U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

CONCEPÇÃO E DIMENSIONAMENTO DAS OBRAS DE CONTENÇÃO DOS TALUDES DA TOMADA DE ÁGUA DO REFORÇO DE POTÊNCIA DE BEMPOSTA

NUNO MIGUEL GOMES PIRES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Engenheiro Celso Manuel Relva Martins de Lima

JULHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

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 - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010*.

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 e à Sílvia

Em especial, dedico este trabalho ao meu Anjo da Guarda, Tio Carlos

Perderei a minha utilidade no dia em que abafar a voz da consciência em mim

Mahatma Gandhi

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Celso Lima agradeço o apoio, a permanente disponibilidade, a pertinência das observações às questões suscitadas, a experiência transmitida, agradeço a forma como orientou este trabalho, conseguido tornar todos os assuntos abordados em desafios estimulantes e enriquecedores.

Aos Professores Topa Gomes e Viana da Fonseca agradeço a disponibilidade demonstrada e a preciosa ajuda fornecida.

Ao Professor Manuel Matos Fernandes pela organização da viagem de estudo às barragens, em especial ao Reforço de Potência de Bemposta, proporcionando uma imperiosa noção da dimensão das obras envolvidas.

A todos os meus colegas, em especial ao António Pinheiro, Célia Antão, Catarina Silva, Hugo Carvalho, pela constante troca de impressões e pelo ambiente extraordinário criado durante a realização deste trabalho, que permitiu que tal acontecesse de forma menos árdua.

À empresa EDP, pela disponibilização da informação necessária ao arranque deste trabalho.

Ao Fred pela amizade e pela preciosa ajuda na elaboração do Abstract.

Aos meus Pais e restantes familiares, que sempre acreditaram em mim e que me incutiram um espírito de trabalho e dedicação que tentarei sempre conservar.

Por fim à Sílvia pela compreensão, incentivo, apoio e carinho constante.

RESUMO

O presente trabalho consiste no dimensionamento e concepção das obras de contenção dos taludes da nova tomada de água do Reforço de Potência do Aproveitamento Hidroeléctrico de Bemposta. Neste sentido, procede-se ao dimensionamento dos principais elementos de contenção e reforço dos taludes.

Neste trabalho é efectuada uma apresentação das características gerais da obra. A escavação dos taludes foi efectuada através de dois processos, escavação mecânica e desmonte a fogo, sendo apresentada uma descrição de ambos. São apresentados igualmente as várias fases de execução temporais e o faseamento construtivo das estruturas de contenção dos taludes da nova tomada de água.

Com vista a atingir os objectivos pretendidos, procede-se à análise de estabilidade local e global dos taludes ao longo de todo o seu faseamento construtivo.

A análise da estabilidade local de blocos foi efectuada com base em modelos definidos nos *softwares* *RocPlane* e *Swedge*, ambos desenvolvidos pela *Rocscience*, baseados em equações de equilíbrio de forças. A definição dos referidos modelos foi realizada com base nos estudos de caracterização geológica e geotécnica e nos perfis geológico-geotécnicos do maciço escavado, elaborados pela empresa CÊGÊ, escolhida pelo consórcio encarregado da construção. A utilização destes *softwares* é importantíssima para a estabilização de blocos nos taludes, permitindo definir a capacidade de suporte a instalar durante a escavação, de modo a obter factores de segurança aceitáveis.

Para a análise do comportamento global utilizou-se o programa *Phase2*, que recorrendo ao MEF, e usando modelos representativos dos taludes da nova tomada de água, permitiu a obtenção de diversos resultados ao longo de todo o processo de escavação, tais como, deslocamentos no maciço, estado de tensão, zonas de plastificação e esforços nos reforços e nas estruturas de contenção dos taludes.

Este trabalho abordou ainda aspectos relacionados com o plano de observação da nova toma de água de Bemposta, tendo sido efectuada uma análise comparativa dos resultados disponíveis com os resultados obtidos através dos modelos simulados no *Phase2*.

PALAVRAS-CHAVE: Bemposta, Pregagens, ancoragens, *Phase2*, taludes.

ABSTRACT

This work consists of the dimensioning and design of the retaining structures the lateral slopes for new water intake in the Repowering of Bemposta Dam. It also focus on the main dimensioning of elements of containment and reinforcement of slopes.

First, in this work is made a presentation of the general characteristics of the hydroelectric plant, in particular of the new water intake. The excavation of the slopes was done by two processes: mechanical excavation and blasting, and a description of both is presented. It is also presented the various execution stages and phasing of constructive retaining structures of the slopes of the new inlet.

In order to achieve the desired objectives, it is preceded to the analysis of local and global stability of the slopes along its entire constructive phasing.

The analysis of local stability, of blocks, was based on models defined by the *RocPlane* and *Swedge softwares*, both developed by *Rocscience,* based on balance equations of forces. The definition of these models was based on studies of geological and geotechnical characterization and geological and geotechnical profiles in the rock mass excavated, made by CÊGÊ company, chosen by the consortium in charge of construction. The results from these two programs were very important for the stabilization of blocks in the slopes, allowing to determine the support capacity to install during excavation, in order to achieve acceptable safety factors.

It is used the *Phase2* program for the global behavior analysis, which by resorting to FEM, and using representative models of the slopes of the new water intake, allowed to obtain different results throughout the excavation process such as displacements in the rock mass, plain stress, yielding zones and stress in the rockbolts and in the retaining structures of the slopes, along the entire process of excavation.

This work also includes the analysis of the observation plan of the new water intake of Bemposta dam, comparing the available results with the results obtained from the models used in *Phase2*.

KEYWORDS: Bemposta, rockbolts, anchors, *Phase2*, slopes.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i

RESUMO iii

ABSTRACT v

1. INTRODUÇÃO 1

1.1. HIDROELECTRICIDADE EM PORTUGAL – BREVE REFERÊNCIA HISTÓRICA 1

1.2. APROVEITAMENTOS HIDROELÉCTRICOS NO RIO DOURO – ASPECTOS GERAIS 3

1.3. REFORÇO DE POTÊNCIA DO DOURO INTERNACIONAL 4

1.4. OBJECTIVO E ÂMBITO 4

2. DESCRIÇÃO GERAL DA OBRA 7

2.1. APROVEITAMENTO EXISTENTE 7

2.2. DESCRIÇÃO GERAL DO REFORÇO DE POTENCIA 9

2.2.1. DESCRIÇÃO DA TOMADA DE ÁGUA 11

2.2.2. CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS DO REFORÇO DE POTÊNCIA 13

3. ASPECTOS CONSTRUTIVOS DAS OBRAS DA TOMADA DE ÁGUA 15

3.1. PROCESSOS DE ESCAVAÇÃO 15

3.1.1. TÉCNICAS MECÂNICAS [6] 15

3.1.2. DESMONTE A FOGO [7] 16

3.2. DESCRIÇÃO GERAL DAS FASES DE EXECUÇÃO 17

3.3. FASEAMENTO CONSTRUTIVO DAS ESCAVAÇÕES E ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO 18

3.4 TALUDES DA TOMADA DE ÁGUA 20

4. ESTUDOS DE RECONHECIMENTO GEOLÓGICO E DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA 23

4.1. GEOLOGIA DO LOCAL 24

4.1.1. ATERROS 24

4.1.2. SOLOS RESIDUAIS E DEPÓSITOS COLUVIONARES 24

4.1.3. DEPÓSITOS ALUVIONARES 24
4.1.4. GRANITOS GNAISSICOS 24
4.1.5. MIGMATITOS 25
4.2. ESTUDO DAS DESCONTINUIDADES 26
4.2.1. DIACLASES 26
4.2.2. FALHAS E FILÕES 27
4.2.3. XISTOSIDADE 28
4.3. SISMICIDADE [15] 30
4.4. PROSPECÇÃO MECÂNICA 31
4.4.1. TRINCHEIRAS, GALERIAS E POÇOS DE PROSPECÇÃO 31
4.4.2. SONDAGENS À ROTAÇÃO COM RECUPERAÇÃO DE TESTEMUNHOS 33
4.5. ENSAIOS 34
4.5.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO HIDRÁULICA *IN SITU* 34
4.5.1.1. Ensaios de absorção de água tipo *Lugeon* 34
4.5.1.2. Ensaios de tipo *Lefranc* 35
4.5.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA 37
4.5.2.1. Ensaios *in situ* 37
4.5.2.2. Ensaios Laboratoriais 40
4.6. SISTEMAS DE CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS 48
4.6.1. ENSAIOS SISTEMA RMR 49
4.6.4. SISTEMA GSI 52
4.7. ZONAMENTO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICO 56
4.7.1. ZONAMENTO GEOMECÂNICO 56
4.7.2. DESCRIÇÃO DAS ZONAS GEOMECÂNICAS 58
4.7.2.1. Solos de cobertura 58
4.7.2.2. ZG4 58
4.7.2.3. ZG3 59
4.7.2.4. ZG2 59
4.7.2.5. ZG1 59
4.7.3. ZONAMENTO HIDRÁULICO 59
4.7.4. ZONAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DA TOMADA DE ÁGUA 62
4.7.5. APLICAÇÃO DO SISTEMA GSI 62
4.7.6. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DAS SUPERFÍCIES ESCAVADAS [13] 62

5. IDENTIFICAÇÃO DE SITUAÇÕES DE INSTABILIDADE NOS TALUDES ROCHOSOS 67

5.1. INTRODUÇÃO 67

5.2. TIPOS DE INSTABILIDADE EM TALUDES [33] 68

5.3. CARACTERÍSTICAS DOS TALUDES DA TOMADA DE ÁGUA 71

5.4. ANÁLISE CINEMÁTICA 71

5.4.1. INSTABILIDADES DEVIDO À PRESENÇA DAS DIACLASES 71

5.4.2. INSTABILIDADES DEVIDO À PRESENÇA DE FALHAS/FILÕES 73

5.5. ANÁLISE RETROACTIVA DAS DESCONTINUIDADES OBSERVADAS [13] 74

5.5.1. DIACLASES 74

5.5.2. FALHAS 78

6. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DOS TALUDES ROCHOSOS 81

6.1. INTRODUÇÃO 81

6.2. ESTABILIZAÇÃO DE ESCAVAÇÕES 81

6.3. ESTABILIDADE LOCAL 83

6.4. ESTABILIDADE GLOBAL 83

6.5. SUPORTES PARA ESCAVAÇÕES EM MACIÇOS ROCHOSOS 84

6.5.1. PREGAGENS 84

6.5.1.1. Resenha Histórica das pregagens 84

6.5.1.2. Tipos de pregagens 85

6.5.1.3. Influência da pregagem na resistência ao corte da descontinuidade 86

6.5.2. ANCORAGENS PRÉ-ESFORÇADAS 88

6.5.3. BETÃO PROJECTADO 86

6.5.3.1. Introdução 90

6.5.3.2 Betão reforçado com aço: Rede electrossoldada ou fibras. 90

6.6. ANÁLISE DA ESTABILIDADE LOCAL DOS TALUDES ROCHOSOS 93

6.6.1. DRENAGEM DOS TALUDES 93

6.6.2. ANÁLISE PLANAR - *ROCPLANE* 94

6.6.2.1. Formulação do problema 94

6.6.2.2. Dimensionamento do número e distribuição dos reforços 94

6.6.3. ANÁLISE DE CUNHAS - *SWEDGE* 98

6.6.3.1. Formulação do problema 98
6.6.3.2. Dimensionamento dos reforços 98
6.6.4. RESULTADOS E CONCLUSÕES FINAIS 99
6.7. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO GLOBAL DOS TALUDES 100
6.7.1. APRESENTAÇÃO DOS MODELOS 101
6.7.2. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS 103
6.7.3. DESCRIÇÃO DOS MODELOS ANALISADOS NO *PHASE2* 105
6.7.3.1. Modelo representativo da secção 1 106
6.7.3.2. Modelo representativo da secção 2 110
6.7.3.3. Modelo representativo da secção 3 113
6.7.4. RESULTADOS DO *PHASE2* 116
6.7.4.1. Deslocamentos no maciço rochoso 117
6.7.4.2. Resultados do estado de tensão 125
6.7.4.3. Curvas de factores de segurança no maciço rochoso 126
6.7.4.4. Zonas de plastificação do maciço 128
6.7.4.5. Esforços nos suportes e elementos de reforço 135
6.7.4.6. Deformação dos modelos analisados 140
6.7.4. CONCLUSÕES FINAIS 141

7. PLANO DE OBSERVAÇÃO. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS OBTIDOS EM OBRA COM O MODELO DO PHASE2 143
7.1. LOCALIZAÇÃO DOS ACESSÓRIOS DE MONITORIZAÇÃO 143
7.2. ANÁLISE DE RESULTADOS 146
7.2.1. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DO MODELO 1 COM OS MEDIDOS EM OBRA 146
7.2.2. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DO MODELO 2 COM OS MEDIDOS EM OBRA 149
7.2.2.1. Com base nos alvos e marcas topográficas 149
7.2.2.2. Com base em inclinómetro 151
7.2.2.3. Com base nas células de carga 154
7.2.3. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DO MODELO 3 COM OS MEDIDOS EM OBRA 155
7.2.3.1. Com base nos alvos e marcas topográficas 155
7.2.3.2. Com base em inclinómetro 156
7.2.3.3. Com base nas células de carga 159

8. CONSIDERAÇÕES GERAIS 161

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 163

ANEXOS A.1

A1. - DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO A.2

A2. - ANÁLISE DAS POTENCIAIS SITUAÇÕES DE INSTABILIDADE NOS TALUDES DA TOMADA DE ÁGUA A.8

A3. - CARACTERÍSTICAS DOS CASOS ANALISADOS E CAPACIDADES A FORNECER PELAS PREGAGENS A.15

A4. - DESENHOS DOS TALUDES, REFORÇOS E ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO A.19

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 - Central de Riba Côa [1] 1
Fig. 1.2 - Evolução da potência instalada em Portugal [2] 2
Fig. 1.3 - Planta da Bacia Hidrográfica do Rio Douro [4] 3
Fig. 1.4 - Cascata do Douro Internacional (perfil esquemático) [4] 3
Fig. 2.1 - Escalão de Bemposta. Planta geral [4] 7
Fig. 2.2 - Barragem. Corte pelo eixo [4] 8
Fig. 2.3 - Central e subestação. Corte longitudinal [4] 8
Fig. 2.4 - Reforço de Potencia. Planta Geral [4] 10
Fig. 2.5 - Circuito hidráulico 4. Perfil longitudinal [4] 10
Fig. 2.6 - Circuito hidráulico. Planta [4] 11
Fig. 2.7 - Tomada de Agua. Planta [4] 12
Fig. 2.9 - Bocal da Tomada de Agua [5] 13
Fig. 2.8 - Tomada de Água. Corte vertical [4] 13
Fig. 3.1 - Descrição da sequência de trabalhos 15
Fig. 3.2 - Desmonte a céu aberto, pedreira. 16
Fig. 3.*3* - Processo de desmonte a fogo de um maciço rochoso [7] 16
Fig. 3.4 - 1ª Fase de escavações 17
Fig. 3.5 - 2ª Fase de escavações 17
Fig. 3.6 - 3ª Fase de escavações 18
Fig. 3.7 - Tomada de água – Talude frontal acima da cota (404.5) 18
Fig. 3.8 - Localização e designação dos taludes da tomada de água 20
Fig. 3.9 - Representação dos Taludes Frontais Acima da cota 404.5 – Taludes 1 e 2 20
Fig. 3.10 - Representação dos Taludes Frontais Abaixo da cota 404.5 – Taludes 3, 4 e 5 21
Fig. 3.11 - Representação da Parede Norte – Taludes 6 e 7 21
Fig. 3.12 - Representação da Parede Sul – Taludes 8 22
Fig. 4.1 - Pormenor do granito gnáissico 25
Fig. 4.2 - Pormenor do migmatito heterogéneo 25
Fig. 4.3 - Famílias de diaclases e respectivos planos médios na zona da nova tomada de água. 26
Fig. 4.4 - Famílias de falhas/filões e respectivos planos médios na margem direita do escalão de Bemposta [15] 28
Fig. 4.5 - Falhas observadas na zona da tomada de água [15] 29
Fig. 4.6 - Representação das falhas características (a verde) da zona da tomada de água 30

Fig. 4.7 - Prospecção mecânica – Poços 31

Fig. 4.8 - Caracterização geotécnica do maciço rochoso à superfície e localização dos trabalhos de prospecção – Planta [15] 32

Fig. 4.9 - Caracterização geotécnica do maciço rochoso à superfície e localização dos trabalhos de prospecção, em detalhe na zona da nova tomada de água. 33

Fig. 4.10 - Relações entre as tensões horizontais e normais e a tensão vertical [12] 39

Fig. 4.11 - Tensões verticais e normais no plano perpendicular ao modelo [12] 39

Fig. 4.12 - Localização dos provetes de diaclases – zona da central 40

Fig. 4.13 - Histograma do ângulo de atrito das diaclases 42

Fig. 4.14 - Fotografia de uma das diaclases ensaiadas – Provete [12] 43

Fig. 4.15 - Relação entre a tensão de rotura e o módulo de elasticidade [12] 44

Fig. 4.16 - Variação da tensão de rotura com a direcção [12] 45

Fig. 4.17 - Variação do módulo de elasticidade com a direcção [12] 45

Fig. 4.18 - Representação gráfica da obtenção do valor de RMR (adaptado de [25]) 50

Fig. 4.19 - Estimativa do parâmetro mi [26] 53

Fig. 4.20 - Determinação do valor do GSI [26] 54

Fig. 4.21 – Estimativa do factor de perturbação, D [26]. 55

Fig. 4.22 - Perfil geomecânico de uma secção da zona da nova tomada de água [15] 58

Fig. 4.23 - Perfil hidráulico de uma secção da zona da nova tomada de água [15] 60

Fig. 4.24 - Aspecto do aterro e do maciço rochoso à superfície na zona da tomada de água 61

Fig. 4.25 - Planta geológica da tomada de água e ensecadeira de montante [13] 63

Fig. 5.1 – Desprendimento de blocos rochosos de um talude [32] 68

Fig. 5.2 - Rotura planar 68

Fig. 5.3 – Potencial rotura planar 69

Fig. 5.4 - Tipo de instabilidade - Rotura em cunha 69

Fig. 5.5 – Instabilidade em cunha 69

Fig. 5.6 - Tipo de instabilidade - Rotura por toppling 70

Fig. 5.7 - Rotura circular 70

Fig. 5.8 - Representação dos diferentes taludes da tomada de água 71

Fig. 5.9 - Análise planar no talude 6 72

Fig. 5.10 - Análise de cunhas no talude 6 72

Fig. 5.11 - Análise de toppling no talude 6 73

Fig. 5.12 - Projecção estereográfica – Talude 1 e 2 [13] 74

Fig. 5.13 - Projecção estereográfica – Talude 3 [13] 74

Fig. 5.14 - Projecção estereográfica – Talude 4 [13] 75

Fig. 5.15 - Projecção estereográfica – Talude 5 [13] 75

Fig. 5.16 - Projecção estereográfica – Soleira da Tomada de Água [13] 76

Fig. 5.17 - Projecção estereográfica – Ensecadeira de Montante [13] 76

Fig. 6.1 - a) Reforço de maciços; b) Suporte de Maciços [34] 82

Fig. 6.2 – Técnicas de estabilização de taludes rochosos (adaptado de [32]) 82

Fig. 6.3 - Elementos finitos mais comuns [35] 84

Fig. 6.4 - Pregagem com injecção de calda de cimento [37] 85

Fig. 6.5 - Modos de deformação de uma pregagem [38]. 86

Fig. 6.6 – Cedência de uma pregagem selada com calda de cimento (adaptado de [39]) 87

Fig. 6.7 - Ancoragens típicas multi-cordão com sistema de protecção contra corrosão com bolbo de selagem preenchido com calda (cortesia Lang Tendons Inc. [32]) 89

Fig. 6.8 – Ancoragens executadas na Parede Sul – Talude 8 90

Fig. 6.9 – Betão projectado reforçado com rede electrossoldada 91

Fig. 6.10 - Tipo de fibras usadas em betão projectado 91

Fig. 6.11 - Resultados do ensaio de flexão sobre placa (adaptado de [43]) 92

Fig. 6.12 - Placa de betão projectado com rede electrossoldada após ensaio de flexão [43] 93

Fig. 6.13 - Determinação da capacidade resistente total a fornecer pelas pregagens. 95

Fig. 6.14 - Exemplo da formação de cunhas delgadas, vulgarmente designadas por cascas. 98

Fig. 6.15 – Representação das secções analisadas no Phase2 101

Fig. 6.16 – Modelo representativo do secção 1 – talude 2 102

Fig. 6.17 - Modelo representativo da secção 2 – taludes 2 e 8 102

Fig. 6.18 - Modelo representativo do corte 3 – talude 1 e 6 103

Fig. 6.19 – Direcção e intensidade dos vectores de deslocamento 118

Fig. 6.20 – Deslocamentos horizontais (esquerda) e verticais (direita) em todo o maciço após a escavação até à cota (404.5) 118

Fig. 6.21 - Deslocamentos totais na última fase. 121

Fig. 6.22 - Deslocamentos horizontais (esquerda) e verticais (direita) em todo o maciço após a escavação até à cota (371), correspondendo à 22ª fase. 121

Fig. 6.23 - Deslocamentos horizontais (esquerda) e verticais (direita) em todo o maciço após remoção da ensecadeira, correspondendo à 26ª fase. 121

Fig. 6.24 - Deslocamentos horizontais (esquerda) e verticais (direita) em todo o maciço após a escavação até à soleira (371.00), 20ª fase. 124

Fig. 6.25 - Deslocamentos horizontais (esquerda) e verticais (direita) em todo o maciço após a escavação a remoção da ensecadeira de montante, 23ª fase. 124

Fig. 6.26 – Representação das tensões máximas principais inicial (esquerda) e final após a escavação (direita) 125

Fig. 6.27 - Representação das tensões mínimas principais inicial (esquerda) e final após a escavação (direita) 125

Fig. 6.28 - Alteração do comprimento e instalação de um novo nível reforços. Situação de desmonte pretendido (esquerda); situação mais crítica para um desmonte deficiente (direita) 132

Fig. 6.29 - Alteração do comprimento e instalação de um novo nível reforços. Situação de desmonte pretendido (esquerda); situação mais crítica para um desmonte deficiente (direita.) 134

Fig. 6.30 – Esforços axiais numa das pregagens mais solicitadas. 135

Fig. 6.31 – Esforços axiais na ancoragem ao longo do processo de desmonte 135

Fig. 6.32 - Esforços axiais nos suportes 136

Fig. 6.33 - Esforços axiais numa das pregagens mais solicitadas. 136

Fig. 6.34 - Esforços axiais na ancoragem ao longo do processo de escavação 137

Fig. 6.35 - Esforços axiais nos suportes 137

Fig. 6.36 – Momentos actuantes nos suportes 138

Fig. 6.37 - Esforços axiais numa das pregagens mais solicitadas. 138

Fig. 6.38 - Esforços axiais na ancoragem ao longo do processo de escavação 139

Fig. 6.39 - Esforços axiais nos suportes 139

Fig. 6.40 – Deformada do talude do modelo 1 após a conclusão da escavação 140

Fig. 6.41 - Deformada do modelo 2 no final do seu processo construtivo 140

Fig. 6.42 - Deformada do modelo 3 no final do seu processo construtivo 141

Fig. 7.1 – Planta de monitorização Geotécnica da tomada de água e ensecadeira de montante (adaptado de [13]) 144

Fig. 7.2 – Localização dos alvos topográficos nos taludes acima da cota 404.5 [13] 145

Fig. 7.3 – Localização dos alvos e secções de convergência nos taludes abaixo da cota 404.5 [13] 145

Fig. 7.4 – Deslocamentos acumulados em X nos alvos topográficos (TA3) [13] 147

Fig. 7.5 - Deslocamentos acumulados em Z nos alvos topográficos (TA3) [13] 147

Fig. 7.6 – Resultados do programa Phase2 relativamente à posição do alvo topográfico TA3. Deslocamentos horizontais (esquerda) e verticais (direita) 147

Fig. 7.7 - Deslocamentos acumulados em X nos alvos topográficos (TA8) [13] 148

Fig. 7.8 - Deslocamentos acumulados em Z nos alvos topográficos (TA8) [13] 148

Fig. 7.9 - Resultados do programa Phase2 relativamente à posição do alvo topográfico TA8 Deslocamentos horizontais (esquerda) e verticais (direita) 148

Fig. 7.10 - Deslocamentos acumulados em X nos alvos topográficos (TA12) [13] 149

Fig. 7.11 - Deslocamentos acumulados em X nos alvos topográficos (G5 e G9) [13] 149

Fig. 7.12 - Deslocamentos acumulados em X nas marcas superficiais (M1 e M1A) [13].....150

Fig. 7.13 - Deslocamentos acumulados em Z nas marcas superficiais (M1) [13] 150

Fig. 7.14 - Resultados do programa Phase2 relativamente à posição dos alvos e marcas superficiais para a 21ª fase (TA12, G5, G9, M1 e M1A). 150

Fig. 7.15 - Resultados do INC 1 segundo a direcção X [13] 152

Fig. 7.16 – Representação dos deslocamentos horizontais em profundidade 153

Fig. 7.17 – Variação do esforço axial na cabeça da ancoragem (Célula de Carga C1) 154

Fig. 7.18 - Variação do esforço axial na cabeça da ancoragem (Modelo 2 do Phase2) 154

Fig. 7.19 - Deslocamentos acumulados em Y nos alvos topográficos (G6, G10) [13] 155

Fig. 7.20 - Deslocamentos acumulados em Y nos alvos topográficos (M2 e M2A) [13] 155

Fig. 7.21 - Deslocamentos acumulados em Z nas marcas superficiais (M2 e M2A) [13].....155

Fig. 7.22 - Resultados do programa Phase2 relativamente à posição dos alvos e marcas superficiais para a 19ª fase (G6, G10, G14, M2 e M2A). 156

Fig. 7.24 – Resultados do INC 2 segundo a direcção Y [13] 157

Fig. 7.25 – Representação dos deslocamentos horizontais em profundidade 158

Fig. 7.26 – Variação do esforço axial na cabeça da ancoragem (Célula de Carga C2) 159

Fig. 7.27 - Variação do esforço axial na cabeça da ancoragem (Modelo 3 do Phase2) 159

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Principais Características do Aproveitamento Hidroeléctrico de Bemposta [4] 14

Quadro 3.1 – Características dos taludes da nova tomada de água 22

Quadro 4.1 - Características das famílias de diaclases na zona da tomada de água [15]. 27

Quadro 4.2 - Características das famílias de falhas na margem direita [15] 28

Quadro 4.3 - Características das principais falhas que afectam a zona da tomada de água [15] 29

Quadro 4.4 - Resultados dos ensaios de permeabilidade do tipo Lugeon (adaptado de [16]) 35

Quadro 4.5 - Resultados dos ensaios de absorção de água tipo Lefranc 36

Quadro 4.6 - Características dos provetes de diaclases 41

Quadro 4.7 - Parâmetros de resistência característicos das diaclases 42

Quadro 4.8 - Resultados dos ensaios de compressão uniaxial de provetes de granito [12] 44

Quadro 4.9 - Resultados dos ensaios in situ e laboratoriais 47

Quadro 4.10 - Estado de alteração da rocha [19] 48

Quadro 4.11 - Grau de fracturação da rocha [19] 48

Quadro 4.12 - Obtenção do valor de RQD [20] 49

Quadro 4.13 - Classes RMR [20] 52

Quadro 4.14 - Estimativa do módulo de deformabilidade a partir do sistema RMR 52

Quadro 4.15 - Zonamento geomecânico do maciço rochoso [15] 57

Quadro 4.16 - Zonamento hidráulico do maciço rochoso 60

Quadro 5.1 - Orientação e pendor dos taludes na zona da tomada de água 71

Quadro 5.2 - Potenciais situações de instabilidade causadas pelas diaclases 73

Quadro 5.3 - Famílias principais das diaclases levantadas na tomada de água e ensecadeira de montante [13] 77

Quadro 5.4 - Análise retroactiva das potenciais situações de instabilidade nos taludes devido às diaclases 78

Quadro 5.5 - Características das falhas e falhas prováveis identificadas na Tomada de Água 79

Quadro 5.6 - Orientação das famílias principais das falhas e falhas prováveis identificadas na 80

Quadro 5.7 - Análise retroactiva das potenciais situações de instabilidade nos taludes devido às falhas 80

Quadro 6.1 – Capacidades a fornecer pelas pregagens para a estabilidade de deslizamentos planares - Resumo 95

Quadro 6.2 - Determinação dos FS ao longo do faseamento construtivo do talude 6 para ancoragens afastadas entre si de 2 m - Resumo 97

Quadro 6.3 - Determinação dos FS ao longo do faseamento construtivo do talude 6 para ancoragens afastadas entre si de 1.5 m - Resumo 97

Quadro 6.4 - Capacidades a fornecer pelas pregagens para a estabilidade de deslizamentos planares (Optimização) - Resumo 97

Quadro 6.5 - Capacidades a fornecer pelas pregagens para a estabilidade de cunhas - Resumo 99

Quadro 6.6 – Características dos reforços dimensionados na estabilização local 100

Quadro 6.7 – Propriedades das várias zonas geotécnicas utilizadas 103

Quadro 6.8 – Suportes usados no talude 1 e 2 104

Quadro 6.9 – suportes usados nos taludes 6 e 8 104

Quadro 6.10 - Parâmetros de caracterização das pregagens 104

Quadro 6.11 - Parâmetros de caracterização das ancoragens 105

Quadro 6.12 - Fases do modelo que traduz a secção 1, analisado no Phase2 106

Quadro 6.13 - Fases do modelo que traduz a secção 2, analisado no Phase2 110

Quadro 6.14 - Fases do modelo que traduz o secção 2, analisado no Phase2 - continuação 112

Quadro 6.15 - Fases do modelo que traduz a secção 3, analisado no Phase2 114

Quadro 6.16 - Deslocamentos totais no maciço rochoso - secção 1 117

Quadro 6.17 - Deslocamentos totais no maciço rochoso - secção 2 119

Quadro 6.18 - Deslocamentos totais no maciço rochoso - secção 3 122

Quadro 6.19 - Curvas de factores de segurança no maciço rochoso – Secção 1 126

Quadro 6.20 - Curvas de factores de segurança no maciço rochoso – Secção 2 127

Quadro 6.21 - Curvas de factores de segurança no maciço rochoso – Secção 3 128

Quadro 6.22 – Zonas de rotura no maciço ao longo da escavação – secção 1 129

Quadro 6.23 - Zonas de rotura no maciço ao longo da escavação – secção 2 130

Quadro 6.24 - Zonas de rotura no maciço ao longo da escavação – secção 3 132

Quadro 6.25 – Quadro resumo dos deslocamentos experimentados pelo maciço rochoso nos modelos analisados 142

Quadro 7.1 – Limites de atenção e alerta adoptados para a fase de escavação [47] 145

Quadro 7.2 – Aparelhos de medição usados como ferramenta de comparação dos modelos realizados no Phase2 146

Quadro 7.3 - Comparação dos deslocamentos horizontais nos medidos nos aparelhos com os previstos no Phase2 151

Quadro 7.4 - Comparação dos deslocamentos horizontais nos medidos nos aparelhos com os previstos no Phase2 156

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

2-D – Duas Dimensões

3-D – Três Dimensões

BHD - Ensaios com dilatómetro

CÊGÊ – Consultores para Estudos de Geologia e Engenharia, Lda

EDP – Energias de Portugal

Fig. – Figura

FS – Factor de Segurança

GSI – Índice de Resistência Geológica (Geological Strength Index)

IAEG - Associação Internacional de Geologia de Engenharia

ISRM – Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas

JCS – Resistência à Compressão das Descontinuidades (Joint Compressive Strength)

JRC – Coeficiente de Rugosidade das Descontinuidades (Joint Roughness Coefficient)

RMR – Classificação do Maciço Rochoso (Rock Mass Rating)

RQD – Designação da Qualidade da Rocha (Rock Quality Designation)

SFJ – Ensaio de Almofadas Planas de Pequena Área (Small Flat Jack)

SMRS – Betão reforçado com rede electrossoldada

STT – Ensaio de Defórmetro Tridimensional (Strain Tensor Tube)

UCS – Resistência à Compressão Uniaxial (Uniaxial Compressive Strength)

A_s – Área do varão de aço

f_{ysd} – Tensão de cedência do aço

N_{rd} – Capacidade de suporte de uma pregagem

$a_{máx}$ – Aceleração máxima horizontal

c' – Coesão

cm – Centímetro

E – Módulo de deformabilidade

E_M – Módulo de deformabilidade do maciço rochoso

Esp. – Espessura

g – Aceleração da gravidade

GW.h – Gigawatt hora

k – Coeficiente de impulso

K_0 – Coeficiente de impulso no estado de repouso

KV – KiloVolt

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

m – Metro

m^2 - Metro quadrado

m^3/s – Metrs cúbico por segundo

mm - Milímetro

MPa - Megapascal

MW – Megawatt

Preg./m – Número de pregagens por metro linear de desenvolvimento de escavação

preg/m^2 – Número de pregagens por unidade de área

S500 – Classe de aço com tensão de cedência característica de 500 MPa

S_h – espaçamento horizontal

S_v – espaçamento vertical

ton – tonelada

V – Volt

W – Watt

α - Coeficiente sísmico

γ – Peso volúmico (kN/m3)

δ_h – Deslocamento horizontal

δ_v – Deslocamento vertical

σ_c – Tensão de compressão

σ_h – Tensão horizontal

σ_v – Tensão vertical

ϕ – Diâmetro

1
INTRODUÇÃO

Os bens naturais são fontes de riqueza que o homem dispõe para satisfazer as suas necessidades em constante mudança. Com o seu engenho, muitas vezes associado a tecnologias, procura tirar dos bens naturais as suas maiores vantagens e aproveitá-los o melhor possível, tornando-os em recursos. Todavia, ao longo dos tempos os recursos, como o petróleo, tornam-se cada vez menos disponíveis e mais dispendiosos, ao qual será imprescindível optar cada vez mais por recursos energéticos alternativos e renováveis, como a água. Assim, é importantíssimo retirar o máximo aproveitamento de todos os bens naturais disponíveis, para que se possam converter em energia.

O presente trabalho insere-se no âmbito da obra do reforço de potência do aproveitamento hidroeléctrico de Bemposta, situado no trecho internacional do rio Douro, cuja finalidade enquadra-se no objectivo de um melhor aproveitamento dos recursos naturais disponíveis.

1.1. HIDROELECTRICIDADE EM PORTUGAL – BREVE REFERÊNCIA HISTÓRICA

A utilização da hidroelectricidade em Portugal tem uma longa história, que ultrapassa já 100 anos. De acordo com a informação disponível [1], a mais antiga central hidroeléctrica em Portugal foi instalada num dos afluentes do rio Douro (rio Corgo), em 1894, com uma potência de 120 kW (central de Poço do Agueirinho, construída pela Companhia Eléctrica e Industrial de Vila Real). Curiosamente, a mais antiga central que a EDP mantém em exploração, é também uma das primeiras centrais construídas no País – Riba Côa – no rio Côa, junto da cidade de Almeida, com cerca de 100 kW, cuja remodelação se encontra em estudo, e que, no passado ano de 2006, completou precisamente 100 anos de vida útil, Fig. 1.1.



Fig. 1.1 - Central de Riba Côa [1]

Até metade da década de 50, a evolução da potência hídrica instalada em Portugal (que totalizava 153 MW) verificou-se sobretudo à custa da instalação de um grande número de centrais de pequena dimensão. De um total de 113 então existentes, destacavam-se apenas sete com mais de 5 MW, com evidência para as do Lindoso (57 MW) e de Santa Luzia (21 MW).

A partir da segunda metade da década de 50, em resultado das opções de política industrial e energética então definidas, intensificou-se de forma decisiva a construção de novos centros produtores hídricos de grande dimensão nos principais cursos de água portugueses. Foram então constituídas entidades empresariais com o encargo de planearem e promoverem a construção dos centros produtores, e de uma rede nacional de transporte de energia (RNT) às quais foram atribuídas as correspondentes concessões a Hidroeléctrica do Cávado (1946), a Hidroeléctrica do Zêzere (1946), a Companhia Nacional de Electricidade (1947), e, mais tarde, a Hidroeléctrica do Douro (1953).

Desta forma, estas e outras empresas de menor dimensão iniciaram a fase de maior expansão da componente hídrica do sistema produtor nacional, que se prolongou por toda a segunda metade do século XX, até à actualidade. A partir de 1975, com a nacionalização do sector, a EDP (Electricidade de Portugal), deu sequência a esta actividade, inicialmente em regime de exclusividade, e partilhando, a partir da década de 1980/1990, a promoção de novos empreendimentos com outros promotores.

No final de 2005 [2], a potência hidroeléctrica instalada em Portugal Continental era de 4910 MW (cerca de 39 % do total do sistema produtor), sendo 4580 MW em 35 aproveitamentos com potência superior a 10 MW (todos pertencentes à EDP, à excepção de Alqueva) e os restantes 330 MW em 311 aproveitamentos com potência até 10 MW (sector "minihídrico"), dos quais a EDP possui 24, detendo 20% da referida potência. Neste sentido, será pertinente verificar a evolução da potência total instalada no sistema produtor, reflectindo a expansão ocorrida desde 1960, imposta pelo ritmo do aumento de consumos, e revelando, em particular, a progressiva perda de importância relativa da parcela hidroeléctrica em relação às restantes centrais, Fig. 1.2.

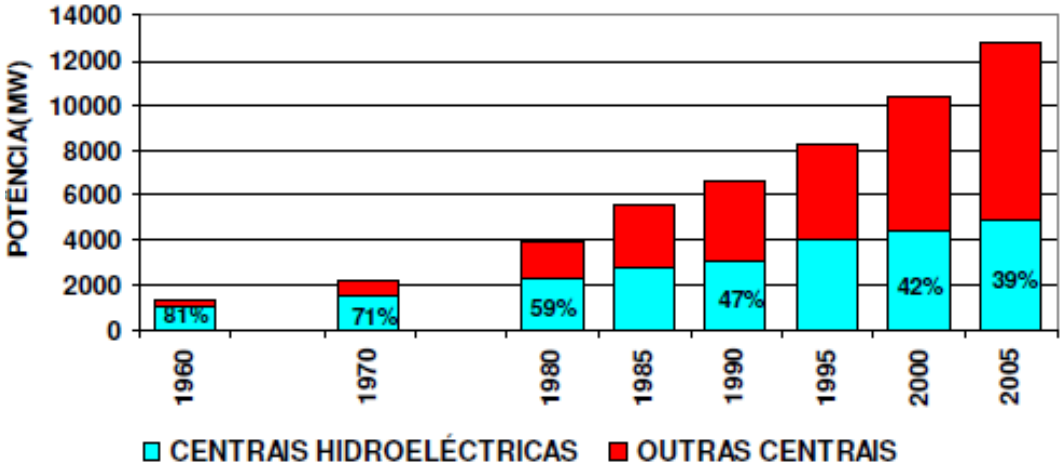


Fig. 1.2 - Evolução da potência instalada em Portugal [2]

Actualmente em Portugal, a potência hidroeléctrica total instalada pertencente à EDP totaliza 4744 MW, dos quais 4739MW é telecomandada (99.89%) em 3 centros produtores (Cávado-Lima, Douro e Tejo-Mondego) [3].

1.2. APROVEITAMENTOS HIDROELÉCTRICOS NO RIO DOURO – ASPECTOS GERAIS

A bacia hidrográfica do Rio Douro, e em particular o seu troço internacional, encontra-se realizado pela cascata dos escalões de Miranda, Picote e Bemposta, sendo atribuído a Portugal pelo convénio Luso - Espanhol de 1927. Estes aproveitamentos hidroeléctricos localizam-se no Nordeste Trasmontano sendo construídos nas décadas de 50 e 60 do século passado.

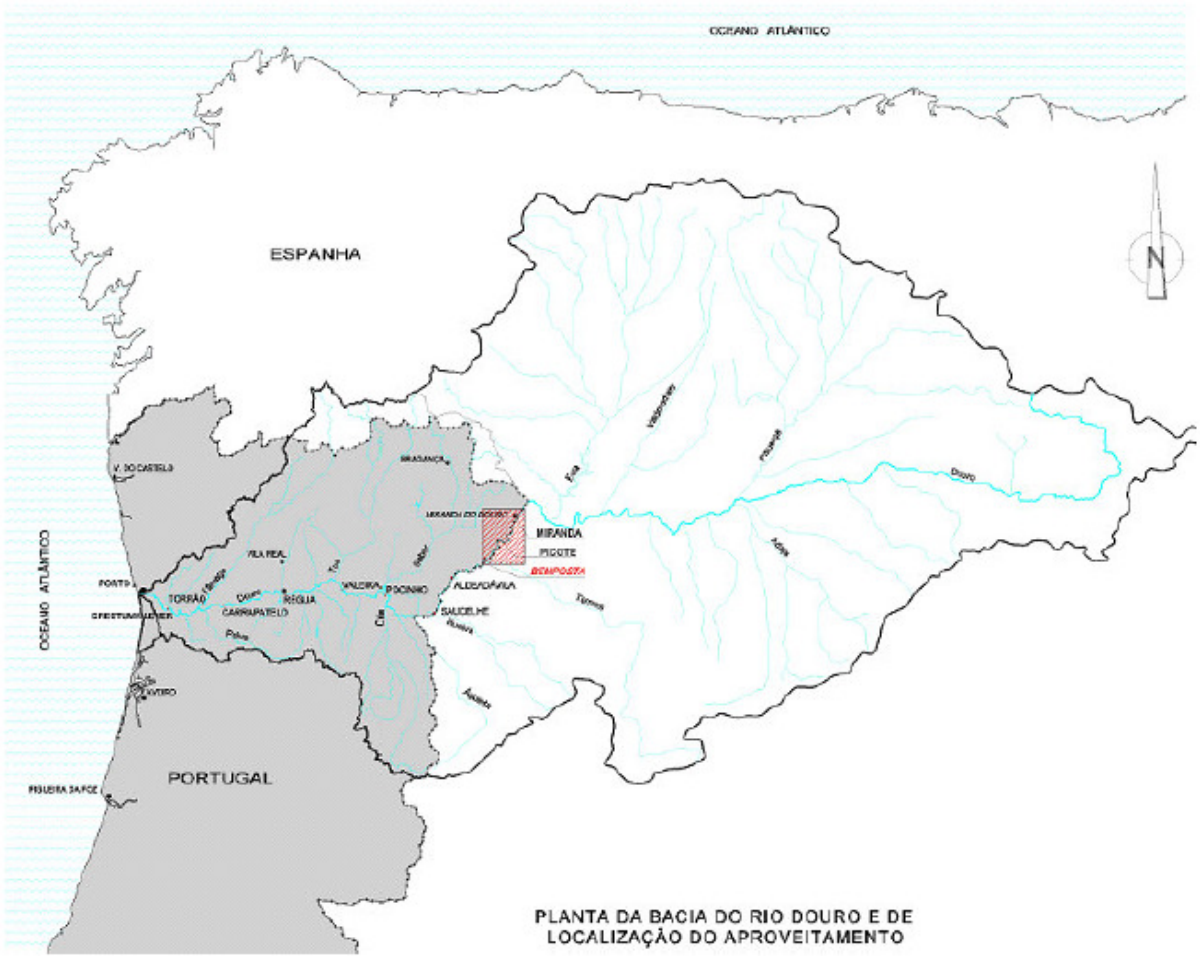


Fig. 1.3 - Planta da Bacia Hidrográfica do Rio Douro [4]

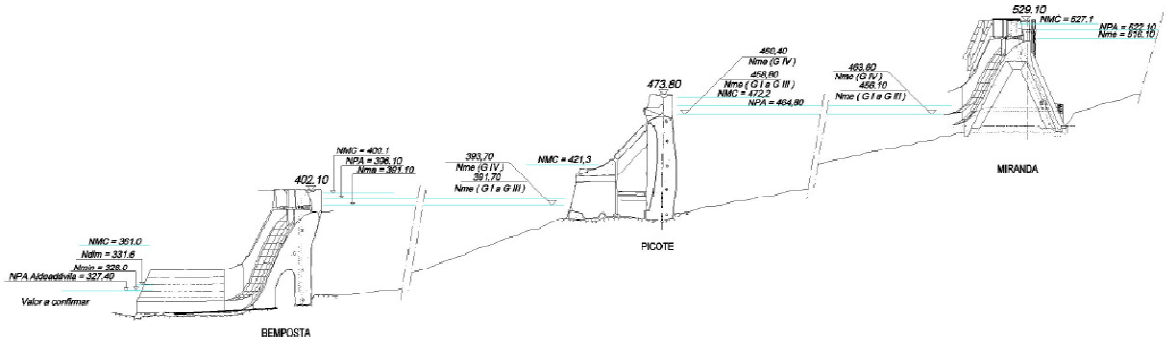


Fig. 1.4 - Cascata do Douro Internacional (perfil esquemático) [4]

Neste troço internacional, o rio apresenta margens aproximadamente verticais, muito abruptas, e um vale muito estreito. Esta geomorfologia da zona determinou albufeiras com diminuta capacidade útil, respectivamente 6.0 hectómetros cúbicos em Miranda, 13.3 em Picote e 21.0 em Bemposta, pelo que de reduzidas capacidades de regularização.

1.3. REFORÇO DE POTÊNCIA DO DOURO INTERNACIONAL

A reduzida capacidade de armazenamento das albufeiras situadas no curso principal do rio Douro, sobretudo nos escalões de Miranda, Picote e Bemposta, e a considerável diferença entre o caudal inicialmente instalado nestes aproveitamentos e o turbinável no aproveitamento espanhol de Castro, situado imediatamente a montante (1,6 vezes superior ao de Miranda, com um caudal equipado de 620 m3/s), implicou a necessidade da realização do reforço de potência dos escalões portugueses, equilibrando os referidos caudais equipados, quer para reduzir os importantes volumes descarregados em períodos húmidos, quer para permitir fazer face aos caudais turbinados de montante, quando concentrados em períodos de ponta.

Neste sentido, as razões apontadas motivaram o reforço de potência de Miranda (com 764 m^3/s) terminado em 1995, de Picote (com um caudal previsto de 750 m^3/s e expectável entrada em serviço em Novembro de 2011). Assim, face ao reforço dos empreendimentos de Castro, Miranda e Picote, o aproveitamento de Bemposta apresenta um nível inferior de dimensionamento o que origina a ocorrência de significativos descarregamentos em períodos de cheia, exclusivamente resultantes de excesso de afluências relativamente aos volumes máximos turbináveis. Ainda como agravante, refira-se que a exploração de Castro é independente do sistema electroprodutor português.

Assim, com o intuito de uniformizar o nível de dimensionamento da cascata de aproveitamentos portugueses do Douro Internacional, em caudal instalado, foi decidido reforçar o aproveitamento em Bemposta com um valor de caudal a instalar de 325 m^3/s. Deste modo, o reforço do escalão de Bemposta possibilita o aumento do aproveitamento de energia em períodos de maiores afluências naturais e diminuir a dependência em relação à exploração de Castro, Miranda e Picote, quanto à libertação de importantes volumes turbinados.

1.4. OBJECTIVO E ÂMBITO

O presente trabalho tem o seu objectivo centrado na concepção e no dimensionamento das obras de contenção dos taludes da nova tomada de água do reforço de potência de Bemposta.

No Capítulo 2 é realizada uma descrição geral da obra, focando a localização geográfica da área de implantação e as características gerais do aproveitamento hidroeléctrico de Bemposta.

O Capítulo 3 aborda os dois processos de escavação e os métodos construtivos das estruturas de contenção utilizadas para a materialização dos taludes da nova tomada de água.

No Capítulo 4 são apresentados os estudos de caracterização geológico-geotécnica e os trabalhos prospecção efectuados. São descritos os ensaios realizados e apresentados os resultados desses ensaios, que posteriormente foram utilizados na identificação de potenciais situações de instabilidade e na análise da estabilidade de blocos, nos capítulos 5 e 6, respectivamente.

No Capítulo 5 são identificadas as possíveis situações de instabilidade de blocos determinadas com base nos dados das descontinuidades fornecidos pelos estudos de caracterização geológico-geotécnica e pelos dados provenientes dos perfis geológico-geotécnicos a cargo do consórcio construtor e

elaborados pela empresa CÊGÊ ao longo do processo de escavação dos taludes. Na identificação dessas situações utilizou-se o software *Dips*, desenvolvido pela *Rocscience*.

No Capítulo 6 são apresentados os estudos de estabilidade, local e global, do maciço rochoso. Com base na informação proveniente do Capitulo 5, são definidos os reforços necessários para assegurar a estabilidade local dos taludes, recorrendo para tal aos *softwares RocPlane* e *Swedge*, também desenvolvidos pela *Rocscience*. Posteriormente, foi efectuada a simulação do faseamento construtivo dos taludes e das suas estruturas de contenção da nova tomada de água, recorrendo ao *software Phase2,* que permitiu verificar o comportamento global dos taludes e a adequação das medidas de contenção preconizadas nos resultados das análises anteriores.

No Capítulo 7 apresenta-se o plano de observação implementado durante o processo de escavações. É efectuada uma comparação de resultados através dos deslocamentos e dos esforços nos suportes a partir dos modelos realizados no *Phase2* com os registos dos aparelhos de medição instalados nos taludes.

Finalmente, são efectuadas algumas considerações finais nas quais resumem-se as conclusões mais relevantes do presente trabalho.

2
DESCRIÇÃO GERAL DA OBRA

2.1. APROVEITAMENTO EXISTENTE

O escalão de Bemposta foi construído em 1964, implantado na margem direita do rio Douro, sendo essencialmente constituído pelos seguintes elementos principais, Fig. 2.1:

- Barragem de betão, do tipo arco gravidade, Fig. 2.2, aligeirada por meio de um grande vazamento;
- Descarregador frontal, sobre o corpo da barragem, equipado com comportas;
- Bacia de dissipação de energia em betão a jusante do pé da barragem;
- Circuito hidráulico subterrâneo com uma central em caverna, onde estão instalados três grupos de eixo vertical e os servomotores de accionamento das comportas de isolamento do circuito de jusante;
- Subestação, integrando os transformadores de grupo e o posto de seccionamento.

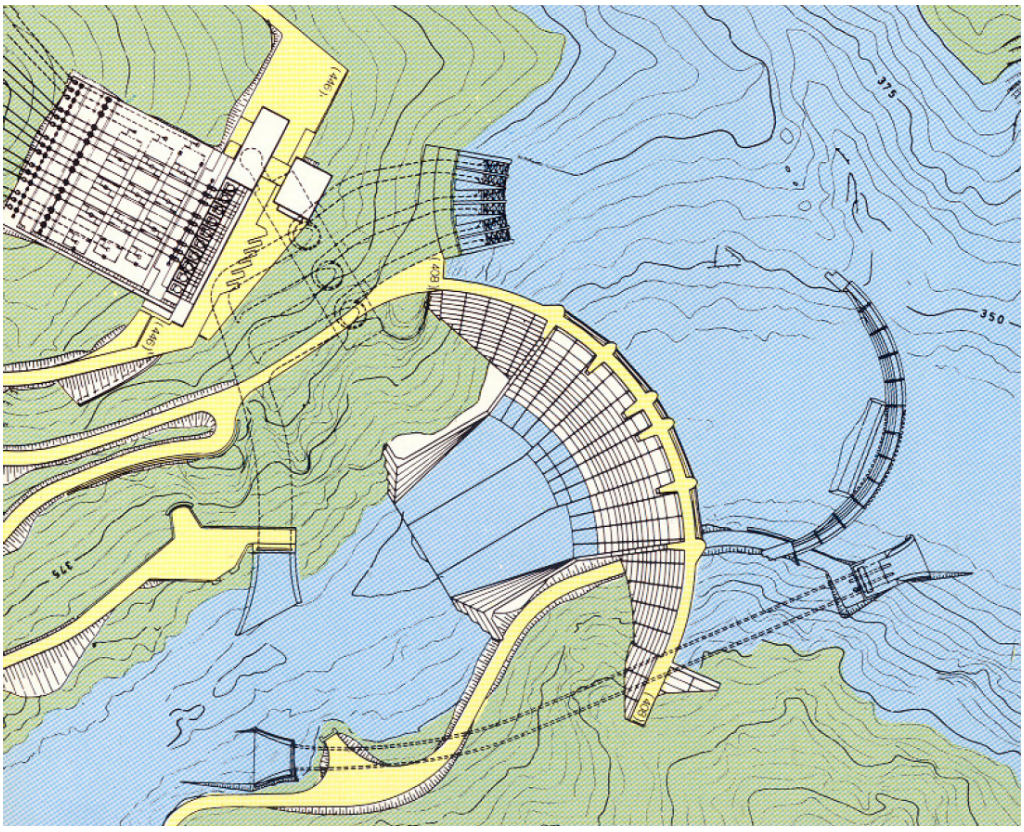


Fig. 2.1 - Escalão de Bemposta. Planta geral [4]

A albufeira tem uma capacidade total de 128 hm^3. A central tem instalados três grupos do tipo Francis de eixo vertical, Fig. 2.3, onde cada um com 79.4 MW de potencia nominal. O caudal máximo turbinável é 435 m^3/s.

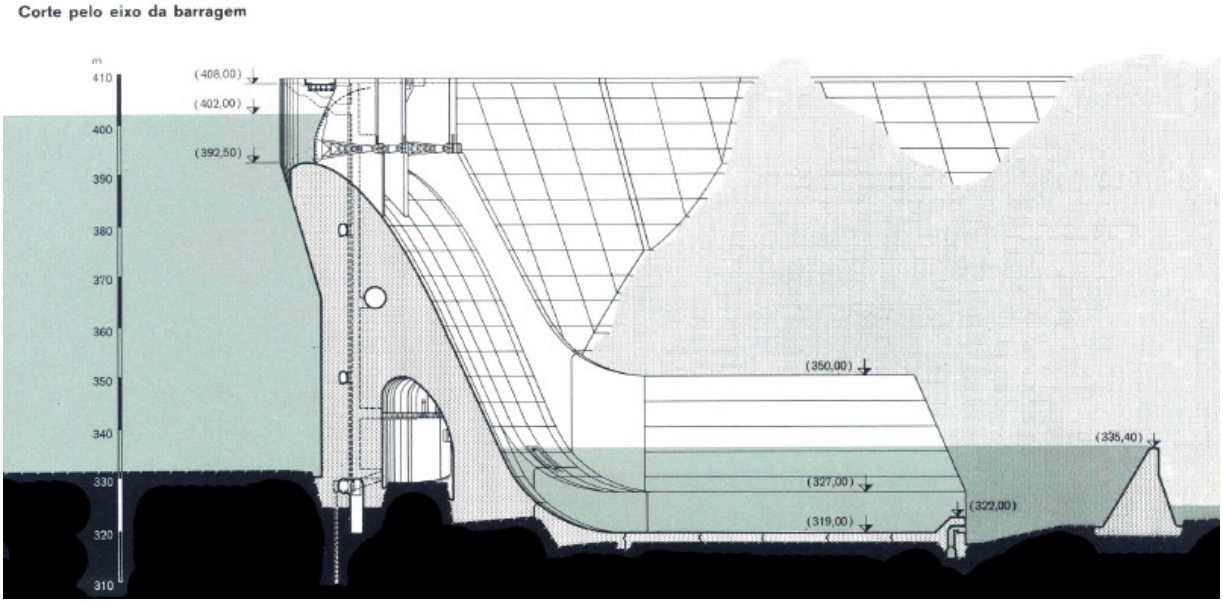


Fig. 2.2 - Barragem. Corte pelo eixo [4]

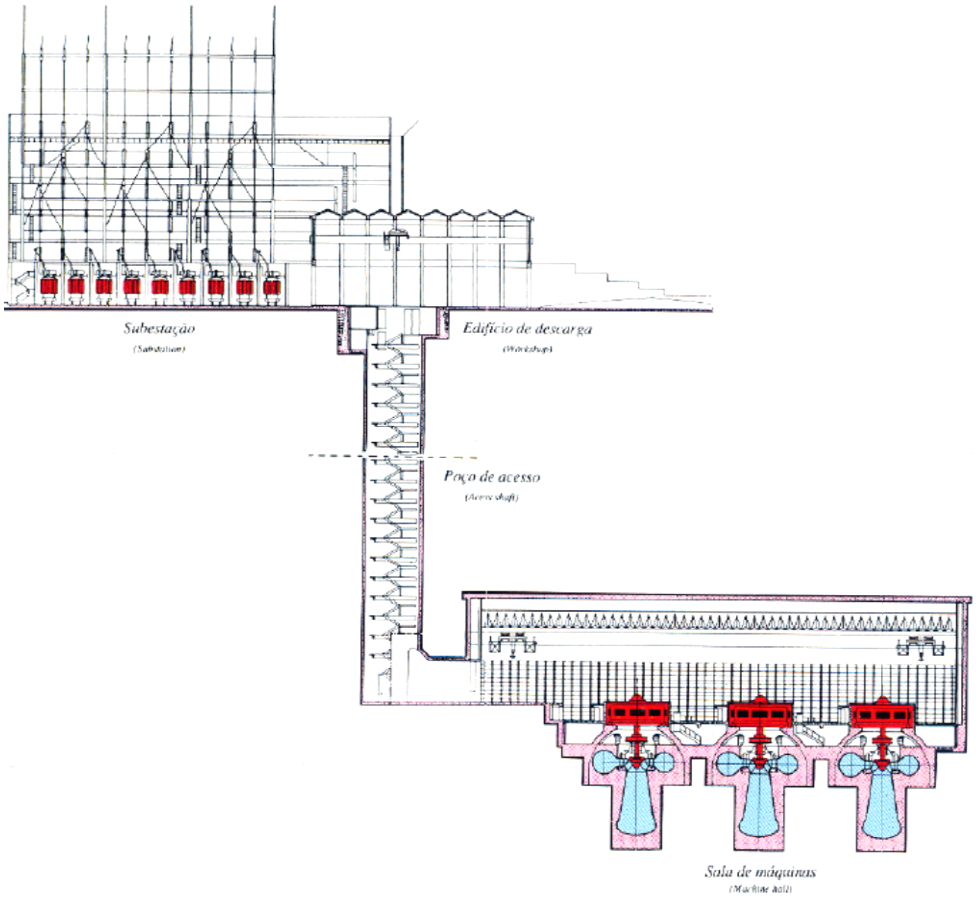


Fig. 2.3 - Central e subestação. Corte longitudinal [4]

2.2. DESCRIÇÃO GERAL DO REFORÇO DE POTÊNCIA

Depois da explanação do motivo de Reforço de Potencia do Aproveitamento Hidroeléctrico de Bemposta (Secção 1.3), descreve-se, seguidamente, as obras necessárias para que tais objectivos sejam atingidos, dando importante relevância à tomada de água, pois é o objecto de análise neste trabalho.

As obras de Reforço de Potência de Bemposta são constituídas, fundamentalmente, pelas seguintes componentes, Fig. 2.4:

- Circuito hidráulico, localizado na margem direita, constituído por tomada de água, uma extensa galeria de adução e uma restituição composta por uma curta galeria e uma estrutura de saída;
- Central em poço, localizada na margem direita, equipada com um grupo Francis, de eixo vertical e com distribuidor regulável;
- Edifício de apoio, situado no exterior em área contígua à central;
- Subestação exterior, situada numa plataforma sobrelevada em relação à plataforma de chegada à central.

A implantação das estruturas que constituem o aproveitamento procurou optimizar diferentes objectivos:

- Aproximar a central e a restituição da estrutura de saída da actual central, de modo a encurtar o circuito hidráulico, não só para reduzir os custos de construção, mas também para atenuar o valor das variações transitórias de pressão provocadas pelo choque hidráulico;
- Garantir um afastamento mínimo de segurança entre as obras subterrâneas do reforço e as do aproveitamento existente;
- Garantir suficiente cobertura de terreno sobre as estruturas subterrâneas;

Este novo circuito hidráulico, designado em projecto por Circuito Hidráulico 4, Figura 2.5, é constituído por uma **tomada de água**, composta por um canal de aproximação a céu aberto e um bocal (dotado de uma grade fixa e uma estrutura destinada ao abrigo e manobra das comportas); **uma galeria de adução** com 400 m de extensão e uma inclinação de 13.6% na maior parte do seu comprimento (revestido a betão, com um diâmetro interior corrente de 10.5 m, composto por dois alinhamentos rectos e um em espiral), e na sua parte final constituído por um trecho sub-horizontal (trecho blindado, com diâmetro interior corrente de 8.5 m, até a entrada da espiral do grupo Francis); **uma galeria de restituição** constituída por um curto alinhamento recto com secção transversal variável, soleira com uma inclinação de 8%, que liga o tubo de aspiração do grupo ao bocal de restituição.

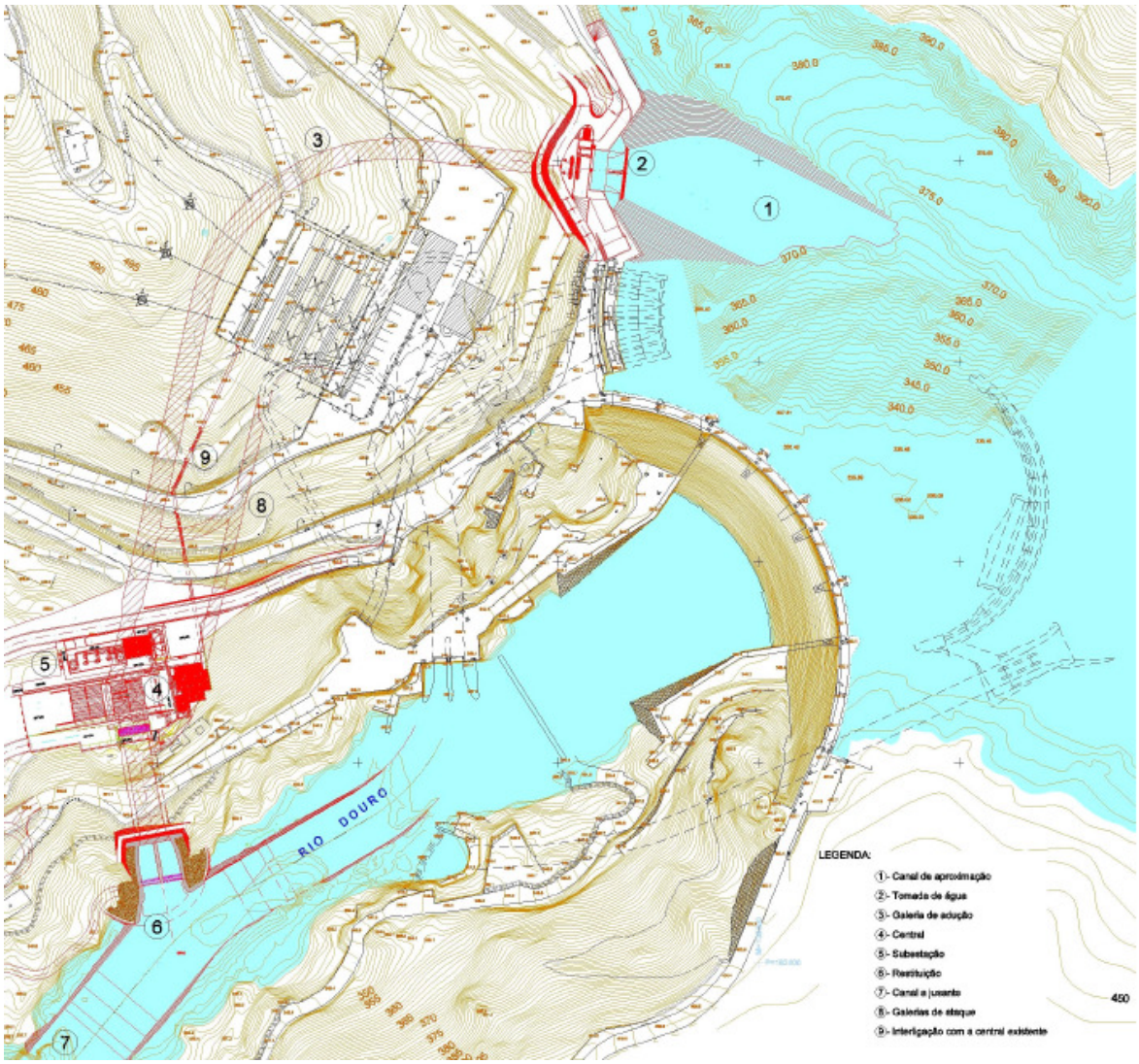


Fig. 2.4 - Reforço de Potencia. Planta Geral [4]

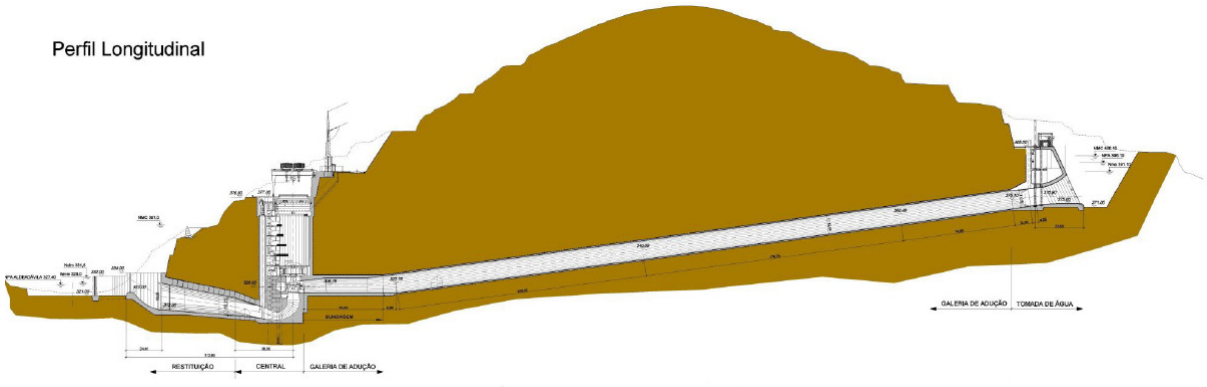


Fig. 2.5 - Circuito hidráulico 4. Perfil longitudinal [4]

Tendo presente, todos os condicionalismos apontados anteriormente associadas às obras do aproveitamento existente, resulta uma galeria de adução relativamente extensa, com cerca de 400 m, Fig. 2.6.

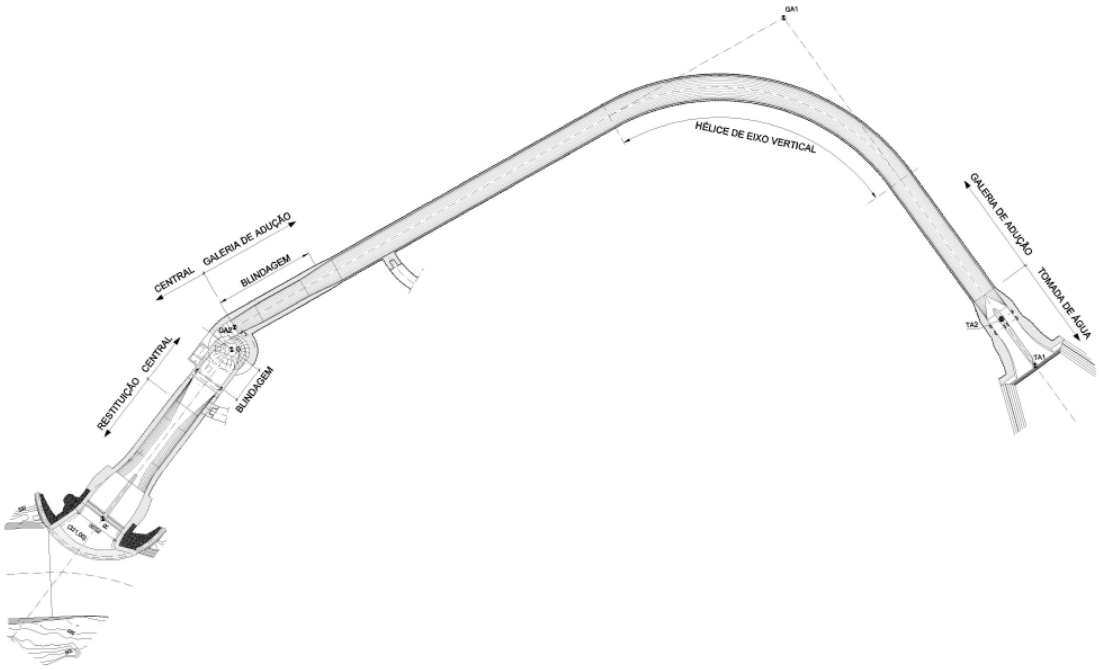


Fig. 2.6 - Circuito hidráulico. Planta [4]

2.2.1. DESCRIÇÃO DA TOMADA DE ÁGUA

A tomada de água do reforço de potência do empreendimento é implantada na margem direita do rio, a montante da tomada de água da central existente, Fig. 2.7.

Todavia, a concepção e localização da tomada de água foi condicionada pelos seguintes aspectos:

- Aproveitamento das condições topográficas para a materialização da ensecadeira da obra tirando partido de uma plataforma, criada na época de construção do actual aproveitamento, que se estende para o interior da albufeira;
- Características geológicas e geotécnicas do maciço rochoso, no que respeita à permeabilidade da ensecadeira natural;
- Afastamento entre o paramento de jusante da ensecadeira natural e a secção do emboquilhamento de forma a garantir um adequado controlo das infiltrações, garantindo o espaço necessário para a execução das obras e acesso à respectiva frente;
- Definição da posição planimétrica da tomada de água atendendo à necessidade de garantir a não interferência geotécnica, estrutural e hidráulica com a tomada de água existente;
- Orientação do eixo do emboquilhamento de forma a reduzir o percurso da galeria de adução até à nova central.

De facto, conforme anteriormente referido, tirando partido da plataforma existente na zona marginal a montante da tomada de água do aproveitamento, concebeu-se uma ensecadeira natural para a protecção dos trabalhos, evitando a realização de uma ensecadeira em aterros ou em betão.



Fig. 2.7 - Tomada de Agua. Planta [4]

Previu-se que os trabalhos de execução da tomada de água fossem realizados a céu aberto, ao abrigo da ensecadeira natural, antevendo-se a abertura do canal de aproximação e realização das estruturas de transição e ligação do bocal ao terreno existente, no período final da execução da obra, após o abaixamento da albufeira e a demolição da ensecadeira natural.

As obras do bocal e do trecho onde se inserem as ensecadeiras e as comportas do reforço de potência, realizadas a céu aberto, conduziram ao desenho de escavações com taludes verticais ou de elevado pendor vencendo grandes desníveis, que se previu realizar em duas fases temporais distintas:

- **1ª Fase:** Realização da ensecadeira natural para protecção dos trabalhos do bocal e do trecho de inserção das comportas do reforço;
- **2ª Fase:** Abaixamento da albufeira e demolição da ensecadeira natural que permite a realização do canal de alimentação e a ligação da tomada de água do reforço à existente.

A tomada de água, Fig. 2.8, é constituída por um bocal com secção transversal rectangular, dividida ao meio por um septo, Fig. 2.9, um trecho onde se inserem as comportas de guarda – cada uma com 4,10 m de largura e 9,80 m de altura e dispondo de uma conduta de arejamento metálica com 1,20 m de diâmetro interior – e a transição rectângulo – redondo entre este trecho e a secção circular corrente da galeria de adução, com diâmetro interno de 10,50 m.

O pórtico para montagem e manutenção das comportas e do limpa grelhas, os servomotores das comportas de guarda e as estruturas de saída das tubagens de arejamento ficarão localizados numa plataforma à cota (405.0), cerca de 4,9 m acima do Nível de Máxima Cheia (NMC). A casa de manobras do equipamento ficará com o piso da entrada à cota (405.0).

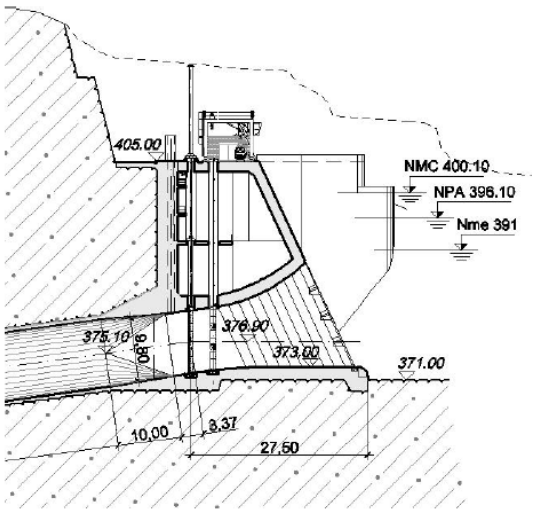


Fig. 2.8 - Tomada de Água. Corte vertical [4]



Fig. 2.9 - Bocal da Tomada de Agua [5]

A zona de acesso à tomada de água à cota (405.00), ficará com acesso ao público vedado pelas estruturas existentes associadas à actual tomada de água, ao qual os arranjos exteriores e materiais utilizados procuraram integrar da melhor maneira possível a nova estrutura nas já existentes.

Os acabamentos superiores da plataforma da tomada de água, à cota (405.00) onde se encontram os servomototes, as saídas dos tubos de arejamento e o percurso de rolamentos do pórtico limpa grelhas, serão em betão.

2.2.2. Características Principais do Reforço de Potência

No quadro seguinte indicam-se as principais características do reforço de potência. Para uma apreciação global do escalão depois do reforço, inclui-se ainda as características do equipamento actualmente instalado.

Quadro 2.1 - Principais Características do Aproveitamento Hidroeléctrico de Bemposta [4]

CIRCUITOS HIDRÁULICOS	1, 2 e 3	Cota da soleira da tomada de água	(375,00)
		Secção corrente (circular ϕ = 6,0 m)	28,3 m^2
		Cota da soleira da tomada de água (373,00)	(373,00)
		Comprimento da galeria de adução	403,3 m
		Secção corrente (circular ϕ = 10,5 m)	86,6 m^2
	4	Comprimento da restituição	41.6 m em galeria; 20.34 m a céu aberto
		Cota da crista da soleira da restituição	(323.00)
		Secção corrente subterrânea (rectangular: l×h; l=12.60m; h variável entre 10.25 e 13.40 m	129,1 m^2 a 168,8 m^2
Centrais	I	Número de grupos	3
		Queda estática de referência	66.5 m
		Caudal máximo unitário	152 m^3/s
		Potencia activa máxima	3×80 MW 240 MW
		Tensão de produção	15.0 kV
	II	Número de grupos	1
		Queda estática de referência	64.5 m
		Queda útil de referência do caudal equipado	63.8 m
		Caudal equipado	337 m^3/s
		Potência máxima na turbina	193.5 MW
		Potencia activa máxima	191 MW
		Tensão de produção	15.0 kV
Transformador		Central I 3×(3×29) MVA	261 MVA
		Central II 1×215 MVA	215 MVA

3
ASPECTOS CONSTRUTIVOS DAS OBRAS DA TOMADA DE ÁGUA

3.1. PROCESSOS DE ESCAVAÇÃO

A escavação da nova tomada de água foi executada recorrendo às técnicas mecânicas e de desmonte a fogo. Fundamentalmente, a utilização destas duas técnicas deve-se, de facto, à ripabilidade da zona onde se insere esta estrutura.

De facto, antes de iniciar-se os trabalhos de escavação é necessário estimar a espessura de material potencialmente ripável.

3.1.1. TÉCNICAS MECÂNICAS [6]

A escavação de um qualquer tipo de rocha consiste no destaque de uma parte mais ou menos representativa da mesma, sendo conseguida através de uma série de operações que, para terem sucesso, torna-se necessário e útil conhecer as características do maciço a desmontar (resistência, diaclasamento, xistosidade e a sua atitude, alteração e fracturação).

A escavação em rocha que recorre às técnicas mecânicas, inicia-se pela desmatação das árvores e mato na zona de implantação da obra. De seguida ocorre a decapagem da camada de terra vegetal. Após conclusão destas etapas e com a superfície o mais regularizada possível, inicia-se a etapa de escavação no maciço rochoso. Esta etapa consiste no desmonte do maciço ripável tendo sempre como objectivo a materialização do talude com a geometria pretendida.



Fig. 3.1 - Descrição da sequência de trabalhos

Apresenta-se na Fig. 3.2 alguns meios mecânicos utilizados no desmonte do maciço rochoso.



Fig. 3.2 - Desmonte a céu aberto, pedreira.

3.1.2. DESMONTE A FOGO [7]

A técnica de desmonte a fogo de maciços rochosos consiste, em geral, na execução de furos para a colocação de explosivos sendo estes furos detonados segundo uma sequência e em conformidade com um programa de fogo pré-definido.

O conhecimento do mecanismo através do qual a rocha é fracturada por explosivos é fundamental para o dimensionamento dos parâmetros do processo de desmonte a fogo, relacionados com a produção e o controlo do processo.

O controlo do processo de desmonte a fogo é fundamental em especial quando existem na envolvente próxima, estruturas importantes, tais como as existentes na obra em estudo. A necessidade de impedir eventuais danos nos elementos pertencentes ao aproveitamento eléctrico já existente, nomeadamente, a barragem, a central e o circuito hidráulico, levou a que fosse solicitado, no caso presente, um estudo ao LNEC sobre as vibrações induzidas no maciço pela utilização de explosivos.

