ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS DA ESCAVAÇÃO NA BARRAGEM DO BAIXO SABOR

NUNO MIGUEL DE GOUVEIA GONÇALVES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

FEVEREIRO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@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

Fax +351-22-508 1440

✉ 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 Integrado em Engenharia Civil - 2010/2011 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo 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 electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais

AGRADECIMENTOS

Quero agradecer a todas as pessoas e entidades que de qualquer forma me ajudaram a realizar este trabalho:

- Ao Professor António Viana da Fonseca, pela sua total disponibilidade e entrega na orientação deste trabalho quero dar o meu primeiro agradecimento.
- Ao Engº Sousa Matos, que foi o grande responsável pela possibilidade de poder acompanhar esta obra, expresso o meu sentido obrigado.
- À empresa EDP, por autorizar a realização deste estágio, e por toda a informação cedida, quero agradecer fervorosamente.
- Ao amigo Engº Amílcar Gonçalves, expresso uma palavra de total agradecimento.
- À empresa Consulgal e a toda a sua estrutura do estaleiro da Póvoa. Especial agradecimento deve ser endereçado à Engª Sílvia Alonso, à Engª Sandra Fernandes, ao Engº Ricardo Machado, ao Francisco Sousa e à equipa de geologia/geotecnia. Ao Dr. Vasco Gavinhos e ao meu amigo Dr. Nataniel Bernardo faço a devida vénia. Muito Obrigado!
- À Engª Anabela Barroso da Tabique, pela sua disponibilidade constante para fazer qualquer esclarecimento.
- Ao colega e amigo Engº Pedro Pinto, por tudo o que me ajudou durante a minha estadia em Torre de Moncorvo.
- Ao amigo Engº João Alves, faltam-me palavras para agradecer. Obrigado!
- Ao amigo Engº Fernando Teixeira, devo também uma palavra de gratidão pela sua disponibilidade.
- A toda a família da opção de geotecnia da FEUP.
- A todos aqueles que eventualmente me tenha esquecido.

Quero também agradecer às pessoas mais importantes:

- Aos meus pais, irmã Filipa e à namorada Joana, muito obrigado pelo auxílio e confiança prestados ao longo deste percurso. Obrigado!
- A toda a restante família, obrigado por tudo.

RESUMO

Na presente dissertação pretende-se fazer o acompanhamento de uma das maiores barragens em construção em território nacional, enquadrada no Aproveitamento do Baixo Sabor do rio homólogo.

A possibilidade do mestrando seguir no local, integrando a equipa de Fiscalização da empresa Consulgal, reúne condições particularmente favoráveis à elaboração de um trabalho que possibilita a exposição do contacto que teve com a obra, nomeadamente ao nível das metodologias e tecnologias adoptadas.

O objectivo da dissertação consiste em expor o procedimento efectuado desde os trabalhos de prospecção, passando pela fase de Projecto, até ao acompanhamento da obra.

Incide essencialmente no estudo da escavação para a implantação da barragem principal, de betão em abóbada, seguindo as metodologias adoptadas para o faseamento, contenções, equipamentos e meios utilizados e condicionalismos de obra. Foi modelado no *Software Slide* um faseamento de escavação diferente do proposto pela Entidade Executante, tendo como objectivo a comparação entre rendimentos e factores de segurança das duas metodologias.

É dada especial atenção à fundação, em particular à sua importância na estrutura da barragem, sendo apresentadas soluções, para um melhor comportamento do conjunto estrutura+fundação. Foi criado no *Software Robot* um modelo deste conjunto, com vista a entender o papel que exerce o tratamento da fundação através das recravas.

Finalmente, são feitas referências ao controlo de qualidade dos materiais empregues na contenção e à segurança exigida na realização das diferentes tarefas de escavação, numa obra desta natureza.

PALAVRAS-CHAVE: BARRAGEM, ESCAVAÇÃO, FUNDAÇÃO, PROSPECÇÃO, GEOLOGIA; GEOTECNIA; MACIÇOS ROCHOSOS; CONTENÇÃO; SEGURANÇA

ABSTRACT

This dissertation focuses on the examination of one of the largest dams under construction in the country, located in the river Baixo Sabor.

The student was able to create a detailed report, assisted by an opportunity to closely follow the work of Consulgal's surveillance team, allowing detail experiences of the fieldwork and focusing primarily on the methodologies and technologies adopted and implemented.

The objective of this dissertation is thus to detail the process from the prospecting work, the transition to the project stage, and finally the monitoring of the works on field.

Its purpose focus primarily on the excavation's study for the deployment of the main concrete vaulted dam, which was done following the methodology adopted in terms of phasing, restraints, equipments and sources used on works. Using Slide Software, a different type of excavation to the one purposed by the constructor has been modelled so that a comparison of the yields and safety factors between the two methodologies was possible.

Particular attention is given to the foundation, due to its importance in the dam's structure, which led to suggest solutions that indicate a better behavior at the interaction between the structure and foundation. A model of this structural interaction has been created in Robot Software in order to understand the foundation's treatment through the concrete inserted reinforcements.

Finally, a through and critical description of the quality control of materials and of the level of security required during the execution of the different digging tasks required for the project is made.

KEYWORDS: DAM, EXCAVATION, FOUNDATION; SURVEY WORKS, GEOLOGY; GEOTECNHICAL ENGINEERING; ROCKS; SUPPORT; SAFETY

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i
RESUMO iii
ABSTRACT v

1. INTRODUÇÃO 1
1.1. OBJECTIVOS E ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO 1
1.2. ENQUADRAMENTO 2
1.3. CONSIDERAÇÕES GERAIS 2
1.3.1. APROVEITAMENTOS HIDROELÉCTRICOS 2
1.3.2. BARRAGENS GRAVIDADE 3
1.3.3. BARRAGENS DE CONTRAFORTES 4
1.3.4. BARRAGENS ABÓBADA SIMPLES 4
1.3.5. BARRAGENS ABÓBADAS MÚLTIPLAS 5

2. ELEMENTOS DE PROJECTO DE GRANDES BARRAGENS 7
2.1. ZONAMENTO GEOMECÂNICO E HIDRÁULICO 7
2.1.1. ENQUADRAMENTO DO LOCAL EM ESTUDO 8
2.1.2. TRABALHOS DE PROSPECÇÃO EM MACIÇOS ROCHOSOS 9
2.2.1.1. Prospecção mecânica 9
2.2.1.2. Prospecção geofísica – Métodos sísmicos 10
2.1.3. PARÂMETROS DE CLASSIFICAÇÃO GEOLÓGICA DAS ROCHAS 14
2.1.4. ENSAIO DE ABSORÇÃO DE ÁGUA (LUGEON) 17
2.1.5. ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE 23
2.1.5.1. Ensaios com dilatómetro (BHD) 24
2.1.5.2. Ensaio de almofadas planas de grande área (LFJ) 26
2.1.6. CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA 29
2.1.6.1. Classificação de Bieniawski (Sistema RMR "*Rock Mass Rating*") 30
2.1.6.2. Classificação de Hoek-Brown; Utilização GSI ("*Geological Strenght Index*") 31
2.2. CONDIÇÕES DE ESCAVABILIDADE 33
2.3. FASEAMENTO DA ESCAVAÇÃO 34

3. ESTUDO DE CASO DO APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO DO BAIXO SABOR 37

3.1. APRESENTAÇÃO DA OBRA 37

3.1.1. ESCALÃO DE MONTANTE 38

3.1.2. ESCALÃO DE JUSANTE 40

3.2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO 43

3.3. PROSPECÇÃO MECÂNICA 44

3.4. PROSPECÇÃO GEOFÍSICA 48

3.5. PARÂMETROS DE CLASSIFICAÇÃO GEOLÓGICA DAS ROCHAS 48

3.6. ENSAIO DE ABSORÇÃO DE ÁGUA (LUGEON) 48

3.7. ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE 50

3.8. DESCRIÇÃO SUMÁRIA DAS ZONAS GEOMECÂNICAS 53

3.9. DESCRIÇÃO SUMÁRIA DO ZONAMENTO HIDRÁULICO 57

3.10. CONDIÇÕES DE ESCAVABILIDADE 60

3.11. FASEAMENTO DA ESCAVAÇÃO 60

4. ACOMPANHAMENTO DA OBRA 71

4.1. CARTOGRAFIA DETALHADA 71

4.2. EXECUÇÃO DE RECRAVAS 72

4.3. ESCAVAÇÃO DO ÚLTIMO METRO SOBREJACENTE À COTA TEÓRICA DE FUNDAÇÃO 78

4.4. REALIZAÇÃO DE ENSAIOS LUGEON EM VIGAS ANCORADAS 78

4.5. EQUIPAMENTO UTILIZADO PARA EFECTUAR A ESCAVAÇÃO 78

4.6. SEGURANÇA EM OBRA 84

4.6.1. TRABALHOS DE TERRAPLENAGENS 90

4.6.2. ESCAVAÇÃO COM RECURSO A EXPLOSIVOS 90

4.6.3. COLOCAÇÃO DE BETÃO PROJECTADO 92

4.6.4. COLOCAÇÃO DE PREGAGENS E ANCORAGENS 93

4.7. CONTROLO DE QUALIDADE DOS MATERIAIS UTILIZADOS NA CONTENÇÃO DE TALUDES DE ESCAVAÇÃO 94

4.7.1. BETÃO PROJECTADO 94

4.7.2. CALDAS DE INJECÇÃO 96

4.7.3. PREGAGENS 97

4.7.4. ANCORAGENS 98

4.7.4.1. Ensaios de aferição 98
4.7.4.2. Ensaios de recepção 100

5. CONCLUSÕES 103

BIBLIOGRAFIA 107
ANEXOS 109

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Perfil da barragem gravidade de Pedrógão (CNPGB, 2011b)). 3

Figura 2 – Barragem de contrafortes em Pracana (CNPGB, 2011c)). 4

Figura 3 – Barragem abóbada do Cabril (CNPGB, 2010a)). 4

Figura 4 – Barragem de abóbadas múltiplas da Aguieira (Olhares, 2011)..... 5

Figura 5 – Esquema do método sísmico de refracção (Lima e Meneses, 2007). 11

Figura 6 – Relações aproximadas entre diversas formações geológicas e os valores das velocidades de propagação das ondas compressão (Vp) e distorcionais (Vs) (Lima e Meneses, 2007). 11

Figura 7 – Ensaio sísmico entre furos adjacentes "Cross Hole Method" (Lima e Meneses, 2007)..... 12

Figura 8 – Ensaio sísmico entre furo e trincheira (Lima e Meneses, 2007). 13

Figura 9 – Ensaio sísmico entre trincheira e furo (Lima e Meneses, 2007). 13

Figura 10 – Esquema de um ensaio Lugeon (Rocha, 1981). 19

Figura 11 – Gráficos que permitem avaliar os diferentes tipos de escoamento (Houlsby, 1976; em Quiñones-Rozo, 2010). 21

Figura 12 – Dilatómetro (Rocha, 1981)..... 24

Figura 13 – Diferentes curvas de resposta de maciços rochosos sujeitos a ensaios dilatométricos (Rocha, 1981)..... 25

Figura 14 – Macaco plano de grande área e localização dos defórmetros. Medidas em mm (Lima e Meneses, 2007)..... 27

Figura 15 – Associação de três macacos planos (Lima e Meneses, 2007). 28

Figura 16 – Esquema de ensaio LFJ realizado nas paredes de uma galeria (Vallejo *et al*, 2004). 28

Figura 17 – Gráfico representativo da medição da distância entre os pontos A e B (Vallejo *et al*, 2004). 28

Figura 18 – Módulo de deformabilidade relacionado com o índice RMR. 31

Figura 19 – Ábaco de Franklin (Dinis da Gama e Bernardo, 2002)..... 34

Figura 20 – Bacia Hidrográfica do rio Sabor (Cedido pela EDP)..... 37

Figura 21 – Esquema em planta previsto para o Escalão de Montante (Cedido pela EDP)..... 38

Figura 22 – Vista em perspectiva do Escalão de Montante (Cedido pela EDP). 39

Figura 23 – Esquema em planta previsto para o Escalão de Jusante (Cedido pela EDP). 41

Figura 24 – Vista em perspectiva do Escalão de Jusante (Cedido pela EDP)..... 41

Figura 25 – Extracto da folha 11-C da carta geológica de Portugal (Serviços Geológicos de Portugal, 1989 – *Carta Geológica de Portugal; Folha 11-C* (*Torre de Moncorvo*)); (Ferreira da Silva, Almeida Ribeiro e Ribeiro, 1989) (Cedido pela EDP). 44

Figura 26 – Famílias de diaclases na margem direita (EDP, 2007). 45

Figura 27 – Famílias de diaclases na margem esquerda (EDP, 2007). 46
Figura 28 – Vista em planta da falha 24 (Cedido pela EDP). 47
Figura 29 – Zonamento Geomecânico obtido (Cedido pela EDP)..... 56
Figura 30 – Zonamento Hidráulico obtido (Cedido pela EDP)..... 59
Figura 31 – Faseamento de escavação da margem esquerda (Cedido pela EDP). 60
Figura 32 – Zonamento efectuado para o modelo. 62
Figura 33 – Fase CE3; Evolução do Factor de Segurança. 63
Figura 34 – Fase E4; Evolução do Factor de Segurança. 63
Figura 35 – Faseamento de escavação geotecnicamente mais favorável. 64
Figura 36 – Fase inicial; Evolução do Factor de Segurança 64
Figura 37 – Volume escavado em função do tempo. 65
Figura 38 – Rendimentos instantâneos diários. 66
Figura 39 – Factor de segurança em função do tempo. 66
Figura 40 – Vista aérea da margem esquerda da barragem de montante. 67
Figura 41 – Talude a escavar no encontro da margem esquerda. 68
Figura 42 – Escavação desde a cota (235.5) até à (225) sem contenção. 69
Figura 43 – Escavação desde a cota (235.5) até à (225) com colocação de pregagens..... 69
Figura 44 – Escavação total dos taludes com a execução da recrava. 70
Figura 45 – Recrava no encontro da margem esquerda, (Falha 24). 70
Figura 46 – Perfil transversal simulando a barragem. 73
Figura 47 – Modelação da barragem e suas condições de fundação. 74
Figura 48 – Esforços com direcção vertical na barragem, com fundação não tratada..... 75
Figura 49 – Esforços com direcção horizontal na barragem, com fundação não tratada. 75
Figura 50 – Assentamentos verticais com a fundação não tratada. 76
Figura 51 – Esforços com direcção vertical na barragem, com fundação tratada..... 76
Figura 52 – Esforços com direcção horizontal na barragem, com fundação tratada. 77
Figura 53 – Assentamentos verticais com a fundação tratada. 77
Figura 54 – Ensaio Lugeon em furo de ancoragem. 78
Figura 55 – Perfuradora de perfuração para planos de fogo. 79
Figura 56 – Tractor de rastos contínuos. 79
Figura 57 – Giratória a carregar um Dumper na zona da barragem do Escalão de Montante. 80
Figura 58 – Duas giratórias com peças diferentes (Balde e Martelo), na zona da barragem do Escalão de Montante..... 81
Figura 59 – Dumpers no Escalão de Jusante. 81

Figura 60 – Perfuradora para colocação de drenos e pregagens na zona da barragem do Escalão de Montante..... 82

Figura 61 – Betoneira à saída da Central de Betão instalada na margem esquerda..... 82

Figura 62 – Robot para projectar betão no Escalão de Montante. 83

Figura 63 – Plataformas elevatórias; Imagens superiores no Escalão de Montante; Imagem inferior no Escalão de Jusante. 84

Figura 64 – Escavação com recurso a explosivos de uma futura galeria na margem esquerda (GV6). 91

Figura 65 – Sinais sonoros (Aviso de pega; Início de pega; Final de pega). 92

Figura 66 – Lanceiro a projectar betão no Escalão de Jusante..... 93

Figura 67 – Poeira observada ao PK 5.900 na tarefa de furação..... 94

Figura 68 – Sequência de aplicação do BP. 95

Figura 69 – Exemplo de gráfico de um ensaio satisfatório numa pregagem de 32 mm de diâmetro (Cedido pela EDP). 97

Figura 70 – Ensaio de pregagens no Escalão de Jusante. 98

Figura 71 – Ancoragem com célula de medição de carga..... 99

Figura 72 – Curva de ensaio de aferição satisfatório (Cedido pela EDP). 100

Figura 73 – Macaco para tensionamento de ancoragens..... 101

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Estado de alteração da rocha (W) (ISRM, 1978) 14

Quadro 2 – Grau de fracturação da rocha (ISRM, 1978) 15

Quadro 3 – Relação entre o parâmetro "RQD" e qualidade do maciço rochoso 16

Quadro 4 – Relação entre o parâmetro "índice de velocidade relativa" e a qualidade do maciço rochoso (Coon e Merrit, 1970; em Bieniawski, 1984; em Valejjo *et al*., 2004) 17

Quadro 5 – Classificação de maciços rochosos quanto à permeabilidade (Olalla y Sopeña, 1991; em Vallejo *et al*, 2004) 20

Quadro 6 – Interpretação de ensaios Lugeon de acordo com Quiñones-Rozo (2010) 22

Quadro 7 – Classes de Maciços – RMR 30

Quadro 8 – Qualidade do maciço rochoso em função da classificação GSI 32

Quadro 9 – Critério geral de escavabilidade baseado na velocidade de ondas sísmicas (Vallejo *et al*, 2004) 33

Quadro 10 – Características da Bacia hidrográfica dominada pela barragem do Escalão de Montante (EDP, 2007) 39

Quadro 11 – Características da albufeira criada pela barragem do Escalão de Montante (EDP, 2007) 40

Quadro 12 – Características da barragem do Escalão de Montante (EDP, 2007) 40

Quadro 13 – Características da Bacia hidrográfica dominada pela barragem do Escalão de Jusante (EDP, 2007) 42

Quadro 14 – Características da albufeira criada pela barragem do Escalão de Jusante (EDP, 2007).42

Quadro 15 – Características da barragem do Escalão de Jusante (EDP, 2007) 42

Quadro 16 – Regime de escoamento pelo critério de Houlsby (Fase de estudo prévio + Fase de projecto) (Tecnasol FGE, 1997 e 2005) (Cedido pela EDP) 49

Quadro 17 – Valores em unidades Lugeon obtidos através do ensaio de absorção (Tecnasol FGE, 1997 e 2005). (Cedido pela EDP) 49

Quadro 18 – Módulos dilatométricos médios para vários valores de W e F (Descarga e Segunda Carga) 50

Quadro 19 – Quadro resumo dos módulos de deformabilidade nas diferentes galerias de prospecção (Valores resumidos do Estudo Geológico da EDP, 2007) 52

Quadro 20 – Zonamento hidráulico do maciço rochoso (EDP, 2007) 57

Quadro 21 – Características mecânicas das diferentes zonas geomecânicas 61

Quadro 22 – Módulos de elasticidade utilizados 73

Quadro 23 – Forma simplificada de estimar o risco (Pinto, 2008) 87

Quadro 24 – Categorias da probabilidade de ocorrência de danos (Pinto, 2008) 87

Quadro 25 – Categorias de gravidade em função dos danos (Pinto, 2008)..... 88
Quadro 26 – Probabilidade de ocorrência (Veiga, 2008)..... 88
Quadro 27 – Frequência de exposição (Veiga, 2008) 89
Quadro 28 – Consequência (Veiga, 2008)..... 89
Quadro 29 – Cálculo do risco (Veiga, 2008) 90
Quadro 30 – Valores admissíveis dos ensaios 96
Quadro 31 – Propriedades exigidas às caldas de injecção 96
Quadro 32 – Resumo dos ensaios efectuados para caracterização da fundação 104

Siglas e Acrónimos

ACE – Agrupamento Complementar de Empresas

AHBS – Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor

BCC – Betão Compactado com Cilindros

BHD – *BoreHole Dilatometer* – Dilatómetro em furos de sondagens

BP – Betão Projectado

CSO – Coordenação de Segurança em Obra

DO – Dono de Obra

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

FS – Factor de Segurança

GE – Geologia da Engenharia

GSI – *Geological Strength Index* (Hoek)

in situ – No campo

ISRM – *International Society for Rock Mechanics* – Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas

LFJ – *Large Flat Jacks* - Almofadas planas de grande área

LNEC – Laboratóro Nacional de Engenharia Civil

ME – Margem Esquerda

MD – Margem Direita

NMC – Nível Máximo de Cheia

NPA – Nível de Pleno Armazenamento

PAB – Pedido de Aprovação de Betonagem

PK – Perfil ao quilómetro

PLT – *Point Load Test* – Ensaio de Carga Pontual

PRMP – Plano de Registo de Monitorização e Prevenção

PSS – Plano de Segurança e Saúde

PTRE – Plano Trabalhos com Riscos Especiais

RMR – *Rock Mass Rating* (Bieniawski)

$\mathrm{RMR}_{\mathrm{bas89}}$ – *Rock Mass Rating* Básico

RQD – *Rock Quality Designation* – Índice de recuperação modificado (Deere)

UCS – *Unconfined Compressive Strenght* - Resistência à compressão uniaxial

Símbolos

Alfabeto Latino

d_0 – Distância inicial

E ou E_m – Módulo de deformabilidade

E_{dm} – Módulo dilatométrico

F – Estado de fracturação

h – Altura

Ia_{50} – Índice de anisotropia à compressão pontual

Is_{50} – Índice de resistência à compressão pontual

I_{vr} – Índice de velocidade relativa

J_v – Índice volumétrico

Ka – Coeficiente de absorção

Ks – Coeficiente de fluência

L – Medida de comprimento

la – Comprimento livre efectivo da armadura de uma ancoragem

lt – Comprimento livre teórico da armadura de uma ancoragem

ls – Comprimento de selagem

P – Pressão

P_0 – Pressão de referência de 1 MPa

Q – Caudal

r – Raio

t – Medida de tempo

Ts – Carga de serviço

Tk – Força de tracção correspondente ao limite de proporcionalidade 0,1 % da armadura

V – Medida de volume

Vp – Velocidade de ondas sísmicas de compressão ou longitudinais

Vs – Velocidade de ondas sísmicas distorcionais/corte ou transversais

W – Grau/Estado de alteração

Alfabeto grego

δ – Deslocamento

δe – Parcela elástica do deslocamento

δp – Parcela plástica do deslocamento

Δ – Deformação do diâmetro do furo de sondagem

ν – Coeficiente de Poisson

σ_{ci} – Resistência à compressão da matriz rochosa; O mesmo que UCS.

σ_t – Resistência à tracção

1
INTRODUÇÃO

1.1. OBJECTIVOS E ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho foi realizado no âmbito do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, opção de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP).

Tem como objectivo principal caracterizar os métodos geológico-geotécnicos relevantes na construção de uma barragem, salientando a importante contribuição da Geotecnia para a caracterização do local a interessar.

Nesse sentido, o Autor expõe o procedimento adoptado para a execução da escavação da barragem do Escalão de Montante do Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor, a partir daqui designado também pela sua sigla, AHBS, e seu acompanhamento em obra.

O Autor acompanhou esta obra no período proposto para a realização da tese, integrando a equipa de Fiscalização da empresa Consulgal, tendo sido possível tomar um contacto próximo dos métodos e tecnologias adoptadas para a realização da obra. A sua participação na obra iniciou-se em Setembro de 2010, quando decorria a escavação para a barragem. Assim, parte deste trabalho será baseado no estudo geológico-geotécnico e na metodologia de escavação a céu aberto, efectuados previamente pelo Dono de Obra, EDP, e pela Entidade Executante, ACE, e seguidamente baseado no acompanhamento da obra.

A dissertação aborda, em primeiro lugar, a sequência de trabalhos realizados com vista à obtenção das características geológico-geotécnicas e hidráulicas do maciço granítico, que interessam à fundação da barragem principal, permitindo obter uma correcta definição da sequência de escavação e contenção adoptada e, em segundo lugar, o acompanhamento dessa mesma escavação no local.

São feitas algumas considerações acerca da história e tipologia das barragens de betão, bem como uma referência aos trabalhos de prospecção que devem ser realizados para obter parâmetros geotécnicos fundamentais em fase de projecto. Em seguida, são feitas apreciações quanto à sequência de escavação adoptada, efectuando uma análise entre a solução proposta e a escavação geotecnicamente mais favorável. Por último, faz-se alusão ao acompanhamento de obra.

Sempre que possível expõem-se alguns fundamentos teóricos, dando especial importância ao comportamento mecânico dos maciços rochosos, pois, em geral, são nestes que os aproveitamentos hidroeléctricos de grande potência são implantados. São também sugeridas algumas propostas alternativas em relação ao procedimento adoptado.

1.2. ENQUADRAMENTO

Há mais de uma década (1996) o governo formalizou a suspensão do Aproveitamento Hidroeléctrico de Foz-Côa, e apontou para a necessidade de elaborar estudos com o objectivo de cumprir as mesmas funções hídricas e energéticas daquele aproveitamento. Assim, começaram os primeiros estudos para o Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor.

Foi feita uma campanha de caracterização e prospecção do terreno, com o intuito de verificar a viabilidade desta obra.

Os estudos até à fase de projecto prosseguiram até 2005. Através destes, concluiu-se que pelas características inerentes aquela zona, a melhor solução técnica, económica e ambiental para este aproveitamento preconizava uma barragem de betão em abóbada (Escalão de Montante), e uma barragem gravidade de betão (Escalão de Jusante). Assim, apesar de existirem outros tipos de barragens, como as barragens de aterro, neste trabalho interessa apenas referir as características básicas das barragens de betão.

1.3. CONSIDERAÇÕES GERAIS

1.3.1. APROVEITAMENTOS HIDROELÉCTRICOS

Os aproveitamentos hidroeléctricos, em geral, e muito basicamente, são compostos pelos seguintes órgãos principais:

- Barragem – É o elemento que permite a retenção de água e criação de albufeira;
- Circuito Hidráulico – Liga a tomada de água à central e esta à restituição;
- Tomada de água – Órgão que possibilita a entrada da água da albufeira no circuito hidráulico;
- Central – Zona onde estão instalados os grupos electromecânicos tais como as turbinas/bombas;
- Restituição – Zona onde há a transferência da água proveniente do circuito hidráulico, que é restituída ao curso natural;
- Descarregadores – Órgãos que possibilitam que a albufeira não ultrapasse a cota definida em projecto.

Nesta dissertação expõem-se algumas considerações sobre o elemento “barragem”.

Barragens

As barragens constituem uma das obras mais importantes ao nível económico-social de um país. Estas são concebidas para vários fins, tais como armazenamento de água para rega e abastecimento de população, controlo de cheias a jusante e produção de energia eléctrica.

Apesar dos aspectos positivos, existem muitos críticos em relação a este tipo de obra, argumentando por exemplo que a construção de barragens causa elevados impactes ambientais e sociais. Outro factor alvo de crítica é a segurança das barragens. De facto, embora a percentagem de casos seja ínfima, se estas por algum motivo romperem, podem provocar danos humanos e materiais catastróficos.

A maior parte dos acidentes de barragens devem-se a problemas relacionados com os aspectos geológico-geotécnicos e hidrogeológicos, o que demonstra que estes constituem uma componente de estudo essencial para a construção e exploração em segurança destas obras. Dentro dos acidentes mais graves destacam-se os ocorridos em Malpasset (França, 1959), Vajont (Itália, 1963) e Teton (Estados

Unidos da América, 1976). Apesar de terem tido tipos de rotura diferentes, todos foram relacionados com problemas referentes aos aspectos já referidos.

Para responder a estas questões, é essencial proceder a um estudo profundo de caracterização dos maciços de fundação das barragens e da estabilidade de taludes quando for criada a albufeira.

As barragens de betão podem adquirir diferentes geometrias, dependendo do tipo de terreno de fundação e da morfologia do vale onde a barragem vai ser implantada.

As barragens de betão mais comuns são dos tipos básicos:

- Gravidade;
- Contrafortes;
- Abóbada simples (simples ou dupla curvatura);
- Abóbadas múltiplas (simples ou dupla curvatura).

1.3.2. Barragens Gravidade

As barragens gravidade maciças têm usualmente o perfil apresentado na Figura 1. A geometria do perfil é usualmente composta por um triângulo rectângulo, com jorramento a jusante da ordem de 0,8, encimado por um coroamento que permita um acesso entre as duas margens.

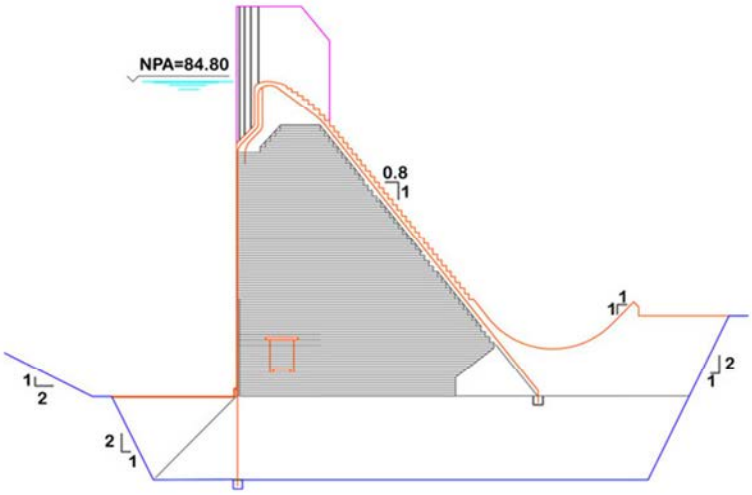


Figura 1 – Perfil da barragem gravidade de Pedrógão (CNPGB, 2011b)).

Este tipo de barragens funciona como um muro de suporte de terras tradicional, em que o peso próprio é a força estabilizadora, sendo necessária a análise das condições de não deslizamento e não derrubamento, e das tensões compatíveis com os materiais da fundação.

Podem constituir solução para qualquer largura do vale relativamente à altura, no entanto constitui grave impedimento o facto de ser necessário um grande dispêndio de betão para executá-las, pelo que se recorre muitas vezes a soluções tais como barragens de contrafortes e barragens abóbada.

1.3.3. Barragens de Contrafortes

As barragens de contrafortes permitem economia de betão, sendo constituídas por uma cortina impermeabilizante apoiada em elementos estruturais transversais à secção. São geralmente construídas em vales largos, com pouca altura, e requerem um maciço de fundação muito competente, pois as solicitações são transmitidas de uma forma concentrada para aquele.

Figura 2 – Barragem de contrafortes em Pracana (CNPGB, 2011c)).

1.3.4. Barragens Abóbada Simples

As barragens abóbada simples constituem boa solução para vales apertados e profundos. As solicitações são transmitidas maioritariamente aos encontros, tendo estes que ter características mecânicas muito favoráveis para suportá-las. O volume de betão necessário para construir este tipo de barragens é substancialmente menor se comparado com barragens gravidade maciças com a mesma altura.

Figura 3 – Barragem abóbada do Cabril (CNPGB, 2010a)).

1.3.5. Barragens Abóbadas Múltiplas

As barragens abóbadas múltiplas distinguem-se das simples por terem uma zona intermédia de grande rigidez, que permitem um bom apoio entre abóbadas. Constituem solução para vales em que não seja possível a construção de barragens abóbada simples, permitindo economia de betão em relação às barragens gravidade. O terreno de fundação deve ser competente devido à concentração das cargas nos elementos mais rígidos.

Figura 4 – Barragem de abóbadas múltiplas da Aguieira (Olhares, 2011).

As barragens abóbada dizem-se de simples curvatura quando apresentam curvatura apenas em planta e de dupla curvatura quando em planta e em perfil.

2

ELEMENTOS DE PROJECTO DE GRANDES BARRAGENS

Para elaborar o projecto de uma obra é necessário efectuar estudos que permitam a conveniente definição e dimensionamento desta, e o esclarecimento das suas condições de execução e exploração.

Os estudos para a realização do de uma barragem desenvolvem-se, geralmente, nas seguintes fases (Regulamento de Segurança de Barragens (RSB) – DL 344/2007, Portaria 846/93):

- Programa base – Consta da apresentação de esquemas da obra de modo a proporcionar uma compreensão clara das soluções propostas;
- Estudo prévio – Constituído por peças escritas e desenhadas e outros elementos de informação que resultam do desenvolvimento das propostas do programa base, de modo a possibilitar apreciação das soluções preconizadas, a sua comparação com as do programa base e a tomada de decisões;
- Anteprojecto – Constituído por peças escritas e desenhadas e outros elementos que contenham, de maneira sumária, a definição, dimensionamento, modo de construção da obra, medições e um orçamento nestas baseado;
- Projecto – Constituído por peças escritas e desenhadas e outros elementos de estudo, tais como resultados de ensaios de laboratório ou de campo, que contenham a definição final, o dimensionamento definitivo, uma proposta de estaleiro com o modo de construção das obras, as medições e orçamento finais e os cadernos de encargos, de maneira a poder iniciar-se a construção da obra;
- Projecto de execução – Constituído por um conjunto de informações escritas e desenhadas, de fácil e inequívoca interpretação por parte das entidades intervenientes na execução da obra, tendo em vista a pormenorização da informação contida no projecto, e a sua adaptação às condições reais que forem sendo encontradas durante a construção.

Neste ponto é dado ênfase aos elementos de projecto que interessam à caracterização apropriada do maciço de fundação de barragens. O procedimento exposto é geralmente o utilizado na condução de trabalhos geológico-geotécnicos e hidrogeológicos nestes empreendimentos.

2.1. ZONAMENTO GEOMECÂNICO E HIDRÁULICO

Com o objectivo de caracterizar o terreno no local onde vai ser implantada a barragem, é conveniente proceder ao zonamento geomecânico e hidráulico do maciço.

O zonamento geomecânico é feito a partir da integração de um estudo minucioso, e resulta na determinação de fronteiras, dentro das quais o maciço tem características mecânicas semelhantes.

Este estudo leva a que seja necessário o conhecimento das condições dos maciços, que é feito a partir de trabalhos de prospecção, isto é, são realizadas várias tarefas que permitem estimar as características do terreno onde vai ser implantada a obra, identificando os condicionamentos que este possa causar. No âmbito deste trabalho, interessa apenas referir trabalhos de prospecção em maciços rochosos, pois são nestes que as barragens do AHBS e todas as barragens de betão do tipo abóbada serão implantadas.

A conjugação dos elementos existentes sobre o local ou proximidades (cartas militares, cartas geológicas, etc.), com os elementos do estudo geológico de superfície (fotografias aéreas e observações de campo), e com os obtidos a partir dos trabalhos de prospecção e ensaios, deve permitir elaborar um relatório que informe sobre as características geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas dos terrenos, em termos que respondam às questões do projecto.

O zonamento geomecânico de uma barragem é realizado a partir de:

- Localização e caracterização de famílias de diaclases;
- Localização e caracterização de falhas, filões e superfícies de clivagem;
- Determinação do estado de alteração do maciço (W);
- Determinação do grau de fracturação do maciço (F);
- Avaliação do RQD (“*Rock Quality Designation*”);
- Determinação do módulo de deformabilidade (E) do material rochoso e do maciço rochoso, quer a partir de ensaios de laboratório quer de ensaios “*in situ*”;
- Determinação da resistência à compressão do material rochoso (σ_c);
- Determinação da velocidade de propagação de ondas sísmicas longitudinais, quer no laboratório quer “*in situ*”;
- Avaliação do parâmetro $RMR_{bás89}$;
- Avaliação do parâmetro GSI;
- Avaliação empírica do módulo de deformabilidade através das expressões propostas por (Bieniawski,1989) e por (Hoek,2000).

O zonamento hidráulico é realizado a partir do ensaio de absorção denominado “Ensaio Lugeon” e permite determinar fronteiras onde o maciço exibe valores de permeabilidade semelhantes.

2.1.1. Enquadramento do Local em Estudo

Antes de dar início ao estudo de pormenor, é muito útil recolher toda a informação anteriormente obtida relativa àquele local. O enquadramento topográfico, sismológico, hidrográfico, hidrológico e geológico, é o ponto de partida para averiguar a viabilidade da construção de um aproveitamento hidroeléctrico.

Muita desta informação pode ser obtida no Instituto Geográfico Português (IGP), no Instituto Geográfico do Exército (IGeoE) e no Instituto Nacional de Engenharia Tecnologia e Inovação (INETI). As cartas geológicas, cartas militares, fotografias aéreas, cartografia por ortofotomapas, entre outros, permitem dar o conhecimento da informação pretendida.

Apesar da importância destes dados, esta dissertação foca-se nos estudos geológico-geotécnicos.

2.1.2. Trabalhos de Prospecção em Maciços Rochosos

2.2.1.1. Prospecção mecânica

Os trabalhos de prospecção mecânica mais comuns são:

- Abertura de trincheiras;
- Galerias;
- Poços;
- Furos de sondagens.

Dizem-se de prospecção mecânica pois envolvem meios mecânicos na sua execução.

Trincheiras, Galerias e Poços

O tratamento individualizado das falhas e o tratamento estatístico das diaclases permite conhecer os tipos de instabilidade que aquela compartimentação poderá causar. As características destas descontinuidades, (orientação, preenchimento, rugosidade, possança, etc.), analisada em conjunto com a orientação das faces dos taludes, possibilita o conhecimento dos tipos de rotura e Factores de Segurança associados aos taludes naturais e aos taludes de escavação.

Normalmente, nas zonas vizinhas das falhas, o terreno encontra-se com grau de alteração elevado, devido à maior facilidade de penetração de agentes exteriores, como é o caso da água percolada através daqueles planos de descontinuidade. Este aspecto é crucial para o bom funcionamento de uma barragem, cuja fundação seja intersectada por uma ou mais falhas. Sendo o material de preenchimento da falha e a sua zona vizinha, um material com elevada deformabilidade e baixa resistência ao corte, é necessário proceder ao tratamento geotécnico deste, tendo por objectivo melhorar as suas características mecânicas.

Pode assim verificar-se que as características das descontinuidades devem ser bem investigadas, pois o papel destas assume importância fundamental no comportamento dos maciços rochosos.

As trincheiras, galerias e poços possibilitam a observação directa de falhas e diaclases, bem como a realização de ensaios "*in situ*" que fornecem valores extremamente úteis na fase de projecto.

A abertura de trincheiras é um processo mais rápido e económico que a abertura de galerias e poços, no entanto, estas últimas, permitem a inspecção visual dos maciços rochosos a profundidades adequadas às dimensões da obra, constituindo assim métodos que possibilitam a obtenção de informação importante acerca das características dos terrenos aquelas profundidades.

Furos de Sondagem

Uma metodologia mais expedita e económica em relação à abertura de trincheiras galerias e poços é a realização de furos de sondagem. Em maciços rochosos estes têm o papel de possibilitar a recolha de amostras de terreno a diferentes profundidades (pode atingir a centena de metros), determinar o nível freático e ainda de fazer ensaios, tais como o ensaio de absorção de água, Lugeon (2.1.4), ou o ensaio de deformabilidade com a utilização do dilatómetro (2.1.5.1). A recolha de amostras viabiliza também a realização de ensaios em laboratório, tendo em vista uma melhor caracterização do maciço.

A percentagem do comprimento de tarolos obtidos em relação ao tamanho do furo constitui um aferidor da qualidade do maciço. Quanto maior for a recuperação, em principio melhor será a qualidade do maciço rochoso.

$$\mathrm{Rec} = \frac{\mathrm{L_{total\ dos\ tarolos}}}{\mathrm{L_{furo}}} \times 100\ (\%) \qquad (1)$$

Sendo:

- Rec, a recuperação;
- L, o comprimento.

É vulgar considerar que um maciço rochoso é pouco alterado (logo, em princípio, de boa qualidade) quando se obtêm percentagens de recuperação superiores a 80%, muito alterado (logo, de má qualidade) para percentagens inferiores a 50%, e medianamente alterado para valores intermédios.

Constitui grave inconveniente, os tarolos não evidenciarem as zonas mais brandas e descontinuidades dos maciços, estas que têm um papel fundamental no comportamento mecânico destes. Assim, mesmo que a percentagem de recuperação seja alta, é necessário encarar os resultados com alguma reserva, correndo o risco de se obter informação demasiado optimista. A identificação dessas zonas à "*posteriori*", isto é, na fase de execução da obra, pode trazer consequências muito importantes a nível de prazo, segurança e custos.

2.2.1.2. Prospecção geofísica – Métodos sísmicos

É aconselhável realizar trabalhos de prospecção por exploração geofísica, no sentido de obter, informações gerais que permitam:

- Uma melhor definição dos trabalhos de prospecção subsequentes;
- Complementar a informação obtida através da prospecção mecânica realizada anteriormente.

Apesar de existirem outros métodos de prospecção geofísica tal como o método da resistividade eléctrica, neste trabalho referem-se apenas os métodos de prospecção geofísica através de métodos sísmicos, por serem estes que constam no estudo geológico do AHBS.

As ondas sísmicas podem ser provocadas através de emissão de energia gerada por impactos de massas (por ex. martelos gravíticos) ou por rebentamento de descargas eléctricas (sparkers) ou explosivos (de baixa carga). As velocidades de ondas sísmicas são medidas através do tempo que demoram a efectuar uma distância conhecida e, quanto maiores forem, melhores são as características mecânicas do terreno.

Método sísmico de refracção

Um dos métodos mais utilizados para resolução de problemas de engenharia civil é o método da refracção sísmica, que possibilita as seguintes aplicações (Lima e Meneses,2007):

- Avaliação do volume de terras em manchas de empréstimo para barragens;
- Estudo de locais de pedreiras;
- Avaliação das condições de escavabilidade dos terrenos para inserção de obras;
- Avaliação das características mecânicas das fundações de estruturas.

Este método baseia-se no facto de formações geológicas diferentes apresentarem velocidades de propagação de ondas elásticas diferentes.

Ao considerar duas formações geológicas, homogéneas entre si e separadas por uma fronteira, e no caso das ondas sísmicas terem maior velocidade de propagação na camada inferior do que na camada superior, pode observar-se o fenómeno de refracção sísmica.

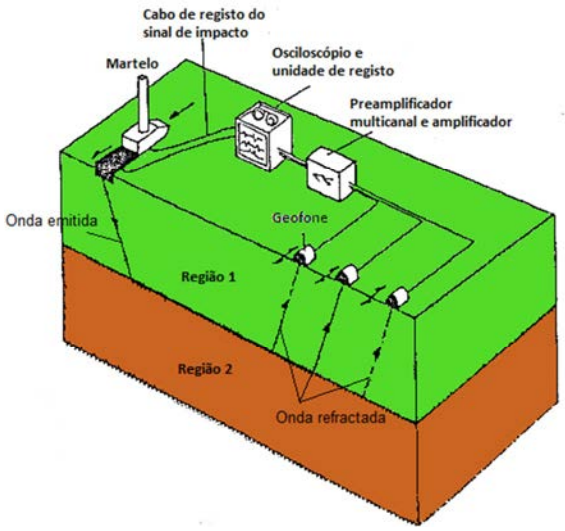


Figura 5 – Esquema do método sísmico de refracção (Lima e Meneses, 2007).

Conhecendo a distância entre o ponto de emissão das ondas sísmicas e os geofones, e criando um gráfico, em que nas abcissas se representa a distância percorrida pela onda sísmica na horizontal, e em ordenadas o tempo que esta demora a chegar ao geofone, é possível determinar as velocidades de ondas sísmicas nas várias regiões.

Se os geofones forem sensíveis a ondas de compressão (ondas P) e ondas distorcionais (ondas S), pode-se ter uma ideia do tipo de terreno presente, utilizando o gráfico da Figura 6.

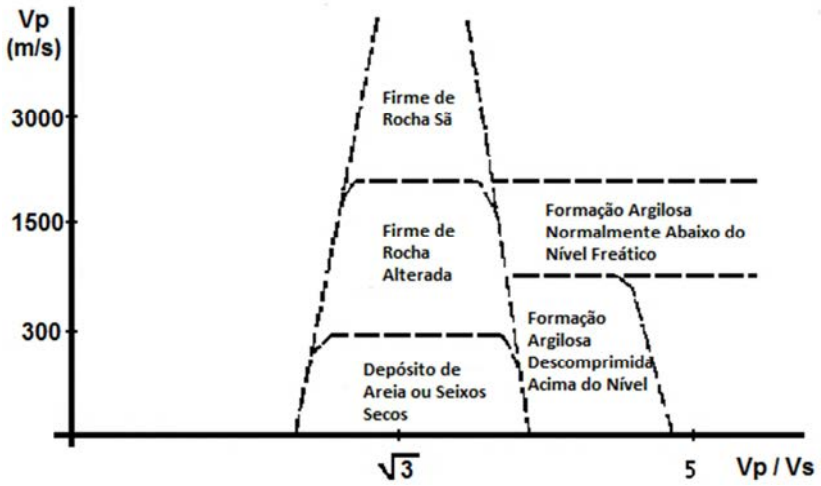


Figura 6 – Relações aproximadas entre diversas formações geológicas e os valores das velocidades de propagação das ondas compressão (Vp) e distorcionais (Vs) (Lima e Meneses, 2007).

- Observando-se altos valores de Vp e valores da relação Vp/Vs da ordem de $\sqrt{3}$, deve estar-se na presença de rocha sã;
- Valores baixos de Vp e valores da relação Vp/Vs da ordem de $\sqrt{3}$, corresponderão provavelmente a areias mais ou menos grosseiras;
- Existindo baixos valores de Vp, mas altos valores da relação Vp/Vs, deverá ocorrer material argiloso normalmente acima do nível freático;
- Ocorrendo velocidades longitudinais Vp com valores da ordem dos 1500 m/s e altos valores da relação Vp/Vs, poderá significar a existência de argilas brandas abaixo do nível freático.

Método sísmico directo

Um outro método muito utilizado é o método sísmico directo. Este caracteriza-se pelas curtas distâncias entre a fonte de ondas sísmicas e os receptores, medindo velocidades de ondas sísmicas directas (não refractadas). A interpretação dos resultados é feita através de tomografia sísmica de velocidades, técnica muito interessante para realizar o zonamento do maciço de fundação, pois permite obter linhas de isovelocidade de propagação das ondas segundo secções correspondentes aos planos dos leques. (Lima e Meneses, 2007)

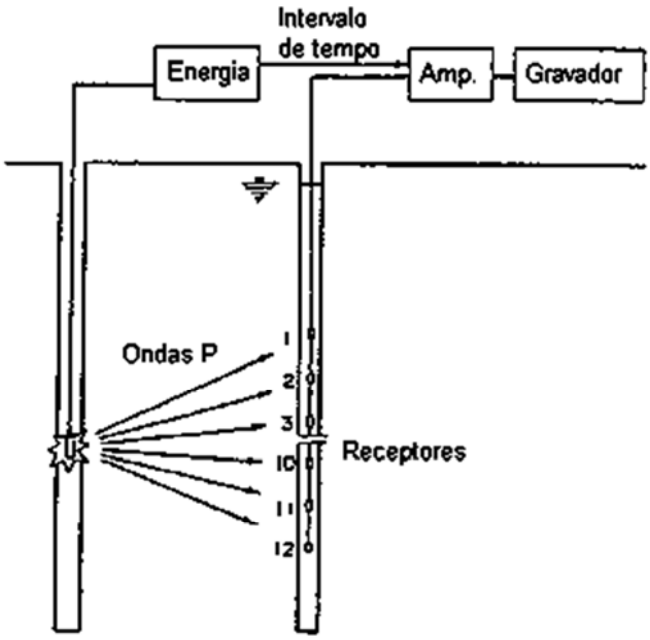


Figura 7 – Ensaio sísmico entre furos adjacentes “Cross Hole Method” (Lima e Meneses, 2007).

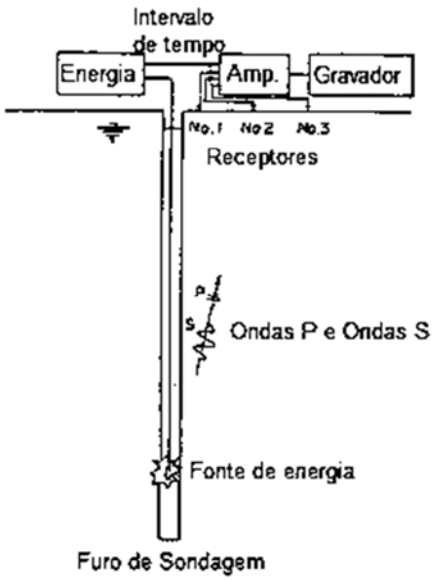


Figura 8 – Ensaio sísmico entre furo e trincheira (Lima e Meneses, 2007).

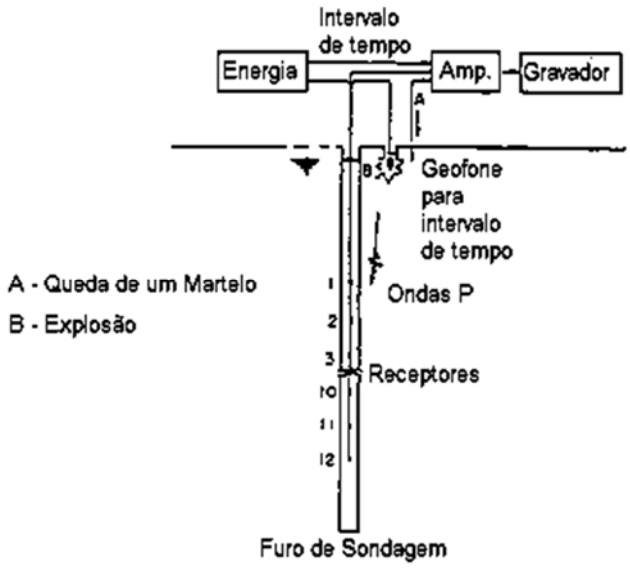


Figura 9 – Ensaio sísmico entre trincheira e furo (Lima e Meneses, 2007).

Os métodos sísmicos aplicados na prospecção geofísica constituem assim uma ferramenta poderosa. Através da velocidade das ondas sísmicas é possível estimar, a partir da superfície, características dos maciços, tais como, a profundidade das camadas mais competentes, configuração e continuidade das interfaces entre horizontes sísmicos e localização de descontinuidades. A interpretação correcta dos valores destes ensaios possibilita a redução de custos da prospecção mecânica, não significando que a prospecção mecânica deva ser ignorada após realização da prospecção geofísica, pois os valores desta última não podem ser considerados como absolutos, sendo de boa prática a comparação entre uma e outra metodologia, para uma classificação dos maciços mais rigorosa.

