármore.

Os resultados obtidos destacam a importância da caracterização geotécnica detalhada e da modelação numérica na avaliação da estabilidade de escavações subterrâneas, constituindo um contributo relevante para a engenharia geotécnica aplicada a explorações de rochas ornamentais.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Para futuros desenvolvimentos, considera-se pertinente aprofundar a abordagem adotada neste estudo, introduzindo novos parâmetros e metodologias que possam contribuir para uma avaliação mais rigorosa do comportamento do maciço rochoso. Uma possibilidade seria a divisão do modelo em mais fases, implementando a escavação das galerias de forma mais faseada, através da definição de múltiplas etapas para cada galeria no *software* RS2.

Outro aspeto relevante seria a análise da influência da geometria do modelo, expandindo a sua extensão tanto na direção vertical como horizontal, e testando diferentes configurações de malha numérica. Esta avaliação permitiria compreender melhor o impacto da dimensão e discretização do modelo na distribuição das tensões e na estabilidade global do maciço.

Adicionalmente, a inclusão de redes de descontinuidades (joint networks) no modelo proporcionaria uma representação com presença de descontinuidades, considerando a influência das descontinuidades na propagação das tensões e na formação de zonas de cedência. Neste caso seria de grande dificuldade a definição da localização dessas descontinuidades e a definição das suas características geométricas, nomeadamente a sua persistência.

Além disso, percebeu-se a necessidade de completar o estudo geotécnico de modo a obter o valor do coeficiente de impulso, por meio de pressiómetros *in situ*, para que o estudo das condições iniciais seja mais fiel, visto que, após o estudo paramétrico, se verificou que a variação deste parâmetro tem influências bastante diferentes na distribuição de tensões e deformações.

Por fim, uma abordagem tridimensional para a análise das tensões e deformações representaria um avanço significativo na caracterização do comportamento do maciço, permitindo avaliar com maior precisão a interação entre as galerias e as condições geotécnicas envolventes. Esta metodologia possibilitaria uma compreensão mais abrangente do estado de tensões, sobretudo em zonas onde os efeitos tridimensionais se revelam mais significativos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANIET. 2020.** *Guia de potenciais destinos para as lamas de processamento da pedra incluindo simbioses industriais* . 2020.
- Azevedo , I C e Marques, E A. 2002.** Introdução à mecânica das rochas. *Cadernos Didáticos* . 2002, p. 85.
- Begonha, A. 2022.** Geologia de Engenharia. s.l. : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2022.
- Bieniawski, Z T. 1989.** *Engineering rock mass classification*. Nova Iorque : Wiley Interscience, 1989.
- Brito, L. 2006.** Avaliação e Análise Paramétrica do Ensaio de Compressão Diametral Sob Cargas Repetidas em Misturas Asfálticas. 2006. p. 159.
- Brown, E T. 2005.** *Roack Mechanics for underground mining*. s.l. : KLUWER ACADEMIC PUBLISHERS, 2005. pp. 113-135.
- Carneiro, F. L. L. B. 1943.** A new method to determine the tensile strenght of concrete. 1943.
- Costa e Silva, Matilde, et al. 2001.** *CRITÉRIOS PARA A CARCATERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS PARA OBRAS SUBTERRANEAS*. Vidago : Ordem dos Engenheiros , 2001.
- Deere, D U. 1963.** *Technical description of rock cores for engineering purposes, Rock Mechanics and Engineering Geology*. 1963.
- eGiamb. 2024.** *Dados geotécnicos da Pedreira del Rey* . 2024. Não Público.
- Fantini.** [Online] <https://www.fantinispa.it/>.
- Ferrero, A.M, et al. 2013.** In situ stress measurements interpretations in large underground. 30 de Janeiro de 2013, pp. 1-3.
- Grelk, B, et al. 2004.** *The laboratory testing of potential bowing and expansion of marble*. 2004, p. 253.
- Hoek , E e Brown, E T. 1980.** Empirical strenght criterion for rock masses. 1980, pp. 1013-1035.
- Hoek , E e Marinos, P. 2000.** Predicting Tunnel Squeezing. 2000, Vols. Parte 1- Novembro 2000 . Parte 2 - Dezembro 2000 .
- Hoek, E e Franklin, J A. 1968.** *A simple triaxial cell for field and laboratory testing of rock*. 1968, Vol. 77, pp. A22-A26.
- Hoek, E, Carranza-Torres, C e Corkum, B. 2002.** Hoek-Brown failure criterion. *Proc. NARMS-TAC Conference*. 2002, Vol. 1, pp. 267-273.
- Hoek, E, Carter, T G e Diederichs, M S. 2013.** Quantification of the Geological Strength Index Chart. Junho de 2013.
- Hoek, Evert e Karzulovic, Antonio. 2000.** Rock mass porperties for surface mines. *Slope Stability in Surface Mining*. 2000.

- Lade, P.V. 2016.** *Triaxial testing of soils*. United Kingdom : John Wiley & Sons, 2016.
- Lima , Celso e Menezes , José Eduardo. 2024.** Apontamentos da Disciplina de Geologia de Engenharia. *Propriedades Índice e Classificação das Rochas*. 2024.
- LNEG. PORTAL DE ROCHAS ORNAMENTAIS PORTUGUESAS.** *GeoPortal Eneegia e Geologia*. [Online] <https://geoportal.lneg.pt/pt/bds/rop/>.
- Matos Fernandes, Manuel. 2016.** *Mecânica dos Solos*. s.l. : U.Porto Press, 2016. p. Cap 2. Vol. 1.
- Moura, A. Casal. 2007.** *Mármore e Calcários Ornamentais de Portugal*. s.l. : INETI (Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação), 2007. pp. 61-100.
- Priest, S D e Hudson, J A. 1976.** Discontinuity spacing in rock. 1976, pp. 135-148.
- RM - Engenharia e Geologia. 2024.** *Levantamentos Topográficos da Pedreira Del Rey*. 2024. Não Público.
- Rocscience. 2025.** [Online] 2025. <https://www.rocsience.com/help/dips/overview>.
- . 2025. Terzaghi Weighting. [Online] 2025. <https://www.rocsience.com/help/dips/documentation/stereonet-plots/terzaghi-weighting>.
- Rocsience. 2025.** Documentation and Theory Overview RS2. *Rocsience*. [Online] 2025. <https://www.rocsience.com/help/rs2/overview>.
- Técnico, Instituto Superior. 2020.** *ESTUDO DE ESTABILIDADE DAS ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS NA PEDREIRA MONTE D'EL REI*. Lisboa : CERENA, 2020.
- Técnico, Instuto Superior. 2019.** *ESTUDO DE ESTABILIDADE DAS ESCAVAÇÕES MJ - 5285*. Lisboa : CERENA, 2019.
- Ulusay, R e Hudson, John. 2007.** *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 1974-2006*. s.l. : ISRM Turkish National Group and the ISRM, 2007.
- Vallejo, L, et al. 2004.** *Ingeniería Geológica*. 2004.