No que concerne ao planeamento de obra e segurança dos trabalhadores, este processo de escavação exige um controlo e medidas apertadas, com vista a garantir a segurança dos equipamentos e pessoas afectas à obra.

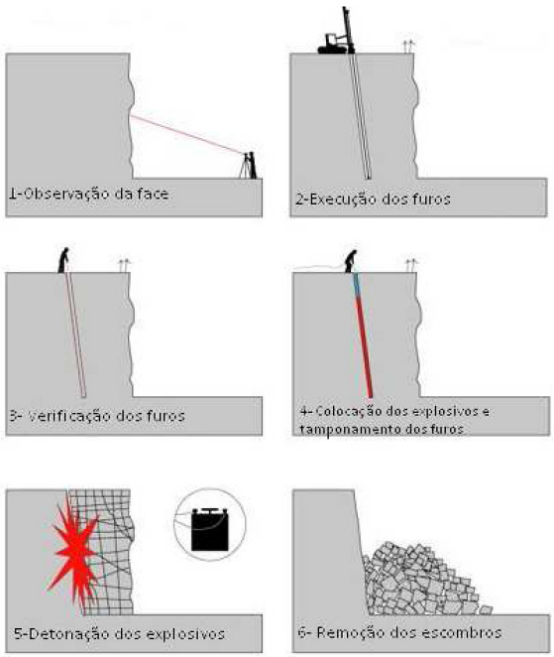


Fig. 3.3 - Processo de desmonte a fogo de um maciço rochoso [7]

Uma das maiores preocupações decorrentes da utilização de explosivos na escavação é a sobreescavação, que tem consequências no projecto final do suporte da escavação e nos custos finais da obra devido ao aumento do volume de escavação, ao aumento da quantidade de betão a utilizar, entre outros.

3.2. DESCRIÇÃO GERAL DAS FASES DE EXECUÇÃO

A materialização das novas estruturas da tomada de água do reforço de Bemposta será executada em três fases distintas:

- **1ª Fase** – consiste na escavação dos taludes da plataforma e execução das microestacas de betão armado;

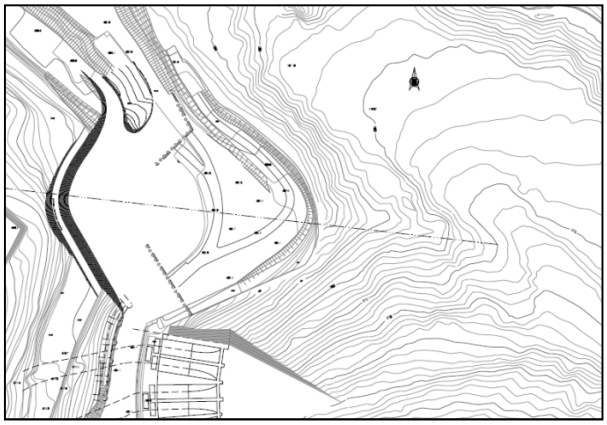


Fig. 3.4 - 1ª Fase de escavações

- **2ª Fase** – Escavação do poço da tomada de água e do talude da ensecadeira;

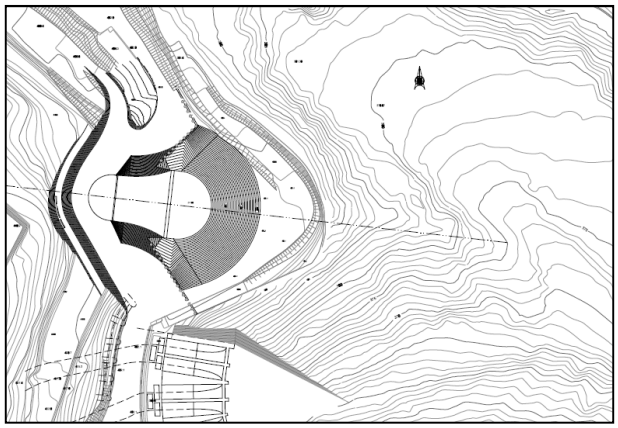


Fig. 3.5 - 2ª Fase de escavações

- **3ª Fase** – remoção da ensecadeira e escavação do canal de aproximação;

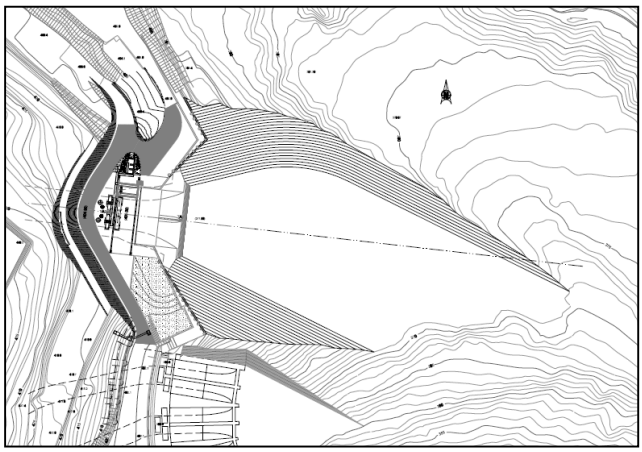


Fig. 3.6 - 3ª Fase de escavações

3.3. FASEAMENTO CONSTRUTIVO DAS ESCAVAÇÕES E ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

A 1ª fase dos trabalhos da nova tomada de água, em geral realizada à cota (404.50), foi iniciada pela escavação a céu aberto do maciço rochoso, conduzindo a um talude com cerca de 25 m de altura máxima com inclinação de 1(H):3(V), Fig. 3.4. Face à aproximação, a cotas superiores, da plataforma de acesso à central existente, esse talude apresenta uma banqueta à cota (318.00), com 3 m de largura, onde foi realizada uma viga ancorada, Fig. 3.7.



Fig. 3.7 - Tomada de água – Talude frontal acima da cota (404.5)

Em simultâneo, realizaram-se microestacas de betão armado no alinhamento das plataformas laterais de ligação da nova estrutura às já existentes. A realização destes elementos verticais permite o

equilíbrio de acções verticais, provocadas pelas ancoragens na viga de encabeçamento e pelos betões das estruturas de contenção, possibilitando também, que na fase final dos trabalhos, já após a demolição da ensecadeira, a escavação destas estruturas de contenção verticais seja feita o mais rapidamente possível.

Cessada a 1ª fase, iniciou-se uma nova a partir da cota (404.5), ao qual se procedeu à escavação vertical, do lado da encosta, em poço semicircular, encimada por uma viga ancorada, e lateralmente, por taludes com inclinação entre 75–80º, terminando num talude de inclinação variável que possibilitou a realização destas obras sem condicionamentos na albufeira de Bemposta, Fig. 3.5.

Segundo os alinhamentos materializados pelas microestacas realizadas em avanço, iniciaram-se as escavações verticais dos paramentos respectivos, faseadas da seguinte forma:

- Escavação de uma determinada altura que permitiu a realização das vigas de encabeçamento e as ancoragens respectivas, apresentando, estas vigas, uma altura de 3 m no talude que ligará a estrutura à tomada de água existente e 5 m de altura no talude do lado oposto;
- Escavação dos 4 m seguintes, realização de pregagens e das vigas de travamento horizontais com 1 m de altura;
- De seguida nova escavação com 4 m de altura, pregagens e vigas e assim sucessivamente até atingir-se a base do talude.

Não sendo objecto de estudo deste trabalho, procede-se apenas à apresentação sumária da materialização da ensecadeira natural de montante. A sua construção realizou-se pela escavação da plataforma adjacente à actual tomada de água, através de um talude com 60º com a horizontal, desenvolvendo-se entre a cota (404.5) da plataforma, e a cota de soleira (371.00), correspondente à base do canal de aproximação. Este talude foi devidamente pregado e drenado, e dado a elevada permeabilidade de algumas zonas do maciço de fundação, procedeu-se à instalação de uma cortina de impermeabilização materializada com injecções de cimento a partir de furos previamente abertos, com uma inclinação a 20º com a vertical e orientada para a albufeira.

Na última fase, após a conclusão das obras na tomada de água prevista para o Verão de 2010, prevê-se a abertura do canal de aproximação e a realização das estruturas de transição e ligação do bocal ao terreno existente, após o rebaixamento da albufeira e a demolição da ensecadeira natural. Assim, será escavado o canal de alimentação com talvegue situado à cota (371.00), cuja largura de 25,00 m, junto à soleira do bocal, vai alargando através de orientações divergentes para montante até à largura corrente de 50,00 m na ligação ao rio Douro, Fig. 3.6.

Prevê-se de igual forma que sobre as plataformas suportadas pelas estruturas de contenção, cujo processo construtivo foi descrito anteriormente, serão materializados aterros com altura de 5 m no talude que ligará a estrutura à tomada de água existente e 3 m de altura no talude do lado oposto. Estes aterros serão suportados por muros em "L" colocados sobre as plataformas.

Na zona mais afastada do bocal os alinhamentos das margens laterais do canal são paralelos, fazendo-se a concordância na margem direita através de uma curva circular em planta para melhor adaptação ao terreno natural. Os taludes do canal serão escavados com inclinações de 1(H):1(V) por forma, a evitar a necessidade de contenções e assim minimizar a duração da indisponibilidade das centrais do Douro devida ao necessário abaixamento do nível de retenção em Bemposta.

3.4. TALUDES DA TOMADA DE ÁGUA

Apresenta-se seguidamente os vários taludes de escavação em que se insere a zona da nova tomada de água. Estes taludes encontram-se divididos por uma plataforma sub-horizontal localizada à cota (404.5).

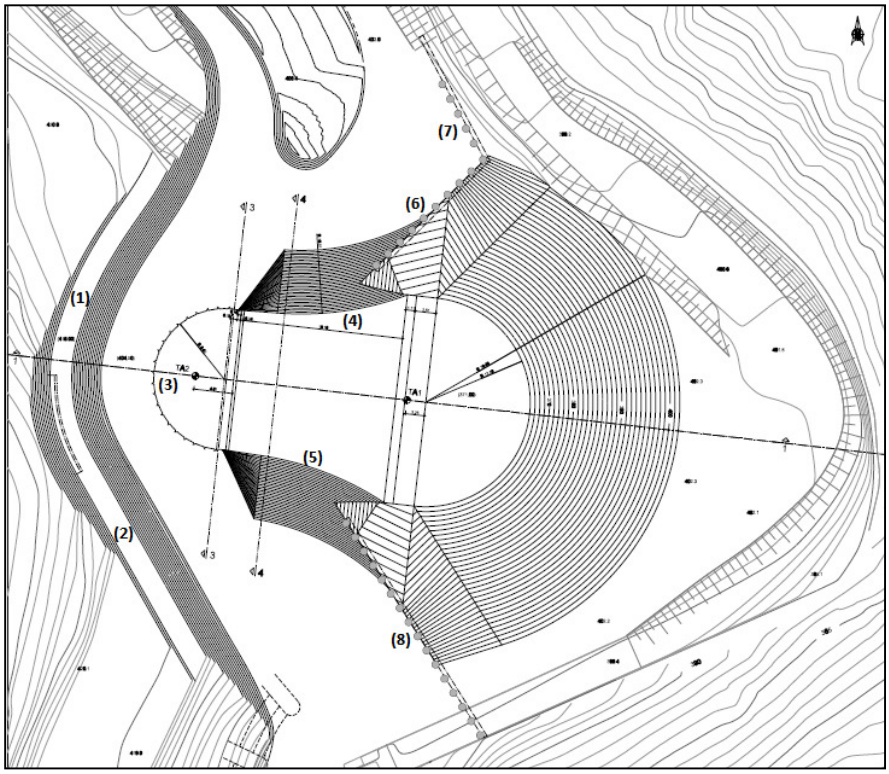


Fig. 3.8 - Localização e designação dos taludes da tomada de água

Na Fig. 3.9 apresenta-se os taludes localizados acima da plataforma geral à cota (404.5).



Fig. 3.9 - Representação dos Taludes Frontais Acima da cota 404.5 – Taludes 1 e 2

Nas figuras seguintes representa-se os taludes situados abaixo da plataforma sub-horizontal à cota (404.5.)

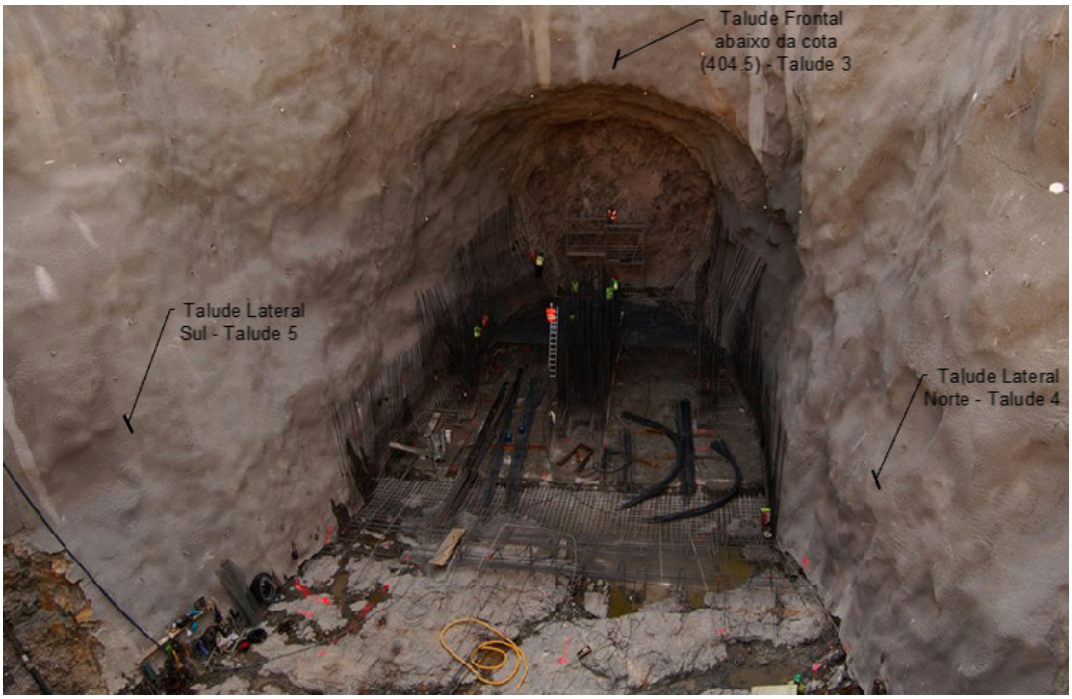


Fig. 3.10 - Representação dos Taludes Frontais Abaixo da cota 404.5 – Taludes 3, 4 e 5



Fig. 3.11 - Representação da Parede Norte – Taludes 6 e 7



Fig. 3.12 - Representação da Parede Sul – Taludes 8

No Quadro 3.1 apresenta-se as características dos taludes que constituem a nova tomada de água de Bemposta.

Quadro 3.1 – Características dos taludes da nova tomada de água

	Acima da cota 404.5		***Abaixo da cota 404.5***					
Taludes	**Talude Frontal Norte (1)**	**Talude Frontal Sul (2)**	**Talude Frontal (3)**	**Talude Lateral Norte (4)**	**Talude Lateral Sul (5)**	**Parede Norte**		**Parede Sul (8)**
						(6)	**(7)**	
Plano médio	N30ºE, 75ºSE	N30ºW, 75ºNE	N10ºE, 90ºSE	N85ºE, 75ºSE	N75ºW, 80ºNE	N45ºE, 90ºSE	N30ºW, 90ºNE	N35ºW, 90ºNE
Pendor (º)	75	75	90	75	80	90	90	90
Altura (m)	25	25	34.7	33	33	25	17	23

4

ESTUDOS DE RECONHECIMENTO GEOLÓGICO E DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

No sentido de proceder à elaboração do projecto de reforço de potência do escalão de Bemposta realizaram-se estudos de reconhecimento e caracterização geotécnica que permitiram aprofundar o conhecimento das características geológicas e geotécnicas do local de implantação.

Os primeiros estudos de reconhecimento e caracterização geológica e geotécnica [8] realizaram-se no final da década de 50 e inicio da década de 60. Estes estudos constaram de realização de cartografia geológica, prospecção geofísica, valas e galerias de prospecção, sondagens mecânicas à rotação com recuperação contínua de testemunhos, ensaios de caracterização geomecânica *in situ* e laboratorial.

Posteriormente, os estudos geológicos foram retomados em 1976-77, no âmbito do anteprojecto do reforço de potência, tendo-se realizado uma campanha de sondagens [9] que forneceu novos elementos que, em conjunto com os recolhidos nos taludes das novas estradas, permitiram a actualização da interpretação geológica para a margem direita, onde se previa a implantação da nova central e respectivos circuitos hidráulicos. Todavia, a construção do reforço de potência não avançou nessa época, tendo sido adiada até ao presente.

Em 2005, no seguimento da decisão de avançar com a construção do reforço de potência deste empreendimento, foi realizada a cartografia geológico-geotécnica de algumas das antigas galerias de ataque à central existente e o reconhecimento geológico dos locais das bocas da tomada de água e da restituição [10].

Com o intuito de complementar e actualizar a cartografia disponível, em Abril de 2006, a EDP retomou os levantamentos geológicos-geotécnicos da superfície, através da escavação e caracterização de diversos poços de prospecção na zona da tomada de água e nos locais de implantação dos restantes elementos de reforço.

Na sequência da opção pela construção de uma central em poço, tomada em meados de 2006, a EDP planeou uma nova campanha de sondagens mecânicas à rotação com recuperação contínua de testemunhos tendo em vista o reconhecimento do local da central em poço e respectivo circuito hidráulico, a qual foi adjudicada à empresa TECNASOL FGE [11]. Esta campanha desenrolou-se entre finais de Agosto a finais de Dezembro de 2006.

Entre Outubro de 2006 e Janeiro de 2007, o LNEC [12] procedeu à realização de ensaios laboratoriais de caracterização geomecânica de amostras retiradas de tarolos de sondagens e ensaios *in situ* no interior dos furos em galerias existentes.

Ao longo do processo de escavações subterrâneas e a céu aberto do novo Circuito Hidráulico de Bemposta, o consórcio encarregado da construção, através da CÊGÊ [13] – Consultores para Estudos de Geologia e Engenharia, Lda, procedeu à recolha de elementos de carácter geológico-geotécnico do maciço escavado.

4.1. GEOLOGIA DO LOCAL

No local de implantação do escalão de Bemposta surgem rochas metamórficas com migmatitos homogéneos, granitos gnaissicos (granitos de anatexia) e migmatitos heterogéneos, com maior predomínio dos últimos [8] [9].

Estas rochas encontram-se recobertas por aterros, solos residuais, depósitos aluvionares e coluvionares. Procede-se, seguidamente, a uma breve caracterização dos vários estratos que compõem a zona da tomada de água.

4.1.1. ATERROS

Na zona da nova tomada de água, onde se situavam algumas das instalações industriais para o fabrico de betão, foram encontrados diversos aterros de granulometria extensa com espessuras compreendidas entre 0.5 m, junto aos taludes e de 2.5 a cerca 5 m na zona mais próxima da albufeira. Nos poços e sondagens executados nesta zona foi identificada uma estrutura que parece ser uma laje em betão que, no seu contorno exterior, apresentava uma espessura da ordem dos 20 cm.

Em geral, verificou-se que os aterros existentes na tomada de água correspondem a materiais bastante heterogéneos do ponto de vista granulométrico, apresentando misturas com blocos/ou calhaus e com areia.

4.1.2. SOLOS RESIDUAIS E DEPÓSITOS COLUVIONARES

Os solos residuais resultam da alteração e desagregação do maciço rochoso e, em geral, apresentam espessuras inferiores a 1m. Os depósitos coluvionares (depósitos de vertente) e acumulações de blocos ocorrem na base das encostas.

4.1.3. DEPÓSITOS ALUVIONARES

Os calhaus e blocos de menor dimensão que caiem ou resultam da desagregação de blocos de maior dimensão, no leito menor do rio Douro, são arrastados para jusante em épocas de maior caudal, juntando-se aos aluviões (calhaus rolados e areias) de natureza diversa que são transportados pelo rio.

Estes materiais acumulam-se no leito menor e formam depósitos aluvionares em depressões, nas zonas convexas dos meandros e zonas de menor velocidade da corrente, frequentemente misturados com os blocos de granito ou de migmatito que rolaram das encostas.

4.1.4. GRANITOS GNAISSICOS

O granito gnaissico terá resultado da fusão parcial dos metassedimentos, sendo assim contemporâneo dos leitos quartzo-feldspáticos que fazem parte dos migmatitos. Apresenta numerosos encraves de micaxisto de dimensões muito variáveis, que podem ir de alguns centímetros a alguns metros.

Frequentemente, observam-se nódulos de quartzo que poderão corresponder a fragmentos de veios e de pequenos filões da rocha original, Fig. 4.1.



Fig. 4.1 - Pormenor do granito gnáissico

4.1.5. MIGMATITOS

São designadas por migmatitos as rochas metamórficas em que a formação de novos minerais traduz uma alteração da composição química, devido a material vindo do exterior da rocha original.

A origem destas rochas está ligada aos micaxistos preexistentes na zona da Bemposta, essencialmente constituídos por biotite, quartzo e alguma moscovite, os quais terão sofrido injecção, metassomatose (fenómenos de troca de substâncias químicas entre os componentes da rocha e as soluções que circulam através da mesma, conduzindo à formação de novos minerais) e assimilação por parte do magma granítico [8].

Os migmatitos heterogéneos, fig. 4.2, ocorrem mais frequentemente e apresentam abundantes vénulas e lentículas de granito, aplito e pegmatito intercaladas no micaxisto ao longo da estratificação e, por vezes, da xistosidade.

No migmatito homogéneo, o micaxisto foi parcialmente substituído por cristais de feldspato, geralmente, glanduloso.



Fig. 4.2 - Pormenor do migmatito heterogéneo

4.2. ESTUDO DAS DESCONTINUIDADES

Os reconhecimentos geológicos – geotécnicos realizados pela EDP em 2005, em fase de Estudo Preliminar, e em 2006, na fase de Projecto, incluíram a observação e o registo sistemático das características geotécnicas das descontinuidades (diaclases, falhas e filões).

No sentido de tornar mais expedito o tratamento e análise das características das descontinuidades na zona da tomada de água, foi utilizado o programa *DIPS* [14], desenvolvido *pela Rocscience*. Este programa é um dos mais utilizados para o tratamento estatístico de dados geológicos de descontinuidades e identificação preliminar de situações potenciais de instabilidade estrutural de maciços rochosos.

A caracterização geotécnica das descontinuidades consistiu na recolha, descrição e análise dos seguintes parâmetros:

- Orientação (direcção e pendor);
- Espaçamento (m);
- Extensão (m);
- Abertura (mm);
- Rugosidade das paredes das descontinuidades (JRC);
- Alteração das paredes (W);
- Natureza do preenchimento;
- Presença de água.

4.2.1. DIACLASES

Na fig. 4.3, estão representados as várias famílias de diaclases e respectivos planos médios na zona da nova tomada de água [15], recorrendo para tal ao programa *DIPS.*

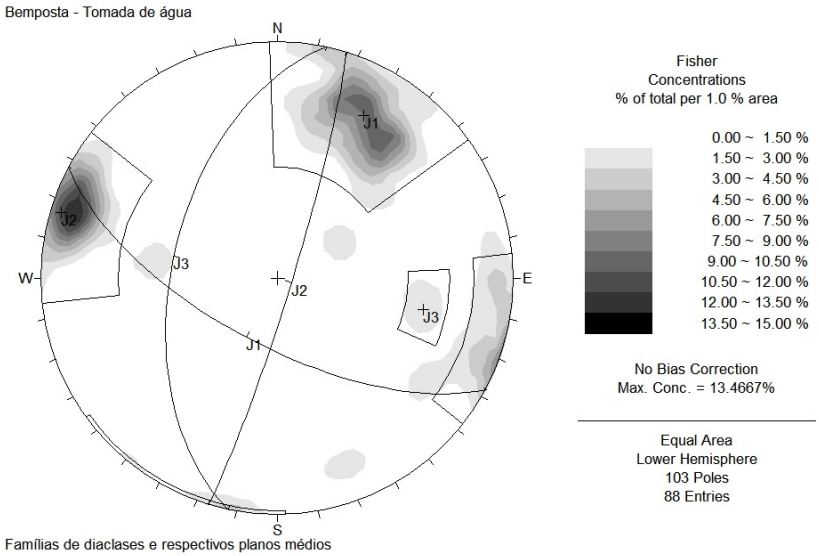


Fig. 4.3 - Famílias de diaclases e respectivos planos médios na zona da nova tomada de água.

Quadro 4.1 - Características das famílias de diaclases na zona da tomada de água [15].

Família	Plano médio	%	ESP (m)	EXT (m)	AB (mm)	W	JRC	Água	Preenchimento
J1	N62°W, 67°SW ($67°/208°)_d$	43.7	0,06 - 0,2	3 - 10	0 - 0,1 e 1 - 5	W3 a W4	6 - 8	Secas	*Quando existente: película argilosa e/ou material siltoarenoso e/ou óxidos de ferro. Carbonatos, pontualmente.*
J2	N17°E, 85°SE ($85°/107°)_d$	36.9	0,06 - 0,2	> 10	1 - 5		6 - 8		
J3	N12°E, 53°NW ($53°/282°)_d$	2.9	0,06 - 0,2 e 0,2 - 0,6	3 - 10	1 - 5		8 - 10		
Dispersão/ Outras famílias	-	16.5	-	-	-	-	-	-	

Legenda: ESP - Espaçamento; **EXT** – Extenção; **AB** – Abertura; **W** – Estado de alteração das paredes; **JRC** – Rugosidade das paredes

Como se pode observar na Fig. 4.3 e no quadro 4.1, a família **J1** é predominante na zona da tomada de água (43.7%). O seu plano médio inclina para SW, o que não se verifica nos outros locais, onde as diaclases são mais subverticais e a inclinação se faz quer para o quadrante de SE quer para o de NW. De notar, também a presença da família **J3**, de inclinação intermédia e direcção semelhante da família **J2**, pelo que poderá constituir uma subfamília da mesma, embora o seu pendor seja bastante inferior ao do observado para essa família.

4.2.2. FALHAS E FILÕES

As falhas correspondem a fracturas em que houve um deslocamento de grandeza significativa ao longo da superfície de separação das partes, esta correntemente designada por superfície ou plano de falha. As superfícies dos blocos que delimitam a falha denominam-se por paredes de falha e o material que ocupa o espaço compreendido entre estas designa-se por caixa de falha. Quando o material da caixa de falha é constituído por rocha esmagada ou fracturada dá-se-lhe o nome de milonito.

As principais fracturas identificadas, na margem direita do rio, correspondem a falhas com caixa preenchida por milonite constituída por argila e rocha esmagada/fracturada em proporções variáveis. Este levantamento das falhas geológicas teve em especial atenção as anteriormente efectuadas em 1960 e 1977 pelo Prof. Doutor Cotelo Neiva [8] [9], tendo-se acrescentando as que foram cartografadas em 2005 [10].

Os filões são corpos magmáticos, de forma tabular, resultantes do preenchimento de fracturas existentes nas rochas. Na zona da nova tomada de água, os filões observados são, geralmente, de pegmatito, variando desde filonetes com espessura centimétrica a núcleos ou filões de maior espessura.

Pela sua extensão e devido ao facto dos filões corresponderem frequentemente a preenchimentos de descontinuidades, procedeu-se ao seu tratamento estatístico conjunto.

Apresenta-se, seguidamente, a representação das falhas e filões existentes na margem direita do escalão de Bemposta. Na fig. 4.4 e quadro 4.2 apresenta-se as famílias de falhas e respectivas características.

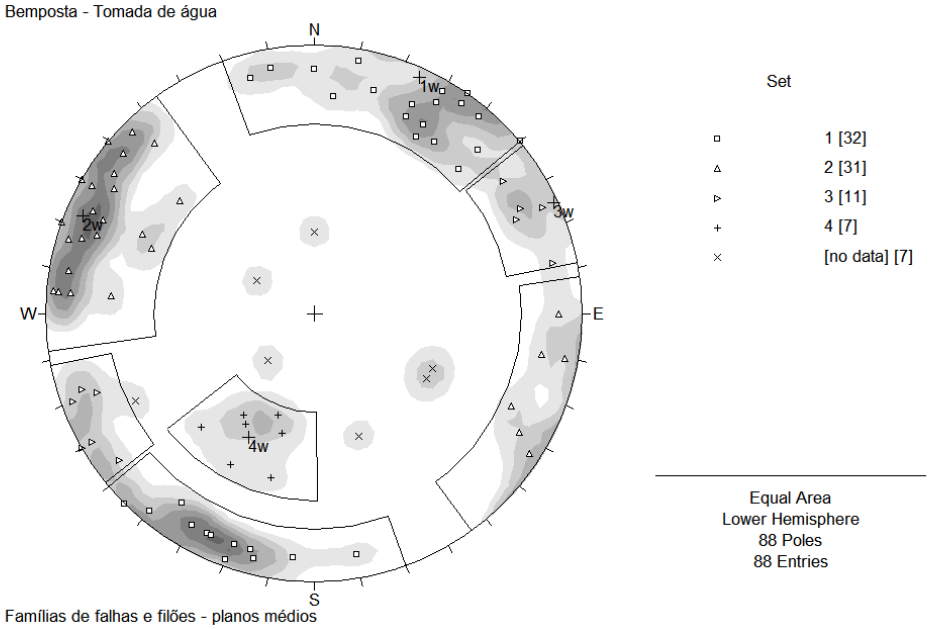


Fig. 4.4 - Famílias de falhas/filões e respectivos planos médios na margem direita do escalão de Bemposta [15]

Quadro 4.2 - Características das famílias de falhas na margem direita [15]

Família	Plano médio	%
1	N66°W, 86°SW ($86°/204°)_d$	36.4
2	N23°E, 83°SE ($83°/113°)_d$	35.2
3	N25°W, 88°NE ($88°/245°)_d$	12.5
4	N62°W, 43°NE ($43°/028°)_d$	8
Dispersão / Outras famílias	-	8

Com base nas figuras anteriores é possível verificar que as famílias de falhas mais frequentes (**1** e **2**) têm orientações semelhantes às famílias de diaclases **J1** e **J2**, que também são predominantes.

A família **3**, ainda que representativa, não apresenta correspondência com as famílias de diaclases, embora tendo-se registado algumas diaclases com essa atitude.

Por outro lado, no que respeita à família **4**, tem pouca expressão percentual, devendo ser tida em consideração sobretudo na galeria de adução.

De facto, na zona da tomada de água identificou-se a existência de falhas pertencentes às famílias de falhas ou diaclases anteriores, estando representadas seguidamente no quadro 4.3 e na figura 4.5.

Quadro 4.3 - Características das principais falhas que afectam a zona da tomada de água [15]

Nº	Orientação	Espessura (m)	Natureza do Preenchimento
19	N33°E, 75°-85°NW	0,10 – 0,20	Milonite, filão de pegmatito
20	N30°E, 85°SE	0,05 – 0,10	Milonite
21	N45°-50°W, 65°SW	0,5 – 1,0	Milonite
22	N12°W, 80°SW	0,10 – 0,20	Milonite
29	N60°-70°W, 60°-80°SW	< 0,50	Milonite
30	N25°E, 40°-45°NW	< 0,50	Milonite

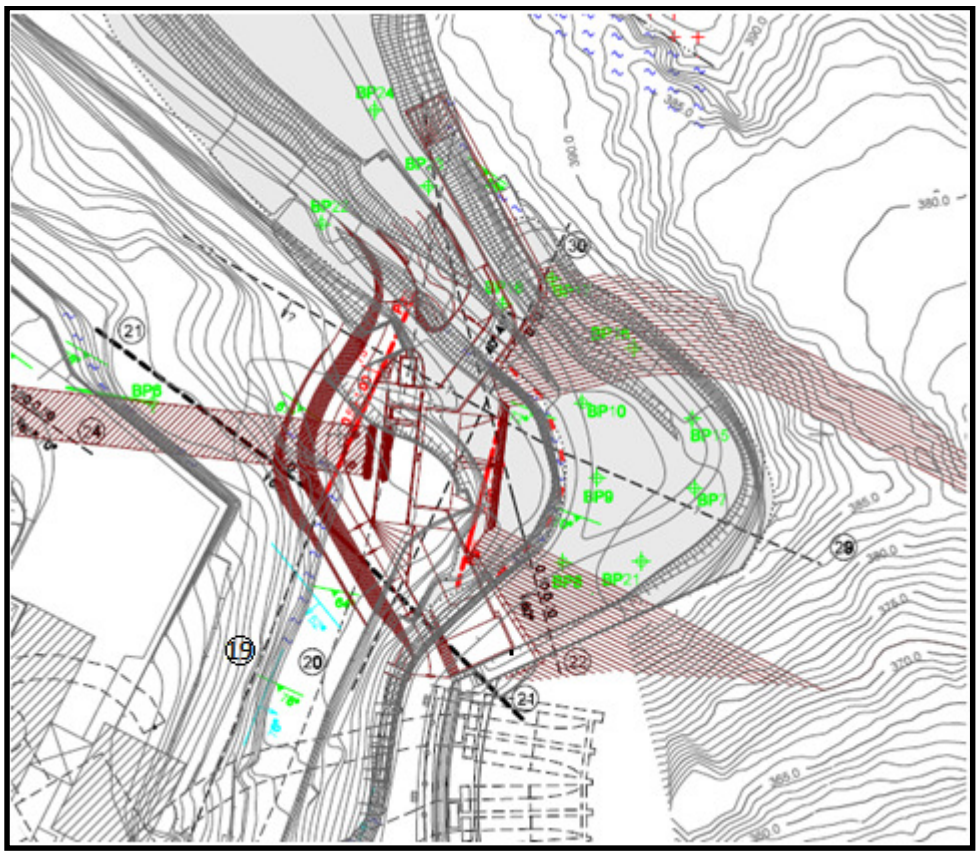


Fig. 4.5 - Falhas observadas na zona da tomada de água [15]

Apresenta-se na fig. 4.6 a representação das falhas características da zona da tomada, recorrendo à projecção hemisférica.

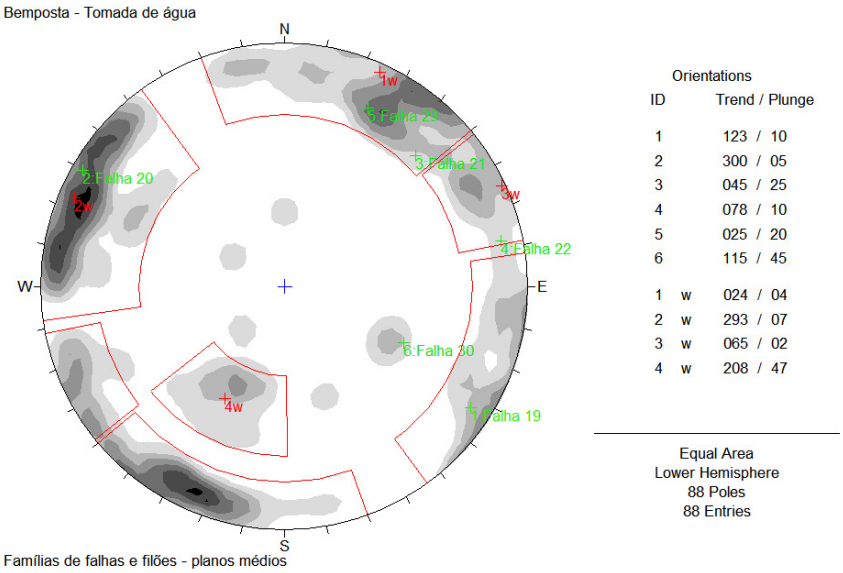


Fig. 4.6 - Representação das falhas características (a verde) da zona da tomada de água

Na zona de escavação para a implantação das estruturas da tomada de água, o maciço rochoso encontra-se cortado por diversas falhas e filões geralmente com forte pendor, superior a 70°, pertencendo às principais famílias observadas (**1** e **2**), que apresentam orientações aproximadamente coincidentes com as das principais famílias de diaclases.

4.2.3. XISTOSIDADE

A xistosidade é uma foliação caracterizada pela orientação em planos paralelos dos minerais lamelares ou bandas minerais nas rochas metamórficas.

Na zona da tomada de água a xistosidade é bem marcada nos migmatitos com orientação média N62°W, 67°SW coincidente com uma das principais famílias de descontinuidades (**J1**). Assim, o seu estudo geotécnico será efectuado em conjunto com as diáclases, sendo revestido de um carácter estatístico.

4.3. SISMICIDADE [15]

No que respeita ao seu enquadramento geotectónico, o local do aproveitamento da Bemposta situa-se numa região intra-cratónica (intraplaca), de sismicidade moderada a baixa, inserida na placa Euro-Asiática e a aproximadamente 700 km do limite entre esta placa e a placa Africana, o qual corresponde à falha Açores-Gibraltar e seu prolongamento para o Mediterrâneo ocidental.

Esta secção tem como principal objectivo a determinação da aceleração máxima horizontal ($a_{máx}$), importantíssima na verificação da estabilidade dos taludes da tomada de água. Para a estimativa do sismo máximo espectável (SME), a aceleração mais elevada corresponde a um sismo de magnitude 6.9 admitindo um segmento der rotura de cerca de 36 km da falha de Moncorvo, a que corresponde um valor de **136 cm^2/s**.

4.4. PROSPECÇÃO MECÂNICA

Tal como foi abordado anteriormente, os trabalhos de reconhecimento e caracterização geológica e geotécnica realizados no local do escalão da Bemposta, foram desenvolvidos em quatro épocas distintas:

- **A primeira**, no âmbito do projecto da barragem e central existentes no final dos anos 50 e início dos 60;
- **A segunda fase**, na segunda metade da década de 70, no âmbito do primeiro estudo do reforço de potência;
- **A terceira**, em 2006, enquadrada na fase de projecto;
- **A última**, desenvolvida ao longo de todo o processo de escavações para a implantação das novas estruturas.

4.4.1. TRINCHEIRAS, GALERIAS E POÇOS DE PROSPECÇÃO

A campanha de prospecção mecânica realizada no final dos anos 50 compreendeu a abertura de trincheiras e de galerias, e resultou no levantamento geológico-geotécnico, envolvendo a identificação e caracterização dos aspectos geológico-estruturais [8] [9].

Em 2006, a EDP realizou uma campanha de prospecção mecânica que consistiu na escavação de poços de prospecção na zona da tomada de água (**1 a 17**), com o intuito de avaliar a espessura e características dos aterros aí existentes, Fig. 4.7.



Fig. 4.7 - Prospecção mecânica – Poços

Estes poços, cuja localização é indicada detalhadamente na figura 4.9, foram escavados até profundidades compreendidas entre 0.5 m (**Poço 17**) e 6.0 m (**Poço 4**), correspondentes ao limite de ripabilidade do terreno ou à capacidade do equipamento utilizado.

Dum modo geral, verificou-se que os aterros existentes na zona da tomada de água eram constituídos por materiais bastante heterogéneos do ponto de vista granulométrico, tendo sido classificados como GW-GM ou GW-GC (com blocos e/ou calhaus e com areia).

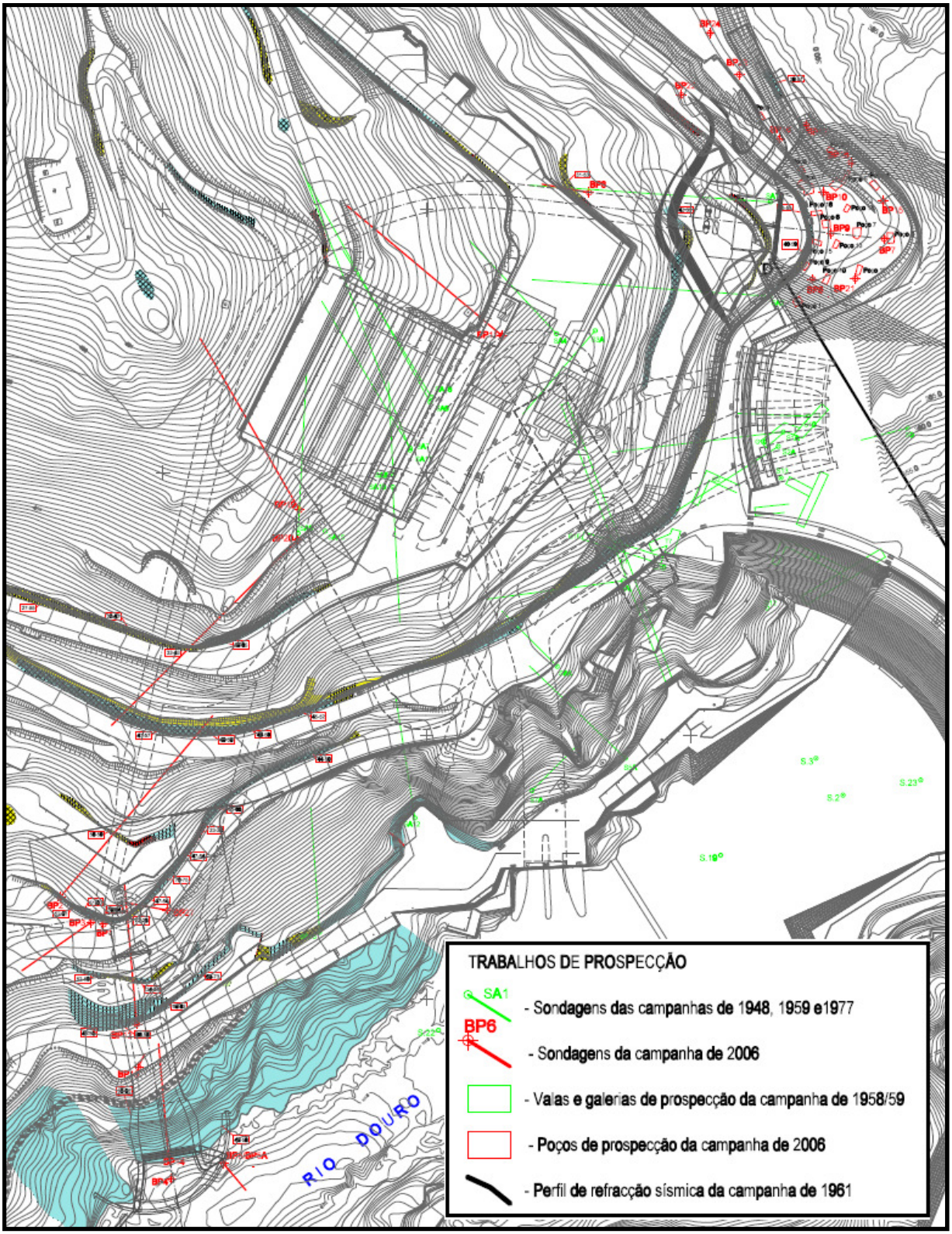


Fig. 4.8 - Caracterização geotécnica do maciço rochoso à superfície e localização dos trabalhos de prospecção – Planta [15]

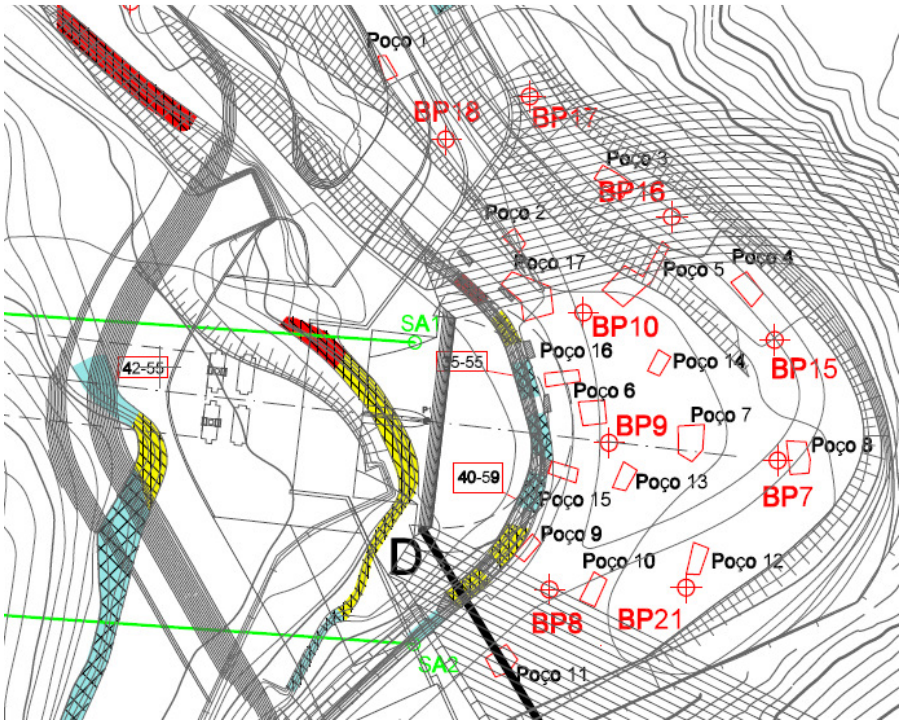


Fig. 4.9 - Caracterização geotécnica do maciço rochoso à superfície e localização dos trabalhos de prospecção, em detalhe na zona da nova tomada de água.

4.4.2. SONDAGENS À ROTAÇÃO COM RECUPERAÇÃO DE TESTEMUNHOS

Em 1976-77, com o objectivo de estabelecer o reconhecimento geológico-geotécnico do local das escavações previstas no anteprojecto do reforço de potência deste escalão, a empresa TECNASOL [16] realizou 13 sondagens (**S.A-i**) à rotação com recuperação contínua de testemunhos, Fig. 4.8.

Todavia, os dados provenientes das sondagens antigas [16], com algumas excepções, não se mostraram suficientes para a elaboração dos zonamentos geológico-geotécnicos de pormenor, imprescindíveis para o projecto e concepção das novas estruturas e escavações a realizar no âmbito do actual projecto.

No entanto, estas sondagens forneceram valiosos elementos base que, em conjunto com os outros trabalhos de reconhecimento e caracterização realizados até então, possibilitaram um conhecimento prévio do maciço rochoso e uma grande utilidade para a tarefa de selecção e posicionamento dos trabalhos de prospecção futuros.

Com particular interesse para o reconhecimento realizado na zona da tomada de água, a sondagem **S.A-1**, permitiu adicionar informação muito relevante aos perfis de zonamento geológico-geotécnico.

Conforme referido anteriormente, entre Agosto e Dezembro de 2006 a TECNASOL FGE [11] procedeu a uma campanha de sondagens, com o intuito de ser pormenorizada a caracterização geológico-geotécnica dos locais da nova central e respectivo circuito hidráulico, consistindo na realização de 26 furos de sondagem, com diâmetro mínimo de 36 mm, (**BPi)** à rotação com recuperação contínua de testemunhos, Fig. 4.8.

Assim, observando a Fig. 4.9, no sentido de proceder à caracterização geológico-geotécnica de pormenor da zona da tomada de água, deu-se especial enfoque:

- Aos **poços 1 a 17**;
- À **sondagem S.A-1**;
- Às **sondagens BP6, BP7, BP8, BP9, BP10, BP15, BP16, BP17, BP18, BP21, BP22, BP23; BP24;**

4.5. ENSAIOS

4.5.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO HIDRÁULICA *IN SITU*

4.5.1.1. Ensaios de absorção de água tipo *Lugeon*

Este ensaio é realizado em maciços rochosos e permite avaliar a sua permeabilidade. O seu procedimento baseia-se em injectar água sob pressão num troço do furo e medir a absorção da água pelo maciço rochoso. O ensaio consiste em realizar vários patamares, de 10 minutos cada, a partir dos quais se vai-se aumentando a pressão de injecção de água, até a um máximo de 1 MPa. A redução da pressão faz-se também pelos mesmos patamares, ao qual em cada patamar registam-se os volumes injectados e, assim obtêm-se gráficos de relação *caudal (absorção) vs pressão* permitindo conhecer o regime de escoamento.

Em homenagem ao geólogo suíço *Maurice Lugeon*, surge a unidade *Lugeon* que corresponde ao valor médio da absorção de 1litro por minuto e por metro de furo, para um patamar de injecção com a duração de 10 minutos em que a pressão de injecção da água se mantém estabilizada no valor de 1 MPa.

A 1 unidade *Lugeon* corresponde um valor de k entre $1x10^{-5}$ e $2x10^{-5}$ cm/s para sondagens de diâmetros entre 5 e 10 cm. A experiência mostrou que para valores de coeficiente de absorção inferiores a uma unidade *Lugeon* é impossível injectar qualquer calda de cimento, pelo que foi considerado que um maciço rochoso é impermeável sempre que a permeabilidade é inferior a 1 *Lugeon*.

Segundo o relatório da campanha de sondagens [11], os ensaios de absorção de água tipo *Lugeon* foram realizados em troços de 5 metros, com 5 patamares de pressão (0.25 – 0.5 – 1.0 – 0.5 – 0.25 MPa) estabilizada durante 10 minutos.

Pretendendo conhecer a variação da permeabilidade com a profundidade, foi determinada a média simples dos valores da mesma para intervalos de 10 metros de profundidade ou cota. Em diversos casos, os valores médios obtidos correspondem a amostras pouco representativas (menos de 6 casos), pelo que foram considerados com as devidas reservas, quadro 4.4.

Na zona da tomada de água as condições de escoamento são muito variáveis, verificando-se a coexistência de muitos casos de elevadas absorções com casos de absorção nula e, em menor percentagem, de casos de escoamento turbulento e de fracturação hidráulica.

O comportamento da secção de escoamento é, também, muito variável, com predominância dos casos indeterminados e, dentro dos determinados, predominam os casos em que se verificou um aumento da secção de escoamento.

Quanto à variação dos valores da permeabilidade, observou-se que esta é muito elevada até cerca de 20 m a partir da superfície, registando-se uma quebra brusca a partir desta profundidade.

Quadro 4.4 - Resultados dos ensaios de permeabilidade do tipo Lugeon (adaptado de [16])

		Nº de ensaios	%
	Caso	43	23,8
Condições de escoamento	**L**	2	4.7
	T	5	11.6
	DF	4	9.3
	LF	1	2.3
	CF	3	7.0
	NA	13	30.2
	PM	15	34.9
Comportamento da secção	**A**	8	18.6
	R	3	7.0
	M	4	9.3
	n.d.	28	65.1

			Média
Permeabilidade (u.L.)	**Profun-didade**	0 – 10 m	67.1
		10 -20 m	62.1
		20 – 30 m	0.9
		30 – 40 m	0.0*
	Cota	420 -410 m	25.0*
		410 – 400 m	6.6*
		400 – 390 m	52.3
		390 – 380 m	81.1
		380 – 370 m	1.0*

Legenda:

L - Regime laminar; **T** - Regime turbulento; **DF** - Abertura de fracturas; **LF** - Lavagem das fracturas; **CF** - Colmatação das fracturas; **AN** - Absorção nula; **PM** - Absorção tão elevada que não foi possível atingir a pressão máxima prevista para o ensaio.
A - Aumento da secção de escoamento; **R** - Redução da secção de escoamento; **M** - Manutenção da secção de escoamento; **n.d.** - Caso não determinado.

Notas:

* - Valor a considerar com muitas reservas, devido ao pequeno número (< 6) de casos observados.

4.5.1.2. Ensaios de tipo *Lefranc*

Conforme o projecto de reforço de potência de Bemposta, a materialização da ensecadeira de montante foi perspectivada aproveitando o maciço rochoso na zona da tomada de água.

Todavia, a existência de um aterro de espessura indeterminada a recobrir o maciço rochoso da zona da tomada de água, tornou necessária a execução de ensaios tipo *Lefranc* para caracterizar esta camada.

Este ensaio é realizado em furos de sondagem e consiste em introduzir ou bombear água numa cavidade de forma fixa, esta situada a uma determinada profundidade do terreno em relação ao qual se pretende conhecer a permeabilidade. Este ensaio pode ser feito com carga hidráulica constante ou variável.

Na campanha de 2006 a TECNASOL FGE [11] realizou 23 ensaios de tipo *Lefranc* com troços de comprimento entre 0.5 e 2.0 m (na sua maioria com 1.0 m), ao qual 20 destes ensaios foram executados a nível constante e 3 a nível variável.

Apresentam-se no quadro seguinte os resultados desses ensaios [11].

Quadro 4.5 - Resultados dos ensaios de absorção de água tipo Lefranc

Sondagem	Profundidade (m)	Permeabilidade k (m/s)	Grau de permeabilidade
BP7	1,0 – 2,0	$2,5 \times 10^{-05}$	Média a baixa
	2,5 – 3,0	$1,9 \times 10^{-03}$	Elevada a média
	3,5 – 4,0	$1,7 \times 10^{-03}$	Elevada a média
	4,0 – 5,0	$1,4 \times 10^{-04}$	Média
BP15	1,0 – 2,0	$1,4 \times 10^{-02}$	Elevada
	2,5 – 3,0	$1,9 \times 10^{-03}$	Elevada a média
BP16	1,0 – 2,0	$4,6 \times 10^{-04}$	Média
	2,0 – 3,0	$2,0 \times 10^{-05}$	Média a baixa
	3,0 – 4,0	$1,5 \times 10^{-05}$	Média a baixa
	4,0 – 5,0	$1,4 \times 10^{-04}$	Média
BP17	1,35 – 2,0	$3,0 \times 10^{-04}$	Média
	2,0 – 3,0	$4,8 \times 10^{-04}$	Média
BP18	1,0 – 2,0	$3,0 \times 10^{-05}$	Média
BP21	1,5 – 2,0	$5,7 \times 10^{-01}$	Muito elevada
	2,0 – 3,0	$2,0 \times 10^{-02}$	Elevada
	3,0 – 4,0	$2,0 \times 10^{-02}$	Elevada
	4,0 – 5,0	$1,1 \times 10^{-03}$	Elevada
BP22	1,0 – 3,0	$3,0 \times 10^{-04}$	Média
BP23	1,0 – 3,0	$4,8 \times 10^{-05}$	Média
BP24	1,0 – 3,0	$2,0 \times 10^{-07}$	Baixa
	3,0 – 5,0	$3,5 \times 10^{-05}$	Média
	5,0 – 7,0	$5,0 \times 10^{-06}$	Baixa
	7,0 – 9,7	$5,5 \times 10^{-04}$	Média

Observando os resultados anteriores, verificou-se que este aterro apresenta uma permeabilidade bastante variável, desde baixa a muito elevada, deixando antever uma grande heterogeneidade e diferentes graus de compactação destes materiais. Observou-se que os valores mais elevados se localizam na zona da sondagem **BP21** e os mais baixos junto à sondagem **BP24**.

4.5.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA

Com o objectivo de caracterizar o maciço rochoso, relativamente às suas propriedades geomecânicas, foram realizados pelo LNEC e em duas épocas distintas, a primeira em 1959-60, no âmbito do projecto da barragem e central e a segunda, em finais de 2006 [12], no âmbito do projecto de reforço de potência, os seguintes ensaios:

- Ensaios *in situ;*
- Ensaios laboratoriais.

Os ensaios *in situ* tiveram como principal intuito a determinação do estado de tensão e deformabilidade (ensaios dilatométricos, com almofadas planas e com macacos hidráulicos) do maciço rochoso. Por outro lado, os ensaios laboratoriais tiveram como objectivo a caracterização mecânica do material rochoso e das descontinuidades, através da determinação da resistência à compressão, deformabilidade, resistência à tracção e resistência ao deslizamento das diaclases.

Assim, face à importância das obras a construir para a concepção do reforço de potência do escalão de Bemposta, os ensaios desenvolvidos pelo LNEC dão especialmente enfoque à caracterização do maciço rochoso na zona da nova central.

Todavia, e face à semelhança geológico-geotécnica do maciço rochoso, formações de granito gnáissico e migmatito, presente na zona da nova central e da tomada de água, entendeu-se analisar cuidadosamente os ensaios desenvolvidos [12], estabelecendo-se uma analogia geotécnica entre as duas zonas.

4.5.2.1. Ensaios *in situ*

Tal como foi anteriormente referido, estes ensaios tiveram como objectivo a determinação da deformabilidade e do estado de tensão do maciço rochoso. Os ensaios utilizados para esta caracterização foram os seguintes:

- Ensaios com **macacos hidráulicos**;
- Ensaios executados com o dilatómetro **BHD** (BoreHole Dilatometer);
- Ensaios com defórmetro tridimensional (**STT)**;

A localização dos furos de sondagem e das galerias de prospecção na zona da nova central, alvo de ensaios *in situ* por parte do LNEC [10] está indicada na Fig 4.9.

Ensaios com macacos hidráulicos **[17] [18]**

O LNEC efectuou ensaios com **macacos hidráulicos,** tendo em vista a determinação da deformabilidade *in situ*, sendo realizados em diversas galerias na campanha de prospecção de 1959-60, escavadas em migmatito a várias cotas, no maciço de fundação da barragem de Bemposta.

Os ensaios de deformabilidade *in situ* foram realizados em duas galerias da margem direita, Fig. 4.8, e em três, na margem esquerda.

Os valores médios do módulo de elasticidade obtidos através destes ensaios nas galerias da margem direita, próximas da actual tomada de água, foram os que abaixo resumidamente se indicam [17] [18]:

- **Galeria G2** : 7.900 e 53.100 kg/cm2 (0,8 e 5,2 GPa);
- **Galeria G4** : 70.300 e 522.500 kg/cm2 (6,9 e 51,2 GPa);

Nos relatórios [14] [15] são apresentados os resultados dos ensaios realizados em 7 locais na margem esquerda, distribuídos pelas galerias G5, G6A e G7A. Os resultados obtidos são abaixo, resumidamente indicados:

- **Galeria G5 :** 21.000 a 141.000 kg/cm2 (2,1 e 13,8 GPa);
- **Galeria G6A** : 9.400 a 34.700 kg/cm2 (0,9 a 3,4 GPa);
- **Galeria G7A** : 20.000 a 48.100 kg/cm2 (2 a 4,7 GPa).

Encontra-se na secção A1.1 dos anexos a descrição pormenorizada deste ensaio.

Ensaios de dilatómetro BHD **[12]**

Os ensaios foram executados com o dilatómetro desenvolvido pelo LNEC [12], designado por **BHD** (BoreHole Dilatometer). Este equipamento foi projectado para a determinação da deformabilidade de zonas de maciços rochosos a que só é possível aceder por intermédio de furos de sondagem.

Este método é muito vantajoso já que utiliza os furos de sondagem, permitindo alcançar locais de acesso difícil e, também, realizar um zonamento em termos de deformabilidade numa fase de caracterização geotécnica, possibilitando, assim, um estudo mais pormenorizado das zonas críticas.

Encontra-se na secção A1.1 dos anexos a descrição pormenorizada deste ensaio.

Realizaram-se 19 ensaios de dilatómetro nos furos **BP1**, **BP2**, **BP3** e **BP27** todos localizados na zona onde se encontra projectada a nova central. As profundidades dos ensaios permitiram amostrar o maciço de granito gnáissico bem como as intercalações de pegmatitos e migmatitos ocorrentes, e portanto, formações semelhantes à zona da nova tomada de água.

Após a realização dos ensaios dilatométricos, em furos de sondagem de diâmetro cerca de 76 mm, obtiveram-se para o maciço um **módulo dilatométrico médio** de **6 GPa**, Quadro A1.1.

Ensaios com defórmetro tridimensional (STT) **[12]**

Foram executados 5 ensaios de determinação do estado de tensão com defórmetro tridimensional (**STT**) em furos relativamente curtos (menos de 20 m), realizados numa das galerias que serviram de acesso durante a fase de construção da central da barragem já existente.

Os ensaios **STT** [12] permitem a determinação do estado de tensão completo, tridimensional, por meio de uma técnica de sobrecarotagem dentro de furos de sondagem, encontrando-se a descrição pormenorizada na secção A1.1 dos anexos.

A análise global dos resultados baseou-se na modelação de uma secção do maciço, na zona da nova central, aproximadamente transversal ao eixo do rio que determina o estado de tensão como o que resulta da topografia actual do terreno e do efeito da escavação da galeria.

Com base no modelo desenvolvido foi possível estimar o estado de tensão do maciço na zona da nova central. Na figura seguinte, apresenta-se, para as diversas cotas ao longo do eixo do poço da central, as relações entre os valores estimados das tensões horizontais σ_x, vertical σ_y e tensão normal ao plano σ_z.

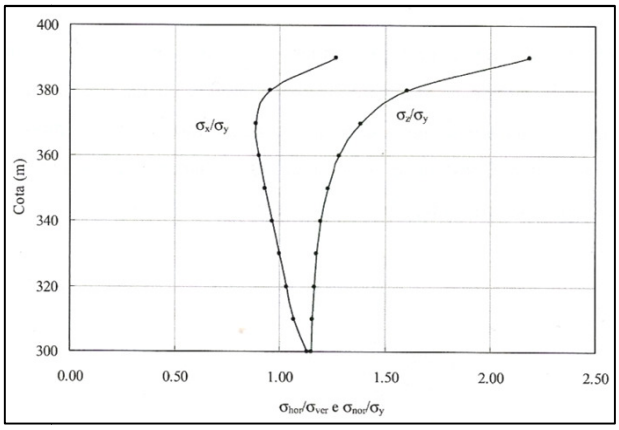


Fig. 4.10 - Relações entre as tensões horizontais e normais e a tensão vertical [12]

Apresentam-se na Fig. 4.11 a representação das tensões verticais e normais no plano perpendicular ao modelo na zona da nova central.

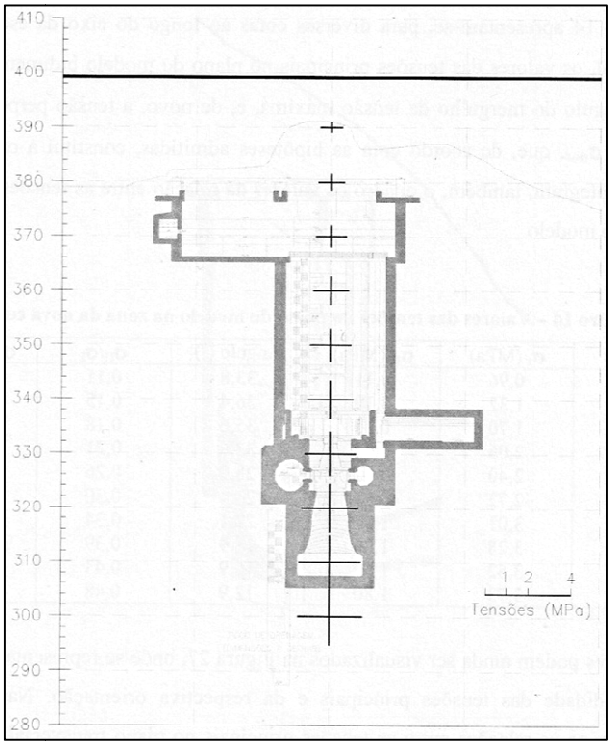


Fig. 4.11 - Tensões verticais e normais no plano perpendicular ao modelo [12]

As figuras permitem verificar que, após a zona mais superficial do maciço, a relação entre a tensão horizontal, no plano do modelo da central, e a tensão vertical é aproximadamente unitária e que a relação entre a tensão horizontal perpendicular ao plano do modelo e a tensão vertical é cerca de 1.2.

Todavia, a zona onde se insere a nova tomada de água localiza-se entre as cotas 430 e 371, o que deixa antever que as relações σ_h/σ_v no plano paralelo ao da nova central variem de 0.9 a 1.3 e σ_z/σ_v, perpendicular ao plano do modelo, situem-se entre 1.2 e 2.2, aproximadamente.

4.5.2.2. Ensaios Laboratoriais

Em semelhança aos ensaios *in situ* atrás descritos, foram também realizados pelo LNEC [12] [17] [18] diversos ensaios laboratoriais sobre amostras de testemunhos de sondagens, com o objectivo de obter elementos de base acerca das características mecânicas do material rochoso e das descontinuidades que cortam os locais de fundação das estruturas a construir.

Os ensaios utilizados para esta caracterização mecânica do material rochoso foram os seguintes:

- Ensaios de **diaclases**;
- Ensaios de **compressão uniaxial**;
- Ensaios de **compressão diametral**;
- Ensaios de **compressão triaxial**.

***Ensaios de Diaclases* [12]**

De facto, tornou-se necessário o conhecimento do comportamento mecânico das diaclases, no sentido de efectuar uma análise cuidada das potenciais situações de instabilidade nos taludes rochosos. Assim, e face à semelhança geológica - geotécnica da nova central com a zona da tomada de água, recorreu-se aos ensaios de caracterização geomecânica, efectuados pelo LNEC [12], permitindo o conhecimento das propriedades resistentes das diaclases.

Os provetes para os ensaios de diaclases foram preparados a partir de amostras extraídas de diversos furos de sondagem localizados na zona da nova central: **BP1**, **BP2**, **BP3**, **BP12** e **BP27**.

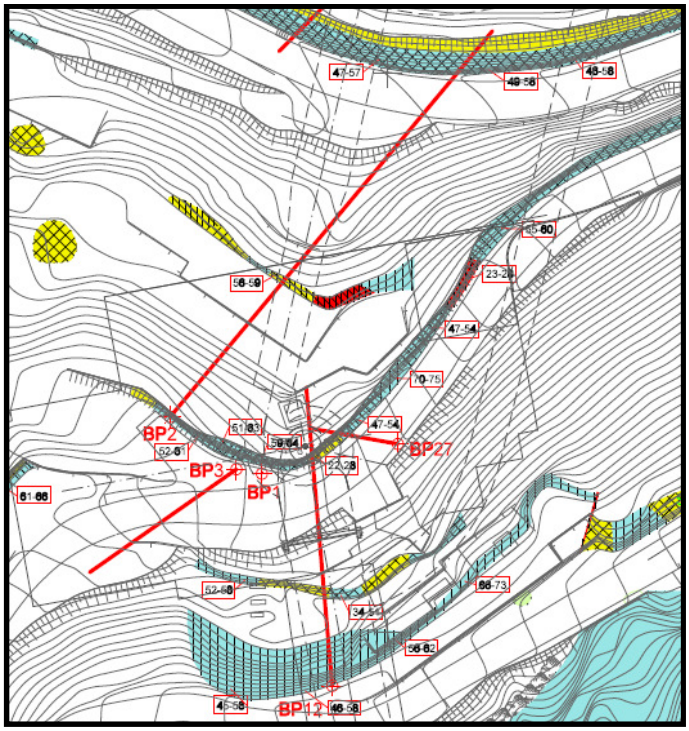


Fig. 4.12 - Localização dos provetes de diaclases – zona da central

Quadro 4.6 - Características dos provetes de diaclases

Provete	Furo	Prof. (m)
D1	BP1	26.30
D2	BP12	10.40
D3	BP12	11.00
D4	BP12	23.55
D5	BP3	20.60
D6	BP3	29.60
D7	BP3	37.30
D8	BP3	47.50
D9	BP2	0.60
D10	BP2	14.00
D11	BP2	14.60
D12	BP2	27.00
D13	BP2	37.10
D14	BP2	34.10
D15	BP27	39.00
D16	BP27	37.00
D17	BP27	16.10
D18	BP27	31.00

Assim, no sentido de determinar a resistência ao deslizamento das diaclases, analisou-se os gráficos de tensão tangencial *vs* deslocamento tangencial sob quatro tensões normais de 0.4, 0.8, 1.6 e 3.2 MPa, obtidos no ensaio de corte directo.

Para descrever o comportamento tangencial foi adoptado um modelo tipo elásto-plástico com uma rigidez tangencial independente da tensão normal e, para analisar a sua resistência tangencial, um modelo linear de *Coulomb*, descrito em termos de coesão aparente **c** e ângulo de atrito ϕ. Neste sentido, o quadro 4.7 apresenta os parâmetros de resistência característicos das diaclases para os provetes recolhidos na zona da nova central.

Quadro 4.7 - Parâmetros de resistência característicos das diaclases

Provete	c (MPa)	ϕ (°)
D1	0.194	37.9
D2	0.113	33.7
D3	0.139	34.3
D4	0.165	25.6
D5	0.118	30.1
D6	0.094	32.9
D7	0.037	29.8
D8	-0.01	34.4
D9	0.076	37.1
D10	0.222	33.2
D11	0.08	32.7
D12	0.194	27.2
D13	0.036	29.9
D14	0.018	31.2
D15	0.105	29.2
D16	0.081	40.6
D17	0.153	36.6
D18	0.022	30.4
Média	0.102	32.6
Mediana	0.010	32.8

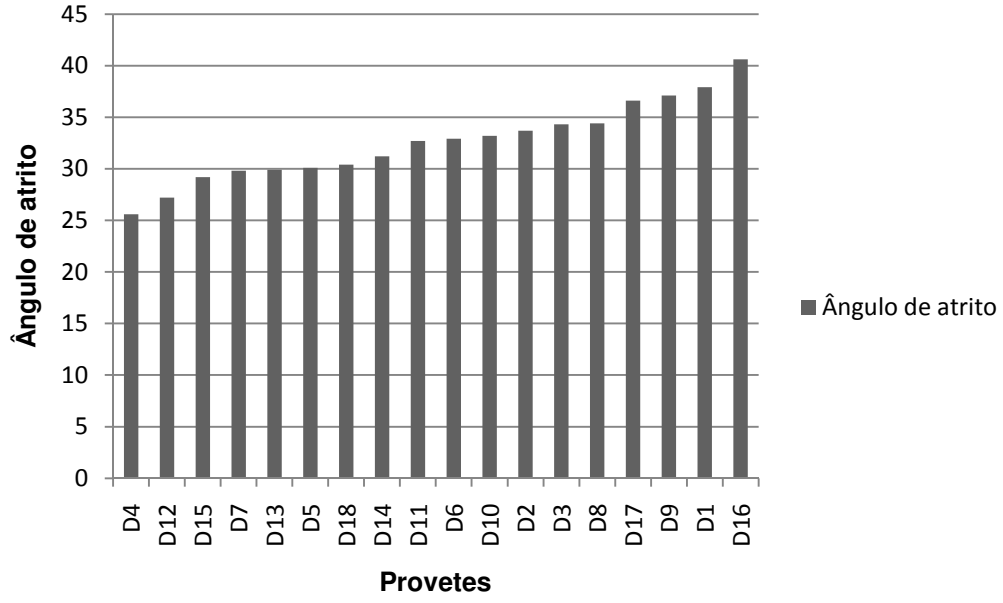


Fig. 4.13 - Histograma do ângulo de atrito das diaclases

Efectuando a análise estatística dos resultados dos ensaios, obtém-se como valor médio da **coesão 102 kPa** e como valor médio do **ângulo de atrito 32.60º**.

Na Figura 4.14 é apresentada uma fotografia de uma das diaclases ensaiadas, nas quais se pode observar os encabeçamentos em argamassa de cimento, que possuem um comprimento de 15 cm e que permitem ter uma noção da dimensão longitudinal e transversal dos provetes.



Fig. 4.14 - Fotografia de uma das diaclases ensaiadas – Provete [12]

***Ensaios de Compressão Uniaxial* [12]**

Os ensaios de compressão uniaxial do material rochoso permitem a caracterização dos parâmetros de resistência, sendo executados numa prensa e ao qual recorrem a equipamentos de leitura para a medição das tensões e deformações.

Os ensaios foram realizados em 41 provetes cilíndricos obtidos de tarolos das sondagens **BP1**, **BP2**, **BP3**; **BP6**, **BP7**, **BP9**, **BP11**, **BP12**, **BP19** e **BP20**.

O plano dos ensaios previa a realização de 3 ciclos de carga - descarga idênticos até uma tensão máxima de 25 MPa. Após os ciclos, os provetes foram sujeitos a um ciclo final de carga crescente até ser atingida a rotura. Na fase dos ciclos de carga – descarga foram determinados os parâmetros de deformabilidade (módulos de elasticidade **E** e coeficiente de *Poisson* **ν**) e, no ciclo final, foi obtida a tensão de rotura $\boldsymbol{\sigma_c}$.

Dando importância máxima aos provetes constituídos por formações de migmatito, pois é este tipo de formação que fundamentalmente ocorre na zona da nova tomada de água, apenas se torna relevante a análise dos provetes retirados das sondagens **BP6, BP7, BP9, BP11, BP19 e BP20.**

No caso destes provetes de migmatito, a existência de uma direcção preferencial (perpendicular à xistosidade) provoca anisotropia na deformabilidade e resistência.

O Quadro 4.8 apresenta os resultados dos ensaios de compressão uniaxial, onde se salientam o ângulo **β** entre os planos de xistosidade e o plano normal ao eixo do provete e os dois coeficientes de ***Poisson***.

Quadro 4.8 - Resultados dos ensaios de compressão uniaxial de provetes de granito [12]

Provete	**β** (º)	**E** (GPa)	$\mathbf{v_x}$	$\mathbf{v_y}$	$\boldsymbol{\sigma_c}$ (MPa)
374	75	39.5	0.11	0.11	38.4
375	25	22.4	0.11	0.16	53.2
376	50	16.2	0.11	0.07	26.3
377	55	17.3	0.21	0.22	23.8
378	65	-	-	-	-
379	90	70.7	0.27	0.19	90.4
380	70	44.1	0.14	0.15	51.0
381	75	51.7	0.36	0.16	47.7
382	65	47.7	0.23	0.17	58.6
383	90	68.0	0.25	0.08	85.8
384	70	58.8	0.11	0.16	54.9
385	45	40.9	0.24	0.16	42.4
386	70	-	-	-	22.1
387	60	-	-	-	20.8
388	35	28.6	0.05	0.22	21.4
389	15	20.5	0.11	0.09	56.6

Na figura seguinte, apresentam-se a relação entre a tensão de rotura e o módulo de elasticidade para os provetes de migmatito.

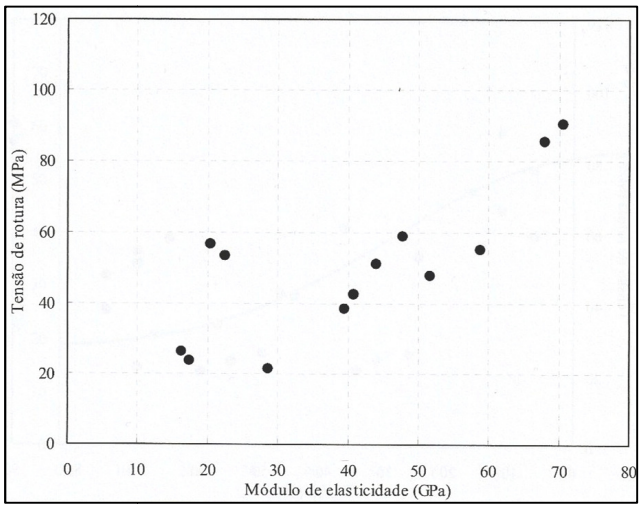


Fig. 4.15 - Relação entre a tensão de rotura e o módulo de elasticidade [12]

Face ao carácter anisotrópico do migmatito, representa-se na Fig. 4.16 o gráfico relacionando a tensão de rotura e a direcção (ângulo β).

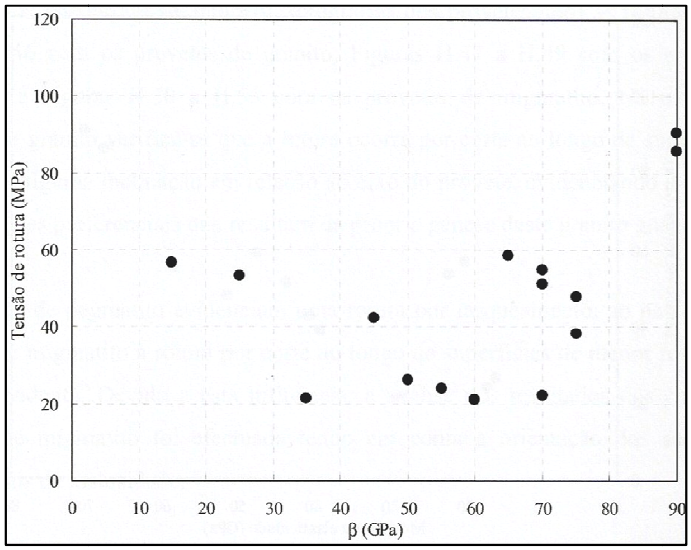


Fig. 4.16 - Variação da tensão de rotura com a direcção [12]

A determinação dos parâmetros de deformabilidade foi efectuada, considerando o migmatito como um material transverso – isotrópico, por uma aproximação não - linear, ignorando os ensaios com β igual a 50º e 55º. A partir dos valores resultantes, construiu-se o seguinte gráfico de variação do módulo de elasticidade com a direcção, que pode ser observado na Fig. 4.17.