2.1.3. Parâmetros de Classificação Geológica das Rochas

Interessa ao projectista de uma obra de barragens conhecer o estado de alteração do material rochoso, o seu grau de fracturação, a presença ou ausência de material de enchimento das descontinuidades, e sua qualidade. Estes são parâmetros que influenciam o comportamento dos maciços rochosos, e muitos deles são utilizados em classificações geomecânicas que embora empíricas se aceitam como válidas e representativas do comportamento real daqueles maciços.

Estado de alteração

O estado de alteração da rocha pode ser avaliado em trabalhos de prospecção que permitam baseá-lo em métodos expeditos de observação, e a sua classificação representa a maior ou menor facilidade com que se parte o material utilizando um martelo de mão, ou através da sua coloração e brilho, como consequência da alteração de certos minerais, por exemplo feldspatos e minerais ferromagnesianos.

Quadro 1 – Estado de alteração da rocha (W) (ISRM, 1978)

Símbolo	Designação	Características
W1	Rocha sã	A rocha não apresenta mudança de cor ou perda de resistência, ou qualquer outro efeito de meteorização.
W2	Rocha ligeiramente alterada	A rocha pode ter mudado de cor superficialmente, em particular na vizinhança das descontinuidades, que podem estar abertas e ter leve mudança de cor; a rocha integral não é significativamente mais fraca que a rocha inalterada.
W3	Rocha alterada	A rocha mudou de cor; As descontinuidades podem estar abertas e haver mudanças de cor nas suas superfícies com início de penetração de alteração; A rocha integral é nitidamente mais fraca que a rocha inalterada
W4	Rocha muito alterada	A rocha mudou de cor; As descontinuidades têm superfícies de cor alterada e a textura original da rocha na vizinhança dessas descontinuidades pode estar alterada; A alteração penetrou profundamente mas ainda persistem núcleos rijos.
W5	Rocha decomposta	A rocha mudou de cor e mudou para solo, mas a textura original ficou basicamente preservada. Podem aparecer pequenos núcleos mais duros, ocasionalmente.

Estado de fracturação

Quanto ao estado de fracturação de um maciço, há vários critérios razoavelmente semelhantes entre si que caracterizam em regra, o espaçamento entre diaclases. No geral contêm igualmente 5 classes,

correspondendo cada uma às designações de muito próximas, próximas, medianamente afastadas, afastadas e muito afastadas.

Quadro 2 – Grau de fracturação da rocha (ISRM, 1978)

SÍMBOLO	INTERVALO ENTRE FRACTURAS (cm)	DESIGNAÇÃO
F1	> 200	Muito afastadas
F2	$60 - 200$	Afastadas
F3	$20 - 60$	Moderadamente afastadas
F4	$6 - 20$	Próximas
F5	< 6	Muito próximas

RQD - "Rock Quality Designation"

Para informação e avaliação empírica da qualidade da rocha, Deere (1967), propôs um sistema de classificação geológica que considera o estado de alteração e o grau de fracturação denominado por RQD. A avaliação deste parâmetro pode ser feita através da percentagem determinada pela razão entre o somatório de tarolos com comprimento superior a 10 cm relativamente ao comprimento de furação realizada em furos de sondagens, a qual traduz o índice de qualidade da rocha. Constitui então uma proposta alternativa ao índice de recuperação descrito no ponto 2.2.1.1..

$$\mathrm{RQD} = \frac{\sum \mathrm{L}_{\mathrm{tarolos} > 10\ \mathrm{cm}}}{\mathrm{L}_{\mathrm{furo}}} \times 100\ (\%) \qquad (2)$$

De acordo com Deere (1989), o parâmetro RQD não é muito fiável quando aplicado a rochas xistentas, devido às fracturas formadas através da descompressão das amostras quando são retiradas dos maciços. De facto, esta situação deve ser tida em conta, não só para rochas xistentas como também para rochas menos anisotrópicas, devendo ser consideradas as fracturas naturais e ignoradas as resultantes do processo de furação ou de descompressão.

É possível determinar este parâmetro em taludes de escavação, utilizando a proposta de Palmström (1982):

$$\mathrm{RQD} = 115 - 3{,}3\ \mathrm{J_v} \qquad (3)$$

Sendo:

- $\mathrm{J_v}$, o índice volumétrico

$$J_v = \sum \text{nº de descontinuidades}/_{m} = \sum \text{Frequências de descontinuidades} \quad (4)$$

A medição do número de descontinuidades por unidade de comprimento deve ser feita na direcção perpendicular aos planos das descontinuidades de cada família.

Deere propôs que a qualidade do maciço fosse relacionada com o parâmetro RQD, de acordo com o Quadro 3.

Quadro 3 – Relação entre o parâmetro "RQD" e qualidade do maciço rochoso

RQD	QUALIDADE DO MACIÇO ROCHOSO
$0 - 25\ \%$	Muito fraco
$25 - 50\%$	Fraco
$50 - 75\%$	Razoável
$75 - 90\%$	Bom
$90 - 100\%$	Excelente

No anexo A10. e A11. podem ser consultados exemplos de cálculo das propostas anteriores.

Índice de velocidade relativa

Um outro parâmetro utilizado é o índice de velocidade relativa, que relaciona velocidades de ondas sísmicas longitudinais (Vp) medidas "*in situ*" e em amostras no laboratório. O índice de velocidade relativa (I_{vr}) é dado pela expressão:

$$I_{vr} = \left(\frac{Vp_{"in\ situ"}}{Vp_{laboratório}}\right)^2 \quad (5)$$

O Quadro 4 relaciona o índice de velocidade relativa com a qualidade do maciço rochoso.

Quadro 4 – Relação entre o parâmetro "índice de velocidade relativa" e a qualidade do maciço rochoso (Coon e Merrit, 1970; em Bieniawski, 1984; em Valejjo *et al*., 2004)

ÍNDICE DE VELOCIDADE RELATIVA	QUALIDADE DO MACIÇO ROCHOSO
< 0,2	Muito má
0,2 – 0,4	Má
0,4 – 0,6	Média
0,6 – 0,8	Boa
> 0,8	Muito boa

Várias considerações podem ser feitas acerca destes parâmetros:

- A avaliação do grau de alteração depende não só das características da matriz rochosa, mas também do profissional geólogo que faz essa classificação, o que de certa forma constitui uma classificação subjectiva;
- A determinação do valor de RQD quando a partir de tarolos de sondagem, pode não ser muito fiável devido ao aparecimento de novas fracturas pelo processo de furação e à descompressão do maciço. Este valor depende também da experiência do trabalhador que recolhe as amostras com o amostrador, e da perspicácia do geólogo em perceber quais as fracturas naturais. Por tudo isto, o valor de RQD torna-se também um valor que não é único, sendo de alguma forma subjectivo;
- Foi possível verificar que à excepção do índice de velocidade relativa, todos os outros parâmetros são muito fáceis de avaliar em trabalhos de prospecção ou até mesmo em obra.

2.1.4. ENSAIO DE ABSORÇÃO DE ÁGUA (LUGEON)

A realização de ensaios Lugeon em obras hidráulicas, tais como obras de barragens, é essencial. Estes permitem avaliar as condições da permeabilidade e regimes de escoamento de um maciço, conseguindo assim, fazer o estudo da percolação de água e da injectabilidade, esta última quer com o intuito de "impermeabilizar" o maciço ou de tratá-lo, para obter melhores características mecânicas.

O ensaio Lugeon é um ensaio realizado "*in situ*" e consiste na injecção radial de água sob pressão num troço de furo (por exemplo de uma sondagem ou de ancoragem), limitado por obturador, sendo medida a quantidade de água absorvida pelo maciço rochoso num determinado tempo. A pressão aplicada pelo obturador à parede do furo deve ser suficiente para garantir a estanquidade sem, no entanto, provocar a fracturação da rocha, paralelamente ao eixo do furo. A pressão exercida pela água deve ser tal que não exceda a tensão de confinamento, para evitar fenómenos de fracturação hidráulica.

Através deste ensaio, é possível conhecer o coeficiente de absorção, definido como o volume de água absorvido por unidade de tempo e por unidade de comprimento do troço ensaiado, para uma dada pressão de injecção, depois de estabelecido o regime permanente.

$$\mathrm{Ka} = \frac{\mathrm{V}}{\mathrm{L} \times \mathrm{t}} = \frac{\mathrm{Q}}{\mathrm{L}} \tag{6}$$

Sendo:

- Ka, o coeficiente de absorção;
- V, o volume de água absorvida;
- t, o tempo de absorção;
- L, o comprimento do troço ensaiado;
- Q, o caudal escoado.

Este ensaio é realizado recorrendo a diversos patamares de pressão, com um trecho crescente e outro decrescente. A sequência de pressão de injecção utilizada é, em regra, a seguinte:

- $P_1;P_2;P_1$ em que $P_2 = 2P_1$.

Ou ainda, se quisermos obter mais pontos de informação:

- $P_1;P_2;P_3;P_2;P_1$ em que $P_2 = 2P_1$ e $P_3 = 2P_2$.

Cada patamar consiste na injecção de água à pressão pré-estipulada durante 10 minutos.

A unidade Lugeon é definida como sendo o caudal de 1 litro por minuto e por metro de furo injectado num ensaio realizado à pressão estabilizada de 1 MPa e com a duração de 10 minutos.

O valor de unidades Lugeon associado a cada patamar de pressão é dado pela expressão:

$$\text{Valor de Unidades Lugeon} = \frac{\mathrm{Q}}{\mathrm{L}} \times \frac{\mathrm{P_0}}{\mathrm{P}} \tag{7}$$

Sendo:

- P_0, pressão de referência de 1 MPa.

Os valores obtidos no ensaio devem ser sujeitos a correcção para ter em conta a pressão resultante da coluna de água desde a boca do furo até ao nível freático, e também as perdas de carga através da canalização utilizada.

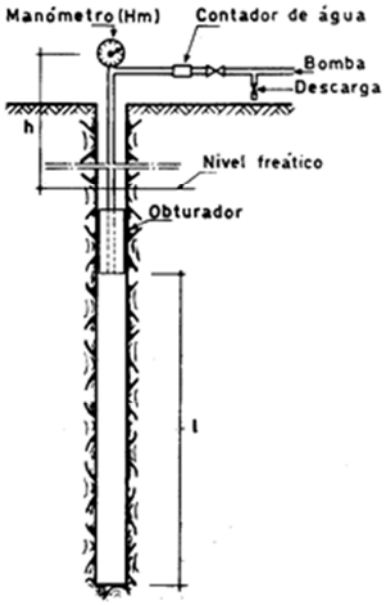


Figura 10 – Esquema de um ensaio Lugeon (Rocha, 1981).

Em obras de barragens em que o regime hidrogeológico e a deformabilidade do maciço podem afectar drasticamente o comportamento do conjunto fundação+estrutura, é conveniente proceder ao estudo da injectabilidade, o qual, numa primeira aproximação é feito através de ensaios Lugeon.

Pretende-se com esse estudo averiguar que produtos devem ser injectados, em que quantidade e em que condições, de maneira a que se consiga um valor de permeabilidade desejado. O material usualmente utilizado para injecção são as caldas de cimento (composto de cimento e água). A experiência mostrou que, para valores de coeficientes de absorção inferiores a 1 Lugeon, não é possível injectar caldas de cimento. Assim, aceita-se, que se admita que o maciço é impermeável quando através da realização do ensaio se obtenha valores inferiores aquele.

No caso de se verificar um valor superior, e caso se pretenda impermeabilizar o maciço, deve fazer-se a injecção de calda de cimento e uma verificação através de novo ensaio Lugeon, para garantir que se conseguiu atingir o valor pretendido (1 Lugeon).

A injecção pode também ser benéfica noutros aspectos, especialmente ao nível da deformabilidade e aumento da resistência ao corte dos maciços rochosos.

Quadro 5 – Classificação de maciços rochosos quanto à permeabilidade (Olalla y Sopeña, 1991; em Vallejo *et al*, 2004)

TIPO DE MACIÇO	UNIDADES LUGEON	PRESSÃO (MPa)
Muito impermeável	0 – 1	1
Praticamente impermeável	1 – 3	1
Permeável	> 3	1
	1,5 – 6	0,5
Muito permeável	> 3	1
	> 6	0,5

Houlsby (1976) propôs que os valores da condutividade hidráulica dos maciços rochosos fossem obtidos através das unidades Lugeon referidas a cada patamar, e classificou os comportamentos típicos observados, em 5 grupos:

- Escoamento Laminar - A condutividade hidráulica do maciço rochoso é independente da pressão aplicada. Este comportamento é típico de maciços rochosos com baixa condutividade hidráulica, onde as velocidades de percolação são relativamente pequenas. Caso típico de maciços rochosos com fracturas limpas ou com preenchimento granular e de pequena espessura. Pode também ser devido à possibilidade da matriz rochosa permitir percolação (percolação primária);
- Escoamento Turbulento – A condutividade hidráulica decresce com o aumento da pressão aplicada. Este comportamento é típico de maciços rochosos que exibem fracturas parcialmente abertas a moderadamente largas. Pode também ser provocado pela elevada pressão de injecção da água que na fase ascendente de pressões abre elasticamente as fracturas, e na fase descendente resulta no retorno de água;
- Dilatação – A condutividade hidráulica observada às baixas e médias pressões são similares; Contudo este valor é muito superior no patamar de pressão mais elevado. Este comportamento ocorre quando a pressão de água aplicada é superior à tensão principal mínima do maciço rochoso, causando assim uma dilatância temporária das fissuras do maciço. A dilatância causa um incremento da área da secção transversal disponível para o fluxo de água, e assim aumenta a condutividade hidráulica;
- Desobstrução – A condutividade hidráulica aumenta à medida que o ensaio progride, independentemente da variação de pressão de água. Este comportamento indica que a percolação induz danos permanentes e irreparáveis nos maciços rochosos, usualmente devidos à lavagem dos preenchimentos e/ou movimento de rocha;
- Colmatagem – A condutividade hidráulica decresce à medida que o ensaio progride, independentemente da variação de pressão de água. Este comportamento indica que a água preenche progressivamente descontinuidades não persistentes, ou que ocorre abertura nas descontinuidades, ou que os finos preenchem lentamente as descontinuidades formando uma camada que as obstrui.

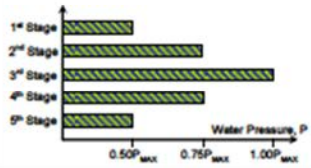
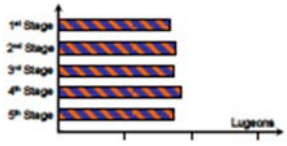
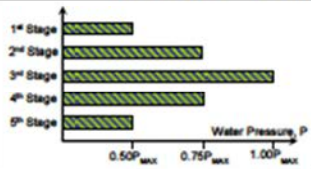
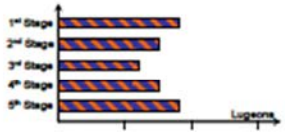
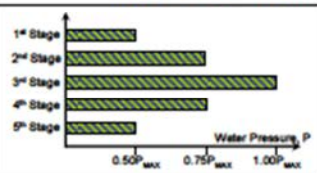
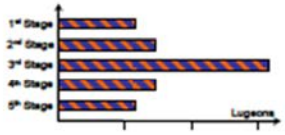
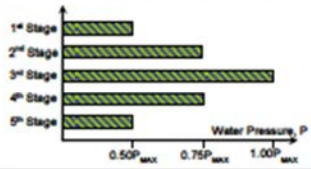
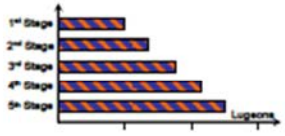
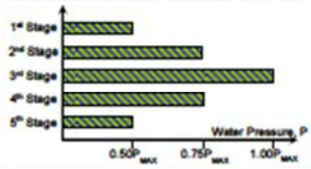
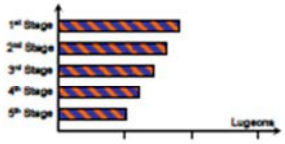
BEHAVIOR	PRESSURE STAGES	LUGEON PATTERN	DESCRIPTION	REPRESENTATIVE LUGEON VALUE
LAMINAR			All Lugeon values about equal regardless of the water pressure	Average of Lugeon values for all stages
TURBULENT			Lugeon values decrease as the water pressures increase. The minimum Lugeon value is observed at the stage with the maximum water pressure	Lugeon value corresponding to the highest water pressure (3rd stage)
DILATION			Lugeon values vary proportionally to the water pressures. The maximum Lugeon value is observed at the stage with the maximum water pressure	Lowest Lugeon value recorded, corresponding either to low or medium water pressures (1st, 2nd, 4th, 5th stage)
WASH-OUT			Lugeon values increase as the test proceeds. Discontinuities' infillings are progressively washed-out by the water	Highest Lugeon value recorded (5th stage)
VOID FILLING			Lugeon values decrease as the test proceeds. Either non-persistent discontinuities are progressively being filled or swelling is taking place	Final Lugeon value (5th stage)

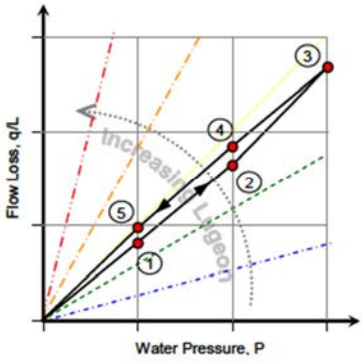
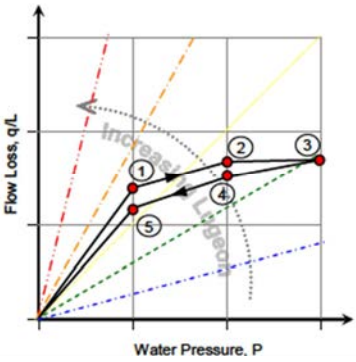
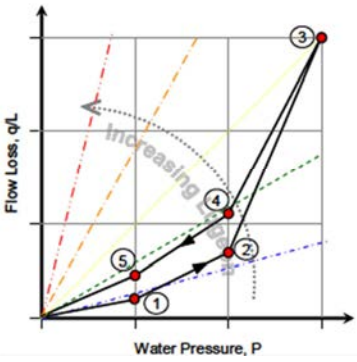
Figura 11 – Gráficos que permitem avaliar os diferentes tipos de escoamento (Houlsby, 1976; em Quiñones-Rozo, 2010).

Mais recentemente, querendo aproveitar as potencialidades dos novos aparelhos de medição digital, que permitem fazer leituras em tempo real e não só nos patamares pré-definidos, Camilo Quiñones-Rozo, (2010), desenvolveu um trabalho, propondo que se fizesse uma actualização à interpretação de Houlsby. Este autor propõe que se adopte um valor representativo de unidades Lugeon diferente dos que Houlsby propôs. Propõe também que sejam analisadas as curvas de caudal absorvido por metro de furo ensaiado *vs* pressão. Assim, as unidades Lugeon são dadas por rectas que partem da origem, e aumentam o seu valor com o aumento do declive.

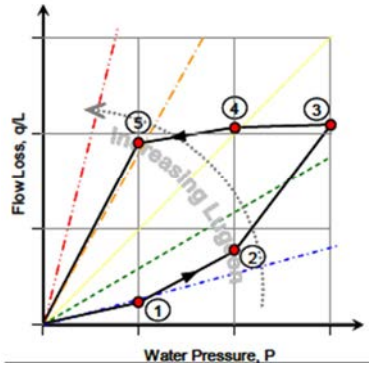
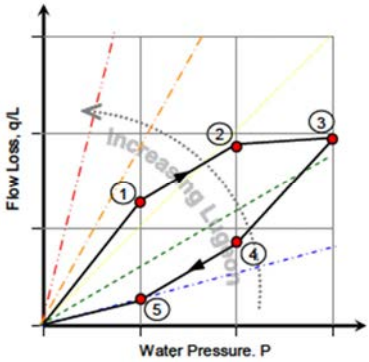
$$\frac{Q}{L} = \text{Unidades Lugeon} \times \frac{P}{P_0} \qquad (8)$$

A obtenção de um valor representativo do valor de unidades Lugeon para efeito de zonamento do maciço, é dada pelo Quadro 6.

Quadro 6 – Interpretação de ensaios Lugeon de acordo com Quiñones-Rozo (2010)

COMPORTAMENTO	CAUDAL ABSORVIDO VS PRESSÃO	DESCRIÇÃO	VALOR REPRESENTATIVO DE UNIDADES LUGEON
Laminar		Os valores de unidades Lugeon são praticamente constantes, independentemente da pressão.	Média dos valores de unidades Lugeon em todas as pressões.
Turbulento		Os valores de unidades Lugeon decrescem à medida que a pressão aumenta. O valor mínimo de unidades Lugeon dá-se para o ponto de máxima pressão.	O intervalo expectável de valores observados durante a operação. Se estes valores forem desconhecidos, utilizar o 2º ou 4º patamar de pressão.
Dilatação		Os valores de unidades Lugeon variam proporcionalmente à pressão de injecção. O máximo valor de unidades Lugeon dá-se para o patamar de maior pressão.	O intervalo expectável de valores observados durante a operação. Se estes valores forem desconhecidos, utilizar o 1º, 2º, 4º ou 5º patamar de pressão.

Quadro 6 (cont.) – Interpretação de ensaios Lugeon de acordo com Quiñones-Rozo (2010)

Desobstrução		Os valores de unidades Lugeon aumentam à medida que o ensaio prossegue. Os preenchimentos das descontinuidades são progressivamente arrastados pela água.	Maior valor de unidades Lugeon, encontrado no 5º patamar de pressão.
Colmatagem		Os valores de unidades Lugeon decrescem à medida que o ensaio prossegue. As descontinuidades estão a ser preenchidas por material ou está a dar-se o inchamento.	Utilizar o 5º patamar de pressão desde que as descontinuidades não persistentes ou o inchamento sejam confirmados por observação.

2.1.5. Ensaios de Deformabilidade

Os maciços rochosos são meios heterogéneos cortados por superfícies de descontinuidades, principalmente falhas, diaclases e superfícies de xistosidade, enquanto o material rochoso é o material entre superfícies de compartimentação, isto é, a rocha ou matriz rochosa.

Por este facto, para realizar um ensaio de deformabilidade representativo do comportamento dos maciços rochosos, é necessário fazê-lo numa área com dimensões adequadas ao seu propósito, o que torna inviável a recolha de amostras que caracterizem satisfatoriamente o maciço, para a realização de ensaios de laboratório. Dá-se então preferência aos ensaios "*in situ*", apesar destes serem mais demorados e dispendiosos.

É, no entanto, importante o conhecimento do comportamento do material rochoso. O seu ensaio em laboratório permite conhecer vários aspectos de interesse, entre eles (Rocha, 1981):

- Comparação entre a deformabilidade do material rochoso (em laboratório) e do maciço rochoso ("*in situ*"). É usual que o módulo de deformabilidade do material rochoso seja maior do que o do maciço rochoso em conjunto. Isto porque, os preenchimentos das descontinuidades são, em regra, de pior qualidade, ou seja, mais deformáveis e menos resistentes do que o material rochoso. Além disso, na vizinhança dessas descontinuidades

a rocha encontra-se mais alterada. Esta comparação permite também averiguar o grau de influência da fracturação do maciço;

- À medida que a profundidade aumenta, o maciço tende a diminuir o espaçamento entre fracturas, devido ao incremento do estado de tensão e, consequentemente, o módulo de deformabilidade do material rochoso aproxima-se do módulo de deformabilidade do maciço rochoso;
- Determinação da fluência e influência da humidade na deformabilidade do material rochoso.

O módulo de deformabilidade dos maciços rochosos tem uma variação de valores muito alta, pelo que se torna necessária a sua determinação caso a caso.

2.1.5.1. Ensaios com dilatómetro (BHD)

O ensaio com dilatómetro (BHD – "*BoreHole Dilatometer*") é um ensaio "*in situ*", que permite determinar a deformabilidade de um maciço rochoso em furos de sondagem com diâmetro entre 75 a 81 mm. O dilatómetro é constituído por um cilindro de aço com 540 mm de comprimento, 66 mm de diâmetro externo, envolvido por uma camisa de borracha com 4 mm de espessura (Figura 12).

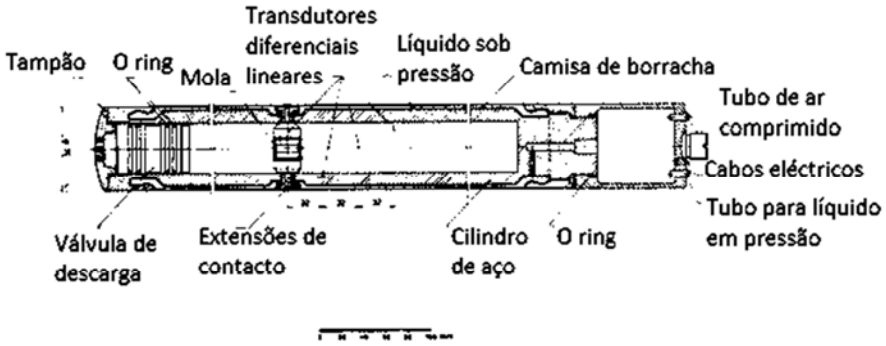


Figura 12 – Dilatómetro (Rocha, 1981).

A pressão pode atingir até 15 MPa, sendo aplicada às paredes do furo através da passagem de líquido (água ou óleo) pela zona entre a superfície externa do cilindro de aço e a face interna da camisa de borracha. Ao exercer esta pressão radial, a camisa de borracha adapta-se ao furo de sondagem e carrega as paredes deste, sendo possível medir as deformações que lhe são provocadas, por um sistema eléctrico. Para permitir conhecer a anisotropia e a heterogeneidade de maciços rochosos, o dilatómetro é dotado de 8 transdutores, que permitem medir as variações de diâmetro em 4 direcções, fazendo 45° entre eles.

Os diagramas típicos para ensaios de carga e descarga com o dilatómetro são os representados na Figura 13.

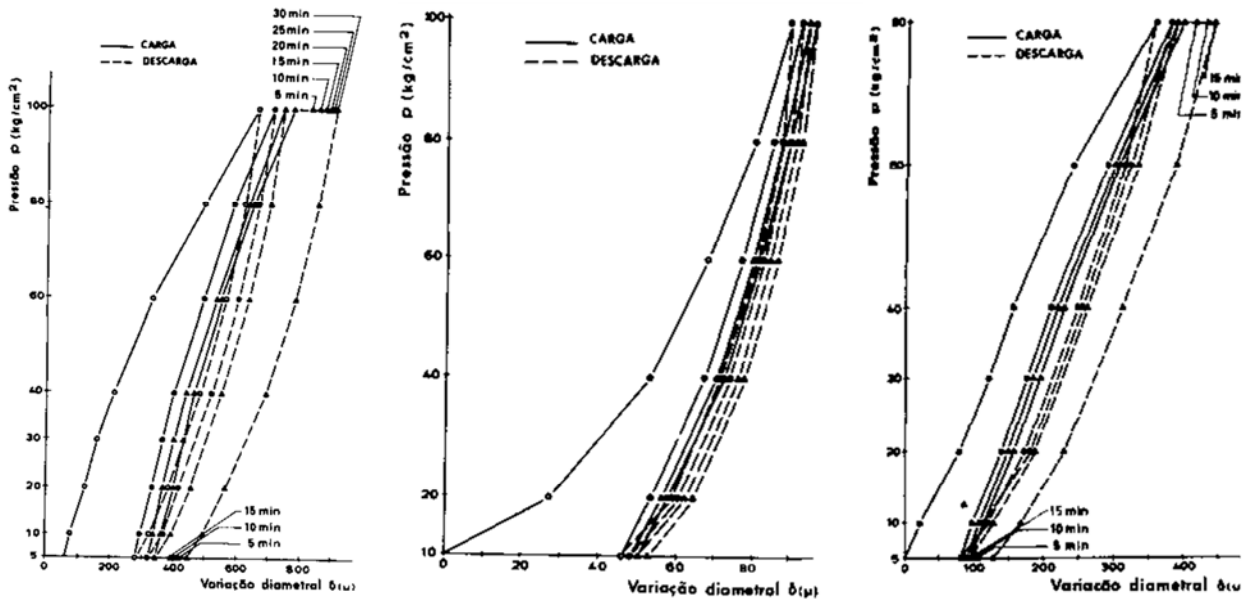


Figura 13 – Diferentes curvas de resposta de maciços rochosos sujeitos a ensaios dilatométricos (Rocha, 1981).

Os diagramas evidenciam que em primeira carga o maciço não tem um comportamento tão linear como nas descargas e segundas cargas, antes pelo contrário, o diagrama em primeira carga apresenta normalmente uma forma curva. O aumento de pressão no furo pode levar à fissuração do maciço e consequente deformação, a taxas cada vez mais elevadas, como se evidencia na Figura 13 a).No entanto, pode também consolidar o maciço, isto é, fazer com que as fissuras se fechem, permitindo um melhor comportamento mecânico em termos de deformabilidade, como é o caso representado na Figura 13 b).

Após esta fase (primeira carga), há uma descarga e seguidamente nova carga e descarga, e assim sucessivamente. Note-se que, para esta fase das segundas cargas e descargas, o maciço tem um comportamento aproximadamente linear. É também de notar que, as deformações permanentes são muito superiores na primeira carga seguida de descarga, do que nas segundas cargas seguidas de descargas.

O processo de furação contribui também para que o maciço apresente um módulo de deformabilidade menor na primeira carga, pois é responsável pela descompressão do maciço, provocando fissuras. Por esta razão, na prática, o módulo de deformabilidade utilizado corresponde ao valor médio das descargas e segundas cargas, pois seria assim que o maciço responderia se não houvesse uma primeira descompressão.

Quando se pretende estudar a fluência do maciço, é aplicada uma pressão crescente até certo ponto, sendo mantida essa pressão durante algum tempo (por exemplo até 30 minutos). Como é de esperar, a deformação permanente é também superior às segundas cargas e descargas.

O módulo dilatométrico pode ser calculado de acordo com as seguintes equações:

$$\begin{cases} E_{dm} = \dfrac{2 \times r \times P}{\Delta} \times (1 + \nu), & \text{se } P \leq \sigma_t \\ E_{dm} = \dfrac{2 \times r \times p}{\Delta} \times \left(\log \dfrac{P}{\sigma} + 1 + \nu\right), & \text{se } P > \sigma_t \end{cases} \quad (9)$$

Sendo:

- E_{dm}, o módulo dilatométrico;
- ν, o coeficiente de Poisson do maciço rochoso;
- Δ, a deformação do diâmetro do furo;
- r, o raio do furo a ensaiar;
- P, a pressão de realização do ensaio;
- σ_t, a resistência à tracção do maciço rochoso.

Vários aspectos podem ser considerados em relação à utilização do dilatómetro:

- Este é um ensaio de fácil realização, já que o dilatómetro pesa apenas 12 Kg;
- Permite a sua realização em zonas em que outros ensaios seriam difíceis de efectuar, tais como pontos a grande profundidade e locais subjacentes a leitos de rios;
- Apesar destas vantagens, verificou-se que os valores do módulo de deformabilidade obtidos por este método são inferiores aos obtidos através de outro tipo de ensaio. Por este facto, o valor do módulo de deformabilidade obtido com o dilatómetro, módulo dilatométrico, é tido como um índice de qualidade, podendo no entanto ser correlacionável com o módulo de deformabilidade obtido por outros métodos;
- O volume de maciço estudado não é tão representativo como o ensaio de deformabilidade LFJ.

2.1.5.2. Ensaio de almofadas planas de grande área (LFJ)

O ensaio de almofadas planas de grande área (LFJ – "*Large Flat Jack*") é um ensaio "*in situ*" que permite determinar o módulo de deformabilidade e o estado de tensão de maciços rochosos.

Este ensaio baseia-se na medição de deslocamentos relativos das faces de uma fenda aberta no maciço, através da aplicação de pressão uniforme por macacos de paredes finas, deformáveis e de grande área. A medição da abertura de fendas é feita por quatro defórmetros inseridos dentro de cada macaco plano. Assim, é possível obter um valor médio do módulo de deformabilidade e averiguar a heterogeneidade do maciço. Cada defórmetro é constituído por uma lâmina metálica, na qual estão colocados extensómetros eléctricos de resistência.

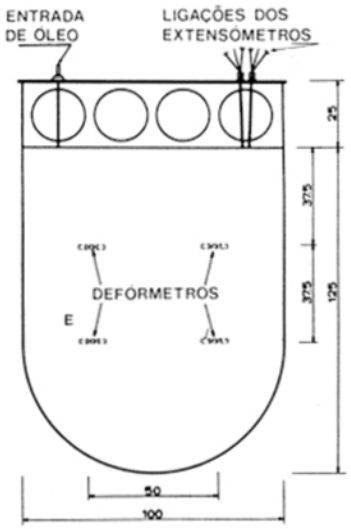


Figura 14 – Macaco plano de grande área e localização dos defórmetros. Medidas em mm (Lima e Meneses, 2007).

O ensaio tem o seguinte procedimento:

- Colocação de pares de pontos lado a lado à distância d_0, que permitam medir deslocamentos relativos entre si durante a execução do ensaio, tal como ilustrado na Figura 15 e Figura 16, por A e B;
- Execução de uma ou mais fendas com altura h, espessura t_0 e desenvolvimento d, perpendiculares à superfície da zona a ser ensaiada. No caso do maciço rochoso apresentar cavidades ou fracturas nas quais é possível que a chapa metálica do macaco plano penetre quando for aplicada a pressão, a fenda é totalmente preenchida com argamassa e os cortes são repetidos;
- Medição dos deslocamentos de cada face da fenda (δ), que tende a fechar-se devido ao alívio de tensões existentes no maciço rochoso $t = t_0 - \delta$;
- Inserção em cada fenda de um macaco plano com altura $H_m = h - a$. A altura a da zona não carregada das fendas é estabelecida tendo em consideração a fracturação do maciço rochoso, de forma a evitar a rotura da zona superficial, quando a pressão é aplicada aos macacos;
- Aplicação de uma pressão P em todos os macacos;
- Determinação da pressão P que é responsável por colocar os pontos A e B na posição inicial, considerando esta pressão igual à tensão inicial ($P = P_c = \sigma_0$);
- Medição da abertura das fendas em vários pontos por meio de defórmetros contidos nos macacos ($t = t_0 + \delta$). São usados defórmetros com diversos campos de medida, de acordo com a abertura prevista para as fendas;
- Determinação do módulo de deformabilidade a partir dos diagramas de δ em função de P (Figura 17).

Podem ser colocados macacos planos em fendas adjacentes, e assim realizar o ensaio com vários macacos lado a lado, o que permite ensaiar uma área significativa dos maciços rochosos, que pode ser considerada representativa destes.

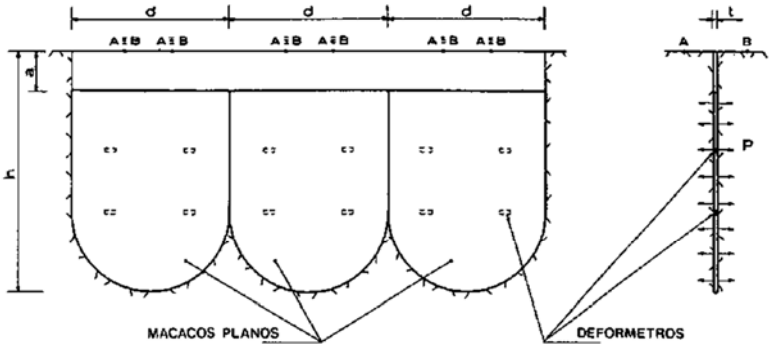


Figura 15 – Associação de três macacos planos (Lima e Meneses, 2007).

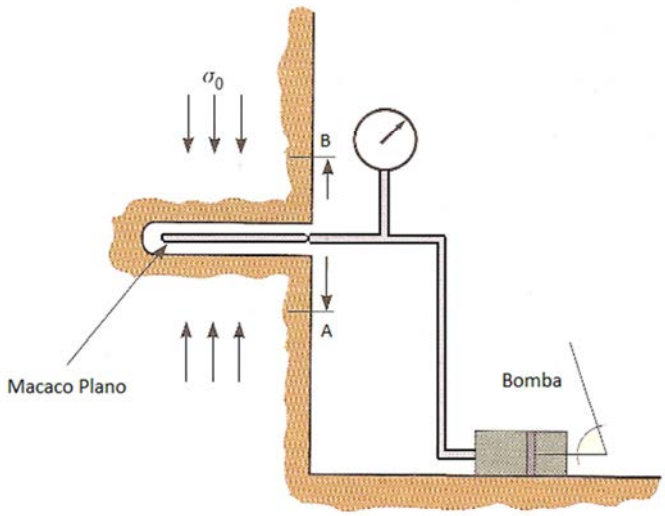


Figura 16 – Esquema de ensaio LFJ realizado nas paredes de uma galeria (Vallejo *et al*, 2004).

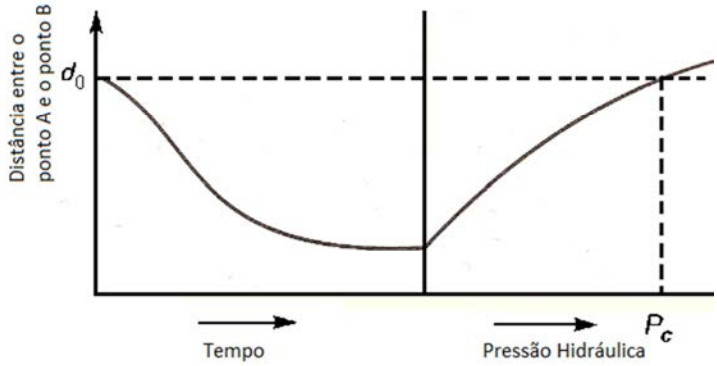


Figura 17 – Gráfico representativo da medição da distância entre os pontos A e B (Vallejo *et al*, 2004).

O módulo de deformabilidade para várias profundidades da fenda aberta no maciço rochoso é dado pela seguinte expressão (ISRM, 1986):

$$E_i = K_i \times (1 - \nu^2) \times \frac{\Delta_P}{\Delta d_i} \quad (10)$$

Sendo:

- E_i, o módulo de deformabilidade no ponto *i*;
- Δ_P, a variação da pressão aplicada, geralmente $\Delta_P = p_M - p_m$;
- p_M, a pressão máxima do ensaio;
- p_m, a pressão mínima do ensaio;
- Δd_i, a variação de abertura no rasgo no ponto de medida, i, para a verificação da pressão Δ_P;
- ν, o coeficiente de Poisson, normalmente tomado como sendo igual a 0,2;
- K_i, o coeficiente dependente da localização do ponto i, da forma da área carregada e da profundidade da fenda aberta no maciço rochoso pela pressão p aplicada pela almofada plana.

Fluência nos ensaios LFJ

De acordo com o LNEC, o comportamento da fluência em maciços rochosos fica adequadamente representado pela seguinte expressão:

$$\ln\left(\frac{E_0}{E} - 1\right) = \ln\left(\frac{E_0}{E_\infty} - 1\right) - \sqrt[3]{\frac{A}{t}} \quad (11)$$

Sendo:

- t, o tempo;
- E_0, o módulo de deformabilidade no início (t = 0);
- E, o módulo de deformabilidade calculado no tempo t;
- E_∞, o módulo de deformabilidade a tempo infinito;
- A, uma constante com unidades de tempo.

2.1.6. Classificação Geomecânica

A classificação geomecânica tem por objectivo caracterizar maciços rochosos através de propriedades identificadas por observação directa e ensaios realizados "*in situ*", ou em amostras recolhidas em sondagens. Esta classificação permite sistematizar o conjunto de elementos geotécnicos que interessa caracterizar num determinado maciço rochoso.

2.1.6.1. Classificação de Bieniawski (Sistema RMR "*Rock Mass Rating*")

Bieniawski (1989) atribuiu pesos a seis parâmetros que considerou serem os mais representativos do comportamento dos maciços rochosos. O somatório dos pesos atribuídos a cada um destes parâmetros constitui o índice RMR.

Os parâmetros para a avaliação do RMR são:

- Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;
- RQD ("*Rock Quality Designation*");
- Espaçamento das descontinuidades;
- Condição das descontinuidades;
- Influência da água;
- Orientação das descontinuidades.

No anexo A5. encontram-se as tabelas relativas ao cálculo deste parâmetro, o qual permite obter informação acerca da qualidade do maciço rochoso, como se apresenta no quadro seguinte.

Quadro 7 – Classes de Maciços – RMR

PESO GLOBAL	100-81	80-61	60-41	40-21	<21
Classe	I	II	III	IV	V
Descrição	Maciço rochoso muito bom	Maciço rochoso bom	Maciço rochoso razoável	Maciço rochoso fraco	Maciço rochoso muito fraco
Tempo médio para aguentar sem suporte	20 anos para 15 m de vão	1 ano para 10 m de vão	1 semana para 5 m de vão	10 horas para 2,5 m de vão	30 minutos para 1 m de vão
Coesão da massa rochosa (KPa)	> 400	300-400	200-300	100-200	< 100
Ângulo de atrito da massa rochosa (º)	> 45	35-45	25-35	15-25	< 15

O índice RMR tem sido correlacionado com o módulo de deformabilidade de maciços rochosos através de expressões propostas por Bieniawski (1978) e Serafim e Pereira (1983), as quais deram origem às curvas representadas na Figura 18.

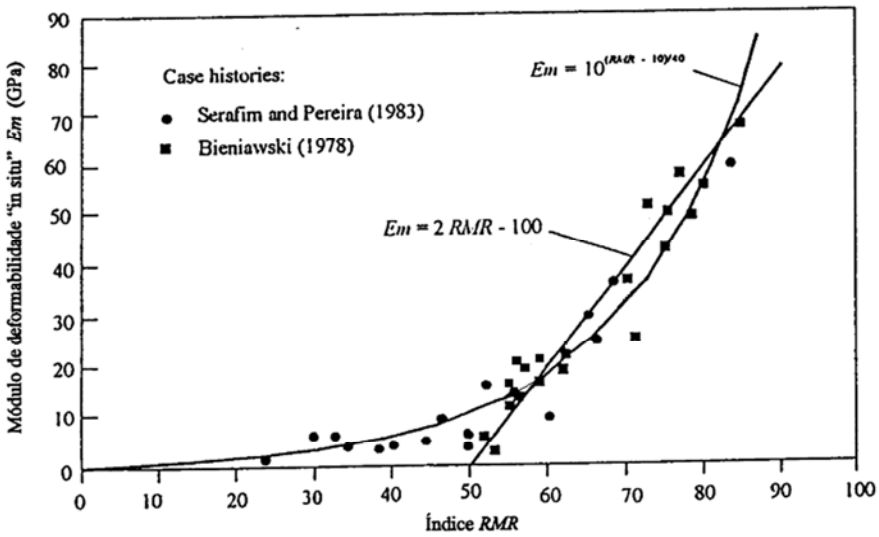


Figura 18 – Módulo de deformabilidade relacionado com o índice RMR.

O módulo de deformabilidade do maciço pode então ser correlacionado utilizando a expressão:

$$E_m = 2 \times RMR - 100 \qquad (12)$$

2.1.6.2. Classificação de Hoek-Brown; Utilização GSI ("*Geological Strenght Index*")

A classificação de Hoek & Brown (1980) representa um critério de rotura não linear de maciços rochosos. Tem em conta factores como o tipo de rocha, estado do maciço, relação entre resistência à compressão e tracção, o nível de tensões e a diminuição do ângulo de atrito à medida que aumenta a tensão de confinamento. Estes autores propuseram inicialmente que a resistência ao corte de maciços isótropos, fracturados sem grau de alteração da matriz rochosa, fosse dada pela equação:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \times \sqrt{m\frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s} \qquad (13)$$

Sendo:

σ_1 e σ_3, as tensões principais;

σ_{ci}, a resistência à compressão da matriz rochosa;

m e s, constantes adimensionais que dependem das características do maciço rochoso, tipo de rocha e frequência e características das descontinuidades. Dependem do valor de RMR e do modo de escavação do maciço (meios mecânicos ou explosivos). As expressões destes parâmetros encontram-se no anexo A15.

Para adaptar a expressão a maciços rochosos alterados e fracturados, Hoek (1994) propôs a seguinte expressão:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci}(m\frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s)^{\alpha} \quad (14)$$

Sendo:

- m, s e α, parâmetros obtidos através da classificação GSI. Podem ser consultados no anexo A8.

A classificação GSI tem por objectivo estimar a redução da resistência de maciços rochosos quando sujeitos a diferentes condições geológicas.

Foi introduzido por Hoek (1994) e baseia a sua classificação no conceito de que a resistência do maciço rochoso depende, não só das propriedades da rocha intacta, mas também da liberdade que os blocos da rocha têm de escorregar ou rodar, sob diferentes condições de tensão.

Esta classificação é determinada por meio de uma matriz que relaciona o grau de fracturação com os estados de alteração das juntas, que aplicado no método de Hoek-Brown permite obter modelos comportamentais dos maciços em estudo (anexo A8.)

O valor de GSI pode ser relacionado com o parâmetro RMR da seguinte forma:

$$GSI = RMR - 5 \quad (15)$$

A tabela para a atribuição de valor ao GSI é apresentada no anexo A8. .

Quadro 8 – Qualidade do maciço rochoso em função da classificação GSI

GSI	QUALIDADE DO MACIÇO ROCHOSO
< 20	Muito mau
21 – 35	Mau
36 – 55	Razoável
56 – 75	Bom
76 – 95	Muito bom

Hoek (2000) propôs que o valor do módulo de deformabilidade para rochas com $\sigma_{ci} < 100$ MPa, (rochas de má qualidade), possa ser correlacionável com o valor do GSI através da seguinte expressão:

$$E = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \times 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad (16)$$

2.2. CONDIÇÕES DE ESCAVABILIDADE

A escavação do terreno pode ser feita com o recurso a diferentes técnicas. A avaliação do maciço quanto à sua escavabilidade/ripabilidade, permite ter uma ideia do melhor método a utilizar para proceder à escavação. A maior ou menor facilidade do terreno em ser desmontado traduz-se numa redução ou no aumento do custo total da obra.

Um maciço rochoso é ripável quando pode ser escavado por meios mecânicos ou convencionais, sem recorrer ao uso de explosivos.

Diversos autores (Vallejo *et al*, 2004, Capitulo 9) têm proposto critérios de classificação de maciços rochosos em função da sua escavabilidade, tendo em conta parâmetros como:

- Resistência à compressão e à tracção da rocha;
- Velocidade de propagação de ondas sísmicas no meio rochoso;
- RQD;
- Características das descontinuidades;
- Superfícies de estratificação da rocha;
- Estado de alteração

A velocidade de propagação de ondas sísmicas de compressão (ondas P), constitui o parâmetro mais representativo para definição de escavabilidade do terreno. Através dele consegue-se ter uma noção das fronteiras entre actuação de meios mecânicos e convencionais, e/ou emprego de explosivos.

De um modo geral, mesmo para equipamento de grande potência, quando o terreno apresenta um valor de ondas sísmicas superior a 2500 m/s a ripabilidade é extremamente difícil e apresenta um custo muito elevado. Já para valores de ondas sísmicas inferiores a 2000 m/s o terreno é considerado ripável.

Quadro 9 – Critério geral de escavabilidade baseado na velocidade de ondas sísmicas (Vallejo *et al*, 2004)

VELOCIDADE DAS ONDAS LONGITUDINAIS SÍSMICAS (m/s)	ESCAVABILIDADE
< 1500	Muito fácil.
1500 – 2000	Fácil.
2000 – 2500	Difícil. Por vezes é necessário recorrer a explosivos ligeiros.
2500 – 3000	Explosivos ligeiros para desagregar.
> 3000	Através de explosivos fortes.

Outro modo de estimar a escavabilidade de maciços rochosos, que vem sendo utilizado, é através do ábaco de Franklin (Figura 19). Por ser um ábaco que em abcissas utiliza valores obtidos pelos ensaios de carga pontual (*"Point Load Test"* – PLT) e esclerómetro de Schmidt, valores correlacionáveis com a resistência à compressão uniaxial da rocha (UCS), e em ordenadas utiliza os valores do espaçamento médio entre fracturas, torna-se uma ferramenta expedita e muito útil. A utilização das correlações deve ser feita a partir de um número representativo de ensaios, de forma a tornar a informação obtida mais fidedigna.

Figura 19 – Ábaco de Franklin (Dinis da Gama e Bernardo, 2002).

2.3. FASEAMENTO DA ESCAVAÇÃO

A escavação de qualquer maciço vai provocar uma modificação do estado de tensão deste, que pode levar ao escorregamento através de uma superfície de rotura. Os taludes formados pelas escavações, quanto mais altos e inclinados forem, mais susceptíveis à rotura ficam. Apesar deste facto, se nos maciços rochosos houver descontinuidades que provoquem planos de escorregamento de blocos perto da superfície, a rotura pode dar-se mesmo para uma baixa altura de escavação, havendo escorregamento através desses planos. Torna-se assim necessário o estudo dos coeficientes de segurança (FS) associados a todas as fases de escavação, que é dado pela razão entre forças estabilizadoras e forças de desestabilização:

$$FS = \frac{F_{estabilizadora}}{F_{desestabilizadora}} \qquad (17)$$

A rotura dos taludes rochosos pode dar-se através de quatro situações:

- Rotura planar;
- Rotura em cunha;
- Rotura por basculamento;
- Rotura circular.

Estes tipos de rotura são muito influenciados pela natureza das descontinuidades, (orientação, preenchimento, rugosidade, etc.) e pelo material da matriz rochosa.

Como dito anteriormente, quando se procede à caracterização das descontinuidades, é possível através de um tratamento estatístico, ou utilização de *Software* próprio (que faz automaticamente esse tratamento estatístico), das características das diaclases, e através do tratamento individualizado das características das falhas, fazer a análise dos riscos de rotura associados.

Após identificação dos riscos, deve-se prever medidas de contenção e de drenagem adequadas para obter um coeficiente de segurança aceitável, normalmente de 1,5.

3

ESTUDO DE CASO DO APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO DO BAIXO SABOR

3.1. APRESENTAÇÃO DA OBRA

A bacia hidrográfica do rio Sabor compreende uma área total de aproximadamente 3500 Km^2 em que cerca de 16% pertence a Espanha e cerca de 84% pertence a Portugal (Figura 20).

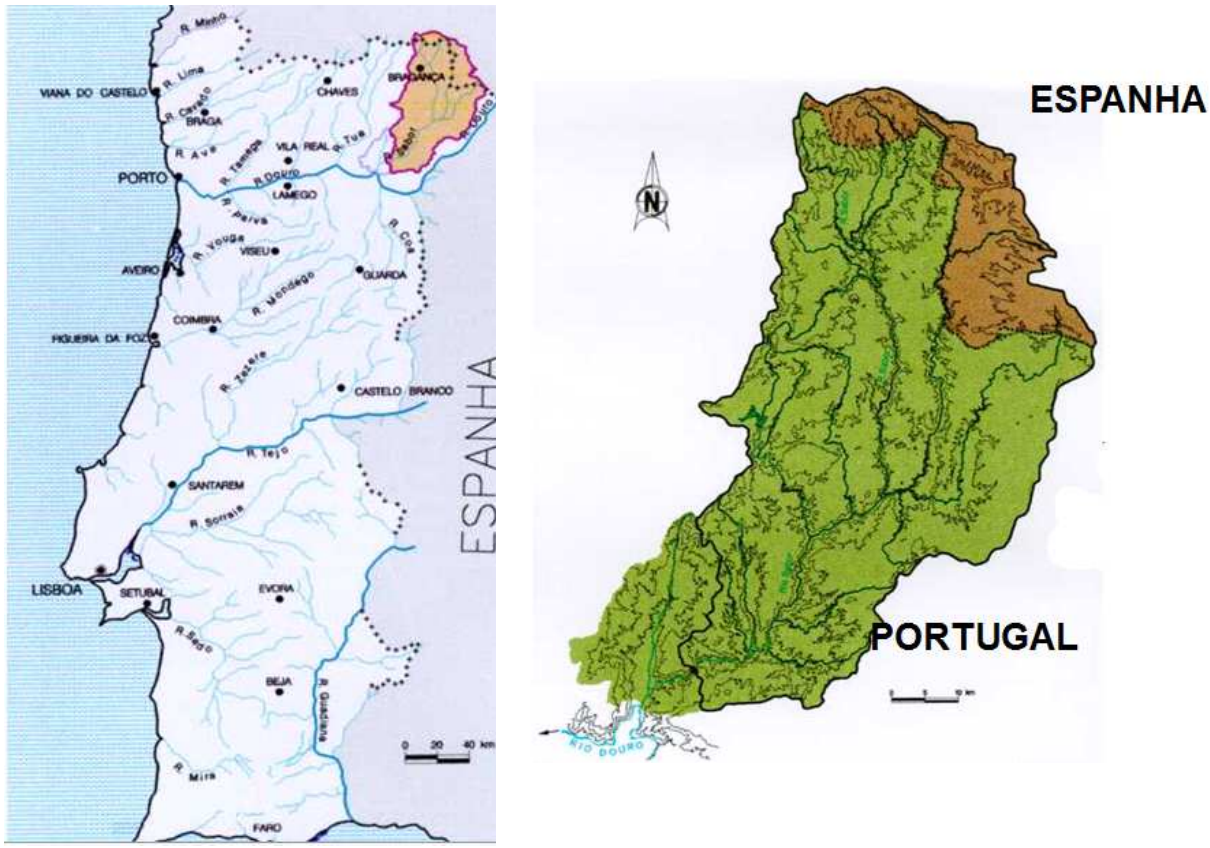


Figura 20 – Bacia hidrográfica do rio Sabor (cedido pela EDP).

O Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor é constituído por dois escalões, o Escalão de Montante e o Escalão de Jusante, situados a uma distância (em linha recta e para NE) da confluência do rio Douro de cerca de 10 Km e 3,3 Km, respectivamente.

3.1.1. Escalão de Montante

O Escalão de Montante encontra-se num vale encaixado, sendo constituído por uma central em poço que aloja dois grupos reversíveis, localizada na margem direita imediatamente a jusante de dois pequenos circuitos hidráulicos subterrâneos independentes, com traçados sensivelmente paralelos e uma barragem arco-abóbada de dupla curvatura com uma altura de 123 m, coroamento situado à cota (236.00) com desenvolvimento de 505 m e espessura de 6 m, em cuja parte central está instalado um descarregador de cheias do tipo lâmina livre, controlado por comportas e cujo corpo é atravessado por uma descarga de fundo. Imediatamente a jusante da barragem vai ser construída a bacia de dissipação de energia de lâminas de água descarregadas.

O desvio provisório do rio Sabor faz-se a partir de uma galeria na margem esquerda e duas ensecadeiras. Apesar de inicialmente estar prevista a construção da ensecadeira de montante com uma geometria em arco, a Entidade Executante propôs a execução de uma ensecadeira com perfil trapezoidal, construída com Betão Compactado com Cilindros (BCC).

A albufeira criada pela barragem do Escalão de Montante terá uma capacidade de cerca de 1095 hm^3 para o nível de pleno armazenamento (NPA) à cota (234.00), correspondendo a uma área inundada de cerca de 2820 ha, e de cerca de 1124 hm^3 para o nível máximo de cheia (NMC) à cota (235.00), sendo a correspondente área inundada de cerca de 2860 ha. A Figura 21 apresenta o esquema em planta e a Figura 22 o esquema da vista em perspectiva do Escalão de Montante. (EDP, 2007)

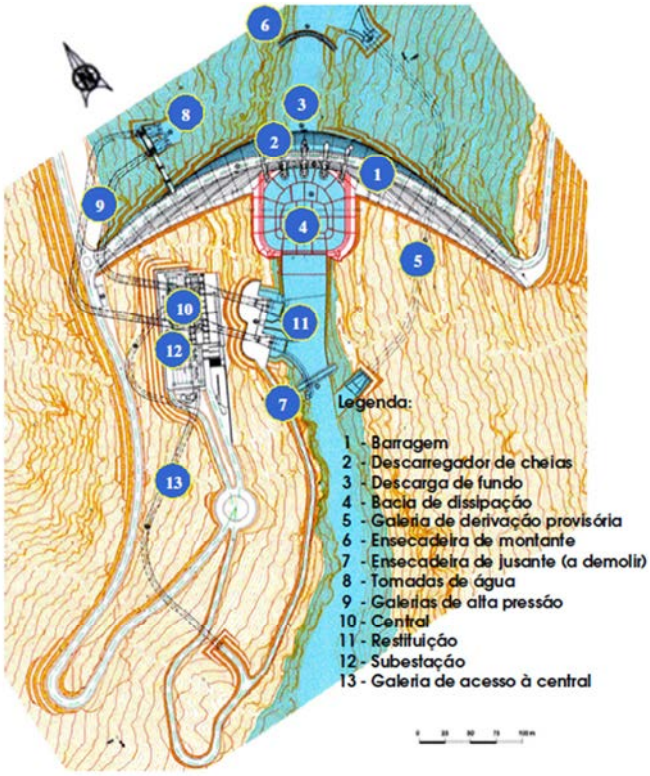


Figura 21 – Esquema em planta previsto para o Escalão de Montante (cedido pela EDP).

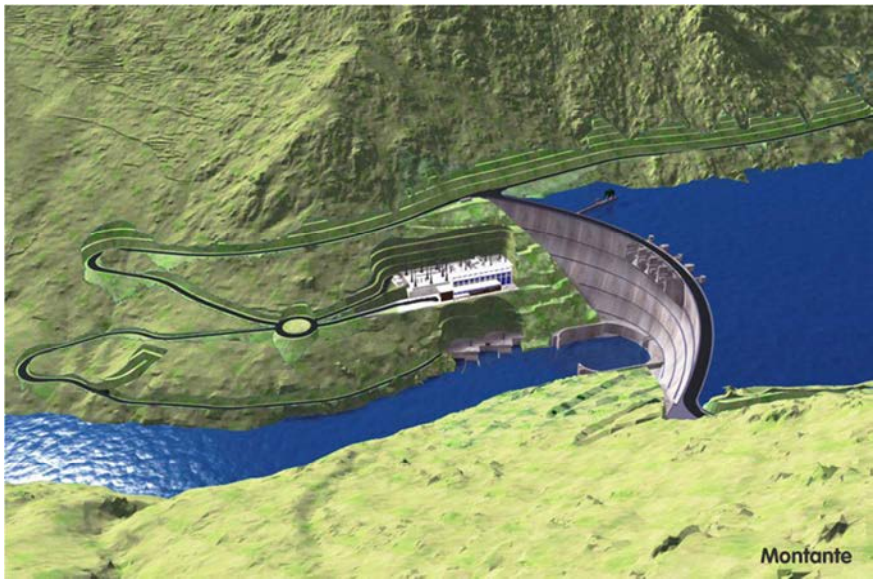


Figura 22 – Vista em perspectiva do Escalão de Montante (cedido pela EDP).

Nos quadros seguintes apresentam-se as características principais da bacia hidrográfica, albufeira e barragem deste Escalão.

Quadro 10 – Características da bacia hidrográfica dominada pela barragem do Escalão de Montante (EDP, 2007)

BACIA HIDROGRÁFICA DOMINADA PELA BARRAGEM	
Área total da bacia	3447 Km^2
Área total da parte portuguesa da bacia	2910 Km^2
Precipitação média na bacia (1960/61 a 1994/95)	756 mm
Afluência média anual (1937/38 a 2003/04)	917 hm^3

Quadro 11 – Características da albufeira criada pela barragem do Escalão de Montante (EDP, 2007)

ALBUFEIRA	
Nível de pleno armazenamento (NPA)	(234.00)
Nível de máxima cheia (NMC)	(235.00)
Volume total ao nível de pleno armazenamento	1095 hm^3
Volume total ao nível de máxima cheia	1124 hm^3
Área inundada ao nível de pleno armazenamento	2820 ha
Área inundada ao nível de máxima cheia	2860 ha

Quadro 12 – Características da barragem do Escalão de Montante (EDP, 2007)

BARRAGEM	
Tipo estrutural	Abóbada de dupla curvatura
Material	Betão Convencional
Características:	
Cota do Coroamento	(236.00)
Altura máxima acima do nível mínimo da fundação	123 m
Desenvolvimento total do coroamento	505 m
Relação desenvolvimento-altura	4,106
Relação corda-altura	3,492
Espessura no coroamento	6 m
Espessura máxima da abóbada	39,3 m
Volume total teórico	670000 m^3

3.1.2. ESCALÃO DE JUSANTE

O Escalão de Jusante é constituído por uma central em poço localizada na margem direita imediatamente a jusante de uma barragem do tipo gravidade, alojando dois grupos reversíveis alimentados por circuitos hidráulicos subterrâneos independentes. A altura da barragem será de 45 m, com coroamento situado à cota (140.00), sendo o nível de pleno armazenamento à cota (138.00) coincidente com o nível máximo de cheia. Na parte central da barragem encontra-se um descarregador de cheias controlado por comportas, cuja soleira se prolonga para jusante através

de uma bacia de dissipação de energia do tipo rolo ("*roller buckett*"). A descarga de fundo fica instalada no muro lateral direito do descarregador de cheias.

As obras de derivação do rio são formadas por duas ensecadeiras em aterro com perfil não homogéneo, com núcleo de argila, e por um canal a céu aberto para permitir o escoamento da água durante os trabalhos, na margem esquerda do vale. A Figura 23 apresenta um esquema em planta e a Figura 24 uma vista em perspectiva do Escalão de Jusante. (EDP, 2007)

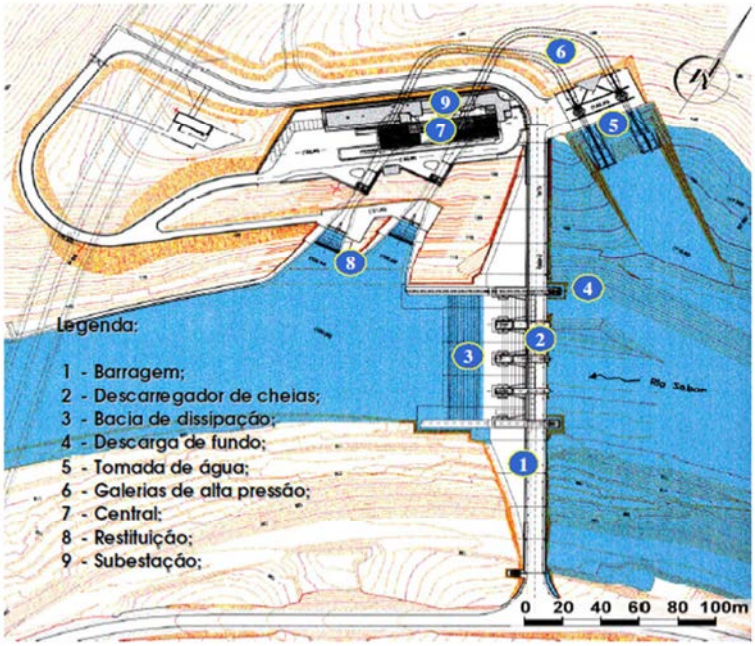


Figura 23 – Esquema em planta previsto para o Escalão de Jusante (cedido pela EDP).

Figura 24 – Vista em perspectiva do Escalão de Jusante (cedido pela EDP).

Tal como foi feito para o Escalão de Montante, apresentam-se nos quadros seguintes as características principais da bacia hidrográfica, albufeira e barragem do Escalão de Jusante.

Quadro 13 – Características da bacia hidrográfica dominada pela barragem do Escalão de Jusante (EDP, 2007)

BACIA HIDROGRÁFICA DOMINADA PELA BARRAGEM	
Área total da bacia	3491 Km^2
Área total da parte portuguesa da bacia	2954 Km^2
Precipitação média na bacia (1960/61 a 1994/95)	756 mm
Afluência média anual (1937/38 a 2003/04)	917 hm^3

Quadro 14 – Características da albufeira criada pela barragem do Escalão de Jusante (EDP, 2007).

ALBUFEIRA	
Nível de Pleno Armazenamento (NPA)	(138)
Nível de Máxima Cheia (NMC)	(138)
Volume total ao nível de pleno armazenamento	30 hm^3
Área inundada ao nível de pleno armazenamento	200 ha

Quadro 15 – Características da barragem do Escalão de Jusante (EDP, 2007)

BARRAGEM	
Tipo estrutural	Gravidade
Material	Betão Convencional
Características:	
Cota do Coroamento	(140.00)
Altura máxima acima do nível mínimo da fundação	45 m
Desenvolvimento total do coroamento	315 m
Inclinação do paramento de montante	Vertical
Inclinação do paramento de jusante	1V:0.8H e vertical

A proximidade do Escalão de Jusante à confluência do rio Sabor com o rio Douro, permite que seja bombada água proveniente deste último, para colocá-la na albufeira do escalão de Jusante, que por sua vez pode ser bombada para o escalão de montante, podendo ser novamente turbinada. Esta situação é possível dado que, tanto o Escalão de Jusante como o Escalão de Montante, estão munidos de grupos reversíveis, isto é, contemplam dispositivos que permitem turbinar água quando a hélice roda num determinado sentido, produzindo energia, e bombar água quando aquela gira no sentido contrário, consumindo energia. Assim, as restituições dos circuitos hidráulicos exercem também o papel de tomadas de água, e as tomadas de água exercem o papel de restituições.

Esta é uma solução extremamente interessante porque permite bombar água através de energia produzida por aerogeradores em horas de menor consumo, e consequentemente, o custo da energia despendida para a bombagem é mais barato, para turbinar em horas de maior consumo, quando é possível vender a energia mais cara.

A energia proveniente dos aerogeradores permite também uma optimização do consumo de energia, visto que toda esta pode ser aproveitada mesmo em horas de menor consumo.

Outro ponto importante é o facto dos aproveitamentos no rio Douro serem todos a fio de água, isto é, não têm capacidade de armazenar, e portanto, só turbinam o caudal disponível. O facto do Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor permitir controlar o caudal a jusante, significa que os restantes aproveitamentos do rio Douro terão um caudal mais adequado, e consequentemente haverá uma optimização do turbinamento de água nestes aproveitamentos.

3.2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO

O estudo da geologia do local teve início com a recolha e análise da informação disponível, a qual incluía, essencialmente, fotografia aérea à escala 1:6500, cartas topográficas às escalas 1:25000 e 1:1000 e a carta geológica à escala 1:50000.

Podemos ver parte da carta geológica da região onde vão ser implantadas as barragens do AHBS (Figura 25).

É possível verificar que a natureza dos maciços rochosos é dominada por granitos e xistos (representados pela cor vermelha e verde respectivamente). O local de implantação da barragem do Escalão de Montante é constituído essencialmente por um maciço granítico de duas micas, de grão médio a grosseiro e tendência porfiróide.

Como se pode verificar, existe um grande acidente geológico denominado “falha da Vilariça”, representado com uma cor acinzentada. Ao longo da falha da Vilariça, constata-se que houve movimento relativo acentuado, notando-se que a formação granítica à esquerda e à direita da falha em questão, encaixam-se, bastando para isso deslocar a zona da esquerda em movimento ascendente e a zona da direita em movimento descendente. Apesar de se tratar de uma falha activa, o local de implantação da barragem do Escalão de Montante insere-se numa região de sismicidade moderada a baixa (Mendes, 1971).

A representação de falhas e de falhas prováveis, pela importância que têm no comportamento dos maciços rochosos, constitui informação muito útil para a execução de um projecto de barragens.

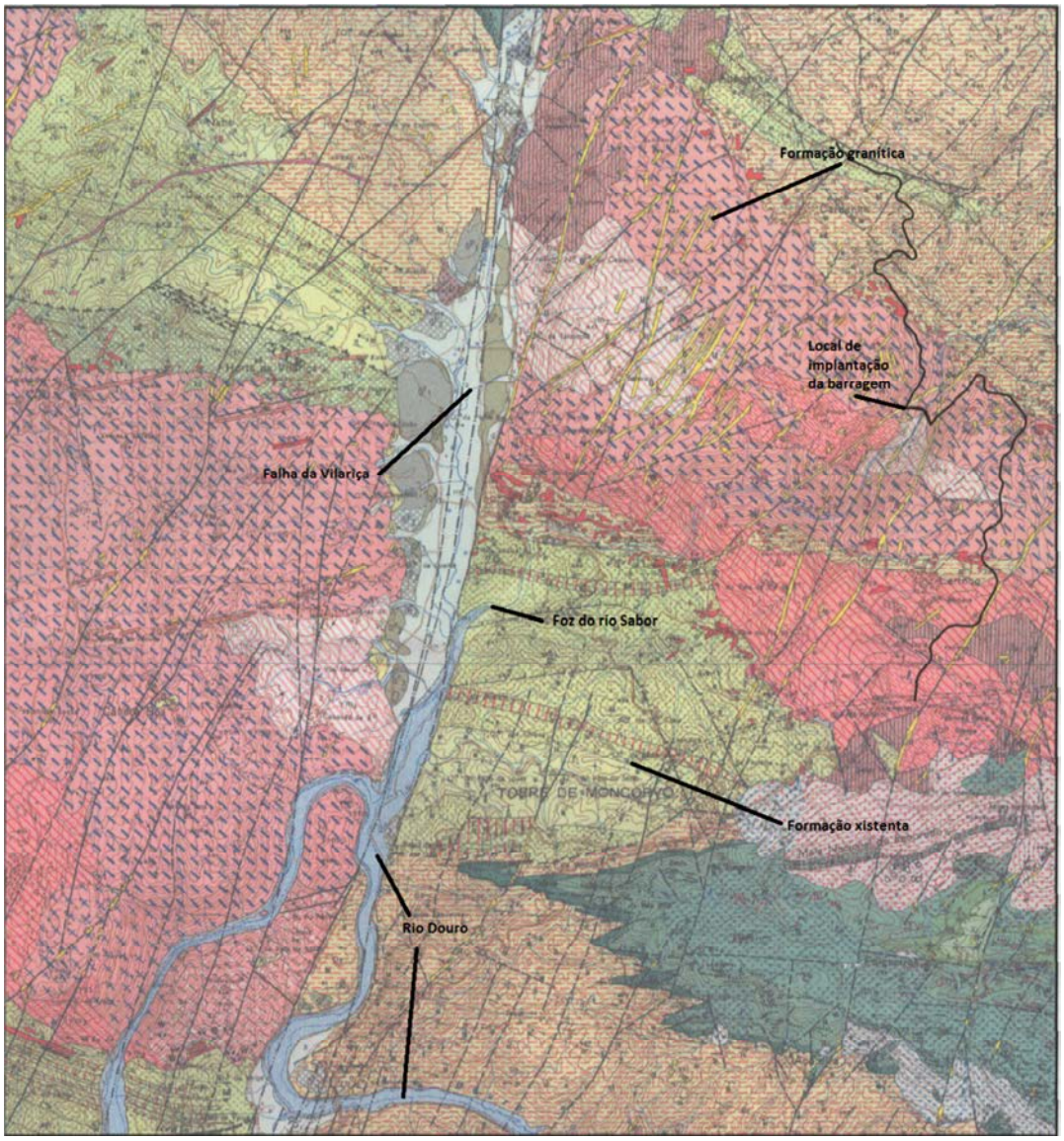


Figura 25 – Extracto da folha 11-C da carta geológica de Portugal (Serviços Geológicos de Portugal, 1989 – *Carta Geológica de Portugal; Folha 11-C* (*Torre de Moncorvo*)); (Ferreira da Silva, Almeida Ribeiro e Ribeiro, 1989) (cedido pela EDP).

3.3. PROSPECÇÃO MECÂNICA

Abertura de trincheiras e galerias

No AHBS foram realizadas 13 trincheiras e 6 galerias, totalizando 2300 m e 180 m de comprimento, respectivamente. Nestas, foi feito um levantamento geológico-geotécnico que permite identificar vários aspectos, permitindo estimar o comportamento mecânico do maciço rochoso. Para este efeito procedeu-se à identificação e caracterização de famílias de diaclases, falhas e filões, tal como à descrição do grau de alteração, estado de fracturação e das características da compartimentação do maciço.

Os levantamentos das diaclases foram efectuados nas galerias e trincheiras existentes e permitiram a caracterização geotécnica das descontinuidades, a qual consistiu na descrição ou medição dos seguintes parâmetros:

- Atitude (direcção, pendor);
- Intensidade;
- Área;
- Abertura;
- Natureza do preenchimento.

Foram medidas mais de um milhar de atitudes de diaclases recorrendo a bússola com clinómetro em ambas as margens, para que se possa considerar como representativas do maciço rochoso. As diaclases, por normalmente aparecerem em famílias com orientação, abertura e preenchimento semelhantes, são tratadas estatisticamente, para cada margem.

A Figura 26 e a Figura 27, mostram a definição de famílias de diaclases, nas margens direita e esquerda, respectivamente.

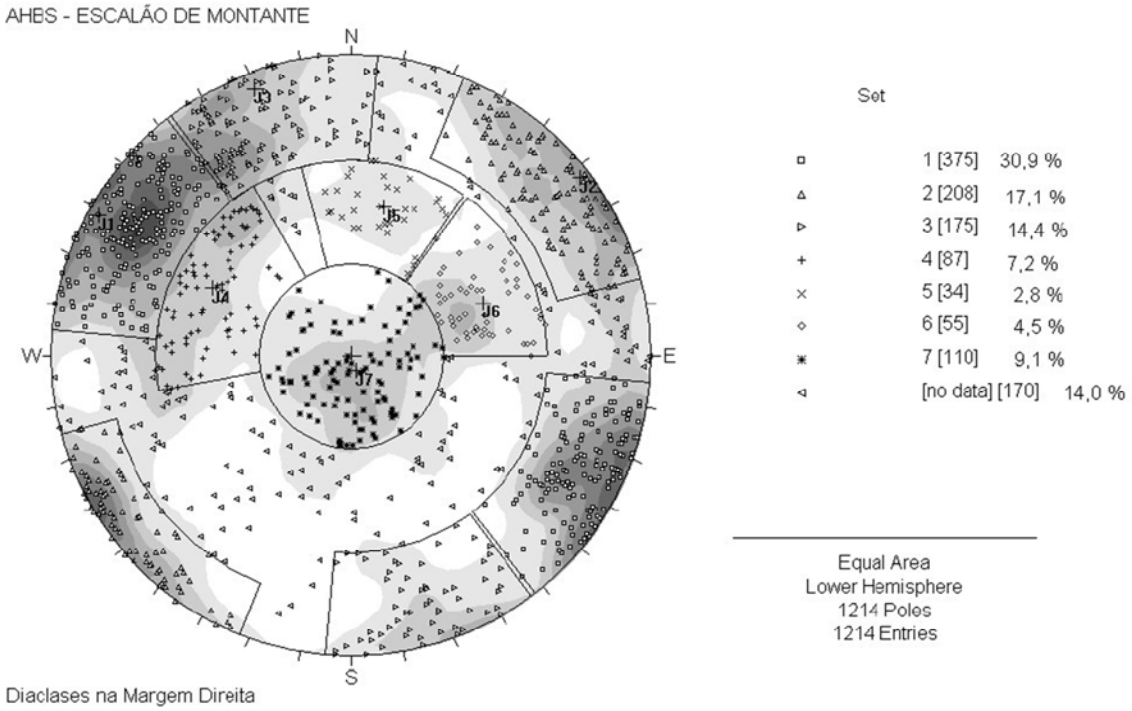


Figura 26 – Famílias de diaclases na margem direita (EDP, 2007).

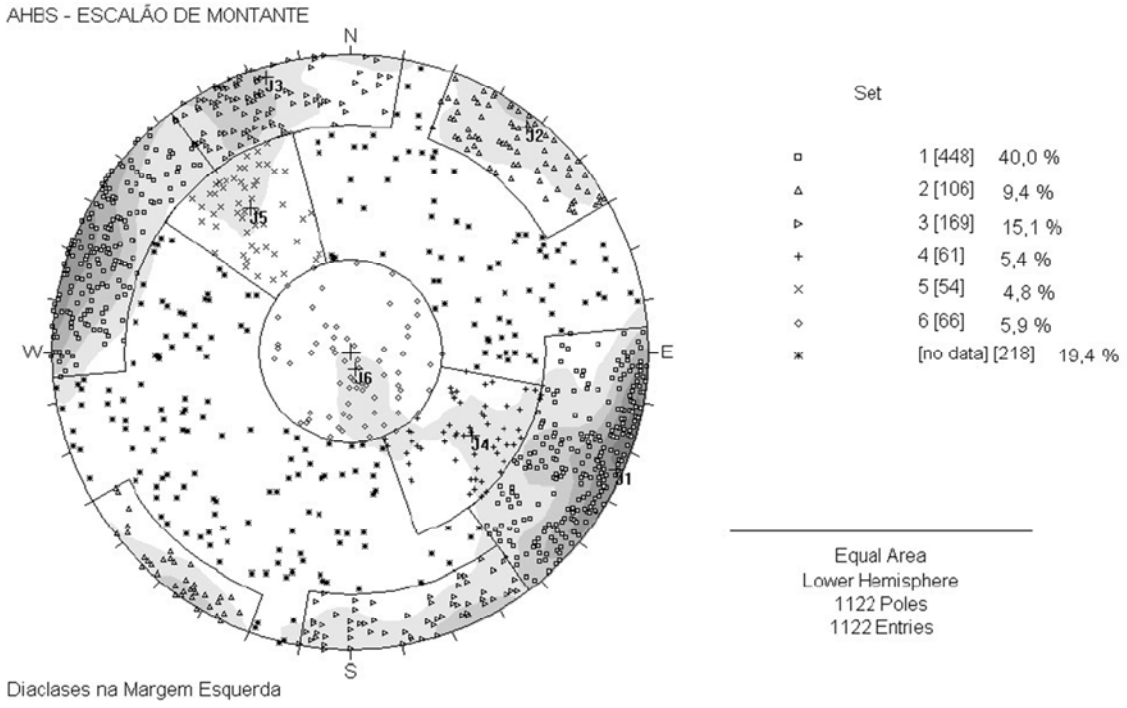


Figura 27 – Famílias de diaclases na margem esquerda (EDP, 2007).

Para além das atitudes das diaclases, foram determinadas atitudes das estruturas filoneanas. Identificaram-se veios pegmatíticos e veios e filonetes de quartzo.

Identificou-se na margem esquerda um extenso e, por vezes, possante filão de quartzo, de geometria lenticular, que se observou ter-se formado a partir da Falha 24 (Figura 28). O granito a muro do filão encontra-se muito caulinizado, apresentando uma espessura de alteração de 4 a 5 metros, sendo que, a zona de alteração a tecto apresenta uma espessura inferior a 1 metro.

A implantação da abóbada foi condicionada por esta estrutura filoniana+falha, já que os encontros deste tipo de barragem devem apresentar excelentes características mecânicas. Pela Figura 28 podemos verificar que o encontro da margem esquerda vai permitir que os esforços sejam descarregados no maciço granítico, evitando que sejam descarregados na zona daquela estrutura geológica.

Sendo frequente que os feldspatos do pegmatito alterem para argila (caulinite) devido à intensa percolação de água nos planos de descontinuidade, e tendo em conta que o preenchimento de descontinuidades com material argiloso favorece a possibilidade de escorregamento e exibe alta deformabilidade, verifica-se também a importância da identificação destas estruturas geológicas.

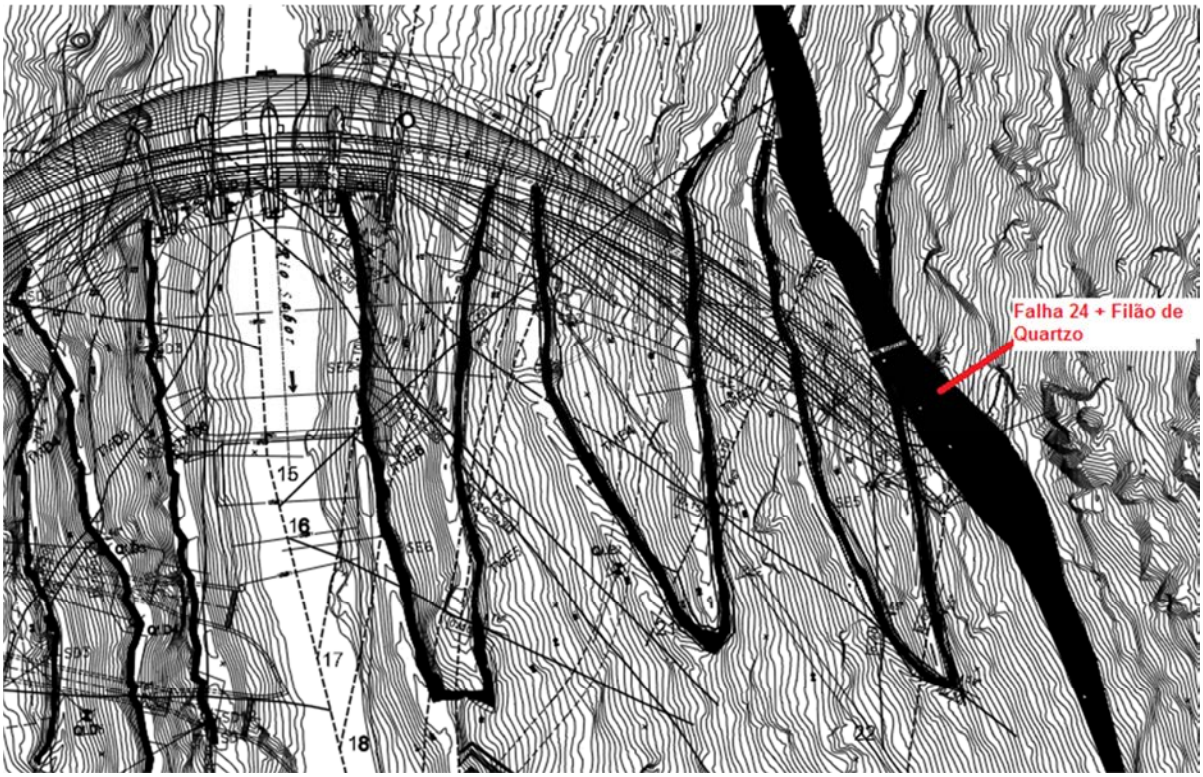


Figura 28 – Vista em planta da falha 24 (cedido pela EDP).

No anexo A12. apresentam-se as características gerais das fracturas identificadas no terreno, cujas geometria e dimensão podem afectar o comportamento geotécnico e hidráulico do maciço de implantação das estruturas a construir.

Devido à natureza lenticular destas estruturas geológicas, as características das fracturas referenciadas, foram sujeitas a confirmação durante a fase de escavações. As espessuras indicadas referem-se aos valores máximos pontualmente observados no terreno na fase de estudo prévio.

Furos de sondagem

Na fase de estudo prévio foram realizadas sondagens à rotação com recuperação contínua de testemunho (14 na margem direita e 12 na margem esquerda), com o objectivo de fazer o reconhecimento do maciço de fundação das várias soluções consideradas para a barragem (abóbada, enrocamento e gravidade executada com BCC).

Com o intuito de observar o escoamento subsuperficial do maciço, determinaram-se as cotas do nível freático, imediatamente após a conclusão da furação do furo de sondagem e também numa fase posterior. Os valores obtidos permitiram chegar à conclusão que a irregularidade do escoamento se dava maioritariamente na margem direita.

3.4. PROSPECÇÃO GEOFÍSICA

Os métodos de prospecção geofísica utilizados foram os seguintes:

- Método sísmico de refracção (nas galerias e trincheiras);
- Método sísmico directo (realização de leques sísmicos entre furos "*Cross Hole Method*", entre furos e trincheiras e entre furos e galerias).

Numa fase inicial foram feitos ensaios de refracção sísmica em cada trincheira existente, permitindo conhecer o zonamento de superfície e a geometria dos refractores sísmicos em profundidade.

Mais tarde, foram feitos ensaios sísmicos que permitissem fazer o zonamento do maciço de fundação em termos de velocidade de ondas de propagação de ondas sísmicas. Para o efeito, foram feitos 6 perfis de refracção nas soleiras das galerias, 6 leques sísmicos entre furos de sondagem e galerias, 16 leques sísmicos entre furos e trincheiras e 16 leques sísmicos entre furos.

Os resultados obtidos na prospecção geofísica confirmaram as qualidades do maciço, encontradas na prospecção mecânica, à excepção da zona próxima da falha 24, em que as velocidades das ondas sísmicas foram superiores ao esperado. A margem esquerda foi mesmo a que apresentou velocidades de propagação de ondas sísmicas longitudinais mais altas (superiores a 4000 m/s) e, de um modo geral, mais constantes, sendo associadas a um maciço relativamente homogéneo. O zonamento efectuado na margem direita permitiu concluir que o maciço se apresenta mais heterogéneo, com valores de velocidades de ondas sísmicas longitudinais entre 3000 e 4000 m/s. (Lima, 2000)

3.5. PARÂMETROS DE CLASSIFICAÇÃO GEOLÓGICA DAS ROCHAS

No AHBS e em geral, o grau de alteração à superfície é maior, pelo facto de estas zonas estarem mais descomprimidas e mais expostas a agentes físico-químicos de meteorização. Assim, à medida que a profundidade aumenta, em princípio menor será o grau de alteração, passando progressivamente a maciço cada vez mais são.

O elevado grau de alteração encontrado em zonas pontuais, mesmo a alguma profundidade, está relacionado com a presença de falhas e filões, que como já foi referido, permitem o acesso mais fácil a agentes exteriores que degradam o maciço. As falhas/filões que mais condicionam o grau de alteração na zona da barragem são as representadas pelos números 1 e 7 na margem direita, 24 na margem esquerda e 11 no leito do rio (Figura 29).

Foi possível verificar que a margem direita possui um grau de fracturação mais elevado do que a margem esquerda.

3.6. ENSAIO DE ABSORÇÃO DE ÁGUA (LUGEON)

Nas duas campanhas de sondagens foram realizados ensaios Lugeon à medida que a furação ia progredindo em troços consecutivos de 5 metros.

O Quadro 16 e o Quadro 17 apresentam os valores do conjunto das campanhas, permitindo avaliar os resultados globais.

Quadro 16 – Regime de escoamento pelo critério de Houlsby (Fase de estudo prévio + Fase de projecto) (Tecnasol FGE, 1997 e 2005) (cedido pela EDP)

	M. ESQUERDA		LEITO DO RIO		M. DIREITA		TOTAL	
REGIME DE ESCOAMENTO	Nº de ensaios	%	Nº de ensaios	%	Nº de ensaios	%	Nº de ensaios	%
Laminar	12	10,8	14	20,3	35	16,8	61	15,7
Turbulento	36	32,4	5	7,2	67	32,2	108	27,8
Dilatação	21	18,9	25	36,2	50	24,0	96	24,7
Lavagem	3	2,7	5	7,2	10	4,8	18	4,6
Preenchimento	13	11,7	2	2,9	14	6,7	29	7,5
Absorção nula	25	22,5	18	26,1	25	12,0	68	17,5
Absorção superior à capacidade da bomba	1	0,9	0	0,0	3	1,4	4	1,0
Casos anómalos c/ Qe < 1,0 l/min/m	0	0,0	0	0,0	4	1,9	4	1,0
	111	100,0	69	100,0	208	100,0	388	100,0

Quadro 17 – Valores em unidades Lugeon obtidos através do ensaio de absorção de água (Tecnasol FGE, 1997 e 2005). (cedido pela EDP)

	M. ESQUERDA		LEITO DO RIO		M. DIREITA		TOTAL	
Permeabilidade (Unidades Lugeon)	Nº de ensaios	%	Nº de ensaios	%	Nº de ensaios	%	Nº de ensaios	%
< 1	47	42,3	33	47,8	77	37,0	157	40,5
1 – 4	47	42,3	22	31,9	80	38,5	149	38,4
> 4	17	15,3	14	20,3	51	24,5	82	21,1
	111	100,0	69	100,0	208	100,0	388	100,0

Da análise dos quadros anteriores e pelo conhecimento da geologia e geotecnia do local, é possível a análise de diversos factos (EDP, 2007):

- A margem direita é o sector mais permeável, pois é o que apresenta menor percentagem de valores de permeabilidade inferiores a 1. U.L. e de casos de absorção nula;
- O leito do rio é o sector menos permeável, apesar de corresponder a uma zona intersectada pela zona de falha 11 e onde o maciço rochoso se encontra, localmente, bastante alterado e fracturado. Neste sector predominam os casos de dilatação de fracturas, o que indica um maciço rochoso heterogéneo e com características mecânicas relativamente fracas;
- Os casos de escoamento laminar e de absorção de água nula também são relevantes no leito do rio, o que pode significar que as fracturas já estão preenchidas com material de alteração, predominantemente argiloso, e em parte arenoso;
- Os casos de regime turbulento predominam em ambas as margens, indiciando um escoamento em fendas limpas e abertas.

3.7. ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE

Ensaios com dilatómetro

Foram realizados pelo LNEC, ensaios dilatométricos em vários furos de sondagem. Os valores obtidos encontram-se no anexo A13. (EDP, 2007)

No sentido de avaliar a influência do estado de alteração e do grau de fracturação no módulo dilatométrico em descarga e segunda carga com P = 6 MPa, no presente trabalho efectuou-se uma análise derivada da deformabilidade que é resumida no Quadro 18. Aqui se expressam os valores médios dos módulos dilatométricos para os vários valores de W e F considerados. A título de exemplo, tem-se 4 avaliações do maciço W2-3 e F3, sendo o valor médio do módulo dilatométrico (E_{dm}) para este caso:

$$E_{dm} = \frac{21 + 16{,}8 + 8{,}4 + 9}{4} = 13{,}8\ \text{GPa} \qquad (18)$$

Quadro 18 – Módulos dilatométricos médios para vários valores de W e F (Descarga e Segunda Carga)

E_{dm} (GPa)		F							
		1	1-2	2	2-3	3	3-4	4	5
W	1	32,0	-	14,2	36,0	15,7	7,5	-	-
	1-2	-	-	-	15,4	-	-	-	-
	2	-	-	15,2	15,2	15,6	11,1	4,4	-
	2-3	-	-	-	-	13,8	6,3	8,6	-
	3	-	-	-	-	-	-	8,2	-
	3-4	-	-	-	-	-	-	-	-
	4	-	-	-	-	-	-	-	-
	5	-	-	-	-	-	-	-	-

A partir dos resultados obtidos retiram-se algumas conclusões:

- Admitindo um maciço rochoso homogéneo, seria de esperar que à medida que a profundidade aumentasse, o módulo de deformabilidade também aumentasse. Neste caso, os valores obtidos não são consentâneos com um maciço homogéneo. Basta verificar que, por exemplo, a sondagem SE 4 apresenta, por vezes, módulos dilatométricos superiores a profundidades mais baixas, do que na sua evolução em profundidade. Isto deve-se ao facto do furo estar inclinado e assim intersectar várias falhas que, como já foi dito, contribuem para uma degradação do maciço rochoso mesmo em alguma profundidade, contribuindo para a redução do módulo de deformabilidade;
- De acordo com o Quadro 18 é possível verificar que em regra, quanto maior for o grau de alteração e o grau de fracturação, menor o valor do módulo dilatométrico;
- Apesar da veracidade do ponto anterior, há casos pontuais em que mesmo que W e F sejam maiores, o módulo dilatométrico cresce, o que corrobora o que anteriormente foi escrito a propósito de estes serem parâmetros muito úteis, mas nem sempre transmitirem o comportamento do maciço rochoso.

Ensaios LFJ

Foram realizados ensaios LFJ prospecção em quatro galerias (GD2, GD3, GE2 e GE3) (a localização das galerias pode ser consultada através da Figura 29).

Os ensaios foram executados de acordo com os seguintes critérios e procedimentos gerais (EDP, 2007):

- Utilização de um conjunto de 2 almofadas planas em série, carregadas em simultâneo;
- Medições efectuadas em cinco ciclos de carga e descarga;
- A pressão mínima de ensaio foi de 1,0 MPa, com excepção do 1º ciclo, no qual se efectua um patamar aos 0,5 MPa;
- Os dois primeiros ciclos foram efectuados a uma carga inferior à carga máxima de ensaio;
- Entre os patamares seleccionados para o 2º, 3º e 4º ciclos, devem estar representadas as pressões máximas dos ciclos anteriores;
- No 5º ciclo foi conduzido um ensaio de fluência com duração de 64 minutos, com leituras ao 1º, 2º, 4º, 8º, 16º, 32º e 64º minutos.

Os patamares utilizados foram os seguintes:

- 1º ciclo: 0,5 – 1,0 – 1,5 – 2,0 – 2,5 – 3,0 – 3,5 – 3,0 – 2,5 – 2,0 – 1,5 – 1,0 MPa;
- 2º ciclo: 1,0 – 2,0 – 3,0 – 3,5 – 4,0 – 4,5 – 4,0 – 3,5 – 3,0 – 2,0 – 1,0 MPa;
- 3º ciclo: 1,0 – 2,5 – 3,5 – 4,5 – 5,0 – 5,5 – 6,0 – 5,5 – 5,0 – 4,5 – 3,5 – 2,5 – 1,0 MPa;
- 4º ciclo: 1,0 – 2,5 – 3,5 – 4,5 – 5,5 – 6,0 – 5,5 – 4,5 – 3,5 – 2,5 – 1,0 MPa;
- 5º ciclo: 1,0 – 3,5 – 5,0 – 3,5 – 1,0 MPa.

O módulo secante entre a pressão mínima e a pressão de 3,5 MPa, foi considerado igual para a primeira e segunda cargas, respectivamente a 5 GPa e a 8 GPa na margem direita e 13 GPa e 21 GPa na margem esquerda, conforme o estudo geológico-geotécnico da EDP.

Existe portanto, uma grande diferença entre o valor do módulo de deformabilidade das duas margens. Esta diferença pode ser explicada pelos seguintes aspectos:

- O facto de a espessura da zona de alteração e descompressão superficial ser superior na margem direita (a margem direita encontra-se, de um modo geral, mais alterada e descomprimida até maior profundidade do que a margem esquerda);

- A realização do ensaio na galeria GD2, a qual é atravessada pela falha 7;
- A fractura 2 atravessa o maciço rochoso, numa zona próxima da GD3, onde foi realizado o ensaio LFJ;
- Foram também observados horizontes de mais baixa velocidade de propagação das ondas sísmicas na soleira das galerias da margem direita e no início da soleira da GE3, o que complementa a informação e ajuda a esta interpretação.

Com o objectivo de observar a deformação do maciço quando solicitado a pressão constante, efectuaram-se ensaios de fluência nas galerias GD3, GE2 e GE3. A pressão aplicada pelos macacos planos foi de 5 MPa durante um intervalo de tempo de 64 minutos.

Para cada ensaio foi calculada uma recta de regressão linear que melhor se ajustava aos valores medidos, tendo-se determinado os valores de E_∞ e de A através da equação dessa recta (11).

Ainda antes de iniciar a realização dos ensaios LFJ, foram efectuados no mesmo local, ensaios com dilatómetro, menos morosos e mais económicos, no sentido de comparar com os valores obtidos posteriormente com os ensaios LFJ. Chegou-se à conclusão que os valores dos módulos dilatométricos das duas margens não diferem muito.

Por último, foram recolhidas as amostras obtidas a partir do furo do ensaio BHD nas galerias, amostras essas que foram sujeitas a ensaios de compressão uniaxial em laboratório.

No sentido de poder comparar os valores dos módulos de deformabilidade obtidos por cada tipo de ensaio, realizado nas diferentes galerias, apresenta-se resumidamente a informação no Quadro 19.

Quadro 19 – Quadro resumo dos módulos de deformabilidade nas diferentes galerias de prospecção (Valores resumidos do Estudo Geológico da EDP, 2007)

(GPa)	BHD		LFJ				UNIAXIAL
	1ª Carga	2ªs Cargas	1ª Carga	2ªs Cargas			
	E_{dm}	E_{dm}	E_{LFJ}	E_{LFJ}	E_0	E_∞	E_{lab}
GD3	1,9	4,2	4,4	7,7	7,9	6,7	51,6
GD2	2,7	4,1					36,6
GE3	3,4	5,7	12,0	18,2	18,4	15,7	45,7
GE2	1,9	2,8	12,5	19,6	17,4	16,1	51,4

Da análise do quadro anterior concluem-se vários aspectos:

- O valor do módulo de deformabilidade é sempre superior nas segundas cargas em relação à primeira carga. Este facto, como já foi dito, deve-se ao fechamento parcial ou total das diaclases em primeira carga, o que torna o maciço mais competente, quando solicitado por segundas cargas;
- O valor do módulo de deformabilidade dos ensaios LFJ são superiores aos valores do módulo dilatométrico em primeira e segundas cargas, respectivamente. Esta discrepância deve-se ao diferente modo de solicitação de cada ensaio, sendo o ensaio LFJ mais representativo do comportamento real maciço. Procurando complementar esta análise, considera-se possível que os ensaios dilatométricos efectuados na vizinhança de galerias

tenham sido mais afectados pela descompressão e fracturação induzida pela abertura das galerias do que os ensaios LFJ, uma vez que os valores obtidos nestes últimos são muito superiores e mais compatíveis do que com os obtidos através dos ensaios dilatométricos;

- O módulo de deformabilidade para tempo infinito é inferior ao módulo de deformabilidade no início do 5º ciclo de carga (E_0). É de salientar que E_∞ toma valores superiores ao módulo de deformabilidade obtido pelos ensaios LFJ em primeira carga, o que diz bem da diferença de comportamento dos maciços rochosos após ter sido efectuada a primeira carga;
- Como seria de esperar, os valores obtidos pelos ensaios de compressão uniaxial, são muito superiores aos valores obtidos por qualquer outro dos ensaios. Tal como referido anteriormente, deve-se ao facto do ensaio de laboratório apenas fornecer a representatividade do material rocha, enquanto nos outros ensaios realizados "*in situ*" fornece representatividade dos maciços rochosos (rocha + descontinuidades). Pela diferença destes valores é possível inferir que, se fossem só realizados ensaios de laboratório, o valor da deformabilidade era sempre sobrestimado, daí a necessidade de recorrer aos ensaios "*in situ*".

Contudo, como estes ensaios são em regra dispendiosos e demorados, é possível recorrer a correlações que permitem obter uma estimativa do módulo de deformabilidade já razoável. Assim, a utilização das expressões dadas pela Figura 18, podem ser utilizadas para conseguir uma boa aproximação deste parâmetro.

3.8. DESCRIÇÃO SUMÁRIA DAS ZONAS GEOMECÂNICAS

As classificações utilizadas no AHBS para o zonamento geomecânico da barragem foram as RMR de Bieniawski (1989) e GSI de Hoek (2000).

Para o cálculo do valor do índice RMR_{bas89}, consideraram-se os seguintes parâmetros:

- Resistência à compressão simples (UCS) média para cada estado de alteração da rocha;
- Intervalo de variação RQD para cada estado de alteração e fracturação considerados;
- Intervalo de variação das características das descontinuidades (espaçamento, rugosidade, abertura, preenchimento, persistência), de acordo com os elementos obtidos com base na cartografia de superfície e sondagens;
- Para efeitos desta classificação e, atendendo às permeabilidades relativamente moderadas observadas, considerou-se o maciço rochoso "molhado", ou seja, como apresentando, aproximadamente, o equivalente ao fluxo de 10 a 25 l/min, para cada 10 m de túnel (Bieniawski, 1989).

O cálculo do valor do parâmetro GSI foi feito a partir da expressão:

$$GSI = RMR_{bas89} - 5 \qquad (19)$$

Para o cálculo desta expressão o índice RMR_{bas89} deve ser recalculado para um maciço rochoso seco.

Para estimar a deformabilidade do maciço rochoso foram utilizadas as seguintes expressões:

$$\begin{cases} E_{maciço} = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \times 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}, \text{Para valores de } \sigma_{ci} < 100 \text{ MPa}, & \text{Hoek (2000)} \\ E_{maciço} = 2 \times RMR_{bas89} - 100, \text{Para valores de } \sigma_{ci} > 100 \text{ MPa}, & \text{Bieniawski (1989)} \end{cases} \quad (20)$$

Sendo:

- $E_{maciço}$, o módulo de deformabilidade do maciço, considerando o maciço rochoso seco;
- σ_{ci}, a resistência à compressão uniaxial;
- GSI, *Geological Strenght Index*;
- RMR_{bas89}, *Rock Mass Rating* básico.