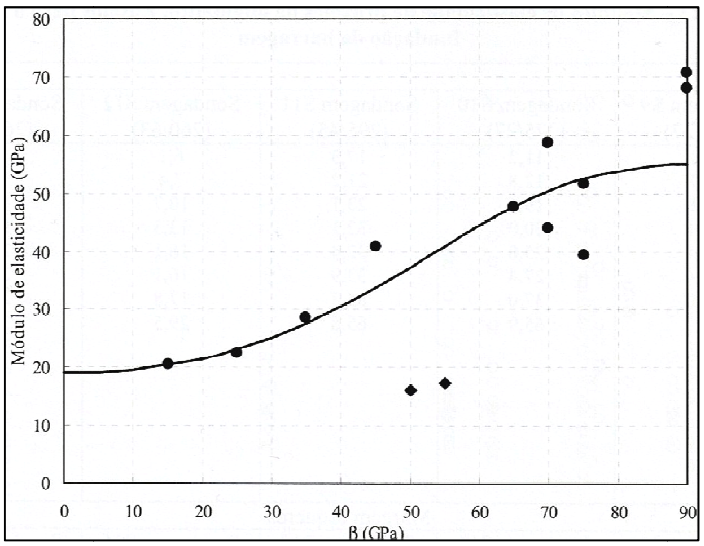


Fig. 4.17 - Variação do módulo de elasticidade com a direcção [12]

Em suma, nos ensaios de compressão uniaxial destes provetes foi considerado um comportamento transverso – isotrópico, que conduziu a um **módulo de elasticidade de 55 GPa** para a direcção paralela aos planos de xistosidade e de **19 GPa** para a direcção perpendicular à xistosidade.

A **resistência à compressão uniaxial** apresentou igualmente valores influenciados pela orientação de aplicação da tensão em relação à xistosidade, que variam entre cerca de **20** e **90 MPa**.

Para efeitos de cálculo, em termos médios, a resistência à compressão uniaxial σ_c do material rochoso de migmatito, considerou-se de **50 MPa**.

Ensaios de Compressão Diametral **[12]**

Os ensaios de compressão diametral permitem a determinação da tensão de rotura à tracção, σ_t, sendo realizados sobre amostras recolhidas de tarolos de sondagens.

A tensão de rotura à tracção σ_t é determinada a partir da força de rotura F_t, do diâmetro **D** e da espessura do provete **e**, através da seguinte equação:

$$\sigma_t = \frac{2}{\pi}\frac{F_t}{De} \tag{4.1}$$

Os provetes para estes ensaios foram obtidos por corte dos mesmos tarolos de sondagem dos quais foram obtidos os provetes para os ensaios de compressão simples. Foram ensaiados 61 provetes de migmatito (35 ensaios normais à xistosidade e 26 paralelamente à xistosidade), ao qual se verificou que as diferenças nos resultados não são tão significativas: σ_t médio de **6.8 MPa** segundo a **direcção normal à xistosidade** e de **5.1 MPa** segundo a **direcção paralela.**

Ensaios de Compressão Triaxial **[12]**

Com o intuito de estudar o comportamento do material rocha sob acção de estados de tensão triaxiais e determinar a sua envolvente de rotura, foram utilizados conjuntos de provetes de granito e de migmatito para ensaios de compressão triaxial sob várias tensões de confinamento incluindo confinamento nulo (ensaio de compressão simples) e, ainda, ensaios de compressão diametral.

Ensaiaram-se os provetes com 4 tensões de confinamento diferentes (0.5, 1.0, 2.0 e 5.0), que cobrem a gama de tensões previsíveis para as estruturas a construir para o reforço de potência.

Ensaiaram-se 65 provetes obtidos por carotagem de tarolos das sondagens **BP1**, **BP2**, **BP3**, **BP6**, **BP9**, **BP11**, **BP19**, **BP20 e BP27**. Como a zona da tomada de água é essencialmente constituída por formações de migmatito, procedeu-se apenas à análise de 34 provetes retirados dessa formação rochosa (**BP6**, **BP9**, **BP11**, **BP19**, **BP20** e **BP27**).

Assim, para estes provetes, no caso do **critério de Coulomb**[1], os valores determinados foram de **7.3 MPa** para c_r e de **44.1º** para ϕ_r, e no caso do **critério de Hoek-Brown**[2], de **12.6** para **m** e de **34.3 MPa** para σ_c.

Em suma, os parâmetros determinados são coerentes com os restantes resultados dos ensaios, nomeadamente os ensaios de compressão simples.

Por outro lado, com a finalidade de prolongar as envolventes de rotura determinadas com base nos ensaios de compressão triaxiais, foram também determinados os valores da resistência à tracção do migmatito a partir dos resultados de compressão diametral de provetes obtidos a partir das mesmas amostras que serviram para os ensaios triaxiais. Deste modo, e com especial atenção à aplicação da

[1] **Critério de Coulomb**: $\sigma_1 = \frac{1+\sin\phi_r}{1-\sin\phi_r}\sigma_3 + c_r\frac{2\cos\phi_r}{1-\sin\phi_r}$

[2] **Critério de Hoek-Brown**: $\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c\sqrt{m\frac{\sigma_3}{\sigma_c}+1}$

força o mais paralela possível com os planos de xistosidade, estes ensaios forneceram um valor de resistência à tracção, σ_t, de **5.4 MPa**, muito semelhante ao valor determinado para os outros ensaios de compressão diametral (5.1MPa).

Ensaios de Ultra-Sons **[12]**

Foram realizados ensaios de medição das velocidades de ultra-sons **(V_L e V_T)** em todos os provetes dos ensaios de compressão simples e de compressão triaxial.

Estes ensaios permitem a determinação do módulo de elasticidade dinâmico E_{din} e do coeficiente de *Poisson* υ_{din}, cuja pormenorização encontra-se em anexo na secção A1.2.

Em termos globais, verificou-se que nos provetes de migmatito os valores médios de V_L e V_T, respectivamente, são de **4800** e **2800 m/s**, sendo assim, obteve-se um módulo de elasticidade dinâmico E_{din} e um coeficiente de *Poisson* υ_{din} de, respectivamente, **52.6 GPa** e **0.24**.

4.5.2.3. Síntese dos resultados obtidos

Apresenta-se no quadro seguinte os valores médios dos parâmetros determinados nos ensaios *in situ* e laboratoriais.

Quadro 4.9 - Resultados dos ensaios in situ e laboratoriais

Ensaios BHD	**E** (GPa)			
(19 ensaios)	6			
Ensaios STT	σ_h/σ_v	σ_z/σ_v		
(5 ensaios)	0.9 a 1.3	1.2 a 2.2		
Ensaios com macacos hidráulicos	**E** (GPa)			
	0.8 a 51.2			
Ensaios de diaclases	**ϕ** (º)	**c** (MPa)		
(18 ensaios)	32.6	0.102		
Ensaios de compressão uniaxial (16 ensaios)	**E** (GPa)	σ_c (MPa)	$\sigma_{c,\ médio}$ (MPa)	
	19 a 55	20 a 90	50	
Ensaios de compressão diametral normais à xistosidade (35 ensaios)	σ_t (MPa)			
	6.8			
Ensaios de compressão diametral paralela à xistosidade (26 ensaios)	σ_t (MPa)			
	5.1			
Ensaios de compressão triaxial	**m**	σ_c (MPa)	c_r (MPa)	ϕ_r (º)
(34 ensaios)	13	34	7.3	44
Velocidade de propagação de ultra-sons	V_L (m/s)	V_T (m/s)	E_{din} (GPa)	υ_{din}
	4500	2800	52.6	0.24

4.6. SISTEMAS DE CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS

Em 1972 e 1975, foram criados dois grupos de trabalho, Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM) e Associação Internacional de Geologia de Engenharia (IAEG), com o intuito de criar sistemas de classificação normalizados de modo a serem utilizados internacionalmente. Assim, o caminho foi a normalização de sistemas que pudessem ser seguidos por todos para que não houvesse incoerências nem subjectividade exacerbada na interpretação dos problemas com que o engenheiro se depara.

De facto, a qualidade do maciço rochoso está depende do seu estado de alteração e fracturação. Estes dois parâmetros são avaliados separadamente, propondo uma primeira análise ao maciço, não sendo de todo, suficiente para o classificar mas sim permitir estimar o seu índice de qualidade.

Estes dois critérios são apresentados nos quadros seguintes.

Quadro 4.10 - Estado de alteração da rocha [19]

Simbologia	Designação	Características
W1	Rocha sã	Não são visíveis quaisquer sinais de alteração
W2	Rocha ligeiramente alterada	Sinais de alteração apenas nos planos e bordos das descontinuidades
W3	Rocha alterada	Alteração visível em todo o maciço rochoso mas a rocha não é friável
W4	Rocha muito alterada	Alteração visível em todo o maciço rochoso mas a rocha é parcialmente friável
W5	Rocha decomposta	O maciço apresenta-se completamente friável (comportamento de solo)

Quadro 4.11 - Grau de fracturação da rocha [19]

Simbologia	Designação	Espaçamento (m)
F1	Fracturas muito afastadas	>2.00
F2	Fracturas afastadas	0.6 – 2.00
F3	Fracturas medianamente afastadas	0.2 – 0.60
F4	Fracturas próximas	0.06 – 0.20
F5	Fracturas muito próximas	<0.06

Considerando um só parâmetro e de uma forma quantitativa, refere-se a classificação de Deere [20] baseada no índice RQD (*Rock Quality Designation*), onde o autor propõe uma relação entre o valor do RQD e a qualidade da rocha, quadro 4.12.

Quadro 4.12 - Obtenção do valor de RQD [20]

RQD	Qualidade da rocha
<25	Muito má
25-50	Má
50-75	Razoável
75-90	Boa
90-100	Muito boa

Esta classificação apresenta bastantes limitações, já que não tem em conta vários cenários possíveis que influenciam o comportamento do maciço rochoso. Apesar disto, é útil e é usado como base para a caracterização do maciço em sistemas mais completos e complexos.

Os sistemas mais utilizados são o sistema RMR (Bieniawski) [21], sistema Q (Barton) [22] e o GSI (Hoek) [23]. As vantagens destes sistemas são, de facto, de apresentarem uma alargada e bem estudada base de dados de casos de obra e ainda cuja aplicação seja relativamente fácil.

O sistema GSI desenvolvido por Hoek em 1994 [23], que permite, a partir da determinação de índices geomecânicos obtidos pelos sistemas RMR ou Q, a obtenção de parâmetros para o critério de resistência do maciço rochoso.

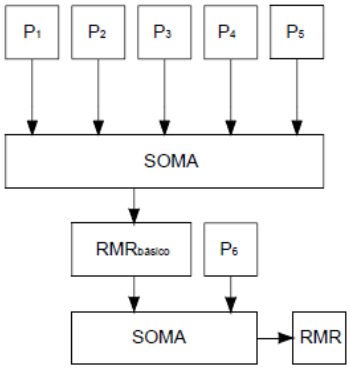
Genericamente, estes sistemas consideravam, entre outros, os seguintes parâmetros [24]:

- Resistência da rocha ou do maciço rochoso;
- Espaçamento das descontinuidades;
- RQD;
- Condição das descontinuidades;
- Orientação das descontinuidades;
- Presença da água.

No estudo do zonamento geológico-geotécnico foram apenas utilizados os sistemas RMR e o GSI.

4.6.1. SISTEMA RMR (Bieniawski)

O sistema RMR é um dos mais utilizados para a classificação de maciços rochosos [21]. Baseia-se na consideração de seis parâmetros geológico-geotécnicos, aos quais se atribuem pesos relativos. O resultado do índice RMR para um determinado maciço pode variar entre 0 e 100 e é obtido através da soma algébrica dos pesos referidos, como se ilustra na figura seguinte.



Parâmetros considerados

P1: Resistência à compressão uniaxial do material rochoso
P2: Índice de qualidade RQD
P3: Espaçamento das descontinuidades
P4: Condições das descontinuidades
P5: Condições das águas subterrâneas
P6: Orientação das descontinuidades

Fig. 4.18 - Representação gráfica da obtenção do valor de RMR (adaptado de [25])

Quadro 4.1: Aplicação do sistema RMR [20]

A – Parâmetros de classificação e seus pesos									
Parâmetro			Intervalo de variação dos valores						
P1	Resistência do material rochoso intacto	Point-load	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Para este intervalo é aconselhável utilizar o ensaio de resistência à compressão uniaxial		
		Res. Comp. uniaxial	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1 MPa
	Peso		15	12	7	4	2	1	0
P2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	Peso		20	17	13	8	3		
P3	Espaçamento das descontinuidades		>2 m	0.6-2.0m	200-600mm	60-200mm	<60mm		
	Peso		20	15	10	8	5		
P4	Condições das decontinuidades (ver E)		Superfícies muito rugosas Não continuas Nenhuma separação Superfície de rocha inalterada	Superfícies ligeira/ rugosas Separação <1mm Superfície de rocha ligeira/ alterada	Superfícies ligeira/ rugosas Separação <1mm Superfície de rocha muito alterada	Superfícies lisas ou enchimento c/ espessura < 5mm ou Separação 1-5mm continua	enchimento mole com espessura >5mm ou separação >5mm continua		
	Peso		30	25	20	10	0		
P5	Águas subterrâneas	Caudal por 10m de túnel (l/m)	Nenhum	<10	10-25	25-125	>125		
		(Pressão água nas diaclases/ tensão principal máxima)	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		Condições gerais	Completa/ seco	Ligeira/ Húmido	Húmido	Gotejando	Fluindo		
	Peso		15	10	7	4	0		

B. Ajuste dos pesos devido à orientação das descontinuidades (ver F)						
		Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito Desfavorável
P6	Túneis e minas	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	

C. Classe do maciço rochoso determinado através da soma dos pesos parciais					
Peso	100-81	80-61	60-41	40-21	<21
Número da classe	I	II	III	IV	V
Descrição	Rocha muito boa	Rocha boa	Rocha razoável	Rocha má	Rocha muito má

D. Significado das classes das rochas					
Número da classe	I	II	III	IV	V
Tempo médio de auto-sustentação	20 anos para um vão de 15m	1 ano para um vão de 10m	1 semana para um vão de 5m	10 horas para um vão 2.5m	30 minutos para um vão de 1m
Coesão do maciço rochoso (kPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Ângulo de atrito do maciço rochoso (°)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

E. Orientações para a classificação das condições das descontinuidades					
Comprimento da descontinuidade (persistência)	<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m
Peso	6	4	2	1	0
Separação (abertura)	Nenhuma	<0.1mm	0.1-1.0mm	1-5mm	>5mm
Peso	6	5	4	1	0
Rugosidade	Muito rugoso	Rugoso	Ligeira/ rugoso	Macio	Liso
Peso	6	5	3	1	0
Enchimento	Nenhum	Enchimento duro <5mm	Enchimento duro >5mm	Enchimento mole <5mm	Enchimento mole >5mm
Peso	6	4	2	2	0
Alteração	Inalterado	Ligeira/ alterado	Moderada/ alterado	Muito alterado	Decomposto
Peso	6	5	3	1	0

F. Efeito da orientação da direcção e da inclinação das descontinuidades em túneis			
Direcção perpendicular ao eixo do túnel		Direcção paralela ao eixo do túnel	
Escavar c/ o mergulho – Inclinação 45-90°	Escavar c/ o mergulho – Inclinação 20-45°	Mergulho 45-90°	Mergulho 20-45°
Muito favorável	Favorável	Muito favorável	Razoável
Escavar contra o mergulho – Inclinação 45-90°	Escavar contra o mergulho – Inclinação 20-45°	Mergulho 0-20 Independente da direcção	
Razoável	Desfavorável	Razoável	

Quadro 4.13 - Classes RMR [20]

Bieniawski		
RMR	**Designação**	**Classe**
0 - 20	Muito má	V
21 - 40	Má	IV
41 – 60	Média	III
61 – 80	Boa	II
81 - 100	Muito Boa	I

Por fim, apresentam-se as correlações entre o valor do RMR e o módulo de deformabilidade do maciço rochoso (E_M), apresentadas por Serafim e Pereira (1983), Bieniawski (1978) e Hoek e Brown (1997):

Quadro 4.14 - Estimativa do módulo de deformabilidade a partir do sistema RMR

Serafim e Pereira	$\mathrm{E_M\ (GPa)} = 10^{\left(\frac{\mathrm{RMR}-10}{40}\right)}$
Bieniawski	$\mathrm{E_M(GPa)} = 2.\mathrm{RMR} - 100 \quad (\mathrm{RMR} > 50) \mathrm{e}\ \sigma_c > 100MPa$
Hoeck e Brown	$\mathrm{E_M(GPa)} = \frac{\sqrt{\sigma_c}}{10}.10^{\frac{\mathrm{RMR}-10}{40}}$

4.6.2. SISTEMA GSI (HOEK)

Sendo patente que os maciços rochosos são constituídos por uma complexa matriz rochosa e superfícies de descontinuidades que o compartimentam, a estimativa da sua resistência, pode ser determinada através de métodos empíricos, tais como, o método de Hoek e Brown. Todavia, os ensaios *in situ* e em laboratório apresentam um papel relevante nesta quantificação.

O critério de cedência de Hoek-Brown baseia-se em dados experimentais e bases teóricas da mecânica das fracturas das rochas, sendo actualmente definido pela equação 4.3 [26].

$$\sigma_1{}' = \sigma_3{}' + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3{}'}{\sigma_c} + s \right)^a \tag{4.3}$$

Nesta equação, $\boldsymbol{\sigma_1{}'}$e $\boldsymbol{\sigma_3{}'}$ são, respectivamente, as tensões principais efectivas máxima e mínima, $\mathbf{m_b}$ é a constante de Hoek-Brown e que é deduzido do parâmetro $\mathbf{m_i}$ (parâmetro das rochas intactas Fig. 4.19), **s** e **a** são parâmetros que dependem das características do maciço rochoso e $\boldsymbol{\sigma_c}$ é a resistência à compressão uniaxial.

Para a determinação dos parâmetros constantes da equação, Hoek (1994) apresentou um sistema de classificação denominado por GSI (Geological Strength Index) que fornece um parâmetro geotécnico que varia entre 0 e 100. Este sistema baseia-se no conceito que a resistência de um maciço rochoso, não depende apenas das características da rocha intacta, mas também na liberdade de que os blocos rochosos têm em rodar ou escorregar em diferentes condições de tensão.

À excepção de maciços rochosos de muito má qualidade, 21 ≤ RMR ≤ 40, o valor do GSI de um maciço pode ser estimado através de correlações com outros sistemas de classificação, enunciados anteriormente, e apresentada na seguinte equação.

$$GSI = RMR - 5 \tag{4.4}$$

Em alternativa, o parâmetro GSI, pode ser determinado recorrendo à Fig 4.20. Após ser definido o valor de GSI, é então possível determinar os parâmetros do critério de rotura de Hoek-Brown a partir das seguintes relações [25]

$$m_b = m_i . e^{\frac{GSI-100}{28-14D}} \tag{4.5}$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}} \tag{4.6}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}}\right) \tag{4.7}$$

$$\sigma_c = \sigma_{ci} . s^a \tag{4.8}$$

onde **D** é um factor que depende do grau de perturbação ao qual o maciço rochoso foi sujeito devido ao uso de explosivos durante a escavação ou à libertação de tensões. Este valor varia entre 0 para maciços não perturbados e 1 para maciços muito perturbados, Fig. 4.21.

Tipo de rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grosseira	Média	Fina	Muito fina
Sedimentar	Clástica		Conglomerado (22)	Arenito 19	Siltito 9	Argilito 4
			Grauvaque (18)			
	Não-clástica	Orgânico	Giz (18) Carvão (8-21)			
		Carbonatado	Bréchia (20)	Calcário compacto (10)	Calcário grosseiro 8	
		Químico		Gesso 16	Anidrite 13	
Metamórfica	Não foliada		Mármore 9	Corneana (19)	Quartzite 24	
	Levemente foliada		Migmatito (30)	Anfibolite 31	Milonite (6)	
	Foliada *		Gnaisse 33	Xisto (10)	Filite (10)	Ardósia 9
Ígnea	Clara		Granito 33		Riolite (16)	Obsidiana (19)
			Granodiorito (30)		Dacite (17)	
			Diorito (28)		Andesite 19	
	Escura		Gabro 27	Dolerite (19)	Basalto (17)	
			Norite 22			
	Tipo piroclástica extrusiva		Aglomerado (20)	Brechia (18)	Tufo (15)	

Fig. 4.19 - Estimativa do parâmetro mi [26]

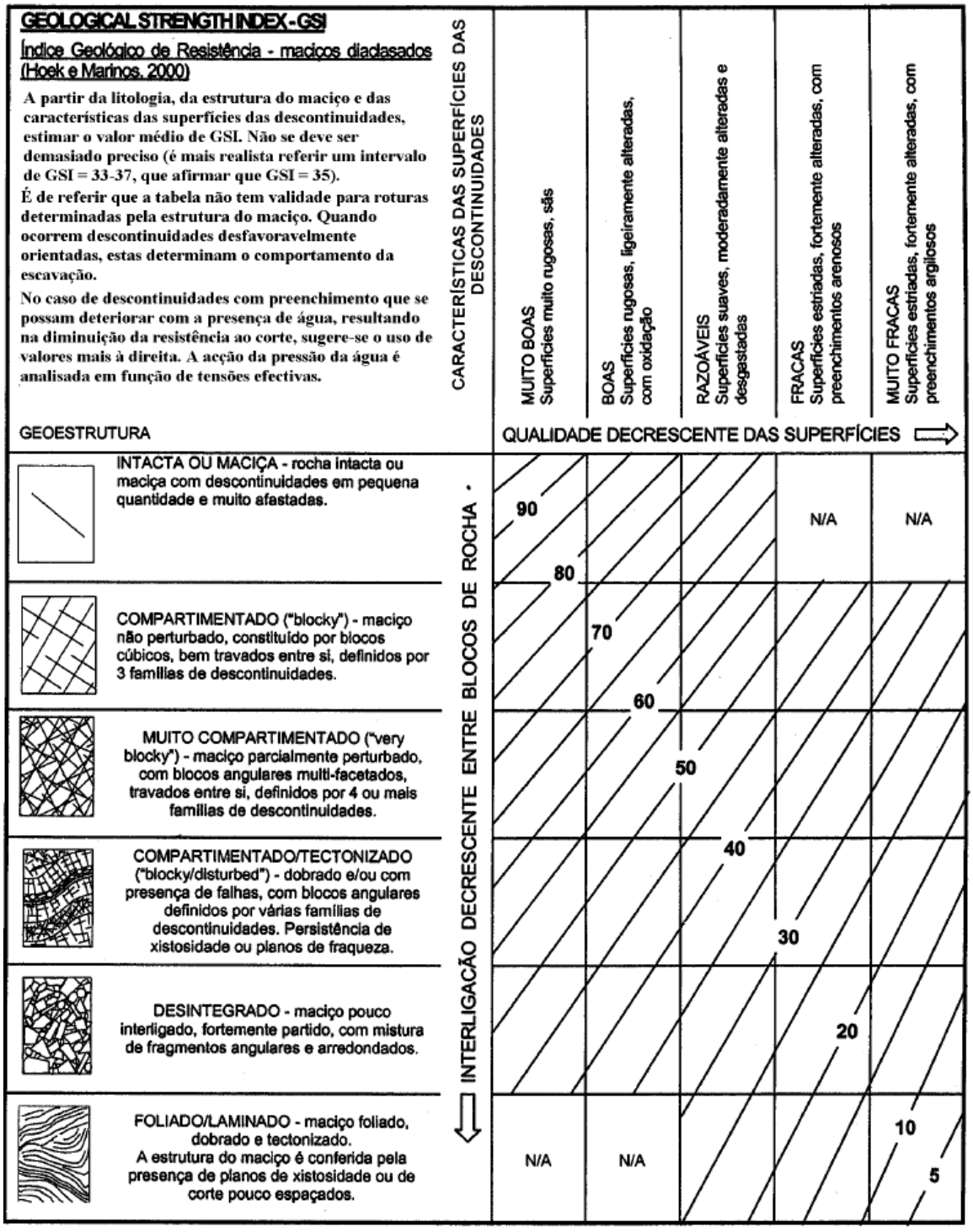


Fig. 4.20 - Determinação do valor do GSI [26]

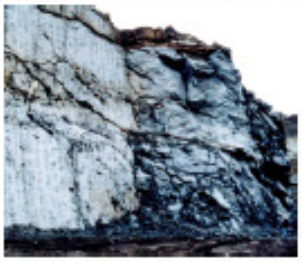
Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	D = 0
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	D = 0 D = 0.5 No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	D = 0.8
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	D = 0.7 Good blasting D = 1.0 Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	D = 1.0 Production blasting D = 0.7 Mechanical excavation

Fig. 4.21 – Estimativa do factor de perturbação, D [26].

Para a obtenção do módulo de deformabilidade do maciço rochoso Hoek e al.[26] propuseram as seguintes expressões:

$$E_M = (1 - \frac{D}{2}) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} . 10^{\frac{GSi-10}{40}},\ \sigma_c \leq 100\ \text{MPa} \tag{4.9}$$

$$E_M = (1 - \frac{D}{2}) 10^{\frac{GSi-10}{40}}, \sigma_c > 100\ MPa \tag{4.10}$$

4.7. ZONAMENTO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO

Recorrendo aos trabalhos de prospecção geológica – geotécnica, ensaios *in situ* e laboratoriais apresentados anteriormente, foram elaborados em projecto, os zonamentos geotécnicos do maciço rochoso de implantação das estruturas de reforço de potência. Nestes zonamentos procurou-se a sintetização de toda a informação disponível e uma delimitação das unidades com comportamento geomecânico ou hidráulico diferenciado.

Um aspecto comum aos desenhos dos zonamentos geotécnicos dos diferentes elementos de obra é, de facto, que estes são constituídos por dois perfis distintos, apresentando:

- **O zonamento geomecânico**, cujos perfis foram desenvolvidos através interpretação e integração dos elementos geológico-geotécnicos disponíveis, incluindo a projecção das sondagens mecânicas e dos respectivos elementos de base resultantes da classificação geológico-geotécnica dos testemunhos das sondagens (W, F e RQD) e da parametrização geotécnica (RMR, GSI e E_M);
- **O zonamento hidráulico**, interpretado com base nos valores da permeabilidade (em Unidades Lugeon), incluindo a projecção das sondagens mecânicas e os resultados dos ensaios de absorção de água de tipo Lugeon realizados no interior dos furos de sondagem e a posição (cota) do nível freático.

Assim, e considerando os zonamentos geomecânicos e hidráulicos como uma interpretação dos elementos de base disponíveis, deve-se salientar que, dentro de uma dada zona geomecânica ou hidráulica, podem ocorrer sectores de maciço rochoso com características diferentes (piores ou melhores) das que são indicadas nos zonamentos o que, para além da variabilidade intrínseca de cada maciço, se fica a dever ao carácter pontual dos trabalhos de reconhecimento geológico, dos *ensaios in situ* e das amostras recolhidas para ensaios laboratoriais.

Como principal finalidade do trabalho, a análise das estruturas de contenção dos taludes da nova tomada de água, apenas se procede ao estudo dos zonamentos no local desta nova estrutura.

4.7.1. ZONAMENTO GEOMECÂNICO

O zonamento geomecânico, deve ser sempre alvo de uma especial atenção, devido à potencial variabilidade intrínseca do maciço rochoso. Representa-se as suas características no quadro seguinte.

Quadro 4.15 - Zonamento geomecânico do maciço rochoso [15]

Zona Geotécnica	Litologia	Alteração[a)]	Fracturação[a)]	RQD[a)] (%)	RMR	GSI	E_M[b)c)] (GPa)
ZG4	Granito gnáissico	W4 a W5	F4 a F5	<25	<35[b)]	<30[b)]	<1[b)]
	Migmatito						
ZG3	Granito gnáissico	W3 a W3-4	F4 a F5	<50	30-56	25-51	1-6
	Migmatito				32-57	27-52	1-7
ZG2	Granito gnáissico	W2-3 a W3	F3 a F4	50-90	50 a 69	45-64	5-17
	Migmatito				48-70	43-65	5-22
ZG1	Granito gnáissico	W1 a W2	F1 a F3	90-100	>55[b)]	>50[b)]	>11[b)]
	Migmatito				>60[b)]	>55[b)]	>15[b)]

Notas:

a) Valores mais frequentes do grau de alteração (W), fracturação (F) ou RQD para cada zona considerada;

b) Valor extrapolado;

c) Módulo de deformabilidade calculado a partir da equação 4.9

A classificação litológica foi considerada neste zonamento, pois admite-se que esta se possa traduzir num comportamento geomecânico diferenciado.

Quanto ao RQD, deve-se referir que os intervalos considerados neste zonamento procuram reflectir uma aproximação aos valores mais frequentes para cada zona geotécnica.

A classificação RMR, apesar de se enquadrar dentro dos métodos empíricos de projecto foi, em conjunto com os resultados dos ensaios de caracterização *in situ* e de laboratório, a via utilizada para se obter alguns parâmetros considerados de interesse para a caracterização geomecânica do maciço rochoso. Para a classificação geomecânica e subsequente obtenção dos valores do RMR, utilizaram-se os seguintes parâmetros, determinados para cada troço de talude considerado:

- Resistência à compressão simples;
- Valores do RQD;
- Características das descontinuidades (atitude, espaçamento, rugosidade, abertura, preenchimento, persistência, presença de água).

Foi, igualmente, estimado o parâmetro GSI, o qual se correlaciona com RMR, seguindo a equação 4.4. Para estimar a deformabilidade do maciço rochoso utilizou-se a equação 4.9.

Devido ao número muito reduzido de casos registados, os valores do $\mathbf{E_M}$ indicados para as zonas ZG1 e ZG4, correspondem a valores extrapolados.

4.7.2. DESCRIÇÃO DAS ZONAS GEOMECÂNICAS

Na figura seguinte apresenta-se um perfil geomecânico da zona da nova tomada de água.

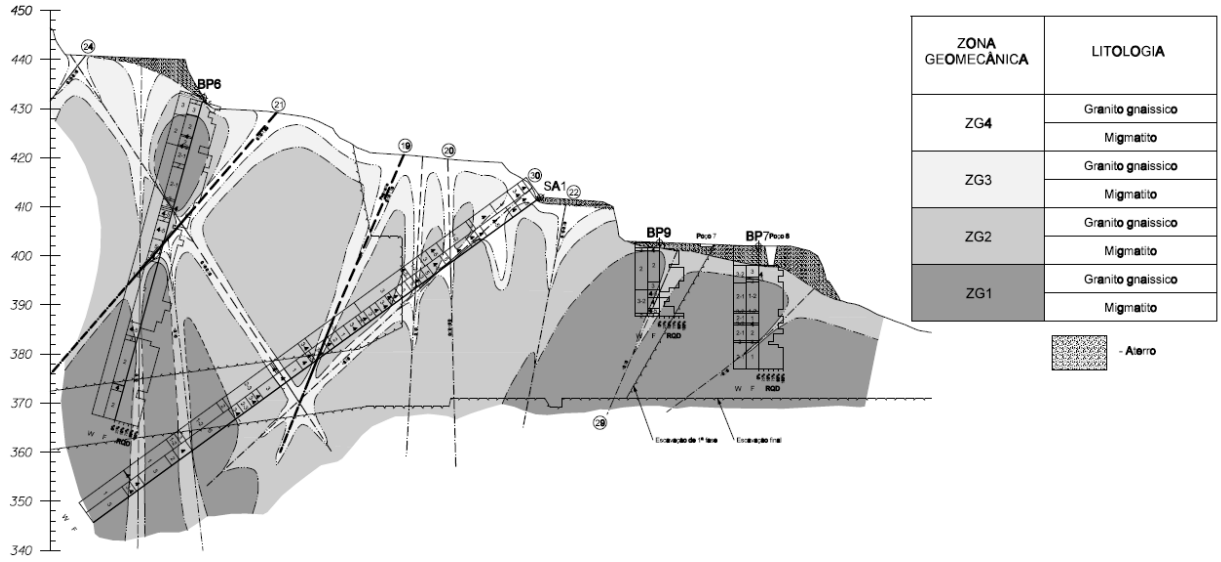


Fig. 4.22 - Perfil geomecânico de uma secção da zona da nova tomada de água [15]

4.7.2.1. Solos de cobertura

Os solos de cobertura não foram considerados no zonamento geomecânico pois correspondem à zona mais superficial e, ao qual serão totalmente removidos no decurso das escavações para a implantação das estruturas, com a excepção, temporária, da zona da ensecadeira de montante.

Os solos de cobertura incluem os aterros, solos residuais, depósitos coluvionares e depósitos aluvionares, descritos anteriormente nas secções 4.1.1 a 4.1.3.

4.7.2.2. ZG4

Geralmente, é o horizonte do maciço rochoso mais próximo da superfície, ocorrendo também em profundidade, associada a falhas ou, mais raramente, a estruturas filoneanas. Este maciço rochoso apresenta uma fraca a muito fraca qualidade geomecânica, pois o seu RMR é inferior a 35.

Observando o Quadro 4.15, verificou-se que esta zona geomecânica inclui materiais rochosos muito alterados a decompostos (W4 a W5), com fracturas próximas a muito próximas (F4 a F5) e RQD inferior a 25%.

A ZG4 foi observada em alguns taludes rochosos da zona da tomada de água associada a falhas geológicas. Apresenta, previsivelmente, uma expressão pouco significativa com espessuras que, dum modo geral, não ultrapassam os 4 m, Fig. 4.22.

4.7.2.3. ZG3

A zona geotécnica ZG3, situada inferiormente à ZG4, é um maciço rochoso de má a razoável qualidade geomecânica, pois o seu RMR varia entre 30 e 57, apresentando algumas diferenças pouco significativas entre o granito gnáissico e o migmatito.

Quando a ZG4 é inexistente, corresponde ao horizonte do maciço rochoso mais próximo da superfície, ocorrendo igualmente em profundidade, associada a falhas ou a estruturas filoneanas, estabelecendo a transição para o maciço rochoso de melhor qualidade geotécnica.

Sob o ponto de vista geomecânico pode considerar-se a ZG3 como uma zona algo heterogénea, pois verificou-se a existência de materiais rochosos do tipo W3/F4 (alterados com fracturas próximas), de razoável qualidade, com outros W3-4/F5 (alterados a muito alterados com fracturas muito próximas), de fraca qualidade geomecânica. Em geral, o RQD é inferior a 50%.

A ZG3, foi observada em todos os taludes rochosos da tomada de água, não apresentando, aparentemente, uma espessura muito significativa pois a mesma raramente ultrapassa os 5 m, Fig 4.22.

4.7.2.4. ZG2

O Quadro 4.15 indica que esta zona geomecânica corresponde a materiais rochosos de razoável a boa qualidade geomecânica, com RMR compreendido entre 48 e 70. Apresenta graus de alteração W2-3 (pouco alterados a alterados) a W3 e com grau de fracturação F3 a F4 (fracturas medianamente afastadas a próximas). O RQD situa-se, 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 e 25m, Fig. 4.22.

4.7.2.5. ZG1

A ZG1 é zona de melhor qualidade geomecânica e aquela que ocorre a maior profundidade, Fig. 4.22.

O RMR desta zona geomecânica é superior a 55 correspondendo, predominantemente, a um maciço rochoso de boa qualidade geomecânica (RMR > 60). Inclui os materiais rochosos com grau de alteração W1 a W2 (rocha sã a pouco alterada) e grau de fracturação, geralmente, F1 a F3 (fracturas muito a medianamente afastadas). O RQD situa-se, mais frequentemente, dentro do intervalo 90% - 100%.

4.7.3. ZONAMENTO HIDRÁULICO

O zonamento hidráulico do maciço rochoso estabelece duas classes de valores de permeabilidade (em unidades Lugeon), Fig. 4.23 e Quadro 4.16.

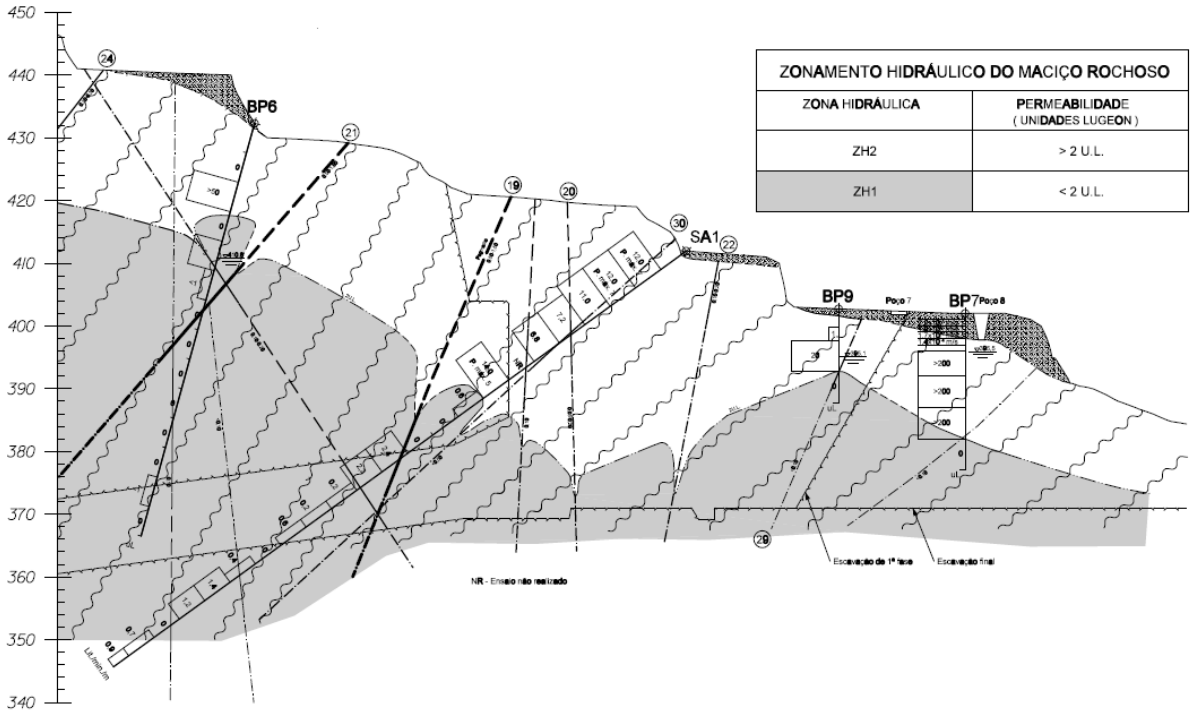


Fig. 4.23 - Perfil hidráulico de uma secção da zona da nova tomada de água [15]

Quadro 4.16 - Zonamento hidráulico do maciço rochoso

Zona Hidráulica	Permeabilidade (Unidades Lugeon)
ZH2	>2
ZH1	<2

Este zonamento hidráulico resultou da análise dos valores de permeabilidade obtidos com base nos ensaios de absorção de água realizados [11].

Os resultados obtidos [11] apontam, em geram, para uma redução da permeabilidade do maciço rochoso com a profundidade, excepto em zonas localizadas. Esta transição faz-se de forma brusca, passando de um maciço muito permeável junto à superfície, para um muito pouco permeável a profundidades variáveis entre 10 e 20m.

Devido a esta variação brusca, o limite inferior da ZH2 (2 U.L.) é muito baixo, apresentando esta zona, de por vezes, permeabilidades de algumas centenas de unidades Lugeon, as quais podem ser consideradas muito elevadas para um maciço rochoso. Tais permeabilidades deverão corresponder a passagens francas de água ao longo de descontinuidades com abertura significativa.

Na zona da nova tomada de água poder-se-á considerar uma subzona mais superficial dentro da ZH2, correspondente aos aterros existentes que apresentam permeabilidades extremamente variáveis, compreendidas entre $2x10^{-7}$ a $5,7x10^{-1}$ m/s [11].

A ZH1, com permeabilidade inferior a 2 U.L., corresponde a um maciço rochoso muito pouco permeável a impermeável.

4.7.4. ZONAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DA TOMADA DE ÁGUA

Na zona da nova tomada de água ocorrem rochas de tipo migmatítico, com xistosidade marcada de atitude média N62ºW, 67ºSW coincidente com a de uma das principais famílias de descontinuidades (J1). È de assinalar que em duas das sondagens efectuadas (BP23 e BP24) foi intersectado granito gnáissico, semelhante ao observado na zona da central.

Recorrendo aos resultados das sondagens efectuadas, verificou-se que, na zona da ensecadeira e a partir de profundidades entre 7 e 12 m, o maciço rochoso pertence à ZG1, constituída por migmatito ou granito gnaissico W1 a W2, com fracturas mais frequentemente espaçadas de 0,6 a 2,0 m (F2). Por vezes, é cortado por descontinuidades (falhas, filões ou diaclases extensas), dando origem à degradação localizada das suas características geotécnicas.

Sobre a ZG1, ocorre a ZG2 com espessuras de 1 a 7 m, correspondente a um maciço rochoso migmatítico W2 a W3, F3 a F4. A zona superficial do maciço rochoso (Fig. 4.24), incluída na ZG3, encontra-se mais descomprimida consiste, principalmente, em migmatito W3 a W3-4, F4 a F5, com espessuras que, previsivelmente, não deverão ultrapassar os 5 m. A zona ZG4, de mais fraca qualidade geomecânica, ocorre a N e NW da zona da tomada de e também em faixas estreitas associadas a algumas falhas ou filões.

No que se refere à escavação na zona da tomada de água, verificou-se que esta se localiza, essencialmente, na ZG2, com algumas passagens de ZG3 e de ZG4, geralmente associadas às principais descontinuidades existentes. Em direcção à zona da ensecadeira, prevê-se que o terreno passe gradualmente para a ZG1, de melhor qualidade geomecânica, Fig. 4.22.

Segundo o zonamento geomecânico previu a existência de uma zona superficial ripável, com espessura entre 0 a 4 m, correspondente a solos de cobertura e a ZG4, uma zona parcialmente ripável, ZG3, de espessura variável que raramente ultrapassa os 5 m, e uma zona não ripável que obriga a que a escavação se realize com recurso a explosivos, correspondente às zonas ZG1 e ZG2.



Fig. 4.24 - Aspecto do aterro e do maciço rochoso à superfície na zona da tomada de água

Quanto aos valores da permeabilidade (em unidades *Lugeon*), estes são muito elevados nos primeiros 10 a 20 m a partir da superfície, registando-se uma quebra brusca a partir destas profundidades, Fig. 4.23.

4.7.5. APLICAÇÃO DO SISTEMA GSI

Com base nos resultados apresentados anteriormente e recorrendo ao software *RocLab 1.0* [27], apresenta-se de seguida, os parâmetros de Hoek - Brown necessários, para posteriormente proceder-se à análise da estabilidade dos taludes de escavação, para cada zona geotécnica definida.

Para a aplicação do sistema GSI, considerou-se uma **resistência à compressão uniaxial** do maciço rochoso típica de migmatitos de **50 MPa** e um factor de perturbação **D** de **0.7**, considerando que as escavações mecânicas e o desmonte a fogo degradaram a qualidade do maciço rochoso.

Quadro 4.2 – Resultados do critério de Hoek – Brown para cada zona geotécnica

Zona Geotécnica	Valores	GSI	σ_c(MPa)	m_b	s	a	E_M (GPa)
ZG4	**-**	20	50	0.358	9.22E-06	0.544	0.8
	Máximo	30		0.619	3.93E-05	0.522	1.5
ZG3	Mínimo	27	50	0.525	2.54E-05	0.527	1.2
	Médio	40		1.073	1.67E-04	0.511	2.6
	Máximo	52		2.075	9.52E-04	0.505	5.2
ZG2	Mínimo	43	50	1.265	2.58E-04	0.509	3.1
	Médio	54		2.316	1.27E-03	0.504	5.8
	Máximo	65		4.239	6.27E-03	0.502	10.9
ZG1	Mínimo	55	50	2.447	1.47E-03	0.504	6.1
	-	65		4.239	6.27E-03	0.502	10.9

4.7.6. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DAS SUPERFÍCIES ESCAVADAS [13]

O mapeamento de escavações, durante a sua execução, é uma prática que vem sendo frequentemente utilizada ao longo dos últimos anos em túneis, poços e taludes. Após a escavação de um troço de um talude ou de um túnel, o Geólogo/Geotécnico procede ao registo das características das descontinuidades observadas, presença de água, litologia, grau de alteração e de fracturação do maciço, com base na observação da face escavada. Segundo Price [28], estes mapeamentos têm como principais objectivos:

- Registar a geologia observada, para que a caracterização efectuada seja reinterpretada com os novos dados possibilitando uma imagem mais clara da geologia a encontrar ao longo da restante escavação;
- Avaliar o sucesso do sistema de classificação do maciço utilizado para dimensionar o suporte, o avanço da escavação, o equipamento/processo de escavação, para que, se necessário, se proceda a alterações de acordo com o observado.

O mapeamento de escavações resulta na elaboração de perfis geológico-geotécnicos nos quais são desenhadas as descontinuidades observadas, indicadas as respectivas atitudes e onde se apresentam em pormenor as várias características observadas já referidas.

Assim, durante as escavações da tomada de água, o relatório [13] efectua uma actualização dos elementos de carácter geológico-geotécnico. Apresenta-se na figura 4.25, a planta geológica da tomada de água e ensecadeira de montante obtida através da observação e análise dos taludes de escavação.

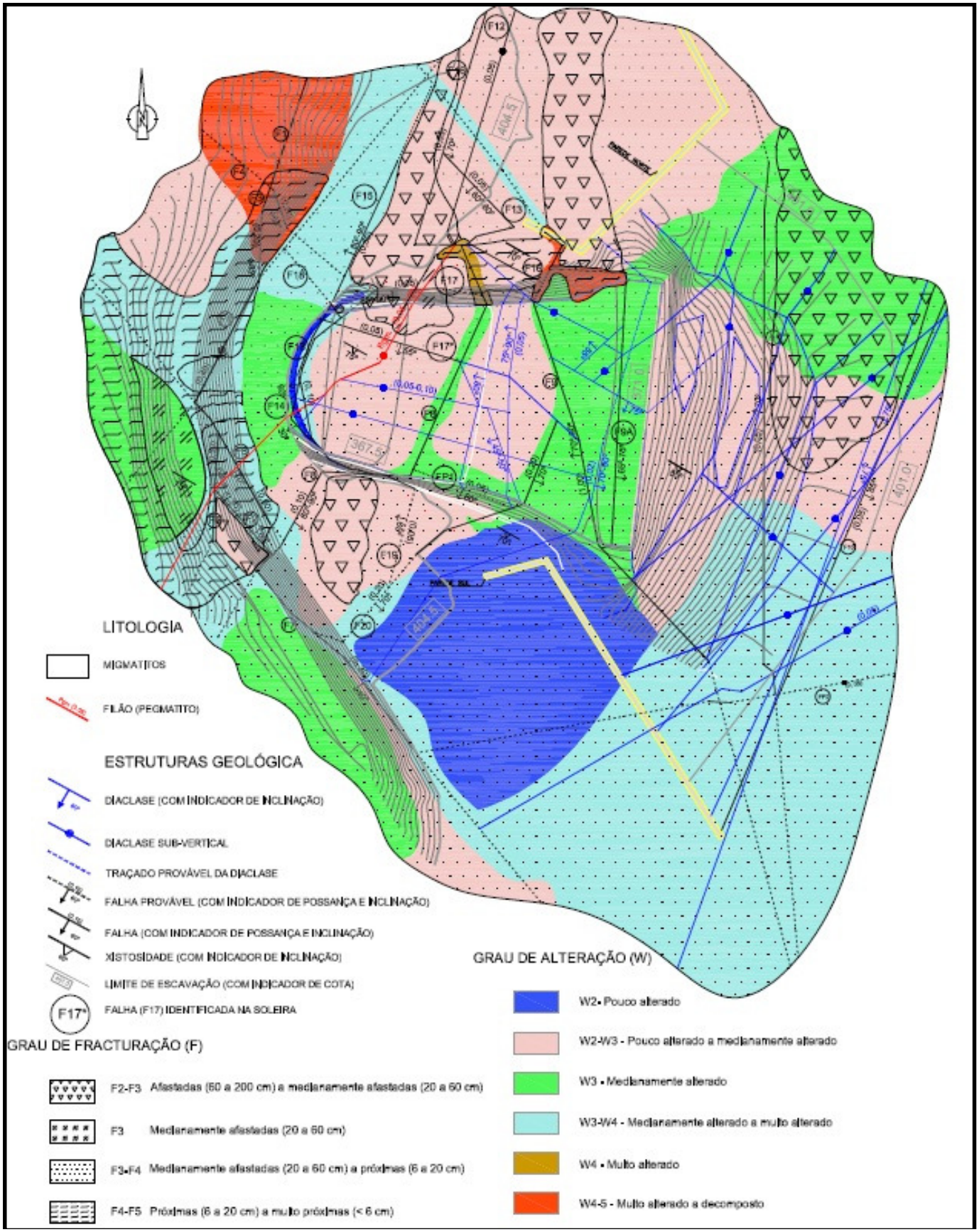


Fig. 4.25 - Planta geológica da tomada de água e ensecadeira de montante [13]

A grande maioria das escavações foi realizada num maciço pouco alterado a medianamente alterado (W2 - W3), baixando o grau de alteração nas zonas intersectadas por descontinuidades importantes, geralmente identificadas como falhas ou falhas prováveis, Fig. 4.25. Assim, dada a grande quantidade destes alinhamentos, as zonas caracterizadas como medianamente alteradas a muito alteradas (W3-W4) e medianamente alteradas (W3) são também bastante frequentes, evidenciando-se fundamentalmente, nos taludes 2, 3, 5 e na Ensecadeira de Montante às cotas mais superficiais e numa área considerável da soleira da Tomada de Água.

Assinalam-se ainda zonas com menor preponderância, distinguindo-se no talude 4 duas pequenas manchas de maciço muito alterado (W4) e muito alterado a decomposto (W4-W5), associadas às falhas F8 e F9. O maciço W4-W5 distingue-se também no extremo do talude 1, associado às falhas F3, F4 e devido à proximidade das cotas superficiais, onde ocorre material mais descomprimido. Destaca-se ainda a existência de algumas áreas em que o maciço apresenta fracturas afastadas a medianamente afastadas (F2-F3), localizadas sobretudo a Norte da zona estudada, nas cotas mais superficiais do talude 4.

No que se refere à fracturação, em geral, as fracturas encontraram-se medianamente afastadas a próximas (F3-F4). Registou-se uma diminuição do espaçamento, passando as diaclases a próximas a muito próximas (F4-F5), principalmente na zona central dos taludes 1 e 2 e no talude 4 imediatamente a Oeste da Parede Norte, entre as falhas F8 e F9.

Importa ainda assinalar que o maciço foi apresentando uma grande variação dos valores de RQD, sendo os intervalos:

- 25-50% (fraco) a 50-75% (razoável) dominantes nos taludes 1 e 2;
- 75-90% (bom) no talude 3;
- 75-90% (bom) a 90-100% (excelente) no talude 5 e 90-100% (excelente) no talude 4.

Geralmente, em cada um dos taludes os valores de RQD passavam frequentemente para os intervalos imediatamente inferiores ou superiores, em função do grau de fracturação do maciço ser maior ou menor.

Com o objectivo de caracterizar com maior exactidão possível a resistência do maciço escavado, foram efectuados em laboratório alguns ensaios de carga pontual. Segundo estes ensaios, para amostras recolhidos nos taludes da tomada de água, obtiveram-se valores de resistência à carga pontual $\mathbf{I_{s(50)}}$ compreendidos no intervalo 2–4 MPa, indicativo de valores de resistência à compressão uniaxial situados entre 50 e 100 MPa, denotando um maciço de resistência média.

O resultado final obtido é usualmente correlacionado com o valor da resistência à compressão simples $\boldsymbol{\sigma_c}$ através duma relação linear proposta por Bieniawski [29]:

$$\sigma_c = a.I_{s(50)} \tag{3.11}$$

Os valores mais frequentes de a estão compreendidos entre 20 e 25.

Apresenta-se no quadro seguinte os resultados dos ensaios de carga pontual efectuados.

Quadro 4.3 - Resumo dos ensaios de carga pontual

Local de recolha	**Litologia**	**Carga Pontual Média** (MPa)	**Resistencia Bieniawski (1973)**	
			σ_c(MPa) [29]	**Designação**
Talude 5 (cota 396 m – 393 m)	Migmatito (W2 – W3)	2.4	55	Média
Talude 3 (cota 392.5 m – 389 m)	Migmatito (W3 – W4)	2.6	55	Média
Talude 4 (cota 393 m – 389 m)	Migmatito (W4)	2.68	60	Média

De facto, a resistência à compressão uniaxial da formação migmatítica (σ_c de 50 MPa) presente na zona da nova tomada de água, foi mais uma vez fundamentada pelo quadro resumo anterior dos ensaios de carga pontual, efectuados no decorrer da escavação, estando em concordância com os anteriores já descritos.

5

IDENTIFICAÇÃO DE SITUAÇÕES DE INSTABILIDADE EM TALUDES ROCHOSOS

5.1. INTRODUÇÃO

As características geométricas, geológicas, hidrológicas e geotécnicas do maciço determinam a estabilidade de um talude rochoso. Segundo Vallejo et al [30], a combinação destas características, pode definir a condição de rotura ao longo de uma ou várias superfícies e a possibilidade de movimento de um certo volume de rocha ou solo. Os mesmos autores referem que as características geológicas e geométricas são os factores principais para a determinação da possibilidade de rotura e dos mecanismos e modos de rotura.

O estudo das descontinuidades constitui uma parte fundamental da identificação de instabilidades e análises de estabilidade de taludes rochosos. " *Como qualquer maciço rochoso constitui um meio descontínuo que essencialmente se compõe de blocos sólidos separados por descontinuidades, é sabido que estas últimas predominam no comportamento tenso-deformacional dos maciços rochosos*" [31].

Os reconhecimentos geológicos – geotécnicos realizados pela EDP em 2005, em fase de Estudo Preliminar, e em 2006, na fase de Projecto, incluíram a observação e o registo sistemático das características geotécnicas das descontinuidades (diaclases, falhas e filões).

Todavia, esta identificação das famílias de descontinuidades predominantes na zona de implantação da estrutura realiza-se numa fase anterior à escavação, durante a elaboração do projecto. Assim, durante o processo de escavação, efectua-se uma observação das faces de escavação, elaborando perfis geológico-geotécnicos que permitem comparar as características das descontinuidades observadas [13] com as previstas nos estudos iniciais. Esta análise é de elevada importância para a execução e segurança da obra pois permite uma adequação do projecto às condições reais existentes em obra, confirmando as soluções definidas ou então alertando para a necessidade de alteração dos meios de estabilização previstos.

Neste sentido procedeu-se à identificação de potenciais situações de instabilidade nos taludes rochosos da nova tomada de água através do software *DIPS*.



Fig. 5.1 – Desprendimento de blocos rochosos de um talude [32]

5.2. TIPOS DE INSTABILIDADE EM TALUDES [33]

Os diferentes tipos de instabilidade em taludes rochosos estão intimamente ligados ao tipo de estruturas geológicas, sendo fundamental identificar as potenciais situações de instabilidade que tais estruturas podem ocasionar.

Diferenciam-se quatro potenciais tipos de rotura cujas características são função das orientações relativas da face do talude e das descontinuidades. Assim, para cada um dos potenciais tipos de rotura existe um método específico de análise da estabilidade, tendo em consideração:

- A dimensão dos blocos;
- A resistência ao deslizamento das superfícies de escorregamento;
- As pressões da água;
- Outras forças aplicadas.

Os quatro tipos de instabilidade em taludes rochosos são:

- **Planar** - a estrutura tem mergulho concordante com a face do talude e emerge nesta, pelo que a representação na projecção hemisférica dos pólos das descontinuidades localizam-se na parte oposta do círculo maior representativo do plano da face do talude;

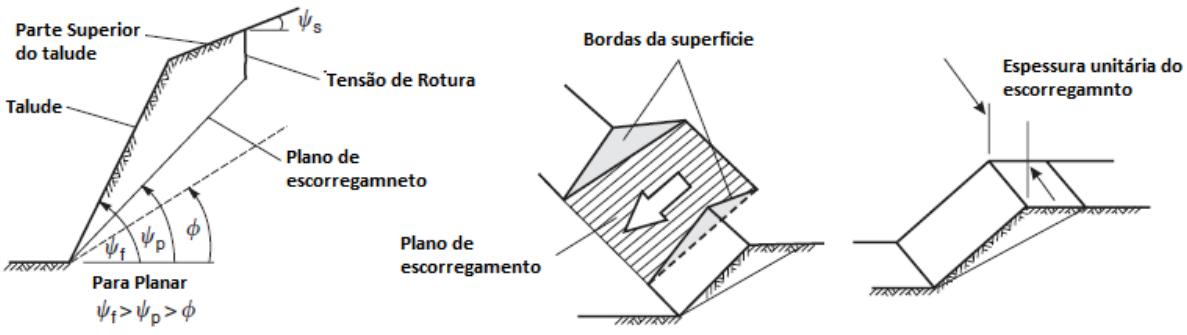


Fig. 5.2 - Rotura planar



Fig. 5.3 – Potencial rotura planar

- **Cunha** – rotura por blocos prismáticos determinados pela intersecção de duas descontinuidades;

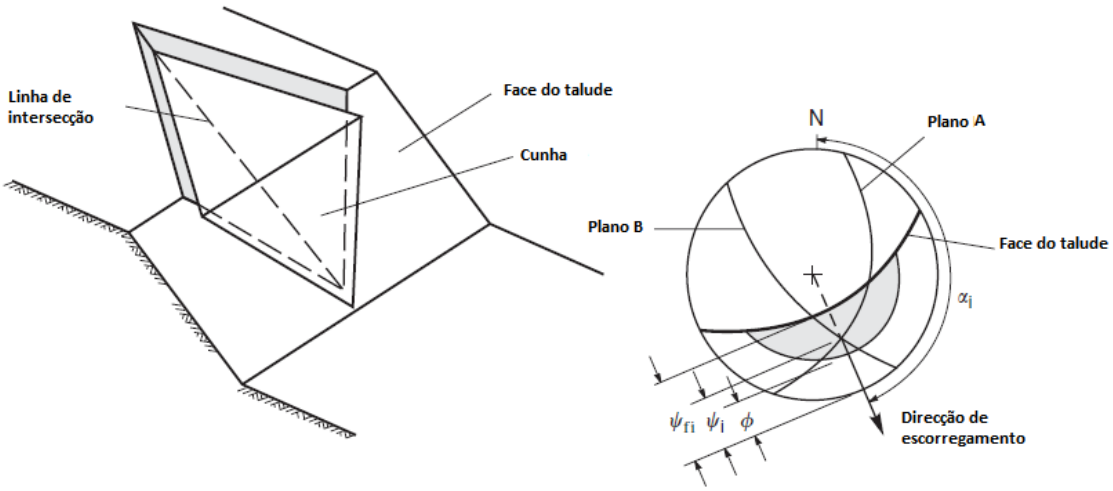


Fig. 5.4 - Tipo de instabilidade - Rotura em cunha



Fig. 5.5 – Instabilidade em cunha

- ***Toppling* ou basculamento** – no caso de toppling de blocos, a estrutura mergulha no sentido contrário para o interior da face do talude, pelo que a representação dos pólos das descontinuidades e o círculo maior do plano da face do talude situam-se do mesmo lado da área de projecção; ocorre em maciços de rocha de boa qualidade onde é possível a formação de elementos colunares separados por descontinuidades muito inclinadas;

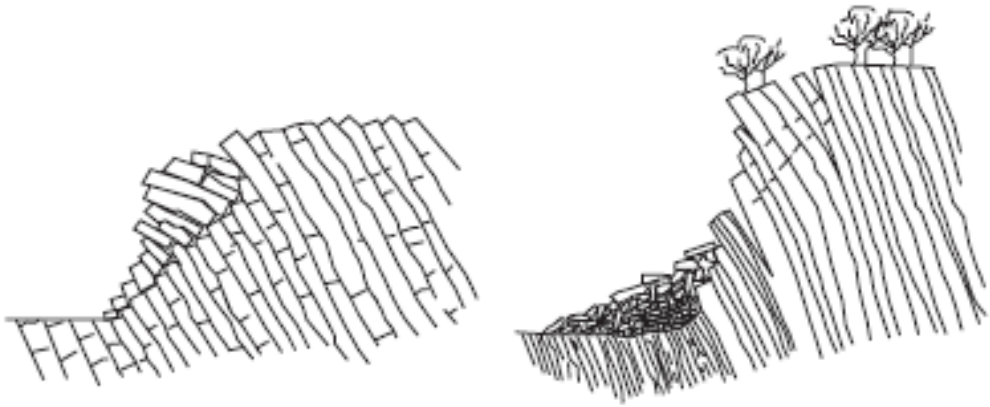


Fig. 5.6 - Tipo de instabilidade - Rotura por toppling

- **Rotura "circular" –** ocorre em solos, enrocamentos ou maciços rochosos com fracturas muito próximas com descontinuidades não persistentes mergulhando para fora da face do talude;



Fig. 5.7 - Rotura circular

5.3. CARACTERÍSTICAS DOS TALUDES DA TOMADA DE ÁGUA

Apresenta-se seguidamente para os vários taludes de escavação em que se insere a zona da nova tomada de água, as suas atitudes e pendores médios.

Quadro 5.1 - Orientação e pendor dos taludes na zona da tomada de água

	Acima da cota 404.5		***Abaixo da cota 404.5***					
Taludes	**(1)**	**(2)**	**(3)**	**(4)**	**(5)**	**(6)**	**(7)**	**(8)**
Plano médio	N30°E, 75°SE	N30°W, 75°NE	N10°E, 90°SE	N85°E, 75°SE	N75°W, 80°NE	N45°E, 90°SE	N30°W, 90°NE	N35°W, 90°NE

Apresenta-se na Fig. 5.8 a representação dos mesmos planos na projecção hemisférica, utilizando para tal o programa *DIPS*.

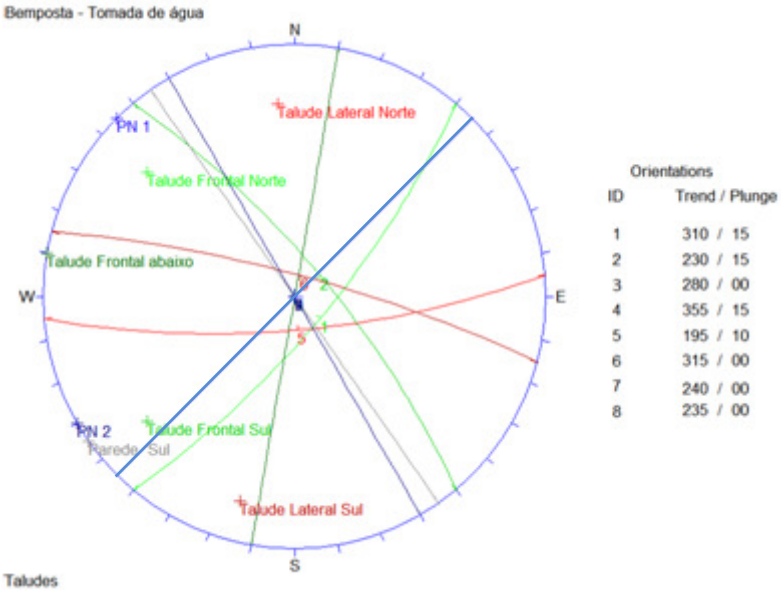


Fig. 5.8 - Representação dos diferentes taludes da tomada de água

5.4. ANÁLISE CINEMÁTICA

5.4.1. INSTABILIDADES DEVIDO À PRESENÇA DAS DIACLASES

As figuras seguintes têm como principal intuito a identificação das potenciais situações de instabilidade devido à existência das três famílias de diaclases **J1**, **J2** e **J3**. Neste sentido, apresenta-se seguidamente a análise cinemática para a parede sul, sendo apresentada na secção A2.dos anexos a mesma análise para os restantes taludes.

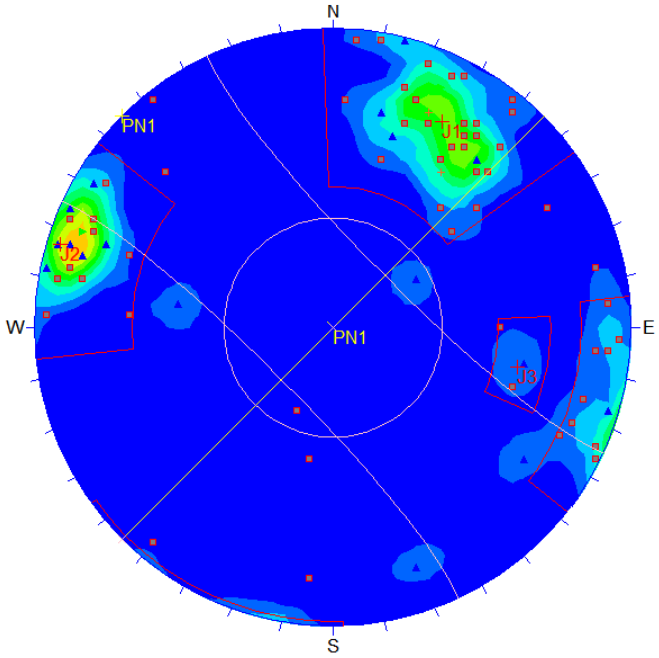


Fig. 5.9 - Análise planar no talude 6

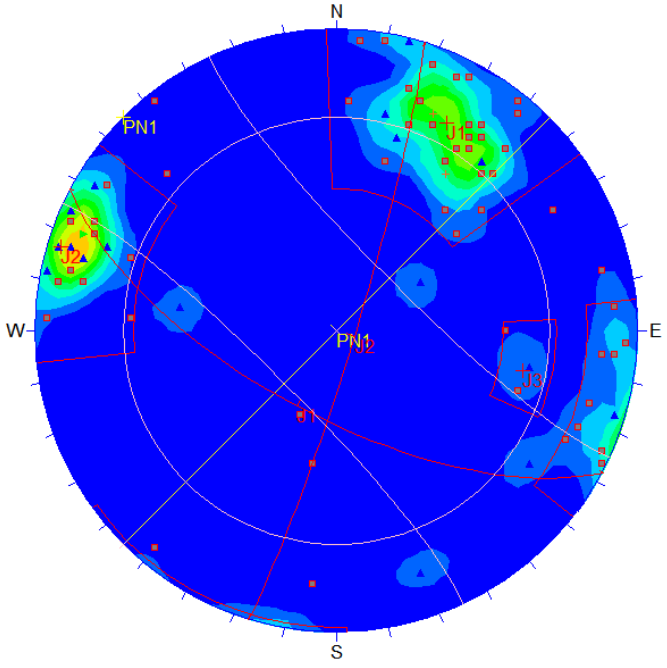


Fig. 5.10 - Análise de cunhas no talude 6

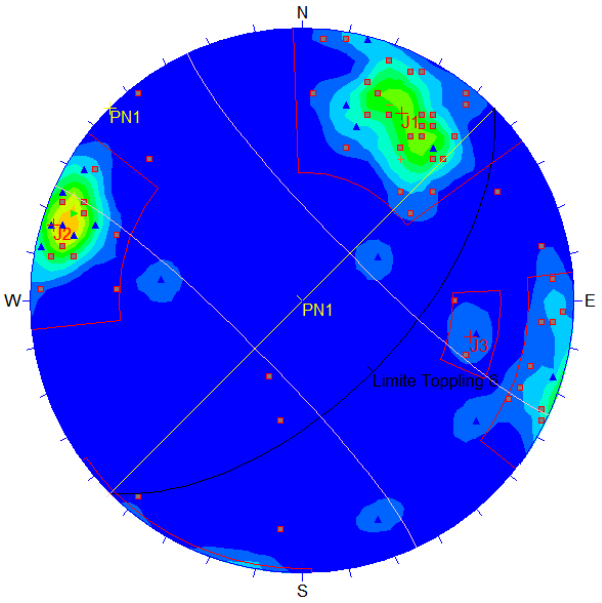


Fig. 5.11 - Análise de toppling no talude 6

Em suma, apresenta-se no quadro seguinte as instabilidades identificadas para os taludes de escavação constituintes da tomada de água.

Quadro 5.2 - Potenciais situações de instabilidade causadas pelas diaclases

	Acima da cota 404.5		***Abaixo da cota 404.5***					
Taludes	**(1)**	**(2)**	**(3)**	**(4)**	**(5)**	**(6)**	**(7)**	**(8)**
Instabili-dade	Possível deslizamento **planar** da família **J2 *e* *Top.*** da família **J3**	***Top.*** devido à família **J1**	Desliza-mento **planar** causado por **J2** e ***toppling*** por **J3**	Possível desliza-mento **planar** devido a **J1** e **cunhas J1** e **J2**	***Top.*** devido á família **J1**	**Cunhas** causadas pelas famílias **J1** e **J2**	***Toppling*** da família **J1**	***Toppling*** da família **J1**

5.4.2. INSTABILIDADES DEVIDO À PRESENÇA DE FALHAS/FILÕES

Conforme anteriormente referido na secção **4.2.2**, na zona de escavação para a definição da tomada de água, as principais famílias observadas (**1** e **2**), apresentam orientações aproximadamente coincidentes com as das principais famílias de diaclases.

Assim, com base na análise cinemática, enunciada atrás, verificou-se que a **falha 21** que, previsivelmente, atravessa o sector sudoeste do talude localizado acima da tomada de água, inclinando cerca de 65º para o interior do mesmo, deixa antever a possibilidade de ocorrência de situações de instabilidade do tipo ***toppling,*** devido à maior deformabilidade do preenchimento milonítico da caixa de falha e da zona alterada envolvente.

5.5. ANÁLISE RETROACTIVA DAS DESCONTINUIDADES OBSERVADAS [13]

5.5.1. DIACLASES

A obtenção das orientações médias das famílias das descontinuidades obteve-se a partir do tratamento estatístico das medições de campo efectuadas com bússola em diversos planos. Apresentam-se, nas figuras seguintes, os resultados da projecção estereográfica do levantamento das diaclases nos vários taludes de escavação da nova tomada de água.

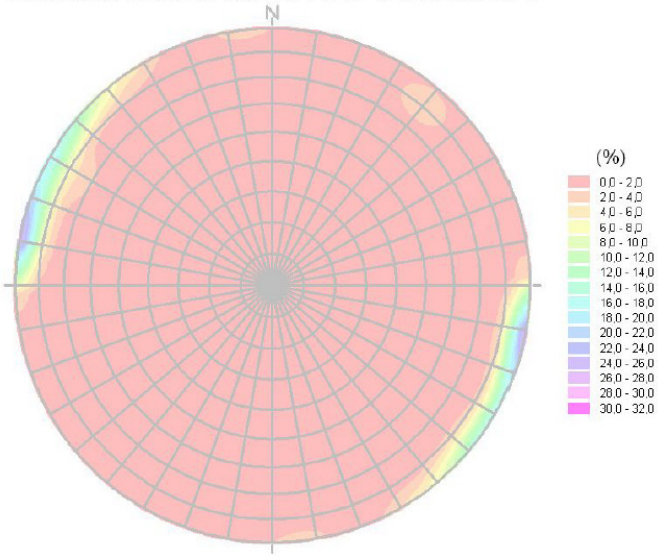


Fig. 5.12 - Projecção estereográfica – Talude 1 e 2 [13]

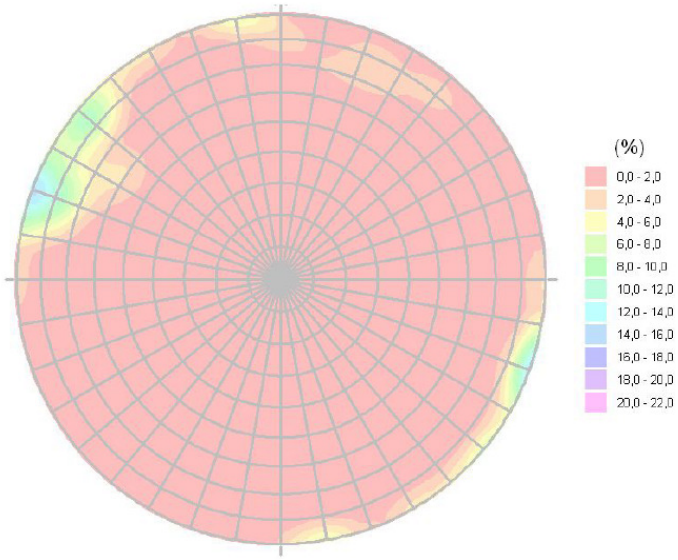


Fig. 5.13 - Projecção estereográfica – Talude 3 [13]

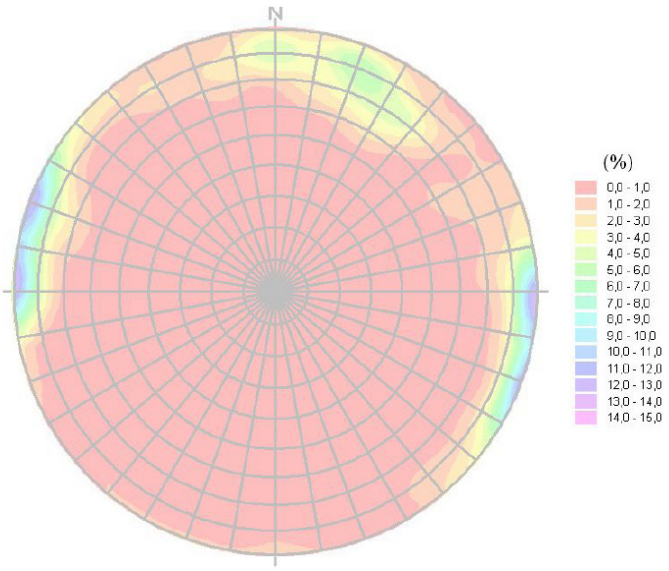


Fig. 5.14 - Projecção estereográfica – Talude 4 [13]

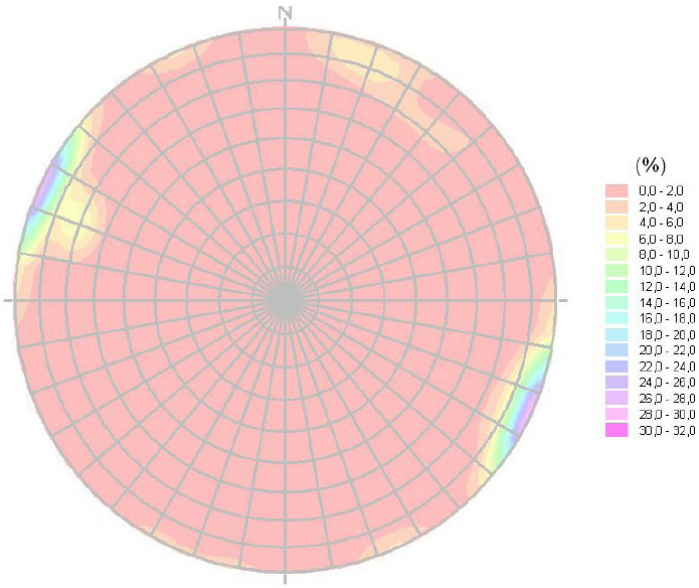


Fig. 5.15 - Projecção estereográfica – Talude 5 [13]

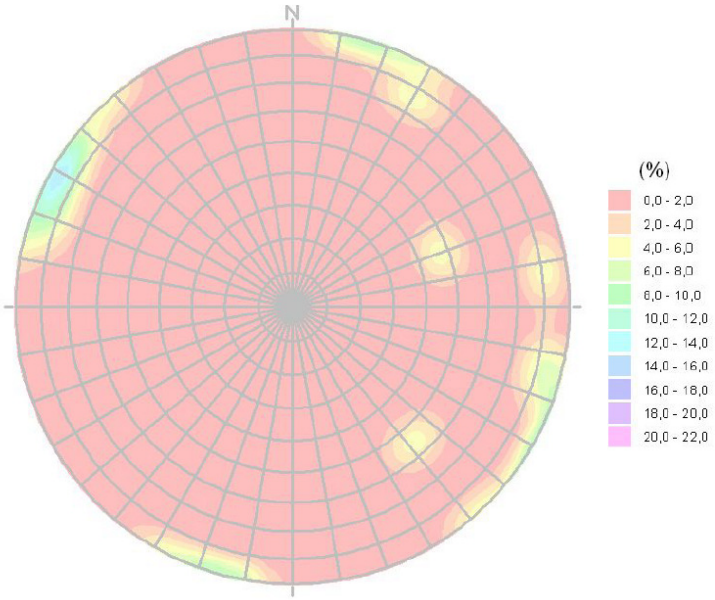


Fig. 5.16 - Projecção estereográfica – Soleira da Tomada de Água [13]

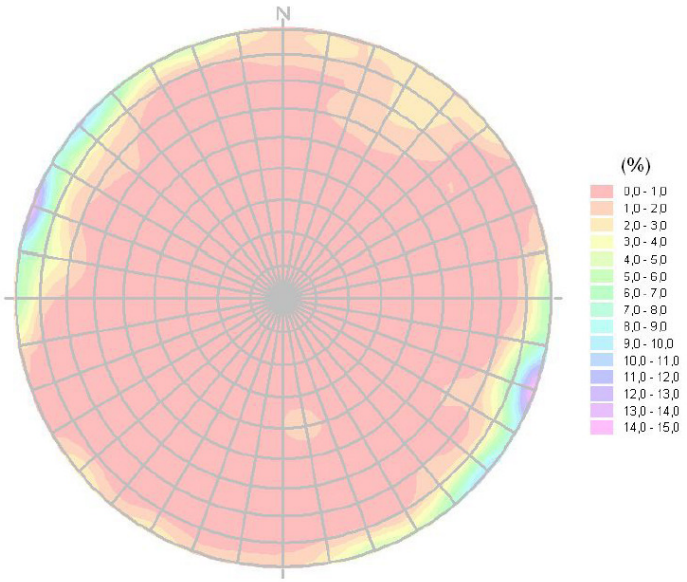


Fig. 5.17 - Projecção estereográfica – Ensecadeira de Montante [13]

Partindo da análise das figuras anteriores foi possível definir as principais famílias de diaclases características da zona da nova tomada de água. Assim, definem-se no quadro 5.3 as famílias de diaclases, ordenadas da mais para a menos predominante, salientando que foram relacionadas com as que definiram-se na **secção 4.2.1**, tendo-se atribuído as mesmas designações. No âmbito deste estudo, tornou-se pertinente subdividir a família de diaclases designada anteriormente por **J2** em **J2a** e **J2b**.