Da integração de todos estes procedimentos, foi efectuado o zonamento geomecânico da zona de implantação da barragem. A Figura 29 apresenta o zonamento efectuado, correspondente a quatro diferentes zonas geomecânicas, sendo que a fundação deverá estar situada na zona mais competente do maciço. No anexo A14. podem ser consultados os valores dos diversos parâmetros que serviram de base ao zonamento geomecânico efectuado. (EDP, 2007)

ZG4 – Corresponde à zona mais superficial e inclui os solos residuais, essencialmente constituídos por saibros graníticos arenosos a areno-silto-argilosos, depósitos coluvionares, mais heterogéneos e constituídos por materiais remobilizados (solos, calhaus e blocos) por acção da gravidade e depositados ao longo das encostas e na base das mesmas e, por fim, os depósitos aluvionares do leito menor do rio Sabor. Esta zona não foi caracterizada do ponto de vista geomecânico pois será totalmente removida no decurso das escavações para a fundação da barragem e estruturas anexas.

ZG3 – Corresponde à zona de mais fraca qualidade geotécnica do maciço rochoso. De um modo geral é o horizonte mais próximo da superfície, mas também ocorre em profundidade, associada a descontinuidades (falhas ou diaclases) ou estruturas filoneanas extensas. De acordo com a classificação de Bieniawski (1989), corresponde a um maciço rochoso globalmente de muito fraca a fraca qualidade geomecânica, pois o seu RMR_{bas89} é inferior a 40.

Como se pode observar a partir do quadro do anexo A14. e da Figura 29, esta zona geomecânica inclui materiais rochosos alterados a decompostos (W3 a W5), com fracturas medianamente afastadas a muito próximas (F3 a F5) e apresenta, em perfil, uma expressão muito variável, raramente ultrapassando os 10 m de espessura e apresentando, mais frequentemente, espessuras na ordem dos 3 – 4 m na margem esquerda e 5 – 7 m na margem direita. O RQD é, dum modo geral, inferior a 50%.

Do ponto de vista geomecânico pode considerar-se a ZG3 como uma zona bastante heterogénea, uma vez que nela coexistem materiais rochosos do tipo W3/F3, na transição para um maciço de razoável qualidade, com outros W5/F5 de muito fraca qualidade geomecânica e que correspondem praticamente a um solo.

ZG2 – No quadro do anexo A14. é possível observar que esta zona geomecânica corresponde a materiais rochosos predominantemente de razoável qualidade geomecânica, com RMR_{bas89} compreendido entre 37 e 64, grau de alteração W2 a W3 (pouco alterados a alterados) e com grau de fracturação F2 a F4 (fracturas afastadas a próximas). O RQD situa-se, mais frequentemente, dentro do intervalo 50% – 90%.

Esta zona geomecânica ocorre subjacente à ZG3 e apresenta, em perfil, uma expressão bastante variável, com espessuras geralmente compreendidas entre 3 m e 25 m.

ZG1 – A ZG1 é a zona de melhor qualidade geomecânica e aquela que ocorre a maior profundidade.

O RMR_{bas89} desta zona geomecânica está compreendido entre 54 e 72, correspondendo, de um modo geral, a um maciço rochoso de boa qualidade geomecânica. Inclui os materiais rochosos com grau de alteração W1a W2 (sãos a pouco alterados) e grau de fracturação, geralmente, F1a F3 (fracturas muito afastadas a medianamente afastadas). O RQD situa-se, mais frequentemente, dentro do intervalo 90% - 100%.

Na Figura 29 é possível verificar que, exceptuando a zona do leito menor do rio e na proximidade de falhas e zonas de falha, a fundação da barragem ficará situada na ZG1, correspondente a maciço rochoso de boa qualidade geomecânica.

Na margem esquerda, acima da cota (210), localiza-se uma zona do maciço rochoso bastante conturbada devido à presença da falha 22 (Figura 29) e, principalmente, da falha 24, a qual tem associado o espesso filão de quartzo com uma importante zona de alteração a muro. Este conjunto deverá afectar, previsivelmente, o talude de montante da escavação da fundação da barragem, junto ao encontro da margem esquerda.

O maciço rochoso no fundo do vale encontra-se cortado por diversas falhas, cujo conjunto toma a designação de zona de falha 11, que foi detectada através de sondagens realizadas no leito menor do rio, não tendo sido observada à superfície. De referir que a mesma vem assinalada como falha provável na Carta Geológica de Portugal.

Na margem direita, a fundação da barragem situar-se-á na zona ZG1, de boa qualidade geomecânica. O topo desta zona geomecânica situa-se, dum modo geral, a maior profundidade do que na margem esquerda, devendo destacar-se a presença das falhas números 6, 9 e 10 e, principalmente, a falha número 1,devido à espessura da sua caixa (0,5 m – 1,5 m), a qual inclui milonite argilosa, um filão de quartzo e granito muito alterado e fracturado.

Nas falhas, zonas de falha e filões que incluem zonas muito alteradas a decompostas, com espessura superior a 0,1 m, dever-se-á ter em consideração a necessidade de execução de recravas com as dimensões adequadas à espessura e características geotécnicas das estruturas geológicas em questão.

Toda a escavação até à fundação da barragem deverá ser objecto de acompanhamento e cartografia de pormenor, de modo a proceder a uma caracterização geológico-geotécnica das condições reais em profundidade. No caso da falha 24 cuja inserção no terreno é desfavorável para o talude de escavação, haverá necessidade de um acompanhamento ainda maior.

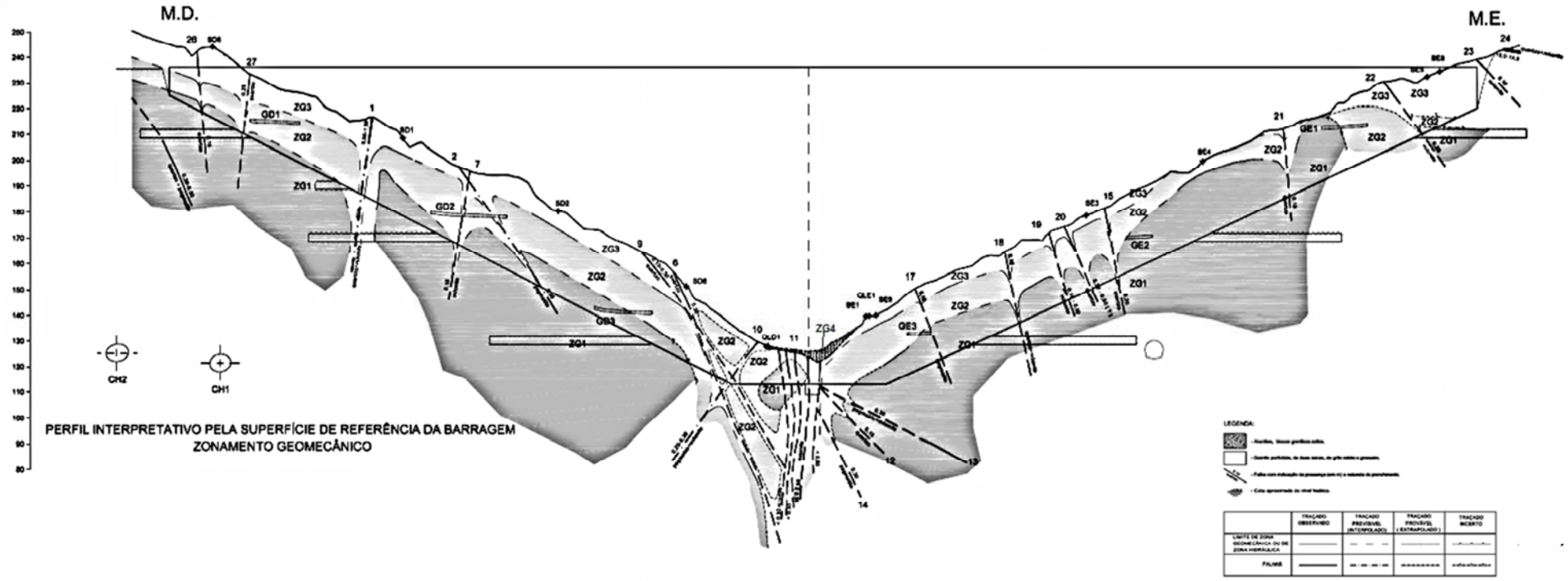


Figura 29 – Zonamento Geomecânico obtido (cedido pela EDP).

3.9. DESCRIÇÃO SUMÁRIA DO ZONAMENTO HIDRÁULICO

Após a realização de ensaios Lugeon nos furos de sondagem foi possível criar fronteiras onde o maciço exibe valores de permeabilidade semelhantes.

O zonamento hidráulico do maciço rochoso, o qual estabelece as classes de valores de permeabilidade (em Unidades Lugeon), relativas a cada uma das zonas hidráulicas consideradas, é apresentado na Figura 30. O Quadro 20 refere os valores dentro dos quais cada zona hidráulica está inserida. (EDP, 2007)

Quadro 20 – Zonamento hidráulico do maciço rochoso (EDP, 2007)

ZONA HIDRÁULICA	PERMEABILIDADE (UNIDADES LUGEON)
ZH3	> 4
ZH2	1 – 4
ZH1	< 1

Os elementos obtidos através dos ensaios de absorção de água de tipo Lugeon efectuados apontam, de um modo geral, para uma diminuição da permeabilidade do maciço rochoso com profundidade, excepto em zonas localizadas e/ou segundo determinadas direcções/pendores preferenciais.

A ZH3 corresponde à zona mais superficial e descomprimida do maciço rochoso e apresenta elevados valores de permeabilidade (> 4 U.L.) e alguns casos de vazão total, nos quais a absorção de água por parte do maciço excedeu a capacidade da bomba utilizada.

A ZH2 é uma zona de permeabilidade intermédia (1 – 4 U.L.), com espessura muito variável, geralmente compreendida entre 5 m e 40 m.

A ZH1, com permeabilidade inferior a 1 U.L., corresponde ao maciço rochoso que, em termos práticos, é normalmente considerado como impermeável.

No sentido de garantir o adequado comportamento hidráulico da fundação considera-se necessário realizar uma cortina de impermeabilização através de injecções de caldas de cimento. A profundidade a atingir com este tratamento deve ultrapassar o limite superior da ZH1 para que o maciço seja considerado “impermeável”.

No que respeita ao zonamento hidráulico, é possível observar que (EDP, 2007):

- Na margem esquerda e com excepção da zona do encontro, a fundação da barragem situa-se quase totalmente na ZH1 (< 1 U.L.);
- Na margem direita e fundo do vale, a fundação da barragem situa-se preferencialmente na ZH2 (1– 4 U.L.);
- A ZH3, de maior permeabilidade (> 4 U.L.), apresenta maior expressão na transição do fundo do vale para a margem direita;
- Na margem esquerda é possível observar uma razoável aproximação entre os limites superiores da ZG1e da ZH1,enquanto que, na margem direita, mais permeável, estes limites se encontram mais desfasados. Nesta margem predominam os casos de regime turbulento (32,4%), seguidos dos de absorção nula (22,5%) e dos de dilatação das

fracturas (18,9%), o que aponta para uma circulação em fendas limpas e abertas e para um maciço pouco a moderadamente permeável;

- Na margem direita predominam os casos de regime turbulento (32,2%), seguidos dos de dilatação de fracturas (24,0%) e dos de regime laminar (16,8%), sendo de registar, em relação à outra margem, o decréscimo percentual significativo dos casos de absorção nula e o acréscimo dos casos de regime laminar, revelando a existência de percolação de água em materiais granulares e/ou fissuras finas;
- O fundo do vale apresenta um comportamento bastante irregular no que respeita à sua permeabilidade. De facto, se se comparar os valores da permeabilidade obtidos nas sondagens SE1 e QLE1, executadas na margem esquerda com azimute e comprimento semelhantes, verifica-se que no primeiro destes furos se obtiveram valores de permeabilidade muito superiores aos do segundo, apesar deste último se situar somente a cerca de 40 m para jusante do primeiro.

A justificação para este comportamento irregular deverá estar relacionada com a presença das diversas falhas atrás mencionadas e com a manutenção de uma grande heterogeneidade do maciço rochoso em profundidade.

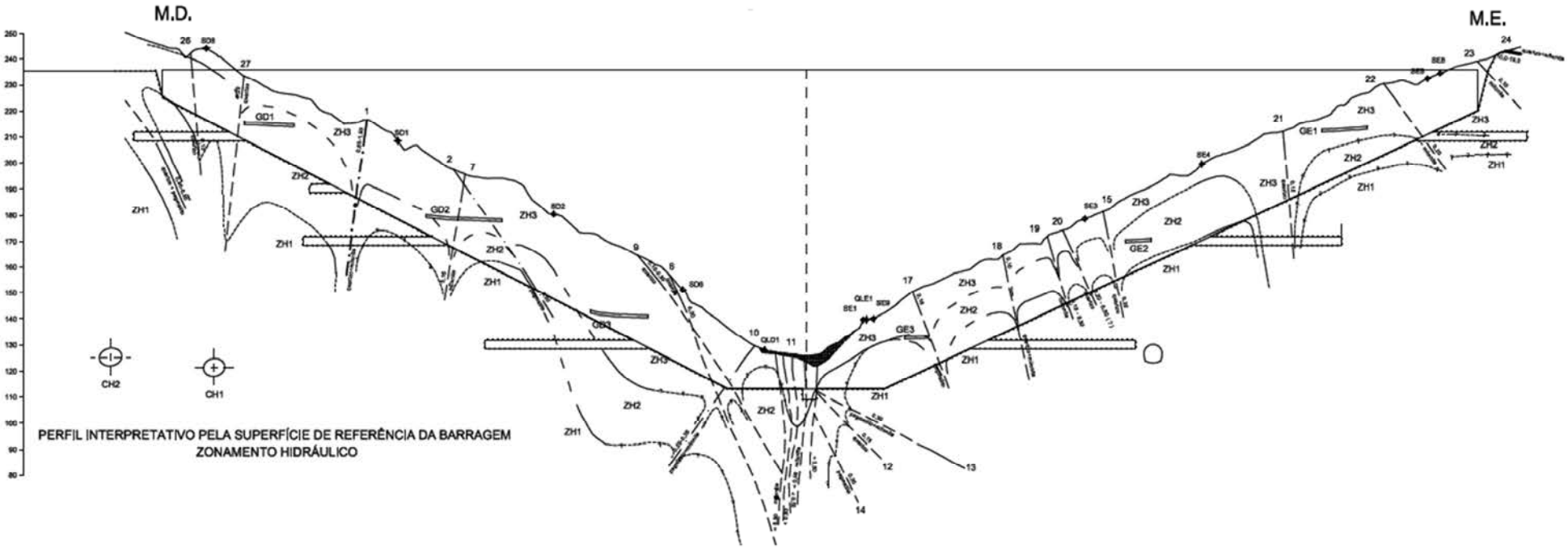


Figura 30 – Zonamento Hidráulico obtido (cedido pela EDP).

3.10. CONDIÇÕES DE ESCAVABILIDADE

A profundidade da zona ripável com recurso a meios mecânicos pesados foi determinada a partir da litologia (solos/maciço rochoso), estado de alteração, grau de fracturação e valores de velocidade de propagação de ondas sísmicas longitudinais no valor limite de 2000 m/s. (EDP, 2007)

A avaliação das condições gerais de escavabilidade foi conseguida com base na informação resultante da realização dos perfis sísmicos nas trincheiras de prospecção, extrapolada para um comprimento que não deve ultrapassar os 5 metros para cada lado do perfil sísmico considerado.

Os furos de sondagem permitiram também ter uma ideia de qual a profundidade ripável.

De um modo geral:

- A zona ZG4 é ripável;
- A zona ZG3 é parcialmente ripável;
- As zonas ZG2 e ZG1 são não ripáveis.

Com base nas condições geomecânicas previstas é recomendável que o desmonte do maciço rochoso seja efectuado utilizando adequadas técnicas de corte tais como, por exemplo, a técnica de pré-corte para escavações a céu aberto, com o objectivo de minimizar a fracturação do maciço induzida pelos rebentamentos, a abertura das fracturas existentes e, também, evitar eventuais danos em estruturas de betão.

3.11. FASEAMENTO DA ESCAVAÇÃO

Do ponto de vista geotécnico, todas as escavações devem ser realizadas no sentido descendente, permitindo aliviar forças desestabilizadoras em maior grandeza relativamente ao alívio de forças estabilizadoras, aumentando assim o Factor de Segurança.

Contudo, na obra do AHBS, a Entidade Executante efectuou uma proposta de faseamento de escavação que não seguia esse critério.

O faseamento de escavação proposto passou pelo ataque simultâneo em várias frentes, criando pistas de acesso a diferentes cotas, com o intuito de obter um maior volume escavado em menos tempo.

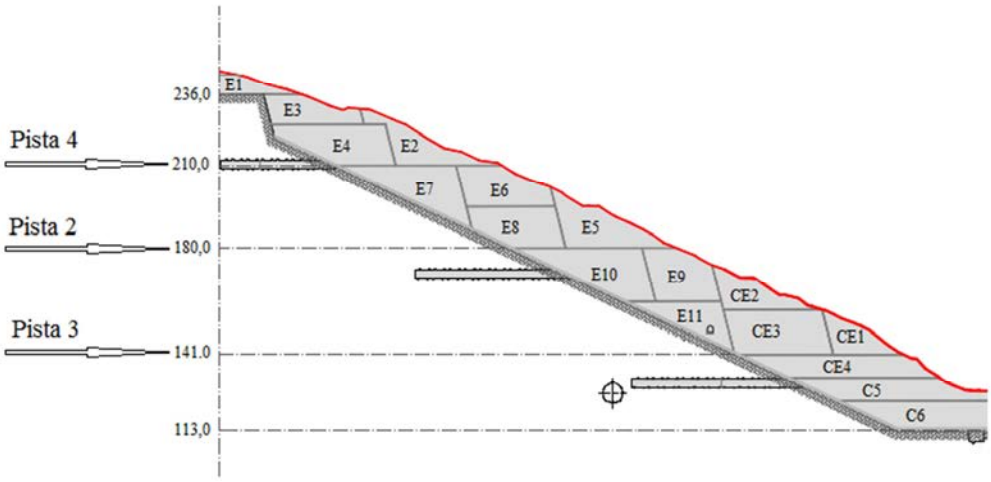


Figura 31 – Faseamento de escavação da margem esquerda (cedido pela EDP).

Percebe-se o ponto de vista da Entidade Executante, pois interessa-lhe obter a maior quantidade possível de produção num determinado tempo, desde que sejam garantidas a qualidade e segurança em obra.

Com o objectivo de comparar os coeficientes de segurança e rendimentos obtidos pela proposta de escavação, e aqueles que se obteria, caso a escavação fosse realizada favoravelmente à geotecnia, modelou-se neste trabalho as duas sequências de escavação em separado, utilizando para isso o *Software Slide*.

A modelação para as duas situações, foi feita de acordo com o faseamento de escavação da margem esquerda.

Os parâmetros utilizados nos modelos tiveram por base os resultados obtidos a partir do zonamento geomecânico e hidráulico. Assim, foram consideradas 3 zonas com materiais diferentes. O maciço subjacente à cota final da fundação, foi admitido como pertencente à zona ZG1, isto é, com características mecânicas de elevada qualidade. A zona ZG3, de má qualidade, foi considerada próxima do encontro, onde se situa a Falha 24, e vai sensivelmente desde a cota (245) até à (216). A restante zona a escavar foi considerada como tendo características referentes à zona ZG2.

As cotas aproximadas do nível freático determinadas a partir dos furos de sondagens realizados, foram as utilizadas no modelo.

O critério de rotura considerado para todos os materiais foi o proposto por Hoek (1994), dado pela expressão (14).

A caracterização dos materiais utilizados é fornecida pelo Quadro 21.

Quadro 21 – Características mecânicas das diferentes zonas geomecânicas

	γ (KN/m^3)	UCS (MPa)	GSI	CONSTANTE m_i	GRAU DE PERTURBAÇÃO DA ESCAVAÇÃO
ZG3	25	20	30	33	0,7
ZG2	25	53	54	33	1
ZG1	25	126	61	33	0

Os valores da resistência à compressão uniaxial (UCS) tal como os valores do parâmetro GSI foram baseados no zonamento geomecânico efectuado pela EDP, os quais podem ser consultados através do anexo A14. .

Para as zonas ZG2 e ZG1, o valor do GSI foi considerado como sendo a média entre o valor mínimo e máximo do GSI de cada uma destas zonas geomecânicas. O modo de utilização dos valores da classificação GSI e do grau de perturbação da escavação encontram-se nos anexos A8. e A9. .

O valor do peso volúmico foi fundamentado em valores correntes deste parâmetro para rochas graníticas. A constante m_i é um valor característico que depende da matriz rochosa. De acordo com Vallejo *et al*, 2004, esta constante toma o valor de 33 para a rocha granítica.

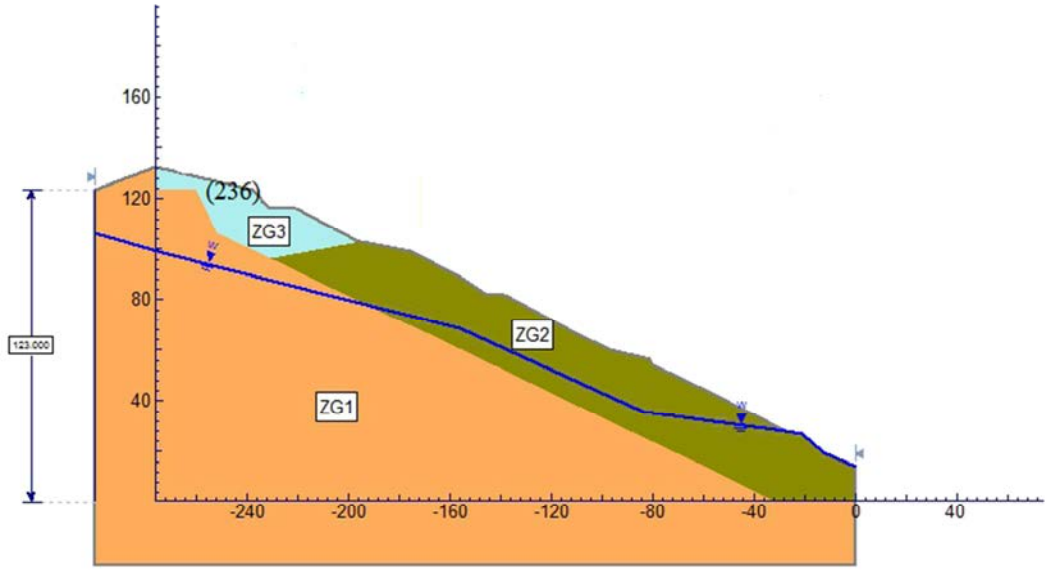


Figura 32 – Zonamento efectuado para o modelo.

Escavação proposta pela Entidade Executante

A sequência de escavação teve por base o plano de trabalhos em fase de projecto, e foi a seguinte (Figura 31):

- E1;E2;E3;CE1;CE2;E5;CE3;E4;E9;E6;E8;E10;E7;E11;CE4;C5;C6.

O tempo considerado para cada fase foi também derivado do plano de trabalhos em fase de projecto, consultando-se para isso o diagrama de Perth. Apesar de muitas das fases terem sido escavadas simultaneamente, nesta análise apenas se realiza uma fase posterior após ter terminado a anterior. Por exemplo, a Fase E2 tem início enquanto se realiza a Fase E1, no entanto, nesta análise, efectua-se primeiro a Fase E1 completa, e só depois a Fase E2.

Considerou-se que a sequência do faseamento admitiu a data de fim de cada Fase, isto é, supondo que a Fase CE1 começa enquanto é escavada a Fase E1 e antes da Fase E2, mas que a Fase E2 termina primeiro do que a Fase CE1, considera-se o faseamento como sendo realizada a Fase E2 antes da Fase CE1.

Os volumes de escavação foram estimados através da medição simples da vista em corte e da planta da superfície a escavar.

Os Factores de Segurança associados a cada fase podem ser consultados no anexo A1. . O Factor de Segurança mínimo para esta metodologia de escavação foi de 1,247. Para este Factor de Segurança, a cunha de rotura é muito reduzida. Para cunhas consideráveis este valor aumenta consideravelmente como se pode ver através da Figura 33 e da Figura 34.

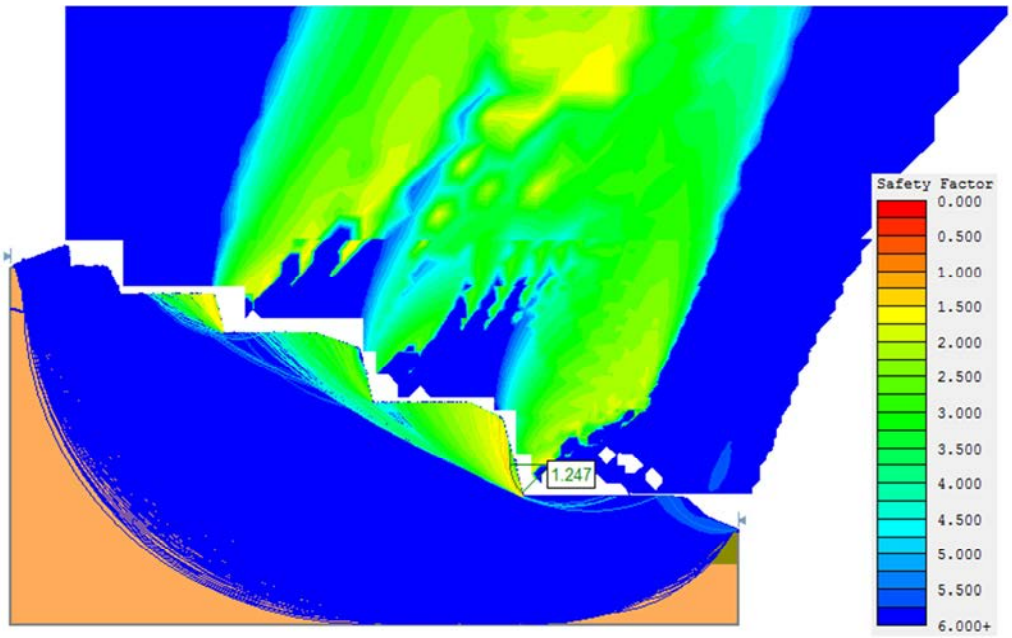


Figura 33 – Fase CE3; Evolução do Factor de Segurança.

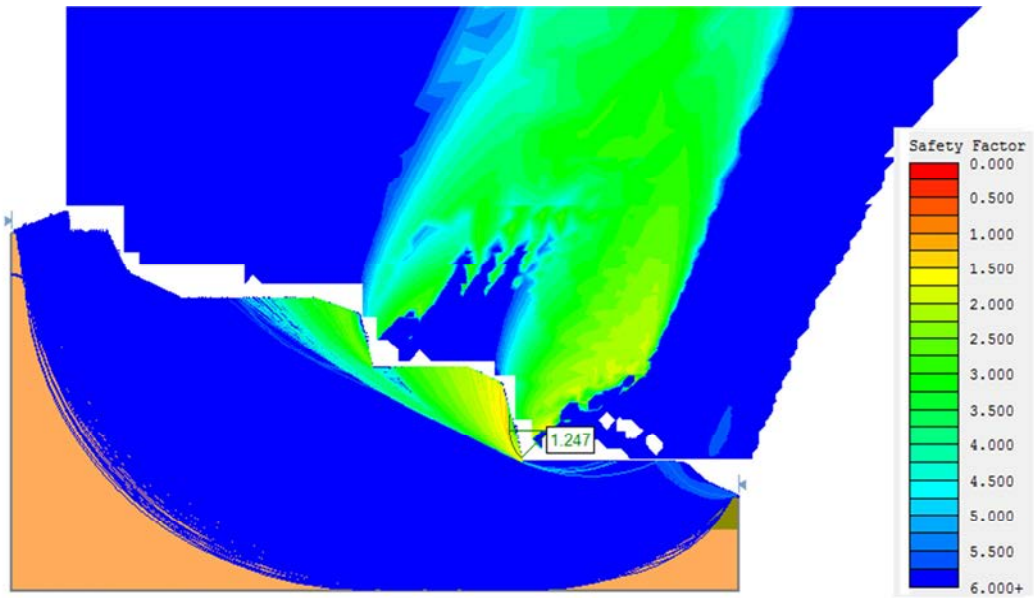


Figura 34 – Fase E4; Evolução do Factor de Segurança.

Uma cunha de rotura considerada considerável, toma valores de FS iguais ou superiores a 1,5, podendo concluir-se que a escavação se processa em segurança, pelo menos numa análise de escorregamento global como esta.

Escavação geotecnicamente mais favorável

Para a escavação geotecnicamente mais favorável, considerou-se que o faseamento foi o seguinte (Figura 35):

- E1;E3+E2P;E4+E2P1;E6+E7+E5P;E8+E7P1+E5P1;E10+E9+CE2P;E11+CE3+CE1+CE2P1; CE4;C5;C6.

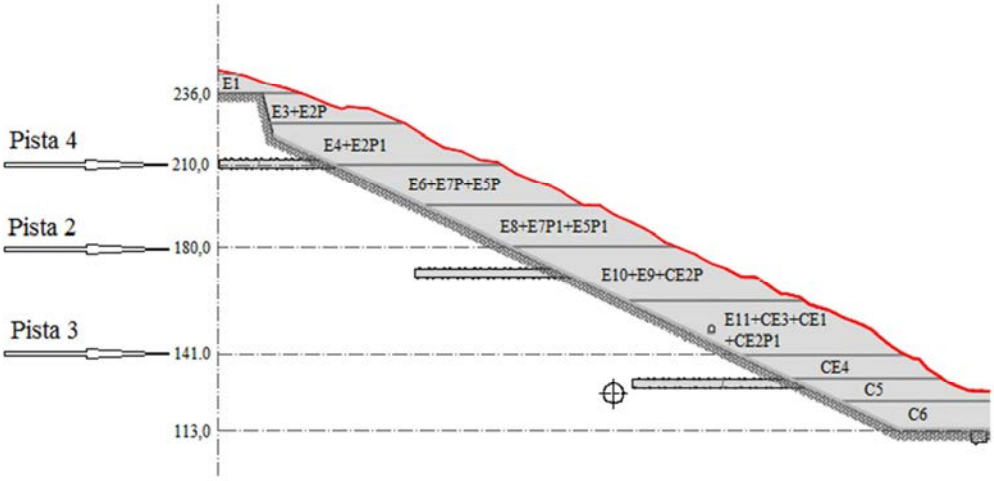


Figura 35 – Faseamento de escavação geotecnicamente mais favorável.

Os tempos para cada fase foram adaptados aos da primeira análise. Por exemplo, o tempo de realização da escavação para a Fase E3+E2P, foi determinado a partir do tempo de duração da Fase E3 e ajustado o tempo para a Fase E2P, variando proporcionalmente ao volume de escavação da Fase E2.

Os símbolos "P" e "P1" significam "escavação parcial daquelas fases", em relação à proposta da Entidade Executante. Os materiais considerados foram exactamente iguais, e a sua posição espacial é também igual à do primeiro modelo. O valor mínimo do Factor de Segurança para esta metodologia seria de 3,274, correspondente à Fase inicial.

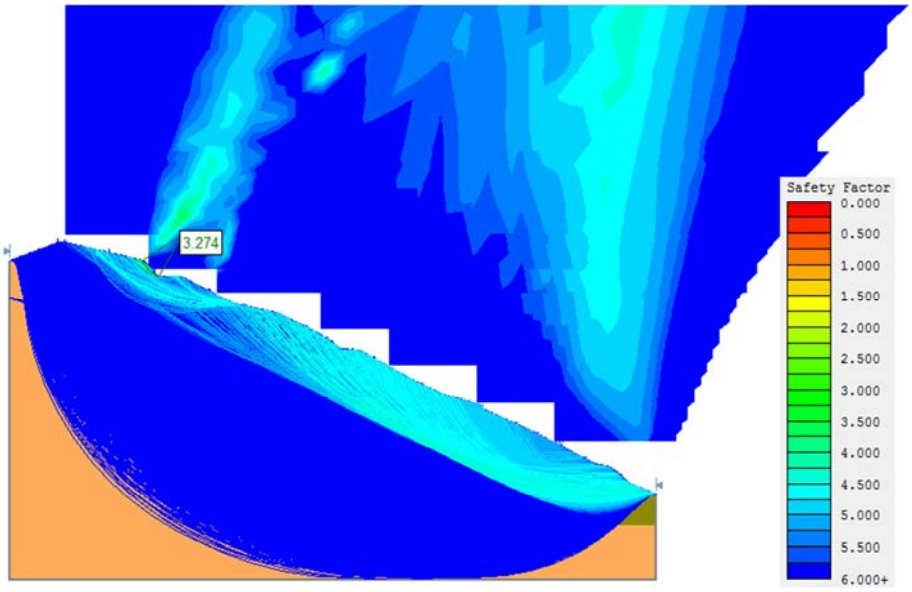


Figura 36 – Fase inicial; Evolução do Factor de Segurança

Este valor é representativo de uma cunha de rotura também ela muito pequena.

Sendo este o menor valor encontrado para toda a escavação, é de prever que esta, admita Factores de Segurança substancialmente superiores aos da primeira escavação modelada.

O Factor de Segurança associado a cada fase da segunda modelação (escavação geotecnicamente mais favorável) pode ser consultado no anexo A2. .

Para melhor entender o efeito dos dois faseamentos, quer ao nível do rendimento, quer ao nível da segurança ao longo do tempo, foram criados três gráficos (Figura 37, Figura 38 e Figura 39). Com o conhecimento dos volumes de escavação e dos Factores de Segurança em relação ao tempo, obtêm-se pontos, que unidos resultam nas curvas dessas figuras.

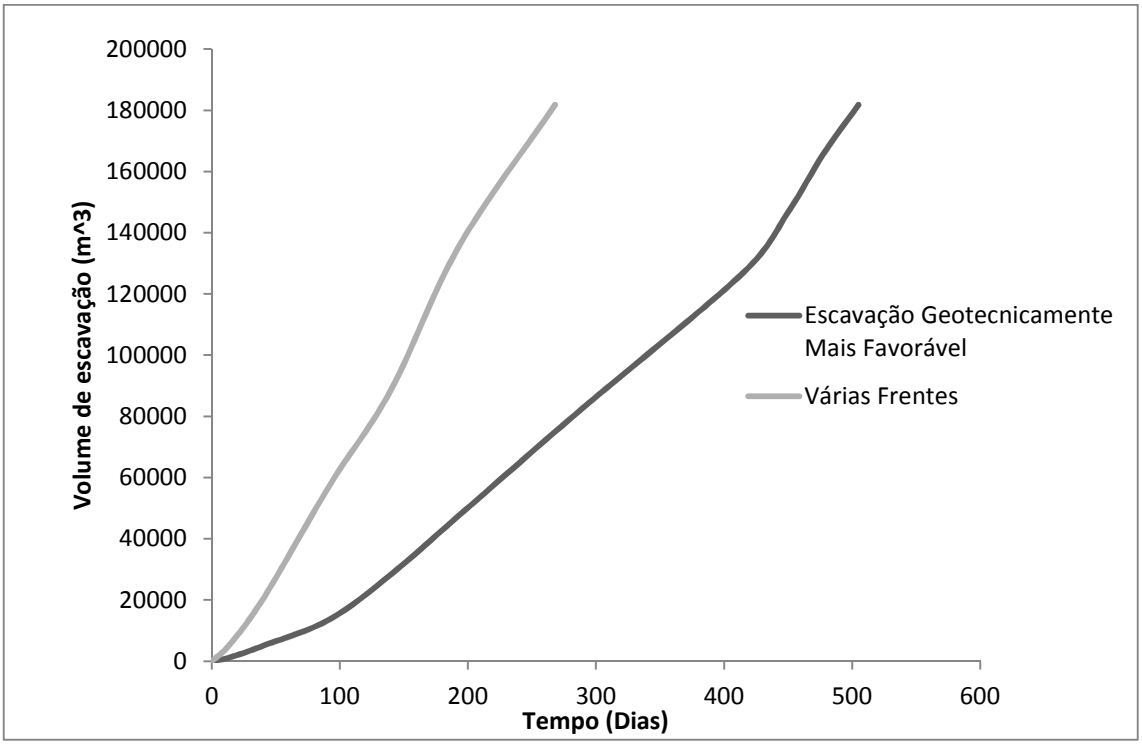


Figura 37 – Volume escavado em função do tempo.

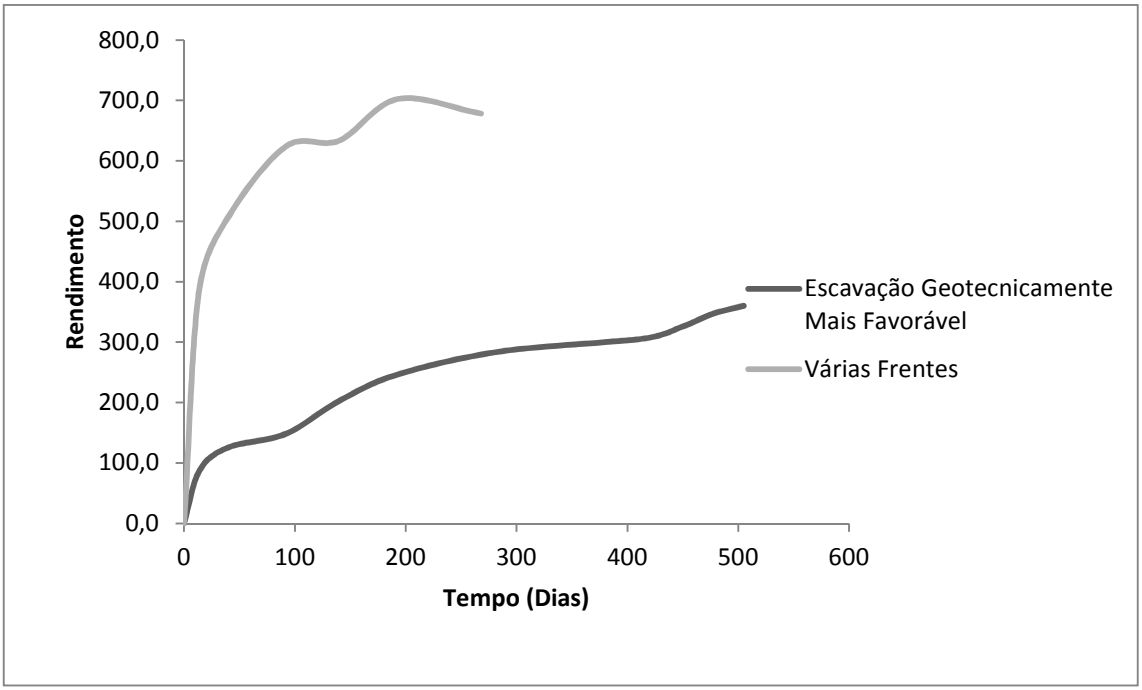


Figura 38 – Rendimentos instantâneos diários.

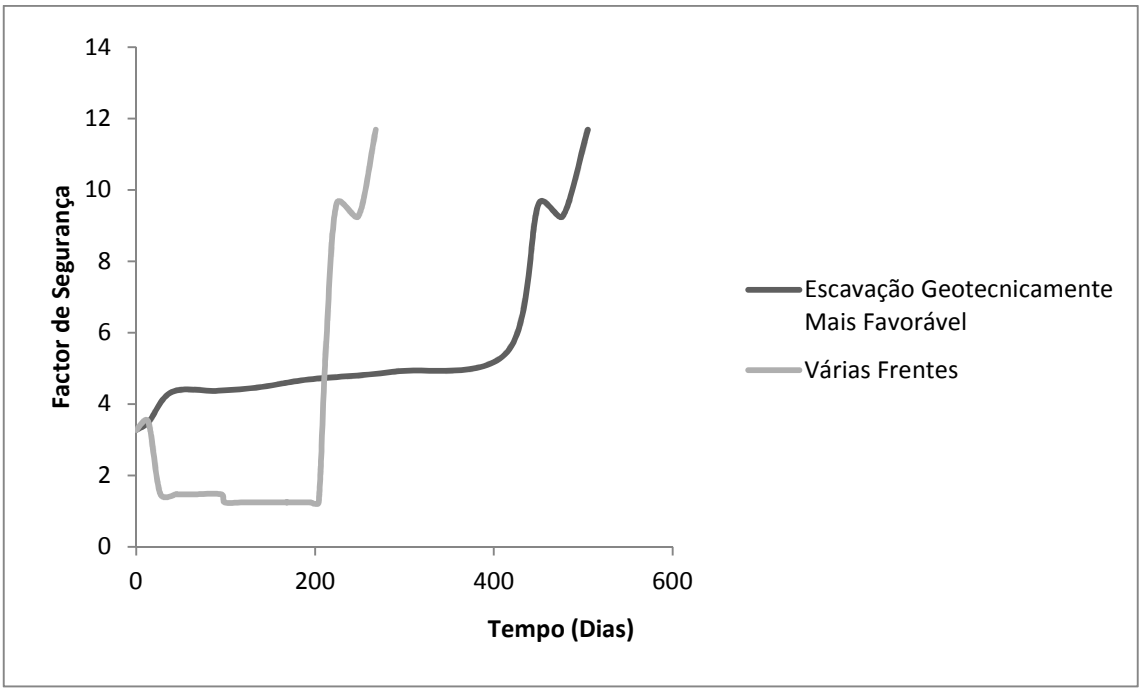


Figura 39 – Factor de segurança em função do tempo.

Da análise dos três gráficos é possível verificar diversos factos:

- Como seria de prever, para um mesmo volume de escavação, o ataque em várias frentes permite concluir o trabalho em menos dias sendo necessários 268 dias contra os 505 dias para a escavação geotecnicamente mais favorável;

- O rendimento, sendo a razão entre o volume escavado e o tempo necessário para escavar esse volume, é muito superior na escavação em várias frentes;
- Os Factores de Segurança associados a cada fase de escavação, apresentam, nos primeiros 200 dias, uma diferença bastante acentuada, sendo mais favorável à escavação geotecnicamente mais favorável.

Embora o Factor de Segurança na primeira metodologia apresentada seja bem menor do que na segunda, pode considerar-se que o valor de FS foi de 1,5, (valor representativo de cunhas de rotura com maior expressão em relação a FS=1,247), como sendo aceitável.

Pelo que foi agora exposto, e como dito anteriormente, a escavação analisada neste plano, (plano paralelo ao plano da barragem), pode ser efectuada sem medidas de contenção (pelo menos na análise de escorregamento global).

Em resumo, a escolha do faseamento de escavação não é simples, pois estão envolvidos vários aspectos em simultâneo, que devem ser alvo de análise. É assim necessário, optimizar uma solução que garanta a sua execução num prazo adequado e com segurança, sendo que essa solução vai afectar directamente os custos totais na obra.

Até agora foi considerada a escavação na direcção Z (paralela ao plano da barragem) (Figura 40). Os taludes criados a partir da escavação na direcção X (direcção perpendicular ao plano da barragem), são, como se pode ver na mesma figura, muito mais severos dos que os analisados anteriormente, tendo em conta a sua grande inclinação e altura.

Figura 40 – Vista aérea da margem esquerda da barragem de montante.

Com o objectivo de analisar o papel das medidas de contenção foi efectuada nova modelação, de um talude no encontro da margem esquerda, o qual inclui o atravessamento da falha 24.

A representação do talude a escavar representa-se na Figura 41.

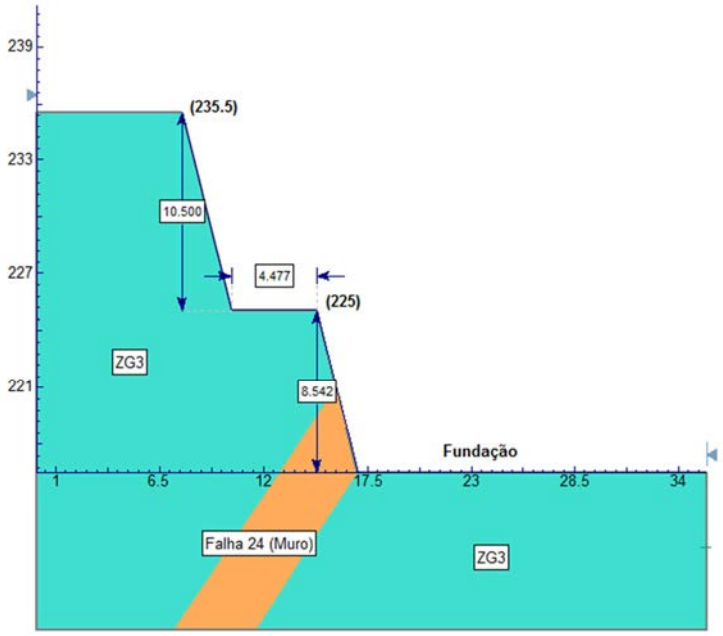


Figura 41 – Talude a escavar no encontro da margem esquerda.

Por ser uma zona próxima da falha, considerou-se que o material em redor desta era constituído pelas características da zona ZG3. O próprio material de falha, já que é muito fraco mecanicamente, considerou-se que a sua rotura seguia o critério de um solo (critério de Mohr-Coulomb), e que a sua contribuição resistente era devida apenas ao seu ângulo de atrito (20º). Este valor representa um valor muito precário e conservativo, no entanto, sem prejuízo para o objectivo desta análise.

A resistência das pregagens foi considerada de 220 KN, de acordo com o processo de concurso da obra.

A sequência de escavação adoptada foi a seguinte:

- Escavação desde a cota (235.5) até à (225);
- Colocação de pregagens dispostas em quincôncio com 2 metros de lado;
- Colocação de viga ancorada com carga de serviço a 750 KN, espaçadas de 2 metros;
- Escavação desde a cota (225) até à cota de fundação;
- Realização de recrava.

O faseamento completo pode ser consultado no anexo A3. .

De acordo com os valores obtidos, é possível notar que as contenções exercem um papel importante para o incremento dos Factores de Segurança associados a cada fase. Basta notar que por exemplo no talude superior, este factor vem aumentado de 55% com a colocação das pregagens (Figura 42 e Figura 43).

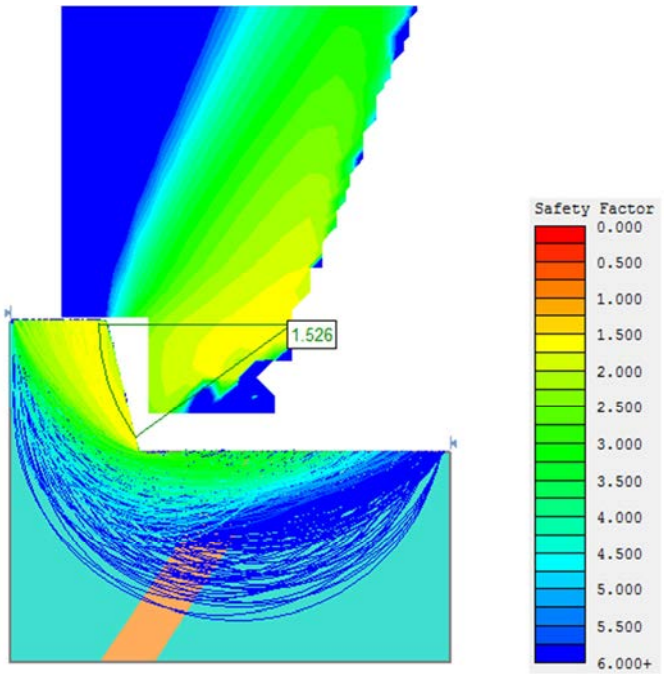


Figura 42 – Escavação desde a cota (235.5) até à (225) sem contenção.

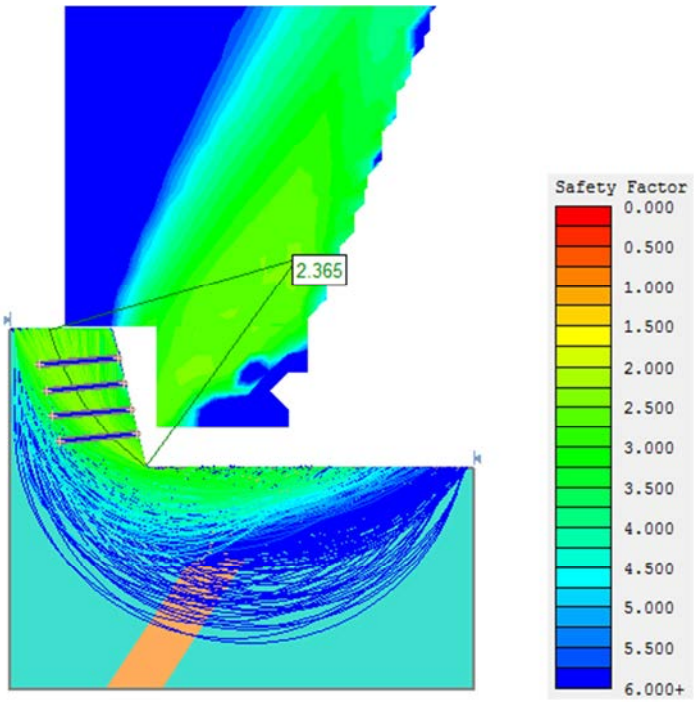


Figura 43 – Escavação desde a cota (235.5) até à (225) com colocação de pregagens.

O tempo de colocação da contenção é também um factor importante, com efeito, se procedêssemos à escavação total, para só depois efectuar as medidas de contenção, o talude inferior sofreria rotura pela falha.

O tratamento da falha através de uma recrava de betão na falha 24 permite o aumento da resistência ao corte global, e consequente aumento de FS.

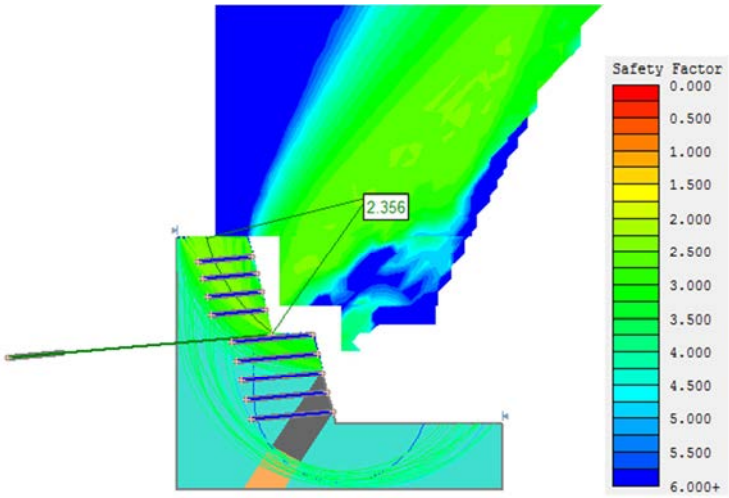


Figura 44 – Escavação total dos taludes com a execução da recrava.

Figura 45 – Recrava no encontro da margem esquerda, (Falha 24).

Chama-se a atenção para o facto de que o faseamento em obra, embora semelhante, não ser igual a este, pois não é permitida a escavação consecutiva de taludes com alturas superiores a 6 metros.

Os resultados e conclusões obtidos foram feitos apenas para uma análise de rotura global (circular), numa fase anterior à execução. Todos os valores utilizados no modelo não sofreram o ajuste necessário que o acompanhamento de obra possibilita. No capítulo que se segue far-se-á a exposição contextualizada desse acompanhamento na obra em apreço.

4
ACOMPANHAMENTO DA OBRA

4.1. CARTOGRAFIA DETALHADA

A cartografia detalhada pretende que a cada avanço de escavação, o maciço rochoso seja caracterizado com grande pormenor, confrontando essa informação com a obtida em fase de projecto.

O grau de informação geotécnica é nesta fase substancialmente maior. Basta pensar no contraste entre escalas. Numa primeira abordagem a informação existente está a uma escala muito reduzida, por exemplo 1:50000 ou 1:25000, casos das cartas geológicas e das cartas militares respectivamente, evoluindo rapidamente com os trabalhos de prospecção para escalas da ordem de 1:1000. As fichas de cartografia detalhada são realizadas à escala das centenas ou das dezenas, por exemplo 1:50, pelo que se pode concluir que são elementos de pormenor muito maior do que nas fases iniciais da obra.

Apesar de a sua realização ser da responsabilidade da equipa de geologia da Entidade Executante, nesta obra, a equipa homóloga da Fiscalização participa activamente na realização da cartografia detalhada.

O seu procedimento consiste essencialmente nos seguintes pontos:

- Medição de altura de avanço (altura do talude);
- Obter a orientação do talude;
- Identificar a litologia do talude;
- Caracterizar falhas, filões e diaclases extensas ou com importância para a estabilidade da escavação (orientações, preenchimentos, extensões e possanças) e proceder à representação do seu traçado;
- Identificar a zona de influência das falhas;
- Avaliação do grau de alteração (W), do estado de fracturação (F) e RQD;
- Recorrer a ensaios PLT ou com o martelo de Schmidt para estimar, através de correlações, a resistência à compressão uniaxial da rocha (UCS);
- Anotar ressurgências de água;
- Efectuar o registo fotográfico;
- Análise cinemática, indicando se a distribuição da fracturação pode provocar rotura planar, cunha e/ou basculamento;
- Proceder ao cálculo do parâmetro RMR.

Com a ajuda de apoio topográfico a caracterização fica completa e com grau de detalhe muito elevado.

Este é um processo absolutamente necessário em obras desta responsabilidade, pois é nela que se baseiam as adaptações em obra, tais como o ajuste de densidade de contenção, ajuste e/ou correcção do comprimento das pregagens, determinação da altura do avanço seguinte, etc..

Quando se chega à cota final de projecto, a cartografia detalhada permite também conhecer as condições reais de fundação. Conhecendo as zonas de piores características mecânicas, deve-se proceder ao tratamento destas, iniciando-se com a execução de recravas.

4.2. EXECUÇÃO DE RECRAVAS

As recravas são elementos estruturais que têm a função de substituir material com más características mecânicas, caso das zonas de influência de uma falha, por material de menor deformabilidade e maior resistência ao corte, casos do betão simples ou armado.

As zonas com material medianamente a muito alterado, constituem locais que, quando sujeitos a acções exteriores, exibem deformabilidade elevada, pelo que se torna indispensável tratá-los.

Para se perceber melhor o que atrás foi dito, o Autor efectuou a análise da influência do tratamento do maciço com recravas, nas estruturas que vão ser implantadas nesses locais. A modelação foi feita através do *Software ROBOT*.

O objectivo principal desta modelação consiste em comparar assentamentos e tensões na estrutura, nos dois casos, isto é, caso haja tratamento do maciço de fundação ou caso contrário.

O modelo criado não tem em conta o faseamento construtivo, que se inicia com a instalação do peso próprio da estrutura da barragem com juntas abertas, sem que haja a acção do impulso da água. Posteriormente procede-se à injecção das juntas, de molde a que a estrutura se torne monolítica, e só depois é que há a entrada em carga do impulso da água criado pelo enchimento da albufeira. Não tem também em conta, o efeito do arco inerente à tipologia da estrutura, arco abóbada. Pretende-se com este modelo fazer uma análise de sensibilidade da importância do tratamento da fundação com um exemplo simples, sem entrar com todos aqueles parâmetros, mas reconhece-se que todo o faseamento e a tipologia da estrutura são determinantes para o funcionamento desta última. Em rigor, a estrutura não apresenta tensões de tracção, pelo que na realidade é constituída por betão simples, apresentando armadura apenas nas zonas onde vão ser criadas galerias ao longo do corpo da barragem.

O modelo consiste num muro monolítico com secção trapezoidal, com 6 metros de largura no coroamento e 12 metros de largura na fundação. O muro apresenta uma altura de 123 m e o material constituinte é betão com a classe de resistência C20/25. O peso volúmico da água foi considerado de $9{,}81\ \mathrm{KN/m^3}$, e a sua altura corresponde à altura da barragem. A sua acção foi triangular e perpendicular à secção.

O muro está fundado em dois materiais distintos. Na primeira situação, a fundação tem características de deformabilidade de “Bedrock+Zonas de influência das falhas”. Já na segunda situação, em que ocorre o tratamento destas zonas, a fundação apresenta características de “Bedrock+Recrava”. O comportamento dos diferentes materiais foi simulado através de um modelo com molas, com coeficientes de elasticidade diferentes.

O cálculo da constante da mola referente ao “Bedrock” (anexo A4.), foi baseado no módulo de deformabilidade obtido no zonamento geomecânico e consta no anexo A14. . O valor admitido foi a média dos resultados obtidos pelos ensaios LFJ para as zonas ZG2 e ZG1.

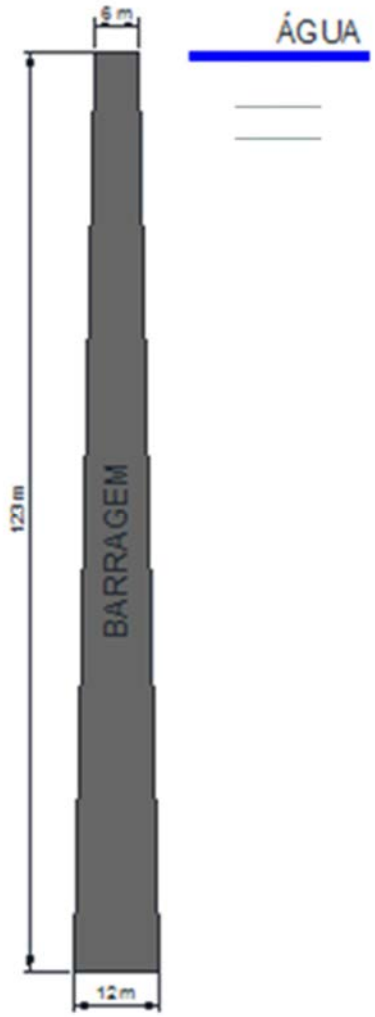


Figura 46 – Perfil transversal simulando a barragem.

Quadro 22 – Módulos de elasticidade utilizados

MATERIAL	MÓDULO DE DEFORMABILIDADE (GPa)
"Bedrock"	13
Zonas de falha	0.002

As zonas de falha são propositadamente muito fracas, simulando um material plástico com fracas características mecânicas, para ficar bem vincada a diferença de comportamento estrutural quando a barragem está fundada em dois materiais com características mecânicas tão distintas.

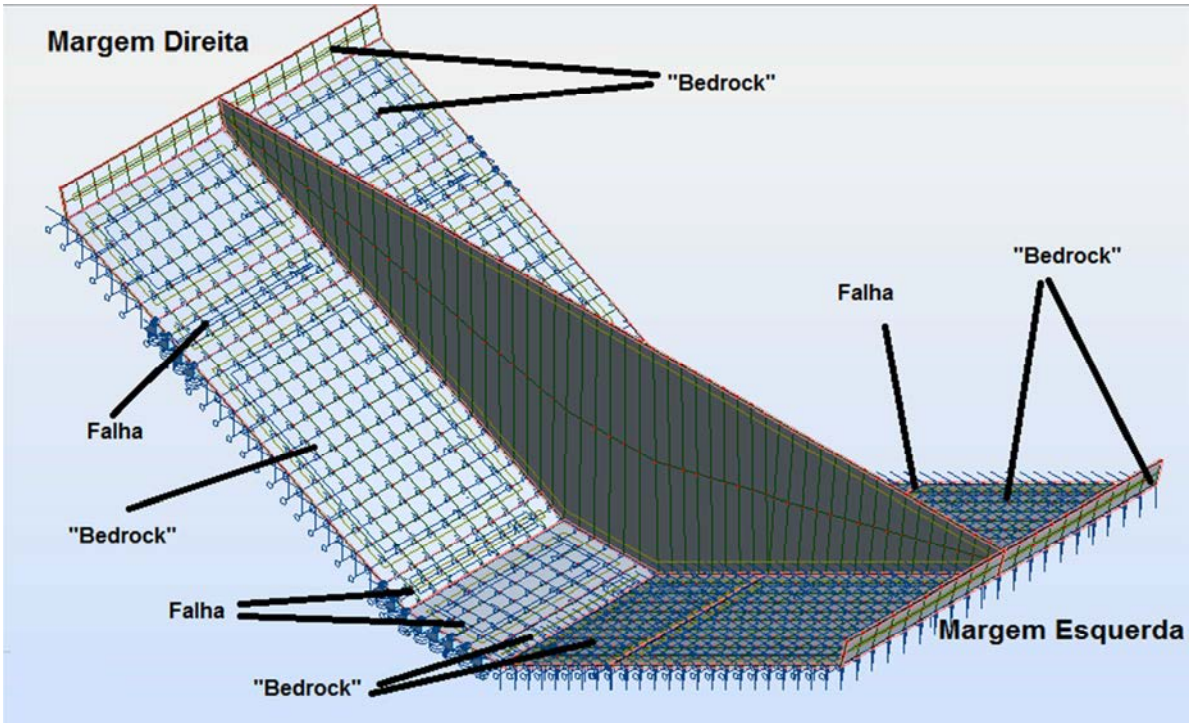


Figura 47 – Modelação da barragem e suas condições de fundação.

A legenda da Figura 47 refere-se à constituição dos painéis modelados. Da esquerda para a direita temos:

- 2 Paineis “Bedrock”;
- 1Painel Zona de Falha;
- 1 Painel “Bedrock”;
- 2 Painéis Zona de Falha;
- 1 Painel “Bedrock”;
- 1 Painel Zona de Falha;
- 2 Paineis “Bedrock”.

As zonas de falha pretenderam ficar aproximadamente no mesmo lugar geométrico, das encontradas na zona de fundação do AHBS, pelo menos as principais, tais como a falha 11, no leito do rio e a falha 1, na margem direita. Foi também considerada uma falha com pouca expressão (10 cm de largura) na margem esquerda.

Sem se proceder ao cálculo já se pode prever o comportamento da estrutura quando as condições da fundação não são ideais. Assim, na zona de deformabilidade mais alta, isto é, nas zonas influenciadas pelas falhas, espera-se que haja maiores assentamentos, provocando assentamento diferencial na estrutura que como se sabe, induz esforços na estrutura.

Procedeu-se então ao cálculo do modelo e chegou-se aos seguintes resultados:

Ao analisar os esforços na direcção vertical do referencial local, (direcção x), verificamos que as tensões de compressão “viajam” desde a zona de maior deformabilidade (zona de falha) para zonas denominadas por “Bedrock”. Este fenómeno tem a ver com a diferença de rigidez dos dois materiais, sendo que os esforços se instalam nas zonas mais rígidas (Figura 48).

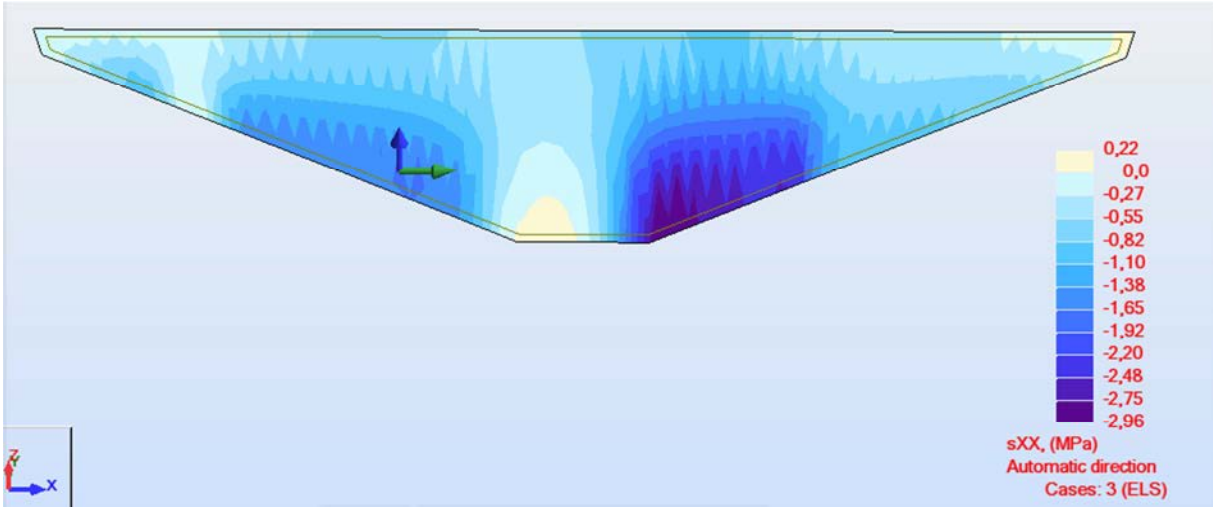


Figura 48 – Esforços com direcção vertical na barragem, com fundação não tratada.

Nesta direcção, embora tenham pequena magnitude neste modelo, ocorrem tensões de tracção próximo das zonas de falha.

Analisando a direcção horizontal (Figura 49), que no referencial local é dada como direcção y, nas zonas próximas das falhas ocorrem tensões de tracção (representadas em tons avermelhados) de maior magnitude, o que poderá levar a fissurações no corpo da estrutura, sendo um cenário indesejável para o seu bom funcionamento.

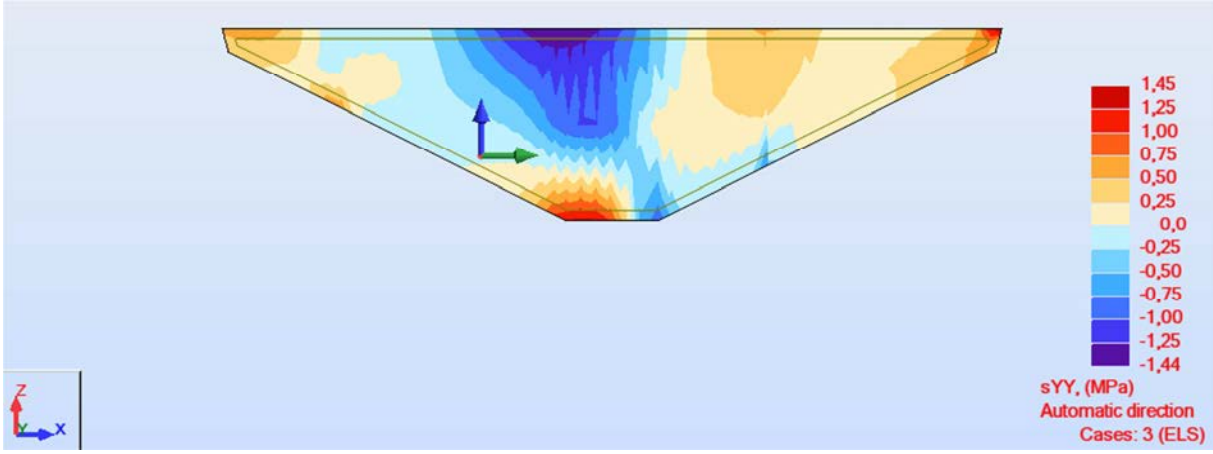


Figura 49 – Esforços com direcção horizontal na barragem, com fundação não tratada.

Relativamente aos assentamentos na direcção vertical (Figura 50), o resultado obtido era o esperado, sendo os valores nas zonas mais deformáveis maiores do que nas zonas mais rígidas.

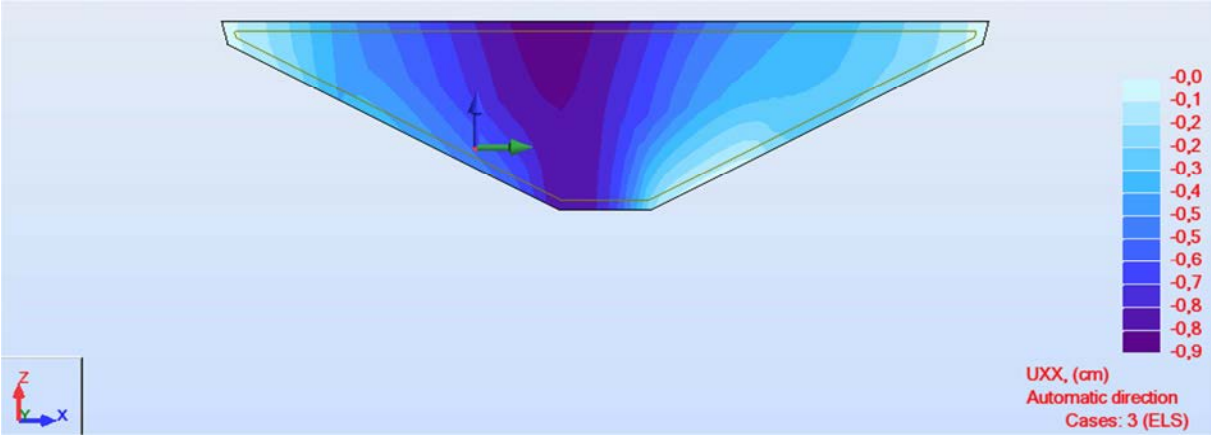


Figura 50 – Assentamentos verticais com a fundação não tratada.

Para fazer a comparação entre a fundação com as condições que a natureza lhe conferiu e a fundação tratada por recravas, foi substituído o material de zona de falha por betão. Espera-se que as tensões de compressão fiquem melhor distribuídas e que haja menores assentamentos diferenciais na fundação.

Fazendo a análise em tudo semelhante à anterior, começamos por analisar a direcção x do referencial local em termos de tensões de compressão (Figura 51).

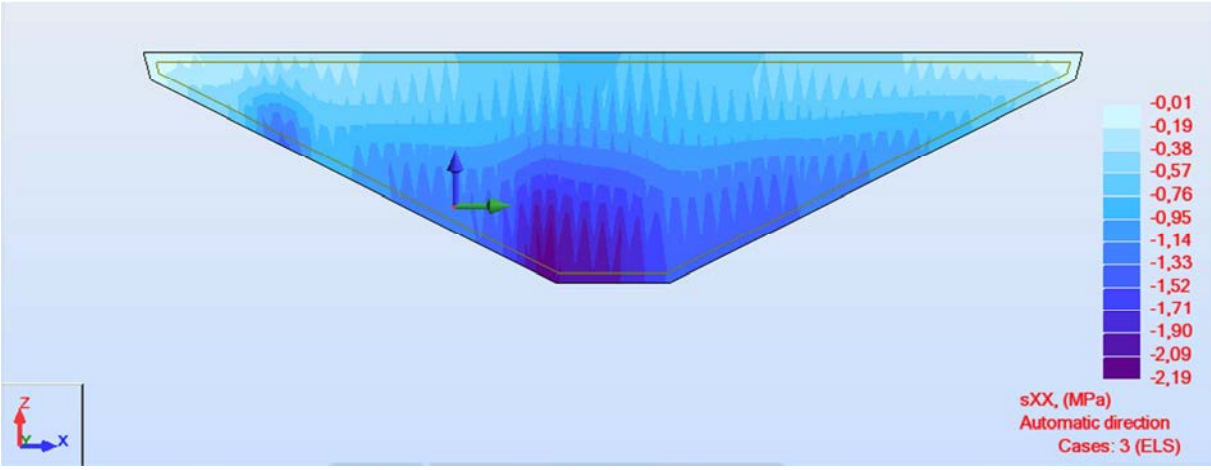


Figura 51 – Esforços com direcção vertical na barragem, com fundação tratada.

Os painéis de betão que substituíram os painéis "zona de falha" têm um módulo de elasticidade superior ao módulo de deformabilidade dos painéis "Bedrock". Assim, e analisando a Figura 51 nota-se que os esforços de compressão tendem a se concentrar nessa zona. É possível verificar também o que se estava à espera. Estes esforços estão mais bem distribuídos por toda a fundação. Os esforços de tracção nesta direcção tornaram-se nulos.

Relativamente à direcção y do referencial local (Figura 52), os esforços de tracção obtidos são menores, sendo o risco de fendilhação do betão do corpo da barragem menor.

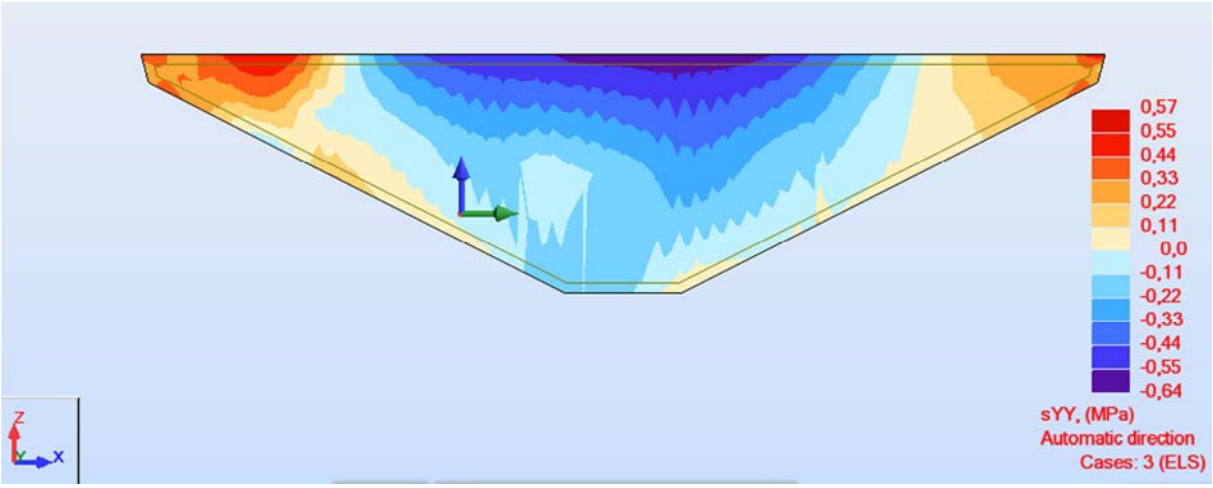


Figura 52 – Esforços com direcção horizontal na barragem, com fundação tratada.

Quanto aos assentamentos na direcção x do referencial local (Figura 53), são, como se estava à espera, menores do que na situação analisada anteriormente.

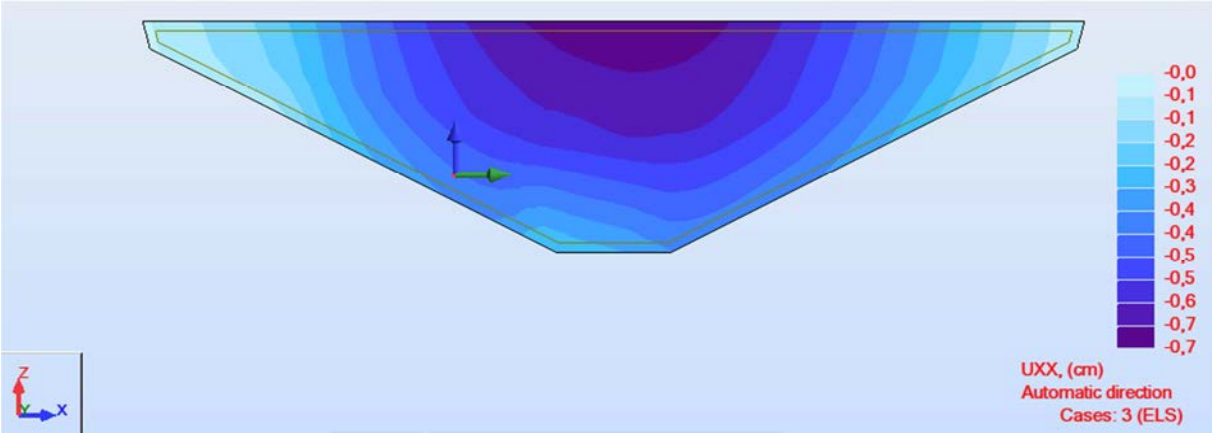


Figura 53 – Assentamentos verticais com a fundação tratada.

Podemos então chegar à conclusão que o tratamento por recravas é eficiente para a melhoria do comportamento da estrutura em conjunto com a fundação.

Procedimento para tratamento da fundação em obra entre as cotas 195 e 185 da margem direita

Chegada à cota de projecto para a fundação, constataram-se as características reais do terreno. Verificou-se que naquele local existe uma zona geomecânica muito desfavorável à implantação da barragem, podendo estar associada à Falha 1.

Procedeu-se à sobreescavação de aproximadamente 2 metros paralelamente à cota de projecto da fundação, no sentido de verificar as características do maciço a maior profundidade (supostamente melhores).

Foi então feita cartografia detalhada, permitindo aos projectistas dimensionar as recravas, adequando-as ao terreno existente.

4.3. Escavação do Último Metro Sobrejacente à Cota Teórica de Fundação

A escavação do terreno com espessura de um metro sobrejacente à cota teórica de fundação foi escavada com delicados cuidados, por aprofundamentos sucessivos e cargas reduzidas. De facto, o desmonte desta parcela de maciço, não deve ser realizado através de explosivos tendo em conta que estes podem provocar uma degradação da qualidade da fundação, pela abertura de novas fracturas. Este é um processo que entra em litígio com os critérios de escavabilidade, pois chegados à zona ZG1 torna-se difícil efectuar a escavação por meios mecânicos, no entanto é um procedimento eficaz para manter as boas características mecânicas da fundação.

4.4. Realização de Ensaios Lugeon em Vigas Ancoradas

Após a realização dos furos que vão receber os tirantes de aço, é realizado um ensaio Lugeon no troço correspondente à zona de selagem, com o intuito de estudar a permeabilidade do maciço neste local. O ensaio processa-se com os seguintes patamares de pressão:

- 1,25;2,5;5;2,5;1,25 (MPa)

Em cada patamar espera-se 10 minutos a pressão constante, sendo medida a absorção de água através do maciço. Obtidos os litros absorvidos, procede-se à proposta de Houlsby para determinar os valores de unidades Lugeon, fazendo as necessárias correcções correspondentes ao efeito da coluna de água e ao efeito do nível freático, sendo o valor máximo permitido de 2 Lugeon. Se eventualmente se obtiver valores superiores o furo é injectado com calda de cimento, reperfurado e há lugar a novo ensaio até se garantir valores abaixo de 2 Lugeon.

Figura 54 – Ensaio Lugeon em furo de ancoragem.

4.5. Equipamento Utilizado Para Efectuar a Escavação

As metodologias de escavação devem ser realizáveis com o equipamento existente no mercado.

Ultrapassa o âmbito deste trabalho a exposição em pormenor dos equipamentos utilizados na escavação. Serão apenas expostos os equipamentos principais necessários para realizá-la, e as situações em que estes são envolvidos.

- Perfurações para pré-corte e para desmonte:
    - Perfuradora tipo Tamrock D700.

Figura 55 – Perfuradora de perfuração para planos de fogo (Escalão de Jusante).

Este equipamento destina-se à criação de furos, quer na horizontal quer na vertical. É essencial para efectuar a furação dos planos de fogo. Sendo a zona ZG3 parcialmente ripável e a zona ZG2 não ripável, significa que muito do volume de escavação no local da barragem, foi efectuado através do desmonte com recurso a explosivos. Assim, pode-se concluir que este é um equipamento que contribuiu a larga escala para a execução da escavação.

- Apoio às escavações:
    - Tractor de Rastos Contínuos.

Figura 56 – Tractor de rastos contínuos (Escalão de Jusante).

Os tractores de rastos são utilizados para a movimentação pesada de terras e escombro de rocha, nos casos em que seja necessário exercer uma elevada força de tracção. Pode também ser utilizado para ripar terreno pertencente à zona ZG3 e à zona ZG4.

Graças ao seu grande balde é possível arrastar escombro com grande rendimento. É muito utilizado quando se pretende remover o escombro proveniente das pegas de fogo a cotas superiores,

empurrando-o para cotas inferiores, sendo possível iniciar os eventuais trabalhos de contenção nessas zonas mais altas.

Não sendo muito importante na actividade de escavação pura, é essencial na abertura de pistas que permitem o ataque em várias frentes.

- Carga de camiões:
    - Escavadora Giratória;

Figura 57 – Giratória a carregar um Dumper na zona da barragem do Escalão de Montante.

A Giratória é um equipamento fundamental para movimentação de terras, permitindo efectuar grandes volumes de escavação de uma forma eficaz, conciliando a escavação com o carregamento de equipamentos de transporte quase em simultâneo.

As giratórias permitem também a colocação de um martelo pneumático que substitui facilmente o balde de remoção de escombro, sendo apropriada para escavar o último metro acima da cota teórica de fundação. No perfil da barragem encontra-se pelo menos uma giratória a laborar em todo o decurso da escavação.

Resumindo, quer seja na remoção de escombro, como na execução da própria escavação, este é um equipamento de importância capital a esta.

Figura 58 – Duas giratórias com peças diferentes (Balde e Martelo), na zona da barragem do Escalão de Montante.

- Camiões basculantes;

Os camiões basculantes permitem uma movimentação de materiais eficaz para longas distâncias ou em zonas em que o terreno seja estável. Devido aos acessos precários até à zona da barragem, não são equipamentos fundamentais no perímetro da obra, aumentando a sua acção à medida que os acessos sejam melhores.

- Dumpers.

Figura 59 – Dumpers no Escalão de Jusante.

Estes equipamentos de grande porte são fundamentais para retirar os materiais provenientes da escavação, permitindo a sua utilização em zonas com fracos acessos. Encontram-se muito frequentemente dentro do perímetro da obra, tendo uma capacidade de transporte de escombro muito alta, permitindo um bom rendimento de remoção. Normalmente os dumpers estão associados a giratórias, recebendo material desta, sendo então máquinas igualmente de muita importância na escavação.

- Equipamento de contenção:
    - Perfuradora tipo Tamrock Pantera 1500;

Figura 60 – Perfuradora para colocação de drenos e pregagens na zona da barragem do Escalão de Montante.

Esta perfuradora encontra-se a laborar nos taludes em que é necessária a realização de furos para colocação de pregagens e drenos. Os taludes que são alvo deste tipo de medidas de contenção são os da direcção X (ponto 3.11; Figura 40). Pela importância que a contenção exerce numa escavação, conclui-se que são elementos indispensáveis a esta.

- Camião betoneira de 7 m^3;

Figura 61 – Betoneira à saída da Central de Betão instalada na margem esquerda.

Os camiões betoneira permitem que se efectuem betonagens longe das centrais de betão, fazendo o transporte entre estas e o local de betonagem.

No caso de ser necessário projectar betão (como é o caso dos taludes na direcção X (ponto 3.11)), são as betoneiras que asseguram que chegue um grande volume de betão às frentes de obra com trabalhabilidade suficiente para o seu fim. São então indispensáveis à escavação quando se adoptam medidas de contenção com betão projectado, como nesta obra.

- Robot para projectar Betão;

Figura 62 – Robot para projectar betão no Escalão de Montante.

O betão projectado aplicado como material de contenção permite diversos aspectos positivos:

- Regularização da superfície maciço rochoso;
- Evita a exposição da superfície do maciço a agentes de meteorização e erosivos que podem provocar alteração e degradação daquele;
- Os blocos de pequena dimensão ganham alguma coesão, tendo o betão projectado um efeito de cola, evitando a queda de pequenas pedras;
- O conjunto malhasol+betão projectado comporta-se como uma estrutura única com características dúcteis, o que se traduz num incremento de segurança.

Assim, o robot para projectar betão assume importância nas zonas onde a solução de contenção é a seguinte:

- Betão projectado;
- Pregagens;
- Malhasol;
- Drenos.

Como se disse no ponto anterior, este equipamento actua nos taludes perpendiculares ao plano da barragem.

- Plataforma Elevatória.

Figura 63 – Plataformas elevatórias; Imagens superiores no Escalão de Montante; Imagem inferior no Escalão de Jusante.

As plataformas elevatórias permitem o alcance de zonas elevadas, para que se possa exercer tarefas em zonas que de outro modo seriam inacessíveis.

A colocação de drenos, pregagens e malhasol, constituintes da solução de contenção dos taludes referidos nos pontos anteriores, é auxiliada por estas gruas. Permite que o rendimento de escavação seja mais alto, pois se não fosse este equipamento, os avanços teriam de ser realizados com menor altura, de modo a ser possível a colocação daquelas peças.

4.6. SEGURANÇA EM OBRA

Neste ponto expõe-se, muito resumidamente, o papel da coordenação de segurança em obra (CSO), o qual está a cargo da empresa TABIQUE, incidindo na escavação a céu aberto da barragem do escalão de montante.

À parte da segurança que se exige no dimensionamento dos diversos problemas de engenharia, é essencial garantir a segurança dos trabalhadores aquando da concretização das diferentes tarefas em obra.

Na obra são efectuadas regularmente visitas de inspecção ao estaleiro, onde se registam as anomalias verificadas e se estipula um prazo de correcção. Os relatórios destas visitas são divulgados aos responsáveis, Director Técnico da Obra e Gestor de Segurança, através de comunicação própria.

As anomalias que não são resolvidas dentro do prazo acordado ou que são consideradas graves, são alvo de abertura de não conformidades. A Entidade Executante propõe a acção correctiva no prazo de 24 horas após a emanação da não conformidade, bem como a data limite para a resolução da mesma. Caso a proposta de acção correctiva não seja a mais adequada ou a data de resolução não seja cumprida, à Coordenação de Segurança em Obra reserva-se o direito de não aprovar a mesma e reabrir nova não conformidade baseada na mesma anomalia. Caso as acções preventivas propostas pela Entidade Executante sejam aprovadas pela Coordenação de Segurança em Obra, a não conformidade é fechada.

No caso de uma não conformidade grave que ponha em risco a vida dos trabalhadores, o Coordenador de Segurança e Saúde em Obra emana um auto de suspensão, o que não se verificou até hoje, o qual tem de ser aprovado pelo Dono de Obra (DO), sendo realizado um registo de auto de suspensão dos respectivos trabalhos. Cabe à Entidade Executante, no prazo de 24 horas, dar resposta à referida suspensão através de proposta de medidas de acções correctivas e pedido de levantamento de suspensão, após resolução da mesma. As acções correctivas propostas pela Entidade Executante são validadas pela Coordenação de Segurança em Obra.

Na obra são realizadas reuniões de Coordenação de Segurança semanais, de modo a fazer um ponto da situação em relação às empresas, trabalhadores e toda a sua documentação, às actividades a desenvolver, aos equipamentos, às anomalias verificadas, aos acidentes/incidentes ocorridos, bem como a todas as situações que necessitem de alguma análise. Todas as situações abordadas na Reunião são registadas em Acta de Reunião, assinada por todos os responsáveis presentes.

Para além das reuniões semanais referidas, são realizadas reuniões mensais de Comissão de Segurança e Saúde em Obra. Nestas reuniões estão presentes, para além dos intervenientes nas reuniões de Coordenação de Segurança, o Médico responsável pela Medicina no Trabalho e o Representante dos Trabalhadores.

De forma a efectuar-se um controlo das empresas, trabalhadores e equipamentos, são entregues semanalmente, pela Entidade Executante, à Coordenação de Segurança em Obra, mapas resumo de registo de empresas, trabalhadores e equipamentos. Toda a documentação inerente a estes registos é analisada pela Equipa de Coordenação de Segurança e verificada aleatoriamente pela Coordenação de Segurança em Obra, elaborando-se a actualização do Plano de Segurança e Saúde (PSS), de acordo com o registo de adaptações.

Todos os meses são elaborados relatórios mensais de Coordenação de Segurança em Obra, entregues ao Dono de Obra, avaliando o comportamento da Entidade Executante.

No final de cada mês são também calculados os Índices de Sinistralidade, de acordo com o número de horas trabalhadas pela Entidade Executante (incluindo subempreiteiros), Coordenação de Segurança em Obra e Fiscalização.

De acordo com o Decreto-Lei 273/03, Artigo 7º "Riscos especiais", o PSS deve prever medidas adequadas a prevenir os riscos especiais para a segurança e saúde dos trabalhadores, decorrentes de trabalhos que os exponha a condições que em caso de acidente sejam de gravidade muito séria.

Devido às características desta obra, todas as actividades são consideradas de risco muito elevado, pelo que, deve ser elaborado um Plano de Trabalhos com Riscos Especiais (PTRE).

Antes do início de qualquer actividade, o empreiteiro deve elaborar um PTRE, do qual deve fazer parte uma avaliação dos riscos associados a cada tarefa, bem como as medidas preventivas a implementar. Deve ainda integrar no PTRE um Plano de Registo de Monitorização e Prevenção (PRMP) para verificar se as medidas preventivas estão a ser implementadas, identificando o responsável pela verificação e quando é que esta deve ser iniciada (antes do início dos trabalhos, durante a execução dos trabalhos e/ou Final do Trabalho e antes de entrar em serviço).

A CSO analisa a proposta feita pela Entidade Executante, tendo o poder de validar ou não o PTRE. Ao não validar, os trabalhos não podem avançar, devendo a CSO sugerir alterações/melhorias baseadas na legislação em vigor. Cabe ao Dono de Obra, neste caso à empresa EDP, aprovar ou não.

A actividade só pode ser iniciada quando o PTRE estiver validado pela CSO e aprovado pelo DO.

As actividades compreendidas na execução da escavação da zona de implantação da barragem são:

- Trabalhos de terraplenagens;
- Desmatação;
- Decapagem;
- Escavação com meios mecânicos;
- Saneamento de taludes resultantes da escavação;
- Transporte de terras de/para vazadouro;
- Escavação com recurso a explosivos;
- Colocação de betão projectado;
- Colocação de pregagens e ancoragens.

Os trabalhadores envolvidos nestas actividades têm que ter a documentação prevista no Decreto-Lei 273/03, no Código do Trabalho e no Regulamento do Código do Trabalho.

Todos os trabalhadores têm que ter formação em Passaporte de Segurança, formação de acolhimento e formação específica para as actividades que vão desenvolver.

Os equipamentos utilizados nestas actividades têm que possuir certificação CE, verificação dos requisitos mínimos de segurança segundo o DL 50/2005, possuir plano de manutenção, registos de manutenção e têm que ser utilizados segundo as instruções do fabricante.

Para a identificação e avaliação dos riscos afectos às tarefas de cada actividade pode recorrer-se ao método das matrizes, em que:

$$[\mathrm{R}] = [\mathrm{P}] \times [\mathrm{Exp}] \tag{21}$$

Sendo:

- [R], o risco da tarefa;
- [P], a probabilidade de ocorrência de danos;
- [Exp], a exposição ou gravidade do dano.

Quadro 23 – Forma simplificada de estimar o risco (Pinto, 2008)

POSSIBILIDADE DE OCORRER DANO	GRAVIDADE DO DANO		
	Ligeiro	Moderado	Extremo/Elevado
Muito Improvável (raro)	Risco muito baixo	Risco muito baixo	Risco elevado
Pouco Provável	Risco muito baixo	Risco médio	Risco muito elevado
Provável/Possível	Risco baixo	Risco elevado	Risco muito elevado
Muito Provável (Esperado)	Risco baixo	Risco muito elevado	Risco muito elevado

Quadro 24 – Categorias da probabilidade de ocorrência de danos (Pinto, 2008)

PROBABILIDADE DE OCORRÊNCIA	FREQUÊNCIA
Muito provável	Tipicamente acontece pelo menos uma vez por semestre a um indivíduo.
Provável/Possível	Tipicamente acontece pelo menos uma vez em cada 5 anos a um indivíduo.
Pouco provável	Tipicamente acontece pelo menos uma vez na vida de trabalho de um indivíduo.
Muito improvável	Menos de 1% de possibilidade de ocorrer na vida de trabalho de um indivíduo.

Quadro 25 – Categorias de gravidade em função dos danos (Pinto, 2008)

DOMÍNIO	LIGEIRO	MODERADO	EXTREMO
Saúde	Incómodo ou perturbação e irritação (ex.: dores de cabeça); Doença temporária que provoque desconforto (ex.: diarreia)	Perda parcial de audição; Dermatites; Asma; Lesões relacionadas com o trabalho nos membros superiores; Doença passível de provocar incapacidade permanente menor.	Doença aguda que provoque morte; Doença terminal; Incapacidade permanente significativa.
Segurança	Lesões superficiais; Feridas e cortes menores; Irritação ocular provocada por poeira.	Dilaceração; Feridas abertas ou cortes profundos; Queimaduras; Entorses e distensões graves; Concussões; Fracturas menores.	Lesões mortais; Amputações; Lesões múltiplas; Fracturas graves.

A estimativa do risco pode ser feita através da combinação entre os três quadros anteriores.

Apesar da simplicidade da obtenção desta estimativa, é usual calcular o risco através de pesos numéricos atribuídos à probabilidade de ocorrência, exposição e consequência. O cálculo pode ser obtido através dos seguintes quadros:

Quadro 26 – Probabilidade de ocorrência (Veiga, 2008)

PESOS NUMÉRICOS	(P) PROBABILIDADE DE OCORRÊNCIA
10	Esperada (mais de 10 ocorrências/5 anos)
6	Muito possível (8 a 9 ocorrências/5 anos)
3	Possível (6 a 7 ocorrências/5 anos)
1	Pouco provável (4 a 5 ocorrências/5 anos)
0,5	Possibilidade remota (2 a 3 ocorrências/5 anos)
0,2	Praticamente impossível (0 a 1 ocorrência/5 anos)

Quadro 27 – Frequência de exposição (Veiga, 2008)

PESOS NUMÉRICOS	(EXP) FREQUÊNCIA DE EXPOSIÇÃO
10	Contínua – várias vezes ao dia/sempre
6	Frequente (1 vez ao dia)
3	Ocasional (1 vez por semana)
1	Pouco usual (1 vez por mês)
0,5	Rara (algumas vezes por ano)
0,2	Muito rara (1 vez ou menos por ano)

Quadro 28 – Consequência (Veiga, 2008)

(C) CONSEQUÊNCIA / IMPACTE			
Pesos Numéricos	Saúde e Segurança	Património	Ambiente
100	Catástrofe (muitas mortes)	> 500000 €	Contaminação irreversível no meio ambiente global
40	Desastre (múltiplas mortes)	100001 – 500000 €	Contaminação irreversível no meio ambiente regional
21	Muito Sério (Morte)	1001 – 100000 €	Contaminação irreversível no meio ambiente local
7	Grave (com baixa > 15 dias)	501 – 1000 €	Contaminação reversível no meio ambiente regional
3	Importante (com baixa < 15 dias)	251 – 500 €	Contaminação reversível no meio ambiente local
1	Ligeiro (sem baixa)	≤ 250 €	Impacte ambiental não significativo

Associando os pesos atribuídos nos quadros anteriores, é possível fazer o cálculo do risco (Quadro 29).

Quadro 29 – Cálculo do risco (Veiga, 2008)

PESOS NUMÉRICOS	(R) RISCO: $R = P \times EXP \times C$
> 400	Grave e iminente. Suspensão imediata da actividade perigosa, até que se reduza a um risco médio.
201 – 400	Elevado. Requer correcção imediata.
71 – 200	Médio. Requer correcção a curto prazo.
21 – 70	Aceitável, deve melhorar-se a médio prazo.
≤ 20	Não significativo. Pode omitir-se a correcção.

Já que se pretende que seja feito um resumo acerca da segurança no AHBS, optou-se, nos subpontos seguintes, por descrever os cuidados a ter para garantir boas condições de higiene e segurança no trabalho, apenas para tarefas, (relacionadas com a escavação), de risco apreciável ao invés de uma descrição exaustiva.

4.6.1. TRABALHOS DE TERRAPLENAGENS

Durante os trabalhos de terraplenagem o encarregado das frentes de obra deve organizar os trabalhos a realizar de maneira a que haja boa circulação de máquinas e de homens, evitando constrangimento de acessos e acidentes como atropelamento e esmagamento de homens. As zonas de circulação pedonais devem ser delimitadas e balizadas, e as velocidades dos camiões basculantes e dumpers não devem exceder os 20 km/h.

Para escavações com altura superior a 1,20 m deve ser efectuado uma análise geotécnica ao terreno, com apresentação de parecer em relatório, mencionando as medidas de contenção apropriadas. Os trabalhadores só poderão aceder ao interior de zonas escavadas com altura superiores a 1,20 m após a montagem das contenções definidas naquele parecer para evitar o risco de soterramento.

Os elementos soltos resultantes de escavações podem constituir perigo de queda nas fases posteriores de escavação. Devido a este facto, antes de cada fase de escavação, deve proceder-se a uma análise cuidada de blocos soltos a níveis superiores e consequentemente será necessário removê-los.

Quando há regularização de taludes a níveis superiores a uma via, esta deve ser interdita até se concluir o trabalho.

4.6.2. ESCAVAÇÃO COM RECURSO A EXPLOSIVOS

Quando o terreno tem características resistentes muito altas torna-se mais viável o desmonte com recurso a explosivos ao invés do recurso a meios mecânicos (Figura 64).

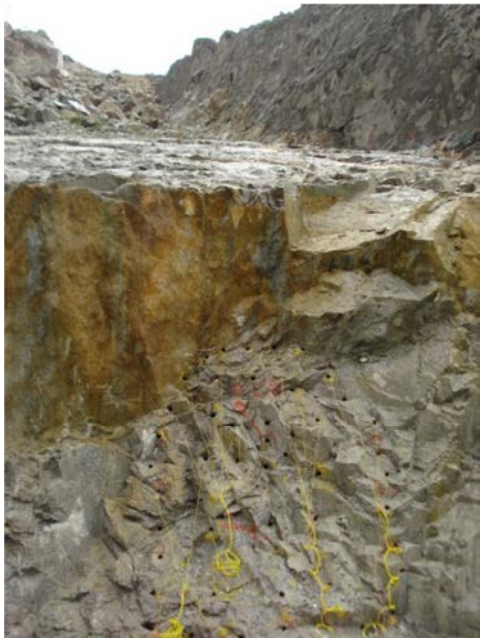


Figura 64 – Escavação com recurso a explosivos de uma futura galeria na margem esquerda (GV6).

A actividade "escavação com recurso a explosivos" compreende as tarefas seguintes:

- Furação;
- Descarga dos explosivos e acessórios;
- Carregamento e atacamento dos explosivos;
- Ligação dos detonadores;
- Detonação;
- Saneamento de blocos instáveis.

Apresentam-se a seguir o resumo da identificação/avaliação de riscos e as medidas preventivas de forma a executar as diferentes tarefas desta actividade em segurança:

- Sempre que a utilização de explosivos possa interferir com terceiros, é essencial alertar a população local de que vai haver uma pega de fogo e de qual o procedimento a adoptar;
- Para evitar soterramento, esmagamento e entalamento devido à queda de pedras, os trabalhos devem decorrer a partir da zona firme das bancadas e devem ser feitas inspecções regulares à frente das bancadas após detonação, de modo a averiguar se há desprendimento de blocos ou pedras;
- Os equipamentos de furação provocam grandes níveis de poeira e de poluição sonora que podem ser muito prejudiciais à saúde, sendo necessário adoptar medidas de mitigação tais como a utilização de máscaras de protecção contra poeiras e de protectores auriculares. Os equipamentos devem ser providos de um Kit de injecção de água no furo ou ainda de um captador de poeiras;
- O detonador e cordão detonante não podem ser transportados em conjunto com os explosivos;
- Não é permitida a circulação de veículos e equipamento na zona já carregada;
- Só se dá a detonação depois de verificar que não há ninguém nas zonas potencialmente perigosas (normalmente é necessário evacuar num raio de 200 m a partir da zona de

carregamento; esta distância depende da carga de explosivos associada a cada pega de fogo);

- Quando se reunirem as condições para que se dê a pega de fogo, há um sinal sonoro longo (aviso de pega), que se dá 5 minutos antes da detonação. Um minuto antes desta é dado mais um sinal sonoro (início da pega), constituído por três toques curtos intervalados por períodos curtos de silêncio. No final da pega o operador de substâncias explosivas (deve ser habilitado com cédula de operador), deve dirigir-se à zona onde se deu a detonação e verificar se esta decorreu como o esperado. Neste momento devem ser saneados os blocos instáveis e dá-se início à remoção do escombro provocado pela detonação. Depois de concluídas estas fases, chegamos ao fim da pega de fogo e ouve-se um sinal sonoro de toque curto. (Figura 65)

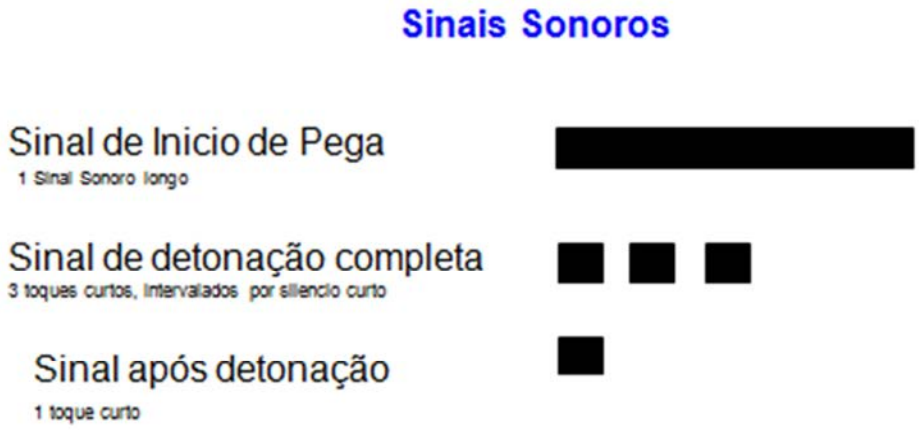


Figura 65 – Sinais sonoros (Aviso de pega; Início de pega; Final de pega).