Quadro 5.3 - Famílias principais das diaclases levantadas na tomada de água e ensecadeira de montante [13]

Local	Nº de medições	Família	Intervalo de variação da orientação
Taludes 1 e 2	110	J2a	N10º- 20ºE, 85ºE-85ºW
		J2b	N20º- 40ºE,85ºNW-82ºSE
Talude 3	72	J2a	N10º- 30ºE, 75ºE - 82ºW
		J2b	N40º- 50ºE, 80ºSE
		J1	N80ºE - EW, 85ºN - 85ºS
Talude 4	264	J2a	NS - N5ºE, 80ºE - 85ºW
		J2b	N20º - 30ºE, 87ºE - 90º
		J1	N50º - 70ºW, 70º - 85ºSW
Talude 5	126	J2	N20º - 30ºE, 85ºE - 85ºW
		J1	N65º - 80ºW, 77ºS - 90º
Soleira da Tomada de Água	14	J2	N15º - 40ºE, 80ºE - 90º
		J1	N70º - 80ºW, 85ºN - 85ºS
Ensecadeira de Montante	236	J2a	N20º - 30ºE, 85ºE - 85ºW
		J2b	N40º - 50ºE, 85ºSE - 85ºNW
		J1	N50º - 60ºW, 77ºSW - 87ºNE

O espaçamento das diaclases observadas, Fig. 4.25, na maior parte da zona em estudo, definiram-se como medianamente afastadas a próximas (0.2-0.6m a 0.06-0.2m), confirmando a previsão em projecto. Todavia, registou-se uma diminuição do espaçamento, passando as diaclases a próximas a muito próximas (0.06-0.2m a 0.02-0.06m), essencialmente na zona central dos taludes 1 e 2 e no talude 4, imediatamente a oeste do talude 6. Evidencia-se ainda a presença de algumas áreas em que o maciço rochoso apresenta diaclases afastadas a medianamente afastadas (0.6-2m a 0.2-0.6m), inseridas fundamentalmente a norte da zona estudada.

No que se refere à extensão das diaclases, estas apresentaram-se geralmente com uma continuidade elevada (10-20m), passando frequentemente a muito elevada (>20m).

Quanto á abertura das diaclases, no geral, apresentaram-se fechadas a abertas (0.1-1mm a 1-5mm), aparecendo, por vezes de forma localizada, aberturas moderadamente largas (> 5mm) essencialmente na extremidade norte do talude 3. Evidenciou-se ainda que no talude 4 as diaclases ocorriam mais fechadas, sendo abertura predominante de 0.1-1mm.

Nas superfícies das diaclases verificaram-se sinais de alteração ligeira a moderada, com frequente deposição superficial de óxidos alaranjados e acastanhados. No entanto, há a registar a predominância de superfícies moderadamente alteradas nos taludes 1 e 2, chegando a estar muito alteradas na zona central dos mesmos.

A rugosidade das diaclases apresentou um comportamento bastante uniforme, com superfícies em geral ligeiramente rugosas a lisas.

Aspecto igualmente importante de assinalar, refere-se ao preenchimento das diaclases, verificando-se ser geralmente inexistente. Contudo, quando existe ocorre na forma de finas películas (<5mm) argilosas ou de filonetes milimétricos de natureza quartzosa ou granítica.

Relativamente à ocorrência de água, evidenciaram-se dois comportamentos distintos do maciço, apresentando-se este sempre seco acima da cota (398.0), passando abaixo desta cota a observar-se, por vezes, manchas de humidade em todos os taludes cartografados.

Em jeito de conclusão, o relatório [13] permitiu, no que respeita à caracterização e análise das diaclases, uma confirmação e aprofundamento do estudo efectuado em projecto, possibilitando a recolha de informação geotécnica fulcral ao dimensionamento e concepção das estruturas ainda por concretizar.

Efectuando a análise cinemática, confirmou-se as instabilidades identificadas anteriormente**.** Por outro lado, este levantamento, durante as fases de escavação da nova tomada de água, proporcionou a actualização e estabelecimento de novas potenciais situações de instabilidade, como particularmente possíveis deslizamentos planares nos taludes 7 e 8, devido à família de diaclases **J1** (identificados no levantamentos das diaclases na soleira da tomada de água e ensecadeira de montante).

Em suma, apresenta-se no quadro seguinte a análise retroactiva das potenciais situações de instabilidade nos taludes.

Quadro 5.4 - Análise retroactiva das potenciais situações de instabilidade nos taludes devido às diaclases

	Acima da cota 404.5		***Abaixo da cota 404.5***					
Taludes	**(1)**	**(2)**	**(3)**	**(4)**	**(5)**	**(6)**	**(7)**	**(8)**
Instabili-dade	Possível deslizamento **planar** da família **J2** ***e*** ***Top.*** da família **J3**	***Top.*** devido à família **J1**	Desliza-mento **planar** causado por **J2** e ***toppling*** por **J3**	Possível desliza-mento **planar** devido a **J1** e **cunhas J1** e **J2**	***Top.*** devido á família **J1**	**Cunhas** causadas pelas famílias **J1** e **J2**	Possível Desliza-mento **planar** provocado pela **J1**	Possível Desliza-mento **planar** da família **J1**

5.5.2. FALHAS

Para além das famílias de diaclases anteriormente descritas, foi também observado e analisado um conjunto de descontinuidades que se definiram como **falhas (F)** e falhas **prováveis (FP),** indicando-se as suas principais características no quadro 5.5.

Quadro 5.5 - Características das falhas e falhas prováveis identificadas na Tomada de Água e Ensecadeira de Montante [13]

Falhas	Orientação	Espessura (m)	Preenchimento
F1	N40ºE, 90º	0.40	Rocha esmagada e silte arenoso
F2	N50ºW, 80ºNE	0,30	Rocha esmagada e silte arenoso
F3	N20ºE, 80ºW - 90º	0,20	Rocha esmagada e silte arenoso
F4	N50ºW, 60ºSW	0,20	Rocha esmagada e silte arenoso
F5	N20ºE, 40ºE	0,50	Rocha esmagada e silte arenoso
F6	N40ºW, 60ºSW - 90º	0,50	Rocha esmagada e argila
F7	N40ºW, 40ºSW	0,30	Rocha esmagada e argila
F8	N30ºE, 60Eº - 90º	0,10	Argila arenosa e pegmatito
F9	NS-N30ºW, 70º - 90ºSW	1,00	Argiloso
F9A	NS - N10ºE, 65º - 75ºE	1,00	Argiloso
F10	N30ºE, 85ºE	0,05	Areno-argiloso
F11	N - S, 70ºW	0,05	Silte arenoso
F12	N20ºE, 90º	0,40	Rocha esmagada e silte arenoso
F13	N45º - 60ºW, 60º - 80ºSW	0,05	Argilo-arenoso
F14	N20º - 60ºW, 30ºW	0,05	Argiloso
F15	N20ºE, 80ºW - 90º	0,20 a 0,50	Rocha esmagada e silte arenoso
F16	NS - 30ºE, 70ºSE - 90º	0,05	Rocha esmagada e argila arenosa
F17	N50º - 80ºW, 55º - 85ºS	0,05	Argila arenosa
F18	N20º - 60ºW, 60ºSW	0,10	Rocha esmagada e silte arenoso
F19	F19 N10º - 20ºE, 60º - 70ºW	0,05	Rocha esmagada e silte arenoso
F20	N40ºE, 70ºSE	0,20	Argila arenosa e pegmatito
FALHAS PROVÁVEIS			
FP1	N50ºW, 80ºSW	0,05	Silte arenoso
FP2	N80ºE, 90º	0,05	Silte arenoso

Quadro 5.6 - Orientação das famílias principais das falhas e falhas prováveis identificadas na Tomada de Água e Ensecadeira de Montante

Família	Intervalo de variação da orientação
F1	N40º - 50ºW, 65ºE - 80ºW
F2	N20º - 30ºE, 85ºNW - 90º

Todavia, nem todas as falhas apresentadas no quadro 5.5 cortam os taludes da tomada de água. Assim, torna-se fundamental a análise cinemática das falhas que intersectam os taludes de escavação da tomada de água. Recorrendo à Fig. 4.25, identifica-se a localização das falhas e falhas prováveis que põem em risco a estabilidade dos taludes de escavação.

Assim, apresenta-se no quadro seguinte, as potenciais situações de instabilidade nos taludes devido à presença das falhas.

Quadro 5.7 - Análise retroactiva das potenciais situações de instabilidade nos taludes devido às falhas

	Acima da cota 404.5		***Abaixo da cota 404.5***					
Taludes	**(1)**	**(2)**	**(3)**	**(4)**	**(5)**	**(6)**	**(7)**	**(8)**
Instabilidade	-	**Cunhas** causadas pelas falhas **F2**, **F5 e F8**	**Planar** devido à falha **F8**	**Cunhas** ocasionadas pelas falhas **F8**, **F13, F14, F16 e F17**	-	**Cunhas** devido às falhas **F8**, **F9A e F16**	**Cunhas** provocadas pelas falhas **F8**, **F9A e F16**	***Toppling*** da falha **F9**

Esta análise retroactiva permitiu identificar novas situações de instabilidade causadas pelas falhas, com especial atenção à **F9**, devido ao grande preenchimento da caixa de falha (espessura de 1m).

Relativamente à caracterização das falhas, confirma-se que o seu preenchimento é essencialmente milonítico, constituído por argila/silte arenoso e rocha esmagada/fracturada. Como foi visto anteriormente, é de assinalar o grande preenchimento da falha **F9**, conferindo-lhe uma maior deformabilidade e grau de alteração.

Relativamente à ocorrência de água, refere-se que este facto é mais evidente no talude norte, fazendo-se notar também no preenchimento das falhas ocorrentes, principalmente na **F9**.

Em suma, o número de situações potenciais de instabilidade de blocos, considerando os dados fornecidos pelo relatório [13], é superior ao obtido através dos dados do Estudo de Caracterização Geológica e Geotécnica de projecto. São identificadas situações de instabilidade em taludes nos quais, de acordo com os estudos iniciais, não existiria instabilidade de blocos.

As situações potenciais de instabilidade de blocos identificadas com base nos dados provenientes da escavação, serão alvo de uma análise de estabilidade no capítulo seguinte.

6

ANÁLISE DA ESTABILIDADE DOS TALUDES ROCHOSOS

6.1. INTRODUÇÃO

A geologia e o comportamento mecânico dos solos e das rochas apresentam uma importância fundamental na estabilidade de taludes. A sua análise implica a consideração de um conjunto de parâmetros geotécnicos que caracterizam o maciço onde se pretende efectuar a escavação. O conhecimento dos parâmetros geotécnicos resulta de técnicas de investigação do maciço, tanto mecânicas como geofísicas, e de métodos de análise e modelação do terreno.

Definem-se três modelos que servem de guia e base para a abordagem do projecto:

- Modelo geológico;
- Modelo geomecânico;
- Modelo geotécnico de comportamento.

A caracterização geológica-geotécnica, apresentada no Capítulo 3, permite a definição dos modelos geológicos e geomecânico. O modelo geológico engloba a distribuição espacial das camadas com diferentes características, descontinuidades, dados geomorfológicos e hidrogeológicos, e outros dados de cariz geológico existentes na área em estudo. O modelo geomecânico abrange a caracterização geotécnica e hidrogeológica do maciço e a respectiva classificação geomecânica.

De modo a que a execução da obra possa ser efectuada com maior segurança, é de definir, além dos modelos atrás apresentados, o modelo geotécnico de comportamento, que traduz a resposta do maciço durante e após a execução da obra.

6.2. ESTABILIZAÇÃO DE ESCAVAÇÕES

A estabilização de escavações pode ser realizada com base no **reforço** ou no **suporte** do maciço. Estes dois conceitos são distintos pois dependem da abordagem considerada, ao qual para Hudson e Harrison [34], são consideradas duas filosofias de abordagem para a estabilização de escavações:

- Deslocamentos de blocos ocorrem pelo facto do maciço rochoso ser descontínuo, logo o maciço rochoso é **reforçado** e passa a comportar-se como um meio contínuo;
- Elementos de **suporte** são instalados na escavação com o objectivo de manter os deslocamentos de blocos em níveis toleráveis.

A primeira filosofia é denominada por reforço de maciço, sendo os elementos estruturais introduzidos no interior do maciço. Os elementos estruturais referidos podem ser varões ou cabos de aço selados

em furos executados no maciço, com o intuito de minimizar o deslocamento ao longo de descontinuidades existentes. A segunda designa-se por suporte de maciços, onde os elementos estruturais, tais como arcos metálicos e anéis de betão, são instalados na face da escavação. Estes elementos não aumentam a resistência intrínseca do maciço, mas alteram as condições da face de escavação, suportando o maciço.

A aplicação de betão projectado numa superfície rochosa logo após a escavação, não constitui uma medida de suporte, mas sim uma medida de prevenção associada ao reforço do maciço, de modo a proteger a superfície e impedir o deslocamento de pequenos blocos causados pela sua meteorização, logo após o desmonte.

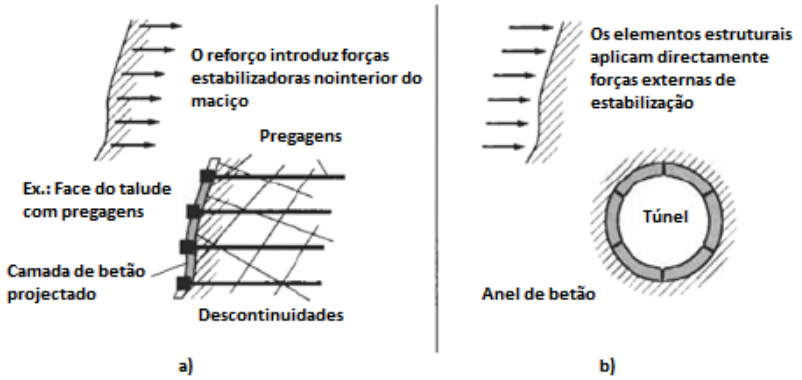


Fig. 6.1 - a) Reforço de maciços; b) Suporte de Maciços [34]

Em geral, é frequente a generalização do termo suporte de escavações para cada um dos elementos referidos, quer para pregagens, quer para estruturas betão, contudo, é importante conhecer as diferenças entre os dois tipos de filosofias de abordagem.

Apresenta-se na Fig. 6.2 uma série de técnicas de estabilização que podem ser implementadas para garantir a segurança de taludes rochosos. A característica comum de todas estas técnicas é o facto, de minimizarem o relaxamento e possíveis deslizamentos no maciço, que podem ocorrer como resultado da escavação. À medida que se procede a escavação verifica-se, quer uma diminuição do travamento entre blocos rochosos, quer uma diminuição significativa na resistência ao corte. Uma vez que o relaxamento ocorra, não é possível reverter o processo. Por esta razão, o reforço de taludes rochosos é mais eficaz se for instalado antes de processo de escavação.

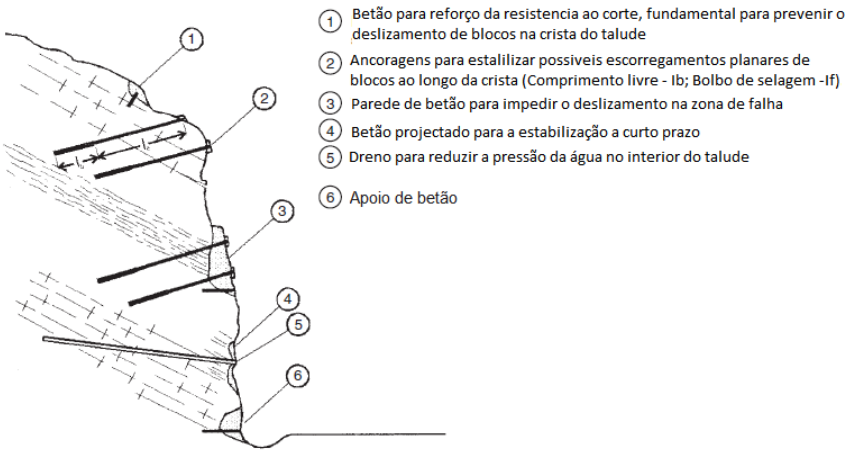


Fig. 6.2 – Técnicas de estabilização de taludes rochosos (adaptado de [32])

6.3. ESTABILIDADE LOCAL

A análise da estabilidade constitui o aspecto mais importante a considerar no que concerne ao modelo geotécnico de comportamento do maciço. A formação de escorregamentos planares e cunhas instáveis, provocadas pela compartimentação do maciço, constitui assim os parâmetros críticos da escavação de taludes rochosos.

O estudo da estabilidade local do maciço pode ser realizado com base nos softwares *RocPlane* e *Swedge*, desenvolvidos pela *Rocscience*.

Estes softwares são uma ferramenta rápida, interactiva e simples de utilizar na avaliação da possibilidade de ocorrência de instabilidades em blocos rochosos.

No que respeita ao *RocPlane*, utiliza uma análise 2D, permitindo um estudo de potenciais deslizamentos planares de blocos rochosos, assumindo que as orientações da face do talude e do plano de deslizamento são paralelas ou aproximadamente paralelas. Esta análise é realizada considerando uma largura unitária do talude e todas as forças (peso do bloco, forças da água, suportes e externas) são aplicadas no centróide do bloco, não sendo contudo considerados os momentos. As superfícies de rotura laterais são paralelas à secção transversal de análise, proporcionando uma resistência insignificante ao deslizamento.

No que se refere ao programa *Swegde*, permite a análise da estabilidade de cunhas formadas pela intersecção de duas descontinuidades e a face de um talude.

O modo de rotura considerado é o deslizamento translacional, não sendo considerando o escorregamento rotacional e o "toppling". A análise de estabilidade adoptada foi a determinística, isto é, pretendeu-se obter um factor de segurança que resulta do quociente entre as forças resistentes ao deslizamento e as forças destabilizadoras. A escolha da análise determinística é justificada pelo facto de utilizar-se dados provenientes da escavação efectuada.

A consideração de pregagens e ancoragens na análise de estabilidade é efectuada através de três características:

- Capacidade resistente;
- Orientação;
- Comprimento.

A capacidade resistente e a orientação são adicionadas vectorialmente e incluídas no factor de segurança como uma força única aplicada no centróide do bloco em análise, assim sendo, o ponto de aplicação não tem influência na análise de estabilidade. Em relação ao comprimento do reforço, se este intersecta o bloco na sua totalidade, atingindo o maciço para além da superfície de deslizamento, toda a capacidade é considerada na análise de estabilidade. Todavia, caso o reforço não ultrapasse a superfície de deslizamento, então a sua contribuição é nula para a estabilidade do bloco.

6.4. ESTABILIDADE GLOBAL

Com o intuito de analisar a estabilidade global, recorreu-se ao programa *Phase2*®, desenvolvido igualmente pela *Rocscience*. Este software permite a criação de modelos bidimensionais com o objectivo de compreender o comportamento do maciço rochoso e da interacção deste com o suporte instalado em determinada fase de escavação.

Este programa utiliza a formulação do Método dos Elementos Finitos (MEF), que constitui actualmente o mais usado método de previsão do comportamento de estruturas em Engenharia.

A análise de problemas mais complexos em Engenharia e em todas as outras ciências, tem como metodologia dividir os problemas em partes mais pequenas de forma a possibilitar um estudo mais fácil de cada uma delas e depois reagrupá-las novamente.

O MEF constitui, actualmente, uma ferramenta poderosa na análise de problemas em Engenharia e tem como ideia base dividir o meio contínuo num número discreto de menores elementos, ou seja, elementos finitos. Cada um destes elementos pode ser modelado matematicamente por determinada matriz de rigidez e contacta com os elementos adjacentes por pontos, designados por nós, possuindo cada um destes nós um determinado número de graus de liberdade que depende do comportamento intrínseco apresentado por cada nó.

Os elementos finitos mais comuns são a membrana (plana), placa, casca e elementos sólidos, possuindo cada um destes elementos um determinado conjunto de nós e padrões de deslocamentos associados a esses nós.

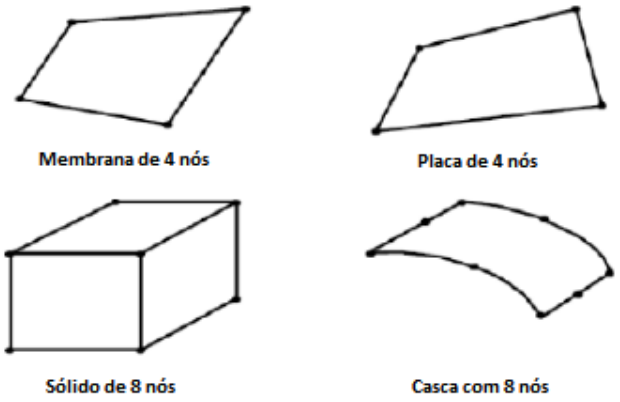


Fig. 6.3 - Elementos finitos mais comuns [35]

6.5. SUPORTE PARA ESCAVAÇÕES EM MACIÇO ROCHOSO

6.5.1. PREGAGENS

6.5.1.1. Resenha Histórica das pregagens

A estabilização de massas rochosas através de pregagens é uma técnica utilizada em todo o mundo há mais de um século. A utilização por parte de uma tribo primitiva na Índia de canas de bambu no terreno para prevenir deslizamentos, constitui uma das aplicações mais antigas de pregagens.

O aparecimento de um novo método de execução de túneis no final dos anos 50, o New Austrian Tunneling Method (NATM), no qual as escavações realizadas em terrenos altamente plastificados são estabilizadas através de suportes flexíveis, constitui um avanço importante no desenvolvimento da técnica de pregagens e de betão projectado. Actualmente, as aplicações desta técnica são muito variadas, quer à superfície quer em obras subterrâneas, devido aos desenvolvimentos conceptuais e tecnologias de execução, constituindo uma ferramenta imprescindível na estabilização de blocos rochosos.

6.5.1.2. Tipos de pregagens

A principal função de uma pregagem é impedir o deslizamento de blocos ou cunhas de rocha ao longo de planos de descontinuidade, através da mobilização de forças normais e tangenciais actuantes nos mesmos. De facto, distinguem-se dois tipos de pregagens, simples e pré-esforçadas. O papel primordial que distingue as pregagens pré-esforçadas ou ancoragens das pregagens simples, é que as primeiras ao serem pré-esforçadas fornecem ao maciço uma acção de confinamento que permite aproveitar as suas características próprias de sustentação, ao contrário das segundas em que a resistência é mobilizada após a ocorrência de movimentos no maciço.

As pregagens simples são utilizadas para prevenir a insuficiência da resistência ao corte das descontinuidades, impedindo o deslizamento, enquanto que as ancoragens são usadas com o principal intuito de limitar deslocamentos no maciço.

As pregagens e as ancoragens são instaladas para além das potenciais superfícies de deslizamento. Segundo as recomendações de Romana [36], as pregagens devem ser prolongadas 1 a 2 m para além das superfícies de descontinuidade.

A força de tracção aplicada nas ancoragens pré-esforçadas é transmitida ao maciço da através da sua cabeça, o que provoca a compressão no maciço, alterando as tensões normais e de corte na superfície de deslizamento.

As pregagens utilizadas no projecto em estudo foram as pregagens de varão selado ϕ25 com calda de cimento. Existem outros tipos de pregagens passivas, tais como as pregagens seladas com resina e as pregagens de fricção (*Split Set, Swellex, Boltex*).

As pregagens com injecção de calda de cimento são o tipo mais simples e usual de pregagem definitiva. O furo é executado, introduz-se o varão e a calda de cimento, e após a calda adquirir a resistência estipulada são instaladas uma placa e uma porca no topo da pregagem e apertadas firmemente.

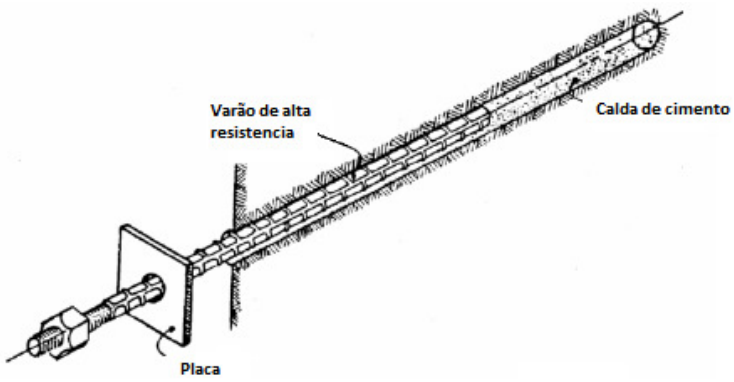


Fig. 6.4 - Pregagem com injecção de calda de cimento [37]

6.5.1.3. Capacidade de suporte de uma pregagem de varão selado com calda

A estabilização de taludes e escavações tem vindo a ser efectuada frequentemente com recurso a pregagens de varão selado com calda de cimento, no entanto, não existe uma expressão universalmente aceite para definir a capacidade de suporte destes elementos. O dimensionamento destes elementos é efectuado com base em diferentes diagramas esquemáticos, não existindo

actualmente consenso em relação a nenhum deles. A capacidade de suporte de uma pregagem de varão selado constitui, desta forma, uma questão que está na origem de vários estudos ao longo dos últimos anos. Esta capacidade depende de vários factores tais como o modo de deformação da pregagem, a resistência à tracção da pregagem, as características do maciço, a orientação da pregagem e as características da calda.

O modo de deformação da pregagem está directamente relacionado com o tipo de superfície de rotura, se é de corte ou se é dilatante, e com a orientação da pregagem em relação à superfície ou direcção de deslizamento, conforme se pode observar na Figura 6.5. Em movimentos dilatantes da superfície de deslizamento o funcionamento da pregagem é nitidamente à tracção, quando este movimento é de corte o funcionamento da pregagem é mais complexo.

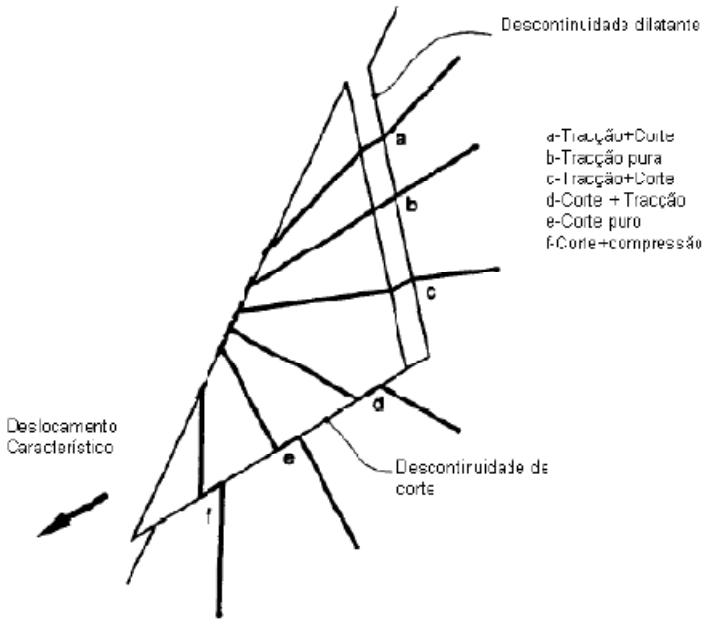


Fig. 6.5 - Modos de deformação de uma pregagem [38].

Neste sentido, na secção seguinte, apresentam-se alguns estudos realizados com base em experiências de vários especialistas para conhecer qual a resposta a considerar quando se está perante um movimento de corte ao longo da superfície de deslizamento, isto é, qual a contribuição de uma pregagem de varão selado para a resistência ao corte de uma superfície de deslizamento.

6.5.1.4. Influência da pregagem na resistência ao corte da descontinuidade

Spang e Egger [39], com base em observações efectuadas durante os ensaios de corte, descreveram o comportamento das pregagens seladas com calda, dividindo-os em 3 fases:

- **Fase Elástica** – Após vencida a coesão ou aderência da descontinuidade, o bloco rochoso inicia o seu movimento ao longo da superfície de deslizamento. A resistência ao movimento de corte resulta da soma da resistência ao corte da própria descontinuidade e da resistência da pregagem. Esta última é consequência do comportamento deformacional do varão, da calda e da rocha, dependendo do módulo de elasticidade, dos três materiais;
- **Cedência** – Nesta fase podem ocorrer duas situações, a primeira corresponde ao caso em que a envolvente da pregagem é extremamente rígida, em que o varão resiste até atingir a

resistência de corte. A segunda situação, correspondente a uma envolvente mais deformável (rocha de baixa qualidade geomecânica) na qual, considerando as características correntes da calda, o varão se deforma até se mobilizar a resistência à tracção. Nestes casos, a cedência da calda ocorre por compressão e a do aço por tracção;

- **Fase Plástica** – Como todos os materiais envolvidos nos ensaios de corte entram em cedência numa fase inicial do teste, perante forças de corte relativamente baixas, a reacção ao corte de uma superfície de descontinuidade reforçada por uma pregagem vai depender essencialmente da relação força-deslocamento dos materiais plastificados.

A contribuição da pregagem para a resistência ao corte da descontinuidade depende de vários parâmetros:

- Ângulo de atrito das descontinuidades (φ);
- Inclinação da pregagem relativamente à superfície de deslizamento (α)
- Rigidez da calda e da rocha;
- Ângulo de dilatância;
- Espessura da calda de injecção;
- Diâmetro do varão;
- Propriedades resistentes do aço.

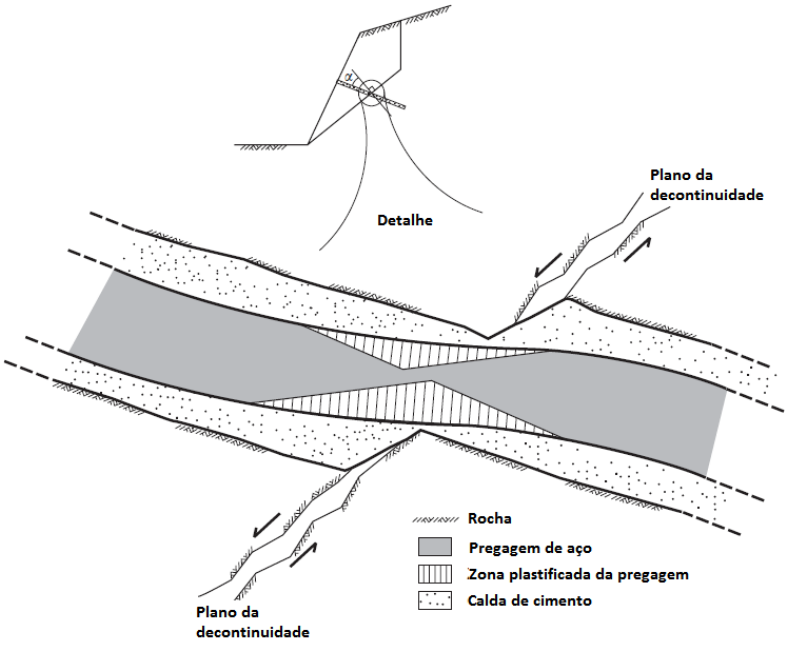


Fig. 6.6 – Cedência de uma pregagem selada com calda de cimento (adaptado de [39])

Spang e Egger [39], após a análise destes parâmetros, referem que os aspectos mais importantes para contribuição da pregagem para resistência ao corte da descontinuidade são:

- Uma descontinuidade rugosa aumenta esta contribuição em cerca de 50% em relação a uma descontinuidade lisa;
- A inclinação da pregagem ou dilatância da descontinuidade aumenta em cerca de 20% a contribuição em relação a pregagens normais à superfície de deslizamento;
- A resistência ao corte aumenta com a deformabilidade da rocha e da calda, no entanto, em menor escala.

Em 2006, Durville et al. [40] realizam um estudo de comparação dos valores experimentais com o método de Spang e Egger.

Como refere Durville et al. [40] os valores obtidos com o método desenvolvido por Spang e Egger são bastantes próximos dos determinados experimentalmente no que concerne à contribuição última de uma pregagem, podendo ser utilizados na prática desde que aplicando factores de segurança aos parâmetros estimados, procurando assim limitar a plasticidade e a deformação.

Um dos factores que pode conduzir à variação referida anteriormente é o esmagamento do material envolvente à pregagem no caso de rochas com resistências relativamente baixas, que pode provocar uma reorientação do varão mais favorável que permita trabalhar principalmente à tracção.

Na prática, a consideração da resistência à tracção como contribuição da pregagem para a resistência ao corte de uma descontinuidade, assume-se desta forma como sendo a metodologia mais simples, não dependendo dos parâmetros do maciço, nem da inclinação do varão, como o método de Spang e Egger [38].

6.5.2. ANCORAGENS PRÉ-ESFORÇADAS

As aplicações correntes das ancoragens em maciços rochosos, como indica a Figura 6.2, item 2, pretendem impedir o deslizamento de blocos ou cunhas devido à existência de descontinuidades, que inclinam para fora do talude. É importante de salientar que a principal função das ancoragens pré-esforçadas é modificar as forças normais e tangenciais que actuam nos planos de deslizamento, aplicando-se sobre o bloco uma força activa de estabilização.

No sentido de proceder à estabilização de possíveis blocos instáveis, é geralmente necessário a instalação de ancoragens de modo a evitar deslocamentos e perda de travamento entre os blocos rochosos.

Todavia, para além de as ancoragens pré-esforçadas permitirem manter um confinamento no talude de escavação, permitem menores deslocamentos que as pregagens, apresentando um maior custo e processo de instalação mais lento.

Na instalação das ancoragens, o prolongamento destas para além das potenciais superfícies de deslizamento constitui, à semelhança das pregagens, uma importante e vital característica para o seu bom funcionamento. A aplicação do pré-esforço na ancoragem é transmitida para o maciço rochoso através de uma placa de reacção ou viga de betão armado na superfície da rocha, produzindo a compressão na massa rochosa, modificando as tensões normais e tangenciais na superfície de deslizamento.

No sentido de permitir um correcto funcionamento da ancoragem, indica-se, seguidamente, um conjunto de disposições a seguir durante o seu processo de instalação [41]:

- **1º Etapa** - *Furação* – a determinação do diâmetro de perfuração e o comprimento do furo depende do tipo de maciço in situ, dos equipamentos disponíveis e condições de acesso para este equipamento;
- **2ª Etapa** - *Materiais e dimensões da armadura* - selecção da ancoragem, materiais e dimensões que são compatíveis com o diâmetro do furo e esforço na cabeça da ancoragem;
- **3ª Etapa** - *Corrosão* – avaliar a envolvente onde as ancoragens vão estar instaladas, aplicando, caso necessário, um nível adequado de protecção;

- **4ª Etapa** - *Tipo de bolbo de selagem* - selecção do cimento, calda de resina ou ancoragem mecânica para assegurar a resistência bolbo/armadura/maciço. Os factores que influenciam esta decisão incluem o diâmetro do furo, a esforço de tracção, comprimento de ancoragem, resistência da rocha e velocidade de instalação;
- **5ª Etapa** - *Comprimento do bolbo de selagem* - com base no diâmetro do furo, tipo de ancoragem e a resistência da rocha, avaliar o comprimento do bolbo de selagem necessário;
- **6ª Etapa** - *Comprimento total da ancoragem* – este comprimento é o total do comprimento do bolbo e o comprimento livre. O comprimento livre estende-se a partir da superfície do maciço rochoso até o topo da zona do bolbo de selagem.
- **7ª Etapa** – *Número e distribuição das ancoragens* – a distribuição de ancoragens deverá produzir um esforço global necessário para a estabilidade do maciço rochoso;
- **8ª Etapa** - *Impermeabilização dos furos*- verificar que não existem descontinuidades na zona de do bolbo de selagem, onde a calda se poderia infiltrar, e impermeabilizar o furo se necessário.
- **9ª Etapa** - *Ensaio de carga* - procedimento de teste que irá verificar a eficiência da ancoragem, analisando se esta suportará a carga de projecto.

A figura seguinte apresenta a esquematização de uma ancoragem típica multi-cordão e a figura 6.8 as ancoragens executadas na Parede Sul.

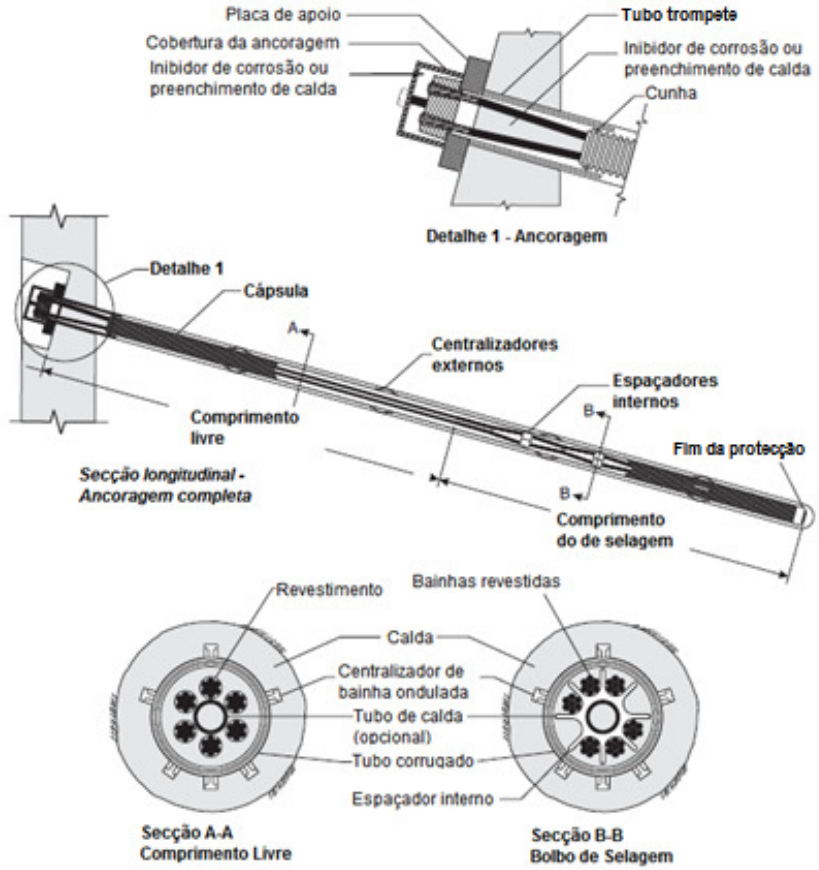


Fig. 6.7 - Ancoragens típicas multi-cordão com sistema de protecção contra corrosão com bolbo de selagem preenchido com calda (cortesia Lang Tendons Inc. [32])



Fig. 6.8 – Ancoragens executadas na Parede Sul – Talude 8

6.5.3. BETÃO PROJECTADO

6.5.3.1. Introdução

Segundo Yoggy [42] a designação betão projectado aparece pela primeira vez em 1912 nos Estados Unidos por intermédio da indústria de cimento, considerado desde logo um sucesso. Segundo o *American Concrete Institute*, a designação betão projectado corresponde a uma argamassa ou betão que é projectado a alta velocidade contra uma superfície utilizando ar comprimido.

O betão projectado apresenta características semelhantes às do betão convencional sobre o ponto de vista de resistência à compressão, tracção por flexão ou durabilidade. As suas grandes desvantagens em relação ao betão convencional, estão relacionadas com o facto de o processo de colocação exigir uma maior experiência do operador e também um equipamento mais complexo e como consequência mais caro.

O campo de aplicação do betão projectado limitou-se durante alguns anos à estabilização de taludes, revestimento primário de túneis, reparação de estruturas e execução de depósitos. Actualmente, o betão projectado tem um papel de grande importância no suporte a curto e longo prazo das frentes e perímetros de obras subterrâneas, podendo algumas vezes ser alternativa ao convencional betão armado.

6.5.3.2. Betão reforçado com aço: Rede electrossoldada ou fibras

O betão projectado, para aplicações permanentes, pode ser reforçado de modo a reduzir o risco de fendilhação e de laminação. O reforço do betão projectado pode ser efectuado através de redes electrossoldadas de aço (Fig. 6.9) ou através de fibras metálicas (Fig. 6.10), sendo, nos últimos anos efectuadas várias experiências utilizando fibras de polipropileno. O betão projectado reforçado quando sujeito a esforços de tracção fendilha, contudo, devido à aderência entre betão e o aço, verifica-se uma transferência gradual da carga para o aço à medida que o esforço actuante aumenta.

A partir dos anos 70, o betão projectado com fibras é alvo de vários estudos com o objectivo de estudar o seu comportamento, comparativamente com o betão projectado com rede electrossoldada (malhasol).

O betão reforçado com fibras é utilizado com vários fins tais como construção nova, reparação e reabilitação de estruturas antigas e deterioradas, muros de suporte para escavações, revestimento de túneis e estabilizações de taludes.

Em escavações subterrâneas, o betão projectado com fibras metálicas tem vindo a substituir o betão projectado com malhasol. Todavia, a utilização da rede malhasol é em geralmente utilizado na estabilização de taludes à superfície.

A aplicação de betão projectado com malhasol requer uma execução cuidada, exigindo um consumo de tempo elevado o que a torna dispendiosa e apresentando também, alguns perigos e riscos devido à não uniformidade da aderência entre o betão e a rocha, tendo como consequência a formação indesejada de vazios.



Fig. 6.9 – Betão projectado reforçado com rede electrossoldada



Fig. 6.10 - Tipo de fibras usadas em betão projectado

As propriedades do betão mudam quando este contém fibras. Quando solicitado por uma carga estática, as fibras transmitem ao betão uma certa ductilidade, após a rotura. A ductilidade é função da aderência da fibra e da quantidade de fibras.

Quanto à flexão, a presença de fibras no betão permite uma melhor distribuição das tensões na secção sujeita à flexão fazendo com que o eixo neutro se desloque para a zona comprimida. Quando o betão tem uma elevada percentagem de fibras, a tensão de rotura à flexão aumenta.

A presença de fibras garante melhorias de comportamento do betão em relação à tracção e à resistência ao corte. Estas melhorias dependem muito da percentagem de fibras e do seu alinhamento. Em relação ao corte, a presença de fibras permite uma distribuição aleatória das mesmas, situadas muito perto umas das outras, traduzindo-se em menores aberturas de fissuras.

O comportamento do betão em relação à fadiga, fluência e retracção também melhora, sendo o seu melhoramento proporcional à quantidade de fibras existentes no betão.

Assim, o comportamento sob a acção de cargas dinâmicas ou estáticas de um betão com fibras pode ser muito diferente do comportamento do betão sem fibras, dependendo da composição do betão, do tipo e dosagem de fibras.

No caso da acção actuante ser uma carga dinâmica, no betão com fibras, o impacto produz uma fendilhação localizada sem que o restante betão seja afectado, ao contrário do que acontece no betão sem fibras em que o betão poderá ficar totalmente fraccionado.

Sob a acção de uma carga estática gradualmente crescente, depois de atingido o pico de carga, o betão com fibras mantém a integridade apesar de fissurado e com deformações consideráveis. No betão sem fibras, após o pico de carga e a primeira fissura, ele separar-se-á em bocados.

Para o betão projectado, a melhor maneira de avaliar a capacidade para absorver a energia do betão com fibras é por ensaios de flexão feitos sobre placa. Segundo estes ensaios foi possível comparar o comportamento do betão projectado associado a malhasol com o betão projectado com fibras, em relação à *tensão de rotura vs deformação.* O ensaio foi realizado sobre três placas diferentes, apresentadas na seguinte figura:

- Betão projectado com malhasol – **SMRS**;
- Betão projectado com fibras (35 kg de fibras por m³ de betão) – **SFRS 35**;
- Betão projectado com fibras (50 kg/m³) – **SFRS 50**.

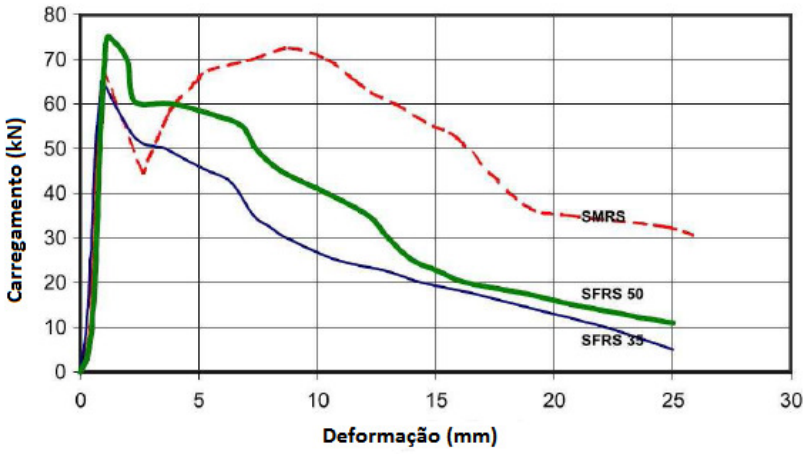


Fig. 6.11 - Resultados do ensaio de flexão sobre placa (adaptado de [43])

Analisando os resultados obtidos pelos autores, verifica-se que o betão projectado atinge a resistência de pico para valores pequenos de deformação, Fig. 6.11. Comprova-se que o comportamento do betão projectado está directamente relacionado com a dosagem de fibras. Segundo a figura anterior, o comportamento do betão reforçado com rede electrossoldada é diferente após a abertura da primeira fenda, possibilitando a obtenção de um segundo pico, superior ao primeiro, para uma flecha de 9mm.



Fig. 6.12 - Placa de betão projectado com rede electrossoldada após ensaio de flexão [43]

6.6. ANÁLISE DA ESTABILIDADE LOCAL DOS TALUDES ROCHOSOS

Nos taludes em que se identificou mais que uma situação de instabilidade, procurou-se determinar a situação mais desfavorável, isto é, a que necessita de uma capacidade resistente superior, a fornecer por uma malha de pregagens, de modo a atingir um factor de segurança aceitável.

Segundo Hoek [37], para taludes definitivos o **factor de segurança** para **condições estáticas** deverá ser superior a **1.5** e no caso de **sísmicas** maior a **1.1**.

No que concerne à acção sísmica, esta é representada pelo coeficiente sísmico que estabelece a razão entre a aceleração máxima expectável (Capitulo 3 e subtítulo 3.4) e a aceleração da gravidade.

$$\alpha = \frac{a_{máx}}{g} \tag{6.1}$$

Sendo $\mathbf{a_{máx}}$ a aceleração máxima horizontal e **g** a aceleração da gravidade. Neste sentido, facilmente obtém-se um coeficiente sísmico de **0.139**, para $\mathbf{a_{máx}}$ de 136 cm^2/s e **g** de 980 cm^2/s.

Na análise da estabilidade, considerou-se um peso volúmico γ para o maciço rochoso de **27 kN/m^3**.

Sobre as plataformas dos taludes 6, 7 e 8 serão colocados aterros para os quais considerou-se um peso volúmico de 20 kN/m^3. Os aterros definidos em projecto apresentam nos taludes 6,7 e no talude 8, respectivamente, 3 e 5 m de altura.

No que concerne à resistência das descontinuidades, segundo os ensaios de resistência das diaclases, referidos no Capítulo 4 e sub-capítulo 4.5.2.2 adoptou-se conservativamente um valor mais baixo que o proveniente dos ensaios. De facto, embora os ensaios indicassem que a resistência média segue a lei $\tau = 102 + \sigma \times \tan(32.6^0)$ (kPa) adoptou-se um **ângulo de atrito de 30^0**. A **coesão** de uma superfície de deslizamento não deve ser contabilizada na análise de estabilidade, pois quando ocorre movimento na superfície da descontinuidade a **coesão anula-se** imediatamente.

Considerou-se, face ao comportamento tão complexo da estabilização de taludes com potencial formação de *toppling,* que o dimensionamento dos reforços que incrementam a estabilização local, são condicionados pela rotura planar ou em cunha.

6.6.1. DRENAGEM DOS TALUDES

Os taludes que localizam-se acima da plataforma geral (404.5), taludes 1 e 2, apenas estão sujeitos às acções das precipitações. Sobre estes taludes as escorrências superficiais da água das chuvas podem penetrar nas descontinuidades do maciço rochoso gerando pressões neutras. Estas pressões promovem

o afastamento das descontinuidades reduzindo a tensão normal, σ_n, isto é, diminuindo a estabilidade dos taludes. Neste sentido, em todos os taludes localizados acima da cota geral (404.5) foram instalados drenos sub-horizontais (L=4m) de modo a evitar que tais pressões instalem-se.

Essencialmente nos taludes 6, 7 e 8, aquando da remoção da ensecadeira e subida do nível da albufeira, desenvolve-se um equilíbrio de pressões de água. As possíveis variações rápidas do nível de água na albufeira acarretam sérios problemas às estruturas de contenção dos taludes, desenvolvendo elevadas pressões neutras, que face à semelhança da acção das chuvas, diminuem fortemente a estabilidade local. Neste sentido, a introdução de drenos sub-horizontais e a execução de aberturas nas estruturas de contenção dos taludes (6, 7 e 8) evitam que, face a possíveis e rápidas variações do nível da água, gerem-se pressões neutras no interior do maciço rochoso.

Deste modo, face à devida explanação da drenagem dos taludes apresentada, na estabilidade local dos taludes não foi contabilizada a pressão da água sobre estes.

6.6.2. ANÁLISE PLANAR - *ROCPLANE*

6.6.2.1. Formulação do problema

Tal como foi apresentado, este software foi utilizado com o objectivo de verificar a estabilidade local dos taludes rochosos da tomada de água, devido à presença de situações de potencial instabilidade planar, identificadas no Capitulo 5 (Quadros 5.4 e 5.7).

Face à variabilidade do pendor das famílias de diaclases e falhas identificadas, efectuou-se, inicialmente, uma análise de sensibilidade com o principal intuito de prever situações mais gravosas que possam ocorrer nos taludes, e por isso, uma maior capacidade resistente dos reforços a fornecer.

Em concordância com os perfis geológicos - geotécnicos do relatório [13], considerou-se limitar as persistências das diaclases e falhas a 30 m.

O dimensionamento dos reforços pretendeu determinar a força necessária para garantir o equilíbrio dos blocos potencialmente instáveis, e definir a partir desta, o número e distribuição de pregagens.

6.6.2.2. Dimensionamento do número e distribuição dos reforços

A malha de reforços a instalar é frequentemente definida pelo espaçamento ou densidade de reforços, pela inclinação, pelo diâmetro do varão de aço e pelo comprimento do reforço.

No que concerne ao diâmetro, de acordo com Ortigão e Sayão [44], para pregagens permanentes não devem ser utilizados varões com diâmetros inferiores a 25 mm por motivos relacionados com a protecção contra a corrosão do aço.

Como referido em 6.5.1.4, a capacidade de suporte de uma pregagem a considerar corresponde à resistência à tracção de um varão de aço, determinada através da equação:

$$N_{rd} = A_s \times f_{ysd} \tag{6.2}$$

onde, A_s é área do varão e f_{ysd} a tensão de cedência de cálculo do aço considerado.

No que respeita às ancoragens, no caso dos **taludes 3, 6, 7 e 8** definiu-se, como primeira aproximação, o número, distribuição e pré-esforço definido no projecto inicial [45].

Com base nas disposições referidas, e adoptando varões com 25 mm de diâmetro e classe S500, determinaram-se as densidades de pregagens necessárias para cada talude.

A direcção das pregagens é perpendicular à face do talude e admitiu-se uma inclinação de 10º descendente, sendo esta uma inclinação que concilia a eficiência na resistência ao corte da superfície e a facilidade de execução em obra.

No Quadro A3.1 em anexo, são apresentados as principais características dos taludes analisados, respectivas descontinuidades, ancoragens definidas em projecto e as capacidades resistentes totais a fornecer aos taludes pelas pregagens, de modo a obter-se um factor de segurança para condições estáticas de 1.5. Assim, no Quadro 6.1 apresenta-se um resumo dos resultados apresentados no Quadro A3.1.

Com base nos reforços dimensionados, verificou-se a segurança dos taludes para condições sísmicas, obtendo-se factores de segurança superiores a 1.1.

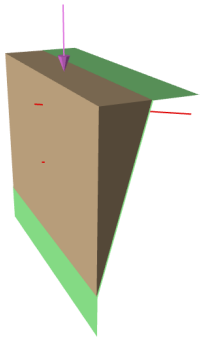


Fig. 6.13 - Determinação da capacidade resistente total a fornecer pelas pregagens

Quadro 6.1 – Capacidades a fornecer pelas pregagens para a estabilidade de deslizamentos planares - Resumo

	Taludes										
	(1)	**(3)**	**(4)**	**(6)**	**(7)**	**(8)**	**(3)**	**(4)**	**(4)**	**(6)**	**(6)**
Descontinuidade	**J2**	**J2**	**J1**	**J2**	**J1**	**J1**	**F8**	**F14**	**F17**	**F8**	**F16**
Capacidade total das preg. (ton/m)	118	166	323	484	170	361	297	98	347	550	550
$N_{rd\ pregagens}$ (ton)	21.76	21.76	21.76	21.76	21.76	21.76	21.76	21.76	21.76	21.76	21.76
Preg./m	5.4	7.6	14.8	22.2	7.8	16.6	13.7	4.5	15.9	25.3	25.3
Altura distribuída pelas pregagens (m)	25	15	26	20	12	20	15	15	25	20	20
Densidade de pregagens (preg/m^2)	0.22	0.51	0.57	1.11	0.65	0.83	0.91	0.30	0.64	1.26	1.26

No que concerne ao **talude 1**, obteve-se uma malha de pregagens ϕ 25 disposta em quincôncio com 3m de largura e com espaçamento vertical de 1.5. Neste sentido, de forma a equilibrar esta malha de pregagens, reduziu-se o lado do quincôncio para 2 m, resultando um espaçamento vertical de 2 m.

Quanto ao **talude 3**, este apresenta uma altura de 34.7 m, 90º de inclinação e descontinuidades com pendores desfavoráveis, conduzindo a reforços com elevada densidade de pregagens. Este talude apresenta uma viga de coroamento ancorada com dois níveis de ancoragens afastadas entre si de 3 m, e pré-esforçadas a 500 kN. Devido ao facto deste talude apresentar uma forma semi-circular, não se aplica perfeitamente a teoria de deslizamento planar.

Neste sentido, e de forma conservativa, obteve-se uma distribuição de pregagens em quincôncio de 3 m de lado e um espaçamento vertical de 0.4 m. De facto, face a um espaçamento vertical tão baixo, optou-se por aumentar o diâmetro das pregagens para ϕ 32, diminuir o lado do quincôncio para 1.5 m e também reduzir o espaçamento das ancoragens para 2 m. Assim, resultou uma distribuição de pregagens dispostas em quincôncio de lado e espaçamento vertical de 1.5 m.

No que respeita aos taludes laterais, apenas o talude **4** é alvo de análise planar, obtendo-se uma densidade de pregagens de 0.64 preg/m^2, correspondendo a um quincôncio de 3 m de lado e espaçamento vertical de 0.5 m. À semelhança do **talude 3**, face a um espaçamento vertical obtido tão reduzido, optou-se por aumentar o diâmetro dos varões para 32 mm e diminuir o lado do quincôncio para 1.5 m, resultando num espaçamento vertical de 1.5 m.

A estabilidade das paredes (**talude 6, 7 e 8**) é assegurada por um nível superior de ancoragens afastadas entre si de 2 m e por pregagens ao longo das vigas de travamento horizontais. Verificou-se que o reforço necessário para a estabilidade das paredes é elevado na ordem dos 550 ton/m, tornando-se imperioso o recurso a pregagens *Dywidag,* tendo em conta que a sua resistência é superior ao dobro da resistência das pregagens correntes.

As barras de pré-esforço roscadas *Dywidag* [46] são constituídas por um aço de alta resistência (classe de aço S900 e S950) e baixa relaxação. Apresentam uma gama de diâmetros que varia dos 26.5 a 47 mm.

Neste sentido, relativamente ao **talude 6**, pretendeu-se reduzir o número de pregagens a aplicar por cada nível de viga de travamento horizontal. Este facto só foi possível usando 2 pregagens *Dywidag* (S950) ϕ32 mm com um espaçamento horizontal de 1 m.

Os **taludes 7** e **8**, ainda que menos solicitados que o anterior, tornou-se fulcral o uso de 2 pregagens ϕ26.5 mm (S950) *Dywidag* com espaçamento horizontal de 1 m, por cada viga de travamento horizontal.

De facto, a verificação da estabilidade planar ao longo das escavações é um aspecto essencial a ter em conta nos taludes 6, 7 e 8, devido ao seu faseamento construtivo, apresentado na secção 3.3.

Todavia, no **talude 6**, ao longo do seu processo de escavação e execução dos reforços, apresenta factores de segurança, mesmo que seja uma situação transitória, inferiores à unidade, Quadro 6.2 (Quadro A3.2). Esta situação ocorre no momento mais crítico do faseamento construtivo das paredes, isto é, quando após a execução da viga de coroamento ancorada se procede à escavação dos 4 m seguintes. Assim, tornou-se indispensável, o aumento do reforço das ancoragens, pois são apenas estas que sustêm a escavação durante essa fase. Neste sentido diminuiu-se o espaçamento longitudinal das ancoragens para 1.5 m, sendo este valor o espaçamento mínimo entre ancoragens de modo a evitar-se interacções entre os bolbos de selagem adjacentes, obtendo-se, assim, factores de segurança mais aceitáveis, Quadro 6.3 (Quadro A3.3).

No quadro 6.4 apresenta-se um resumo das alterações efectuadas na optimização do dimensionamento das malhas de reforço, enunciadas anteriormente (Quadro A3.4).

Quadro 6.2 - Determinação dos FS ao longo do faseamento construtivo do talude 6 para ancoragens afastadas entre si de 2 m - Resumo

Talude	**(6)**					
Altura do talude (m)	5	9	13	17	21	25
Descontinuidade	**F8**					
Capacidade total das preg. (ton/m)	0	0	138	275	413	550
FS $_{\text{estáticas}}$	4.93	0.96	2.24	2.31	2.18	2.02
FS $_{\text{sísmicas}}$	4.23	0.81	2.04	2.11	1.99	1.84

Quadro 6.3 - Determinação dos FS ao longo do faseamento construtivo do talude 6 para ancoragens afastadas entre si de 1.5 m - Resumo

Talude	**(6)**					
Altura do talude (m)	5	9	13	17	21	25
Descontinuidade	**F8**					
Capacidade total das preg. (ton/m)	0	0	134	268	402	536
FS $_{\text{estáticas}}$	11.66	1.29	2.37	2.36	2.19	2.02
FS $_{\text{sísmicas}}$	9.30	1.11	2.16	2.16	2.00	1.84

Quadro 6.4 - Capacidades a fornecer pelas pregagens para a estabilidade de deslizamentos planares (Optimização) - Resumo

	Taludes										
	(1)	**(3)**	**(4)**	**(6)**	**(7)**	**(8)**	**(3)**	**(4)**	**(4)**	**(6)**	**(6)**
Descontinuidade	**J2**	**J2**	**J1**	**J2**	**J1**	**J1**	**F8**	**F14**	**F17**	**F8**	**F16**
Capacidade total das preg. (ton/m)	118	147	323	470	170	361	240	98	347	536	536
N $_{\text{rd pregagens}}$ (ton)	21.76	35.64	35.64	67.72	46.44	46.44	35.64	35.64	35.64	67.72	67.72
Pregagens/m	5.4	4.1	9.1	6.9	3.7	7.8	6.7	2.7	9.7	7.9	7.9
Altura distribuída pelas pregagens (m)	25.0	15.0	26.0	20.0	12.0	20.0	15.0	15.0	25.0	20.0	20.0
Densidade de pregagens (preg/m^2)	0.22	0.27	0.35	0.35	0.31	0.39	0.45	0.18	0.39	0.40	0.40

6.6.3. ANÁLISE DE CUNHAS - *SWEDGE*

6.6.3.1. Formulação do problema

O programa *Swedge* foi utilizado com o objectivo de analisar a estabilidade local das situações potenciais de instabilidade em cunha identificadas no Capitulo 5 (Quadros 5.4 e 5.7).

Na determinação da situação mais desfavorável para cada talude, pretende-se avaliar a situação ou cunha que necessite de maior reforço da capacidade resistente, que pode não corresponder à cunha com menor factor de segurança. Isto deve-se à possibilidade de formação de cunhas muito delgadas, vulgarmente chamadas de "lascas", nas quais as forças resistentes são muito inferiores devido ao seu reduzido volume e peso, o que conduz a factores de segurança muito reduzidos, bastando apenas a introdução do elemento pregagem para aumentar significativamente o factor de segurança. Estes tipos de blocos são normalmente removidos quando ocorrem ao longo da escavação.



Fig. 6.14 - Exemplo da formação de cunhas delgadas, vulgarmente designadas por cascas.

Nos dados a inserir no programa, estão incluídas as atitudes das famílias de descontinuidades em estudo, a orientação do talude, a altura do talude, o ângulo de atrito e a coesão.

Com base nos resultados obtidos foi efectuado o dimensionamento das malhas de pregagens para os taludes em estudo.

6.6.3.2. Dimensionamento dos reforços

Assim, utilizando as características do reforço determinado na estabilidade planar, avaliam-se as densidades das malhas de pregagens para cada talude tendo em conta, desta vez, as possíveis instabilidades em cunha, Quadro 6.5 (Quadro A3.5).

No caso dos taludes não analisados na estabilidade planar, como o **talude 2**, usaram-se varões ϕ25 mm de classe S500 no dimensionamento dos reforços.

À semelhança da análise planar, o número e distribuição dos reforços foi determinada de modo a obter-se um factor de segurança para condições estáticas superior a 1.5. Posteriormente, com base nos reforços dimensionados, verificou-se a segurança dos taludes para condições sísmicas, obtendo-se factores de segurança superiores a 1.1.

Quadro 6.5 - Capacidades a fornecer pelas pregagens para a estabilidade de cunhas - Resumo

	Taludes											
	(4)	**(6)**	**(2)**	**(2)**	**(4)**	**(4)**	**(4)**	**(4)**	**(6)**	**(6)**	**(7)**	**(7)**
Descontinuidades	**J1 e J2**	**J1 e J2**	**F2 e F8**	**F2 e F5**	**F14 e F8**	**F8 e F17**	**F13 e F16**	**F14 e F16**	**F8 e F9A**	**F16 e F9A**	**F8 e F9A**	**F16 e F9A**
A. face do Bloco (m^2)	198.9	197.0	79.8	254.7	1164.8	227.4	154.7	1101.7	177.5	241.2	2.7	21.1
Capacidade total das preg. (ton)	1023	1044	131	879	2690	1228	703	2864	481	954	Fs>1.5	Fs>1.5
$N_{rd\ pregagens}$ (ton)	35.64	67.72	21.76	21.76	35.64	35.64	35.64	35.64	67.72	67.72	46.44	46.44
Pregagens	29	16	7	41	76	35	20	81	8	15	-	-
Densidade de pregagens (preg/m^2)	0.15	0.08	0.09	0.16	0.07	0.15	0.13	0.07	0.05	0.06	-	-

Com base nos resultados obtidos, **no talude 2** resultou uma malha de pregagens ϕ25 S500 disposta em quincôncio com 3 m de largura e espaçamento vertical de 2 m.

Para os restantes taludes a densidade de pregagens obtida é substancialmente inferior à obtida na análise planar, isto é, a análise de deslizamentos planares é a mais condicionante para o dimensionamento dos elementos de reforço.

6.6.4. RESULTADOS E CONCLUSÕES FINAIS

Como era de prever, nos taludes onde emergem os dois tipos de instabilidades, o cenário mais desfavorável para a estabilidade de blocos é o de rotura planar.

O talude 5, não apresentando nenhum tipo de instabilidade planar e de cunha, considerou-se uma densidade de pregagens mínima de 0.10 preg./m^2, correspondendo a uma distribuição disposta em quincôncio de lado e espaçamento vertical de 3 m.

No que respeita aos taludes 6, 7 e 8, foi indispensável recorrer a pregagens pré-esforçadas *Dywidag* de barra roscada, cuja resistência é superior ao dobro da resistência das pregagens correntes, devido aos baixos pendores e reduzidas resistências adoptados nos planos de descontinuidades.

Em suma, apresenta-se no Quadro 6.6 as características dos reforços dimensionados, para que a estabilidade dos taludes seja assegurada.

Quadro 6.6 – Características dos reforços dimensionados na estabilização local

Taludes	Ancoragens	Densidade de preg. (preg/m^2)	Instabilidade crítica	Características das Pregagens
(1)	-	0.22	**Planar J2**	**ϕ25 (S500)** quincôncio com **2 m** de lado **e S_v = 2m**; **10°**
(2)	-	0.16	**Cunhas F2 e F5**	**ϕ25** em quincôncio com **3 m** de lado e **S_v = 2m**; **10°**
(3)	2 níveis, F=500 kN, S_h = 2.0 m	0.45	**Planar F8**	**Φ32** em quincôncio com **1.5 m** de lado e **S_v = 1.5 m**; **10°**
(4)	-	0.39	**Planar F17**	**ϕ32 (S500)** em quincôncio com **1.5 m** de lado e **S_v = 1.5 m; 10°**
(5)	-	0.10	**-**	**ϕ25 (S500)** em quincôncio com **3 m** de lado e **S_v = 3m e inclinação de 10°**
(6)	1 nível, F=750 kN, S_h = 1.5 m	0.40	**Planar F8 / F16**	**2 preg./nível** - 2ϕ32 (S950) com **S_h = 1m, 10°**
(7)	1 nível, F=750 kN, S_h = 2.0 m	0.28	**Planar J1**	**2 preg./nível** - 2ϕ26.5 (S950) com **S_h = 1m**, **10°**
(8)	1 nível, F=750 kN, S_h = 2.0 m	0.37	**Planar J1**	**2 preg./nível** - 2ϕ26.5 (S950) com **S_h = 1m**, **10°**

Apresenta-se nos anexos na secção A4.1 e A4.2 dos reforços e estruturas de contenção dos taludes dimensionados com base na estabilização local.

6.7. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO GLOBAL DOS TALUDES

Com o intuito de analisar o faseamento construtivo dos taludes da nova tomada de água do reforço de potência de Bemposta, e antevendo o comportamento do maciço rochoso, foi usado o programa *Phase2*, software desenvolvido pela *Rocscience*. Este permite a criação e análise de um modelo a duas dimensões, que consiste no estudo das tensões, deslocamentos, esforços instalados, cedência do maciço rochoso, entre outras análises possíveis.

É correntemente utilizado para avaliar a viabilidade de projectos que impliquem obras de escavações, permitindo, também, uma estimativa do suporte necessário para garantir a estabilidade da obra. A sua utilização e a fiabilidade dos seus resultados dependem do rigor com que o modelo é criado. Como tal, a criação de um modelo que se aproxime o máximo possível ao caso de estudo é determinante para a legitimidade dos resultados.

Todavia, por mais perfeito que seja o modelo, os resultados obtidos do programa de cálculo automático não podem ser vistos como uma verdade incontestável visto existirem condicionantes e variáveis impossíveis de prever antes da execução de um projecto. Neste sentido, torna-se imperioso a comparação entre os resultados previstos e os observados em obra, permitindo a confirmação ou possíveis alterações do projecto, de modo a garantir-se a segurança.

6.7.1. APRESENTAÇÃO DOS MODELOS

A simulação do faseamento construtivo dos taludes da nova tomada de água é realizada utilizando o MEF, cujos modelos são constituídos por malhas de elementos triangulares.

O estado de tensão inicial instalado no maciço rochoso, segundo os ensaios STT [10] apresentados no Capitulo 3 secção 3.6.2, apresenta uma variação do coeficiente de impulso[1] **k** de 0.9 a 1.3 no plano da central considerado e 1.2 a 2.2 no plano perpendicular. As secções analisadas nos modelos da tomada de água, apresentam-se perpendiculares ao plano definido pela central nos ensaios STT. Neste sentido, o **k** situa-se entre **1.2** e **2.2**.

De facto, como o parâmetro **k** varia com a profundidade do maciço, considerou-se para o caso dos taludes modelados, acima e abaixo da cota 404.5, valores de **2** e **1**, respectivamente, para o plano modelado e para o plano ortogonal.

Os modelos foram divididos em várias fases, correspondendo a primeira fase ao maciço antes da intervenção, onde seguidamente, os avanços das escavações são representados por fases distintas. Estes modelos são igualmente estratificados com base nas diferentes zonas geotécnicas (ZGi) caracterizadas no Capitulo 3.

Assim, pretende-se passar à análise da segurança associada à escavação, execução dos reforços e estruturas de contenção que caracterizam os taludes da nova tomada de água.

Na estabilidade global, as secções analisadas são constituídas pelos reforços dimensionados na estabilidade local (Quadro 6.6 e secções dos anexos A4.1 e A4.2). O comprimento das pregagens foi avaliado de modo a ultrapassar em 2 m as superfícies de descontinuidade [36].

Nas figuras seguintes apresenta-se as secções analisadas no *Phase2*.

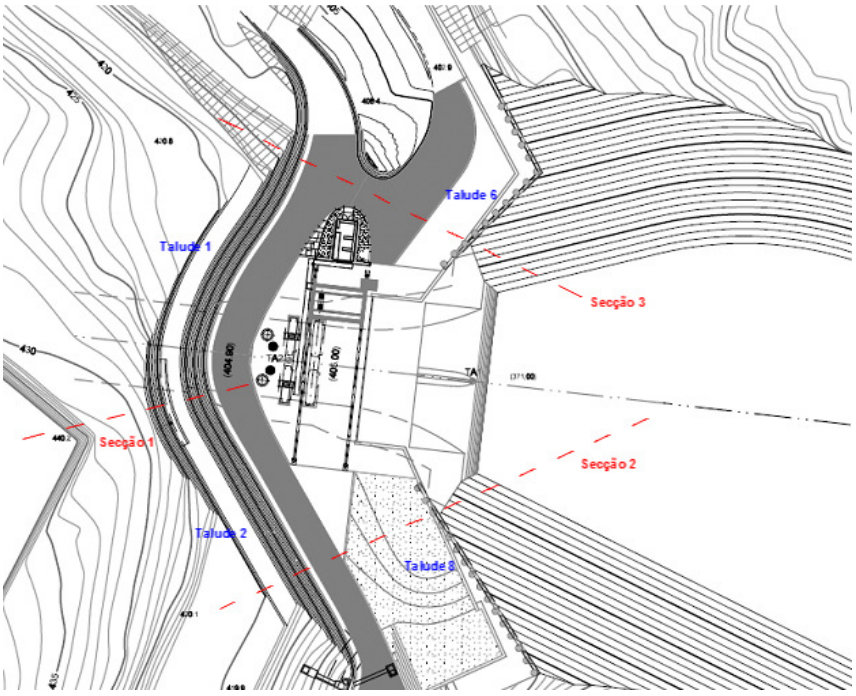


Fig. 6.15 – Representação das secções analisadas no Phase2

[1] Coeficiente de impulso – k – é a relação entre a tensão horizontal e a tensão vertical ($\frac{\sigma_h}{\sigma_v}$)

No modelo da secção 1, que corta o talude 2, considerou-se uma sobrecarga de 10 kPa correspondente ao local do parque de estacionamento da actual central, Fig. 6.16.

Quanto ao modelo representativo da secção 2, pretende analisar o comportamento dos taludes 2 e 8 face aos trabalhos de escavação até à cota da soleira da tomada de água (371.00), Fig. 6.17.

O modelo do corte 3 representa uma secção transversal do talude 1 e 6, Fig. 6.18.

Sobre as plataformas dos taludes 6 e 8 serão colocados aterros, suportados por muros em "L", com 3 e 5 m de altura, respectivamente, que correspondem a sobrecargas de 60 e 100 kPa. Assim, para a estabilização global é necessário avaliar o impulso horizontal provocado pelo aterro sobre os muros, equação 6.3.

$$I_h = \frac{1}{2} K_0 \gamma h^2 \tag{6.3}$$

Onde $\mathbf{K_0}$ representa o coeficiente de impulso horizontal no repouso, $\boldsymbol{\gamma}$ é o peso volúmico do aterro e **h** a altura. Neste sentido, e considerando um $\mathbf{K_0}$ típico para o aterro de 0.5, obtém-se os I_h de 45 e 125 kN/m, respectivamente para o talude 6 e 8.

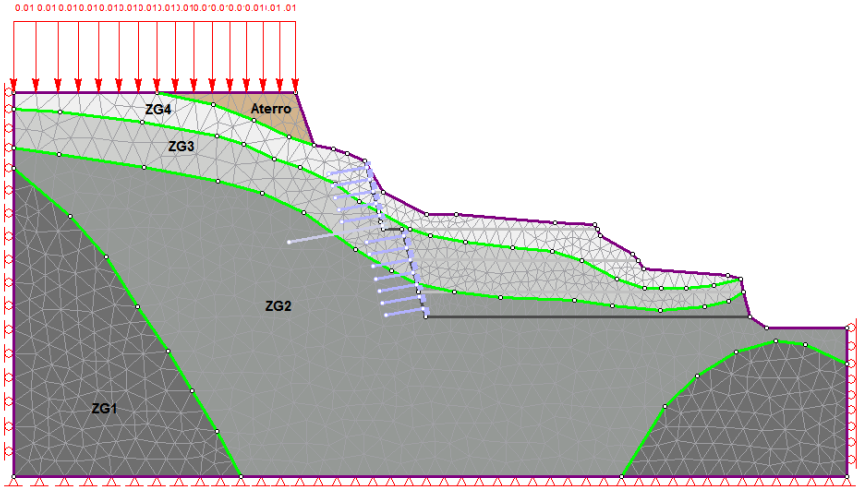


Fig. 6.16 – Modelo representativo do secção 1 – talude 2

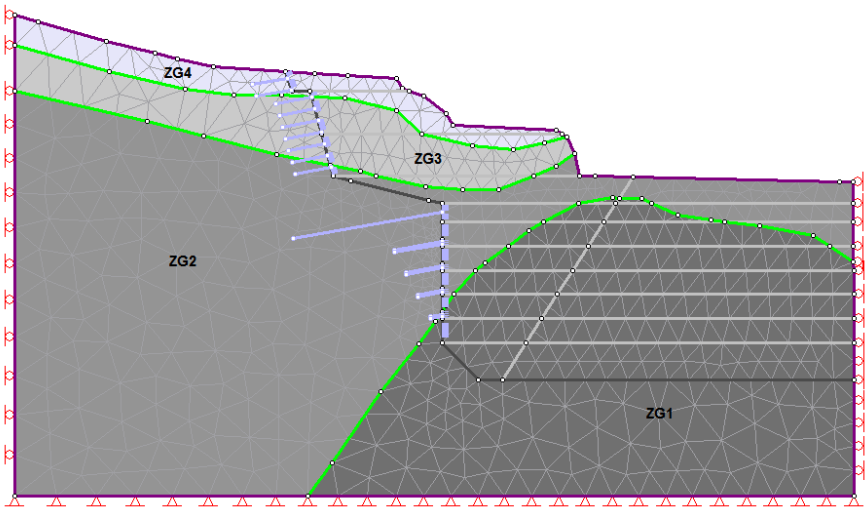


Fig. 6.17 - Modelo representativo da secção 2 – taludes 2 e 8

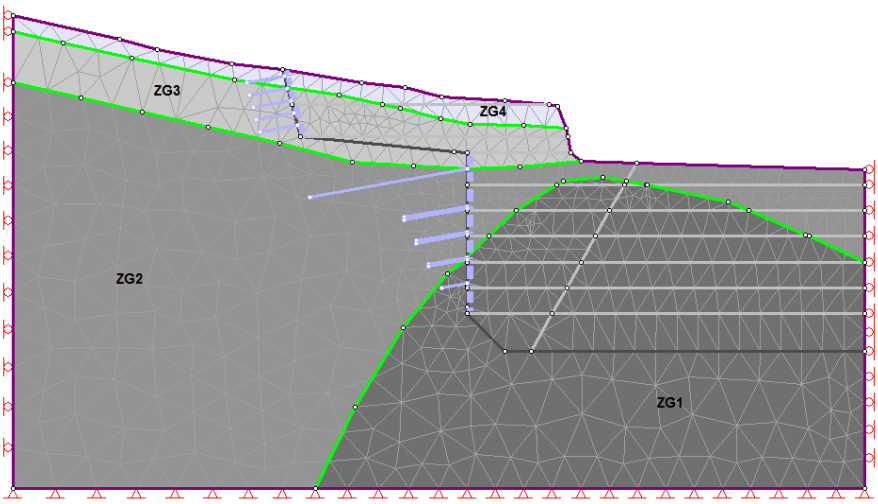


Fig. 6.18 - Modelo representativo do corte 3 – talude 1 e 6

6.7.2. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

As modelações criadas para o estudo global das escavações e concepção das estruturas de contenção dos taludes da nova tomada de água apresentam algumas simplificações.

Como foi apresentado no Capítulo 3, a zona da tomada de água é atravessada por diversas diaclases e falhas que implicam a presença de materiais de características mecânicas mais fracas.