4.6.3. Colocação de Betão Projectado

O betão projectado tem aplicação no revestimento de taludes de escavação. O betão é projectado a alta velocidade e cria uma massa densa e homogénea.

Para colocação em obra do betão projectado, o operador (lanceiro), deve estar afastado de blocos ou outros materiais que se possam desprender devido ao impacto da projecção. (Figura 66)

É frequente que os tubos de óleo rebentem por desgaste ou sobreaquecimento, assim, o operador não deverá tentar reparar uma avaria sob pena de estar sujeito a ficar com graves queimaduras.

Figura 66 – Lanceiro a projectar betão no Escalão de Jusante.

4.6.4. Colocação de Pregagens e Ancoragens

A execução de pregagens e ancoragens tem aplicação na estabilização de taludes de escavação.

As tarefas associadas a esta actividade são:

- Furação;
- Colocação das pregagens/ancoragens;
- Injecção de calda de cimento;
- Colocação das bainhas de pré-esforço (em ancoragens);
- Pré-esforço (em ancoragens).

A identificação/avaliação e medidas preventivas para esta actividade podem ser resumidas como se expõe seguidamente:

- Para a marcação dos locais de instalação de pregagens e ancoragens é necessária a utilização de arnês de segurança;
- A furação, tal como na actividade de desmonte com explosivos, pode constituir tarefa em que o risco de ruído, poeiras e vibrações é alto. Deve usar-se protectores auriculares, máscaras de protecção contra poeiras e luvas contra a vibração;

Figura 67 – Poeira observada ao PK 5.900 na tarefa de furação.

- O operador do macaco de pré-esforço deve trabalhar lateralmente para evitar que uma eventual rotura no tensionamento possa fazer com que o macaco e as bainhas de aço o atinjam;
- A calda de cimento é preparada na central de injecção amovível que se coloca junto à zona de intervenção. São misturadas na misturadora doses específicas de água, cimento e aditivos.

4.7. CONTROLO DE QUALIDADE DOS MATERIAIS UTILIZADOS NA CONTENÇÃO DE TALUDES DE ESCAVAÇÃO

4.7.1. BETÃO PROJECTADO

Quando a Entidade Executante pretende betonar em obra, tem que enviar para apreciação da Fiscalização um Pedido de Aprovação de Betonagem (PAB), em que indica o tipo de betão a aplicar, a frente de trabalho, quantidades, etc.. Depois de validado pela Fiscalização o pedido é enviado para o Fiscal de frente.

O betão projectado nesta obra é da responsabilidade da Entidade Executante. Esta fica obrigada a fazer o estudo da composição deste material em laboratório e enviar para aprovação da Fiscalização. Depois de validada pela Fiscalização e aprovada pelo Dono de Obra, testa-se a composição na central de betão. A Entidade Executante deverá também enviar para validação da Fiscalização o equipamento de projecção a utilizar especificando as suas características entre elas:

- Velocidade de projecção [30-100] m/s;
- O caudal do ar comprimido que não deve ser inferior a 10 m^3/min;
- A capacidade da aplicação do BP (não deve ser inferior a 20m^3/hora);
- A pressão do ar comprimido na “lança de projecção” (não deve ser inferior a 6 bar).

Para testar e verificar se o equipamento cumpre com o especificado no caderno de encargos, é feita uma projecção de betão para um talude não definitivo.

Quer à saída da central de betão, quer à chegada do BP à frente de obra, é realizado um "*slump test*" cujos valores devem estar dentro do intervalo de valores de 520 mm a 700 mm.

É medida a temperatura do betão fresco à chegada à frente de obra. Esta tem de ser inferior a 35º C.

O betão projectado deve ser aplicado somente quando o tempo que medeia entre o fabrico na central e a chegada à frente de obra não ultrapassar a hora e meia quando a temperatura ambiente for menor que 25º C, ou uma hora para temperaturas iguais ou superiores.

O BP pode então ser aplicado se todos estes critérios forem aprovados.

Durante a aplicação do betão projectado, recolhem-se amostras em cubos e projecta-se o betão para gamelas (Figura 68). As três imagens de cima representadas na figura seguinte, mostram a evolução do "*slump test*". As imagens em baixo mostram os moldes para fazer cubos e as gamelas, à esquerda e à direita, respectivamente.

Figura 68 – Sequência de aplicação do BP.

Se for utilizado betão projectado com fibras, sobre estas amostras, são realizados ensaios em laboratório para avaliar as características seguintes:

- Quantidade de fibras;
- Resistência à compressão;
- Energia de absorção;
- Densidade seca;
- Absorção de agua e porosidade, (Realizado na FEUP);
- Espessura da camada.

Os valores de referência dos ensaios, para o betão projectado com fibras devem satisfazer os valores do Quadro 30.

Quadro 30 – Valores admissíveis dos ensaios

BETÃO PROJECTADO COM FIBRAS						
Resistência à Compressão		Densidade Seca (Kg/m^3)	Absorção de Água	Energia de Absorção (J)	Teor em Fibras	Porosidade
24horas	≥ 10 MPa	> 2275	≤ 8%	--	Superior ao especificado na composição com o valor mínimo nunca inferior a -20% do valor do volume da amostra	≤ 15%
7 dias	≥ 25 MPa			≥ 500		
28 dias	≥ 30 MPa			≥ 750		

Caso os valores não se encontrem dentro do especificado, cabe à Fiscalização emitir uma não conformidade, tendo a Entidade Executante que propor uma acção correctiva que passa pela demolição e reconstrução ou se possível pelo reforço da camada de BP.

4.7.2. CALDAS DE INJECÇÃO

Com uma antecedência mínima de 30 dias antes da execução de pregagens e ancoragem, a Entidade Executante, é responsável por apresentar um relatório com o estudo do comportamento das caldas de injecção que demonstre as propriedades exigidas no caderno de encargos:

Quadro 31 – Propriedades exigidas às caldas de injecção

COMPORTAMENTO	VALORES ADMISSÍVEIS
Exsudação	≤ 2%;
Variação de volume no endurecimento	≥ -1%;
Resistência a compressão:	
24 horas	≥ 8 MPa
7 dias	≥ 27 MPa
28 dias	≥ 30 MPa

Deve também ser investigado se o ião cloreto não ultrapassa 0,1% da massa de cimento.

Na frente de trabalho os ensaios que se fazem são:

- Ensaio de Viscosidade;
- Ensaio de Exsudação:
- Variação de Volume;
- Fazem-se cubos para resistência a compressão.

4.7.3. PREGAGENS

Com o início da construção foram efectuados ensaios de tracção em, pelo menos, 5 pregagens de cada tipo a utilizar em obra, para averiguar a adequação da metodologia e capacidade de carga das pregagens.

Durante toda a construção, um por cento das pregagens devem ser sujeitas a ensaios de tracção. Este consiste simplesmente, na aplicação de uma força de tracção crescente por patamares, medindo o deslocamento da chapa apoiada na parede e do êmbolo do macaco. O equipamento de ensaio deverá ser adequado para a medição da distensão, movimento das pregagens e forças de tracção.

O ensaio começa com a aplicação de uma força de tracção de 37 kN, medindo a pressão indicada no manómetro. Espera-se 5 minutos, e medem-se de novo os deslocamentos da chapa e do êmbolo do macaco. A pregagem é então sujeita a novo incremento de força em 25 kN, seguindo-se nova medição de deslocamentos, nova estabilização de carga de 5 minutos e nova medição.

As pregagens A400NR, com diâmetro de 25 mm são levadas até à carga de 130 kN. Já as pregagens com diâmetro de 32 mm atingem a sua carga máxima aos 210 kN.

A partir do patamar de carga máximo procede-se à descarga até ao patamar inicial (37 kN), e traça-se a curva da carga *vs* deslocamento. Considera-se que o ensaio foi satisfatório se não houver cedência da pregagem.

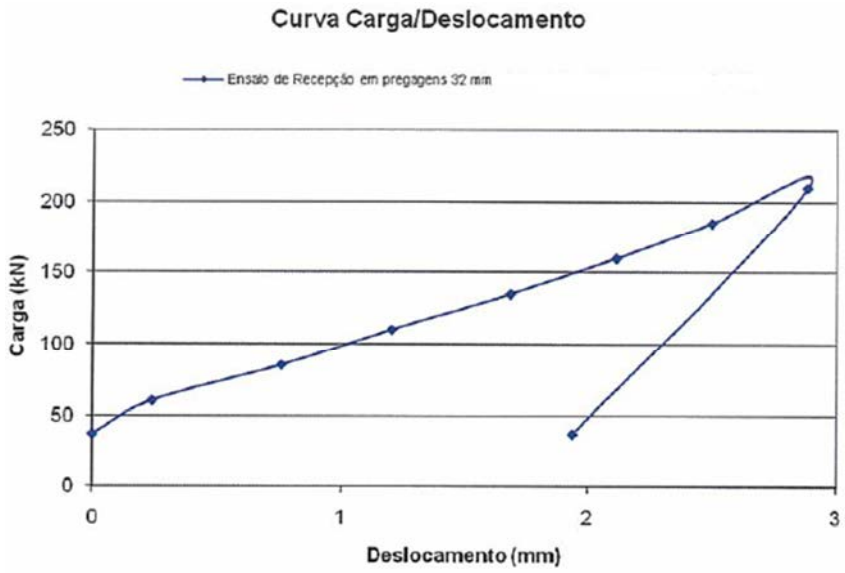


Figura 69 – Exemplo de gráfico de um ensaio satisfatório numa pregagem de 32 mm de diâmetro (cedido pela EDP).

Caso a pregagem não seja adequada, o que não aconteceu nesta obra, devem ser tomadas medidas como a realização de pregagens nas zonas vizinhas.

Figura 70 – Ensaio de pregagens no Escalão de Jusante.

4.7.4. ANCORAGENS

As ancoragens têm uma carga de serviço (Ts) de 750 kN, são multifilares e duplamente protegidas contra a corrosão

O aço a utilizar para a execução de ancoragens deve ter tracção admissível em serviço (capacidade nominal) que deverá no máximo atingir 60% da força de tracção correspondente ao limite convencional de proporcionalidade a 0,1% da armadura do tirante (Tk) e deve ter um coeficiente de segurança de 1,80 em relação à rotura do aço da armadura do tirante.

No momento de aplicação do pré-esforço, as caldas de cimento que pertencem às ancoragens, devem ter uma resistência à compressão simples de pelo menos 27 MPa

4.7.4.1. Ensaios de aferição

A realização destes ensaios têm como objectivo averiguar a adequação do valor da tracção e do comprimento de selagem de projecto às condições geotécnicas reais, e fornecer os critérios para a definição dos ensaios de recepção.

São realizados em 10% do total das ancoragens. São feitos nas primeiras ancoragens a colocar em serviço, devendo corresponder àquelas em que se prevê a colocação de células de medição de força (Figura 71).

Figura 71 – Ancoragem com célula de medição de carga.

Os ensaios são obrigatoriamente realizados na presença da Fiscalização.

Sendo Ts a tracção de serviço, os esforços deverão ser levados a uma vez e meia este valor, seguindo ciclos de carga/descarga respeitando os seguintes patamares:

- 77 kN; 0,25 Ts; 0,50 Ts; 0,75 Ts; Ts; 1,25 Ts; e 1,5 Ts

Em cada ciclo mantem-se o esforço em cada patamar até que o deslocamento medido na extremidade livre seja próximo de zero. Os deslocamentos sofridos em cada patamar são medidos com a precisão de 0,05 mm.

Na carga para atingir o patamar máximo de um determinado ciclo, faz-se paragem em todos os antecedentes.

A descarga, após se atingir o patamar máximo de um determinado ciclo, faz-se a 77 kN, fazendo paragem em todos os patamares intermédios.

No último patamar (1,5 Ts) a carga deverá ser mantida, em geral, durante cerca de 30 min, ou durante 120 min, em casos especiais, a definir pela entidade competente.

O coeficiente de segurança a adoptar para fixar a tracção máxima na ancoragem, a partir dos resultados dos ensaios, em relação à rotura da ligação ao maciço é de 1,5. Relativamente ao aço da armadura, os coeficientes de segurança a adoptar para fixar a tracção máxima são os acima. A tracção máxima admissível em serviço é o menor dos dois valores.

Se para os valores previstos de pré-esforço os ensaios demonstrarem que não se obtêm os coeficientes de segurança pretendidos, a entidade competente determina a redução dos referidos valores dos pré-esforços e/ou o aumento do número de ancoragens, reduzindo o seu espaçamento, e/ou o aumento do comprimento de selagem em relação ao previsto no projecto.

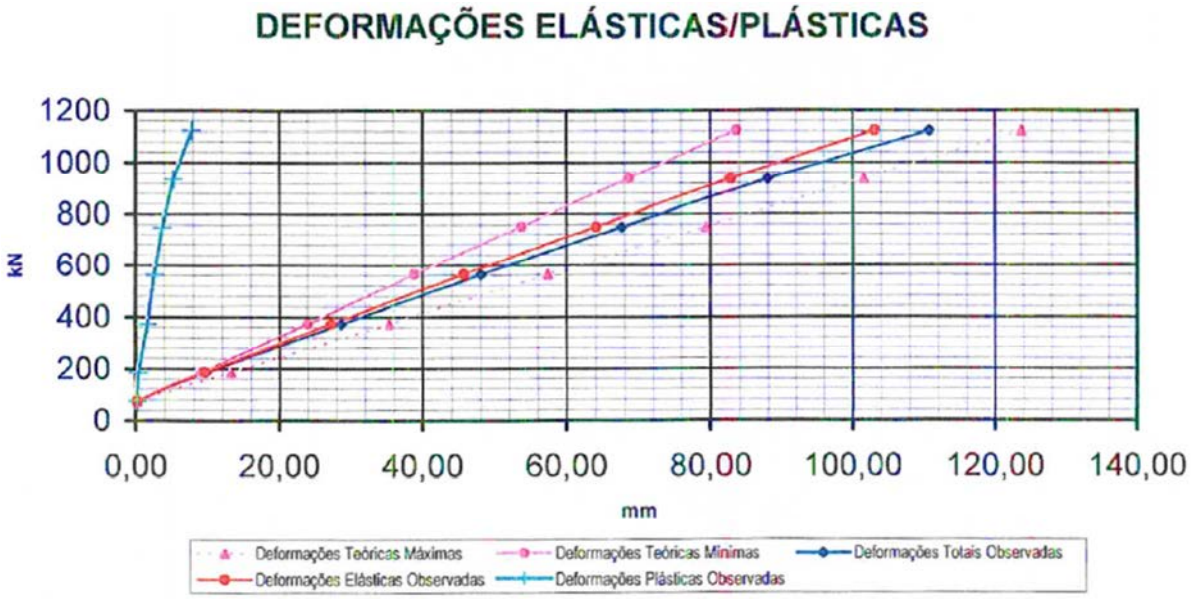


Figura 72 – Curva de ensaio de aferição satisfatório (cedido pela EDP).

4.7.4.2. Ensaios de recepção

Estes ensaios destinam-se a comprovar a adequabilidade da carga instalada em cada ancoragem.

Para além do controlo das características geométricas (comprimentos livre e de selagem) são efectuados ensaios de recepção, em todas as ancoragens que não foram objecto de ensaios de aferição.

Os ensaios de recepção consistem na aplicação de um esforço de tracção à armadura e na medição do deslocamento da extremidade livre.

A tracção máxima a atingir durante os ensaios é de 20% superior à carga de serviço a instalar respeitando os seguintes patamares:

- 77 kN; 0,25 Ts; 0,50 Ts; 0,75 Ts; Ts; e 1,2 Ts

Na carga os esforços devem ser mantidos em cada patamar até que o deslocamento medido na extremidade livre seja próximo de zero. Os deslocamentos sofridos em cada patamar são medidos com a precisão de 0,05 mm.

A descarga, após se atingir o último patamar, far-se-á a 77 kN, fazendo paragem em todos os patamares intermédios.

Nos casos em que os critérios de recepção forem satisfeitos, o esforço de tracção será aliviado até à carga de serviço das ancoragens.

Na carga para atingir o valor final, far-se-á paragem em todos os patamares antecedentes.

Devem procurar separar-se os deslocamentos medidos nas parcelas elásticas (δe) e nas parcelas plásticas (δp), determinar o coeficiente de fluência (Ks) e o comprimento livre efectivo.

A ancoragem é considerada satisfatória se forem verificadas as seguintes condições:

- O deslocamento total não diferir significativamente do registado nos ensaios de aferição que serviram de base ao dimensionamento das ancoragens;
- Em cada patamar, os deslocamentos não tenham aumentado durante o tempo de observação, estabelecendo-se como limite máximo para o coeficiente de fluência o valor de 2 mm;
- O comprimento livre efectivo esteja compreendido entre os limites seguintes:
    - $0{,}9\ lt < la < lt+0{,}5\ ls$

Sendo:

- lt, o comprimento livre teórico;
- la, o comprimento livre efectivo;
- ls, o comprimento de selagem.

O comprimento livre efectivo é definido como:

$$la = \frac{EAD}{T} \qquad (22)$$

Sendo:

- E, o módulo de elasticidade do aço;
- A, a área da secção;
- D, o deslocamento medido;
- T, a tensão medida.

Figura 73 – Macaco para tensionamento de ancoragens.

5
CONCLUSÕES

A construção de uma barragem de betão é um processo moroso e complexo, envolvendo várias etapas. Desde os estudos de viabilidade até à fase de exploração de um aproveitamento demora-se anos, no caso concreto do Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor, chega-se quase a duas décadas.

Nas fases iniciais é imperiosa a realização de trabalhos de prospecção. São estes que possibilitam a determinação das características dos maciços, com grau de detalhe cada vez maior, à medida que surgem novas metodologias de prospecção.

Para se ter uma ideia da importância daqueles trabalhos, são estes que podem condicionar por exemplo a opção da solução barragem de betão ou aterro e a sua tipologia.

Os Donos de Obra devem estar dispostos a pagar quantias adequadas à informação que se pretende. A desconsideração pela realização daqueles trabalhos tem como consequência importantes atrasos, e custos consideravelmente maiores. Há então que estabelecer um equilíbrio entre o dispêndio e a informação necessária, não sendo também de boa prática gastar avultadas quantias sem que haja uma "recompensa" no conhecimento das características dos maciços.

Os ensaios "in situ" realizados com vista à obtenção de dados da fundação da barragem no AHBS são resumidos no Quadro 32.

Quadro 32 – Resumo dos ensaios efectuados para caracterização da fundação

ENSAIO	FUNÇÃO	LIMITAÇÕES
Refracção sísmica	Determinar profundidades de diferentes litologias.	Fraco em declives elevados ou com estruturas muito perpendiculares à linha de base.
Sísmico Directo	Criação de leques sísmicos.	Obriga a criação de furos, galerias e trincheiras.
Lugeon	Determinar condutividade hidráulica e regimes de escoamento.	Método empírico. Reduzido volume de maciço abrangido.
BHD	Determinar deformabilidade através de um furo.	Abrange um reduzido volume do maciço.
LFJ	Determinar deformabilidade e estado de tensão através de uma fenda aberta.	Custo elevado e procedimento demorado.

De acordo com o trabalho realizado pode dizer-se que a interpretação do ensaio Lugeon proposta por Quiñones-Rozo, deveria prevalecer em relação à interpretação de Houlsby, pois constitui o resultado de medições em tempo real, ao invés das medições muito mais espaçadas registadas por Houslby.

É necessário ter presente que todos os parâmetros obtidos até esta altura (até aos trabalhos de prospecção, inclusive), acerca das características do maciço, não são os realmente existentes, visto que os trabalhos de prospecção são feitos em áreas reduzidas, comparando com as dimensões da obra, ou mesmo em pontos (casos dos furos de sondagem). Assim torna-se necessário efectuar trabalhos complementares e acompanhamento em obra posterior, verificando se os pressupostos iniciais estavam correctos ou não, aplicando medidas no campo, caso estas sejam necessárias.

Conhecidos os condicionalismos que a geologia, geotecnia e hidrogeologia podem provocar, avança-se para as soluções que os podem minimizar ou mesmo extinguir.

Através da modelação efectuada no *Software Slide* foi possível verificar que as diferenças de metodologias de escavação influenciam preponderantemente no rendimento e na segurança. A escavação em várias frentes permite maior rendimento, no entanto só deve ser efectuada quando se consegue garantir a segurança dos trabalhadores durante a execução da obra, caso contrário a escavação deve ser dirigida de cima para baixo, aliviando a tensão de corte desestabilizadora.

Foi também possível verificar a eficácia do aumento do Factor de Segurança através das medidas de contenção utilizadas, tais como a instalação de pregagens e ancoragens. O preenchimento da falha 24 com betão contribui também para um aumento do Factor de Segurança.

Com os resultados obtidos através da modelação no *Software Robot* foi possível verificar que a execução de recravas na fundação permite que o assentamento diferencial seja menor, que em caso contrário, poderia levar a fissurações na estrutura da barragem. As características mecânicas da fundação exercem aqui um papel fundamental, devendo-se procurar obter uma uniformidade de

módulo de deformabilidade em toda a fundação. Deve também procurar-se que esta exiba pouca deformabilidade (mesmo que não seja diferencial).

Este é um processo dispendioso, já que é necessária a sobreescavação de um volume considerável de maciço. Isto acarreta com os custos da própria escavação para além dos custos do betão necessário para preencher a sobreescavação.

A realização de cartografia detalhada reveste-se de enorme importância. É com base nesta que muitos aspectos são adaptados em obra, tais como medidas de contenção não previstas no projecto e definição de alturas de escavação. Possibilita também o projecto de execução de tratamento do maciço adaptado às condições reais de fundação.

Relacionando três fases importantes deste trabalho, pode-se dizer que numa obra é essencial o equilíbrio entre rendimento, qualidade e segurança. Todos estes parâmetros influenciam na economia global da construção. Foi possível verificar que:

- A escolha do equipamento de laboração de cada actividade é importantíssima para o subsequente rendimento;
- Todas as actividades com riscos especiais devem prever medidas de redução destes, de modo a incrementar a segurança. Estas medidas influenciam fortemente o rendimento de uma obra, no entanto, principalmente em países ocidentais, esta é uma situação que pouco interessa, estando em primeiro lugar o direito à saúde e à segurança;
- Para uma boa qualidade de construção de barragens, é imperioso o controlo de qualidade de materiais, de modo a garantir que estes são adequadamente aplicados para atingir determinado fim. Este é um aspecto que envolve o parâmetro segurança e o rendimento. Se pensarmos nas medidas de contenção de um talude, a deficiente colocação dos materiais e/ou as deficientes características destes, poderiam levar a uma avaliação optimista das condições daquele talude. Afecta também o rendimento pois a realização de ensaios com o objectivo de determinar a adequabilidade dos materiais pode ser demorada.

O acompanhamento desta obra integrando a equipa de Fiscalização da Consulgal, permitiu observar o dia-a-dia de uma obra grandiosa. O simples contacto com todos os procedimentos para uma construção de qualidade, envolvendo principalmente ensaios no laboratório, no campo e cartografia detalhada, pensa-se ter sido uma experiência que se pode considerar muito enriquecedora.

BIBLIOGRAFIA

Aydin, A.. (2008). http://www.mines.unr.edu/geo-eng/Pages/SchmidrHammer08.pdf. Department of Geology and Geological Engineering, The University of Mississippi. Site consultado em Nov. 2010

Coelho, Silvério. (1996). *Tecnologia de Fundações.* Edições E.P.G.E., Amadora.

Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers (1994). *Rock Foundations.* Washington.

Dinis da Gama, Carlos., Bernardo, Pedro Marques. (2002). *Escavabilidade de um Trecho do Rio Douro.* 8º Congresso Nacional de Geotecnia.

Wyllie, Duncan C.. (1992,1999). Foundations on Rock. Routledge, New York.

EDP. (2007). *Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor; Empreitada Geral de Construção; Processo de Concurso; Condições Técnicas; Secção A – Especificações Técnicas.*

EDP. (2007). *Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor; Empreitada Geral de Construção; Processo de Concurso; Volume III; Elementos de Projecto; A - Geral; Tomo A1 – Memória Descritiva.*

EDP. (2007). *Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor; Empreitada Geral de Construção; Processo de Concurso; Volume III – Elementos de Projecto; B – Escalão de Montante; Tomo B1 – Estudos Geológicos e Geotécnicos.*

EDP. (2009). *Escalão de Montante; Escavação a Céu Aberto da Fundação da Barragem e Bacia de Dissipação.*

Ferreira, Fernando. Lima, Celso. (2000). *Caracterização Geotécnica do Maciço Granítico do Local da Barragem Principal do Baixo Sabor.* VII Congresso Nacional de Geotecnia.

Gomes, Lisoarte., Carneiro, Galiza., Vieira, António. (2007). *Desmonte de Maciços Rochosos I.* ISEP, Porto.

CNPGB (2010a)).http://cnpgb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Cabril.htm. Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens, Min. Amb. e Ord. Território. Site consultado em Out. de 2010

CNPGB (2010b)).http://cnpgb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Lista.htm. Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens, Min. Amb. e Ord. Território. Site consultado em Set. de 2010

CNPGB (2011a)).http://cnpgb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Aguieira.htm. Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens, Min. Amb. e Ord. Território. Site consultado em Fev. de 2011

CNPGB (2011b)).http://cnpgb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Pedrogao.htm. Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens, Min. Amb. e Ord. Território. Site consultado em Fev. de 2011

CNPGB (2011c)).http://cnpgb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Pracana.htm. Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens, Min. Amb. e Ord. Território. Site consultado em Fev. de 2011

ISRM (1985). *Suggested Method for Determining Point Load Strength*. ISRM Commission, Lisboa.

Lima, Celso. Meneses, Quintanilha.(2007)., *Apontamentos de Geologia da Engenharia.* FEUP, Porto

Mascarenhas, Abel. (2009). *Engenharia de Barragens de Betão*. LNEC, Lisboa.

Mascaranhas, Jorge. (2009). *Sistemas de Construção – I.* Livros Horizonte, Lisboa.

Mascarenhas, Jorge. (2010). *Sistemas de Construção – XII.* Livros Horizonte, Lisboa.

Ministérios da Defesa Nacional, da Administração Interna, da Agricultura, da Indústria e Energia, das Obras Públicas, Transportes e Comunicações e do Ambiente e Recursos Naturais. (1993). *Portaria nº 846/93- Normas de Projecto de Barragens*

Ministérios da Defesa Nacional, da Administração Interna, da Agricultura, da Indústria e Energia, das Obras Públicas, Transportes e Comunicações e do Ambiente e Recursos Naturais. (1993). *Portaria nº 847/93 – Normas de Observação e Inspecção de Barragens*

Ministérios da Defesa Nacional, da Administração Interna, do Equipamento, do Planeamento e da Administração do Território, da Economia, da Agricultura, do Desenvolvimento Rural e das Pescas e do Ambiente. (1998). *Portaria nº 246/98 – Normas de Construção de Barragens*

Ministério das Obras Públicas Transportes e Comunicações. (2007). *Decreto-Lei nº 344/2007, Regulamento de Segurança de Barragens.*

Moura Esteves, J.. (1993). *Controlo de Vibrações Provocadas por Explosões na Indústria da Construção.* LNEC, Lisboa.

Nascimento, Úlpio., Pinelo, António., Vaz da Silva, M.., do Rosário Tavares Cravo, Maria., Barroso, Manuel., Barracho Dias, Helder., Gandais, Michel., Bustamante, M.., Delmas, F.., Lacour, J.., Comte, Ch.., Gomes Samuel, António., Oliveira, Carlos., Manuel Cabrita da Palha, João., Lúcio, Daniel. (2007). *Ancoragens.* LNEC, Lisboa.

Neves, Mário Valente. (2010). *Elementos Sobre Aproveitamentos Hidroeléctricos – Apontamentos de Hidrologia e Recursos Hídricos*. FEUP, Porto.

Olhares (2011).http://br.olhares.com/barragem_da_aguieira_foto2796580.html. Blog consultado em Fev. de 2011

Pinto, Abel. (2008). *Manual de Segurança na Construção, Conservação e Restauro de Edificios.* Edições Sílabo, Lisboa

Quiñones-Rozo, Camilo (2010). *Lugeon Test Interpretation.* The United States Society on Dams. http://ussdams.com/proceedings/2010Proc/405-414.pdf. Site consultado em Dez. de 2010

Rocha, Manuel. (1981). *Mecânica das Rochas.* LNEC, Lisboa.

Vallejo, Luis I. González de. (2004). *Ingeniería Geológica*. Pearson Prentice Hall, Madrid.

Veiga, Rui. (2008). *Guia de Avaliação de Riscos – Método integrado de avaliação de riscos RV*. http://www.inform.pt/seminarios/shst/pdf/Guia_Metodo%20Integrado%20AR_RV.pdf. Site consultado em Nov. de 2010

Viana da Fonseca, António., Cruz, Nuno. (2008). *Intervenções Geotécnicas em Património com Reforço de Fundações. Castelo de Guimarães.* Editado em CD-Rom (FEUP/IC) – "Património – Intervenção").ISBN:978-972-752-123-4

ANEXOS

A1. ESCAVAÇÃO EM VÁRIAS FRENTES (DIRECÇÃO Z)

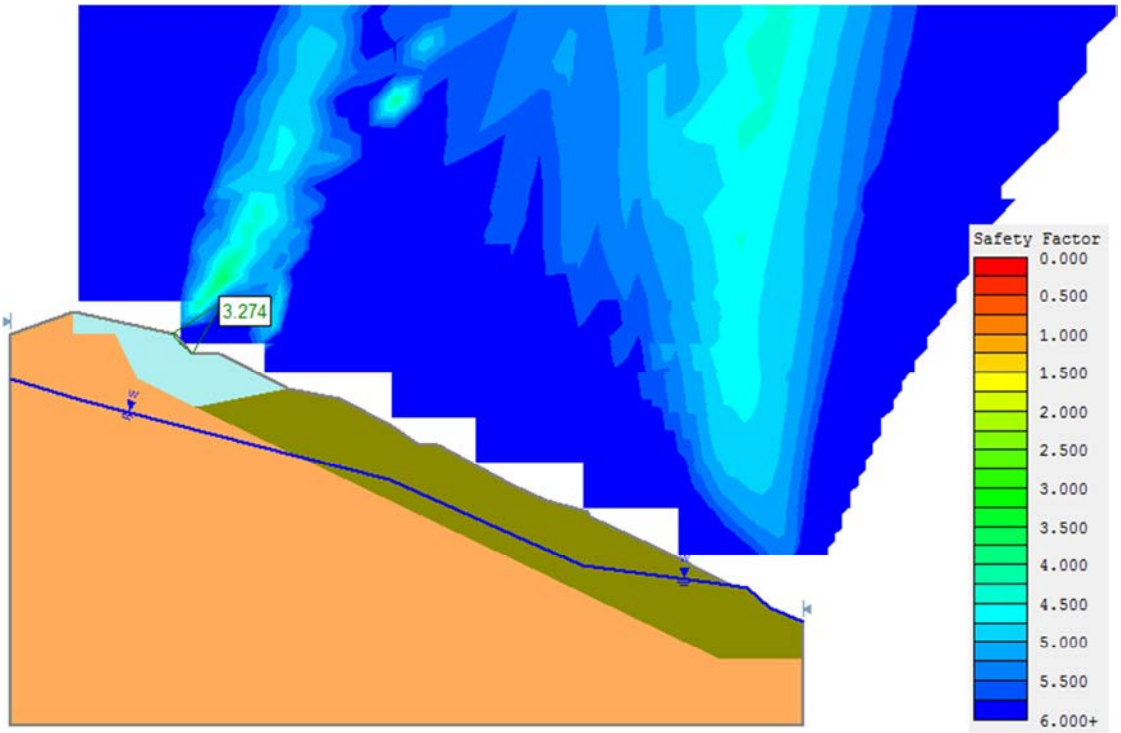


Figura A1. 1 - Fase inicial (FSmin=3,274).

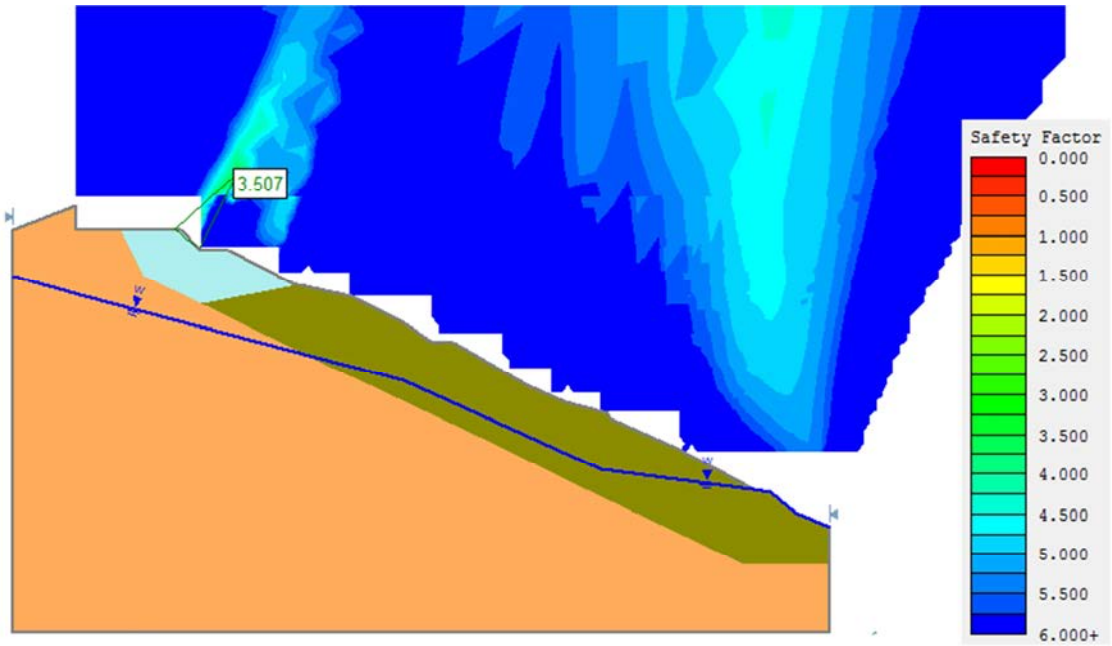


Figura A1. 2 - Fase E1 (FSmin=3,507).

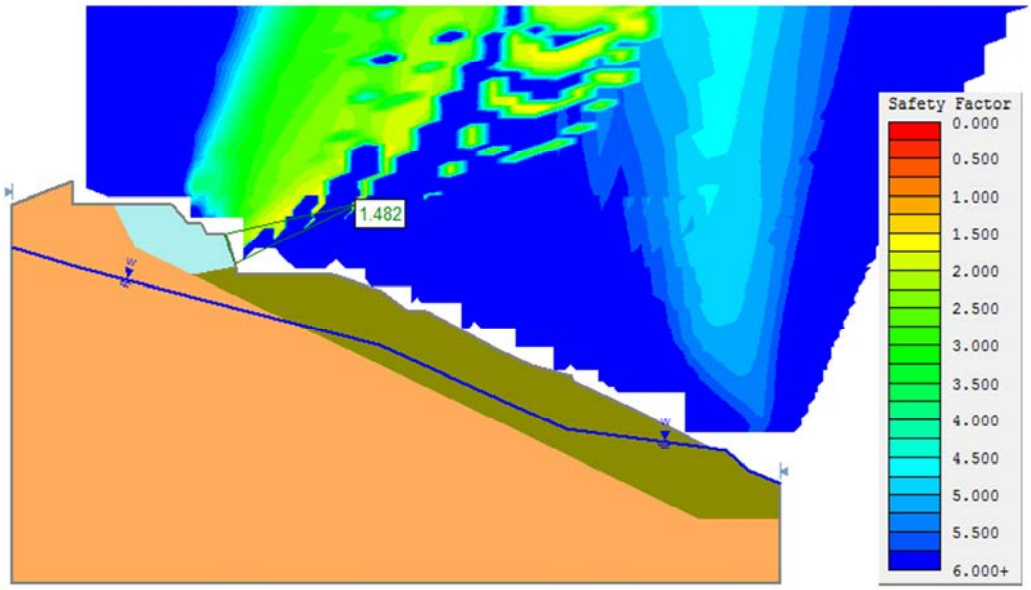


Figura A1. 3 - Fase E2 (FSmin=1,482).

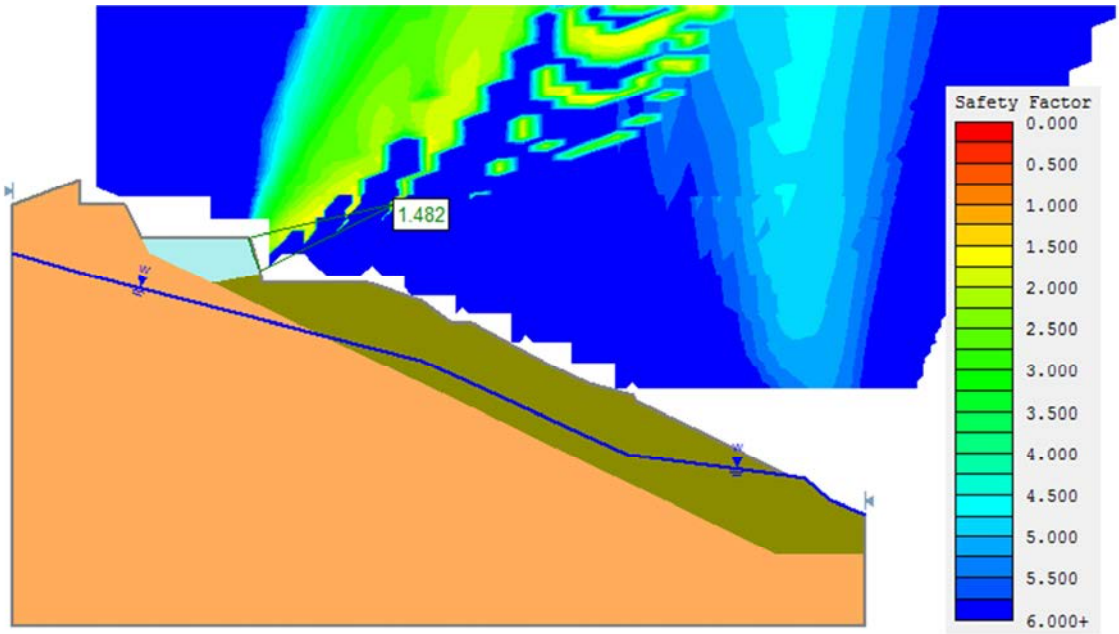


Figura A1. 4 - Fase E3 (FSmin=1,482).

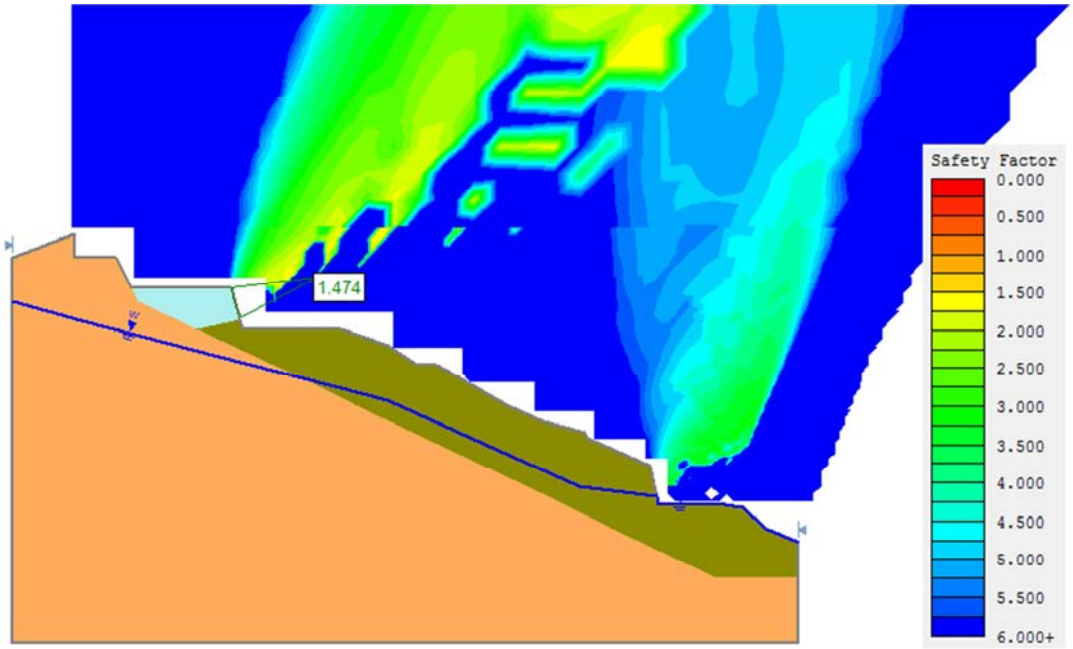


Figura A1. 5 - Fase CE1 (FSmin=1,474).

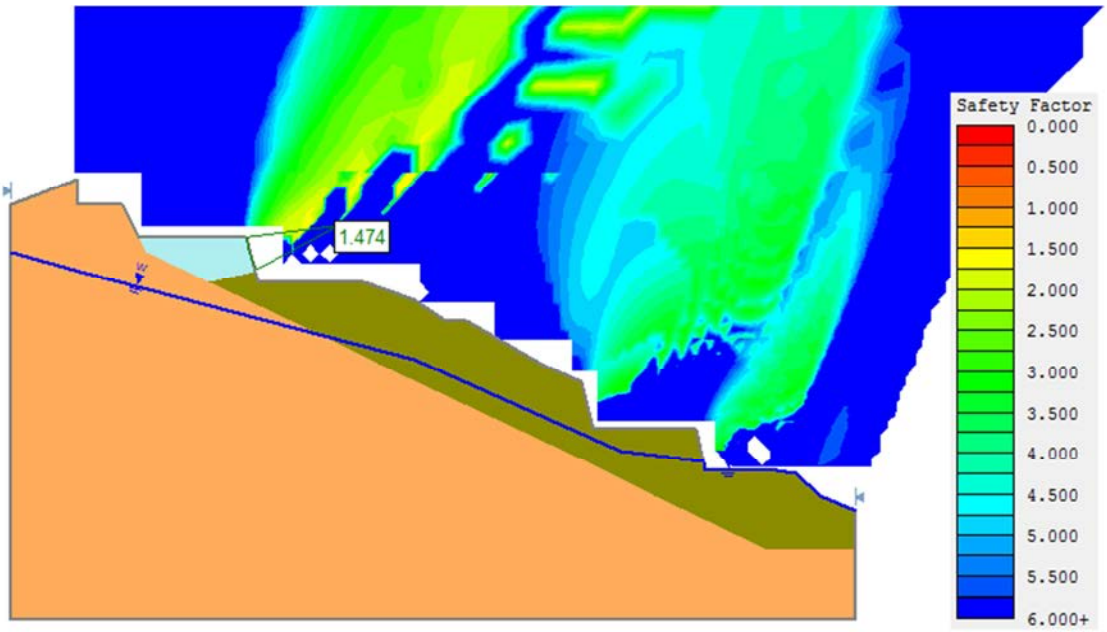


Figura A1. 6 - Fase CE2 (FSmin=1,474).

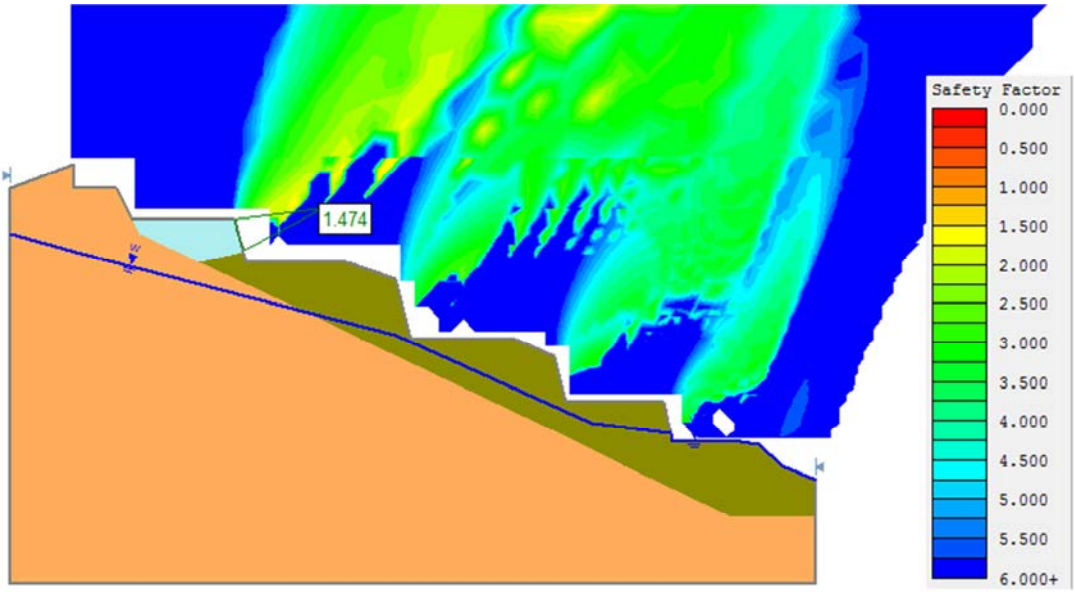


Figura A1. 7 - Fase E5 (FSmin=1,474).

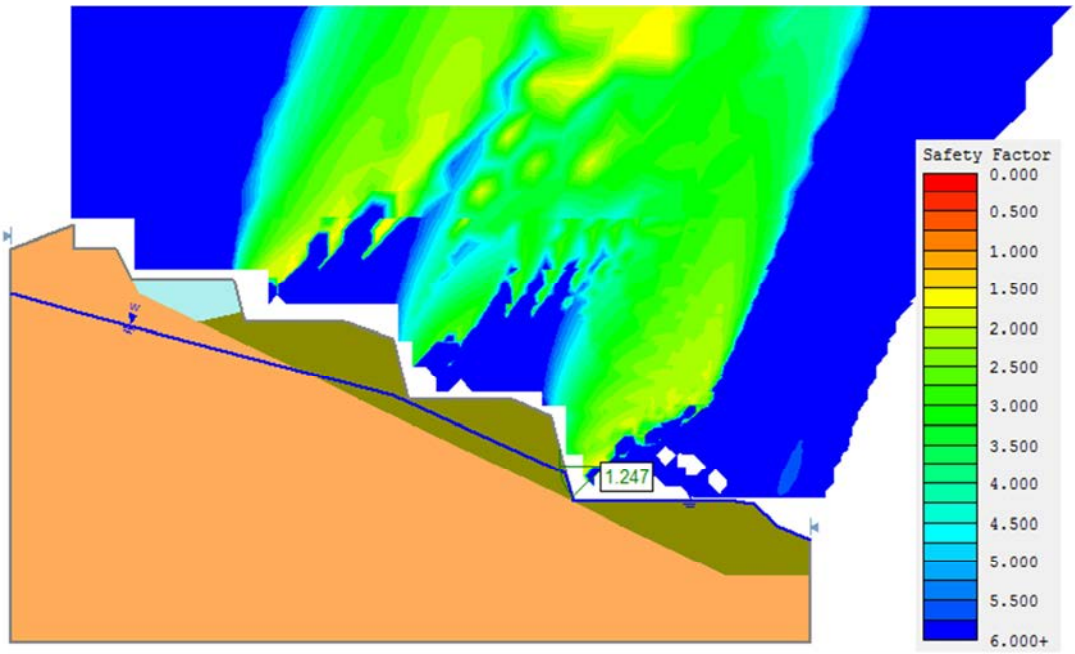


Figura A1. 8 - Fase CE3 (FSmin=1,247).

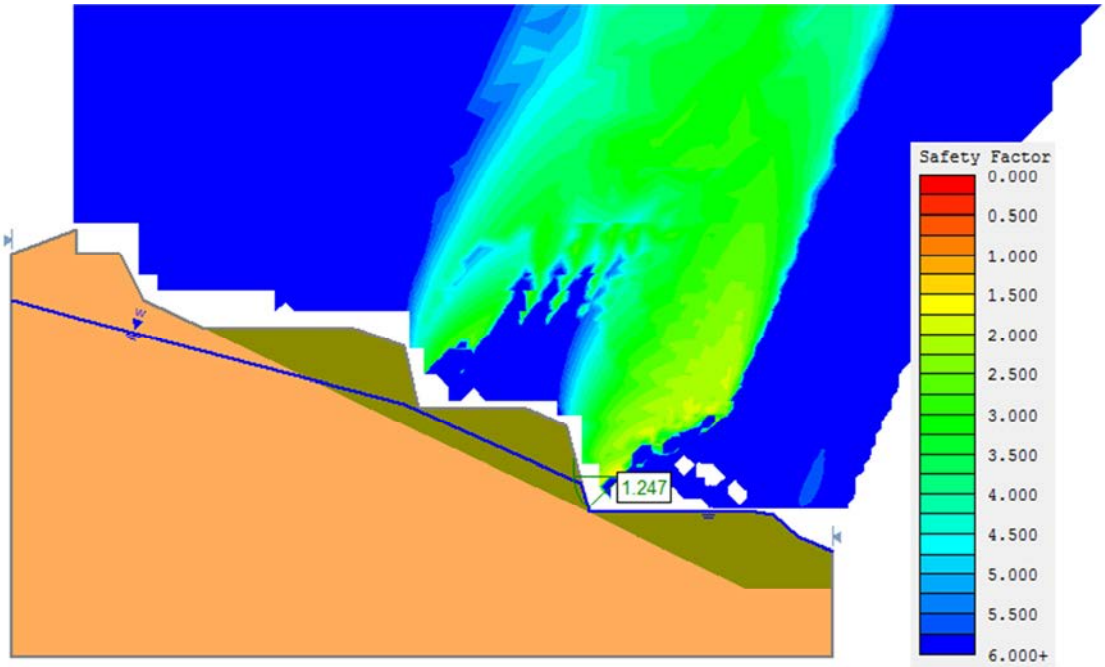


Figura A1. 9 - Fase E4 (FSmin=1,247).