Os modelos criados preconizam uma homogeneização do maciço rochoso, não tendo em conta a presença destas descontinuidades. Para além desta simplificação, também o problema das deformações longitudinais e a sua comparação com análises bidimensionais e abordagens tridimensionais é tratado de uma forma simplificada.

Segundo o zonamento geomecânico, apresentado no Capítulo 4 Quadro 4.23, indica-se no quadro seguinte as propriedades das várias zonas identificadas, de modo a melhor representar o maciço rochoso da zona de implantação. Introduziu-se no programa os seguintes parâmetros representativos, utilizando para o maciço rochoso o critério de cedência de Hoek-Brown e para os aterros o de Mohr-Coulomb.

Quadro 6.7 – Propriedades das várias zonas geotécnicas utilizadas

		Parâmetros elásticos		Critério de Mohr-Coulomb		Critério de cedência de Hoek-Brown				
Zona Geotécnica	**γ** (MN/m^3)	**E_M** (GPa)	**v**	**Φ** (º)	**c** (MPa)	**GSI**	**UCS** (MPa)	**m_b**	**s**	**a**
Aterros	0.020	10	0.3	30	0	-	-	-	-	-
ZG4	0.027	0.5	0.2	-	-	20	50	0.358	9.22E-06	0.544
ZG3		2.5		-	-	40		1.073	1.67E-04	0.511
ZG2		6		-	-	54		2.316	1.27E-03	0.504
ZG1		11		-	-	65		4.239	6.27E-03	0.502

Além das propriedades do maciço rochoso, é necessário definir as propriedades dos suportes e contenções usadas nos modelos.

As pregagens, ancoragens e o betão projectado vão sendo aplicados à medida que a escavação avança, ao contrário das microestacas das paredes que são executadas antes do desmonte do maciço rochoso. No que respeita às microestacas, como o seu principal objectivo é equilibrar as cargas verticais transmitidas pelas ancoragens, não vão ser modeladas no estudo do comportamento global.

Quadro 6.8 – Suportes usados no talude 1 e 2

Suporte	E (MPa)	v	Esp. (m)	Tipo de material	σ_c (MPa)	$\sigma_{c,\ residual}$ (MPa)	σ_t (MPa)	$\sigma_{t,\ residual}$ (MPa)
Betão Projectado	30000	0.25	0.1	Plástico	25	5	5	0
Viga de betão ancorada à cota 418.00	30000	0.25	0.8	Plástico	25	5	5	0

Quadro 6.9 – suportes usados nos taludes 6 e 8

Suporte	E (MPa)	v	Esp. (m)	Área (m^2)	Tipo de material	σ_c (MPa)	$\sigma_{c,\ residual}$ (MPa)	σ_t (MPa)	$\sigma_{t,\ residual}$ (MPa)
Viga de coroamento ancorada e vigas de travamento horizontais	30000	0.25	0.5	-	Plástico	25	5	5	0

Quanto às pregagens considerou-se serem todas de varão selado com calda de cimento (no *Phase2* designadas por *fully bonded)*. No Quadro 6.6, indica-se os parâmetros de caracterização das pregagens a inserir no programa.

A capacidade de tracção das pregagens é determinada com base na equação 6.2.

Quadro 6.10 - Parâmetros de caracterização das pregagens

Taludes	D (mm)	Classe do aço	E (GPa)	i (º)	Capacidade De tracção (MN)	Capacidade residual (MN)	Esp. horizontal (m)	Esp. vertical (m)
(1)	25	S500	200	10	0.21	0.01	2	2
(2)	25				0.21		3	2
(6)	32	S950			0.66		1	-
(8)	26.5				0.46		1	-

No que se refere às ancoragens, para este tipo de suportes é necessário avaliar a interface calda/rocha determinante para a estimativa do arranque da ancoragem.

Segundo Ortigão e Sayão [43], a resistência unitária ao corte na interface rocha calda ***qs*** a considerar é o menor valor entre:

- 1/30 da resistência a compressão uniaxial da rocha não confinada;
- 1/30 da resistência da resistência à compressão da calda.

Como a zona da tomada de água está localizada numa zona composta essencialmente por migmatitos, possui uma resistência à compressão uniaxial de 50 MPa, obtida através dos ensaios de compressão uniaxial, referidos no Capítulo 3.

As caldas de cimento utilizadas para formar os bolbos de selagem, apresentam normalmente uma resistência à compressão entre 20 e 30 MPa, atingidas rapidamente à custa da utilização, de aditivos eficazes.

Para o caso em estudo, admitindo uma resistência à compressão da calda de 25 MPa, o valor de ***qs*** é de aproximadamente 800 kPa.

A resistência ao arranque ***T*** de uma ancoragem é dada pela seguinte equação.

$$T = q_s . \pi . D_{furo} \tag{6.3}$$

No caso das ancoragens situadas na banqueta da cota 418.00, considerou-se serem constituídas por 4 cordões de 0.6'' de diâmetro nominal (140 mm^2) e classe de aço 1570/1770, de modo a suportarem uma carga de serviço de 500 KN. Quanto às ancoragens presentes nas paredes considerou-se a mesma classe de aço, mas utilizando 6 cordões de 0.6'', para uma carga de serviço de 750 kN.

Sabendo que no mínimo o diâmetro do furo das ancoragens é duas vezes o diâmetro dos varões, obtêm-se diâmetros de 120 mm e 180 mm, correspondendo a 0.30 MN/m e 0.45 MN/m de resistência ao arranque para as ancoragens localizadas na banqueta e nas paredes, respectivamente.

Assim, conhecendo o esforço axial que provoca a cedência dos cordões de aço e a resistência ao arranque de uma ancoragem pela interface calda /rocha, verificou-se que para bolbos de selagem de 6 m, o factor condicionante no arranque das ancoragens são as suas armaduras.

Quadro 6.11 - Parâmetros de caracterização das ancoragens

Taludes	**D**[2] (mm)	**E** (GPa)	**L** (m)	**i** (º)	**Capacidade De tracção** (MN)	**Capacidade residual** (MN)	**Pré-esforço** (kN)	**Esp. horizontal** (m)
(2)	27	200	15	10	0.765	0.01	500	2
(6)	33		25		1.15		750	1.5
(8)	33				1.15		750	2

6.7.3. DESCRIÇÃO DOS MODELOS ANALISADOS NO *PHASE2*

Os modelos realizados no *Phase2*, com o objectivo de reproduzir as escavações dos taludes da nova tomada de água, estão divididos em diversas fases correspondendo, de facto, aos seus faseamentos construtivos.

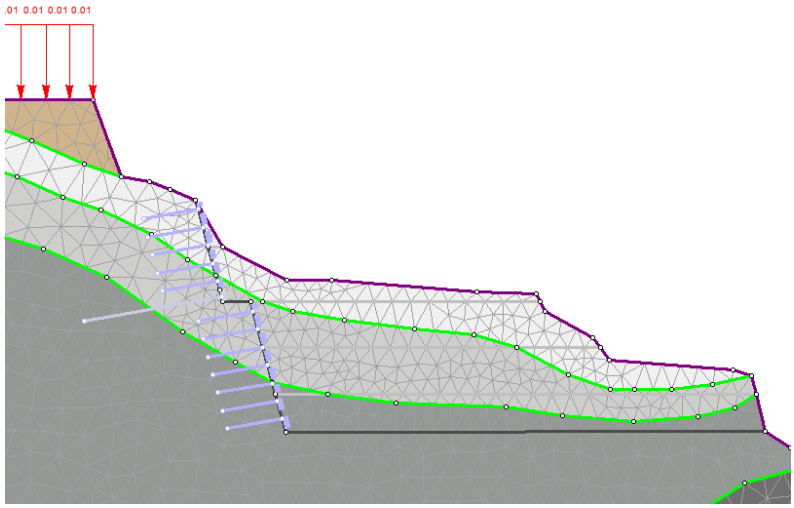
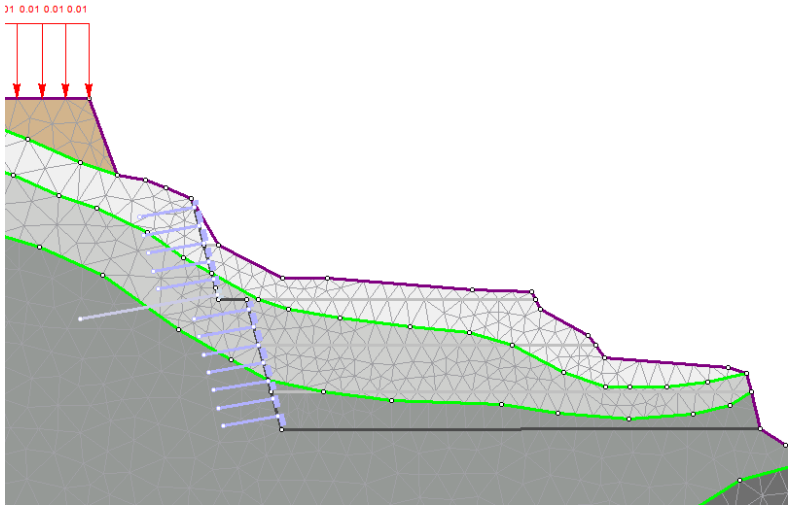
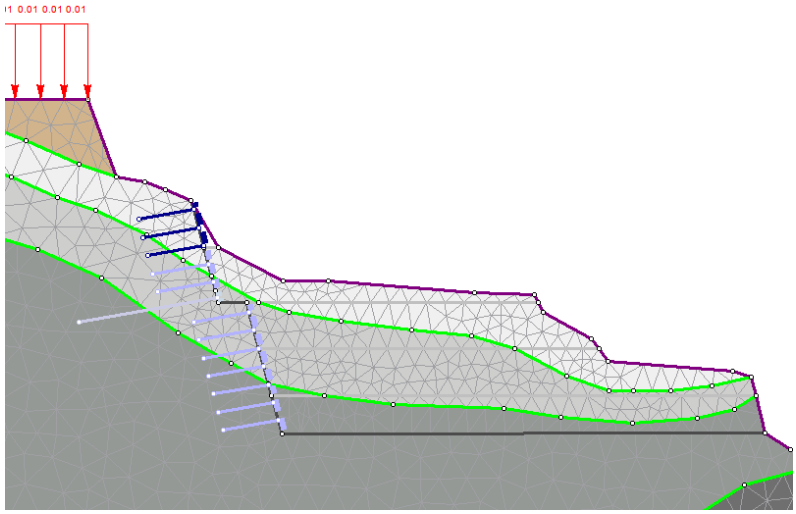
Nos quadros seguintes são apresentados os faseamentos construtivos dos modelos, representados nas Fig. 6.16 a 6.18, que traduzem o comportamento dos taludes na evolução das escavações.

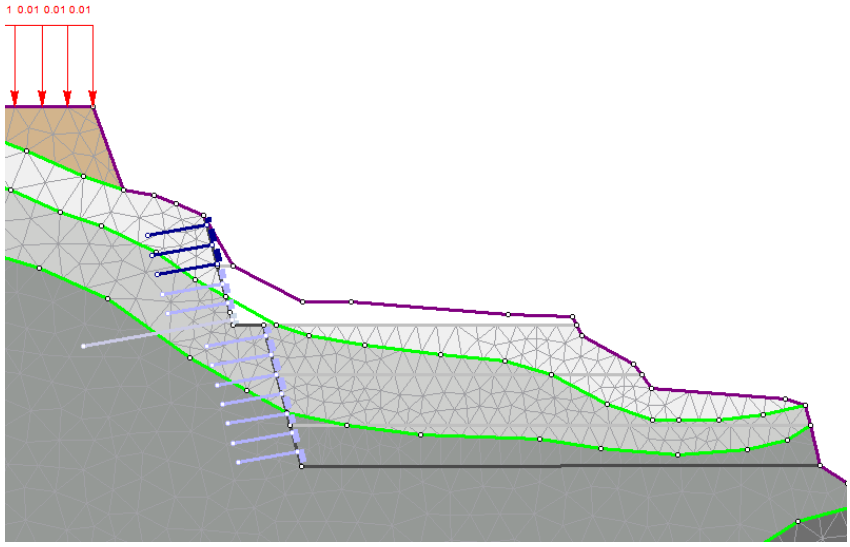
[2] D – Diâmetro equivalente da armadura das ancoragens (homogeneização dos cordões)

6.7.3.1. Modelo representativo da secção 1

Este modelo é constituído por 12 fases distintas.

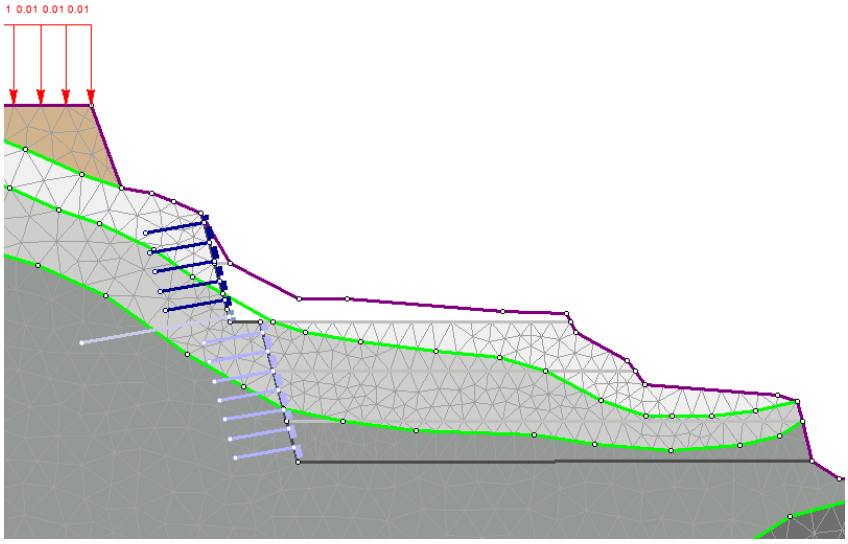
Quadro 6.12 - Fases do modelo que traduz a secção 1, analisado no Phase2

	**1ª Fase** Representação do terreno natural para avaliação do estado de tensão inicial
	**2ª Fase** Inicio do processo de escavação. Desmonte dos primeiros 5 m.
	**3ª Fase** Colocação de betão projectado C25/30 com espessura de 10 cm, reforçado com malhasol CQ30, e instalação das pregagens ϕ25 (3×2) m^2 com 6 m de comprimento, nos primeiros 5 m.



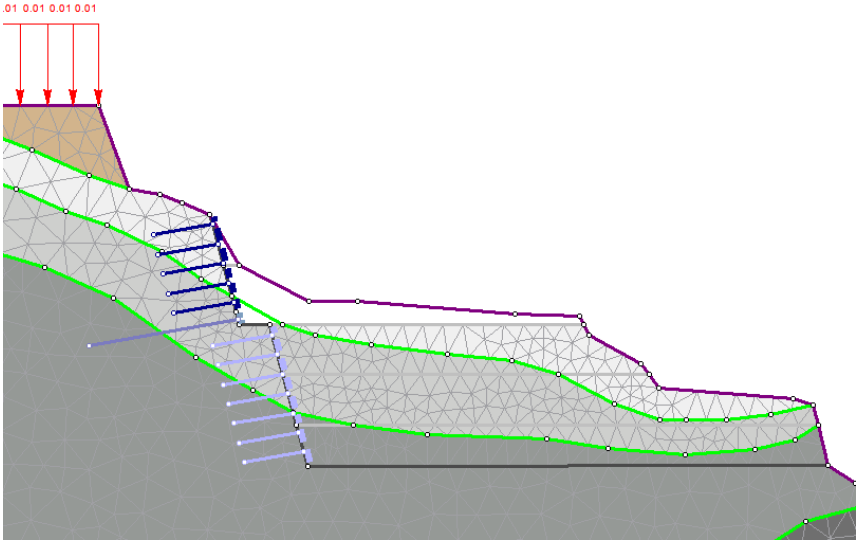
4ª Fase

Desmonte dos 5 m.



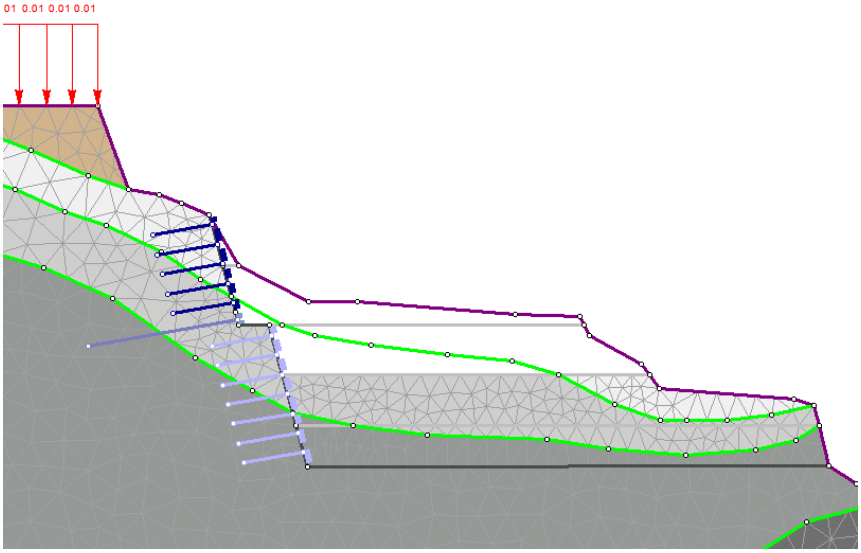
5ª Fase

Análoga à 3º fase, incluindo a instalação da viga de betão armado (C25/30) de coroamento das ancoragens com 80 cm de espessura.



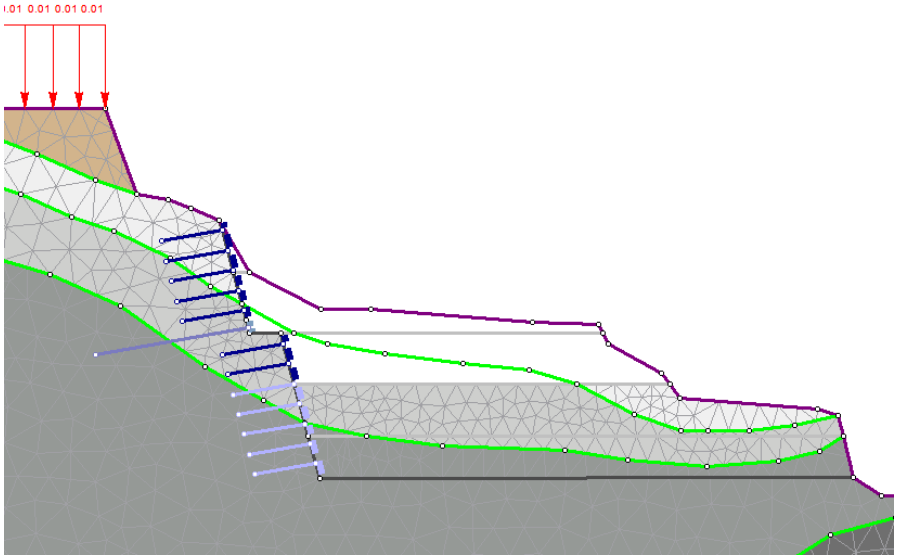
6ª Fase

Instalação de um nível de ancoragens pré - esforçadas a 500 kN, com espaçamento horizontal de 2m, L = 15 m (dos quais 6 m é representado pelo bolbo de selagem), na banqueta com cota (418.00).



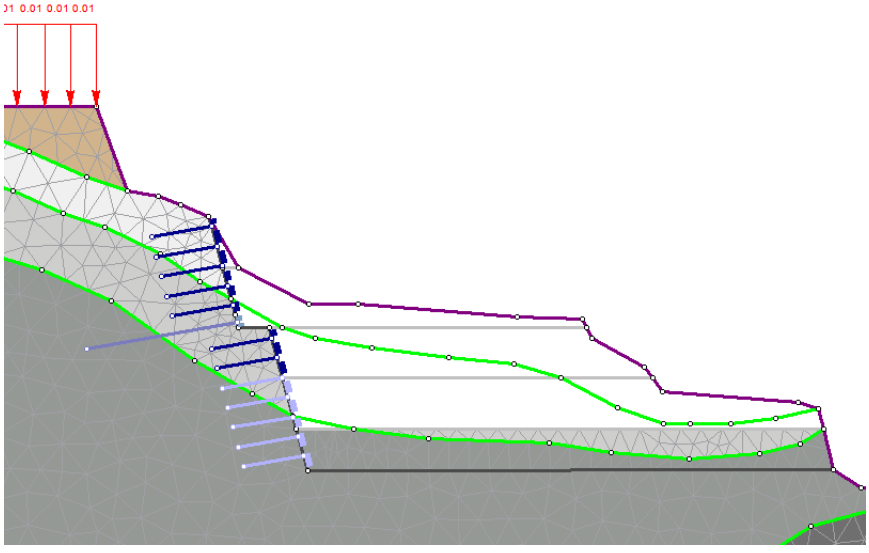
7ª Fase

Escavação dos 5 m seguintes.



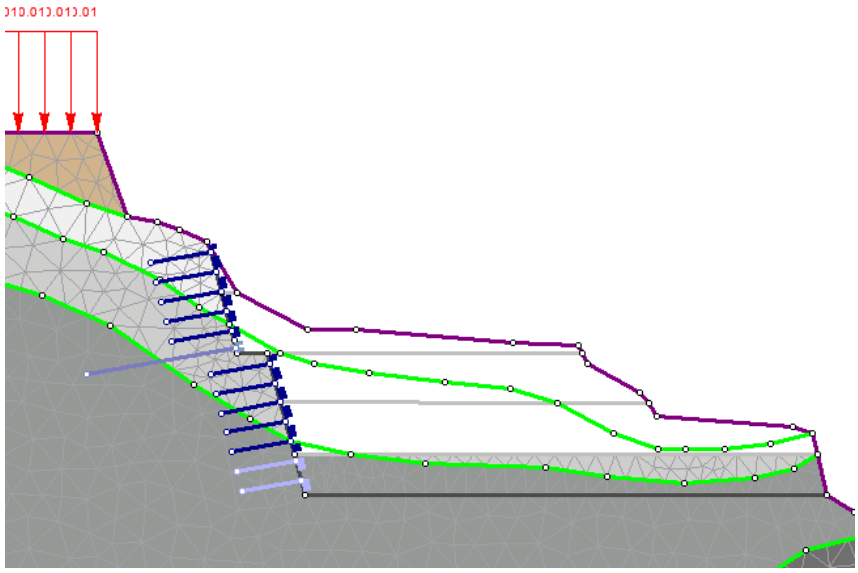
8ª Fase

Colocação dos reforços, semelhante à 3ª fase.



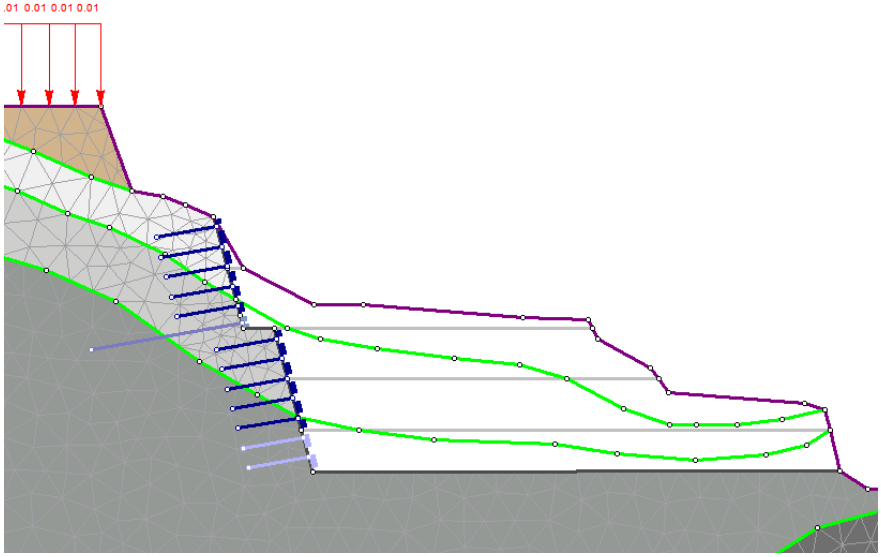
9ª Fase

Escavação dos 5 m seguintes.



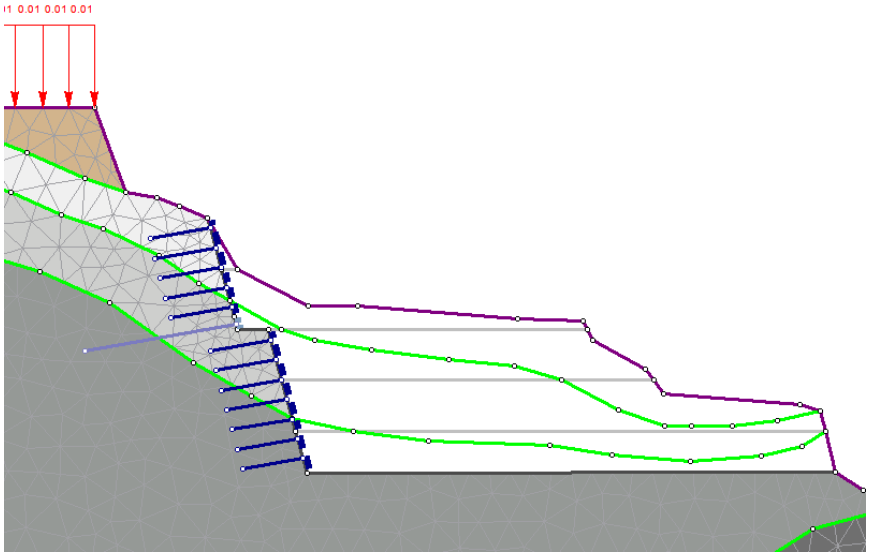
10ª Fase

Igual à 8ª fase.



11ª Fase

Desmonte dos últimos 5m.



12ª Fase

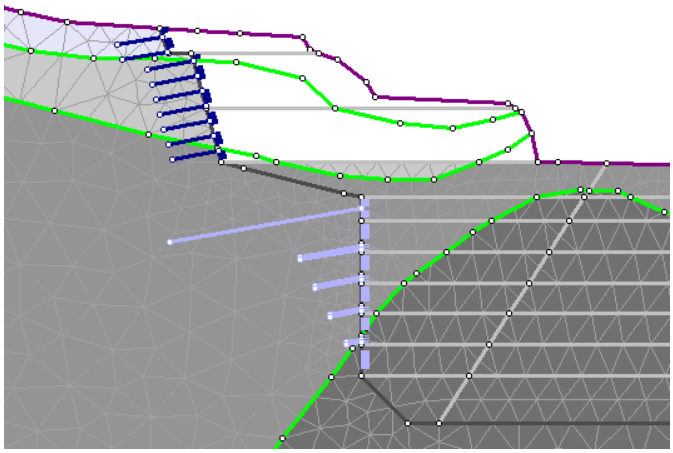
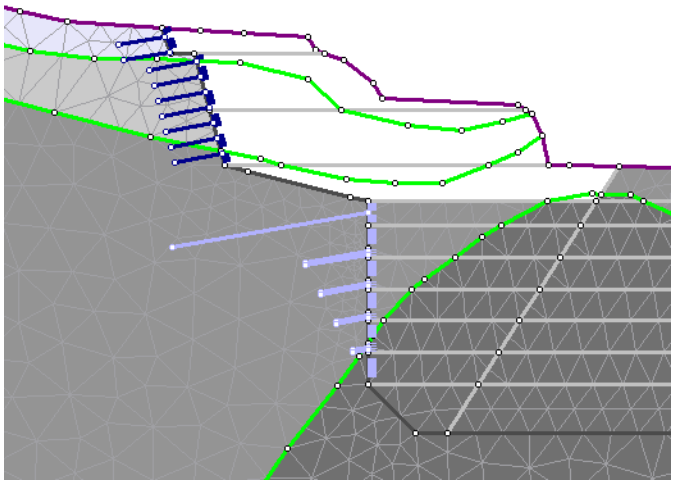
Instalação das pregagens no último nível de escavação

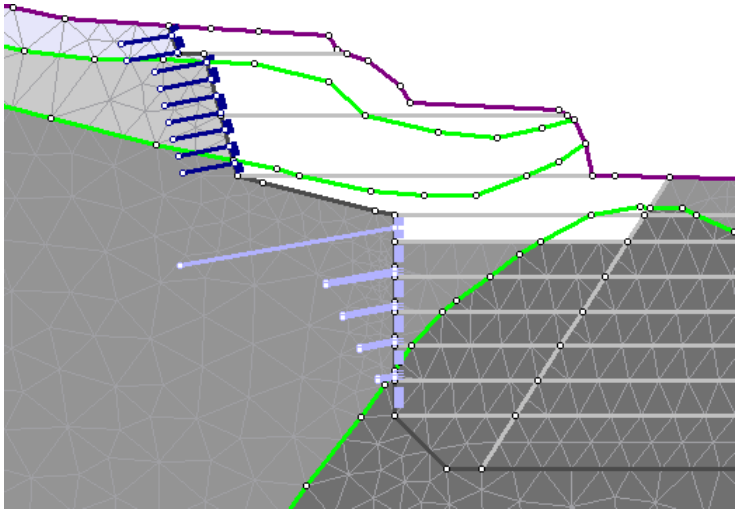
6.7.3.2. Modelo representativo da secção 2

O seu processo construtivo engloba a materialização de dois taludes. O primeiro, o talude 2, finda na 7ª fase, o último, o talude 8, é finalizado na 20ª fase. Também é analisada a remoção da ensecadeira e a sua contribuição para os deslocamentos finais nos taludes 2 e 8. A sua escavação termina na 26ª fase.

Na apresentação do faseamento construtivo deste modelo, e por semelhança ao modelo da secção 1 acima da cota (404.5), indica-se apenas as fases de execução das estruturas de contenção e reforços do talude 8.

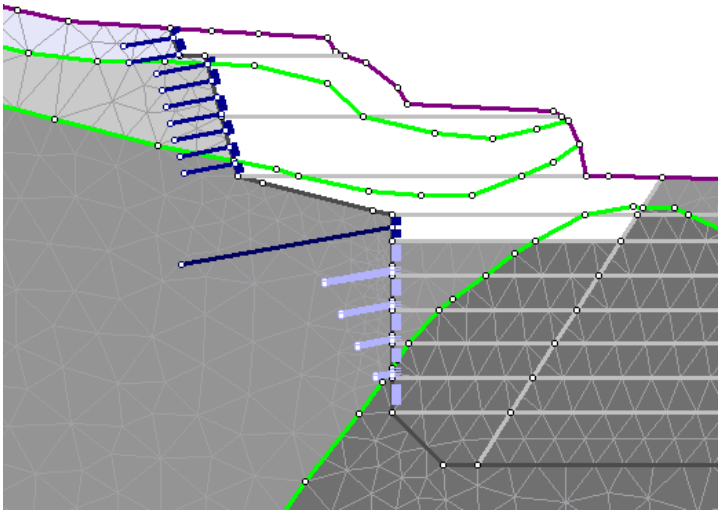
Quadro 6.13 - Fases do modelo que traduz a secção 2, analisado no Phase2

	**7ª Fase** Final das escavações até à cota (404.5), correspondendo à materialização do talude 2. Betão projectado (C25/30) com espessura de 0.10 m; pregagens ϕ25 (3×2) m^2 com 6 m de comprimento.
	**8ª Fase** Escavação até atingir a plataforma, de cota (400.00), do talude 8 e inicio da materialização da ensecadeira.



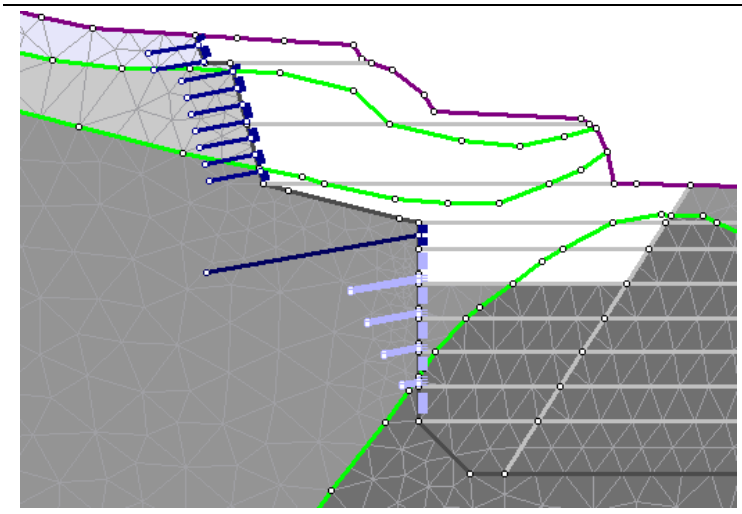
9ª Fase

Desmonte de 3 m necessários para a execução da viga de coroamento ancorada.



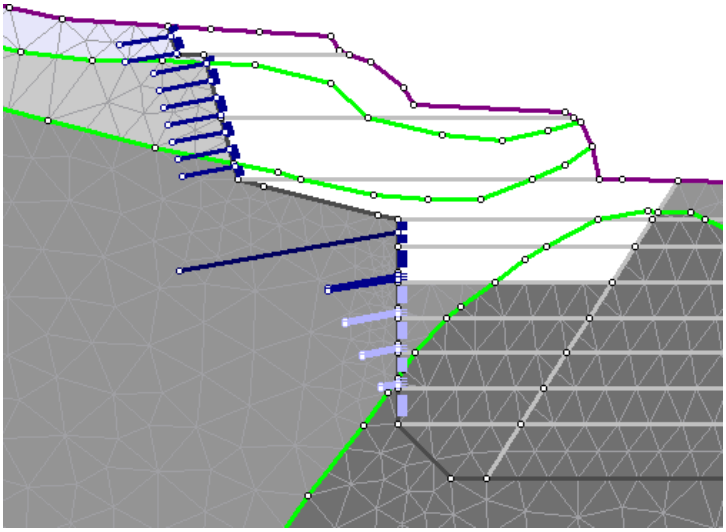
10ª Fase

Inicio da execução da estrutura de contenção do talude 8. Execução da viga ancorada (h=3m, esp.=0.5m) e instalação de um nível de ancoragens pré-esforçadas (750 kN) com um espaçamento horizontal de 2m, L=25 m (Bolbo de selagem de 6 m).



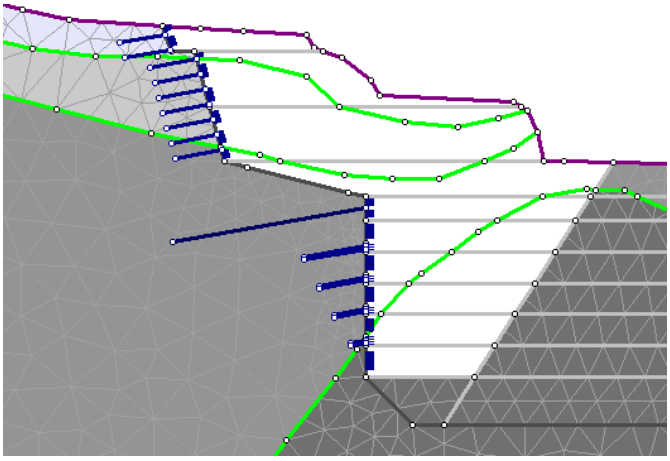
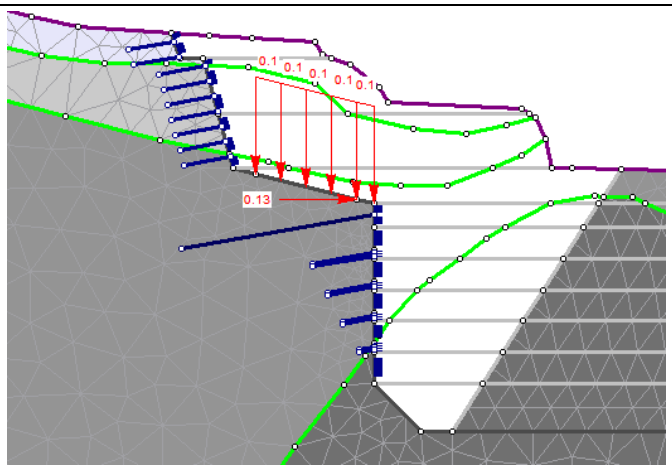
11ª Fase

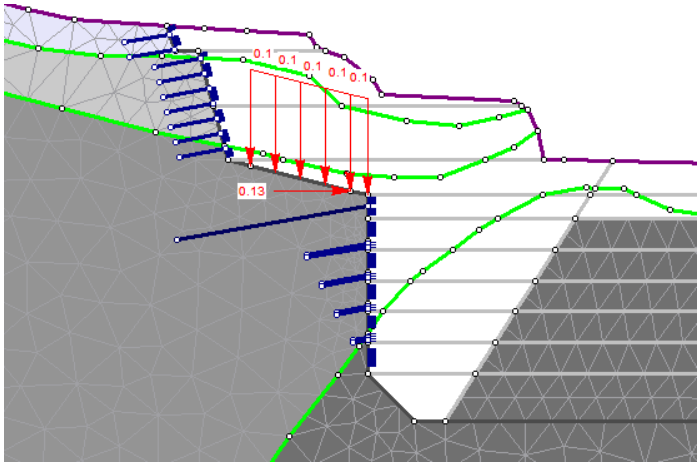
Escavação dos 4m seguintes.

	**12ª Fase** Execução da viga de travamento horizontal de 0.5 m de espessura. Introdução de duas pregagens ϕ26.5 mm (S950) *Dywidag* com espaçamento horizontal de 1 m.

Face ao processo repetitivo do faseamento construtivo da estrutura de contenção do talude 8, apresenta-se apenas as últimas etapas do desmonte até atingir-se a cota (371.00).

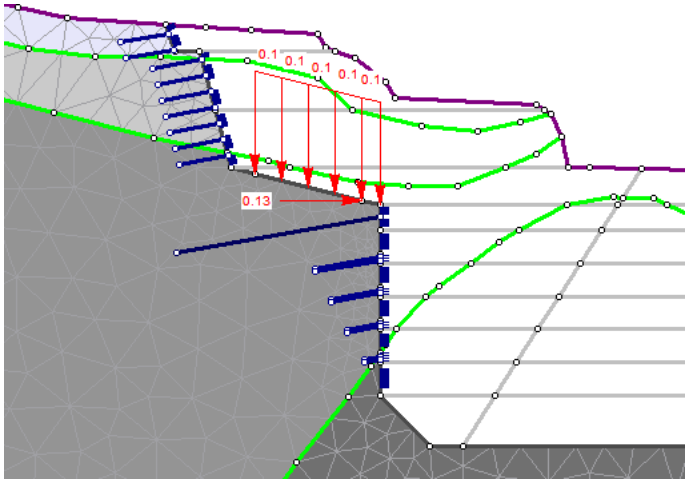
Quadro 6.14 - Fases do modelo que traduz o secção 2, analisado no Phase2 - continuação

	**20ª Fase** Execução do último troço da estrutura de contenção com 0.5 cm de espessura que finda à cota (377.00).
	**22ª Fase** Após o desmonte do último patamar até atingir-se a soleira da tomada de água (371.00), procedeu-se à materialização do aterro com 5 m de altura sobre a plataforma do talude 8.



23ª Fase

Inicio da remoção da ensecadeira.



26ª Fase

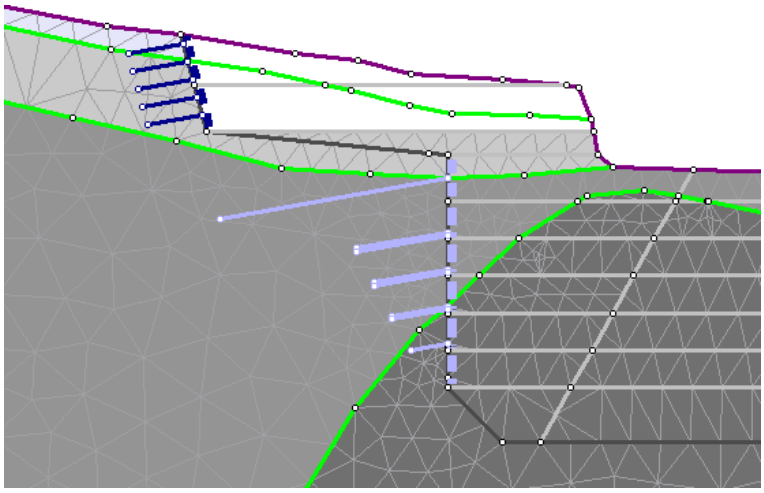
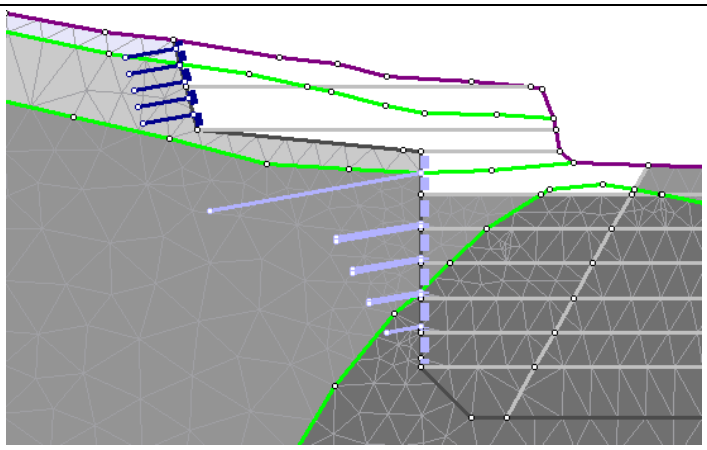
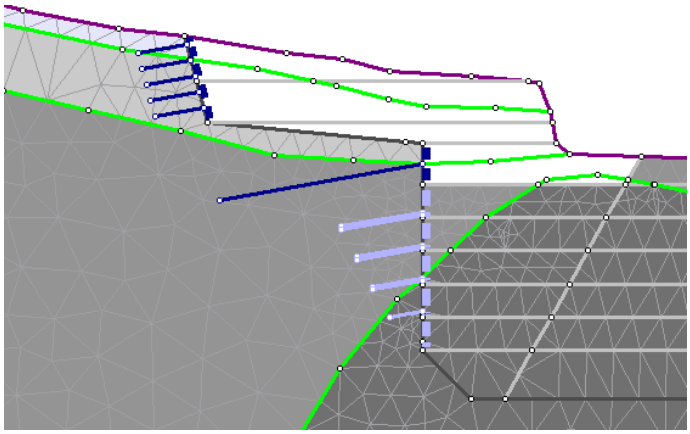
Final da remoção da ensecadeira.

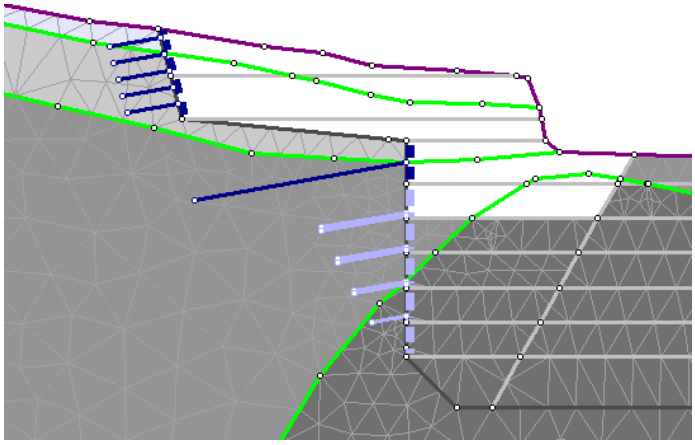
6.7.3.3. Modelo representativo da secção 3

A secção 3 representa um corte sobre os taludes 1,6 e ensecadeira de montante. Os processos construtivos dos taludes assemelham-se aos descritos nos modelos da secção 1 e 2. Assim, as várias etapas de escavação e introdução dos reforços são idênticas aos apresentados para o talude 2 e 8. Neste sentido, são apenas indicados seguidamente as principais fases características da secção 3.

O faseamento construtivo termina com a remoção total da ensecadeira na 23ª etapa.

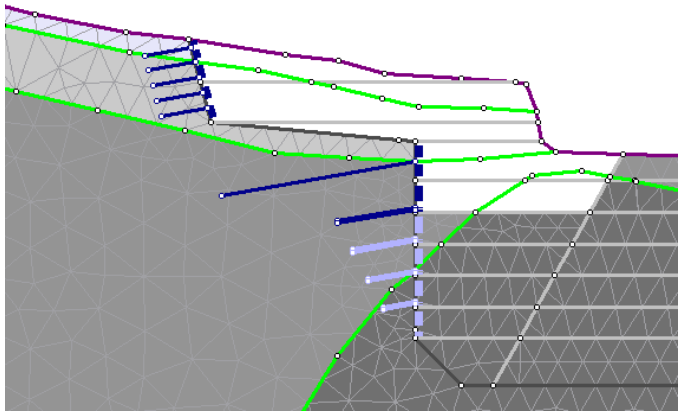
Quadro 6.15 - Fases do modelo que traduz a secção 3, analisado no Phase2

	**5ª Fase** Final das escavações até à cota (404.5), correspondendo à completa realização talude 1. Betão projectado (C25/30) com espessura de 0.10 m; pregagens ϕ25 (2×2) m^2 com 6 m de comprimento.
	**7ª Fase** Escavação dos primeiros 5 m para a execução da viga ancorada e inicio da materialização da ensecadeira de montante.
	**8ª Fase** Execução da viga ancorada. Instalação de ancoragens pré-esforçadas (750kN) com espaçamento horizontal de 1.5 m, L = 25 m.



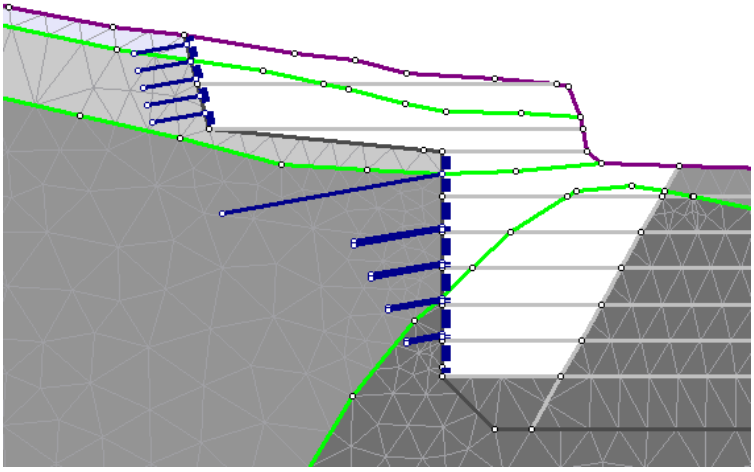
9ª Fase

Desmonte dos 4 m seguintes.



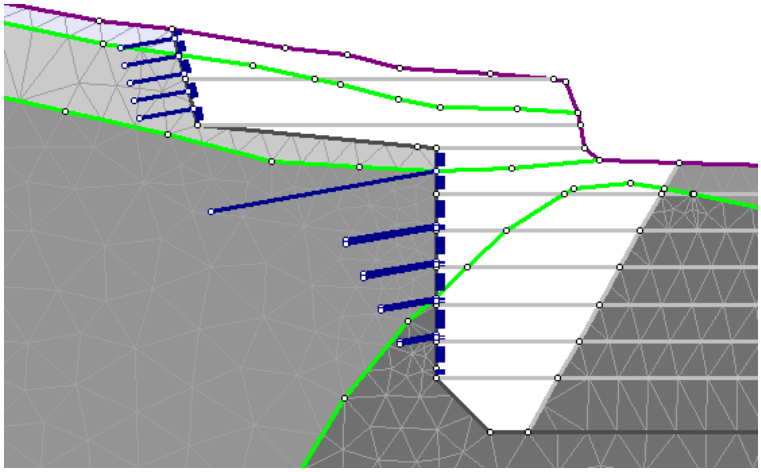
10ª Fase

Execução da viga de travamento horizontal de 0.5 m de espessura. Introdução de duas pregagens ϕ32 mm (S950) *Dywidag* com espaçamento horizontal de 1 m.



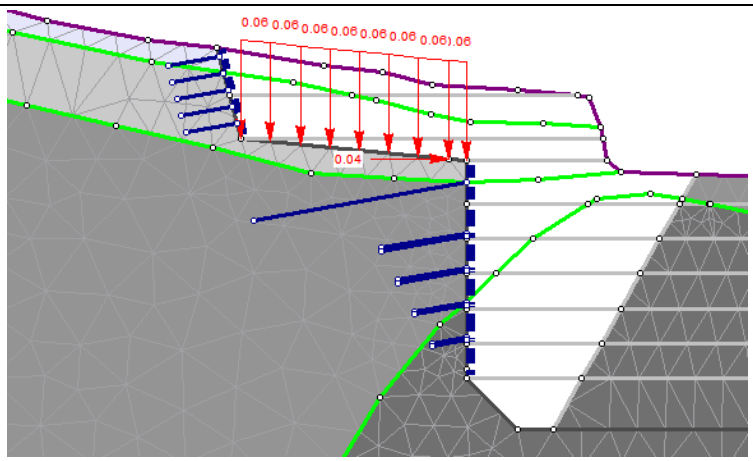
18ª Fase

Realização do último troço da estrutura de contenção do talude 6.



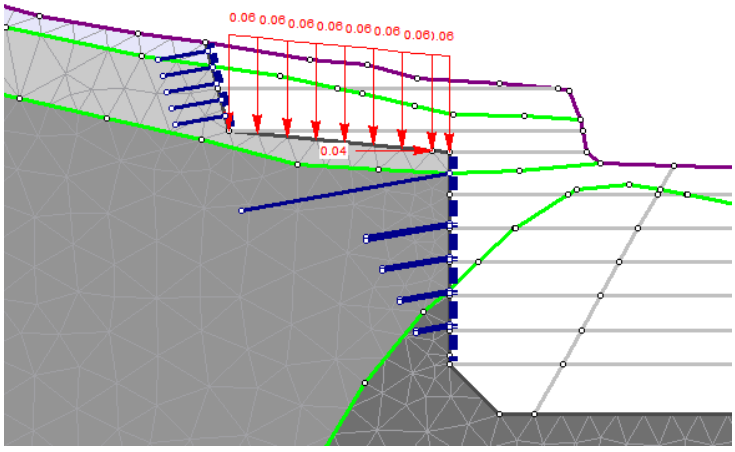
19ª Fase

Última fase de desmonte do maciço rochoso até atingir a soleira da tomada de água, localizada à cota (371.00).



20ª Fase

Materialização do aterro com 3 m de altura sobre a plataforma do talude 6.



23ª Fase

Remoção total da ensecadeira de montante

6.7.4. RESULTADOS DO *PHASE2*

A análise dos resultados vai incidir sobre os seguintes parâmetros:

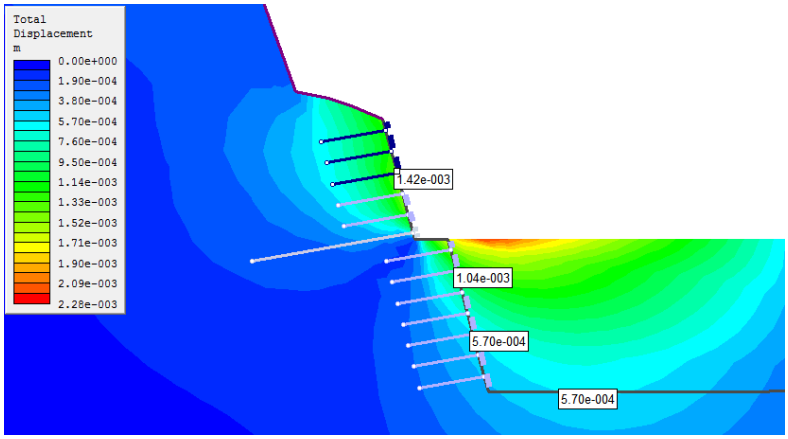
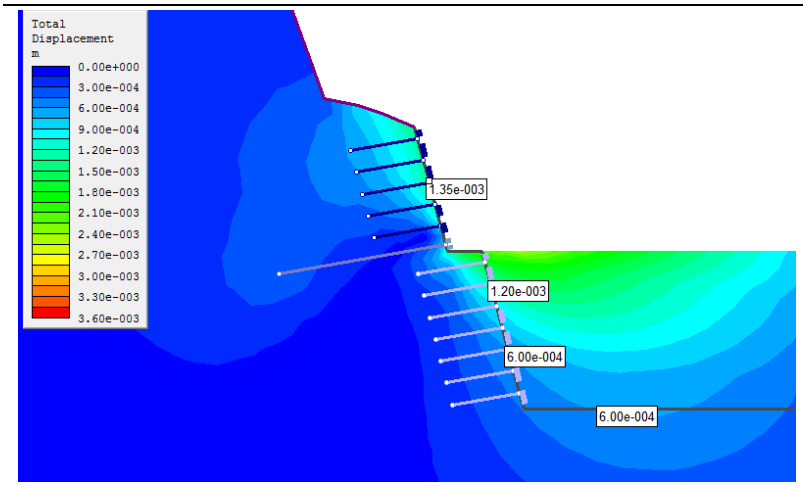
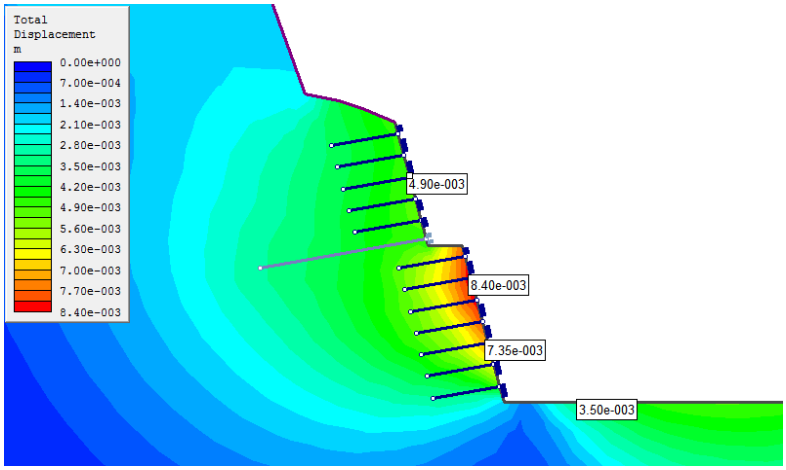
- Deslocamentos do maciço;
- Estado de tensão no maciço;
- Factor de Segurança (Strength Factor);
- Zonas em Rotura (Yielded Elements).

Nesta secção, procede-se à representação das variações dos parâmetros enunciados anteriormente, para as várias fases do processo construtivo de cada secção. Assim, e de modo a sintetizar a informação explanada, apresenta-se apenas os resultados mais relevantes para a análise da estabilização global dos taludes.

6.7.4.1. Deslocamentos no maciço rochoso

Modelo da secção 1

Quadro 6.16 - Deslocamentos totais no maciço rochoso - secção 1

	**4ª Fase** Face a nova desmonte, o maciço converge para a zona escavada, atingindo um máximo de aproximadamente 1.42 mm.
	**6ª Fase** A instalação do nível de ancoragens na banqueta, permite manter um confinamento no maciço rochoso, diminuindo os deslocamentos de convergência para a escavação
	**12ª Fase** Na última fase do processo construtivo do talude 2 obteve-se deslocamentos totais de 8.4 mm.

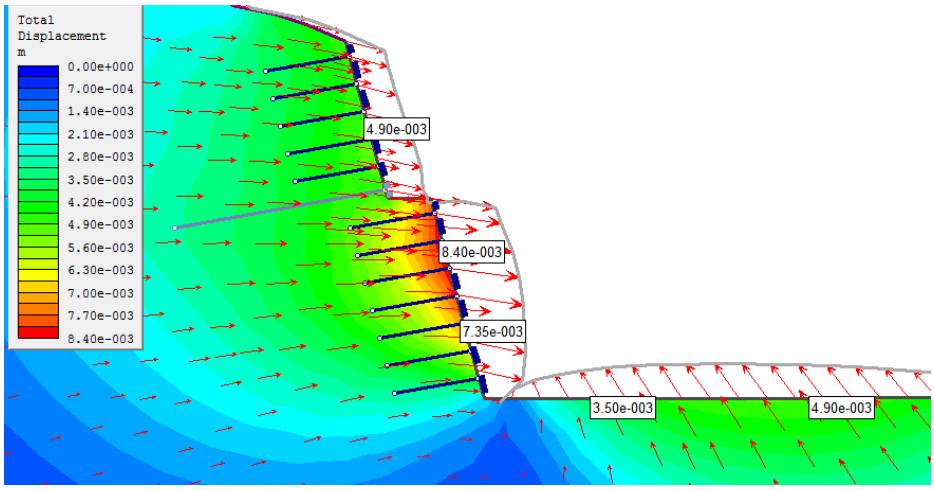


Fig. 6.19 – Direcção e intensidade dos vectores de deslocamento

A Fig. 6.20 representa os deslocamentos horizontais e verticais no final da escavação, comprovando de igual modo o descrito anteriormente.

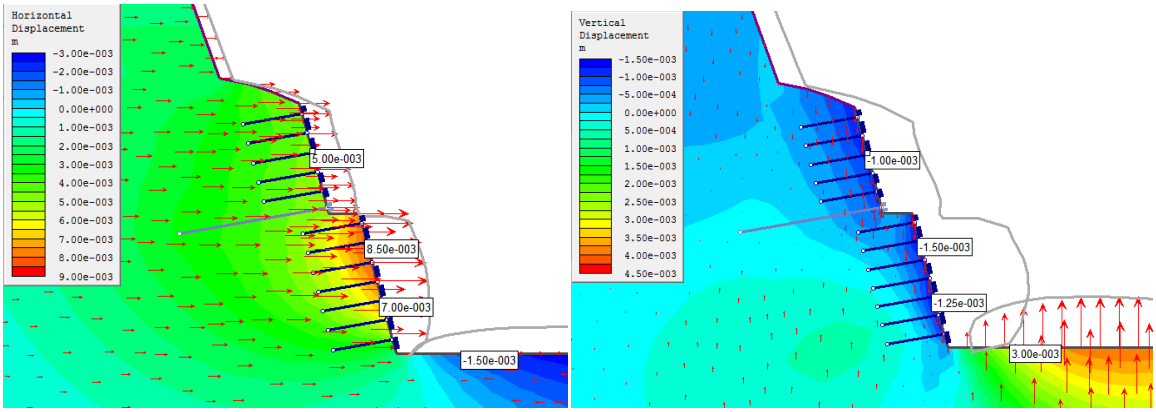


Fig. 6.20 – Deslocamentos horizontais (esquerda) e verticais (direita) em todo o maciço após a escavação até à cota (404.5)

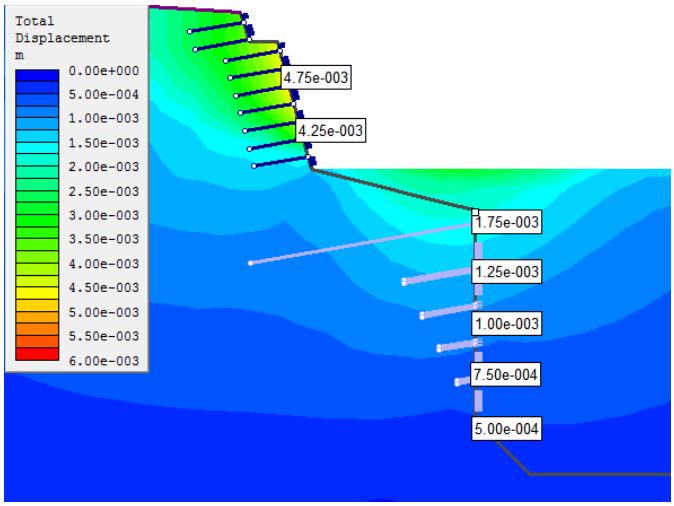
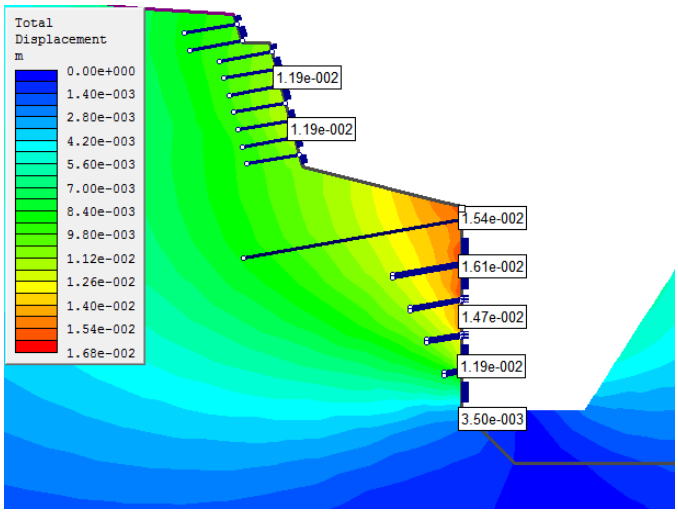
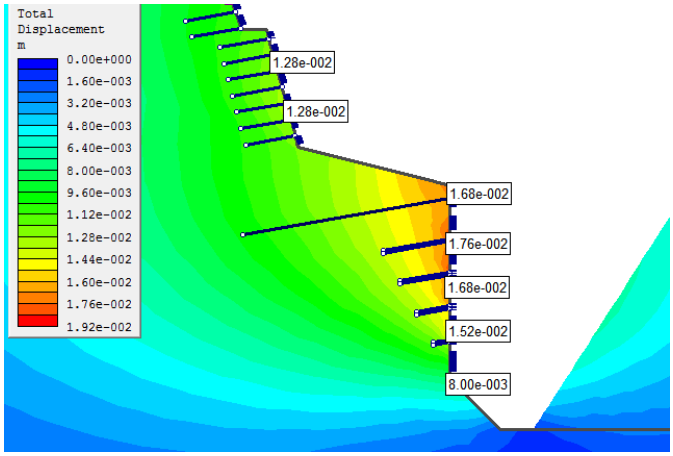
Em suma obteve-se deslocamentos máximos **horizontais** e **verticais** de **8.5** e **5 mm**, respectivamente.

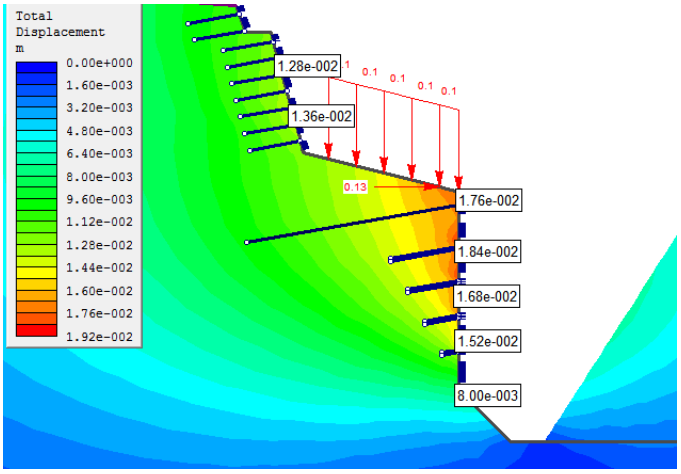
Modelo da secção 2

No modelo representativo da secção 2, será importante a apresentação dos resultados durante o processo de escavação do talude 8 e consequentemente o comportamento deste com a remoção da ensecadeira.

Apresenta-se, seguidamente, alguns resultados relevantes para a análise dos deslocamentos totais experimentados, quer pelo talude 2 quer pela estrutura de contenção do talude 8.

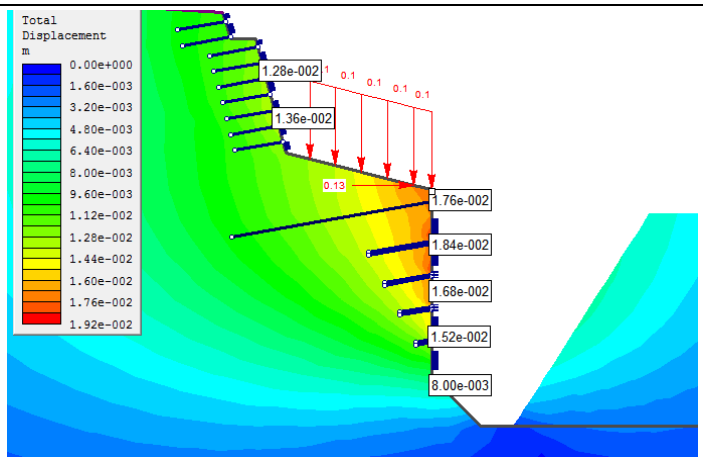
Quadro 6.17 - Deslocamentos totais no maciço rochoso - secção 2

	**7ª Fase** Findada a escavação e introdução dos reforços no talude 2, verificou-se que os deslocamentos totais máximos são da ordem dos 4 a 5 mm.
	**20 ª Fase** No final da execução da estrutura de contenção do talude 8, obteve-se deslocamentos totais máximos de 16.1 mm.
	**21 ª Fase** Escavação até à soleira da tomada de água. Deslocamentos totais máximos de 17.6 mm.



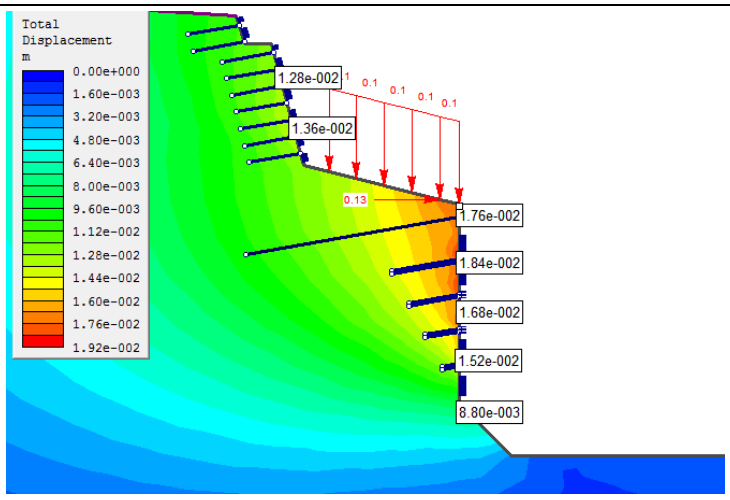
22 ª Fase

Instalação do aterro com 5 m de altura. Na estrutura de suporte atingiram-se deslocamentos totais na ordem dos 18.4 mm.



23 ª Fase

Inicio da remoção da ensecadeira de montante. Os deslocamentos totais na estrutura de contenção mantiveram-se inalterados.



26 ª Fase

A remoção total da ensecadeira promoveu apenas um aumento dos deslocamentos totais na soleira da tomada de água

De forma a perceber-se a relação entre a intensidade dos deslocamentos horizontais e verticais máximos, apresenta-se na Fig. 6.21 os vectores e valores indicativos dessas grandezas.

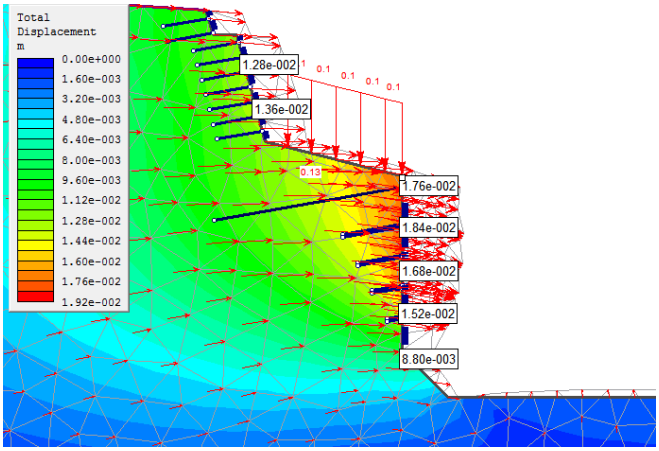


Fig. 6.21 - Deslocamentos totais na última fase.

As figuras seguintes apresentam os deslocamentos horizontais e verticais experimentados pelo maciço rochoso nas etapas correspondentes ao final do desmonte do talude 8 e remoção da ensecadeira.

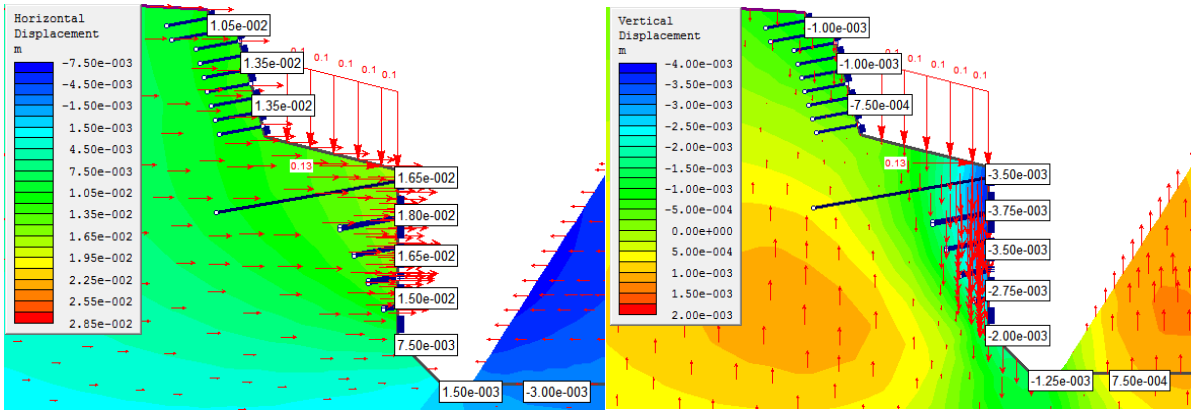


Fig. 6.22 - Deslocamentos horizontais (esquerda) e verticais (direita) em todo o maciço após a escavação até à cota (371), correspondendo à 22ª fase.

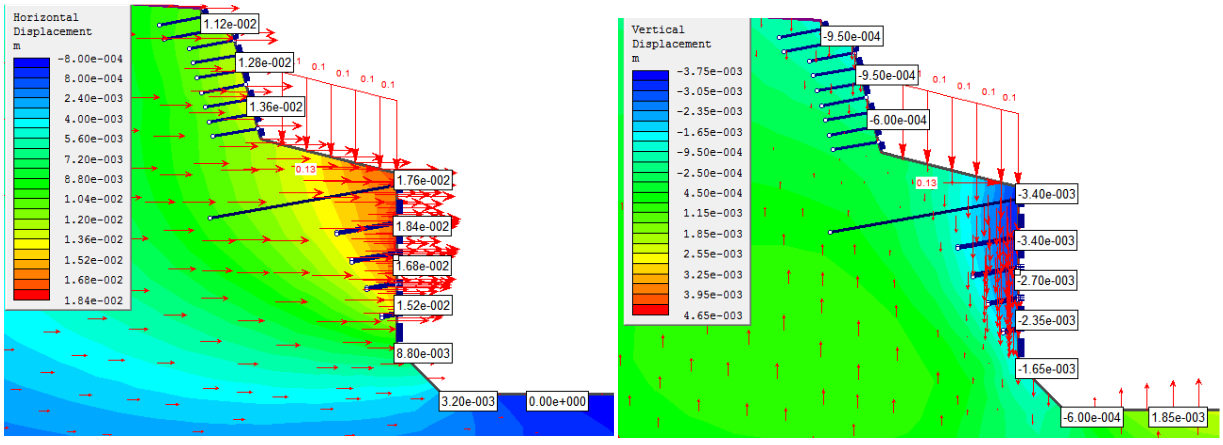
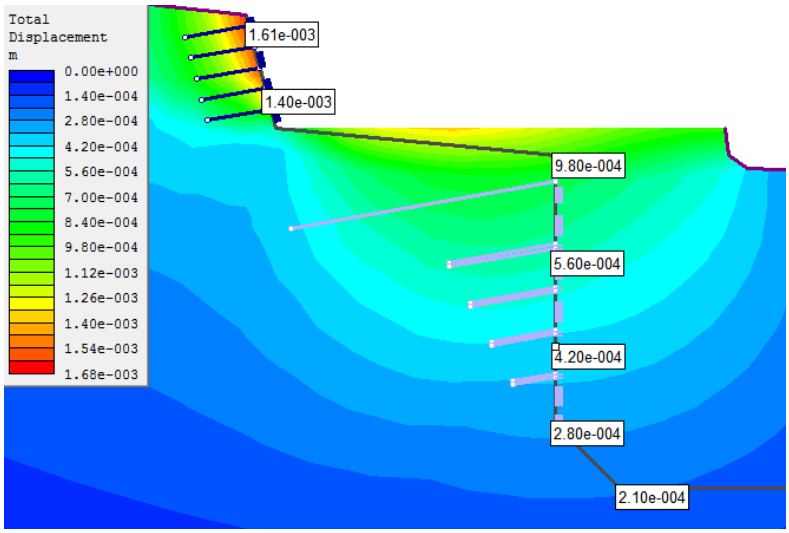
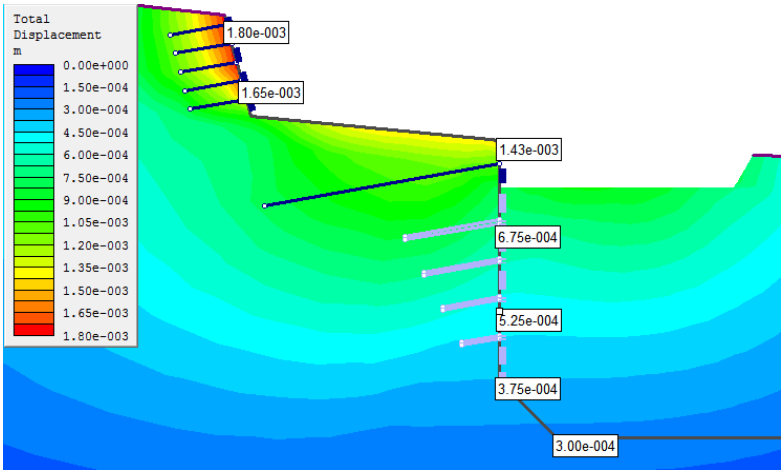


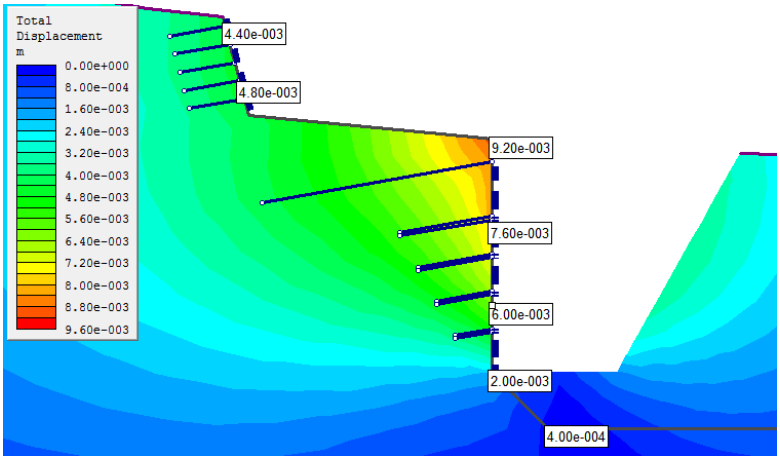
Fig. 6.23 - Deslocamentos horizontais (esquerda) e verticais (direita) em todo o maciço após remoção da ensecadeira, correspondendo à 26ª fase.

De facto, atingem-se deslocamentos máximos **horizontais** e **verticais**, respectivamente, de **18.4** e **3.4 mm**. É de assinalar que o acréscimo dos deslocamentos na soleira da tomada de água, com a remoção da ensecadeira, são maiores quando comparados com os da estrutura de contenção. Neste sentido, a remoção da ensecadeira de montante afecta particularmente as zonas da soleira da tomada de água.

Modelo da secção 3

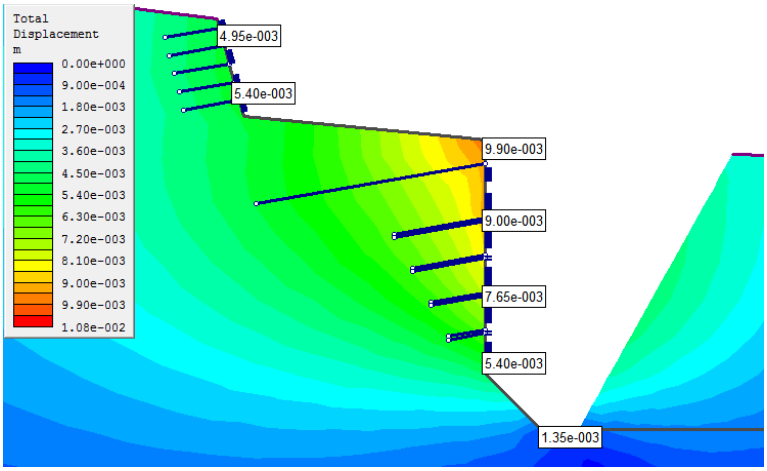
Quadro 6.18 - Deslocamentos totais no maciço rochoso - secção 3

	**5ª Fase** No final da execução e desmonte do talude 1, obteve-se um aproximadamente um deslocamento total máximo de 1.6 mm.
	**8ª Fase** No inicio da execução da estrutura de contenção do talude 6, resultou uma crescente convergência para o interior da escavação.



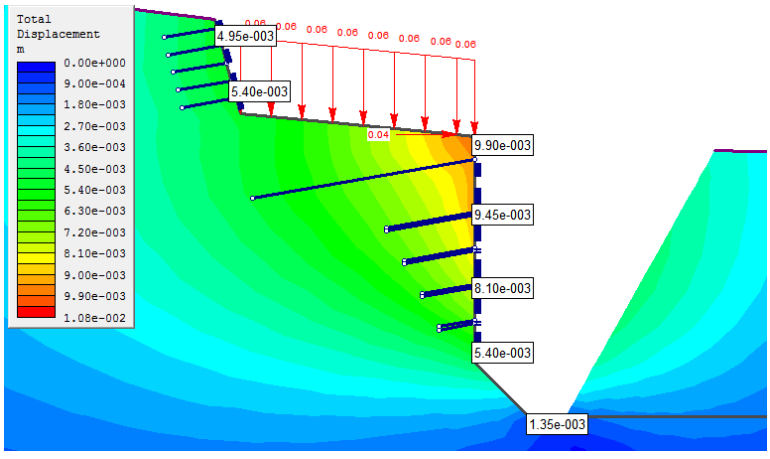
18ª Fase

Na etapa final da execução da estrutura de suporte, obteve-se um deslocamento total máximo de 9.2 mm



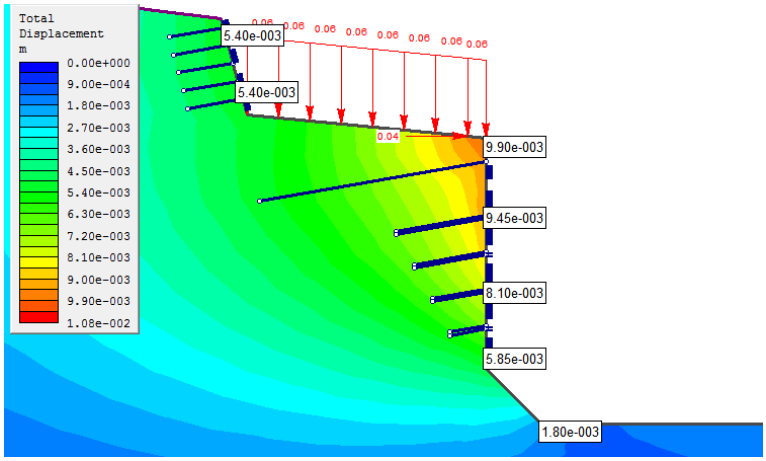
19ª Fase

Após atingir-se a soleira da tomada de água obteve-se um deslocamento total de 9.9 mm.



20ª Fase

A realização do aterro sobre a plataforma do talude 6 promove acréscimos nos deslocamentos totais da estrutura de contenção.



23ª Fase

A remoção da ensecadeira provocou apenas um aumento dos deslocamentos totais na zona da soleira da tomada de água.

As figuras seguintes apresentam os deslocamentos horizontais e verticais experimentados pelo maciço rochoso nas etapas 20 e 23.

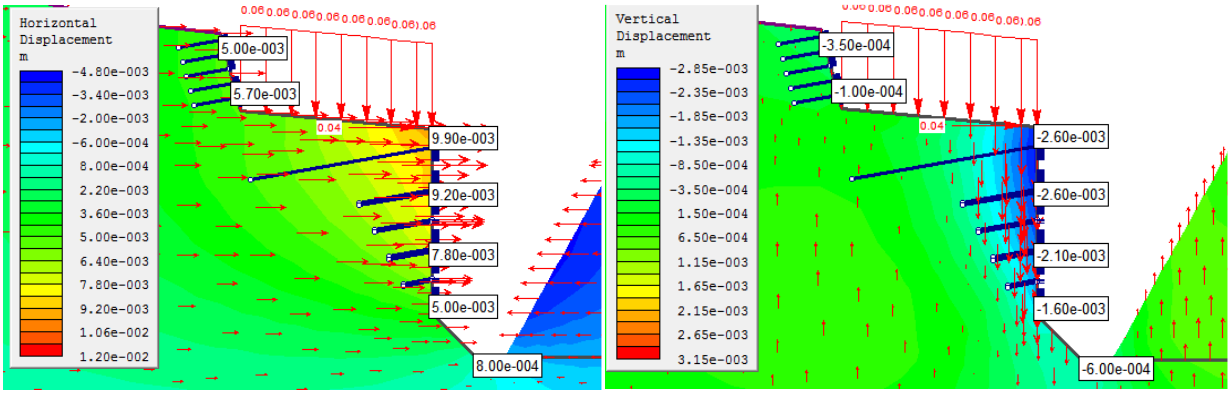


Fig. 6.24 - Deslocamentos horizontais (esquerda) e verticais (direita) em todo o maciço após a escavação até à soleira (371.00), 20ª fase.

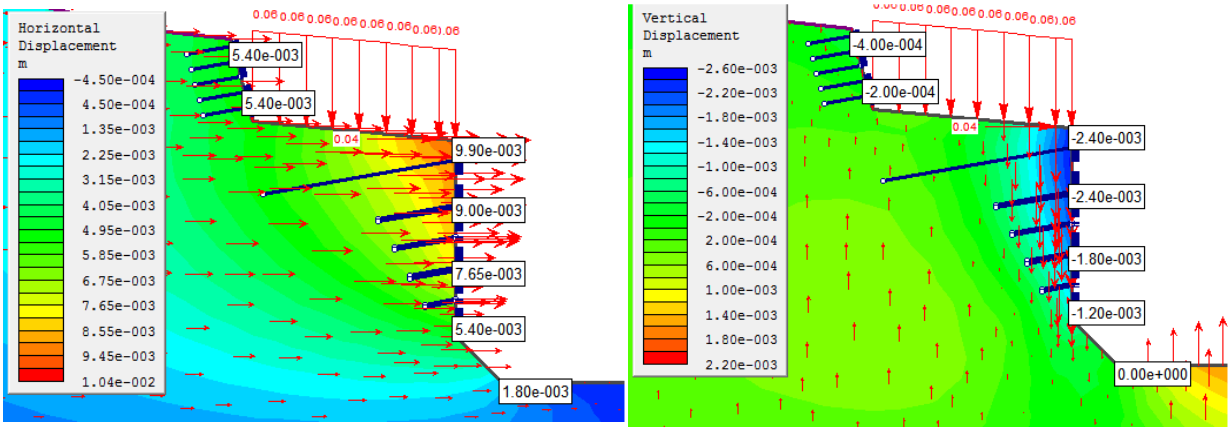


Fig. 6.25 - Deslocamentos horizontais (esquerda) e verticais (direita) em todo o maciço após a escavação a remoção da ensecadeira de montante, 23ª fase.

À semelhança do modelo anterior, revela-se que a remoção da ensecadeira promove acréscimos dos deslocamentos com grandeza superior na zona da soleira da tomada de água que na estrutura de contenção do talude 6.

Obteve-se deslocamentos máximos de **9.9** e **2.6 mm**, respectivamente, **horizontais e verticais**.

Os resultados obtidos nos modelos realizados revelaram a importância dos deslocamentos horizontais face ao estado de tensão inicial do maciço. De facto, como a tensão horizontal atinge valores superiores aos da vertical, face a um coeficiente de impulso ***k*** de 2.0, o maciço rochoso tende a sofrer deslocamentos horizontais como resposta ao processo de escavação.

6.7.4.2. Resultados do estado de tensão

Face à baixa variação do estado de tensão no maciço, pois as escavações são realizadas desde a superfície do terreno até baixas profundidades, apresenta-se simplesmente o estado de tensão inicial e o final após o desmonte e execução dos reforços. Neste sentido, e devido à semelhança dos estados de tensão entre os modelos analisados, apenas representa-se os resultados para o modelo da secção 1.

Secção 1

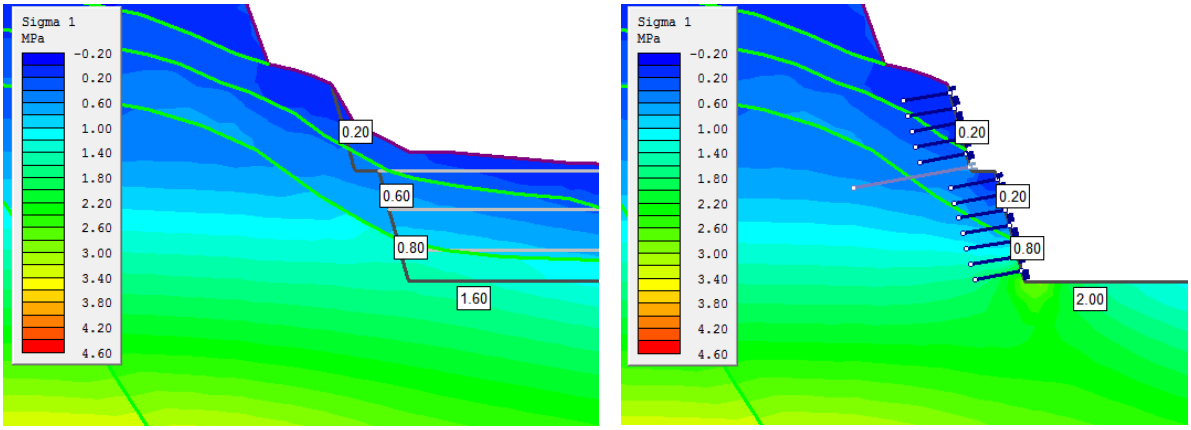


Fig. 6.26 – Representação das tensões máximas principais inicial (esquerda) e final após a escavação (direita)

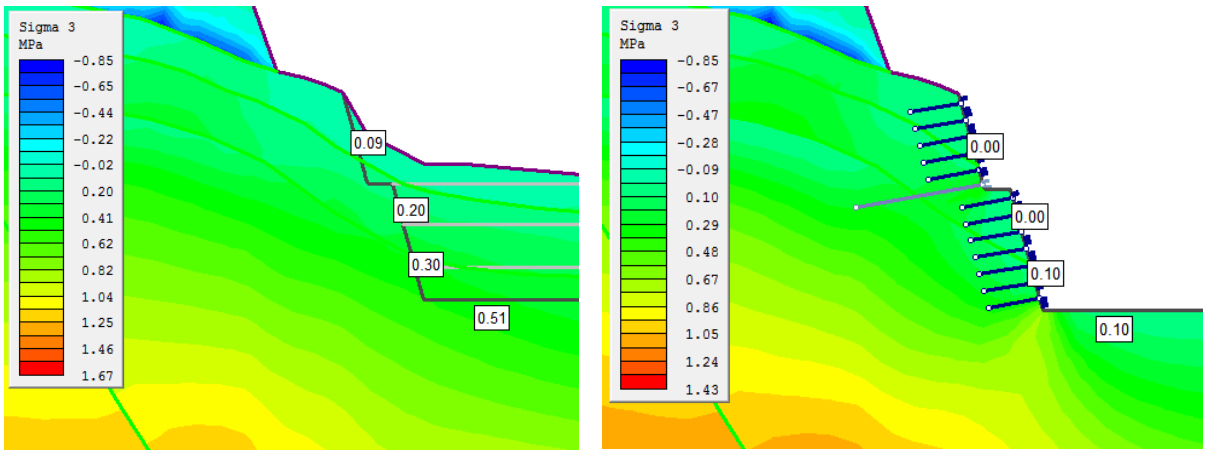


Fig. 6.27 - Representação das tensões mínimas principais inicial (esquerda) e final após a escavação (direita)

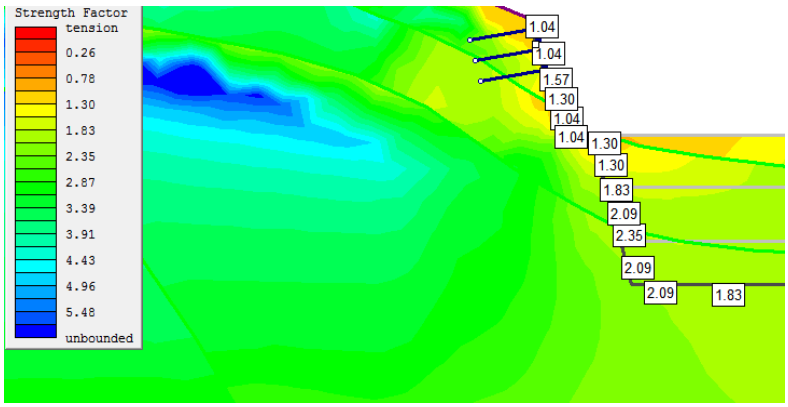
6.7.4.3. Curvas de factores de segurança no maciço rochoso

Esta análise é realizada de modo a que assegure-se, durante as várias fases do processo construtivo, um factor de segurança superior à unidade, isto é, para que a obra seja realizada sempre em segurança.

Esta representação é facilitada usando um comando do programa *Phase2,* que permite a visualização dos factores de segurança ao longo de toda a fronteira de escavação.

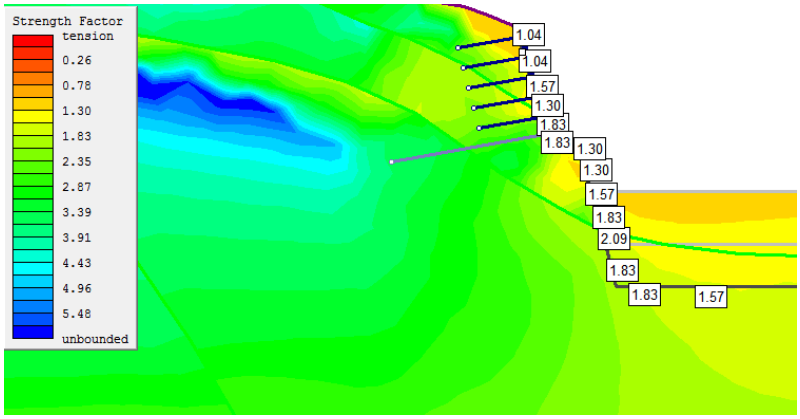
Secção 1

Quadro 6.19 - Curvas de factores de segurança no maciço rochoso – Secção 1



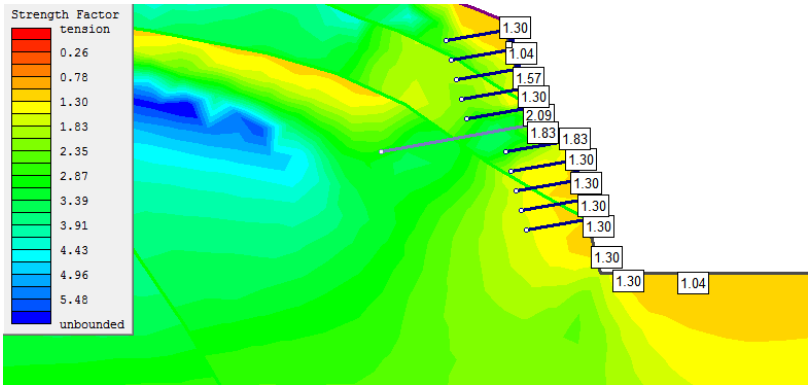
4ª Fase

Desmonte até à cota (418.00), como seria de esperar verifica-se a diminuição dos factores de segurança na fronteira das escavações.



7ª Fase

Desmonte abaixo da banqueta.

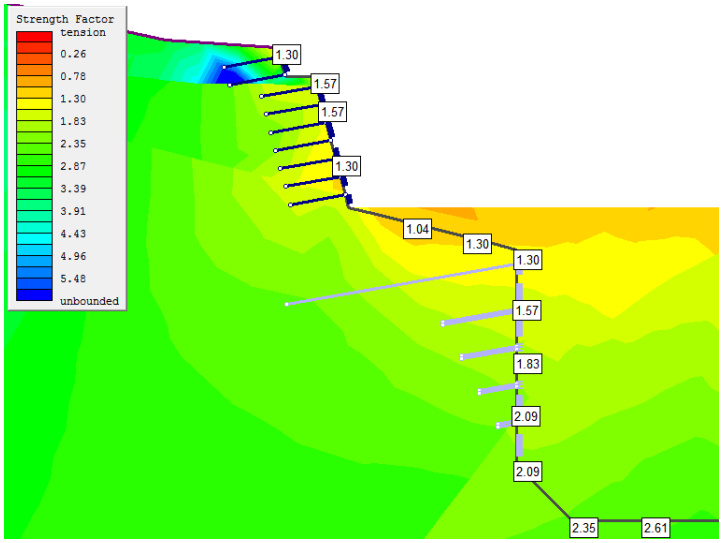
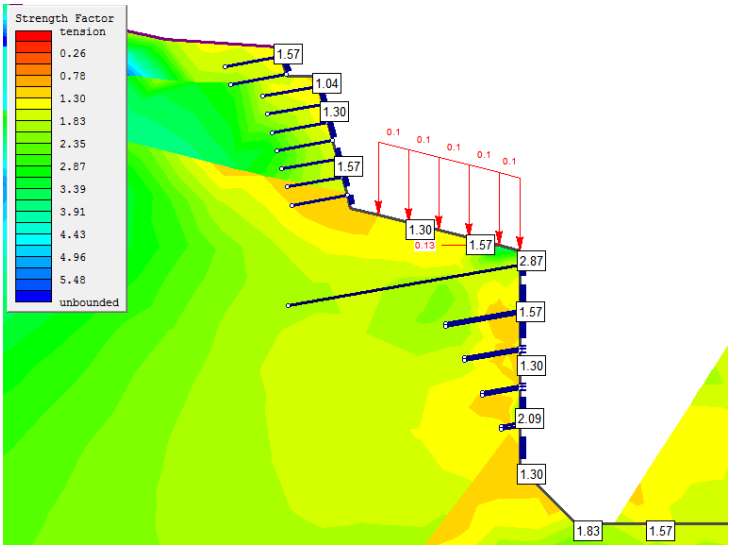
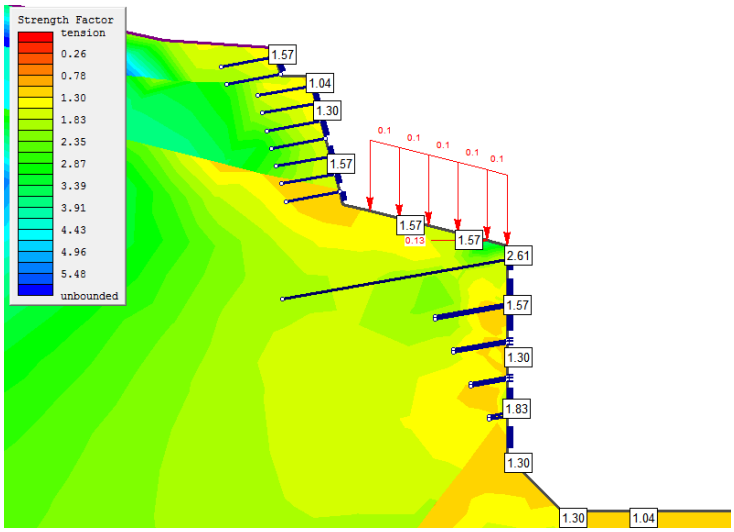


11ª Fase

Fase mais crítica do processo de desmonte, correspondente ao final da escavação.

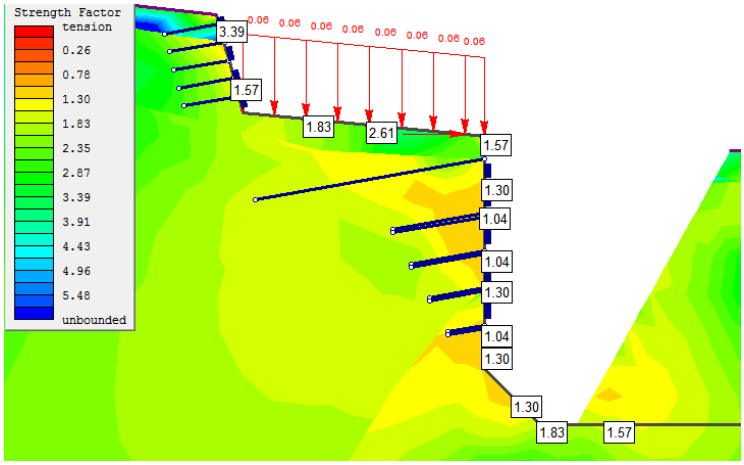
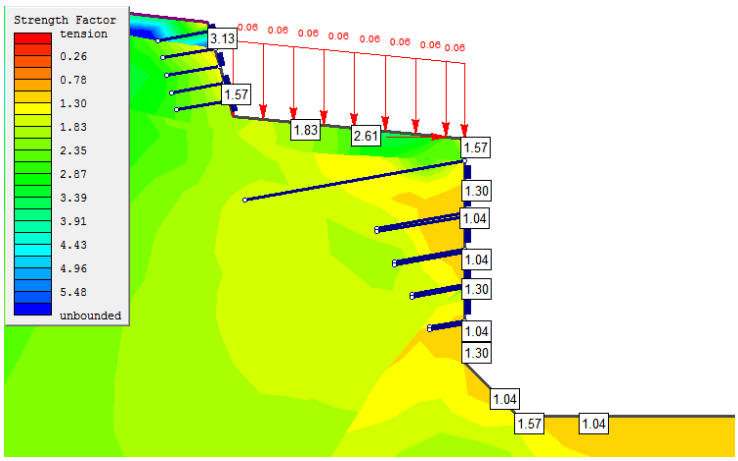
Secção 2

Quadro 6.20 - Curvas de factores de segurança no maciço rochoso – Secção 2

	**7ª Fase** Na última fase da materialização do talude 2, obteve-se FS sempre superiores à unidade.
	**22ª Fase** No final da realização do talude 8, obteve-se FS superiores a 1.
	**26ª Fase** Após a remoção da ensecadeira de montante verificou-se uma redução dos FS. No entanto os FS são sempre superiores à unidade.

Secção 3

Quadro 6.21 - Curvas de factores de segurança no maciço rochoso – Secção 3

	**20ª Fase** A segurança está assegurada pois resultaram FS superiores à unidade em todo o maciço envolvido.
	**23ª Fase** A remoção da ensecadeira provoca a diminuição dos FS das zonas próximas da soleira da tomada de água, como consequência do aumento dos deslocamentos nesta zona.

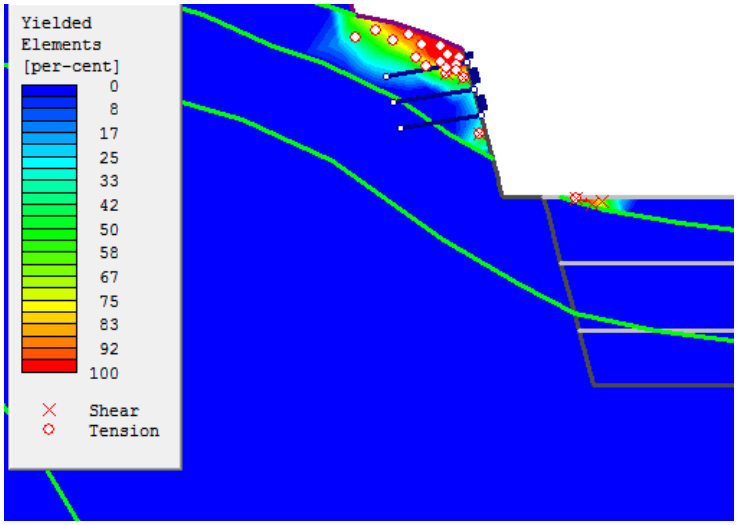
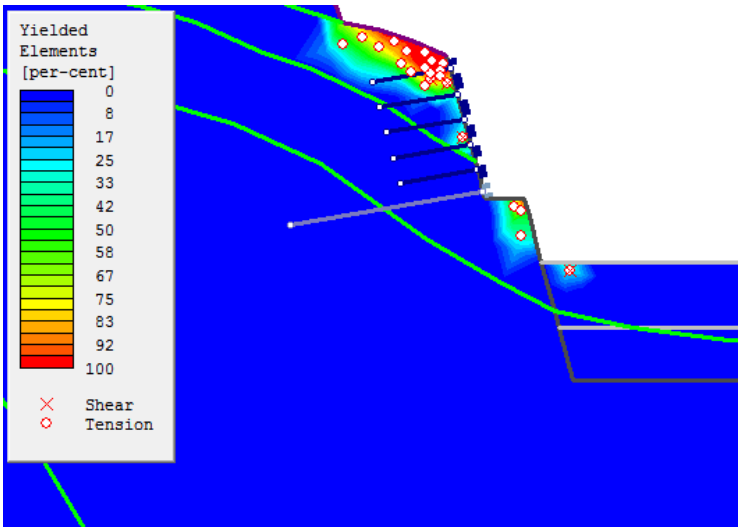
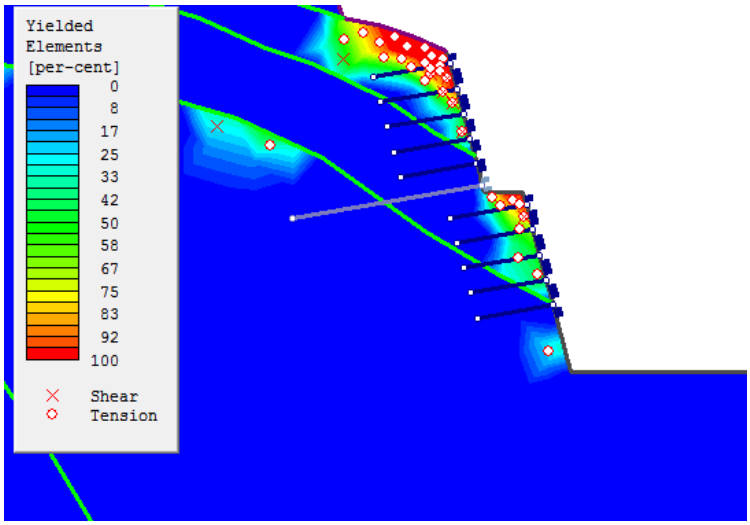
Em suma, com base nos resultados obtidos para os factores de segurança ao longo de todo o processo construtivo dos taludes das secções 1, 2 e 3, verificou-se que a **obra é realizada sempre em segurança**.

6.7.4.4. Zonas de plastificação do maciço

Para além da segurança da obra, é necessário garantir que na proximidade não ocorram grandes deformações que levem ao colapso de estruturas existentes. Assim, procede-se a uma análise das zonas de cedência no maciço.

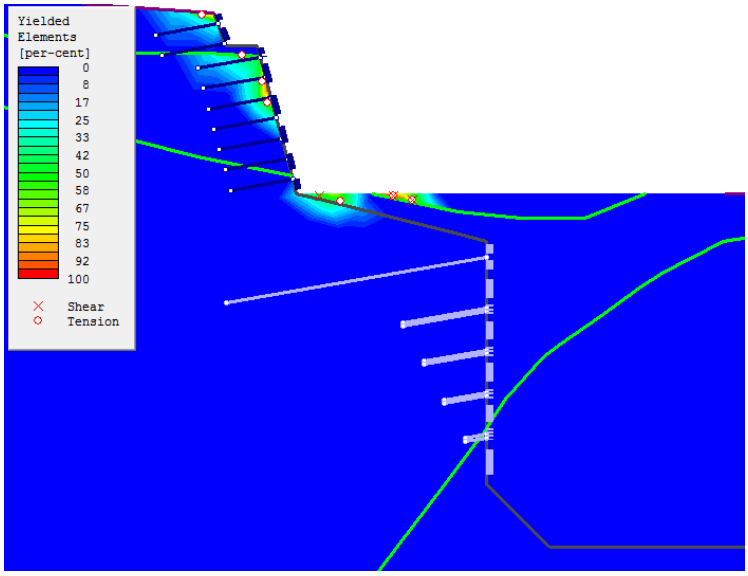
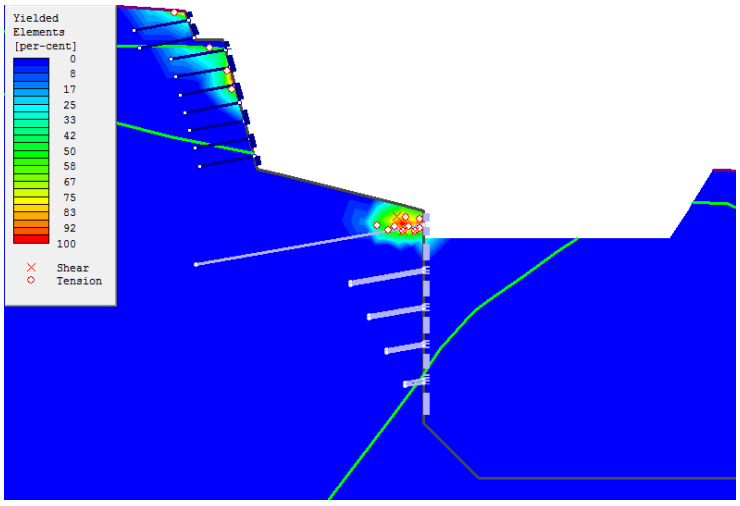
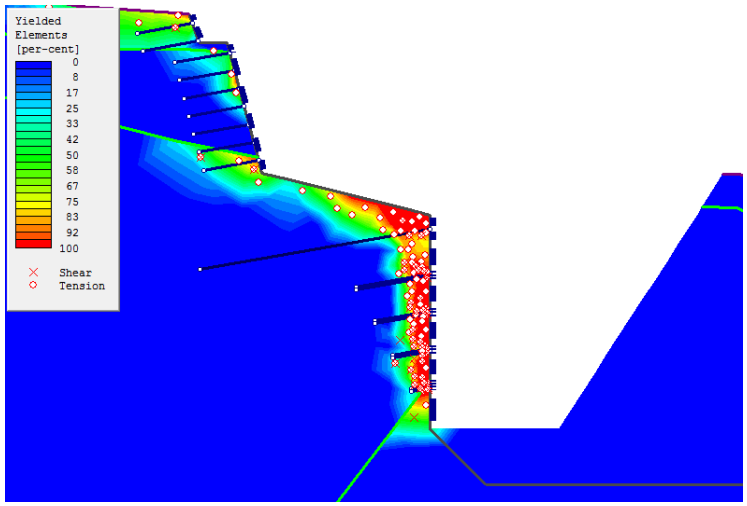
Secção 1

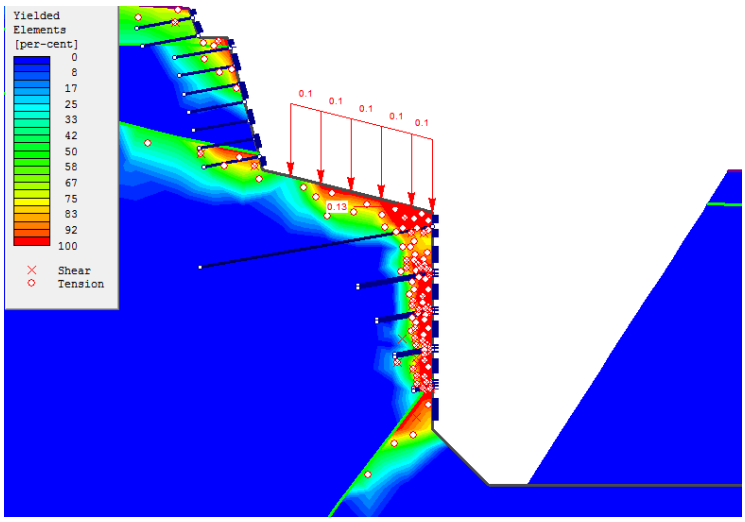
Quadro 6.22 – Zonas de rotura no maciço ao longo da escavação – secção 1

	**4ª Fase** Desmonte até à cota (418.00), promove o aumento das zonas de plastificação das zonas de menor qualidade geomecânicas. *Number of yielded mesh elements: 46* *No yielded bolt elements* *No yielded liner elements*
	**7ª Fase** Desmonte abaixo da banqueta. *Number of yielded mesh elements: 49* *No yielded bolt elements* *No yielded liner elements*
	**11ª Fase** Fase mais crítica do processo de desmonte, correspondente ao final da escavação. *Number of yielded mesh elements: 56* *No yielded bolt elements* *1 yielded liner elements*

Secção 2

Quadro 6.23 - Zonas de rotura no maciço ao longo da escavação – secção 2

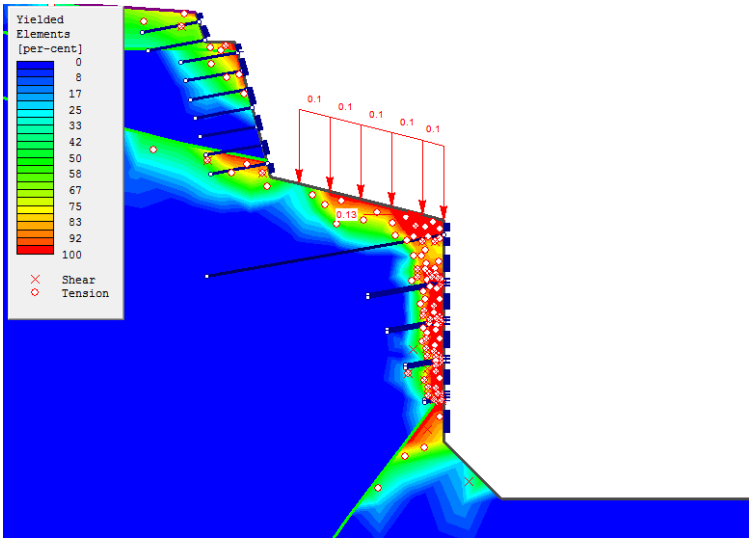
	**7ª Fase** Plastificação das zonas superficiais do talude 2. *Number of yielded mesh elements: 14* *No yielded bolt elements* *No yielded liner elements*
	**9ª Fase** Inicio do processo de escavação no talude 8. Inicio de cedência do maciço no coroamento do talude. *Number of yielded mesh elements: 21* *No yielded bolt elements* *No yielded liner elements*
	**20ª Fase** Cessada a execução da estrutura de contenção do talude 8, verificou-se a plastificação da zona superficial da plataforma e as zonas mais superficiais do maciço rochoso escavado N*umber of yielded mesh elements: 118* *No yielded bolt elements* *11 yielded liner elements*



22ª Fase

Nesta última etapa do faseamento construtivo do talude 8, verificou-se um aumento dos elementos e vigas de travamento horizontais plastificados.

Number of yielded mesh elements: 141
No yielded bolt elements
12 yielded liner elements



26ª Fase

A remoção da ensecadeira corresponde à mais crítica de todo o processo construtivo analisado neste modelo. Verificou-se um aumento das zonas plastificadas na zona que liga o talude 8 à soleira da tomada de água.

Number of yielded mesh elements: 134

No yielded bolt elements

12 yielded liner elements

Da análise das zonas em cedência na última fase, a mais crítica, verificou-se que os dois últimos níveis de pregagens encontram-se totalmente envolvidos por maciço rochoso em cedência. Deste modo, procedeu-se ao aumento do comprimento das pregagens para um correcto funcionamento destas, obtendo-se do primeiro ao último nível, respectivamente 12, 11, 10, e 9 m.

Face à geometria preconizada para a soleira da nova tomada de água, a zona final da estrutura de contenção do talude 8 encontra-se em rotura. Neste sentido, entendeu-se conveniente a introdução de um novo nível de pregagens com as mesmas características das existentes (mas L = 8 m), de forma estabilizar esta zona, Fig. 6.28.

Como é muito frequente em obra no desmonte a fogo as configurações do maciço escavado podem ser diferentes das desejadas, conduzindo em geral a condições mais desfavoráveis para o maciço e para as estruturas de suporte. Assim, no sentido de abarcar um desmonte da parte final do talude 8 com uma configuração diferente da desejada, analisou-se a situação que corresponde a uma escavação realizada na vertical, Fig. 6.28.

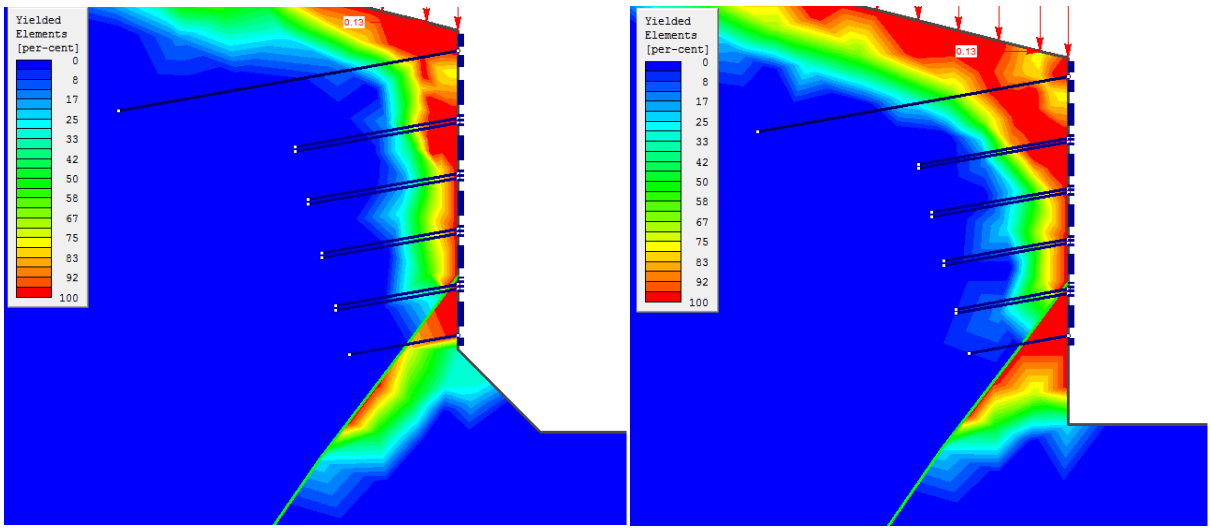
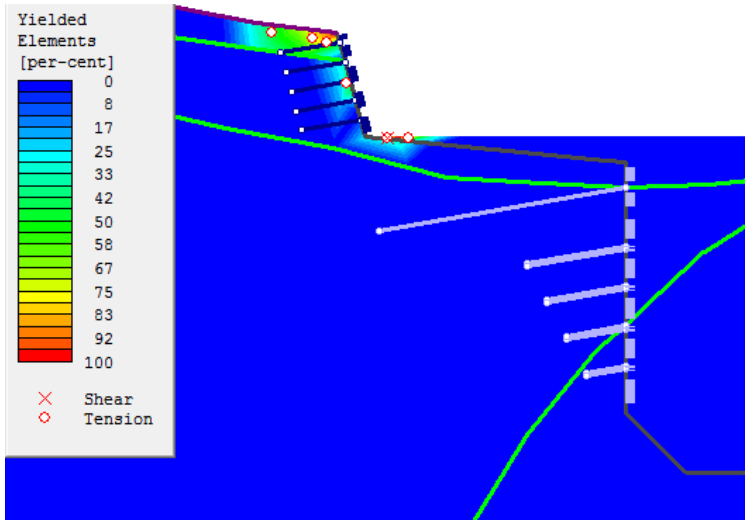


Fig. 6.28 - Alteração do comprimento e instalação de um novo nível reforços. Situação de desmonte pretendido (esquerda); situação mais crítica para um desmonte deficiente (direita)

Face às alterações efectuadas nos reforços do talude 8 verificou-se, com base nas figuras anteriores, que as pregagens apresentam agora um eficaz suporte para o maciço rochoso.

Secção 3

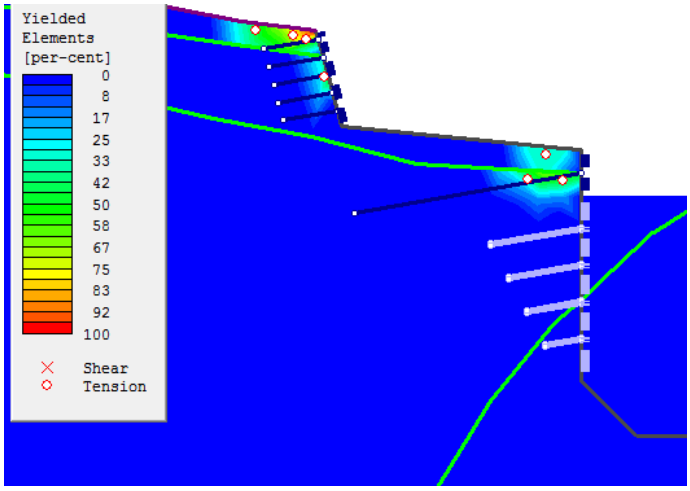
Quadro 6.24 - Zonas de rotura no maciço ao longo da escavação – secção 3



5ª Fase

Nesta última etapa do faseamento construtivo do talude 1, verificou-se que o maciço rochoso praticamente ainda não iniciou a plastificação.

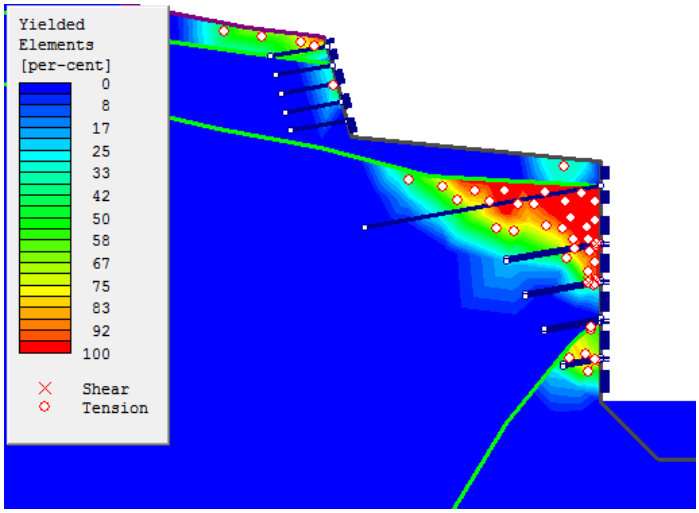
Number of yielded mesh elements: 9
No yielded bolt elements
No yielded liner elements



8ª Fase

Inicio do processo de escavação no talude 6. Inicio de cedência do maciço no coroamento do talude.

Number of yielded mesh elements: 10
No yielded bolt elements
No yielded liner elements



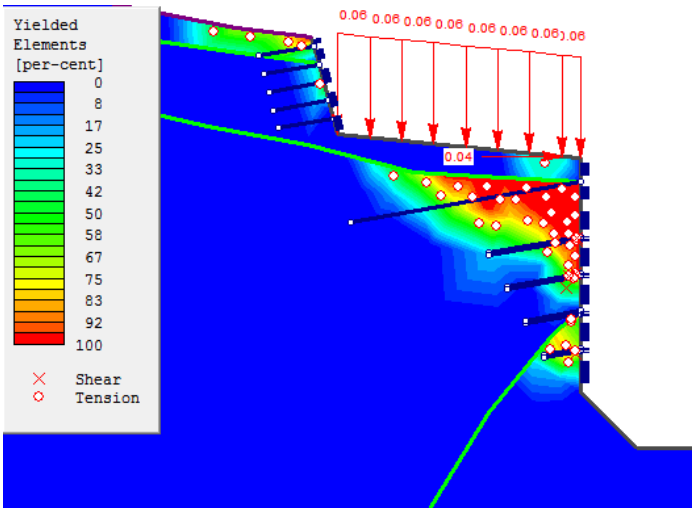
18ª Fase

No final da execução da estrutura de contenção do talude 6, verificou-se a plastificação das zonas abaixo da viga de ancoragens e na zona envolvente do último nível de pregagens.

Number of yielded mesh elements: 47

No yielded bolt elements

1 yielded liner elements



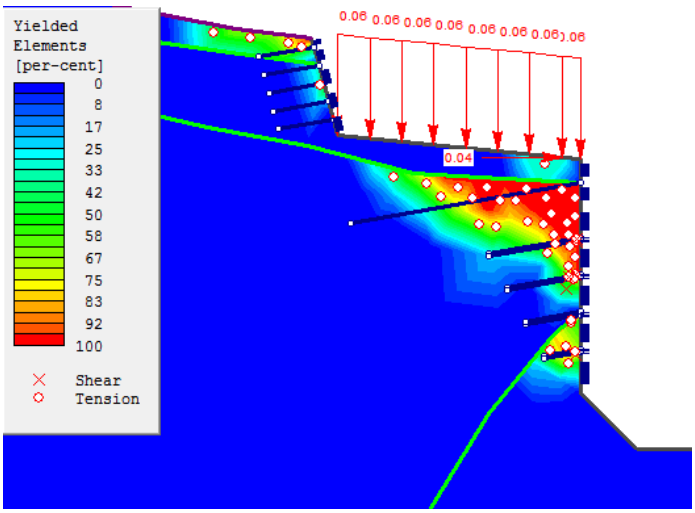
20ª Fase

Nesta fase verificou-se um aumento dos elementos e vigas de travamento horizontais plastificados.

Number of yielded mesh elements: 52

No yielded bolt elements

2 yielded liner elements



23ª Fase

Na última etapa do faseamento construtivo, correspondente à remoção da ensecadeira não promoveu qualquer aumento das zonas de plastificação.

Number of yielded mesh elements: 52

No yielded bolt elements

2 yielded liner elements

À semelhança do modelo anterior, verificou-se imperioso o aumento do comprimento das pregagens da estrutura de contenção do talude 6. De facto, o ultimo nível de pregagens encontra-se localizado no maciço que já entrou em cedência. Assim, procedeu-se ao aumento do comprimento das pregagens de modo a localizarem-se no maciço rochoso que ainda não plastificou, resultando:

- 1º nível – L=12 m
- 2º nível – L=11 m
- 3º nível – L=10 m
- 4º nível – L=9 m

Analogamente ao modelo da secção 2, face a possíveis desmontes que não conduzam à geometria pretendida para a zona final da estrutura de contenção, tornou-se importante a introdução de um novo nível de pregagens, com as mesmas características das existentes (mas L=8 m), que abarque estas situações mais críticas.

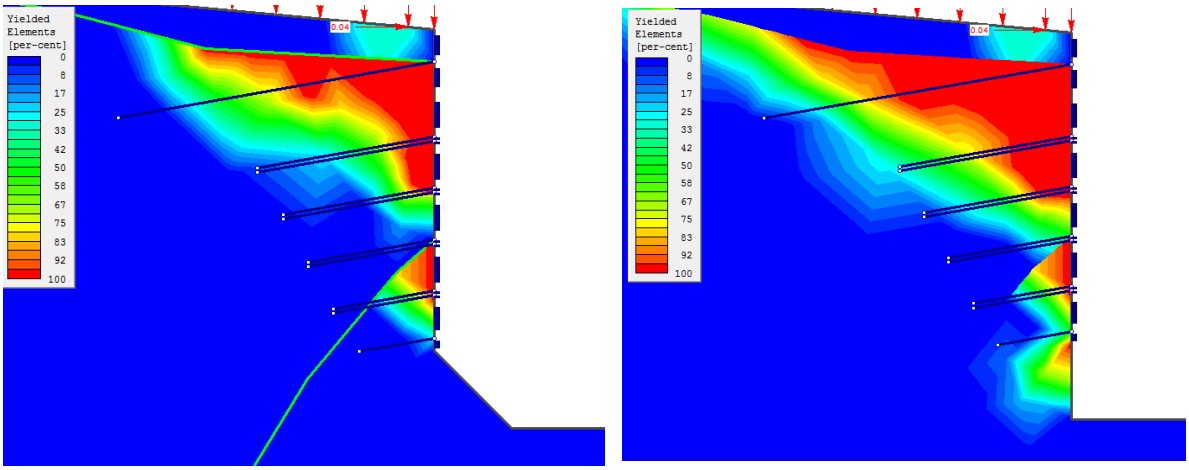


Fig. 6.29 - Alteração do comprimento e instalação de um novo nível reforços. Situação de desmonte pretendido (esquerda); situação mais crítica para um desmonte deficiente (direita.)

Conforme as análises das zonas de plastificação do maciço rochoso para as 3 secções, pode-se concluir que é assegurado um **suporte eficaz para os taludes**, já que todas as pregagens estão em contacto com maciço que não entrou em rotura. Segundo a análise plástica dos modelos, apesar de haver alguns segmentos de betão projectado (talude 2) e das estruturas de contenção (taludes 6 e 8) que entraram em rotura, as **pregagens** continuam a estar em **pleno funcionamento**, providenciando um **suporte eficaz e em perfeitas condições**.

Os desenhos actualizados dos taludes, reforços e estruturas de contenção, alvo de análise global, são apresentados na secção A4.3 nos anexos.

6.7.4.5. Esforços nos suportes e elementos de reforço

Esta secção destina-se a uma breve análise dos esforços envolvidos nos suportes e reforços utilizados, durante a escavação dos taludes da nova tomada de água do reforço de Bemposta.

Secção 1

No modelo representativo da secção 2, constatou-se que nenhuma pregagem entra em cedência. De facto, dos valores retirados do programa *Phase2* conclui-se que os **esforços axiais** nas **pregagens** estão ainda **longe** de valores que as conduzam à **rotura** (Fig. 6.30). A **ancoragem pré-esforçada** (0.5 MN) apresenta uma pequena variação no seu **esforço axial**, atingido na fase final da escavação um valor de **0.55 MN**, Fig. 6.31.

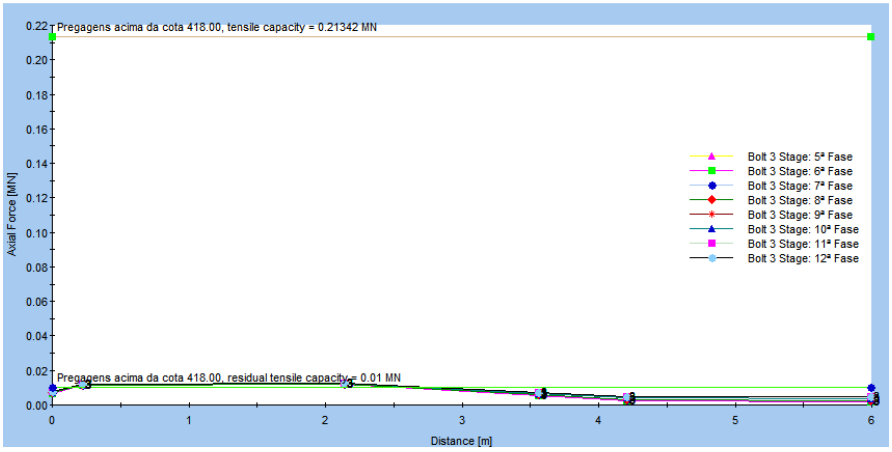


Fig. 6.30 – Esforços axiais numa das pregagens mais solicitadas.

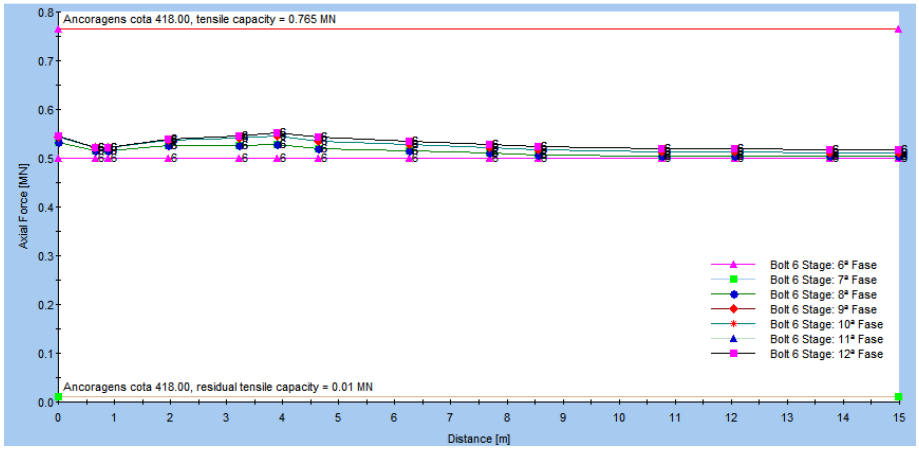


Fig. 6.31 – Esforços axiais na ancoragem ao longo do processo de desmonte

No que se refere aos esforços nos elementos de suporte, betão projectado e viga ancorada à cota (418.00), apresenta-se nas figuras seguintes os seus valores máximos no final da escavação.

Neste sentido, obteve-se para a situação mais crítica esforços **axiais máximo** e mínimo de **3.55×10^{-4} MN** e **-0.45 MN** (Fig. 6.32), respectivamente, situados abaixo da banqueta. É de assinalar que estes suportes encontram-se, geralmente, comprimidos devido aos assentamentos e deslocamentos do maciço para o interior da escavação.

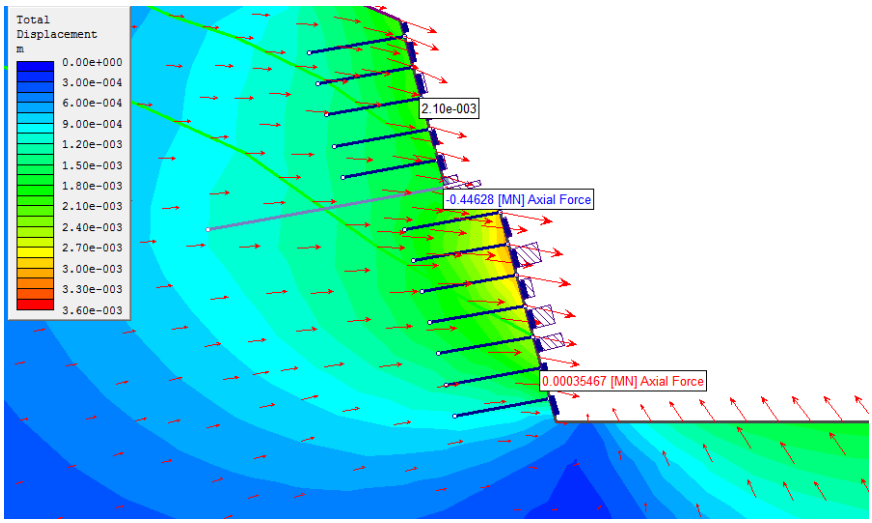


Fig. 6.32 - Esforços axiais nos suportes

Secção 2

Segundo os resultados obtidos no *Phase2* para o modelo da secção 2 verificou-se que **os esforços axiais** nas **pregagens**, durante o desmonte e execução das estruturas de contenção, são **reduzidos** e por isso, não provocam a plastificação, Fig. 6.33. Apresenta-se na Fig. 6.34 a variação do **esforço axial** na **ancoragem pré-esforçada** (0.75 MN) do talude 8, atingindo na última etapa um esforço axial de **0.80 MN**.

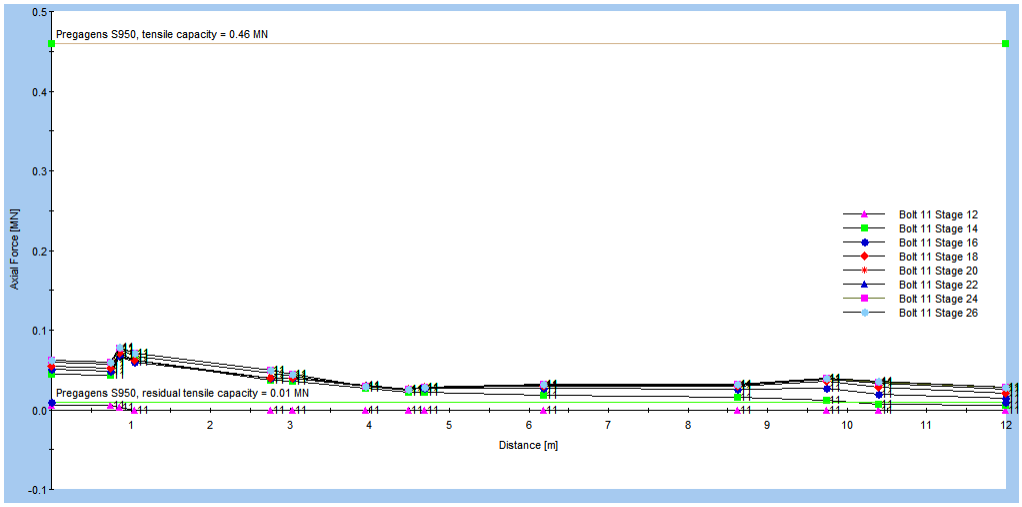


Fig. 6.33 - Esforços axiais numa das pregagens mais solicitadas.

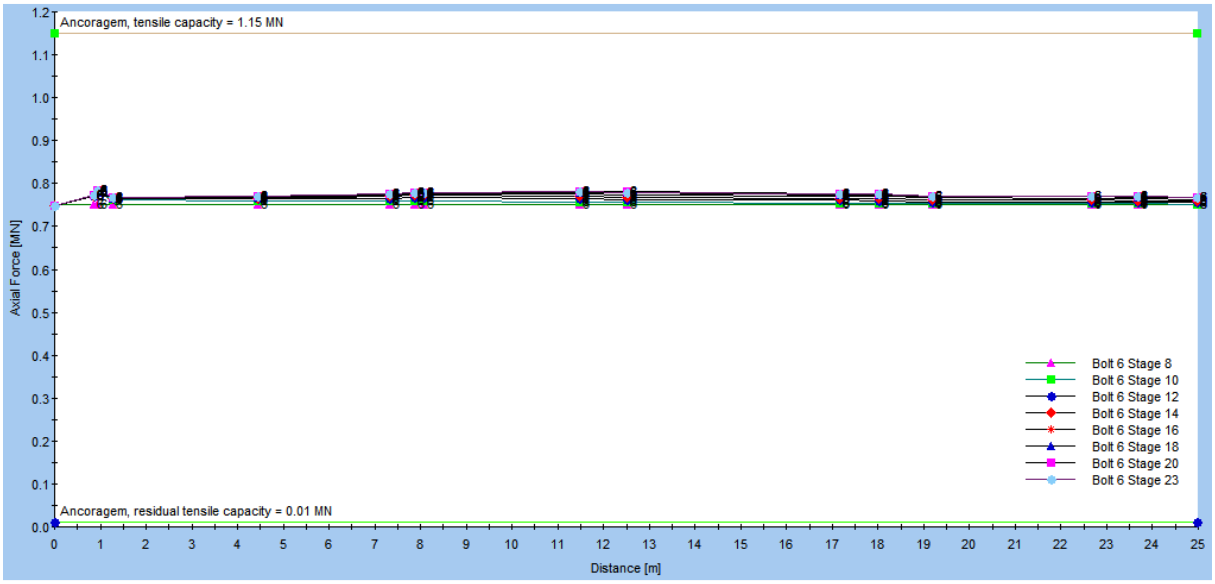


Fig. 6.34 - Esforços axiais na ancoragem ao longo do processo de escavação

De facto, neste modelo obteve-se elevados **esforços axiais** ao longo da estrutura de contenção do talude 8. Os valores extremos resultantes foram de **0.06 MN** e **-1.9 MN**. Neste sentido, observou-se na quase totalidade dos **suportes esforços de compressão axial** resultantes da convergência do maciço rochoso, ao longo do processo de desmonte, para o interior da escavação, Fig. 6.35.

No que respeita aos **momentos actuantes** nos elementos de **suporte**, obtém valores extremos de **0.0024** e **-0.15 MN.m** na estrutura do talude 8, Fig. 6.36.

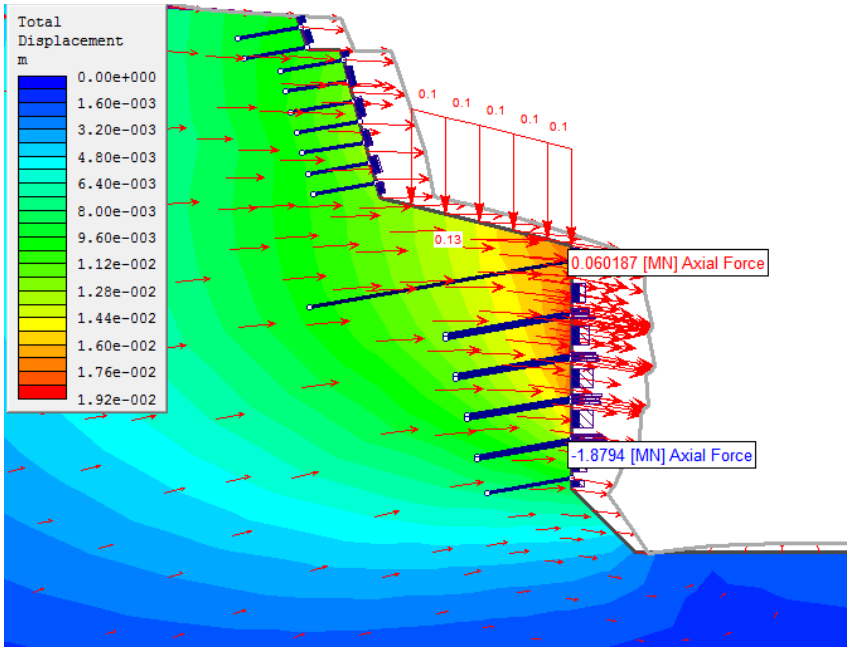


Fig. 6.35 - Esforços axiais nos suportes

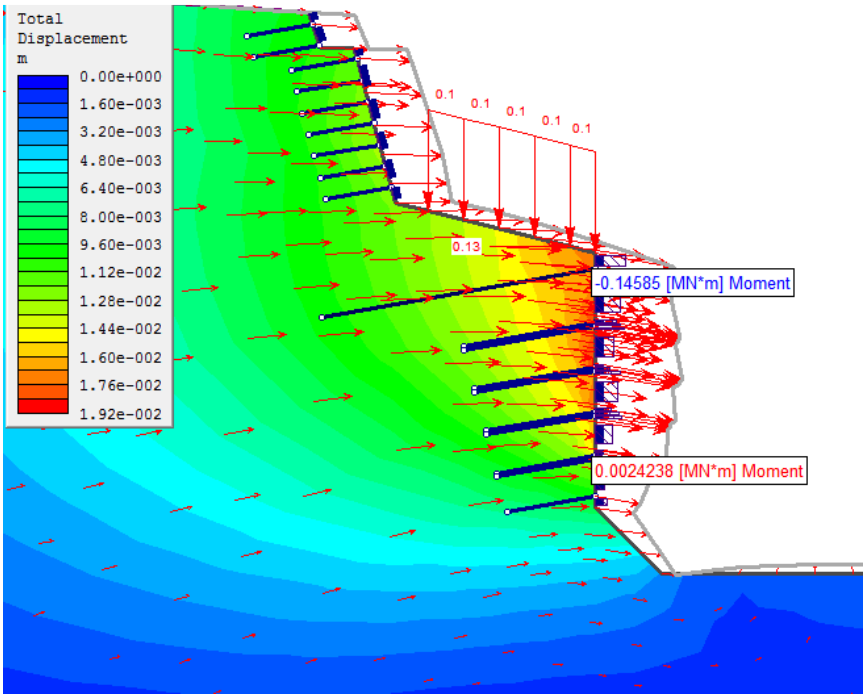


Fig. 6.36 – Momentos actuantes nos suportes

Secção 3

Na análise dos resultados da secção 3, à semelhança do comportamento das **pregagens** nos modelos anteriores, obteve-se para **esforços axiais reduzidos** para todas as pregagens instaladas no talude 1 e no talude 6, Fig. 6.35. No que respeita à **ancoragem pré-esforçada** (0.75 kN) instalada no coroamento da estrutura de contenção do talude 6, atingiu na última etapa um **esforço axial** de **0.780 MN**, Fig. 6.36.

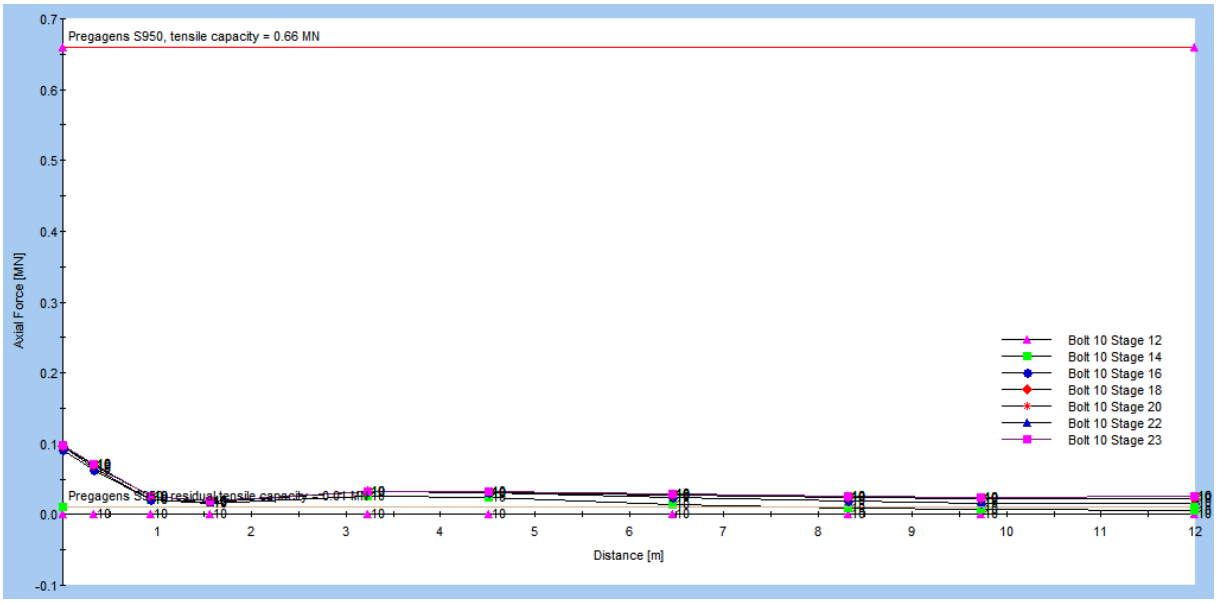


Fig. 6.37 - Esforços axiais numa das pregagens mais solicitadas.

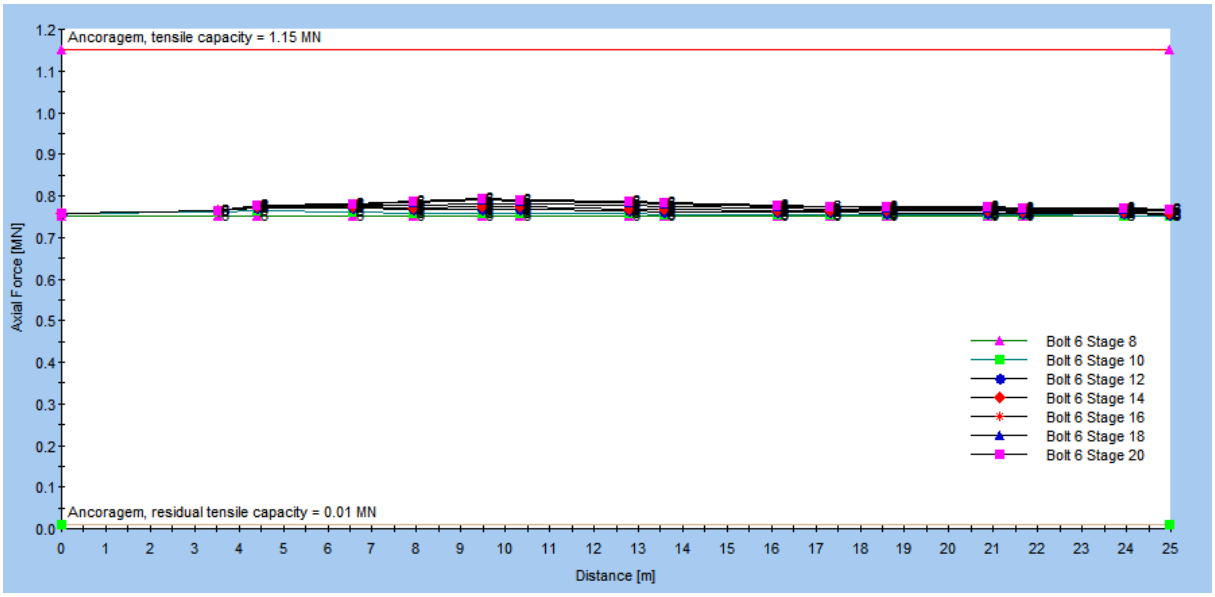


Fig. 6.38 - Esforços axiais na ancoragem ao longo do processo de escavação

Todavia, em contraste com as **pregagens**, nos elementos que representam a **estrutura de contenção** do talude 6 obteve-se **elevados esforços axiais**. Os valores extremos resultantes foram de **-1.8 MN** e **0.052 MN**. Assim, analogamente ao comportamento observado pelos elementos de **suporte** das secções 1 e 2, na secção 3 verificou-se que na quase totalidade dos elementos os **esforços** são de **compressão axial**, resultantes da convergência do maciço rochoso ao longo do processo de desmonte, Fig. 6.39.

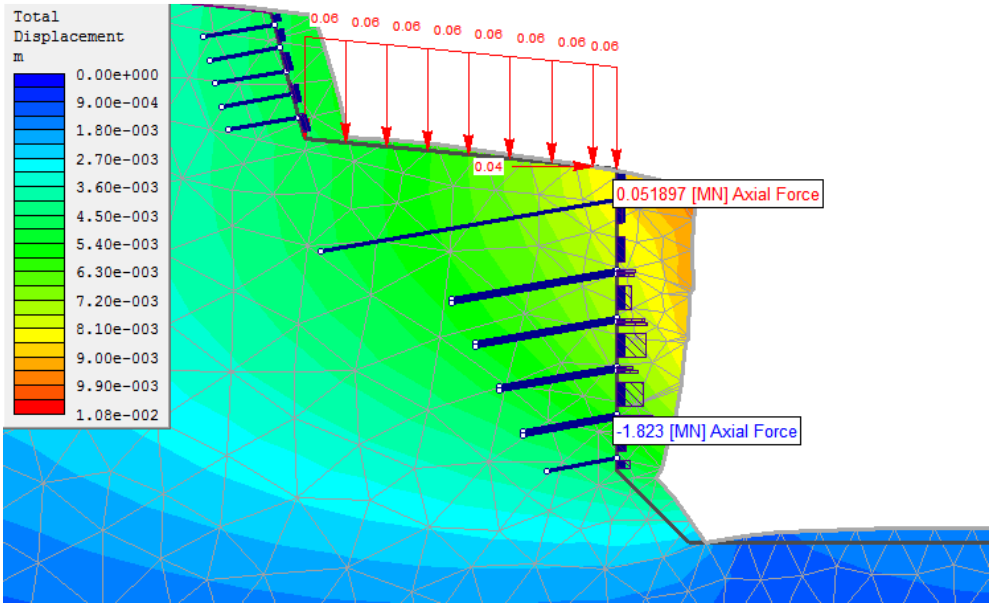


Fig. 6.39 - Esforços axiais nos suportes

6.7.4.6. Deformação dos modelos analisados

Os modelos numéricos analisados permitem visualizar a deformada da mesma após a conclusão da escavação.

Secção 1

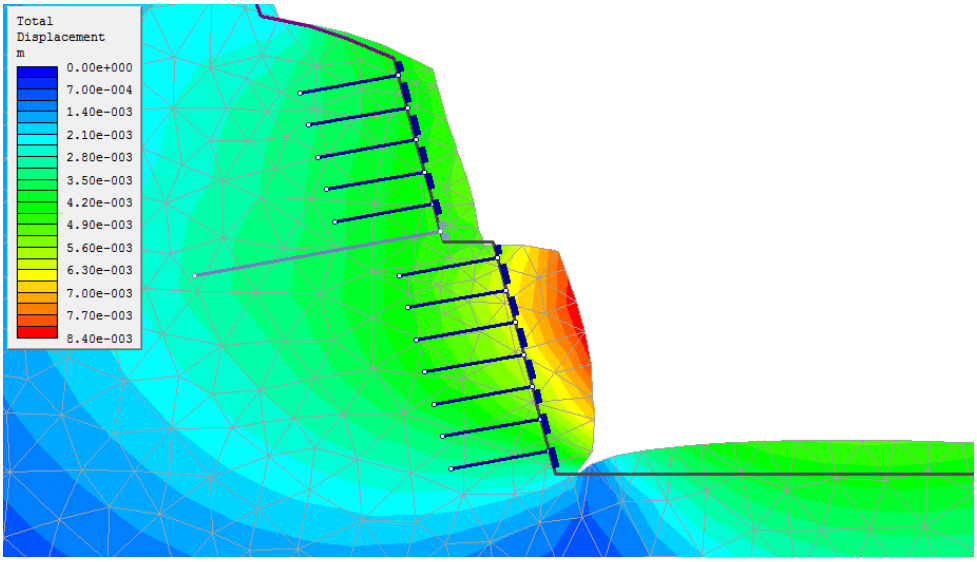


Fig. 6.40 – Deformada do talude do modelo 1 após a conclusão da escavação

Secção 2

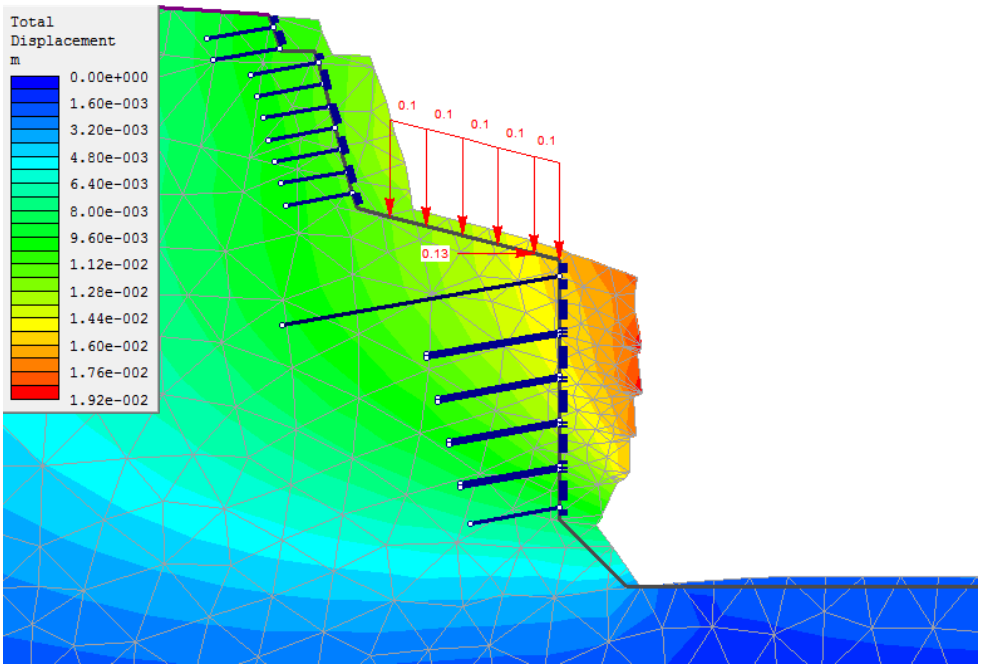


Fig. 6.41 - Deformada do modelo 2 no final do seu processo construtivo

Secção 3

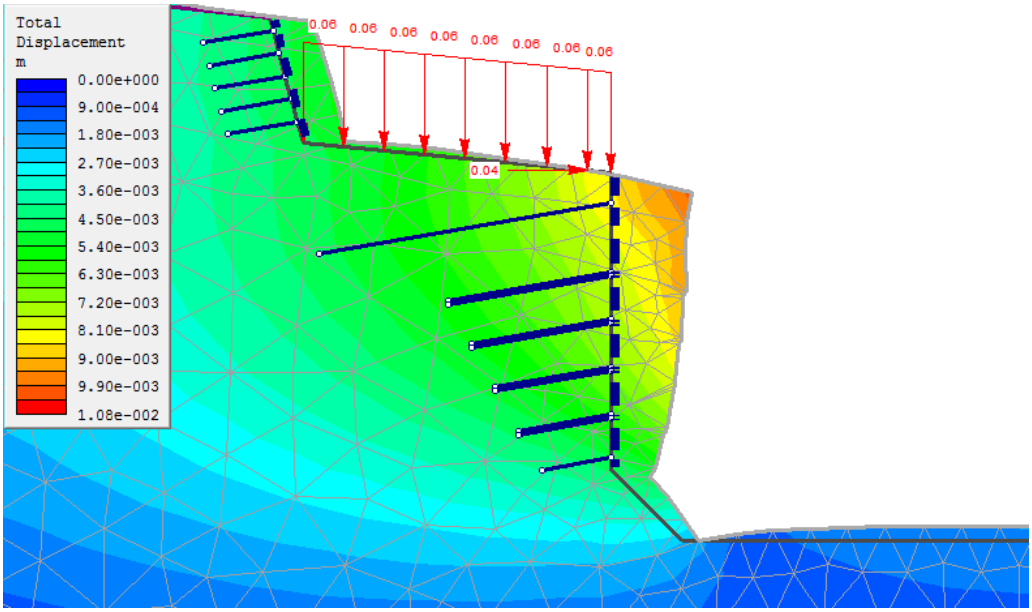


Fig. 6.42 - Deformada do modelo 3 no final do seu processo construtivo

Segundo as deformadas dos modelos analisados, os deslocamentos processam-se o interior da escavação. Os deslocamentos horizontais, fase ao estado de tensão inicial (k=2), são substancialmente superiores aos verticais.

6.7.5. CONCLUSÕES FINAIS

Quanto ao modelo da **secção 1**, verificou-se que o talude abaixo da banqueta à cota (418.00) apresenta um maior deslocamento total que o superior, e por isso, maiores esforços axiais nos elementos de contenção (betão projectado). Obteve-se **deslocamentos totais** de **8.4 mm**.