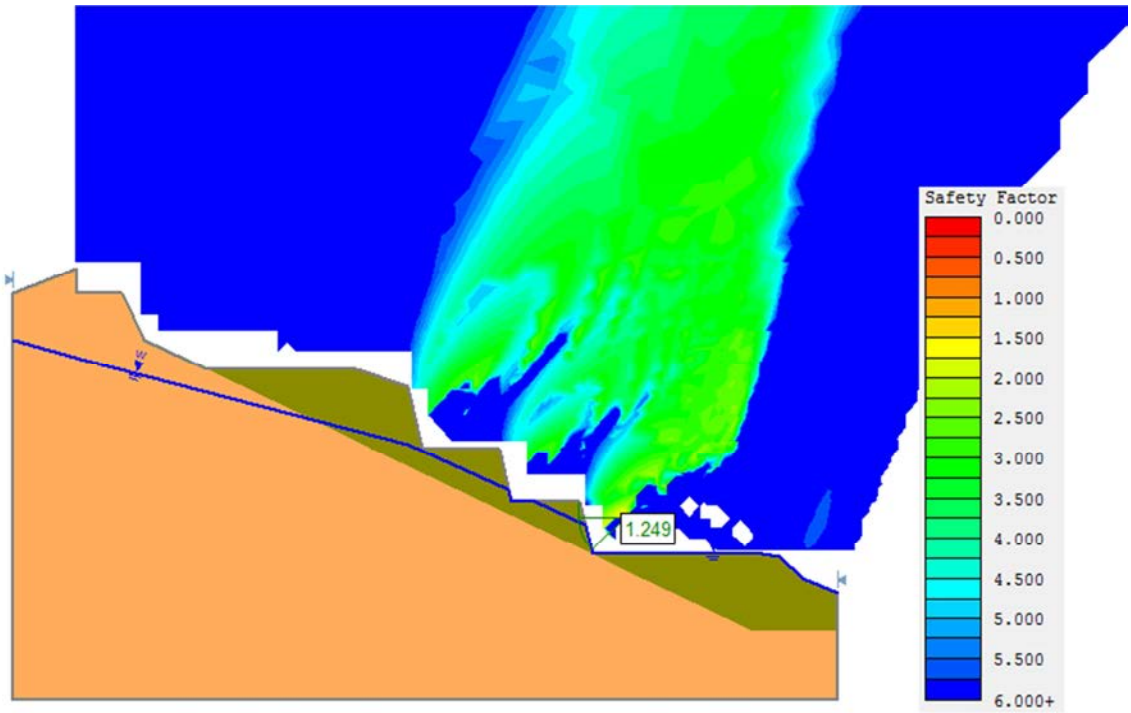


Figura A1. 10 - Fase E9 (FSmin=1,249).

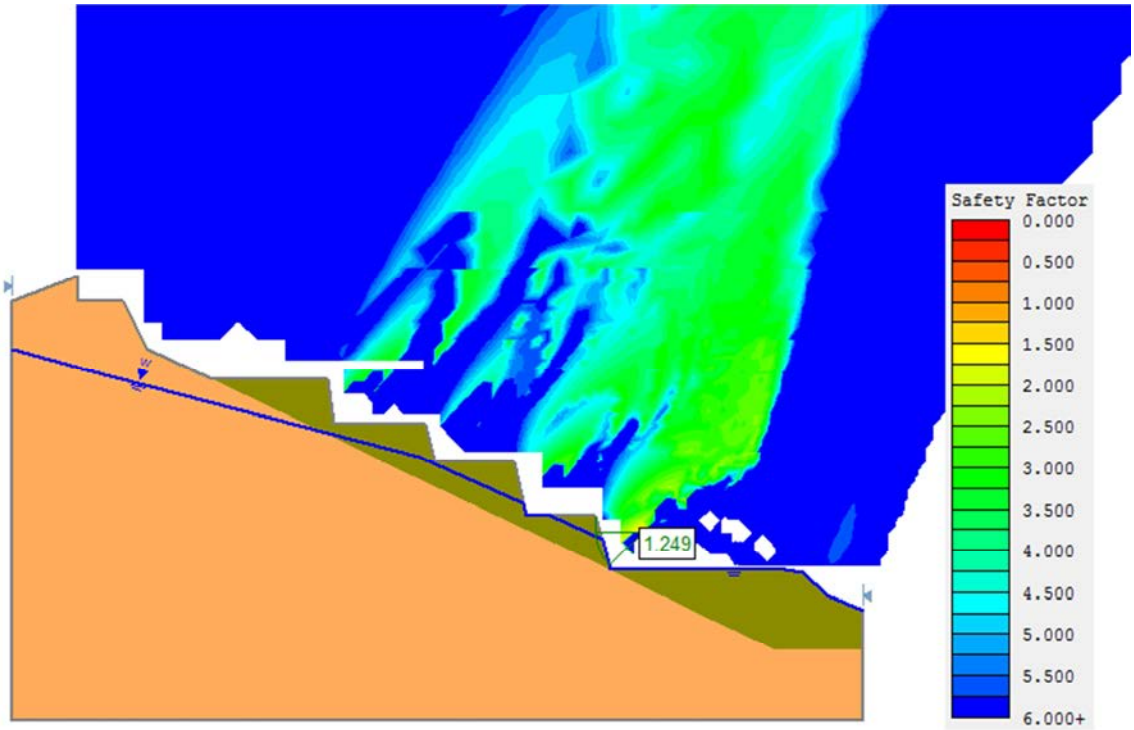


Figura A1. 11 - Fase E6 (FSmin=1,249).

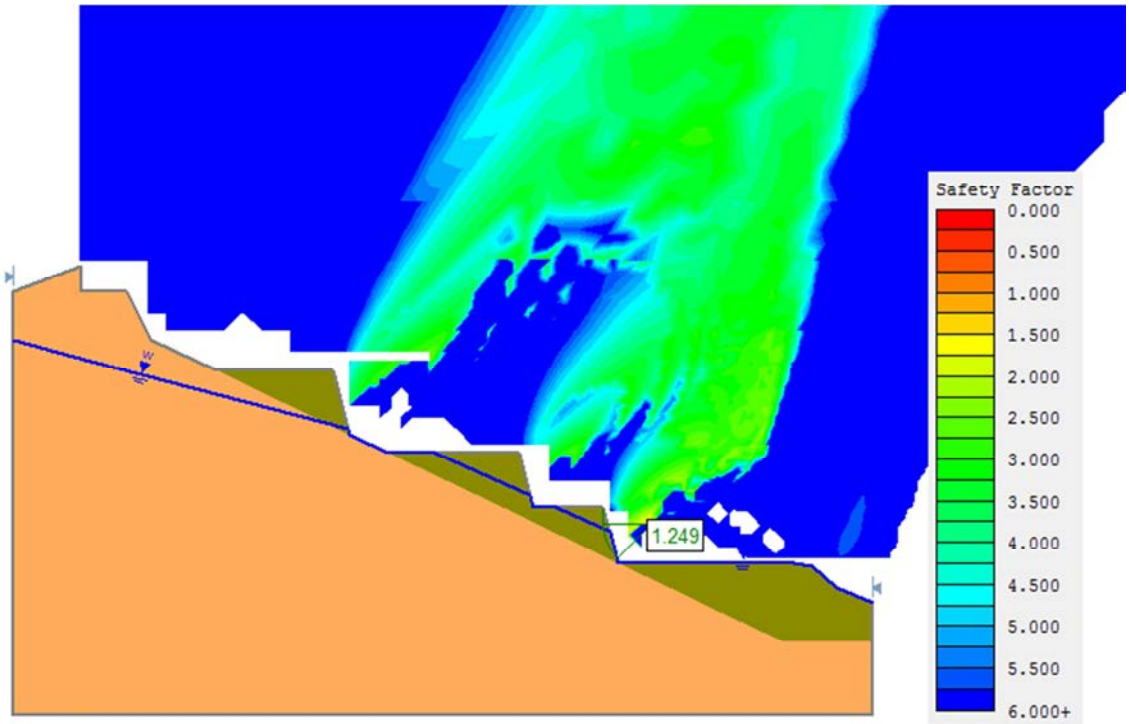


Figura A1. 12 - Fase E8 (FSmin=1,249).

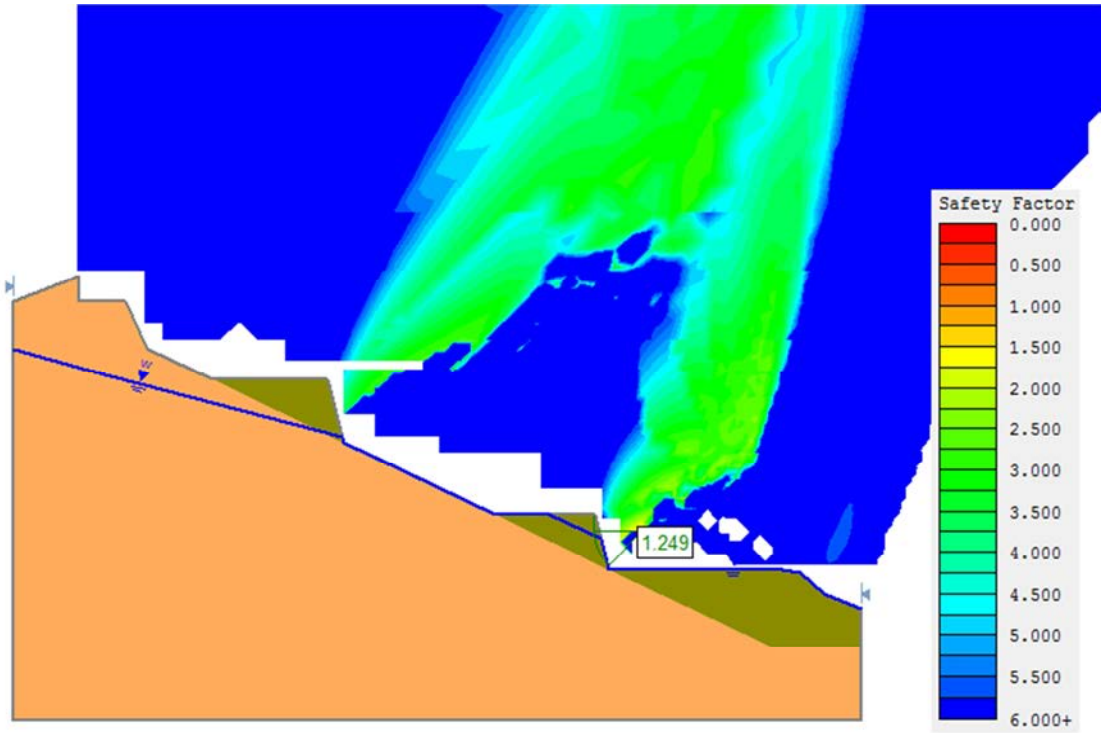


Figura A1. 13 - Fase E10 (FSmin=1,249).

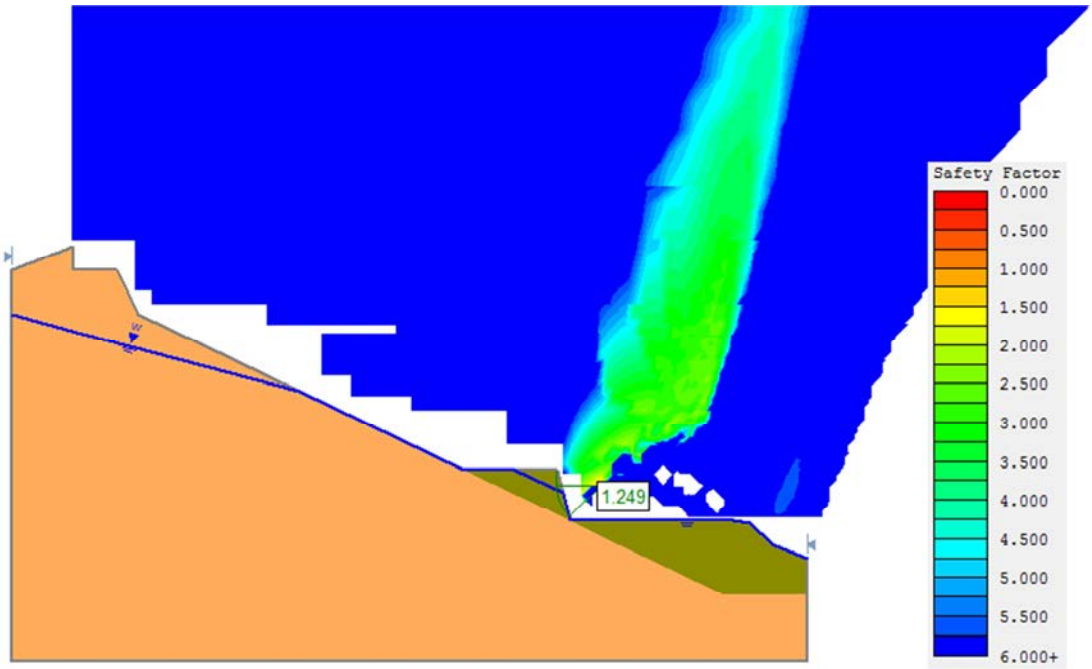


Figura A1. 14 - Fase E7 (FSmin=1,249).

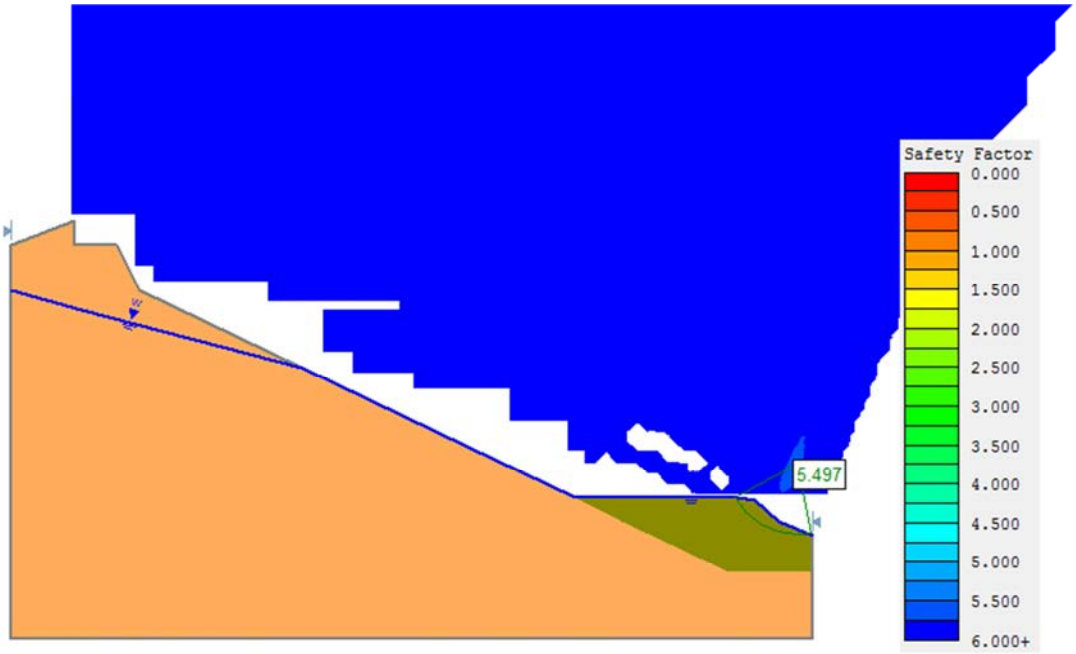


Figura A1. 15 - Fase E11 (FSmin=5,497).

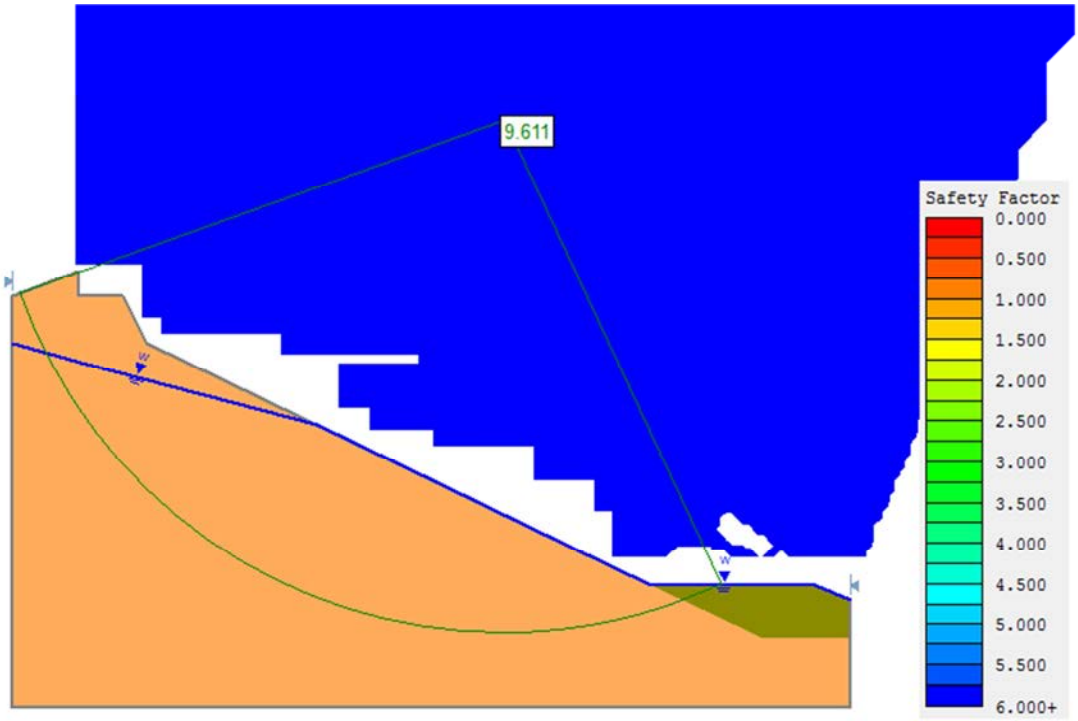


Figura A1. 16 - Fase CE4 (FSmin=9,611).

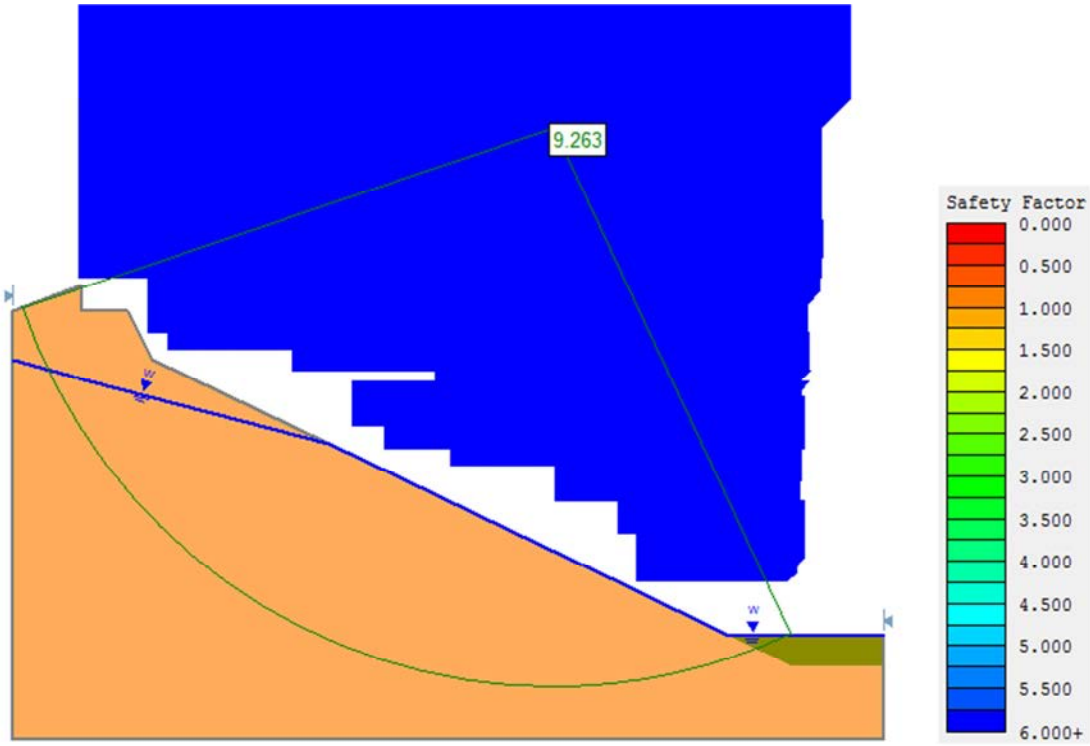


Figura A1. 17 - Fase C5 (FSmin=9,263).

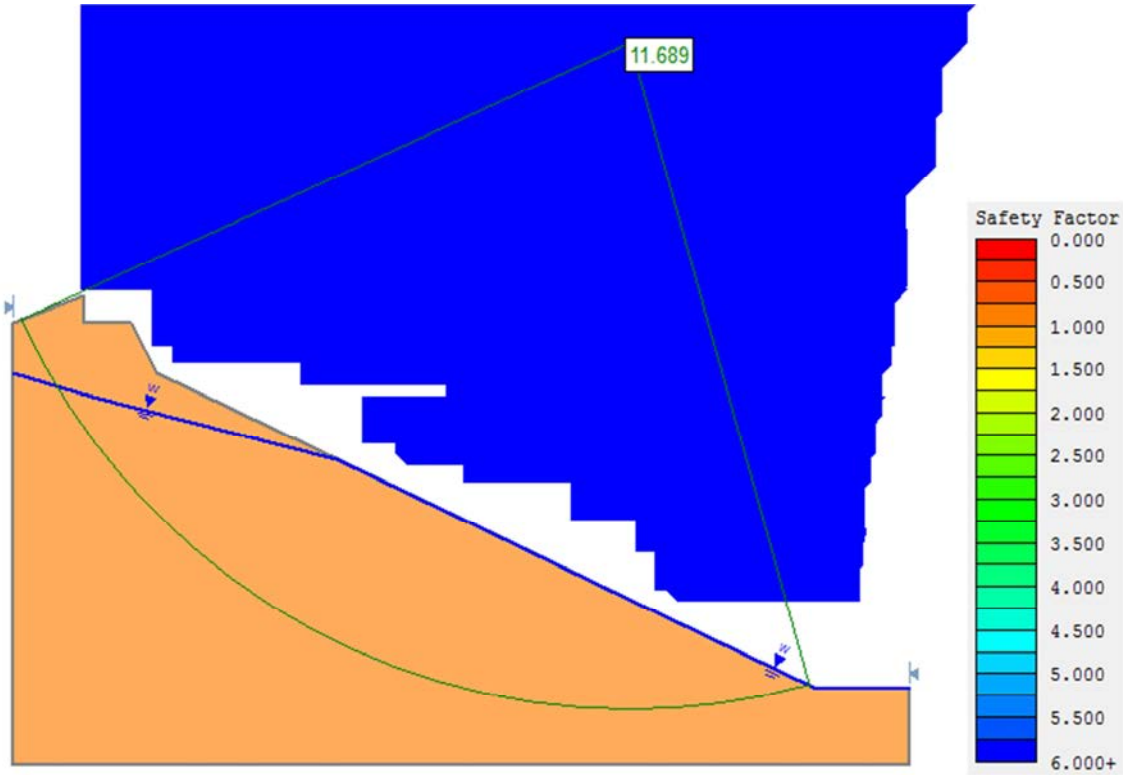


Figura A1. 18 - Fase C6 (FSmin=11,689).

A2. ESCAVAÇÃO GEOTECNICAMENTE MAIS FAVORÁVEL (DIRECÇÃO Z)

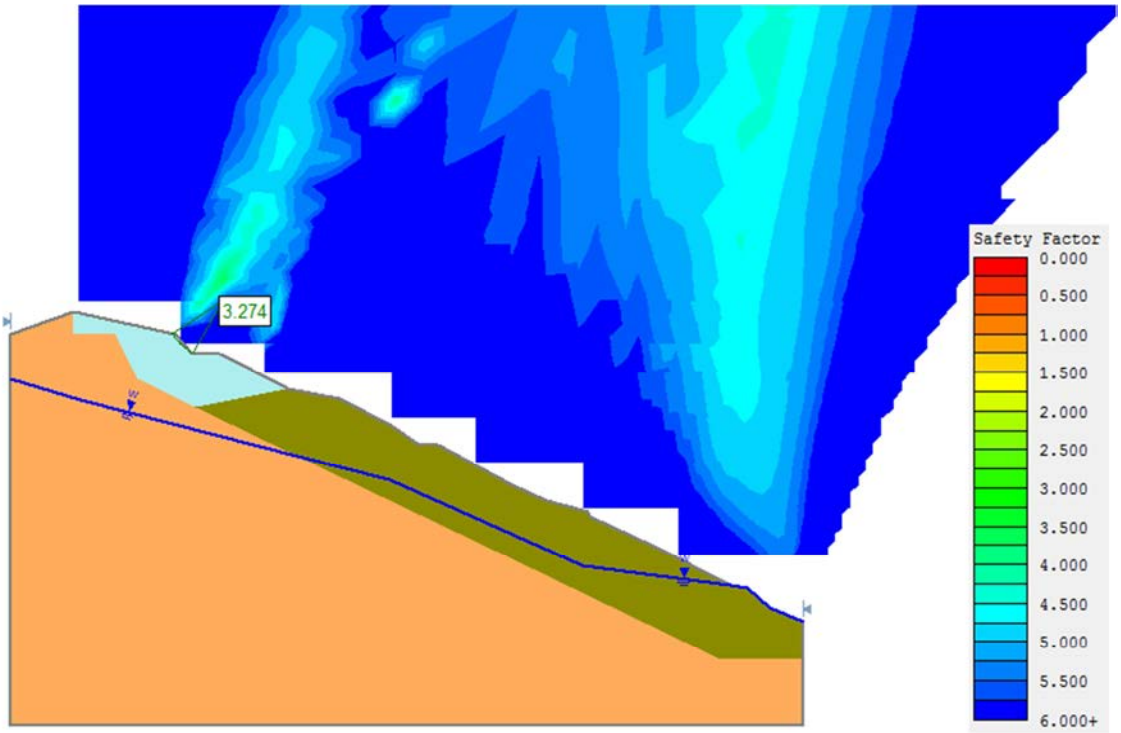


Figura A2. 1 - Fase Inicial (FSmin=3,274).

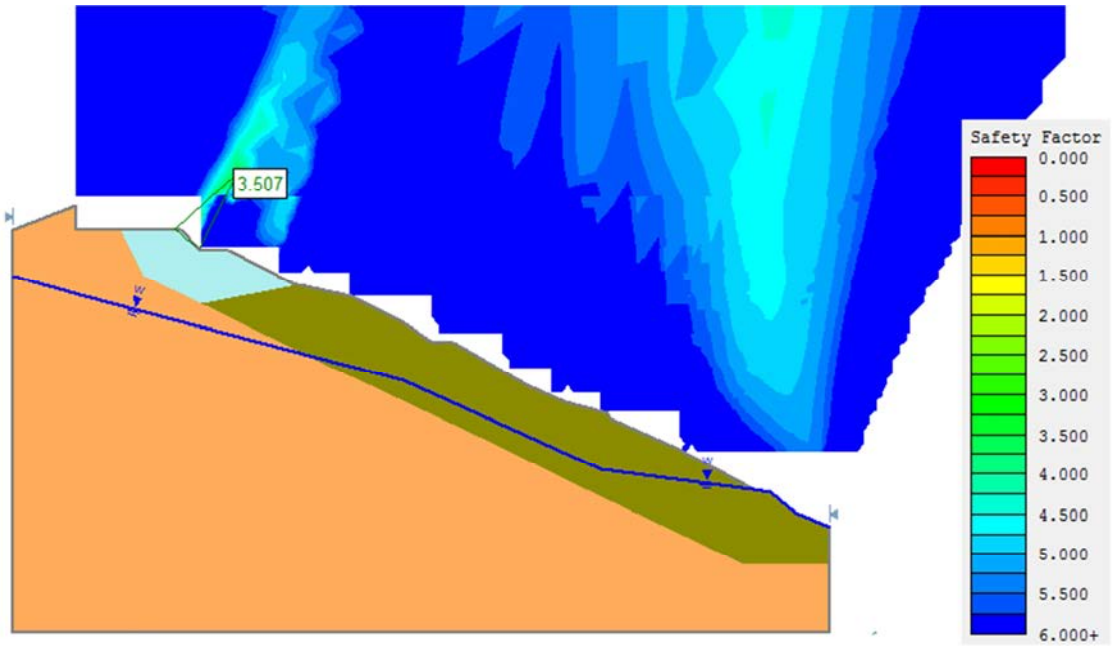


Figura A2. 2 - Fase E1 (FSmin=3,507).

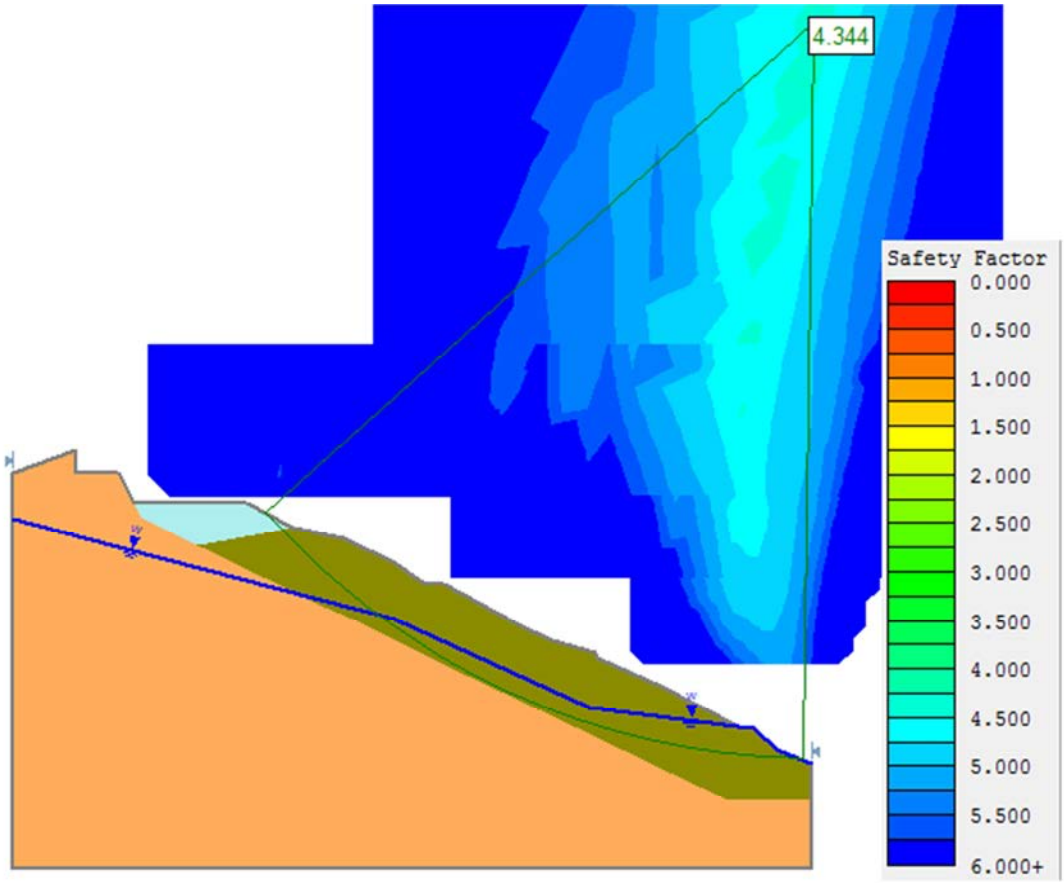


Figura A2. 3 - Fase E3+E2P (FS=4,344).

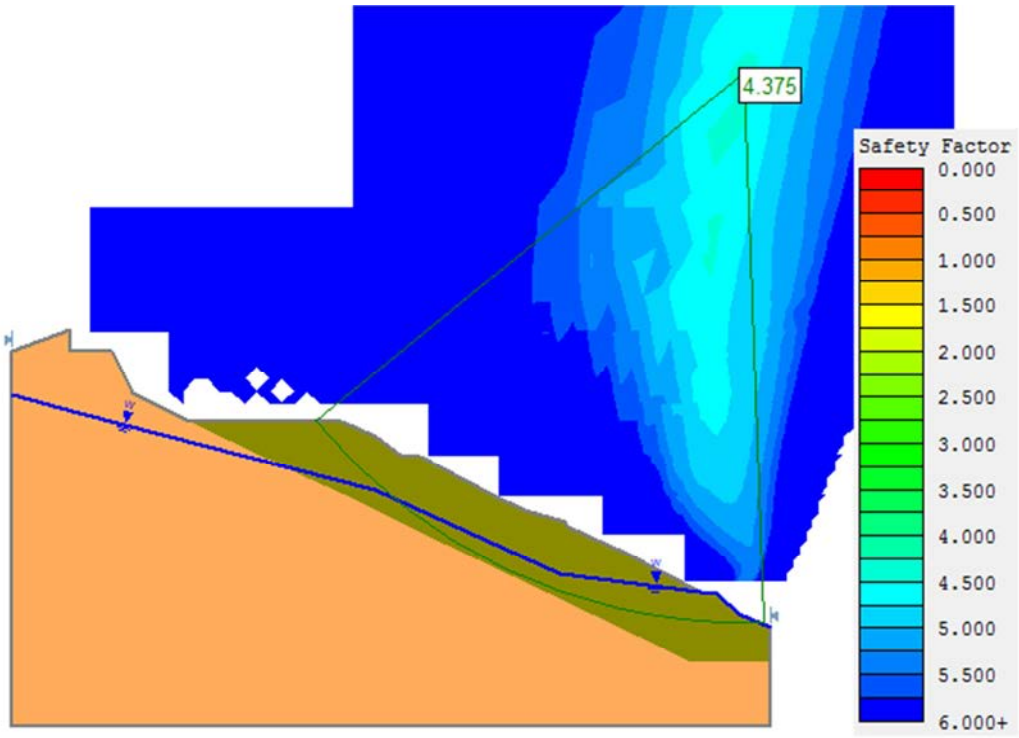


Figura A2. 4 - E4+E2P1 (FSmin=4,375).

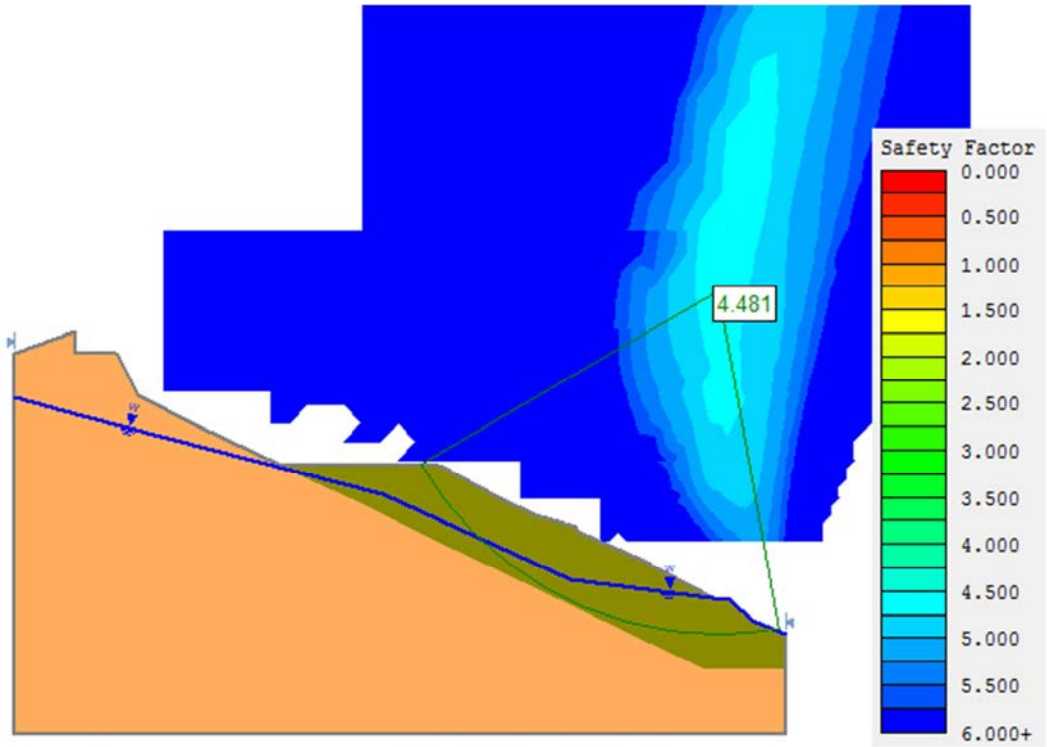


Figura A2. 5 - Fase E6+E7P+E5P (FSmin=4,481).

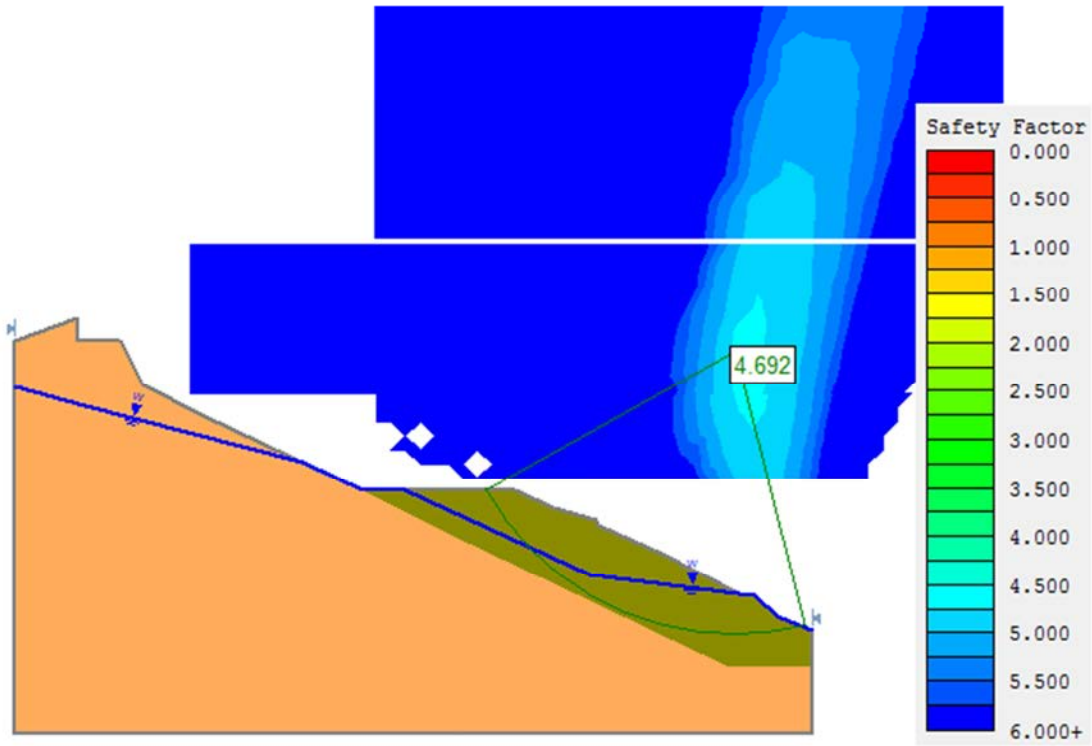


Figura A2. 6 - Fase E8+E7P1+E5P1 (FSmin=4,692).

Figura A2. 7 - Fase E10+E9+CE2P (FSmin=4,909).

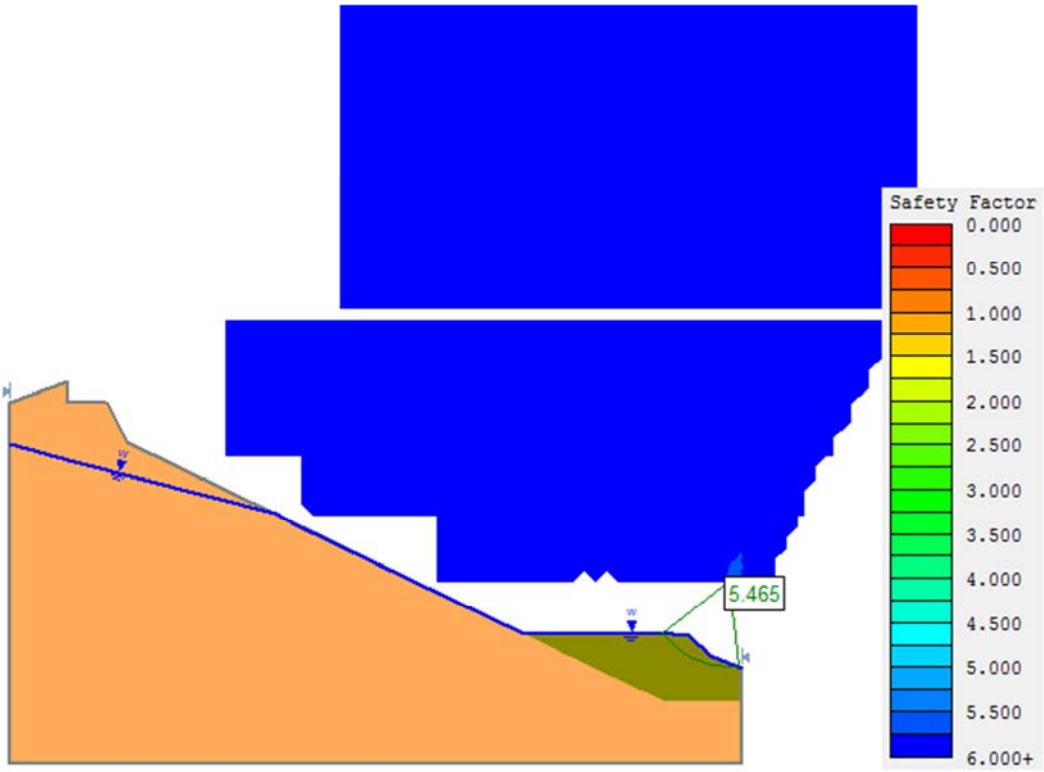


Figura A2. 8 - Fase E11+CE3+CE1+CE2P1 (FSmin=5,465).

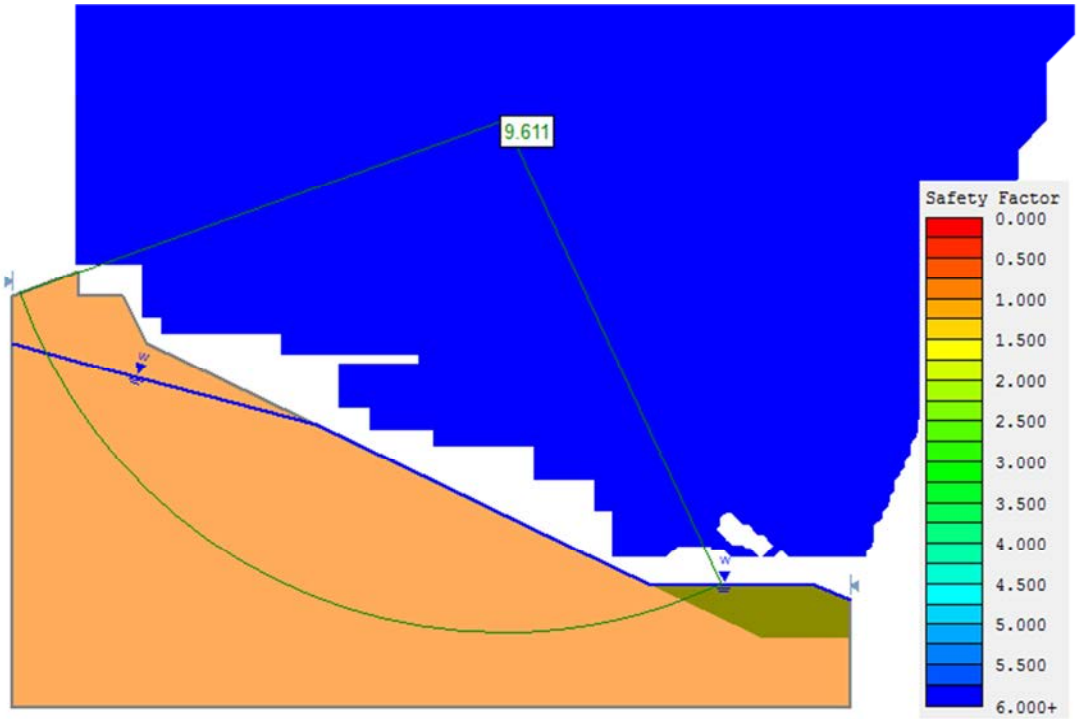


Figura A2. 9 - Fase CE4 (FSmin=9,611).

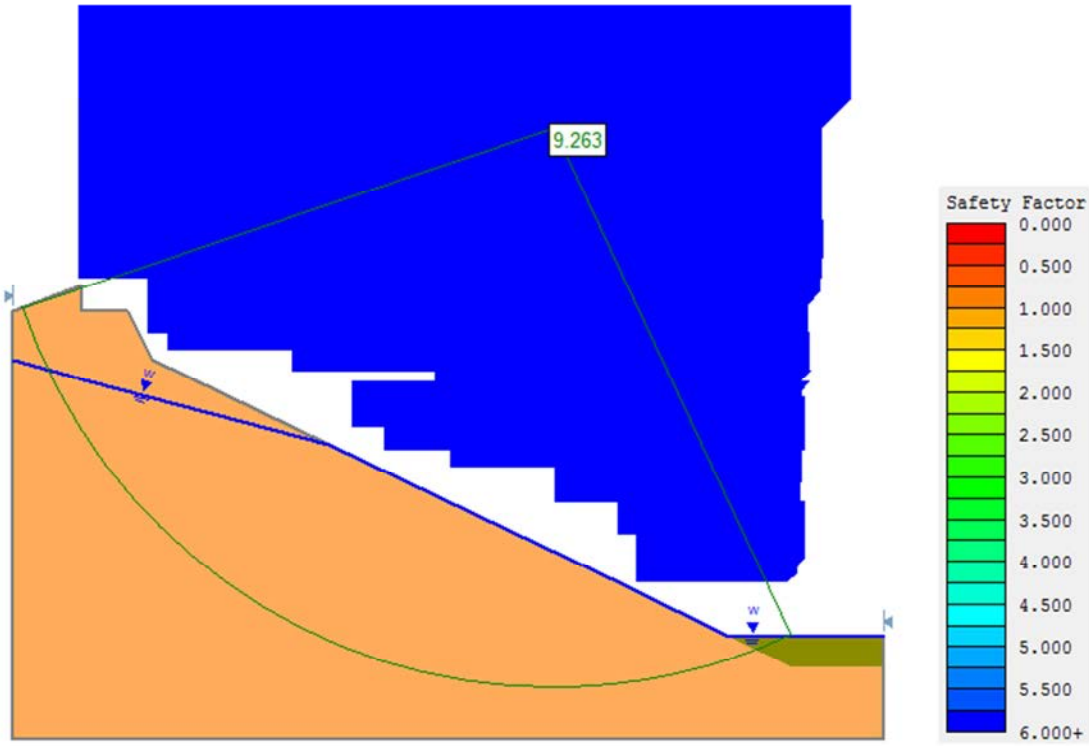


Figura A2. 10 - Fase C5 (FSmin=9,263).

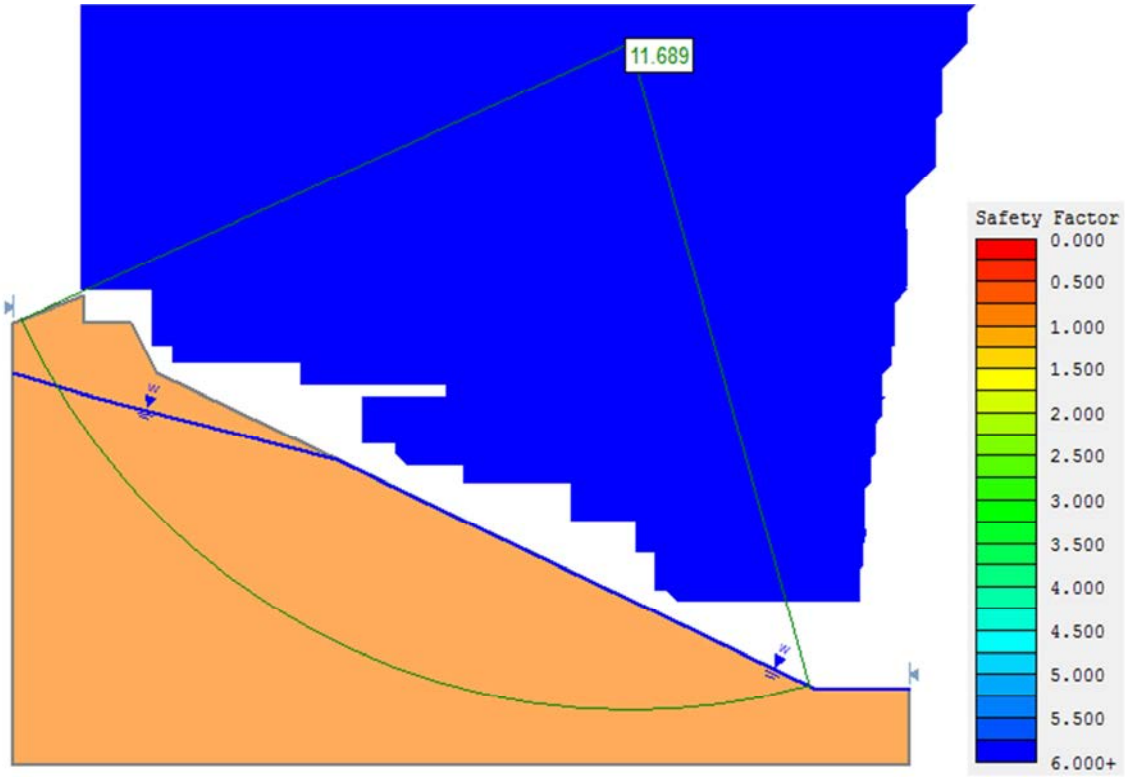


Figura A2. 11 - Fase C6 (FSmin=11,689).

A3. ESCAVAÇÃO EM VÁRIAS FASES (DIRECÇÃO X)

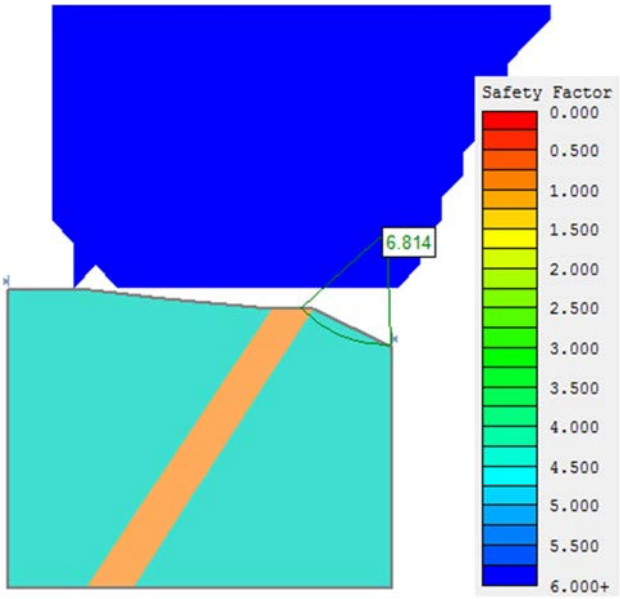


Figura A3. 1 - Fase inicial (FSmin=6,814).

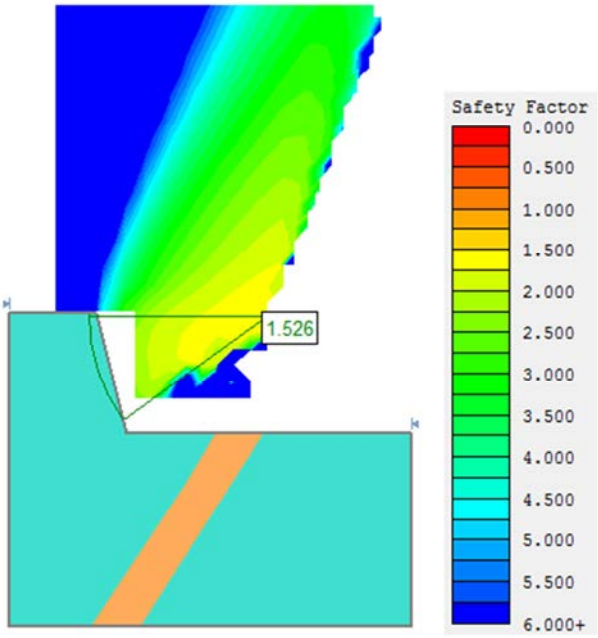


Figura A3. 2 - Escavação da (235.5) até (225); Sem Contenção (FSmin=1,526).

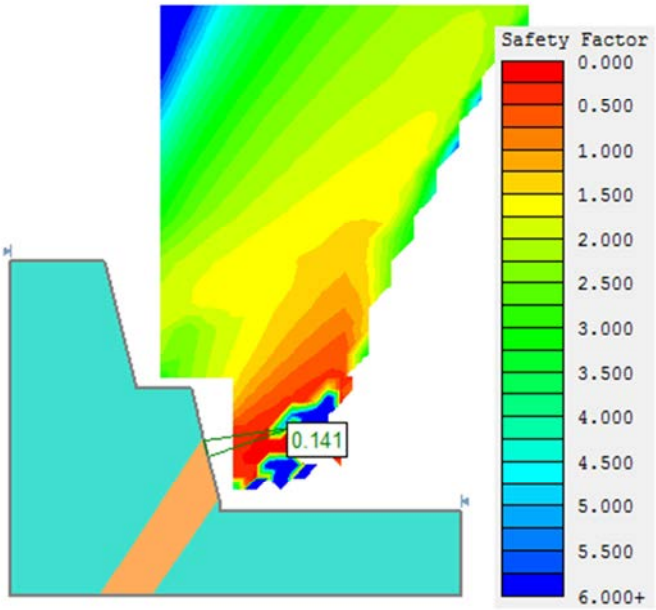


Figura A3. 3 - Escavação até à fundação sem contenção (Rotura pela falha).

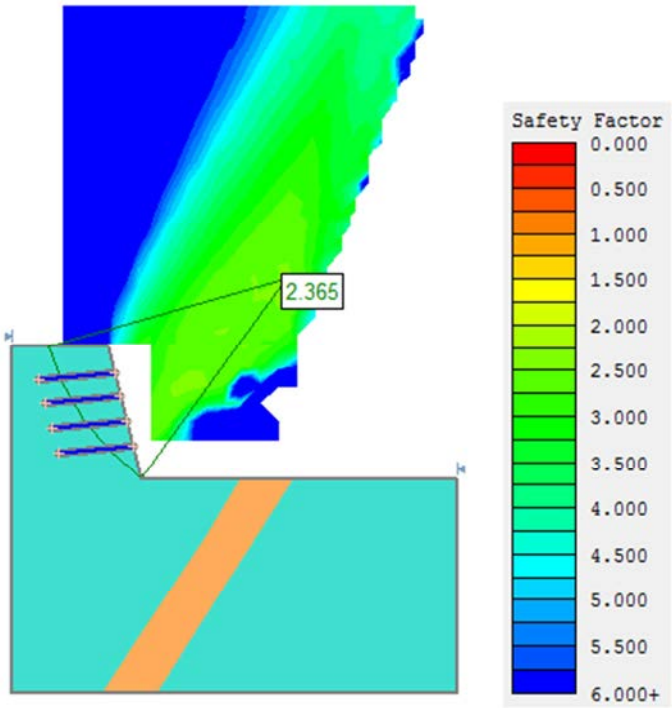


Figura A3. 4 - Escavação da (235.5) até (225) com colocação de pregagens no talude superior (FS=2,365).

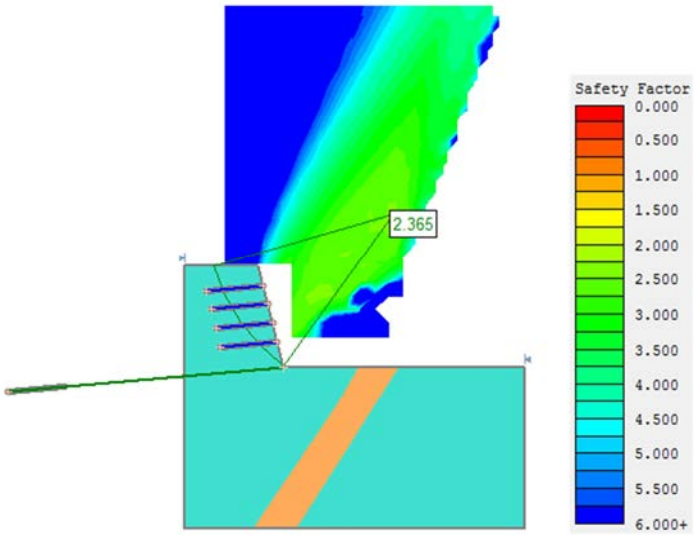


Figura A3. 5 - Colocação de uma ancoragem de pré esforço.

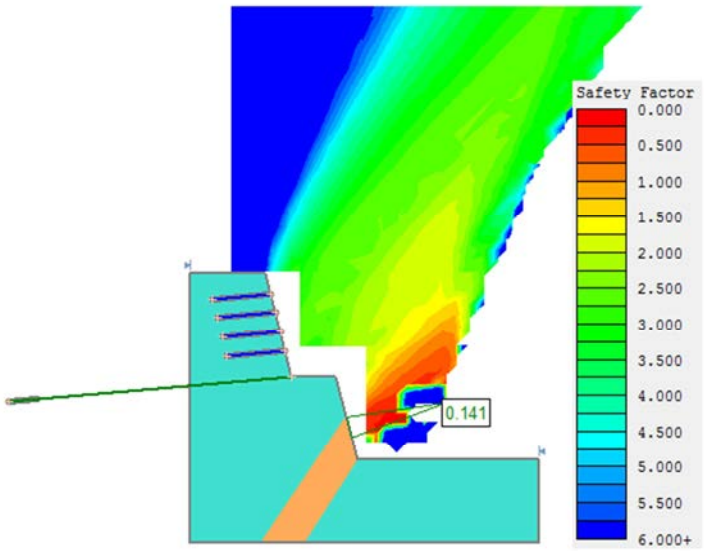


Figura A3. 6 - Escavação desde a (225) até à fundação com pregagens e pré esforço no talude superior.

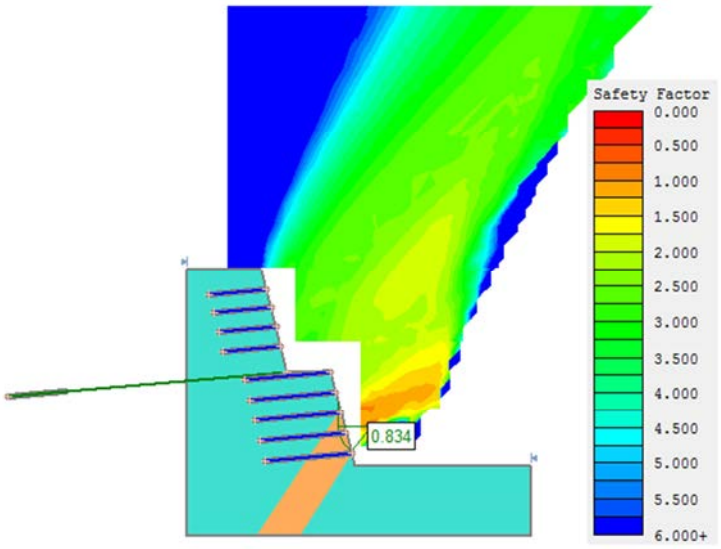


Figura A3. 7 - Escavação desde a (225) até à fundação com colocação de pregagens no talude inferior (FS=0,834).

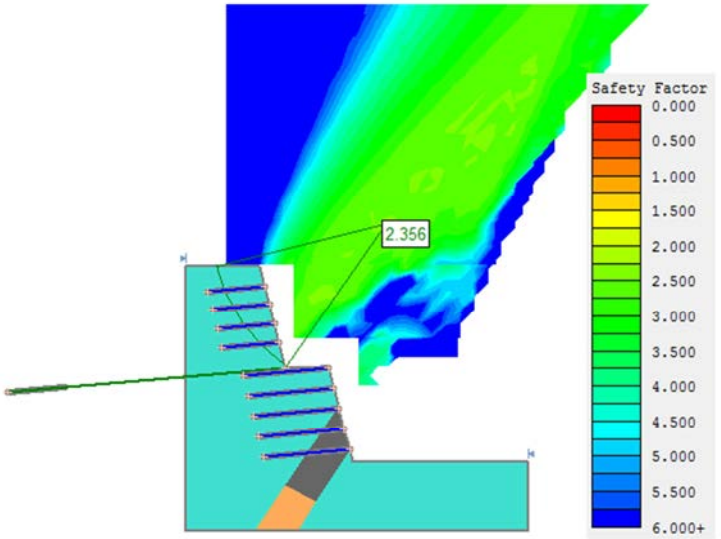


Figura A3. 8 – Realização de recrava (Cinzento). Efeito da recrava na resistência ao corte (FS=2,356).

A4. CÁLCULO DAS CONSTANTES DE ELASTICIDADE DAS MOLAS

$$K = \frac{Q}{S}$$

$$S = \frac{q \times B \times (1 - \nu^2) \times Is}{E}$$

$$K = \frac{E}{B \times (1 - \nu^2) \times Is}$$

Sendo:

Is, o factor de forma

K, o valor da constante de elasticidade das molas

ν, o coeficiente de Poisson, (considerado 0,25)

Exemplo:

Para um painel denominado “Bedrock” com 10 metros de largura:

$$Is = 0{,}92 + 0{,}56 \times \ln \frac{L}{B}$$

Sendo:

L=10 m

B=12 m

Assim, se E for considerado 13 GPa:

$$Is = 0{,}82$$

$$K = 1412832\ KN/m$$

Para painéis considerados como “Zonas de Falha” e a substituição deste por betão procede-se da mesma forma, alterando o valor de L, sendo o valor de B constante ao longo do perfil trapezoidal.

A5. CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DE BIENIAWSKI (1989) – "ROCK MASS RATING" (RMR)

Quadro A5. 1 – Pesos para o cálculo do RMR

Parâmetros			Coeficientes						
1	Resistência da rocha intacta	Point Load	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Ver compressão uniaxial		
		Compressão uniaxial	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
	Pesos		15	12	7	4	2	1	0
2	R.Q.D.		90-100 %	75-90 %	50-75 %	25-50 %	< 25 %		
	Pesos		20	17	13	8	3		
3	Espaçamento das descontinuidades		> 2 m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	< 60 mm		
	Pesos		20	15	10	8	5		
4	Condição das descontinuidades		Superfícies muito rugosas, não contínuas, sem separação, paredes de rocha não alteradas	Superfícies ligeiramente rugosas, separação < 1 mm, paredes ligeiramente alteradas	Superfícies ligeiramente rugosas, separação < 1 mm, paredes muito alteradas	Superfícies polidas ou enchimento com espessura < 5 mm ou juntas contínuas com separação 1-5 mm	Enchimento mole com espessura > 5 mm ou juntas contínuas com separação > 5 mm		
	Pesos		30	25	20	10	0		
5	Presença de água	Caudal por 10 m de comprimento do túnel	nenhum	< 10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	> 125 l/min		
		Relação pressão da água vs tensão principal máxima	0	< 0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		Condições gerais	Completamente seco	Água intersticial	Húmido	Escorrimentos	Entrada de água		
	Pesos		15	10	7	4	0		

Quadro A5. 2 – Classificação da condição das descontinuidades

Comprimento da descontinuidade (persistência)	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
Peso	6	4	2	1	0
Separação (abertura)	Nenhuma	< 0,1 mm	0,1 - 1,0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
Peso	6	5	4	1	0
Rugosidade	Muito rugoso	Rugoso	Ligeiramente rugoso	Quase liso	Liso
Peso	6	5	3	1	0
Enchimento	Nenhum	Duro com espessura < 5 mm	Duro com espessura > 5 mm	Mole com espessura < 5 mm	Mole com espessura > 5 mm
Peso	6	4	2	2	0
Grau de alteração	Não alteradas	Ligeiramente alteradas	Moderadamente alteradas	Muito alteradas	Em decomposição
Peso	6	5	3	1	0

Quadro A5. 3 – Efeito da orientação das descontinuidades em túneis, fundações e taludes

Orientação das descontinuidades		Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
Pesos	Túneis e minas	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Quadro A5. 4 – Classes do maciço

Peso global	100-81	80-61	60-41	40-21	< 21
Classe	I	II	III	IV	V
Descrição	Maciço rochoso muito bom	Maciço rochoso bom	Maciço rochoso razoável	Maciço rochoso fraco	Maciço rochoso muito fraco
Tempo médio para aguentar sem suporte	20 anos para 15 m de vão	1 ano para 10 m de vão	1 semana para 5 m de vão	10 horas para 2,5 m de vão	30 minutos para 1 m de vão
Coesão da massa rochosa (kPa)	> 400	300-400	200-300	100-200	<100
Ângulo de atrito da massa rochosa (º)	> 45	35-45	25-35	15-25	<15

A6. ENSAIO DE CARGA PONTUAL ("POINT LOAD TEST" – PLT)

Com o intuito de conhecer um valor aproximado da resistência à compressão da matriz rochosa (σ_c), pode ser realizado o Ensaio de Carga Pontual, também conhecido como Ensaio de Franklin. Este é um ensaio de mais fácil execução e mais económico que o Ensaio de Compressão Uniaxial, que permite obter valores que se correlacionam com o valor de σ_c. O ensaio consiste na aplicação de uma força crescente ao longo do tempo através de uma prensa portátil com duas ponteiras cónicas que comprimem amostras de rocha até atingirem a rotura. Este ensaio pode ser feito a partir de carotes retirados em furos de sondagem ou a partir de provetes com outras formas, o que lhe confere ainda maior vantagem, pois para além de ser portátil, é possível obter a resistência à compressão da rocha em qualquer frente de escavação de uma forma expedita, sem ter que preparar provetes.

Para ensaiar amostras cilíndricas, tais como as provenientes dos furos de sondagem, a esquematização do ensaio é dada pela Figura A6. 1.

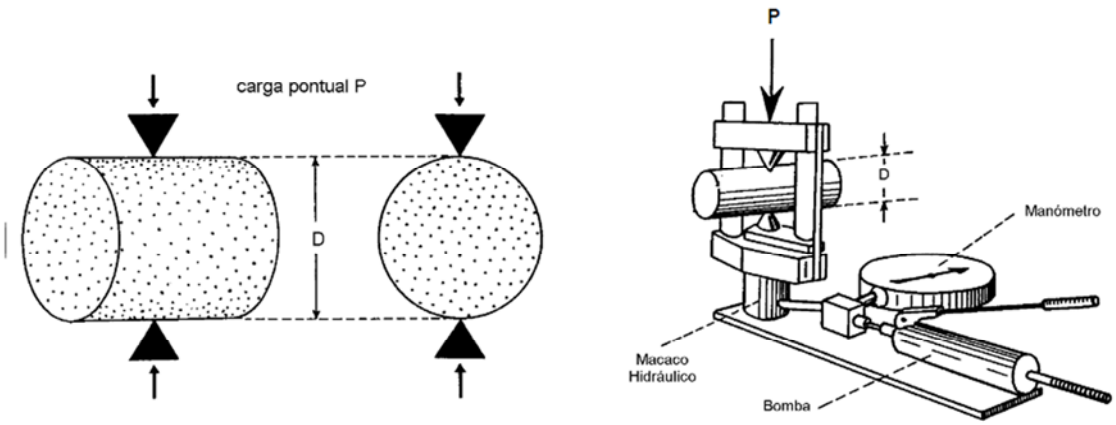


Figura A6. 1 – Ensaio de carga pontual.

Foi convencionado que o índice do ensaio de carga pontual (Is_{50}), é definido para ensaios realizados em provetes cilíndricos de rocha com diâmetro de 50 mm, em que a aplicação da força P é exercida diametralmente. O valor do índice de carga pontual é calculado pela seguinte expressão:

$$Is_{50} = \frac{P}{D^2}$$

Para obter valores deste índice com diferentes diâmetros é necessário entrar com um factor correctivo, de modo a normalizar os valores do ensaio. A expressão vem então corrigida, tal como se segue:

$$Is_{50} = F \times \frac{P}{D^2}$$

Sendo:

- $F = (\frac{D}{50})^{0,45}$

Para outras formas que não as circulares, é possível obter o valor do índice, desde que se sigam os critérios estipulados na Figura A6. 2, de modo a encontrar um valor de diâmetro equivalente D_e.

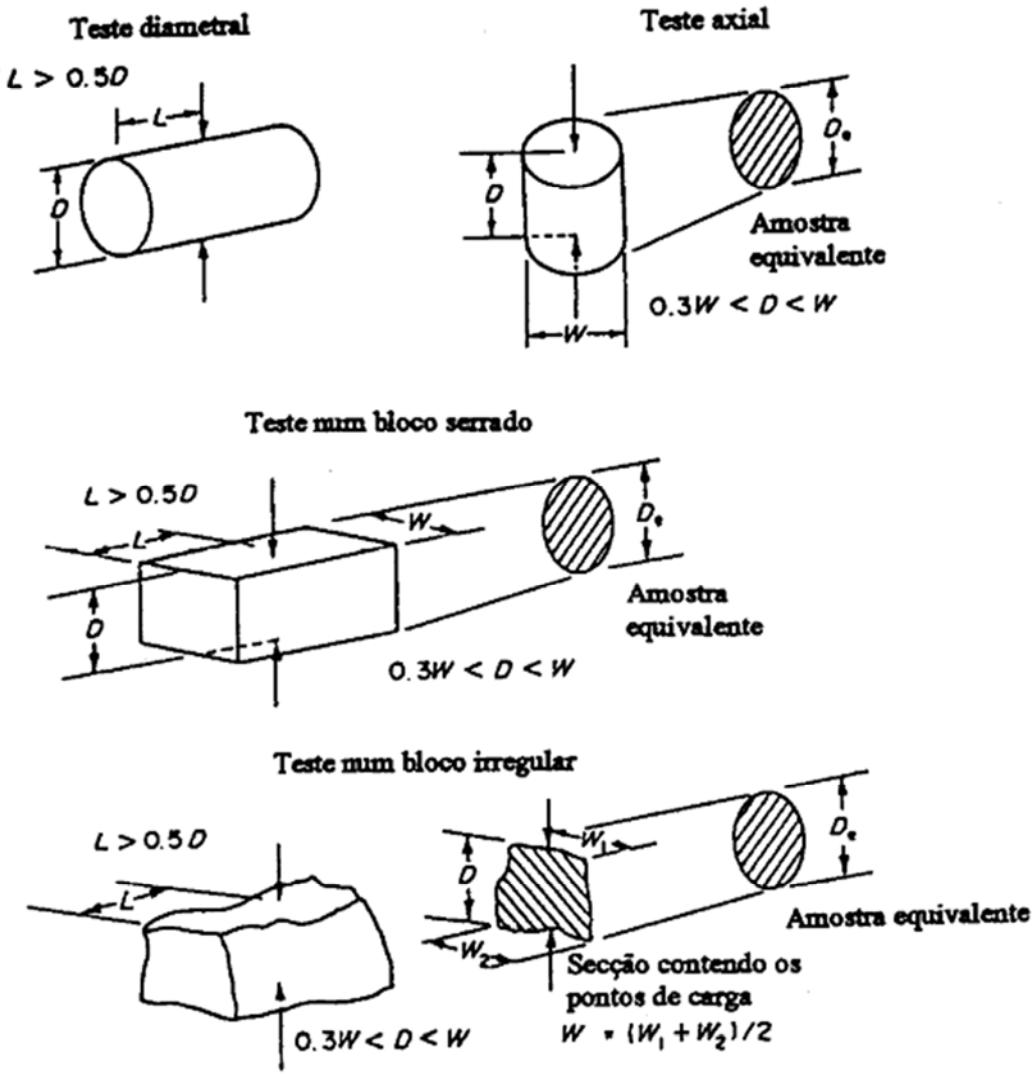


Figura A6. 2 - Relação de dimensões dos provetes a satisfazer no ensaio de carga pontual.

O valor de Is_{50}, é então dado pela seguinte expressão:

$$Is_{50} = F \times \frac{P}{{D_e}^2}$$

Sendo:

- $D_e = \sqrt{\frac{4}{\pi} WD}$
- $F = (\frac{D_e}{50})^{0,45}$

O ensaio só é válido se a rotura se der de acordo com o representado nas figuras apresentadas seguidamente.

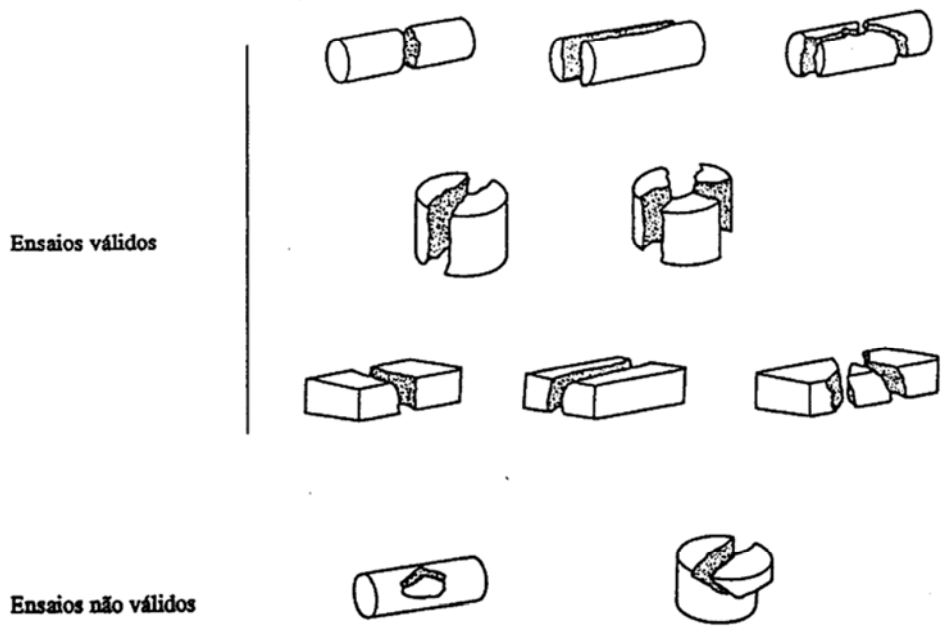


Figura A6. 3 - Esquema de roturas válidas e não válidas.

O valor da resistência à compressão da rocha pode então ser correlacionado pela seguinte expressão:

$$\sigma_c = \alpha \times Is_{50}$$

O valor de α costuma pertencer ao intervalo de valores de 20 a 25. Assim, considera-se que se este parâmetro estiver dentro daquela gama de valores, obtidas através de ensaio de compressão uniaxial, é possível que amostras daquela rocha sejam ensaiadas através do PLT.

Para rochas com anisotropia devido a xistosidade, foliação ou estratificação deve ser feito ensaio de carga pontual na direcção normal e na direcção paralela a esses planos, definindo assim um índice de anisotropia dado por:

$$Ia_{50} = \frac{Is_{50}\perp}{Is_{50}//}$$

O valor do parâmetro α assume neste caso valores mais variáveis do que assumiria se o maciço fosse isotrópico. Assim é por vezes necessário recorrer a ensaios de compressão uniaxial que transmitem informação mais credível do que o do ensaio PLT.

A7. ENSAIO COM ESCLERÓMETRO OU MARTELO DE SCHMIDT

O ensaio com o martelo de Schmidt permite correlacionar de forma expedita a dureza da matriz rochosa e a sua resistência à compressão. É constituído por um pequeno aparelho metálico de geometria cilíndrica, em que no seu interior tem uma mola com ponta retráctil, que ao ser pressionada contra a rocha faz com que esta dispare, provocando um ressalto.

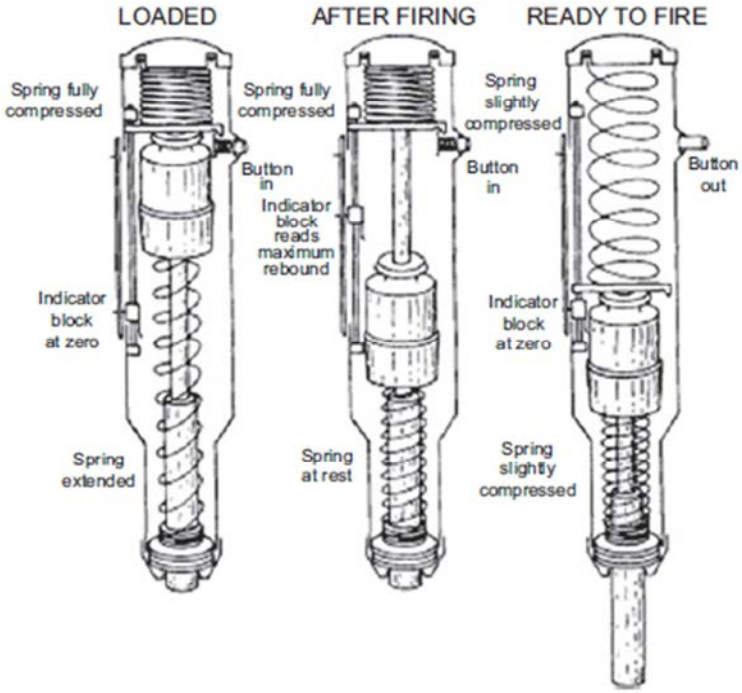


Figura A7. 1 - Funcionamento do martelo de Schmidt (Aydin, 2008).

O valor indicado pelo aparelho é correlacionado com a resistência à compressão simples da rocha, de acordo com o seu peso volúmico.

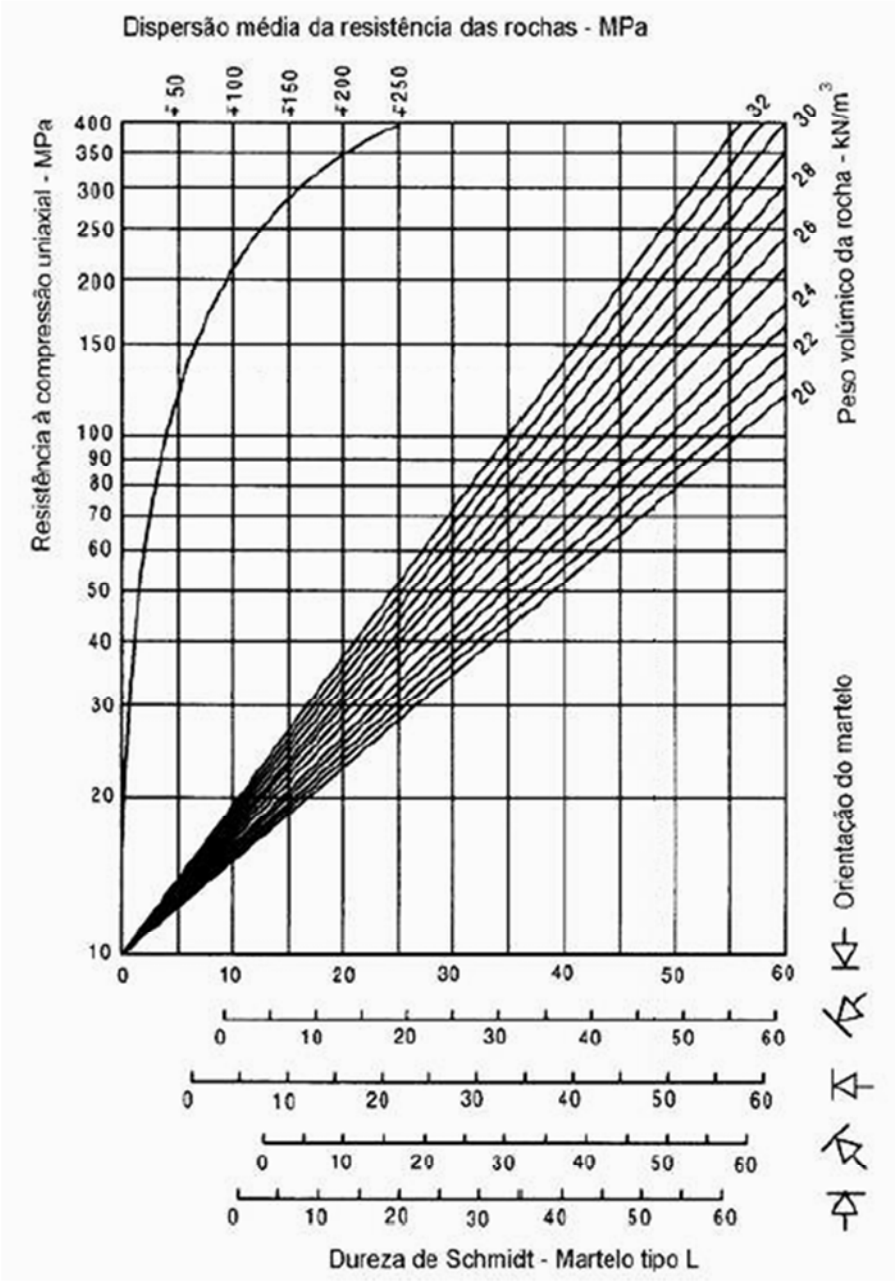


Figura A7. 2 – Ábaco de Schmidt (Lima e Meneses, 2007).

A8. CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA "GEOLOGICAL STRENGHT INDEX" – GSI

Os valores dos parâmetros m, s e α podem ser obtidos através das seguintes expressões:

$$m = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28}\right)}$$

Para maciços de muito má a má qualidade (Quadro 8):

$$s = 0$$

$$\alpha = 0{,}65 - \frac{GSI}{200}$$

Para maciços de razoável a boa qualidade (Quadro 8):

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

$$\alpha = 0{,}5$$

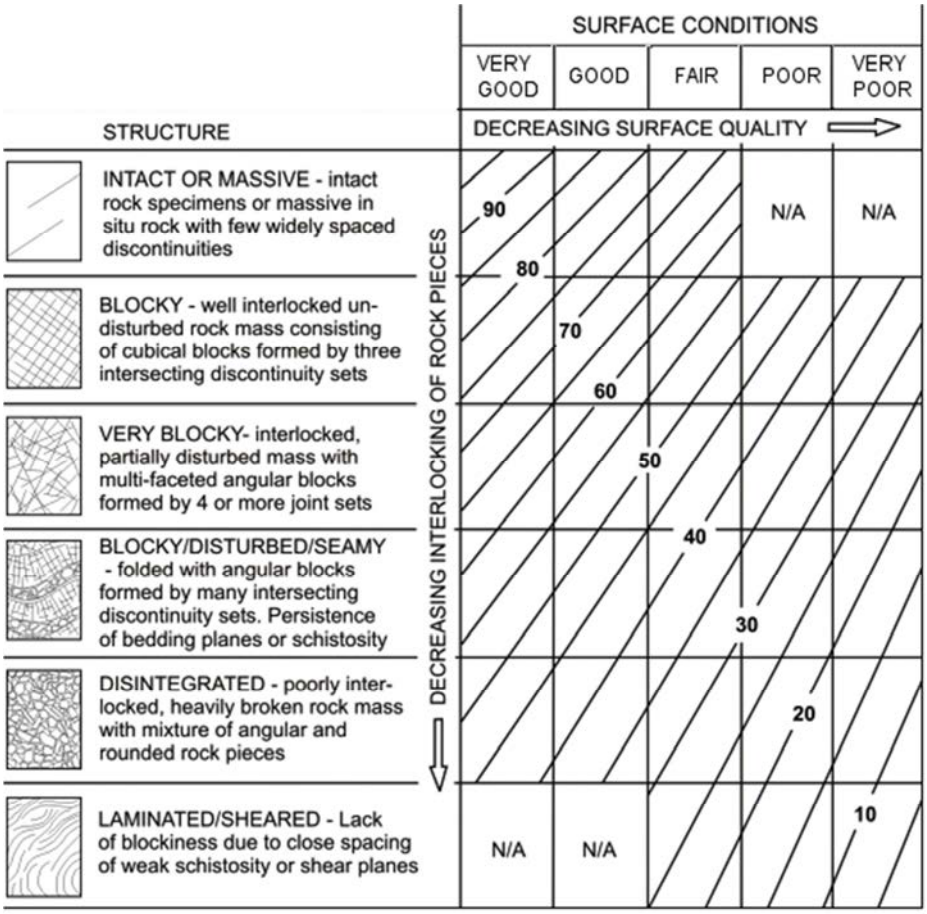


Figura A8. 1 – Matriz de obtenção do GSI (*Software* SLIDE, 2006).

A9. GRAU DE PERTURBAÇÃO DA ESCAVAÇÃO

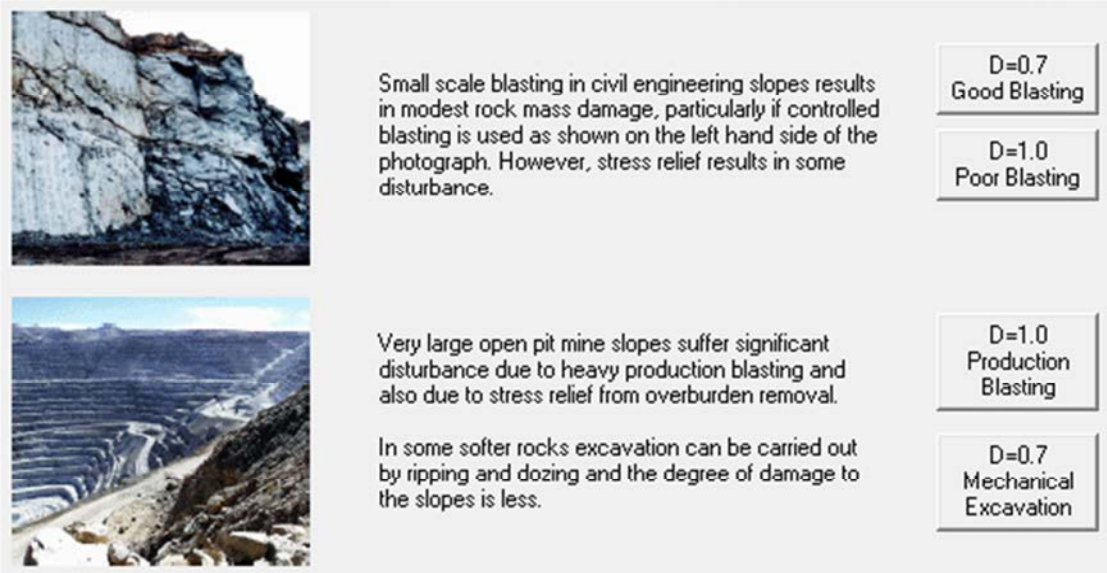
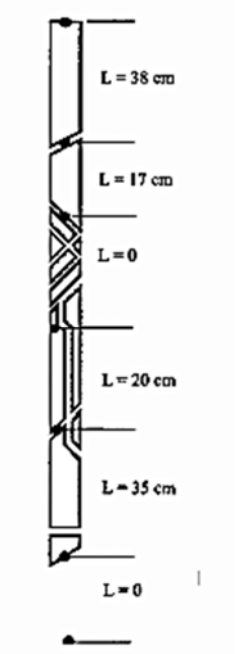


Figura A9. 1 – Grau de perturbação da escavação (*Software* SLIDE, 2006).

A10. EXEMPLO DE CÁLCULO DO RQD



Imaginando que $L_{furo} = 2m$

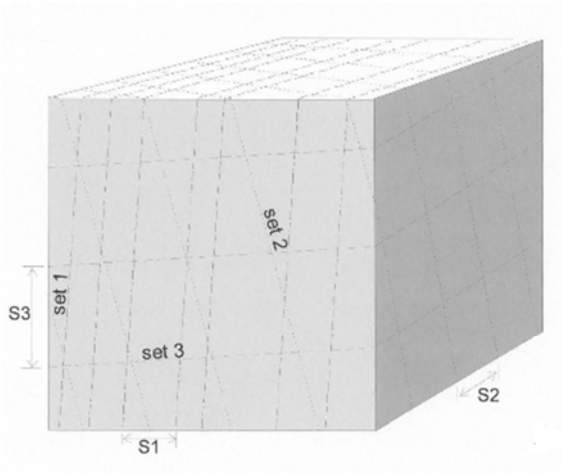
$$RQD = \frac{\sum L_{tarolos \geq 10\ cm}}{L_{furo}} \times 100\ (\%)$$

$$RQD = \frac{0 + 35 + 20 + 0 + 17 + 38}{2 \times 10^2} \times 100\ (\%)$$

$$RQD = 55\%$$

Figura A10. 1 – Exemplo de cálculo do parâmetro RQD (Lima e Meneses, 2007).

A11. EXEMPLO DE CÁLCULO UTILIZANDO A PROPOSTA DE PALMSTRÖM



$$J_v = \frac{1}{S1} + \frac{1}{S2} + \frac{1}{S3} + \frac{\text{juntas dispersas n}}{5}$$

Admitindo que:

$$S1 = 0{,}1 \text{ m}$$
$$S2 = 0{,}5 \text{ m}$$
$$S3 = 2{,}0 \text{ m}$$

$$J_v = 10 + 2 + 0{,}5 = 12{,}5$$

$$RQD = 115 - 3{,}3 \times 12{,}5 = 73{,}75\%$$

Somatório do nº de descontinuidades por metro (medição na direcção normal à família).

Figura A11. 1 – Exemplo de cálculo utilizando a proposta de Palmström (Lima e Meneses, 2007).

A12. ESTRUTURAS GEOLÓGICAS ENCONTRADAS

Quadro A12. 1 – Estruturas geológicas encontradas no Escalão de Montante (Lima, 2000)

FRACTURA Nº	NATUREZA DA FRACTURA	ATITUDE	ESPESSURA MÁXIMA OBSERVADA (m)	NATUREZA DO ENCHIMENTO
1	Filão em falha	N 6ºE, 70º-90ºW	0,5 – 1,5	quartzo, milonite argilosa, granito muito fracturado e/ou muito alterado a arenizado
2	Filão em falha provável	N22º-36ºW, 62º-66ºNNE	0,3	pegmatito zonado
3	Filão	N20º-30ºW, 60º-70ºNNE	0,2	pegmatito zonado
4	Filão em falha provável	N15º-30ºW, 60º-70ºENE	0,2 - 0,25	pegmatito zonado
5	Filão em falha	N28ºW, 62ºNNE	0,4 - 0,6	pegmatito zonado
6	Filão	N60º-74ºE, 70º-75ºSE	0,2 – 0,3	quartzo
7	Falha	N54º-58ºE, 80º-90ºNW	0,15	milonite argilosa
8	Filão	N50º-55ºE, 60ºSE	0,2	quartzo
9	Filão	N32ºE, 45º-50ºSE	0,1 - 0,3	quartzo
10	Filão em Falha	N40ºW, 50º-60ºNE	0,2 - 0,3	pegmatito e milonite argilosa

Quadro A12. 1 (cont.) – Estruturas geológicas encontradas (Lima, 2000)

11	Zona de falha	N20º-40ºE, 80SEº-90º-80ºNW	10,0 – 15,0	milonite argilosa, granito muito fracturado e/ou alterado a decomposto
12	Filão	N30ºW, 44º-58ºENE	0,1 - 0,3	quartzo
13	Filão em Falha provável	N10º-14ºW, 44º-52ºENE	0,1 - 0,3	pegmatito zonado
14	Filão	N10º-12ºW, 70º-75ºENE	0,2 - 0,3	pegmatito zonado
15	Filão	N80º-90ºE, 80º-86ºS	0,15 – 02	quartzo
16	Filão	N34ºW, 76ºENE	0,1	pegmatito
17	Filão	N44ºE, 68º-70ºSE	0,1	pegmatito
18	Filão em Falha provável	N58ºE, 76º-82ºSE	0,1	quartzo e milonite argilosa
19	Falha provável	N40º-55ºE, 50º-57ºSE	0,1	milonite argilosa
20	Filão	N52º-60ºE, 57º-64ºSE	0,1 – 0,15	quartzo
21	Filão	N60ºE, 86ºSE	0,1	quartzo e greisen
22	Falha	N60ºE, 65ºSE	0,2	milonite argilosa
23	Falha	N55ºE, 55ºSE	0,05 - 0,1	milonite argilosa

Quadro A12. 1 (cont) – Estruturas geológicas encontradas (Lima, 2000)

24	Filão em Falha	N5ºW-0º-20ºE, 56º-66ºESE	10,0 – 15,0	quartzo, milonite argilosa, granito esmagado e/ou muito alterado a arenizado
25	Filão em Falha	N50º-70ºE, 70º-80ºNW	> 30,0	quartzo, milonite argilosa, granito muito fracturado, granito esmagado e/ou muito alterado a arenizado
26	Filão	N10ºE, 85º-90ºSE	0,1 – 0,2	quartzo
27	Filão	N0º-10ºE, 80ºW-80ºE	0,2	quartzo

A13. ENSAIOS COM DILATÓMETRO

Quadro A13. 1 – Valores dos módulos dilatométricos obtidos no Escalão de Montante (cedido pela EDP)

								1ª Carga	Descarga e 2ª Carga	
Furo	Inclinação (º)	Cota da Boca (m)	Profundidade a) (m)	Cota do Ensaio (m)	Profundidade efectiva b) (m)	W	F	E_{dilat} (GPa) P=6MPa	E_{dilat} (GPa) P=6MPa	E_{dilat} (GPa) P=9 MPa
SD7	60	218,47	38,00	185,6	40,5	1	2	10,7	14,2	12,7
SD7	60	218,47	41,00	183,0	43,7	1	3-4	4,4	7,5	6,9
SD7	60	218,47	44,00	180,4	46,9	1	3	6,6	15,7	15,8
SD7	60	218,47	47,00	177,8	50,1	1	2-3	27,0	36,0	38,0
SD7	60	218,47	50,00	175,2	53,3	1	1	17,9	32,0	35,0
SD9	60	198,60	50,50	154,9	55,6	2	3	8,7	14,6	14,3
SD9	60	198,60	53,00	152,7	58,3	2	3	16,2	26,0	26,0
SD10	45	233,87	21,00	219,0	20,1	2-3	3-4	1,7	3,3	
SD14	45	196,45	31,50	174,2	30,2	1-2	2-3	9,2	15,4	18,8
SD14	45	196,45	34,50	172,1	33,1	2	4	2,8	4,4	3,8
SD14	45	196,45	34,90	171,8	33,5	2	2	8,6	14,4	11,3
SD14	45	196,45	37,50	169,9	36,0	2	3	4,9	12,7	11,4
SD14	45	196,45	39,50	168,5	37,9	2	3	3,5	9,0	11,2
SE2	30	135,10	16,50	126,9	16,1	2	3-4	5,3	10,4	10,2
SE2	30	135,10	16,90	126,7	16,5	2	3-4	7,8	18,0	16,4
SE2	30	135,10	19,50	125,4	19,1	3	4	4,6	8,2	6,9
SE2	30	135,10	22,50	123,9	22,0	2-3	3-4	5,4	9,2	10,2
SE2	30	135,10	25,50	122,4	24,9	2-3	3	8,2	21,0	15,4
SE2	30	135,10	28,50	120,9	27,9	2-3	3	10,1	16,8	15,0
SE2	30	135,10	31,50	119,4	30,8	2	1	8,7	10,4	11,1
SE4	60	194,43	16,50	180,1	18,7	2	2	9,1	12,6	13,0
SE4	60	194,43	19,50	177,5	22,1	2	2	9,7	12,8	15,4
SE4	60	194,43	22,50	174,9	25,4	2	3-4	5,5	8,8	9,0
SE4	60	194,43	25,60	172,3	29,0	2	2-3	9,6	13,9	16,6
SE4	60	194,43	28,50	169,7	32,2	2	2	23,0	24,0	28,0

Quadro A13. 1 (cont) – Valores dos módulos dilatométricos (cedido pela EDP)

SE4	60	194,43	31,50	167,2	35,6	2	2	12,6	18,0	24,0
SE7	70	194,28	36,80	159,7	41,8	2-3	3	8,1	8,4	9,8
SE7	70	194,28	39,40	157,3	44,8	2-3	3	8,4	9,0	10,7
SE7	70	194,28	40,50	156,2	46,1	2-3	4	8,5	9,2	10,9
SE7	70	194,28	42,00	154,8	47,8	2-3	4	7,3	9,5	
SE7	70	194,28	42,50	154,3	48,3	2-3	4	4,9	7,2	9,6
SE7	70	194,28	45,30	151,7	51,5	2	3-4	5,8	7,3	9,7
SE7	70	194,28	48,00	149,2	54,6	2	2-3	14,8	16,0	18,8
SE7	70	194,28	51,00	146,4	58,0	2	2-3	23,0	26,0	24,0
SE9	60	138,46	32,80	110,1	36,3	2	2	4,9	13,5	24,0
SE9	60	138,46	35,50	107,7	39,3	2	2-3	6,3	12,1	14,0
SE9	60	138,46	38,00	105,6	42,0	2	2-3	5,6	8,0	8,4
SE9	60	138,46	41,50	102,5	45,9	2	2	6,2	11,3	13,0
SE9	60	138,46	44,00	100,4	48,7	2	2	7,3	16,4	16,6
SE9	60	138,46	47,00	97,8	52,0	2	2	11,4 c)		
SE9	60	138,46	47,20	97,6	52,2	2	2	9,1	12,8	11,6
						Máximo		27	36	38
						Mínimo		1,7	3,3	3,8
						Média		**9,1**	**13,9**	**15,2**
						D. Padrão		5,5	7,0	7,5

a) Profundidade do ponto médio do ensaio, medida ao longo do furo;

b) Cota aproximada do terreno na vertical do ponto médio do ensaio, menos a cota do mesmo ponto;

c) Valor obtido só com 1 medição diametral.

A14. ZONAMENTO GEOMECÂNICO DO MACIÇO ROCHOSO

Quadro A14. 1 – Zonamento geomecânico do maciço rochoso do Escalão do Montante (cedido pela EDP)

	ZONAMENTO GEOMECÂNICO DO MACIÇO ROCHOSO											
	CLASSIFICAÇÃO DOS TESTEMUNHOS DE SONDAGENS			ENSAIOS LABORATORIAIS			ENSAIOS "IN-SITU"			CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA E PARAMETRIZAÇÃO GEOTÉCNICA		
ZONA GEOMECÂNICA	W	F	RQD (%)	E (GPa)	σ_c (MPa)	V_{Long} (m/s)	E_{dm} (GPa)	E_{LFJ} (GPa)	V_L (m/s)	$RMR_{bás89}$	GSI	E_m (GPa)
ZG3	W3 a W5	F3 a F5	< 50	< 9[)]	< 35	< 3500 [b)]	< 5	-	< 3200 [b)]	< 40	< 43	< 4
ZG2	W2 - W3	F2 a F4	50 – 90	6 – 47 (26)	16 – 92 (53)	3200 – 4900 (4124)	3 – 21 (10)	7,5	3000 – 4500	37 – 64	40 – 67	2 – 25
ZG1	W1 - W2	F1 a F3	90 - 100	34-58 (45)	77 – 179 (126)	4300 – 5340 (4733)	7 – 36 (15)	17,5	4000 - 6400	54 - 72	57 - 75	13 - 44

A15. CRITÉRIO DE HOEK & BROWN

As expressões para determinar os parâmetros m e s são as seguintes:

Para maciços rochosos não alterados e não escavados através de explosivos:

$$m = m_i \times e^{\left(\frac{RMR-100}{28}\right)}$$

$$s = e^{\left(\frac{RMR-100}{9}\right)}$$

Para maciços rochosos alterados ou com escavação através de explosivos:

$$m = m_i \times e^{\left(\frac{RMR-100}{14}\right)}$$

$$s = e^{\left(\frac{RMR-100}{6}\right)}$$

- m_i toma o valor de aproximadamente 33 para o granito. Pode ser obtido experimentalmente através do ensaio triaxial.