No que respeita à análise da **secção 2**, os **deslocamentos totais máximos** obtidos foram de **18.5 mm**, na zona intermédia da estrutura de contenção do talude 8. De facto, a materialização do aterro sobre a plataforma do talude 8 aumenta ligeiramente os deslocamentos totais, provocado pelo acréscimo dos deslocamentos verticais, mantendo-se praticamente constantes os horizontais. Verificou-se que a remoção da ensecadeira não promove deslocamentos significativos nos taludes 2 e 8, apenas deformações na zona final da estrutura de contenção e na soleira da tomada de água.

No que concerne ao **modelo 3**, obteve-se um **deslocamento total máximo**, aproximadamente de **10 mm**, abaixo da plataforma geral à cota (404.5). O comportamento da estrutura de contenção do talude 6, face à instalação do aterro e posterior remoção da ensecadeira de montante, é semelhante ao do talude 8 do modelo da secção 2.

Em suma, no quadro seguinte apresenta-se os valores máximos dos deslocamentos horizontais e verticais experimentados pelos taludes durante o processo de escavação.

Quadro 6.25 – Quadro resumo dos deslocamentos experimentados pelo maciço rochoso nos modelos analisados

	Modelo 1	**Modelo 2**	**Modelo 3**
$\delta_{h,\ max.}$(mm)	8.5	18.4	9.9
$\delta_{v,\ max.}$(mm)	4	3.4	2.6

Os desenhos dos reforços e estruturas de contenção resultantes da optimização na estabilização global apresentam-se nos anexos nas secções A4.1 e A4.3.

7

PLANO DE OBSERVAÇÃO. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS OBTIDOS EM OBRA COM O MODELO DO *PHASE2*

As obras geotécnicas são caracterizadas por um grande grau de indeterminação associado a dificuldades de investigação e reconhecimento do terreno. Assim, deverá proceder-se a uma análise contínua na fase de escavação, o que permite proceder a eventuais ajustes nos métodos e processos construtivos determinados pelas reais características e comportamento do maciço sujeito a intervenção.

As acções de observação, que permitem controlar os resultados que vão-se verificando ao longo da obra, devem ser efectuadas o mais próximo da frente de escavação, tendo em conta os condicionalismos inerentes à instalação dos aparelhos e equipamentos, e também os constrangimentos com o desenvolvimento da obra.

No âmbito do Plano de Observação foram instalados alvos topográficos, marcas superficiais, inclinómetros, piezómetros e células de carga na superfície dos taludes escavados, bem como no interior do maciço e nas estruturas de suporte construídas na zona da nova tomada de água.

Um aspecto muito importante prende-se com o controle dos níveis de vibração do maciço, à medida que a frente de escavação vai avançando, provocados pelo rebentamento das pegas provocadas pelos explosivos. O controlo deve ser minucioso e realizado em locais estratégicos de forma a obter resultados mais fiáveis.

7.1. LOCALIZAÇÃO DOS ACESSÓRIOS DE MONITORIZAÇÃO

Os diversos sistemas de leitura utilizados complementaram-se, permitindo determinar os sentidos e magnitudes dos movimentos em cada local analisado. Durante o período de escavações o tratamento dos resultados das leituras foi efectuado de forma individualizada por talude ou estrutura monitorizada. Durante a análise dos dados foram ainda atendidas as determinações do Plano de Observação, principalmente no que respeita aos critérios de alerta definidos.

Seguidamente apresenta-se a planta de monitorização geotécnica e a localização da instrumentação da tomada de água e ensecadeira de montante, não sendo esta última estrutura, alvo de estudo neste trabalho.

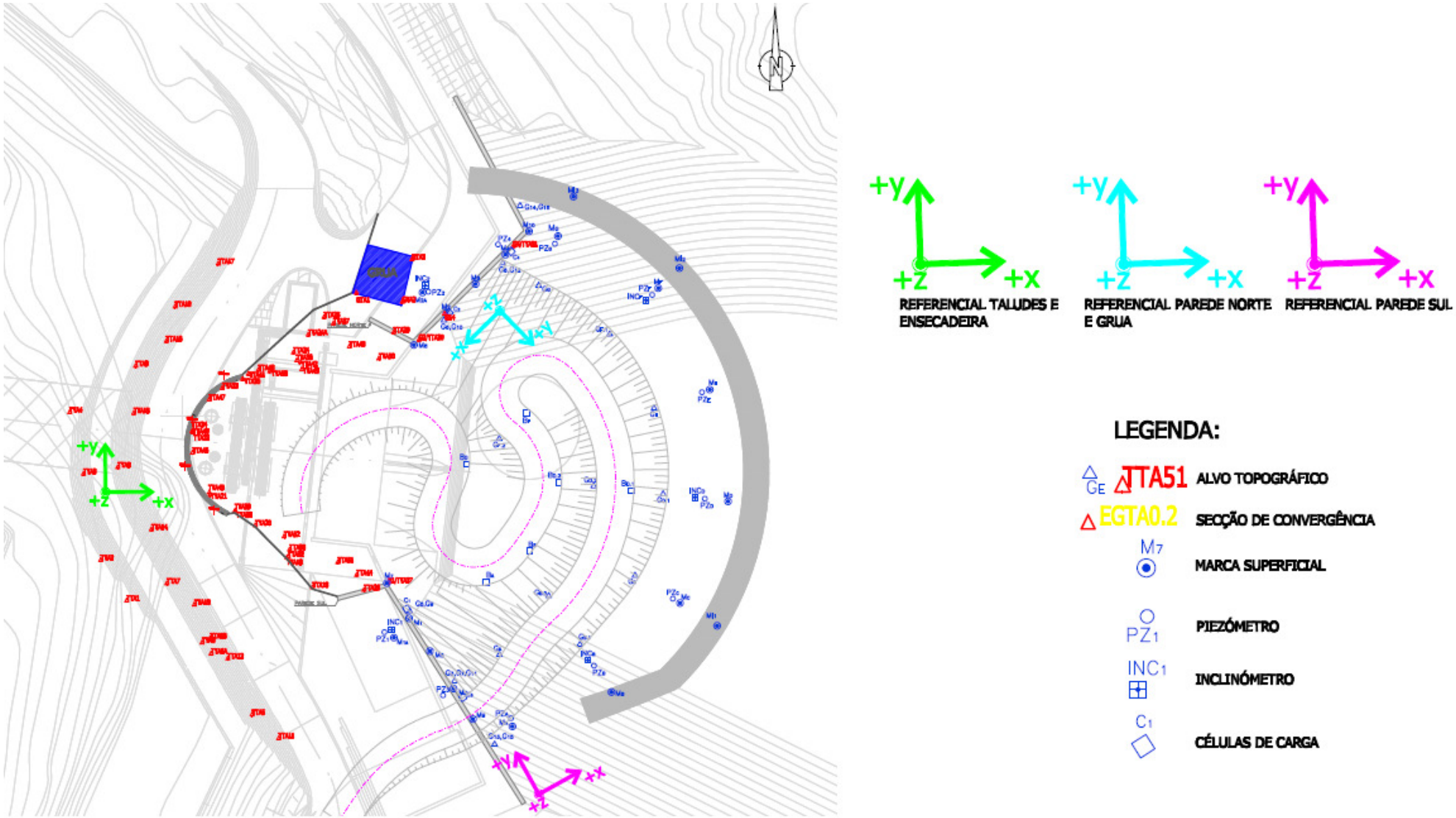


Fig. 7.1 – Planta de monitorização Geotécnica da tomada de água e ensecadeira de montante (adaptado de [13])



Fig. 7.2 – Localização dos alvos topográficos nos taludes acima da cota 404.5 [13]



Fig. 7.3 – Localização dos alvos e secções de convergência nos taludes abaixo da cota 404.5 [13]

Os limites de atenção e alerta adoptados para a fase de escavação apresentam-se no quadro seguinte.

Quadro 7.1 – Limites de atenção e alerta adoptados para a fase de escavação [47]

Dispositivo	Grandeza a controlar	Limites	Regra adoptada	Valores limite
Estruturas de suporte Marcas superficiais, alvos	Deslocamento vertical	atenção alerta	0.05%×H 0.10%×H	1.25 cm 2.5 cm
Estruturas de suporte Alvos, inclinómetros	Deslocamento horizontal	atenção alerta	0.10%×H 0.15%×H	2.5 cm 3.75 cm
Células de carga nas ancoragens	Deformações no maciço	atenção alerta	1.15×Q 1.30×Q	863 kN 875 kN

Neste tipo de obras, os deslocamentos horizontais experimentados pelo maciço rochoso ao longo de todo o processo de escavação merecem uma atenção especial em detrimento dos verticais.

7.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

Sendo o principal objectivo dos modelos realizados no programa *Phase2* simular e prever o comportamento do maciço rochoso durante a execução da obra, neste caso, a materialização dos taludes da nova tomada de água do reforço de Bemposta, é importantíssimo confrontar os valores expectáveis com os resultados obtidos nos aparelhos de medição. Neste sentido, são confrontados os valores retirados de alvos topográficos, marcas superficiais, inclinómetros e células de carga com os resultados dos modelos analisados no *Phase2*.

Os valores obtidos nos aparelhos de medição estão divididos em 3 fases temporais distintas [13]:

- **Escavações para a cota (404.5)** – compreendem o desmonte do maciço rochoso até à cota (404.5), que corresponde à materialização dos taludes 1 e 2;
- **Escavações para a cota (367.5)** – englobam, portanto, as escavações do maciço e execução das estruturas de contenção dos taludes 6 e 8, analisados no *Phase2*;
- **Escavações na soleira à cota (367.5)** – abarcam as escavações no bocal e inicio da galeria de adução. Todavia, não são utilizadas na análise dos resultados pois o seu comportamento não foi analisado no programa.

Apresenta-se no quadro seguinte os aparelhos de medição utilizados para a comparação de resultados com as secções analisadas no *Phase2* na secção 6.7.2.

	Secção 1	Secção 2	Secção 3
Alvos topográficos	TA3 e TA8	TA12, G6 e G9	G6, G10, G14
Marcas superficiais	-	M1, M1A	M2, M2A
Inclinómetros	-	INC1	INC2
Células de carga	-	C1	C2

Quadro 7.2 – Aparelhos de medição usados como ferramenta de comparação dos modelos realizados no Phase2

De facto, as medições efectuadas em obra [13] contemplam que a ensecadeira de montante ainda não foi removida e os aterros sobre as plataformas dos taludes 6 e 8 também ainda não foram instalados.

7.2.1. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DO MODELO 1 COM OS MEDIDOS EM OBRA

Para a comparação dos resultados obtidos no modelo da secção 1 com os realmente observados, recorre-se aos alvos topográficos TA3 e TA8, pois são estes que se localizam numa secção mais próxima da analisada.

Apresenta-se nas figuras seguintes os registos dos valores medidos nos aparelhos [13].

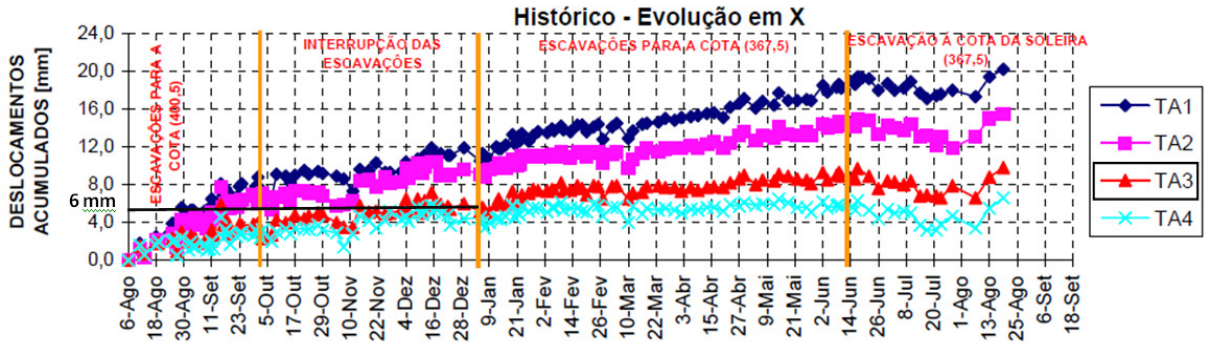


Fig. 7.4 – Deslocamentos acumulados em X nos alvos topográficos (TA3) [13]

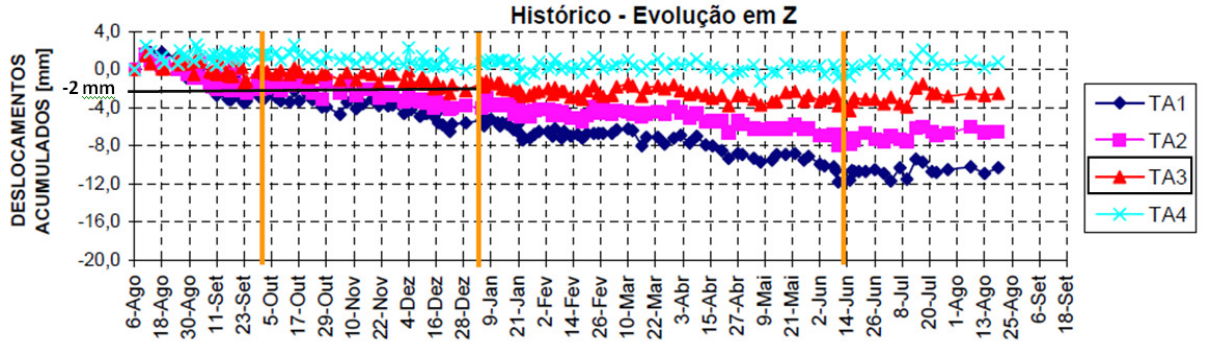


Fig. 7.5 - Deslocamentos acumulados em Z nos alvos topográficos (TA3) [13]

Com base nas figuras anteriores, no alvo topográfico TA3 obtiveram-se deslocamentos horizontais e verticais de, respectivamente, 6 e -2 mm correspondentes ao final da escavação da cota (404.5).

Apresenta-se na Fig. 7.6 os resultados do programa Phase2 relativamente à posição do alvo topográfico TA3.

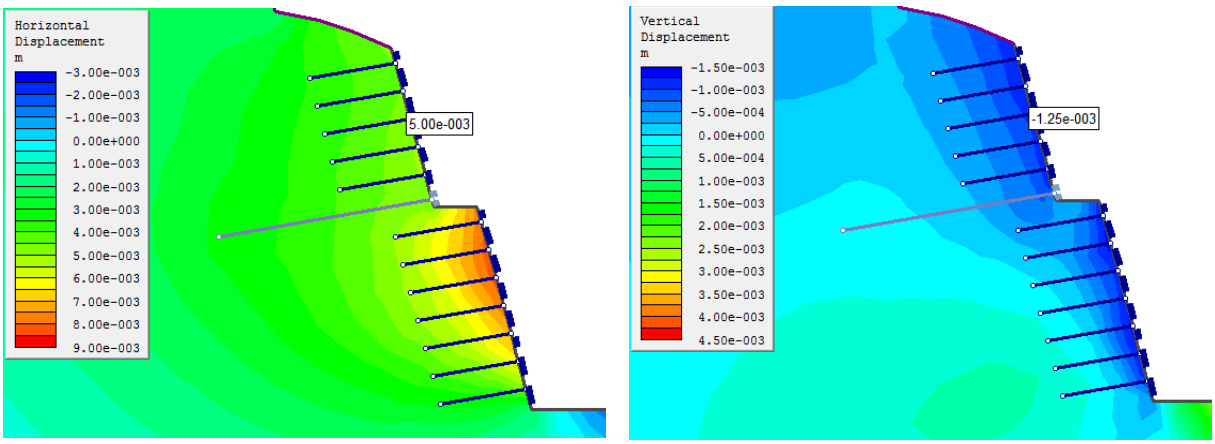


Fig. 7.6 – Resultados do programa Phase2 relativamente à posição do alvo topográfico TA3. Deslocamentos horizontais (esquerda) e verticais (direita)

Os resultados obtidos para a situação mais crítica, correspondente ao final da escavação na cota (404.5) aproximam-se dos valores medidos no alvo topográfico TA3.

Os valores medidos no alvo topográfico TA8 são apresentados nas figuras seguintes.

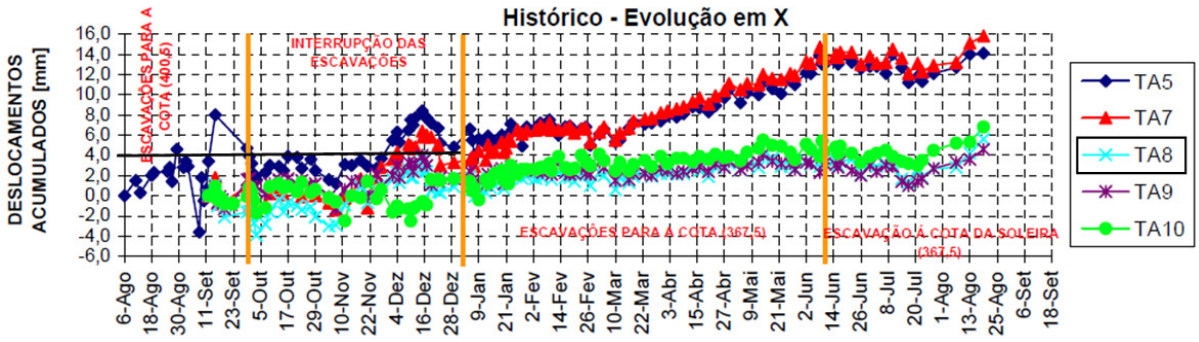


Fig. 7.7 - Deslocamentos acumulados em X nos alvos topográficos (TA8) [13]

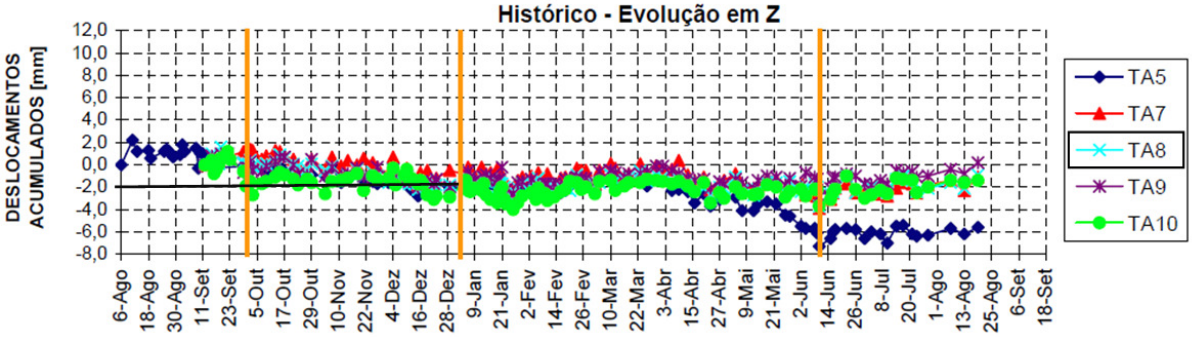


Fig. 7.8 - Deslocamentos acumulados em Z nos alvos topográficos (TA8) [13]

Os resultados obtidos no *Phase2* para a posição do TA8 são apresentados na Fig. 7.9.

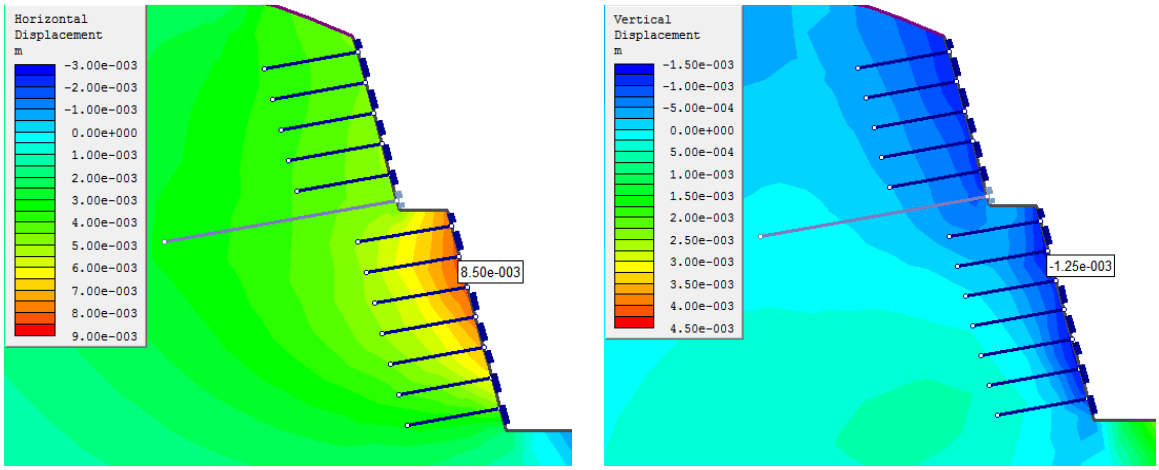


Fig. 7.9 - Resultados do programa Phase2 relativamente à posição do alvo topográfico TA8 Deslocamentos horizontais (esquerda) e verticais (direita)

Segundo as Fig. 7.7 e 7.8 os valores medidos para o final das escavações na cota (404.5) são de 4 e -2 mm, respectivamente, para os deslocamentos horizontais e verticais experimentados pelo maciço rochoso.

Com base nos resultados do modelo 1, para a posição do alvo TA8, verificou-se que este é relativamente conservativo no que concerne aos deslocamentos horizontais, De facto, no *Phase2* os deslocamentos horizontais rondam os 8 a 9 mm.

O facto de os aparelhos de medição serem apenas instalados após a escavação conduz a erros por defeito, pois a seguir ao desmonte o maciço deforma-se elasticamente.

Todavia, no que respeita aos deslocamentos verticais obtidos são aproximadamente iguais aos medidos no alvo.

Assim, conclui-se que os resultados obtidos no Phase2 estão dentro do espectável relativamente os valores medidos nos aparelhos e abaixo dos limites de atenção e alerta definidos [47].

7.2.2. Comparação de resultados do Modelo 2 com os Medidos em obra

Para a comparação dos resultados obtidos no modelo 2 da secção 6.7.2 é necessário recorrer a alvos topográficos (TA12, G5 e G9), marcas superficiais (M1 e M1A), inclinómetros (INC1) e a células de carga.

7.2.2.1. Com base nos alvos e marcas topográficas

Para a comparação dos resultados obtidos no *Phase2* com os valores medidos nos aparelhos é utilizada a 21ª fase, pois é esta que corresponde ao final fase temporal "escavações para a cota (367.5)".

Apresenta-se nas figuras seguintes os registos dos valores medidos nos alvos e marcas superficiais [13].

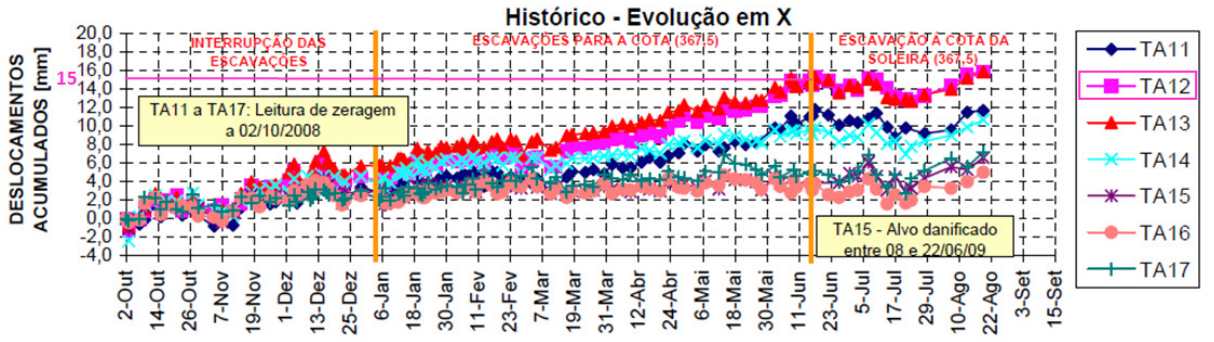


Fig. 7.10 - Deslocamentos acumulados em X nos alvos topográficos (TA12) [13]

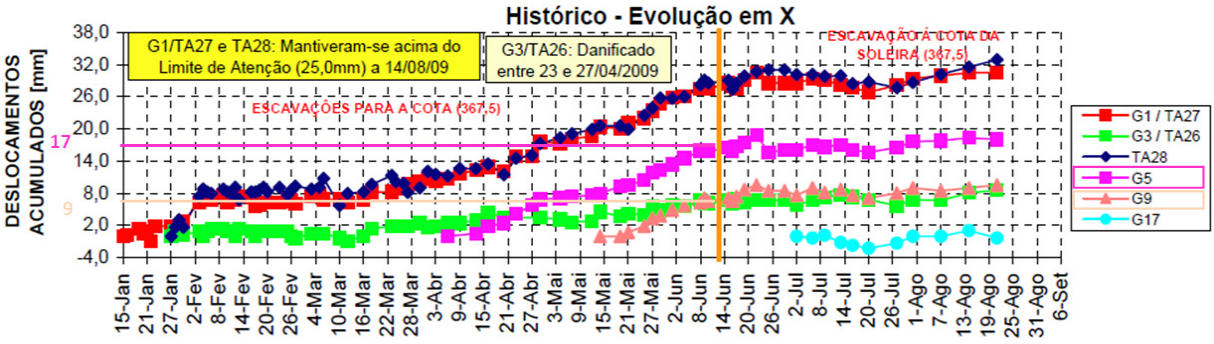


Fig. 7.11 - Deslocamentos acumulados em X nos alvos topográficos (G5 e G9) [13]

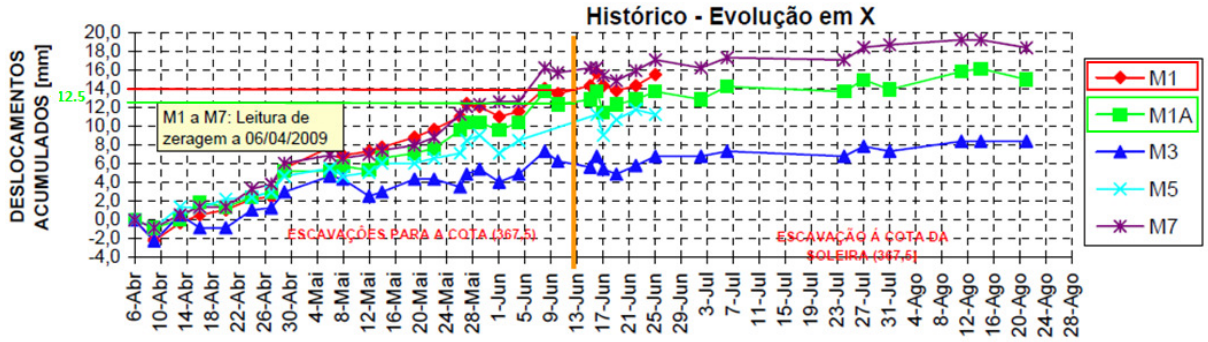


Fig. 7.12 - Deslocamentos acumulados em X nas marcas superficiais (M1 e M1A) [13]

Face à maior importância dos deslocamentos horizontais em detrimento dos verticais, apenas representa-se na Fig.7.13 os deslocamentos verticais para as marcas superficiais analisadas.

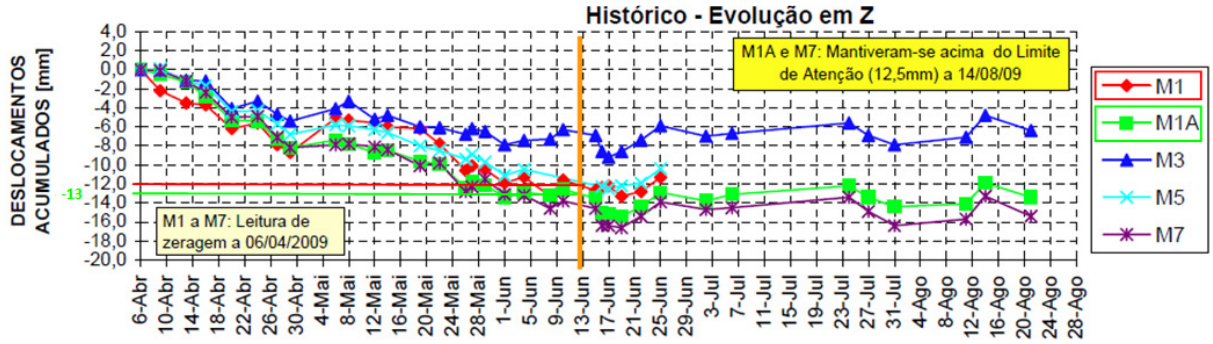


Fig. 7.13 - Deslocamentos acumulados em Z nas marcas superficiais (M1) [13]

Após a apresentação dos valores medidos nos vários aparelhos, representa-se na figura seguinte os deslocamentos horizontais experimentados pelo maciço rochoso ao atingir a soleira da tomada de água (21ª Fase).

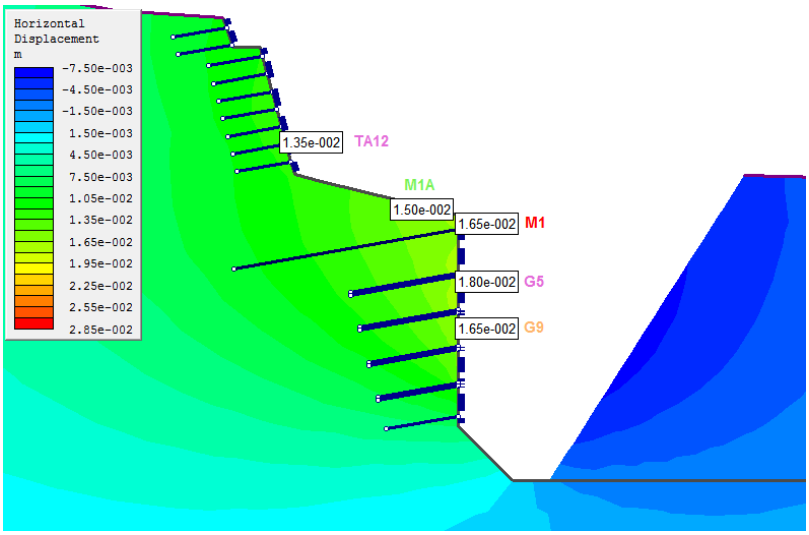


Fig. 7.14 - Resultados do programa Phase2 relativamente à posição dos alvos e marcas superficiais para a 21ª fase (TA12, G5, G9, M1 e M1A).

Quadro 7.3 - Comparação dos deslocamentos horizontais nos medidos nos aparelhos com os previstos no Phase2

Aparelhos	Valores medidos [13] (mm)	Resultados obtidos no *Phase2* (mm)
TA12	15	13.5
G5	17	18
G9	9	16.5
M1	14	16.5
M1A	12.5	15

De facto, analisando os deslocamentos horizontais obtidos no modelo 2 do *Phase2* verifica-se que, para a 21ª fase, os deslocamentos horizontais estão dentro do expectável e abaixo dos valores de atenção e alerta definidos [47].

7.2.2.2. Com base em inclinómetros

Os inclinómetros têm como principal intuito avaliar as variações de deslocamentos horizontais, para as diversas fases de escavação, em profundidade. Permite igualmente ter uma noção da deformada do maciço rochoso.

Neste sentido, possuindo apenas os resultados das medições correspondentes às escavações na soleira da tomada de água (inicio das escavações no bocal e no canal de adução), apenas toma-se como comparação a evolução da deformada do maciço com o decorrer destas obras.

Assim, apresenta-se na Fig. 7.15 os registos do INC 1 para os deslocamentos horizontais (X).

Recorrendo ao *Phase2* facilmente obtém-se para o faseamento construtivo do talude 8 os deslocamentos horizontais em profundidade, Fig. 7.16, tendo como contagem inicial a 8ª Fase.

Facilmente conclui-se que a deformada prevista é semelhante à obtida em obra, estabelecendo uma coerência de resultados que confirma, mais uma vez, a fiabilidade do modelo realizado no programa.

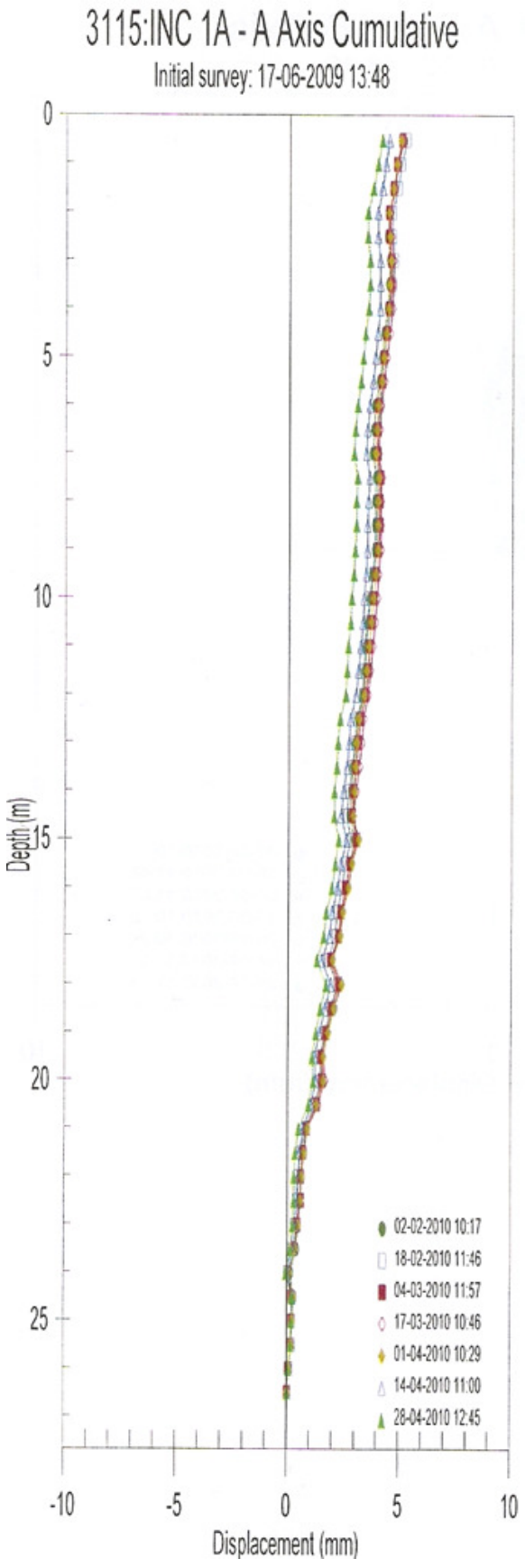


Fig. 7.15 - Resultados do INC 1 segundo a direcção X [13]

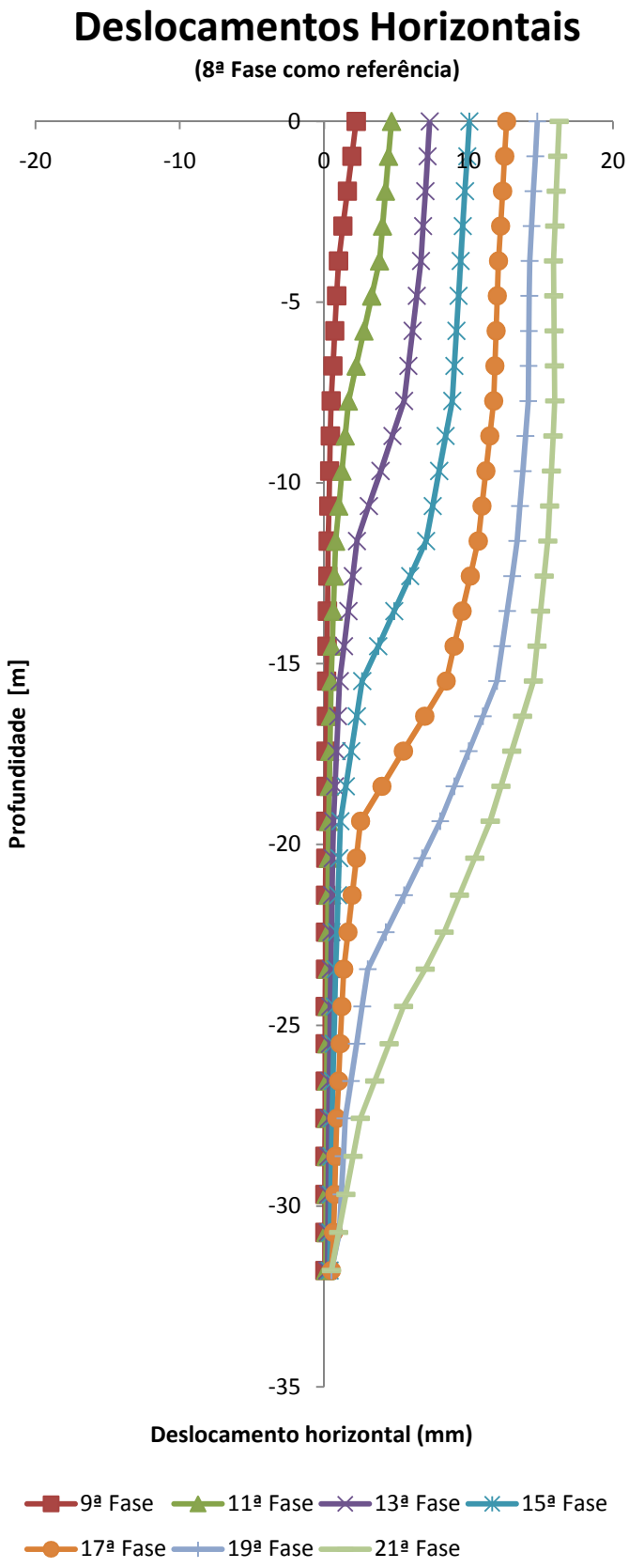


Fig. 7.16 – Representação dos deslocamentos horizontais em profundidade

7.2.2.3. Com base nas células de carga

As células de carga instaladas na cabeça das ancoragens permitem o controlo das deformações no maciço rochoso.

No sentido de comparar os valores obtidos nas células de carga com os previstos para as ancoragens, ao longo do processo de desmonte, avalia-se a variação do esforço axial entre as fases 10ª (instalação da ancoragem) e a 21ª (final das escavações para a cota 367.5)

Segundo o relatório [13], a célula de carga C1 é a que melhor representa a secção analisada no modelo 2.

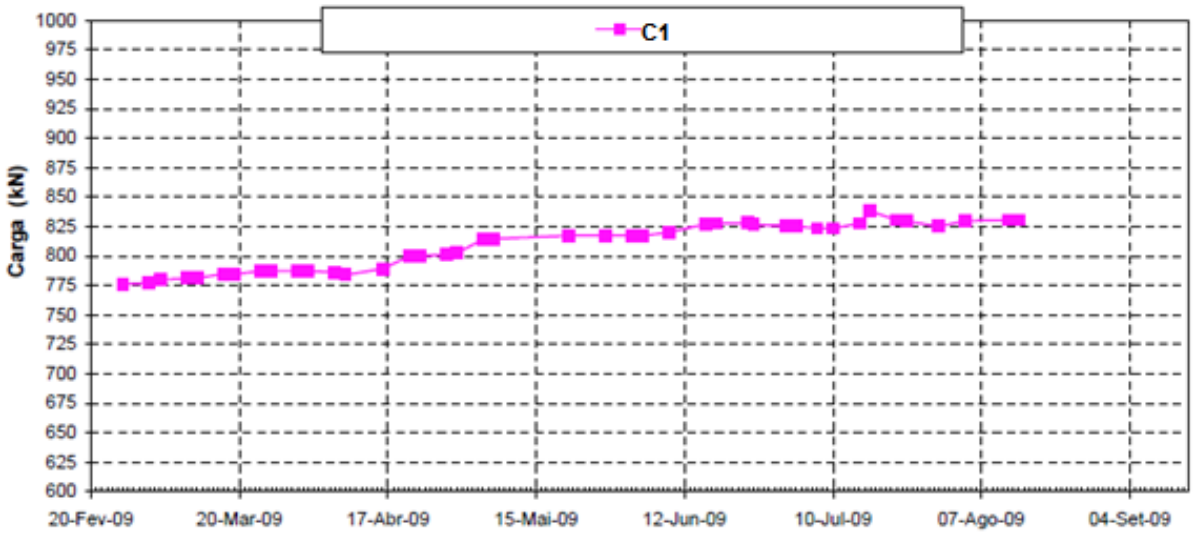


Fig. 7.17 – Variação do esforço axial na cabeça da ancoragem (Célula de Carga C1)

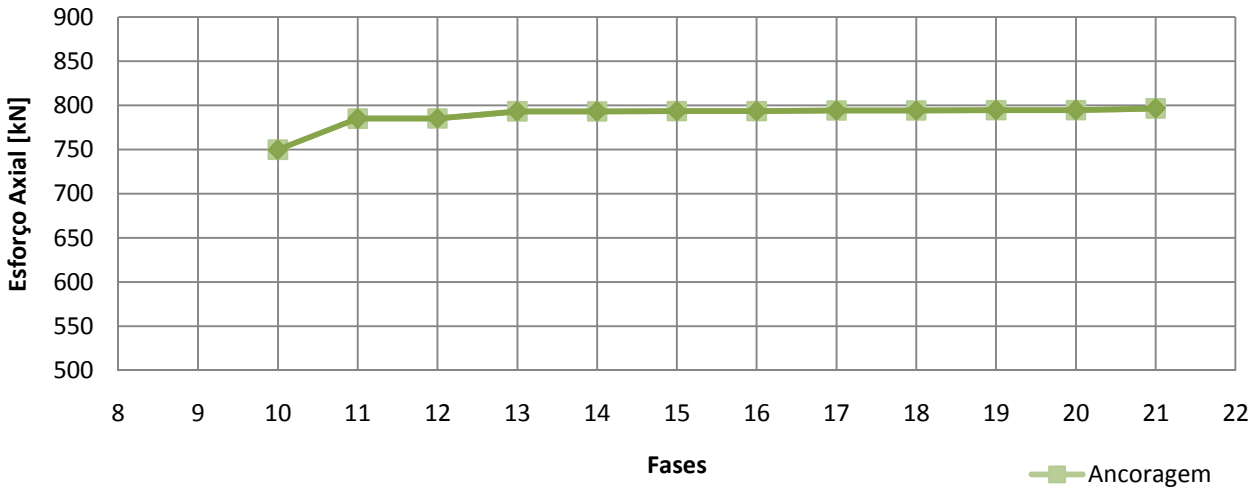


Fig. 7.18 - Variação do esforço axial na cabeça da ancoragem (Modelo 2 do Phase2)

Analisando as figuras anteriores é possível verificar que ambos os resultados apresentam uma variação do esforço axial em 50 kN. Neste sentido, conclui-se que a convergência do maciço rochoso em obra é muito próxima do previsto.

7.2.3. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DO MODELO 3 COM OS MEDIDOS EM OBRA

Com base no Quadro 7.2 os aparelhos utilizados, como comparação dos resultados obtidos no *Phase2*, são os alvos G6 e G10, as marcas M2 e M2A, o inclinómetro INC2 e a célula de carga C2.

7.2.3.1. Com base nos alvos e marcas superficiais

Nas figuras seguintes apresenta-se os registos dos valores medidos nos aparelhos [13] e os deslocamentos resultantes do modelo 3 do *Phase2* para a 19ª Fase, correspondente ao final das "Escavações para a cota 367.5".

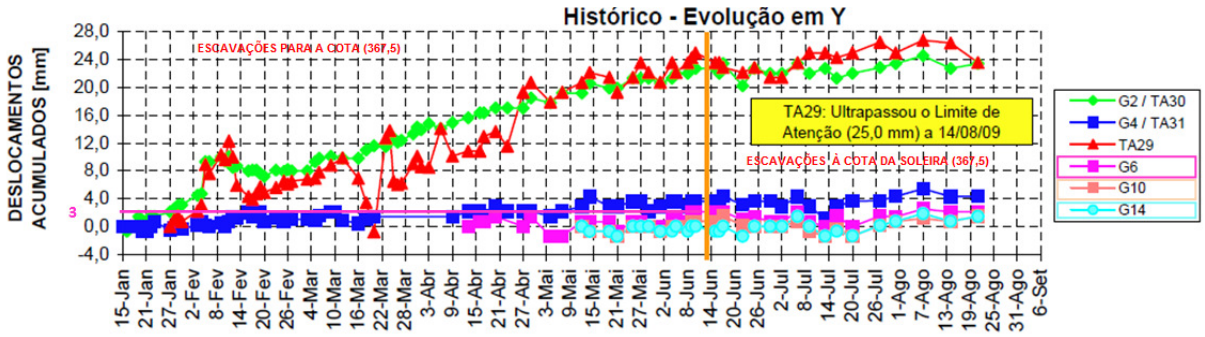


Fig. 7.19 - Deslocamentos acumulados em Y nos alvos topográficos (G6, G10) [13]

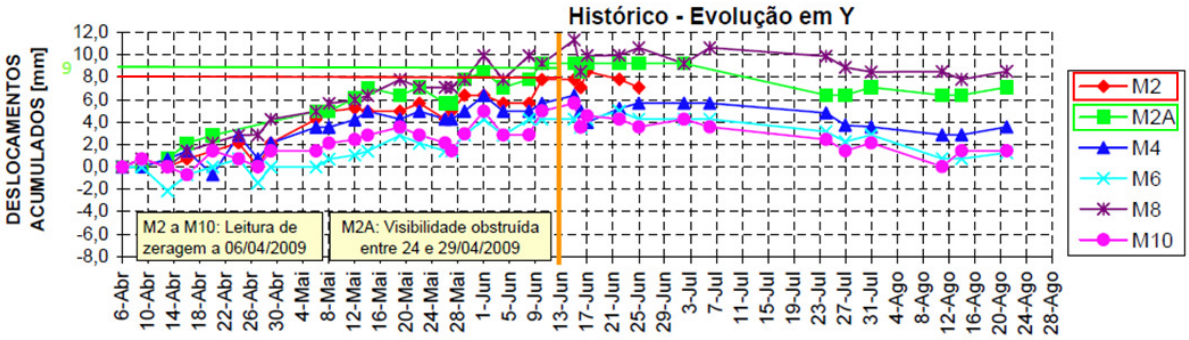


Fig. 7.20 - Deslocamentos acumulados em Y nos alvos topográficos (M2 e M2A) [13]

Face à maior importância dos deslocamentos horizontais em detrimento dos verticais, apenas representa-se na Fig.7.21 os deslocamentos verticais para as marcas superficiais analisadas.

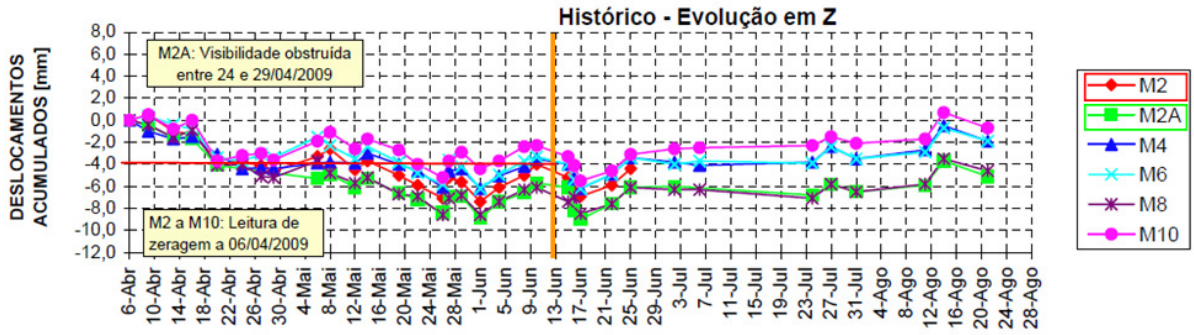


Fig. 7.21 - Deslocamentos acumulados em Z nas marcas superficiais (M2 e M2A) [13]

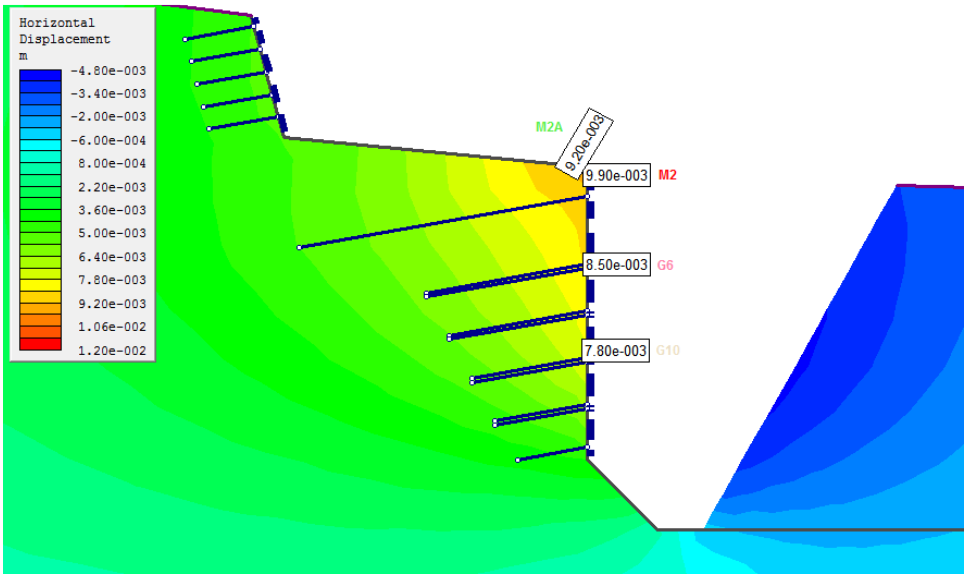


Fig. 7.22 - Resultados do programa Phase2 relativamente à posição dos alvos e marcas superficiais para a 19ª fase (G6, G10, G14, M2 e M2A).

Quadro 7.4 - Comparação dos deslocamentos horizontais nos medidos nos aparelhos com os previstos no Phase2

Aparelhos	Valores medidos [13] (mm)	Resultados obtidos no *Phase2* (mm)
G6	3	8.5
G10	2	7.8
M2	8	9.9
M2A	9	9.2

Analisando os deslocamentos horizontais obtidos no modelo3 do *Phase2* verifica-se que, para a 19ª fase, os deslocamentos horizontais estão dentro do expectável.

Segundo os registos de M2 os deslocamentos verticais, no final das "escavações para a cota (367.5)", aproximam-se de -4 mm. Com base nos resultados do programa, estes deslocamentos atingem na 19ª fase um valor de -2.5 mm. Embora os deslocamentos verticais previstos para o maciço rochoso sejam ligeiramente inferiores, face à sua menor importância em detrimento dos horizontais, consideram-se aceitáveis para a obra.

7.2.3.2. Com base em inclinómetros

Apresenta-se na Fig. 7.24 os registos do INC 2 para os deslocamentos horizontais (X).

Recorrendo ao *Phase2* facilmente obtém-se para o faseamento construtivo do talude 6 os deslocamentos horizontais em profundidade, Fig. 7.25, tendo como contagem inicial a 6ª Fase.

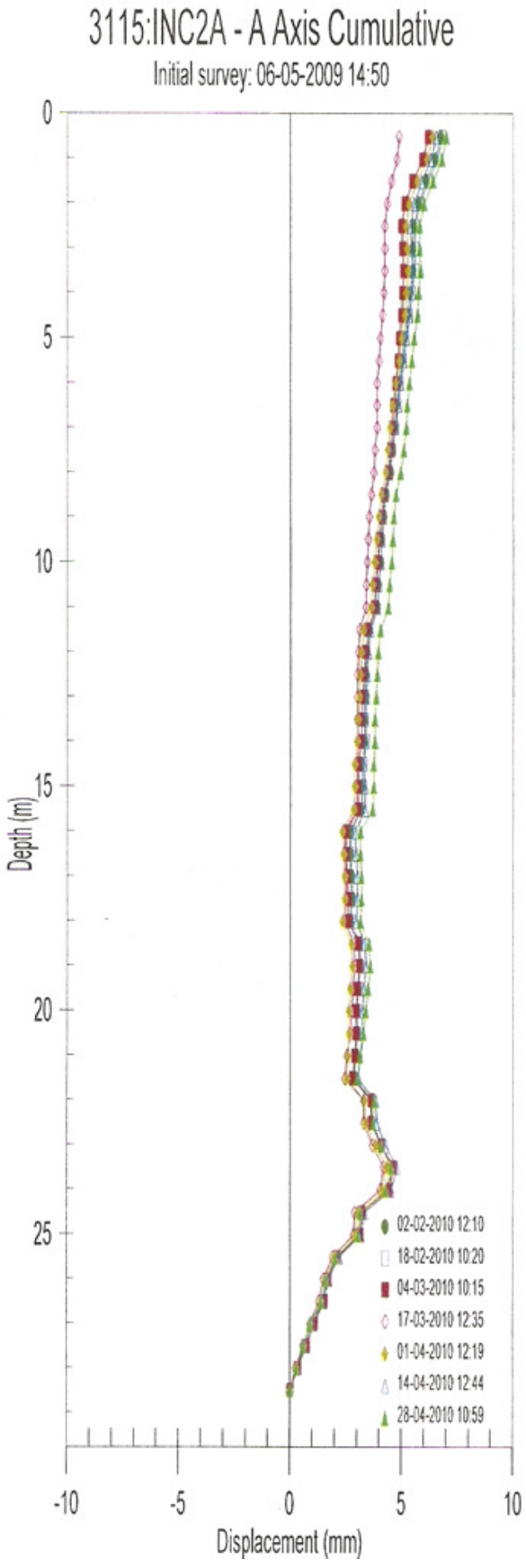


Fig. 7.23 – Resultados do INC 2 segundo a direcção Y [13]

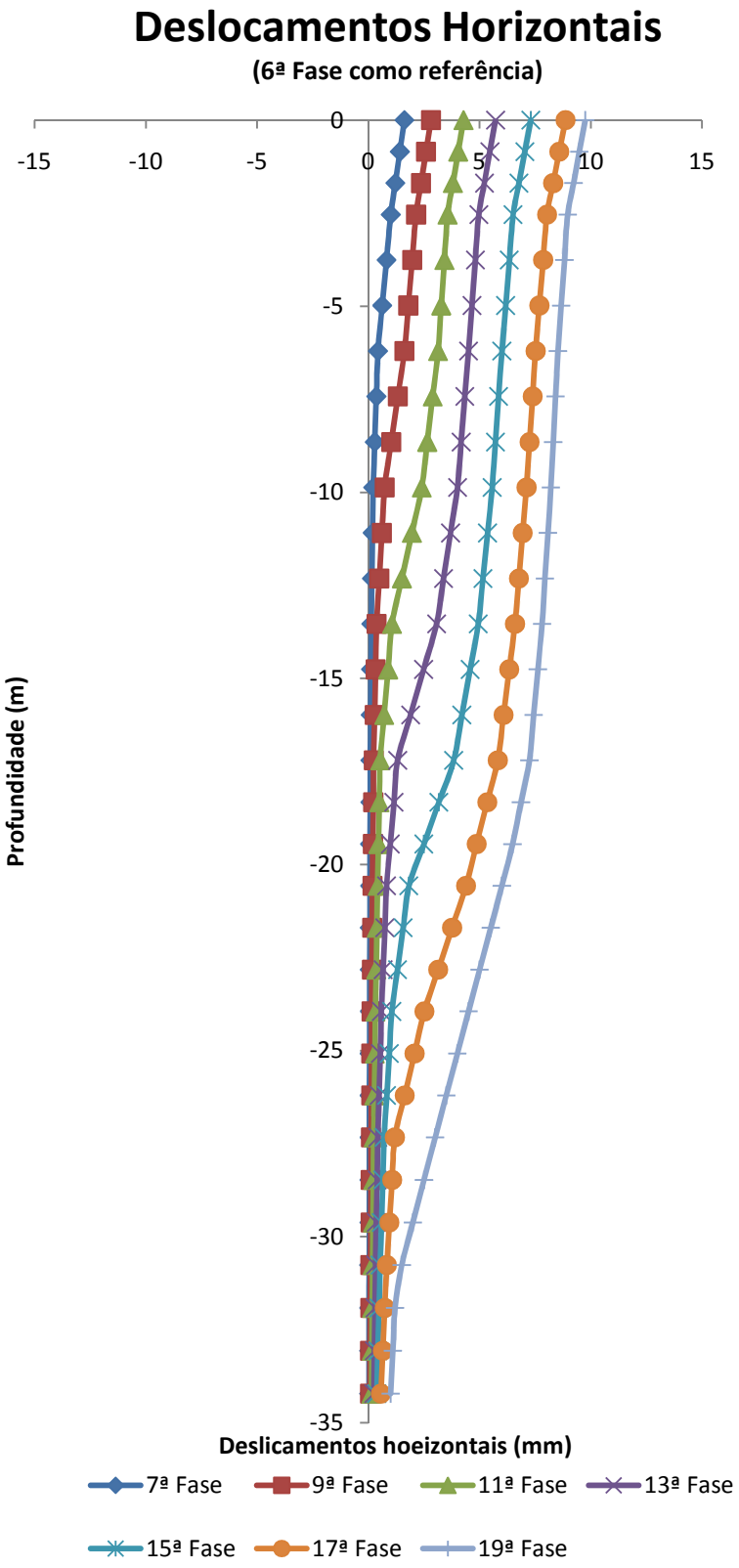


Fig. 7.24 – Representação dos deslocamentos horizontais em profundidade

7.2.3.3. Com base nas células de carga

Segundo o relatório [13], a célula de carga C2 localiza-se numa secção muito próxima à analisada no modelo 3.

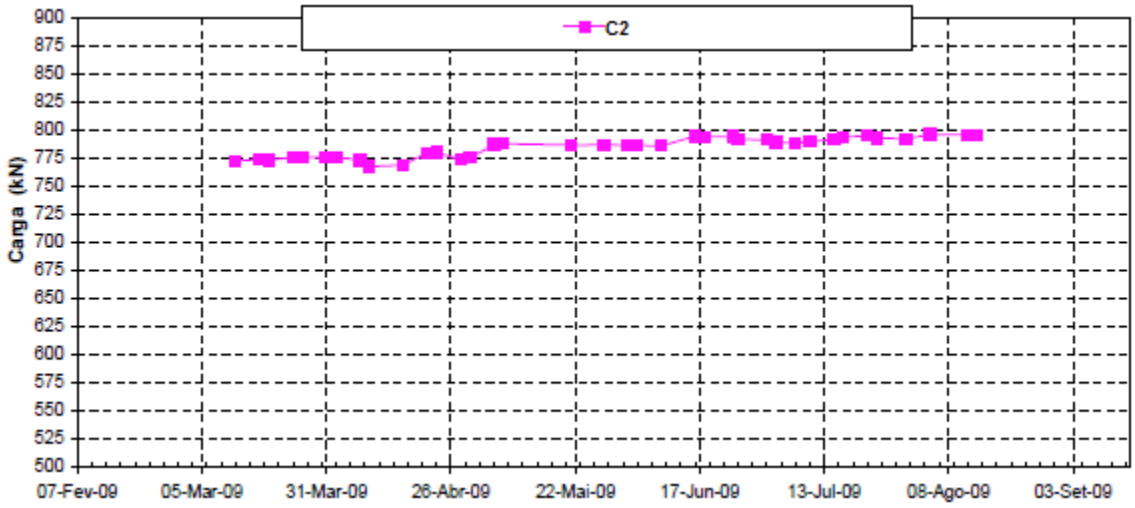


Fig. 7.25 – Variação do esforço axial na cabeça da ancoragem (Célula de Carga C2)

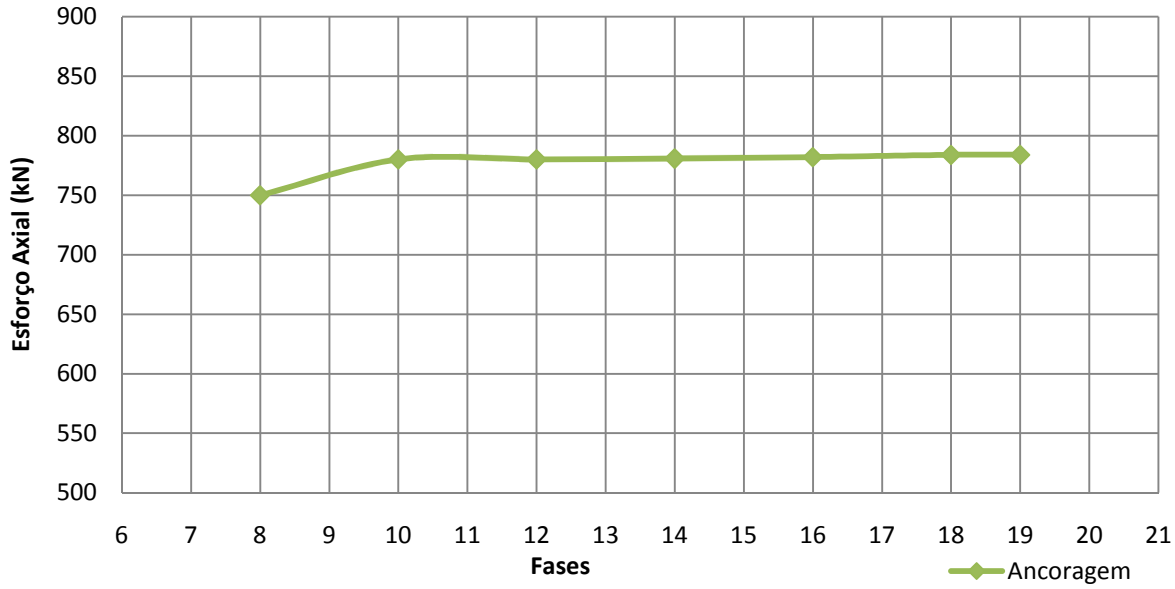


Fig. 7.26 - Variação do esforço axial na cabeça da ancoragem (Modelo 3 do Phase2)

Com base nos registos da célula de carga C2 a variação do esforço axial foi de 25 kN, Fig.7.26. Para a ancoragem definida no modelo 3, a variação do esforço axial, entre a fase da sua instalação (750 kN) e a 19ª fase, foi aproximadamente de 30 kN. Assim, conclui-se que a convergência do maciço rochoso em obra é coerente com a prevista, confirmando a fiabilidade do modelo realizado no *Phase2*.

8
CONSIDERAÇÕES GERAIS

Ao longo deste trabalho procedeu-se à análise do projecto geotécnico dos taludes da nova tomada de água do reforço de Bemposta, com consequente dimensionamento dos principais elementos de contenção e suporte da escavação.

Foi realizada uma descrição geral da obra, na qual faz-se alusão às principais características do empreendimento em estudo. São descritos os dois processos de escavação adoptados na escavação dos taludes, mecânica e desmonte a fogo.

A observação das faces de escavação efectuada através de cartografia geológica-geotécnica e consequente elaboração de perfis geológico-geotécnicos permitiu obter dados de vital importância para identificação das famílias com maior predominância no local de implantação da nova tomada de água. Os dados provenientes dos perfis geológico-geotécnicos, em conjunto com os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais realizados pelo LNEC e com a informação proveniente dos estudos geológico-geotécnicos efectuados, permitiram a identificação de situações potenciais de instabilidade nos taludes e a sua análise de estabilidade de blocos.

A constante monitorização ao longo de todo o processo de escavação permite validar o modelo geotécnico de comportamento definido com base nos dados existentes antes do início da escavação e caso seja necessário adaptá-lo às condições reais observadas. Com base nas informações fornecidas pelos perfis geológico-geotécnicos elaborados durante a escavação dos taludes foi possível identificar situações potenciais de instabilidade de blocos, não identificáveis através dos estudos anteriores realizados.

A análise de estabilidade de blocos nos taludes foi realizada recorrendo aos programas *RocPlane e Swedge*, desenvolvidos pela *Rocscience*. A utilização destes *softwares* foi indispensável para a estabilização local dos taludes, permitindo definir a capacidade de suporte a instalar durante a escavação, de modo a obter factores de segurança aceitáveis. Na definição dos reforços a utilizar procurou-se compatibilizar a distribuição e número de reforços com as questões práticas da colocação em obra destes elementos.

Segundo os resultados fornecidos pelos programas, determinou-se a situação mais desfavorável para cada talude e consequentemente maior necessidade de reforço. Com base nas capacidades e características dos reforços dimensionados na estabilização local, posteriormente passou-se à análise do comportamento global.

Para a análise do comportamento global usou-se o programa *Phase2*, que recorrendo ao MEF, e usando 3 modelos representativos dos taludes da nova tomada de água, permitiu obter conclusões relevantes e preciosas para as fases que ainda faltam executar, nomeadamente a remoção da

ensecadeira de montante. Os modelos utilizados permitiram simular o faseamento construtivo e instalação dos reforços e contenções durante a escavação.

A análise de resultados permitiu estimar os deslocamentos do maciço rochoso, as tensões, as zonas em cedência e os esforços nos reforços e nas estruturas de suporte. De facto, foi possível concluir que os suportes idealizados nos modelos, alvo de algumas alterações de modo a permitir o seu melhor desempenho, garantem a segurança em qualquer fase da obra.

Apresenta-se nas secções A4.1 e A4.3 os desenhos finais dos reforços e estruturas de contenção dos taludes da nova tomada de água.

A análise dos resultados da observação efectuada durante esta primeira fase dos trabalhos (escavações para a cota da soleira da tomada de água), possibilitou comparar os valores dos deslocamentos do maciço rochoso e os esforços nas ancoragens dos modelos implementados no *Phase2* com os resultados disponíveis nos alvos topográficos, marcas superficiais, inclinómetros e nas células de carga. A coerência e a semelhança dos resultados obtidos confirmam a fiabilidade dos modelos numéricos utilizados para simular o faseamento construtivo dos taludes da nova tomada de água.

Com base nos resultados, para a fase seguinte, correspondente à remoção da ensecadeira e materialização dos aterros, nos modelos 2 e 3 não prevê-se significativos deslocamentos nas estruturas de contenção dos taludes, apenas ligeiras deformações na parte final destas estruturas e na soleira da tomada de água. Assim, nesta fase deverão continuar-se as acções de observação de grandezas como os deslocamentos superficiais no coroamento e ao longo da altura das estruturas de suporte, deslocamentos horizontais no maciço rochoso suportado e nos aterros superiores de modo a compará-los com os resultados nos modelos.

Por fim, conclui-se que os modelos numéricos apresentam uma grande importância e são muitas vezes a chave para prever os comportamentos do maciço rochoso durante a construção de uma obra geotécnica, pois neste tipo de obras existem inúmeras variáveis que possuem um elevado grau de incerteza na fase de projecto.

BIBLIOGRAFIA

[1] Carlos Manuel Madureira (1992), Jornadas Luso-Espanholas sobre energia. *Hidroelectricidade em Portugal – o passado – o presente – o futuro*. Lisboa;

[2] EDP e CPPE (2006) (Companhia Portuguesa de Produção de Electricidade). *Relatórios Técnicos diversos e elementos estatísticos de exploração*;

[3] Lima, C. M. (2010). *Novos Projectos Hidroeléctricos da EDP Produção.* Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães;

[4] Relatório da EDP (Abril 2007). Projecto, Volume V – Memória Descritiva;

[5] http://www.a-nossa-energia.edp.pt. Março 2010;

[6] http://www2.ufp.pt/~jguerra/PDF/Construcoes/Desmonte%20e%20demolicoes.pdf . Junho 2010;

[7] http://www.northstone-ni.co.uk/filestore/images/X-20070305160302156.jpg . Junho de 2010;

[8] Cotelo Neiva, J.M. (1960). *Geologia do escalão de Bemposta*". Relatório não publicado, in Hidroeléctrica do Douro, SARL (1960), "*Aproveitamento hidroeléctrico do Douro Internacional – Escalão de Bemposta - Projecto – Anexo II*, Porto;

[9] Cotelo Neiva, J.M. (1977). *Geologia da nova central e do circuito hidráulico*. Relatório não publicado, in EDP – EP (1977) *Douro Internacional – Bemposta – Anteprojecto de reforço de potência – Anexo A.III.2*, Porto.

[10] EDP (2005). *Aproveitamento Hidroeléctrico do Douro Internacional – Bemposta – Reforço de potência – Estudos e trabalhos preliminares – Geologia e geotecnia*. Relatório não publicado, CPPE – Companhia Portuguesa de Produção de Electricidade, Porto;

[11] TECNASOL FGE (2007). *Reforço de potência da barragem da Bemposta – Prospecção geológico-geotécnica*. Relatório – Volumes I e II", Relatório não publicado, EDP – Gestão da Produção de Energia, SA, Porto;

[12] LNEC (2008). *Ensaios de caracterização Geomecânica do maciço rochoso da nova central da barragem de Bemposta*. Relatório não publicado, Lisboa;

[13] CÊGÊ (2009). *Relatório Geológico-Geotécnico da Empreitada Geral de Construção do Reforço de Potencia de Bemposta- Ensecadeira de Montante e Tomada de Água*. Relatório não publicado, Porto;

[14] Rockscience Inc. (2004), *DIPS - User's Guide*, Toronto, Canada.

[15] EDP Produção (2007). *Projecto. Volume V – Estudos de Especialidade. Tomo 1- Estudos de Caracterização Geológica e Geotécnica*. EDP.

[16] TECNASOL (1977). *Aproveitamento de Bemposta – Reforço de potência – Relatório do reconhecimento geológico*. Relatório não publicado, EDP – EP, Lisboa;

[17] LNEC (1960), *Estudo das propriedades mecânicas do terreno de fundação da barragem de Bemposta – Relatório preliminar*. Proc. 646 – II, Relatório não publicado, Hidroeléctrica do Douro, Porto;

[18] LNEC (1961). *Estudo das propriedades mecânicas do terreno de fundação da barragem de Bemposta – Relatório*. Proc. 646 – II, Relatório não publicado, Hidroeléctrica do Douro, Porto;

[19] ISRM (1978). *Basic geotechnical description of rock mass.* Lisboa;

[20] Deere, D. (1967). *Geological Considerations, Rock Mechanics in Engineering Practice*. Ed. R. G. Stagg and D. C. Zienkiewicz. Wiley, New York, pp. 1-20;

[21] Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications.* John Wiley & Sons, 251p;

[22] Barton, N., Lien, R., and Lunde, J. (1974). *Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Rock Mechanics*. Springer-Verlag, Vol. 6, pp. 189-236;

[23] Hoek, E., (2000). *Rock Engineering – Course Notes*. www.rockscience.com;

[24] Castelli, E (1992). *Geomechanics Characterization Methodologies: a Matrix Approach. Gallerie e Grandi Opere Sotterranee*;

[25] Miranda, T. (2003). *Contribuição para a obtenção de parâmetros geomecânicos para a modelação de obras subterrâneos em maciços graníticos*.Tese de mestrado. UM, Minho, 206p;

[26] Hoek, E., Carranza-Torres, C.; Corkum, B., (2002). *Hoek-Brown Failure Criterium.* 2002 Edition. North American Rock Mechanics Society, Toronto;

[27] Rockscience Inc. (2007), RocLab, Toronto, Canada;

[28] Price, D. (2009), *Engineering Geology, Principles and Practice*. Springer, Berlim;

[29] Rocha, M., (1981). *Mecânica das Rochas*, Lisboa, LNEC;

[30] Vallejo, L. et al. (2004). *Ingeneria Geológica*. Pearson Prentice Hall, Madrid;

[31] Costa e Silva, M., Falcão Neves, A., Caranhola Pereira, H., Reis e Sousa, M. (2001). *Critérios para a Caracterização Geotécnica de maciços rochosos para obras subterrâneas*. Congresso da Ordem dos Engenheiros 2001, Ordem dos Engenheiros, Vidago;

[32] Duncan, C., Wyllie, Mah C. W. (2004); *Rock Slope Engineering*, Civil and mining 4th edition, New York;

[33] Lima, C., Quintanilha, J. (2005). *Geologia da Engenharia*, Textos de apoio, FEUP, Porto;

[34] Hudson, J., Harrison, J. (1997). *Engineering Rock Mechanics*. Elsevier Science, Oxford;

[35] Azevedo, A. (2003). *Método dos Elementos Finitos*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto;

[36] Romana, M. R. (1993). *A Geomechanical Classification for Slopes : Slope Mass Rating*. Comprehensive Rock Engineering Principles, Practice & Projects, Volume 3, Oxford, England;

[37] Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering*. Rocscience. North Vancouver;

[38] Windsor, C. (1997). *Rock Reinforcement Systems, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Vol. 34, nº6, 1997, páginas 919-957, Elsevier Science;

[39] Spang, K., Egger, P. (1990). *Action of Fully-Grouted bolts in Jointed Rock and Factors of Influence.* Rock Mechanics and Rock Engineering, nº 23, páginas 201-229, Springer- Verlag;

[40] Durville, J., Guillemin, P., Richard, J., Bidaut, P., Viktorovitch, M. (2006). *Shear testing on rock discontinuities reinforced by passive anchorages*: Use of a large-sized shear box. BLPC, nº263-264, páginas 7-18. Lyon;

[41] Federal Highway Administration (FHWA) (1982). *Tiebacks*. Publication No. FHWA/RD-82/047, Washington, DC;

[42] Yoggy, G. (2001). *The History of Shotcrete*. Shotcrete Magazine, American Shotcrete Association;

[43] Cengiz,O.,Turanli, L. (2001). *Comparative evaluation of steel mesh, steel fibre and high-performance polypropylene fibre reinforced shotcrete in panel test*. Cement and Concrete Research, nº 34, páginas 1357–1364, Elsevier Science;

[44] Ortigão, J., Sayão, A. (2004). *Handbook of slope stabilization*. Springer, Berlin;

[45] Relatório da EDP (Abril 2007). Projecto, Volume IV – Desenhos;

[46] http://www.dywidag-systems.com/uploads/media/DYWIDAG-Sistema_de_pre-esforco.pdf. Maio de 2010;

[47] Lourenço, João P. Camões (2010). *Reforço de Potencia da Barragem de Bemposta. Ensecadeira de Montante e das Estruturas de Suporte dos Taludes Laterais da Tomada de Água.* Congresso Nacional de Geotecnia (1º Encontro de Jovens Geotécnicos), Guimarães;

ANEXOS

A1. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO

A2. ANÁLISE DAS POTENCIAIS SITUAÇÕES DE INSTABILIDADE NOS TALUDES DA TOMADA DE ÁGUA

A3. CARACTERÍSTICAS DOS CASOS ANALISADOS E CAPACIDADES A FORNECER PELAS PREGAGENS

A4. DESENHOS DOS TALUDES, REFORÇOS E ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

A1. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO

A1.1. Ensaios In situ

Ensaios com macacos hidráulicos [17] [18]

Os ensaios com macacos hidráulicos realizam-se em galerias e em poços, onde as pressões são aplicadas nas paredes de um dos lados com recurso a macacos hidráulicos, servindo as paredes opostas como elemento de reacção do sistema de aplicação das cargas, permitindo determinar o módulo de deformabilidade do maciço, Fig. A1.1.

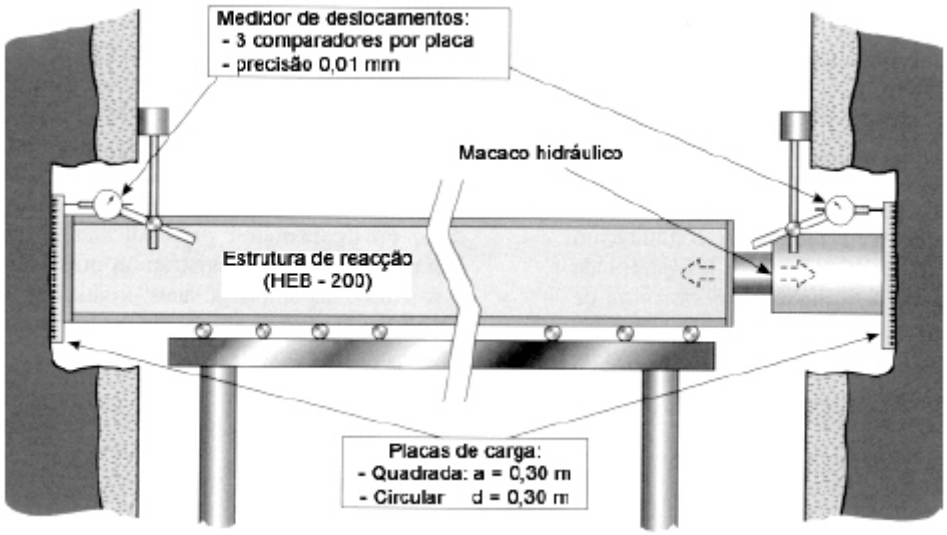


Fig. A1.1 - Ensaio de deformabilidade em maciços rochosos. Exemplo de dispositivo para ensaio de placa com carga aplicada nas paredes de galeria

Método BHD [12]

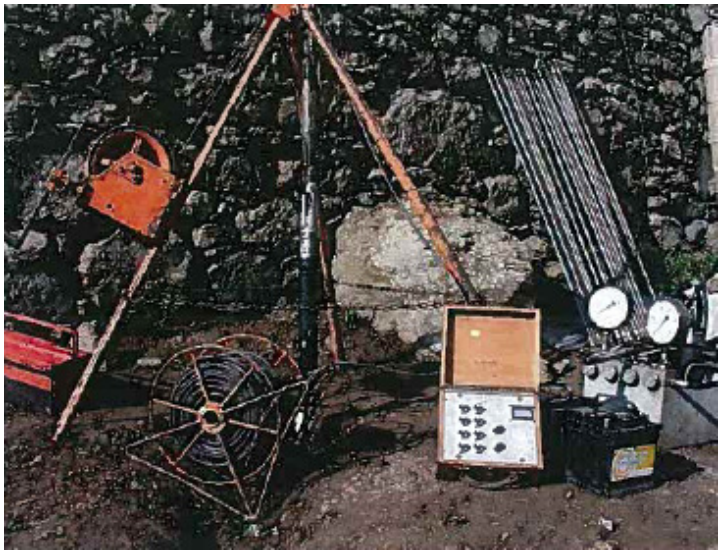
O método BHD, desenvolvido pelo LNEC, permite realizar ensaios de deformabilidade em furos de sondagem com diâmetro cerca de 76 mm.

O emprego do ensaio dilatométrico generalizou-se graças à sua aplicabilidade mesmo em locais de acesso difícil a outros tipos de ensaio como, por exemplo, pontos a grandes profundidades, locais subjacentes a leitos de rio, etc.

Verifica-se, contudo, que os valores dos resultados obtidos com ensaios efectuados com o dilatómetro são em regra inferiores aos alcançados com outros métodos. Tal constatação levou a que se considerasse o resultado do ensaio com o dilatómetro como um índice de qualidade, designando-se por o valor obtido como módulos dilatométrico, o qual é correlacionável com o módulo de deformabilidade obtido por outros métodos.

Uma das vantagens da utilização do dilatómetro reside no facto de os ensaios poderem ser efectuados quando da execução das sondagens de prospecção realizadas com outras finalidades, o que permite, na fase de caracterização geotécnica do maciço adequada ao anteprojecto das estruturas, realizar um zonamento em termos de módulos de deformabilidade. Mais tarde, em fase de projecto, será possível então estudar com mais pormenor as características geológicas de certas zonas identificadas como criticas.

Na sua essência, o conjunto completo do equipamento para a realização de ensaios com dilatómetro, Fig. A1.2, é composto por uma bomba de água com manómetros, varas de condução da água e de orientação, tripé, carretel com cabo de aço para o posicionamento, cabo eléctrico e caixa de leitura.



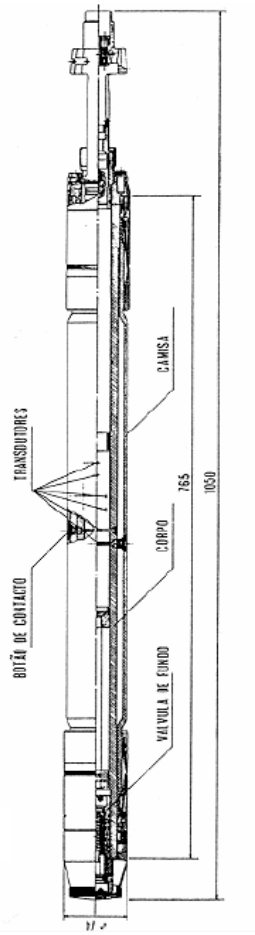


Fig. A1.2 - Equipamento para a realização de ensaios com dilatómetro

O dilatómetro consta de um corpo rígido de aço, com uma válvula de descarga e uma cabeça para a ligação às varas de posicionamento nos dois extremos. Na sua zona central, existe uma membrana de borracha, que permite aplicar as pressões às paredes do furo de sondagem, e onde se encontram inseridos apalpadores metálicos que conectam directamente com as paredes do furo e com transdutores de indução.

Em termos genéricos, o ensaio com o dilatómetro consiste na aplicação de pressões às paredes de um furo de sondagem e na medição das deformações diametrais resultantes, segundo 4 direcções desfasadas de 45º entre si e perpendiculares ao eixo do furo.

A pressão é aplicada por meio de água bombada para o interior do aparelho (entre o corpo rígido e a membrana de borracha). Face à deformabilidade dessa membrana, a pressão aplicada no plano perpendicular ao eixo do furo é de tipo hidrostático. Manómetros intercalados no sistema hidráulico à boca do furo de sondagem permitem o seu controle. Os deslocamentos diametrais são medidos por meio de transdutores diferenciais (LVDT) que se encontram em contacto com as paredes do furo de sondagem por meio de apalpadores metálicos.

Os ensaios foram efectuados seguindo um esquema padronizado de ciclos de carga e descarga com patamares de leitura definidos em função dos valores estimados para as tensões actuantes na obra em causa.

No caso presente, foi decidido realizar 3 ciclos de carga – descarga entre a pressão inicial de 0.5 MPa e uma pressão máxima de 6MPa. A pressão inicial mínima de 0.5 MPa, aplicada após o posicionamento do dilatómetro no local do ensaio, destina-se a assegurar que a membrana de borracha se ajusta às paredes do furo e assim transmitir os deslocamentos do maciço aos transdutores. Por outro lado, a pressão máxima de 6 MPa pretende cobrir a gama de variações de tensões que as obras subterrâneas podem provocar no maciço envolvente.

Apresenta-se no Quadro A.1.1 os resultados dos ensaios de dilatómetro (BHD) para os furos de sondagem BP1, BP2, BP3 e BP27.

Quadro A1.1 – Resultados dos ensaios de dilatómetro (BHD) [12]

Furo	**Prof. (m)**	**Módulo de deformabilidade (GPa)**			
		1º Ciclo	**2º Ciclo**	**3º Ciclo**	**Médio**
BP1	35.0	3.50	3.72	3.71	**3.7**
	39.0	4.67	5.46	5.48	**5.5**
	45.0	7.89	11.95	12.25	**12.1**
	50.0	7.40	11.38	9.65	**10.4**
	55.0	4.72	3.87	3.98	**3.9**
	60.0	7.96	13.04	12.96	**13.0**
	65.0	6.24	9.06	8.55	**8.8**
BP2	22.5	4.70	5.65	5.56	**5.6**
	27.5	3.26	5.34	5.45	**5.4**
	32.5	5.68	8.69	7.95	**8.3**
	38.5	3.67	5.08	5.24	**5.2**
BP3	20.0	5.32	4.65	4.52	**4.6**
	25.0	3.06	3.34	3.27	**3.3**
	30.0	4.64	5.42	5.32	**5.4**
	35.0	3.25	3.63	3.68	**3.7**
BP27	21.0	10.12	9.07	7.95	**8.5**
	27.0	8.92	8.73	8.03	**8.4**
	33.0	19.88	20.01	20.35	**20.2**
	39.0	10.31	13.71	13.25	**13.5**

Ensaios com defórmetro tridimensional (STT) [12]

Das metodologias que recorrem à sobrecarotagem há a referir o ensaio STT desenvolvido pelo LNEC que utiliza um defórmetro tridimensional. Este é um dispositivo formado por um cilíndrico plástico com extensómetros eléctricos de resistência embebidos que permite a completa determinação do estado de tensão inicial ou induzido, num maciço rochoso, através de medições efectuadas em furos de sondagem.

Os ensaios STT consistem numa técnica de libertação de tensões por sobrecarotagem, que consta dos seguintes passos, que se encontram ilustrados na Fig. A1.3:

- Abertura de um furo de sondagem com cerca de 120 mm de diâmetro (furo largo) até à proximidade do ponto no qual se quer determinar o estado de tensão (1);
- Abertura de um furo de sondagem de pequeno diâmetro (37 mm) com um comprimento de 80 cm, a partir do fundo do furo da sondagem anterior (2);
- Colagem à parede do furo de pequeno diâmetro do extensómetro tridimensional convenientemente orientado (3);
- Após a colagem, remoção das varas de posicionamento (4);
- Sobrecarotagem do tarolo contendo o STT até uma profundidade que garanta o alívio total das tensões a que está submetido (40 cm abaixo do ponto de medida) (5);
- Após a sobrecarotagem, estabilização da temperatura e das leituras dos extensómetros;
- Recolha do tarolo contendo o STT, para a realização de um ensaio biaxial que permite a determinação das constantes elásticas do maciço, com as quais se calcula o estado de tensão a partir das diferenças das extensões medidas antes e após a sobrecarotagem (6 e 7).

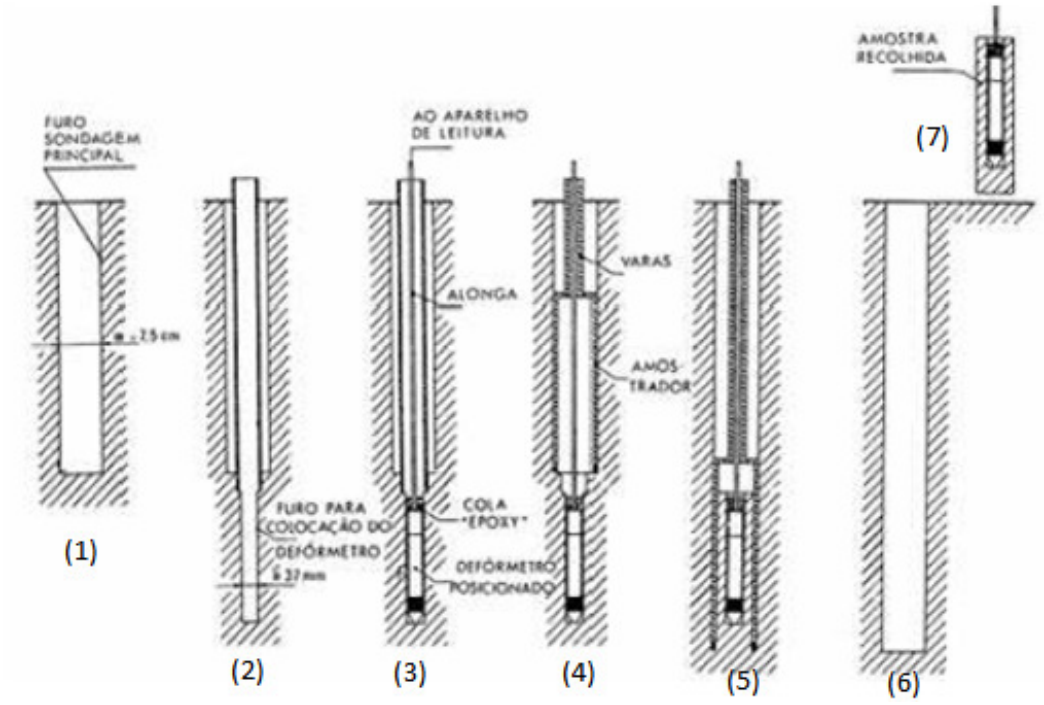


Fig. A1.3 - Determinação do estado de tensão “in situ” pela técnica do defórmetro tridimensional (STT).

A1.2. Ensaios laboratoriais

Ensaios de Diaclases [12]

Os ensaios de diaclases para a caracterização do seu comportamento mecânico seguiram um procedimento de ensaio que constou de um ensaio sob carga normal com vários ciclos de carga – descarga, que atingiram uma tensão normal máxima de 3.2 MPa, seguido de 4 ensaios de deslizamento da mesma diaclase, sob as tensões normais de 0.4, 0.8, 1.6 e 3.2 MPa mantidas constantes ao longo do deslocamento tangencial. Estas tensões normais foram escolhidas com o intuito de cobrirem a gama de tensões previsivelmente no maciço na zona da escavação da nova central.

Para a realização dos ensaios de carga normal foi utilizada a prensa hidráulica onde foram efectuados os ensaios de compressão uniaxial. Os deslizamentos foram efectuados posteriormente num equipamento que permite a realização de ensaios de descontinuidades.

Os ensaios de carga normal constaram de 3 ciclos de carga – descarga, todos até à tensão normal de 3.2 MPa. Nestes ensaios as tensões foram aplicadas de forma continuada (sem patamares) com ma velocidade aproximadamente constante inferior a 0.01 MPa/s, tanto para as cargas como para as descargas.

Para que todos os deslizamentos fossem realizados a partir de condições iniciais, as mais idênticas possíveis, imediatamente antes da aplicação da tensão normal (a manter constante ao longo do deslizamento) foi realizado um ciclo de carga – descarga da tensão normal até 3.2 MPa.

Ensaios de Compressão Uniaxial [12]

Os ensaios de compressão uniaxial do material rocha foram executados numa prensa, recorrendo a equipamentos de leitura para a medição das tensões e das deformações. Estes ensaios foram realizados no LNEC [10], seguindo os procedimentos adaptados dos métodos sugeridos pela Sociedade de Mecânica das Rochas (ISRM).

Os ensaios foram realizados em 41 provetes cilíndricos obtidos de tarolos das sondagens, pelo que, em função do diâmetro de furação, apresentavam diâmetros de cerca de 61.5 ou 71 mm.

O plano dos ensaios previa a realização de 3 ciclos de carga - descarga idênticos até uma tensão máxima de 25 MPa. Alguns ensaios não possibilitam a aplicação de tensões tão elevadas e foram realizados até tensões que conduziram a extensões longitudinais da ordem de 10-3. Após os ciclos, os provetes foram sujeitos a um ciclo final de carga crescente até ser atingida a rotura. Na fase dos ciclos de carga – descarga foram determinados os parâmetros de deformabilidade (módulos de elasticidade **E** e coeficientes de *Poisson* **v**) e, no ciclo final, foi obtida a tensão de rotura $\boldsymbol{\sigma_c}$.

Os ciclos de carga – descarga foram realizados numa estrutura de suporte que integra um macaco hidráulico actuado por uma bomba eléctrica. As tensões axiais foram determinadas a partir da medição das forças por meio de uma célula de força. As deformações longitudinais foram obtidas a partir dos deslocamentos relativos entre pontos na zona central dos provetes, ao qual as deformações transversais foram medidas directamente por extensómetros eléctricos de resistência.

Ensaios de Compressão Diametral [12]

Os ensaios de compressão diametral para a determinação indirecta da tensão de rotura do material rocha foram realizados no LNEC sobre amostras recolhidas dos tarolos das sondagens, segundo um procedimento adaptado dos métodos sugeridos pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM).

O ensaio de compressão diametral consta da aplicação por uma prensa de uma força crescente ao longo de duas geratrizes opostas de um provete cilíndrico (com espessura aproximadamente igual ao raio) por meio de um conjunto de maxilas até se verificar a rotura por tracção segundo a direcção normal ao plano de aplicação da força. A tensão de rotura à tracção $\boldsymbol{\sigma_t}$ é determinada a partir da força de rotura $\mathbf{F_t}$, do diâmetro **D** e da espessura do provete e, através da seguinte equação:

$$\sigma_t = \frac{2}{\pi}\frac{F_t}{De} \qquad \text{(A1-1)}$$

Ensaios de Compressão Triaxial [12]

Os ensaios de compressão triaxial do material rocha foram efectuados seguindo um procedimento próprio adaptado do método sugerido pela ISRM.

Estes ensaios realizados no LNEC foram executados numa prensa universal que possui um sistema de servo-controle composta por uma estrutura de suporte que integra um macaco hidráulico actuado por uma bomba eléctrica por meio do qual foi aplicada a tensão axial. A tensão de confinamento, garantida pela pressão de óleo dentro da câmara, foi mantida constante durante o ensaio.

O ensaio iniciou-se pela aplicação de uma tensão axial inicial baixa, mas um pouco superior à tensão de confinamento que foi sido aplicada durante o ensaio, posteriormente, aplicou-se a tensão de confinamento e, quando a pressão de confinamento $\boldsymbol{\sigma_3}$, pretendida foi atingida, introduziu-se no seu sistema hidráulico a garrafa de manutenção de pressão. Finalmente, aplicou-se a tensão axial $\boldsymbol{\sigma_1}$, com um ciclo de carga-descarga até cerca de 35 MPa, seguido de um ciclo de carga crescente até à rotura. Todos os ensaios foram realizados em regime de velocidade de deformação axial constante.

Ensaios de Ultra-Sons [12]

O equipamento de ultra-sons utilizado é constituído por transdutores (emissor e receptor) e por um osciloscópio que permite a determinação das velocidades das ondas longitudinais ou de compressão $\mathbf{V_L}$ e das ondas transversais ou de corte $\mathbf{V_T}$, por meio da emissão de ondas sonoras entre o emissor e o receptor, colocados nos topos do provete, e da medição dos tempos que estas levam a percorrer a sua altura. Este equipamento e a técnica empregues, seguem os métodos sugeridos pela ISRM.

Assim, a partir das velocidades das ondas longitudinais e transversais $\mathbf{V_L}$ e $\mathbf{V_T}$, determinadas com base nos resultados dos ensaios, podem ser estimados os valores dos módulos de elasticidade dinâmicos $\mathbf{E_{din}}$ e o coeficiente de *Poisson* dinâmicos $\boldsymbol{\upsilon_{din}}$ a partir das seguintes equações, considerando uma massa volúmica de 2700 Kg/m^3.

$$E_{din} = \rho V_L{}^2 \frac{3V_L{}^2 - 4V_T{}^2}{V_L{}^2 - V_T{}^2} \qquad \text{(A1-2)}$$

$$\upsilon_{din} = \frac{1}{2}\frac{\left(V_L/V_T\right)^2 - 2}{\left(V_L/V_T\right)^2 - 1} \qquad \text{(A1-3)}$$

A2. ANÁLISE DAS POTENCIAIS SITUAÇÕES DE INSTABILIDADE NOS TALUDES DA TOMADA DE ÁGUA

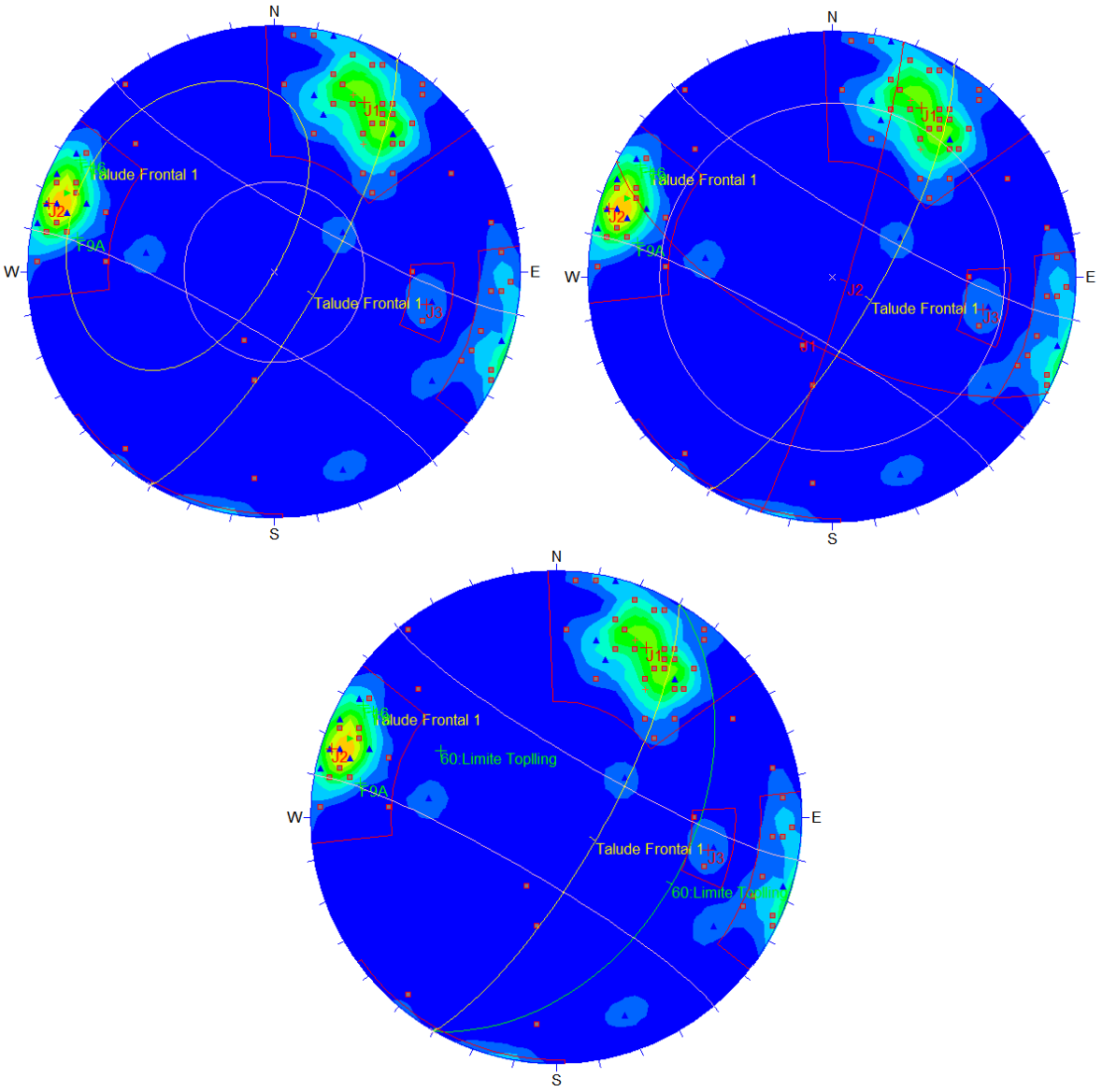


Fig. A2.1 - Análise cinemática das potenciais situações de instabilidade no talude 1

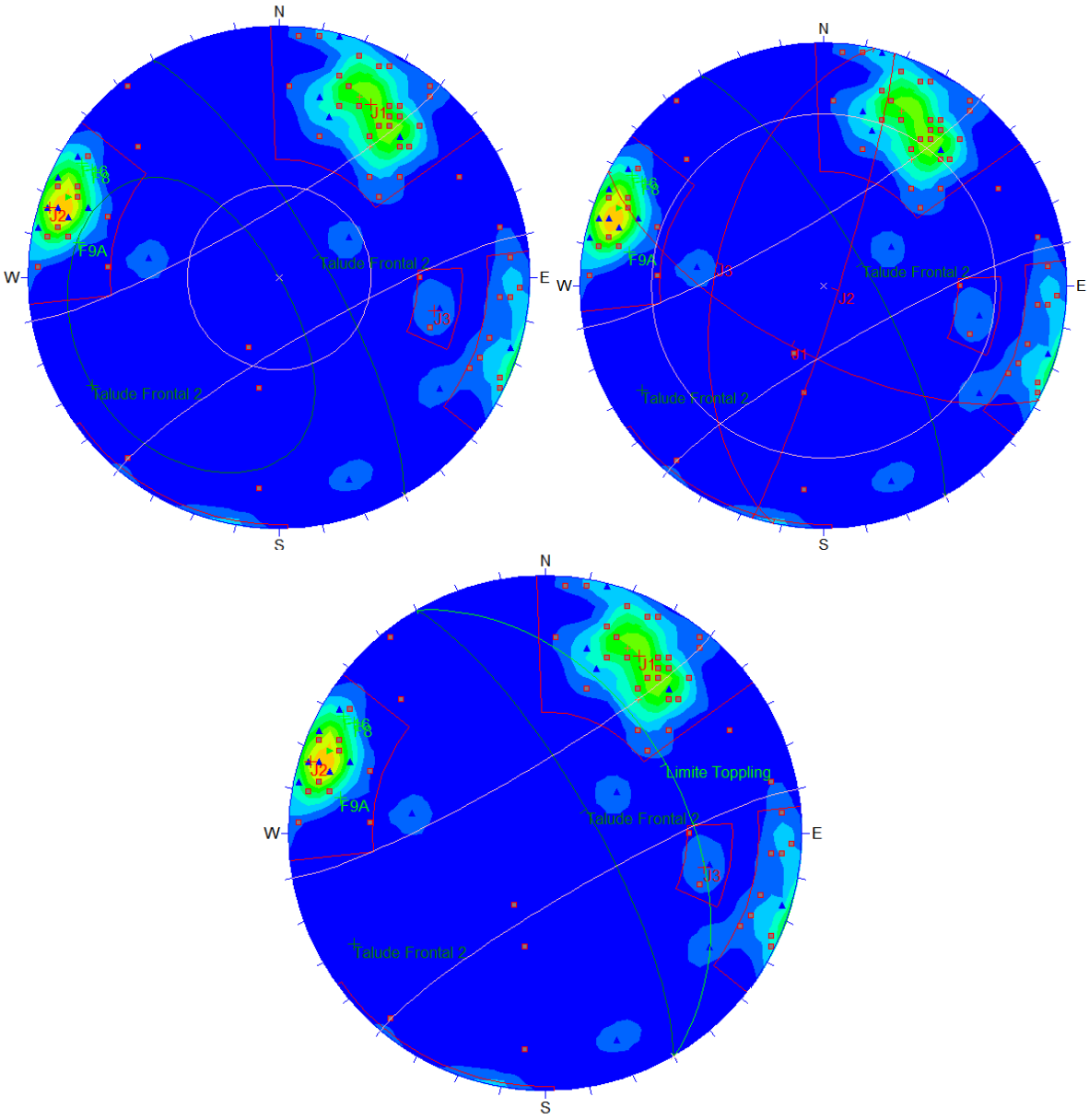


Fig. A2.2 - Análise cinemática das potenciais situações de instabilidade no talude 2

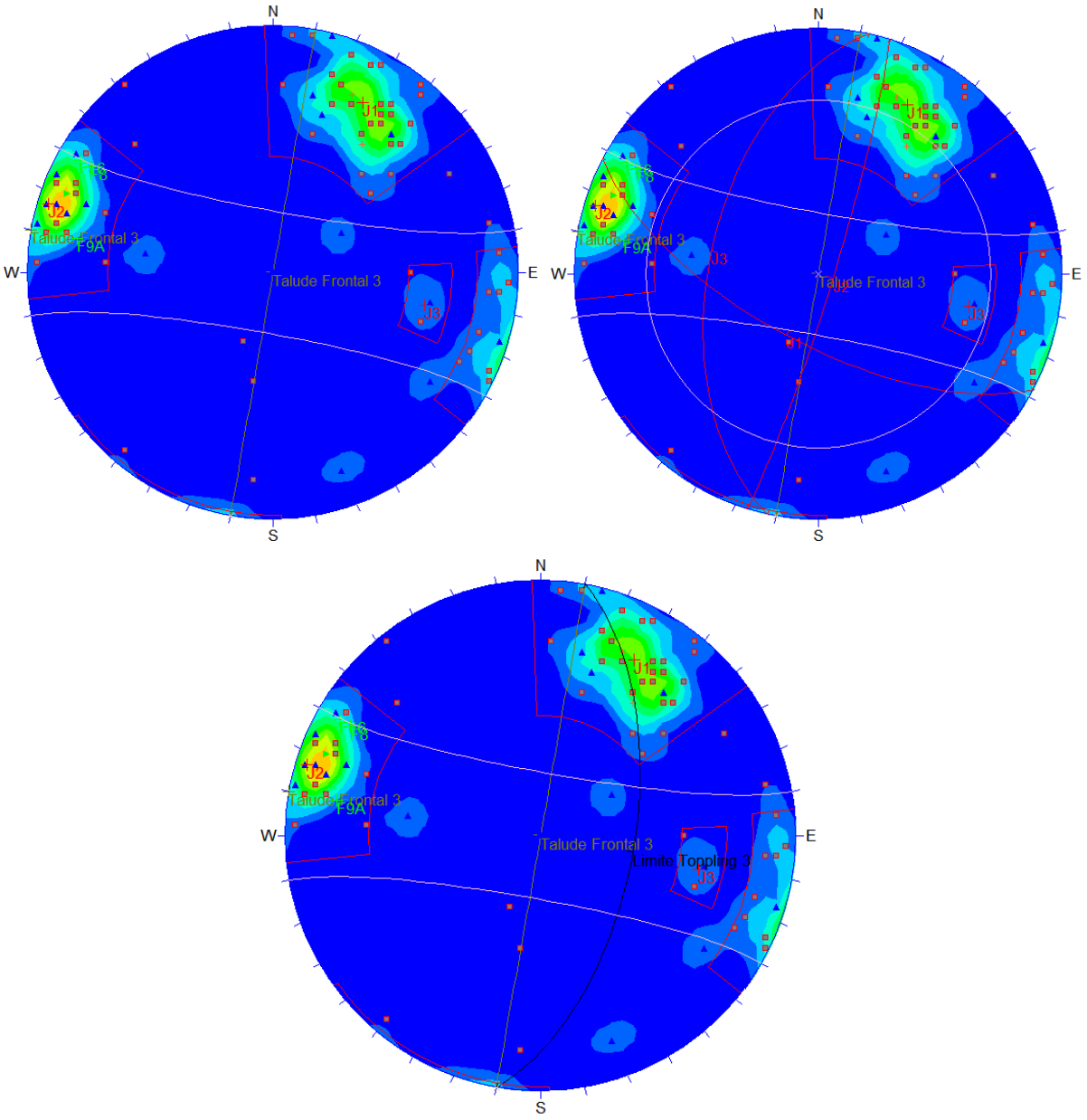


Fig. A2.3 - Análise cinemática das potenciais situações de instabilidade no talude 3

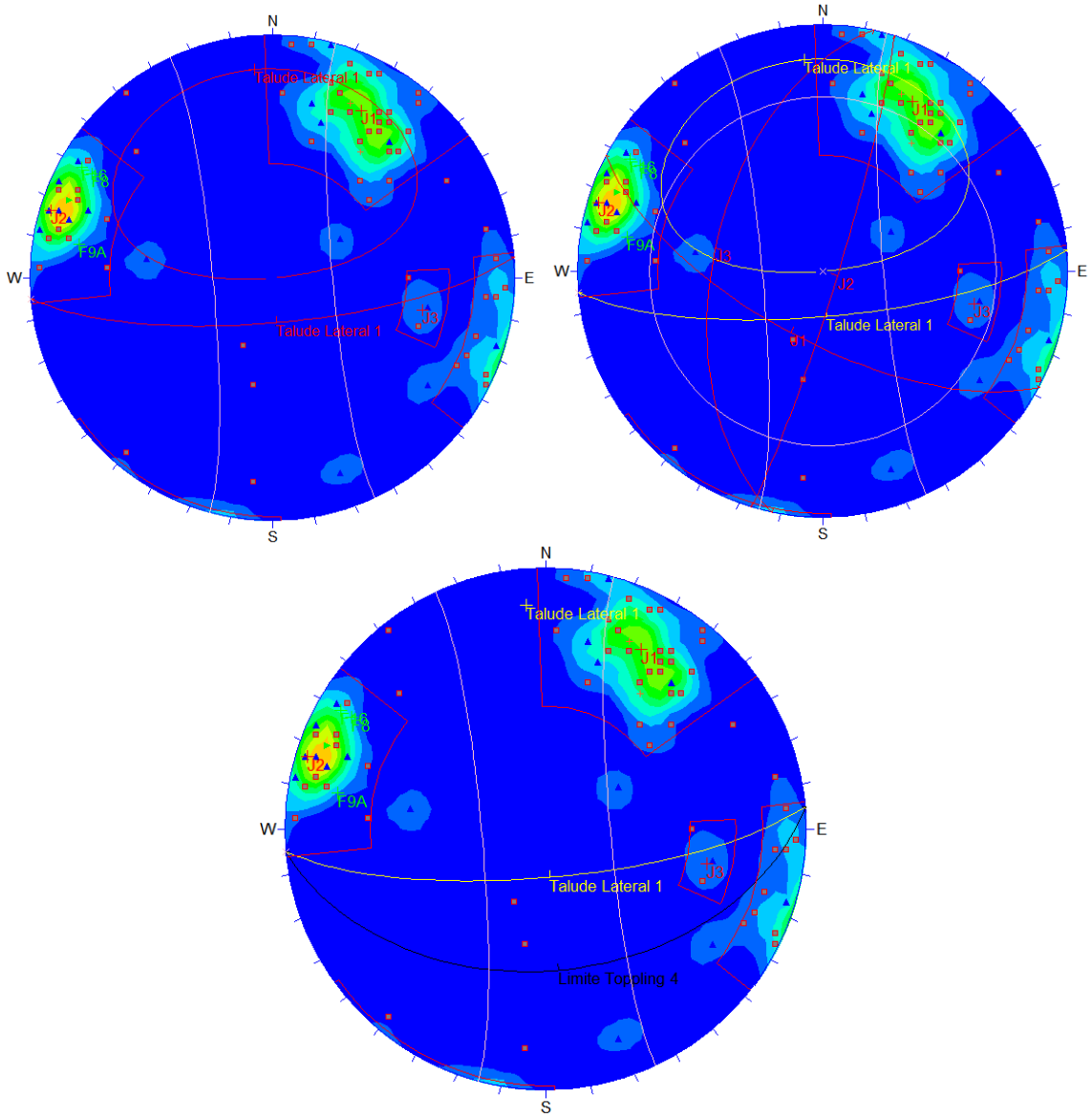


Fig. A2.4 - Análise cinemática das potenciais situações de instabilidade no talude 4

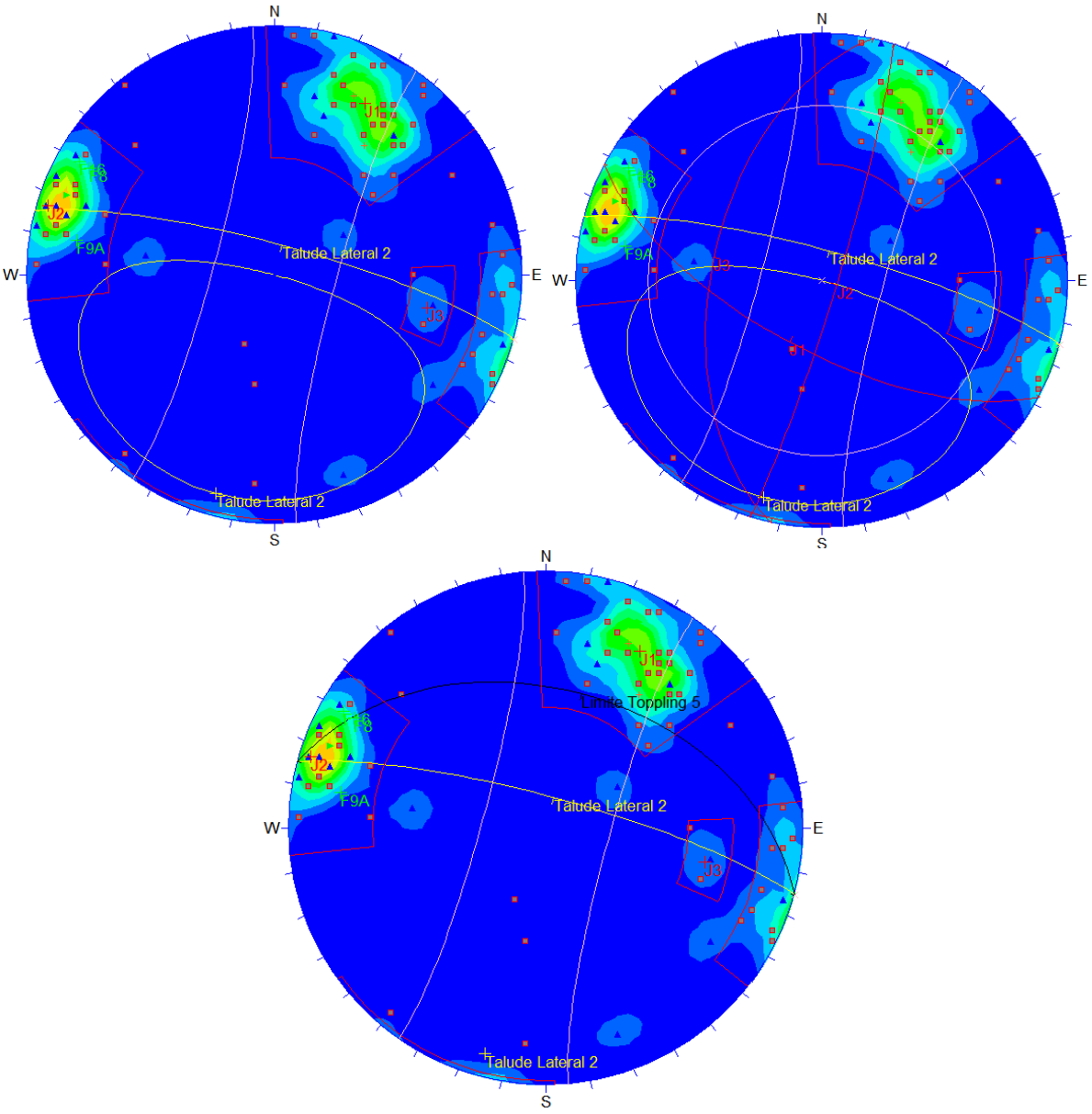


Fig. A2.5 - Análise cinemática das potenciais situações de instabilidade no talude 5

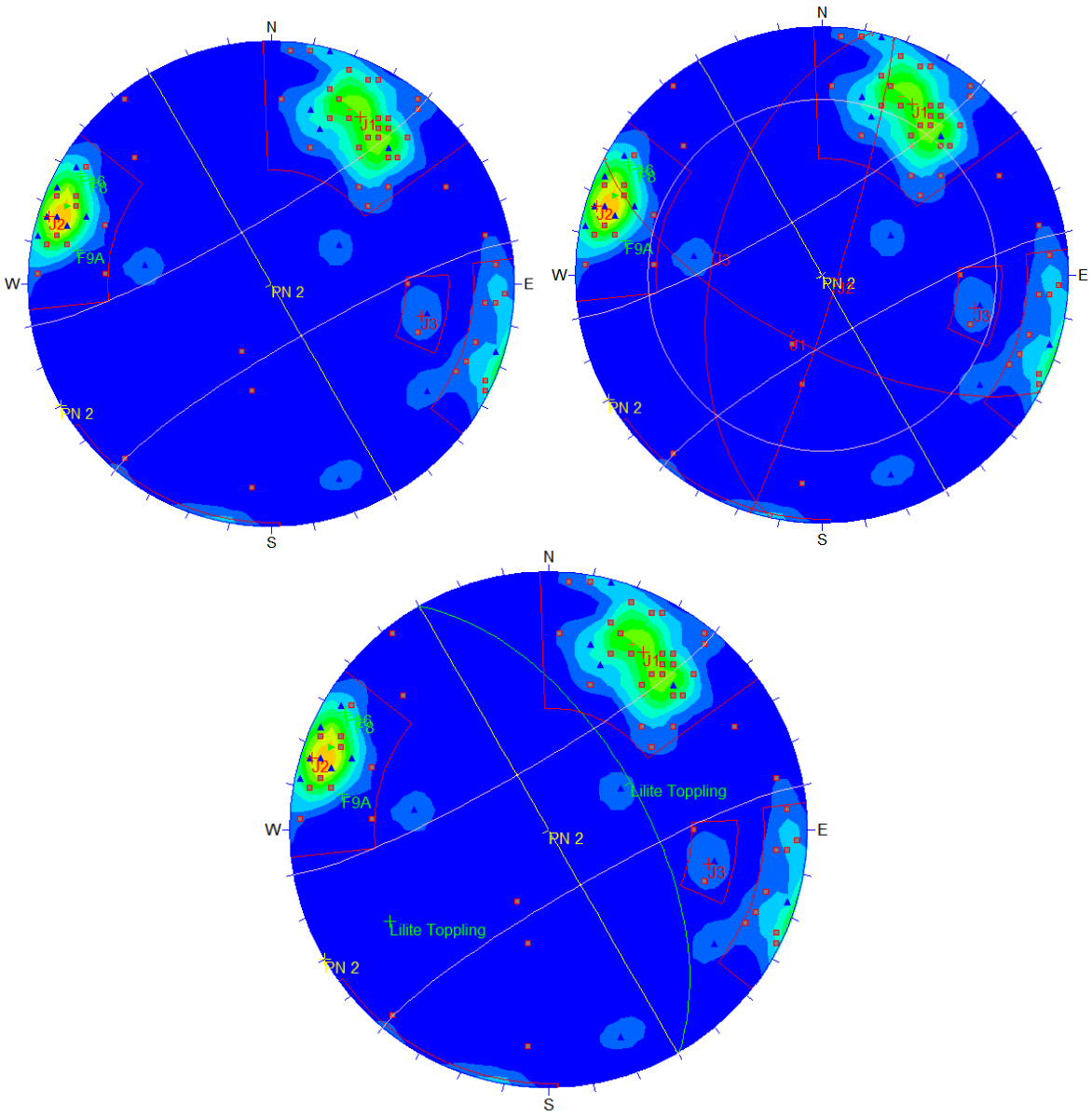


Fig. A2.6 - Análise cinemática das potenciais situações de instabilidade no talude 7

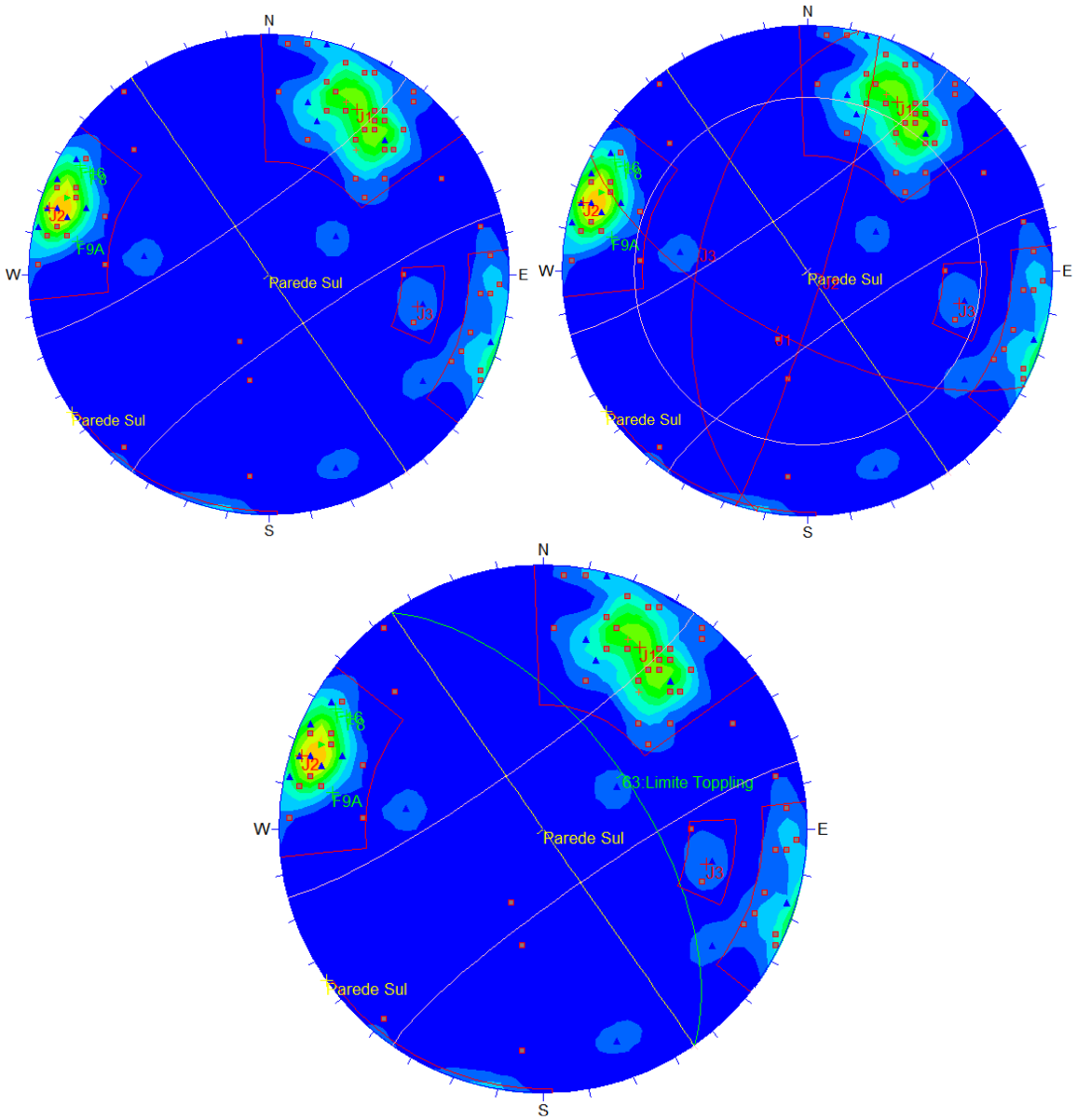


Fig. A2.7 - Análise cinemática das potenciais situações de instabilidade no talude 8

A3. CARACTERÍSTICAS DOS CASOS ANALISADOS E CAPACIDADES A FORNECER PELAS PREGAGENS

Quadro A3.1 - Características dos casos analisados e capacidades a fornecer pelas pregagens para a estabilização de possíveis deslizamentos planares

	Taludes										
	(1)	**(3)**	**(4)**	**(6)**	**(7)**	**(8)**	**(3)**	**(4)**	**(4)**	**(6)**	**(6)**
Altura do talude (m)	25	34.7	26	25	17	23	34.7	15	25	25	25
Inclinação do talude (º)	70	90	75	90	90	90	90	75	75	90	90
Descontinuidade	**J2**	**J2**	**J1**	**J2**	**J1**	**J1**	**F8**	**F14**	**F17**	**F8**	**F16**
Pendor da descontinuidade (º)	65	70	60	75	80	80	75	30	55	70	70
Ancoragens	-	2 níveis F = 500 kN	-	1 nível F = 750 kN	1 nível F = 750 kN	1 nível F = 750 kN	2 níveis F = 500 kN	-	-	1 nível F = 750 kN	1 nível F = 750 kN
S_h ancoragens (m)	-	3	-	2	2	2	3	-	-	2	2
Capacidade total das preg. (ton/m)	118	166	323	484	170	361	297	98	347	550	550
$N_{rd\ pregagens}$ (ton)	21.76	21.76	21.76	21.76	21.76	21.76	21.76	21.76	21.76	21.76	21.76
Preg./m	5.4	7.6	14.8	22.2	7.8	16.6	13.7	4.5	15.9	25.3	25.3
Altura distribuída pelas pregagens (m)	25.0	15.0	26.0	20.0	12.0	20.0	15.0	15.0	25.0	20.0	20.0
Densidade de pregagens (preg/m^2)	0.22	0.51	0.57	1.11	0.65	0.83	0.91	0.30	0.64	1.26	1.26
Largura do quinconcio (m)	3	3	3	-	-	-	3	3	3	-	-
S_v preg. quincôncio (m)	1.5	0.7	0.6	-	-	-	0.4	1.1	0.5	-	-
Nº de preg./ nível/ m	-	-	-	5.6	3.9	4.1	-	-	-	6.3	6.3

Quadro A3.2 - Determinação dos FS ao longo do faseamento construtivo do talude 6 para ancoragens afastadas entre si de 2 m.

Talude	**(6)**					
Altura do talude (m)	5	9	13	17	21	25
Inclinação do talude (°)	90	90	90	90	90	90
Descontinuidade	**F8**					
Pendor da descontinuidade (°)	70	70	70	70	70	70
L (m) - **Persistência**	5.32	9.58	13.83	18.09	22.35	26.60
Ancoragens (ton/m)	38.23	38.23	38.23	38.23	38.23	38.23
Capacidade total das preg. (ton/m)	0	0	138	275	413	550
FS $_{\text{estáticas}}$	4.93	0.96	2.24	2.31	2.18	2.02
FS $_{\text{sísmicas}}$	4.23	0.81	2.04	2.11	1.99	1.84

Quadro A3.3 - Determinação dos FS ao longo do faseamento construtivo do talude 6 para ancoragens afastadas entre si de 1.5 m.

Talude	**(6)**					
Altura do talude (m)	5	9	13	17	21	25
Inclinação do talude (°)	90	90	90	90	90	90
Descontinuidade	**F8**					
Pendor da descontinuidade (°)	70	70	70	70	70	70
L (m)- **Persistência**	5.32	9.58	13.83	18.09	22.35	26.60
Ancoragens (ton/m)	50.97	50.97	50.97	50.97	50.97	50.97
Capacidade total das preg. (ton/m)	0	0	134	268	402	536
FS $_{\text{estáticas}}$	11.66	1.29	2.37	2.36	2.19	2.02
FS $_{\text{sísmicas}}$	9.30	1.11	2.16	2.16	2.00	1.84

Quadro A3.4 - Características dos casos analisados e capacidades a fornecer pelos reforços (Optimização) para a estabilização de possíveis deslizamentos planares

	Taludes										
	(1)	**(3)**	**(4)**	**(6)**	**(7)**	**(8)**	**(3)**	**(4)**	**(4)**	**(6)**	**(6)**
Altura do talude (m)	25	30	26	25	17	23	30	15	25	25	25
Inclinação do talude (°)	70	90	75	90	90	90	90	75	75	90	90
Descontinuidade	**J2**	**J2**	**J1**	**J2**	**J1**	**J1**	**F8**	**F14**	**F17**	**F8**	**F16**
Pendor da descontinuidade (°)	65	85	60	75	80	80	78.5	30	55	70	70
Ancoragens	-	2 níveis F = 500 kN	-	1 nível F = 750 kN	1 nível F = 750 kN	1 nível F = 750 kN	2 níveis F = 500 kN	-	-	1 nível F = 750 kN	1 nível F = 750 kN
S_h ancoragens (m)	-	2	-	1.5	2	2	2	-	-	1.5	1.5
Capacidade total das preg. (ton/m)	118	147	323	470	170	361	240	98	347	536	536
$N_{rd\ pregagens}$ (ton)	21.76	35.64	35.64	67.72	46.44	46.44	35.64	35.64	35.64	67.72	67.72
Pregagens/m	5.4	4.1	9.1	6.9	3.7	7.8	6.7	2.7	9.7	7.9	7.9
Altura distribuída pelas pregagens (m)	25.0	15.0	26.0	20.0	12.0	20.0	15.0	15.0	25.0	20.0	20.0
Densidade de pregagens (preg/m^2)	0.22	0.27	0.35	0.35	0.31	0.39	0.45	0.18	0.39	0.40	0.40
Largura do quinôncio (m)	2	1.5	1.5	-	-	-	1.5	1.5	1.5	-	-
S_v preg. Quincôncio (m)	2.3	2.4	1.9	-	-	-	1.5	3.6	1.7	-	-
Nº de preg./ nível/ m	-	-	-	1.7	1.8	1.9	**-**	2.7	9.7	2.0	2.0

Quadro A3.5 - Características dos casos analisados e capacidades a fornecer pelas pregagens para a estabilidade de cunhas

	Taludes											
	(4)	**(6)**	**(2)**	**(2)**	**(4)**	**(4)**	**(4)**	**(4)**	**(6)**	**(6)**	**(7)**	**(7)**
Altura do talude (m)	33	25	25	25	33	33	33	33	25	25	17	17
Inclinação do talude (°)	75	90	70	70	75	75	75	75	90	90	90	90
Descontinuidades	**J1 e J2**	**J1 e J2**	**F2 e F8**	**F2 e F5**	**F14 e F8**	**F8 e F17**	**F13 e F16**	**F14 e F16**	**F8 e F9A**	**F16 e F9A**	**F8 e F9A**	**F16 e F9A**
A. face do Bloco (m^2)	198.9	197.0	79.8	254.7	1164.8	227.4	154.7	1101.7	177.5	241.2	2.7	21.1
Max. Persistência (m)	36	27.5	30	40	73	36	36	72	36	43	18	20
Ancoragens	-	1 nível F = 750 kN	-		-	-	-	-	1 nível F = 750 kN	1 nível F = 750 kN	1 nível F = 750 kN	1 nível F = 750 kN
S_h ancoragens (m)	-	1.5	-		-	-	-	-	1.5	1.5	2	2
Capacidade total das preg. (ton)	1023	1044	131	879	2690	1228	703	2864	481	954	Fs>1.5	Fs>1.5
$N_{rd\ pregagens}$ (ton)	35.64	67.72	21.76	21.76	35.64	35.64	35.64	35.64	67.72	67.72	46.44	46.44
Pregagens	29	16	7	41	76	35	20	81	8	15	-	-
Densidade de pregagens (preg/m^2)	0.15	0.08	0.09	0.16	0.07	0.15	0.13	0.07	0.05	0.06	-	-
Largura do quinôncio (m)	1.5	-	3	3	1.5	1.5	1.5	1.5	-	-	-	-
S_v preg. Quincôncio (m)	4.6	-	3.8	2.1	10.2	4.3	5.2	9.1	-	-	-	-

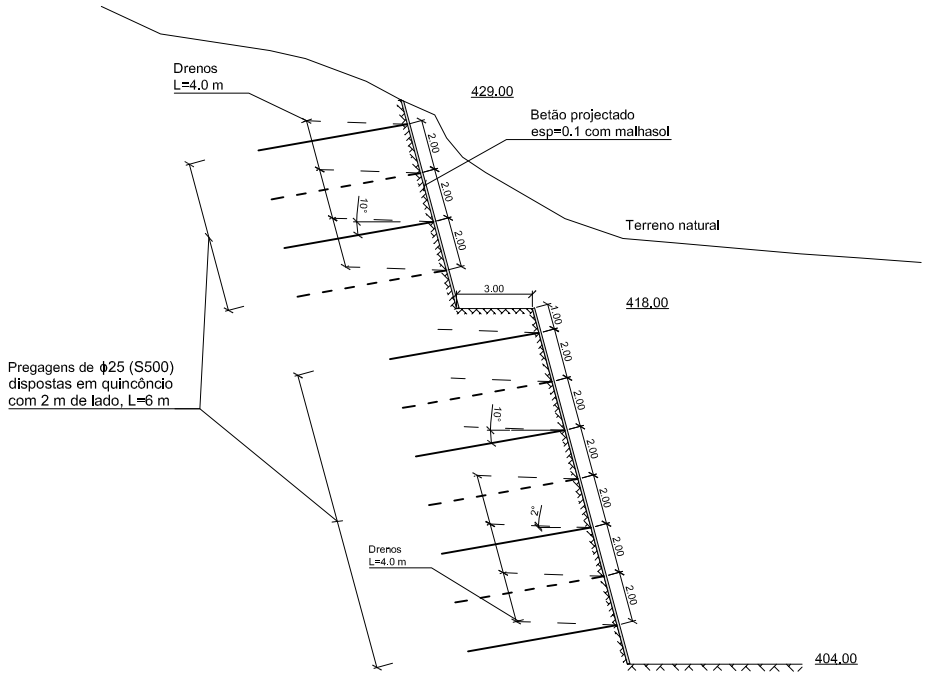
A4. DESENHOS DOS, REFORÇOS E ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DOS TALUDES DA NOVA TOMADA DE ÁGUA DO REFORÇO DE POTENCIA DE BEMPOSTA

A4.1. Desenhos resultantes da estabilização local dos taludes 1, 2, 3, 4 e 5

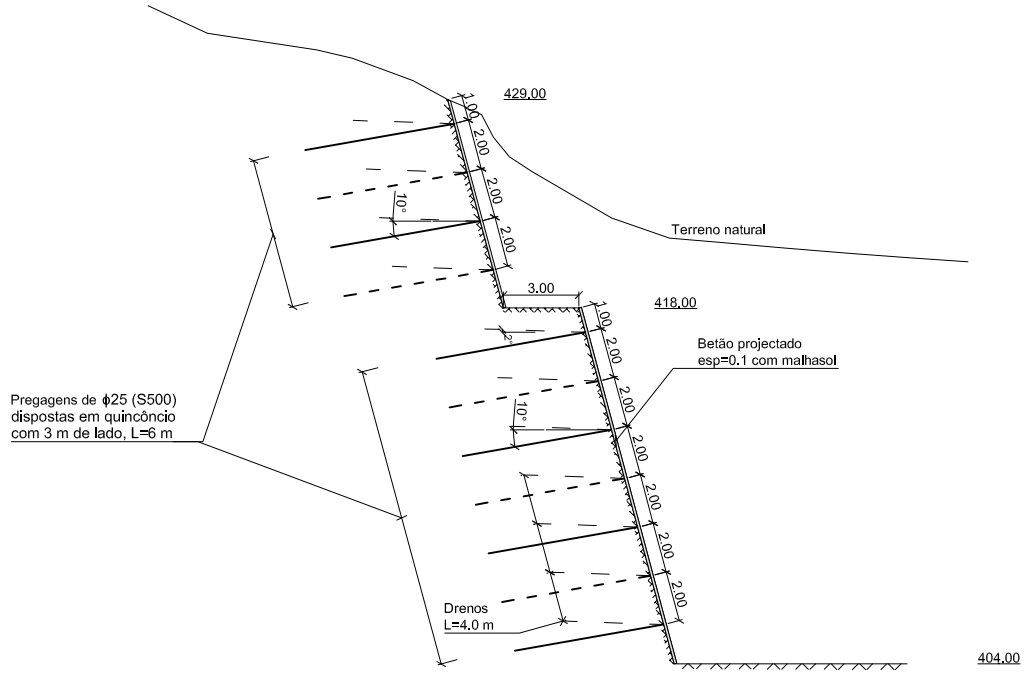
A4.2. Desenhos resultantes da estabilização local dos taludes 6, 7 e 8

A4.3. Desenhos resultantes da estabilização global dos taludes 6, 7 e 8 – Optimização

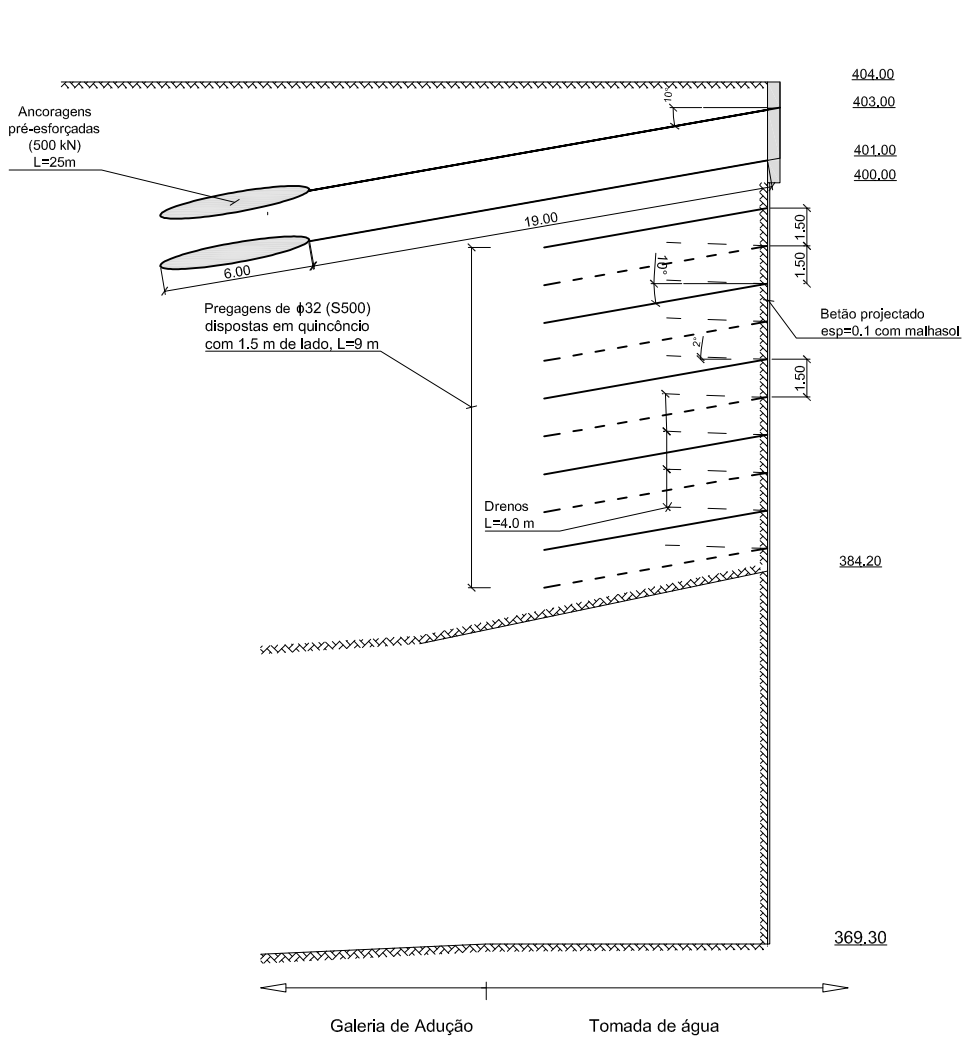
Talude 1



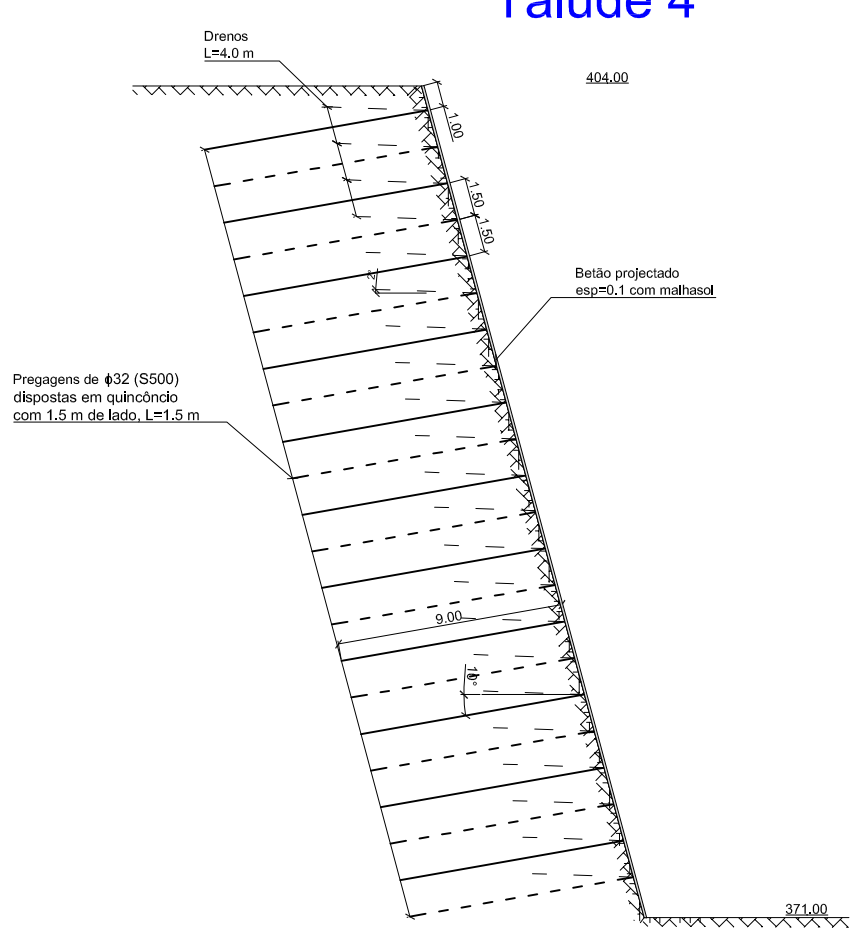
Talude 2



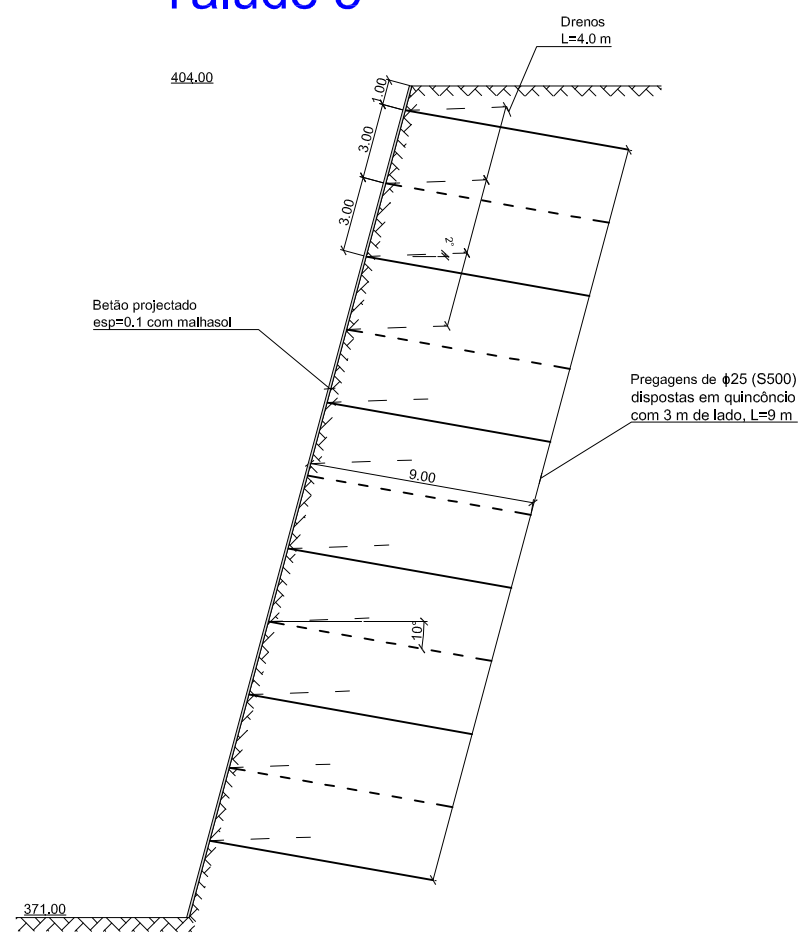
Talude 3



Talude 4



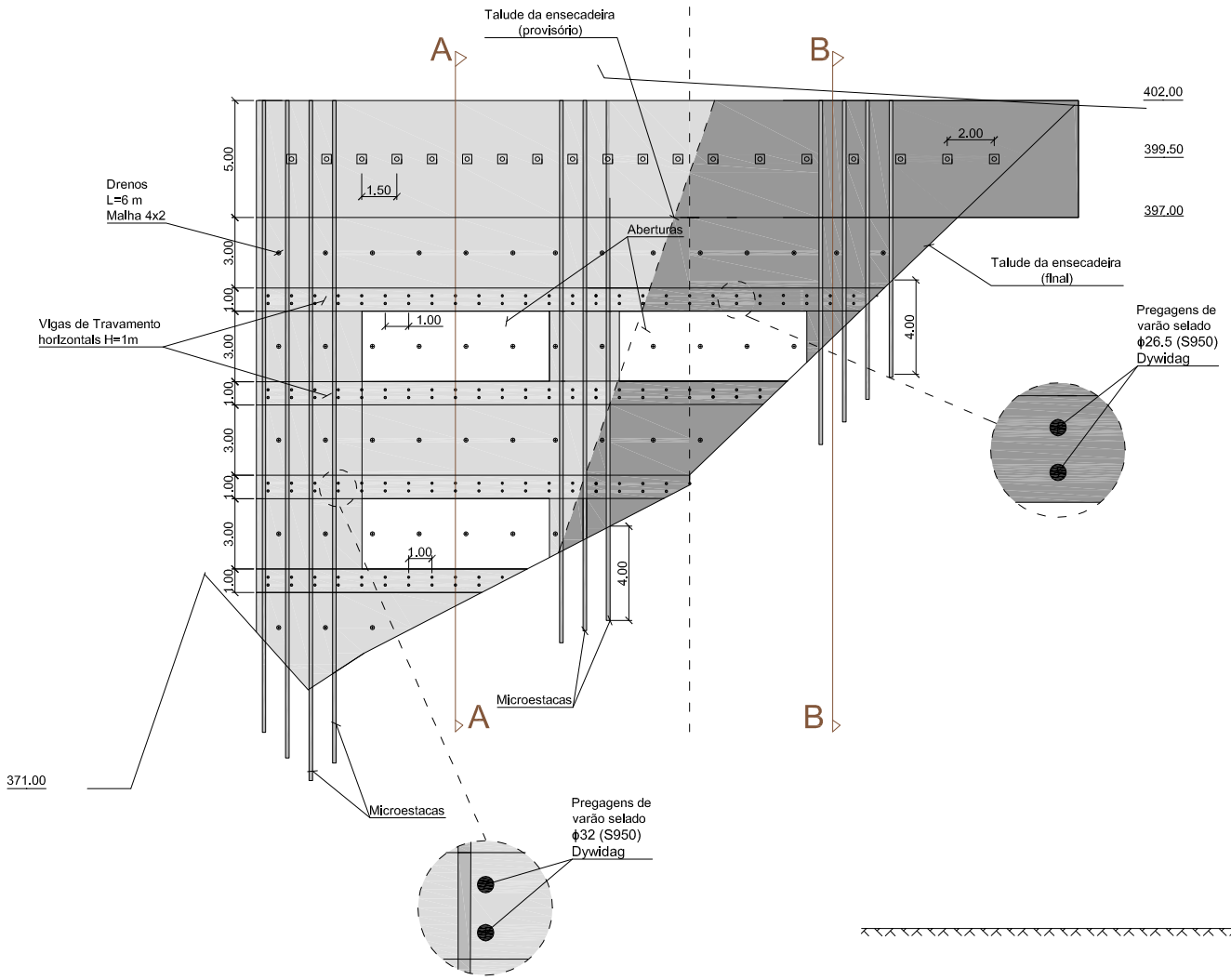
Talude 5



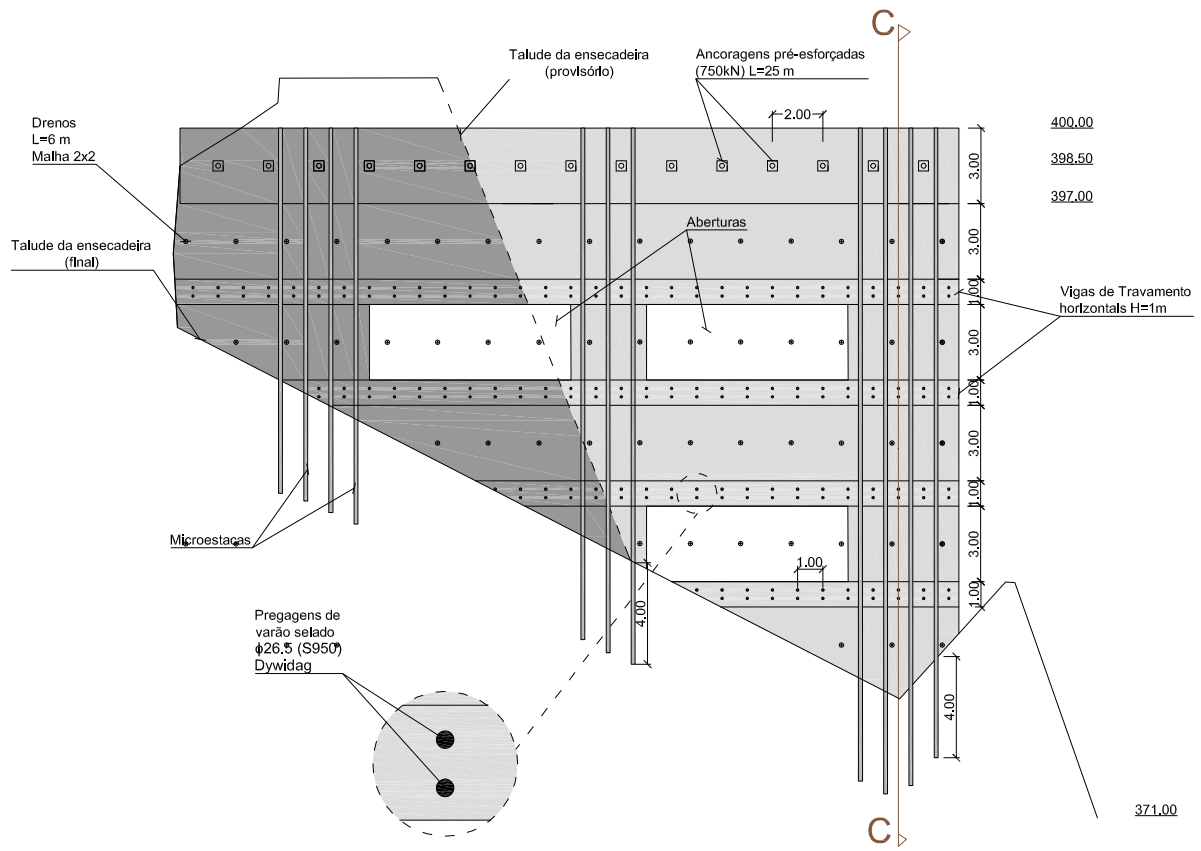
Taludes da nova Tomada de água do reforço de Potência de Bemposta	
Taludes 1, 2, 3, 4 e 5	
Nuno Pires	ESC 1:300

Talude 6

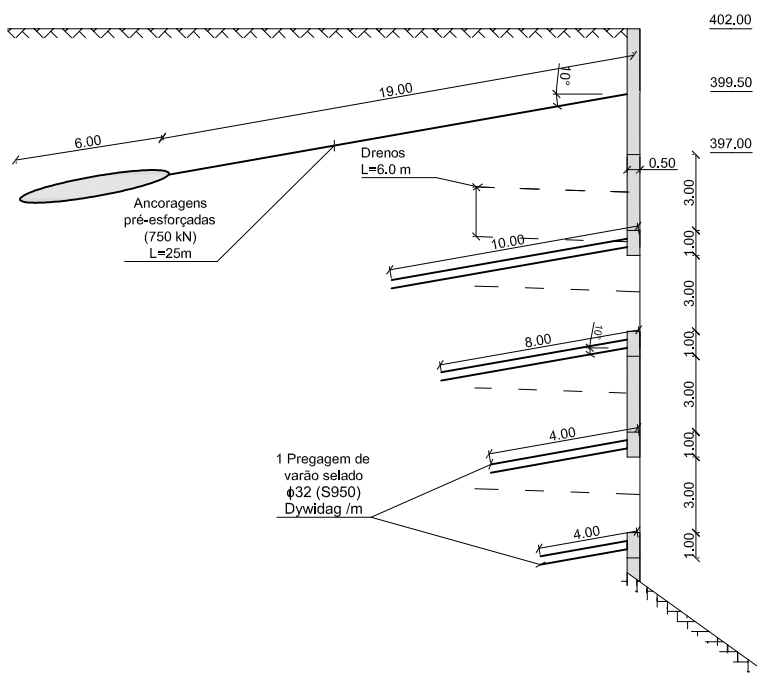
Talude 7



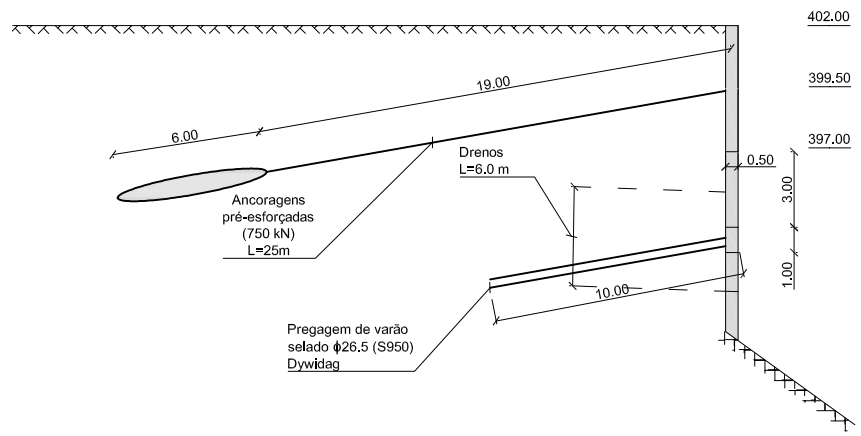
Talude 8



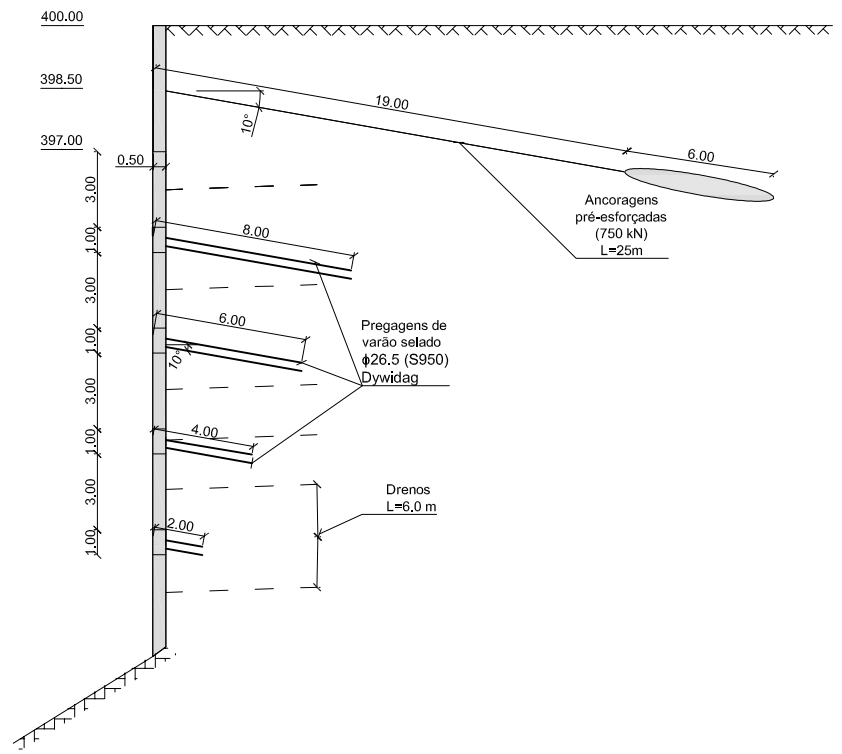
Corte A



Corte B



Corte C



Legenda:

Betões a realizar antes da remoção da ensecadeira

Betões a realizar aquando da remoção da ensecadeira

Taludes da nova Tomada de água do reforço de Potência de Bemposta

Desenhos resultantes da estabilização local

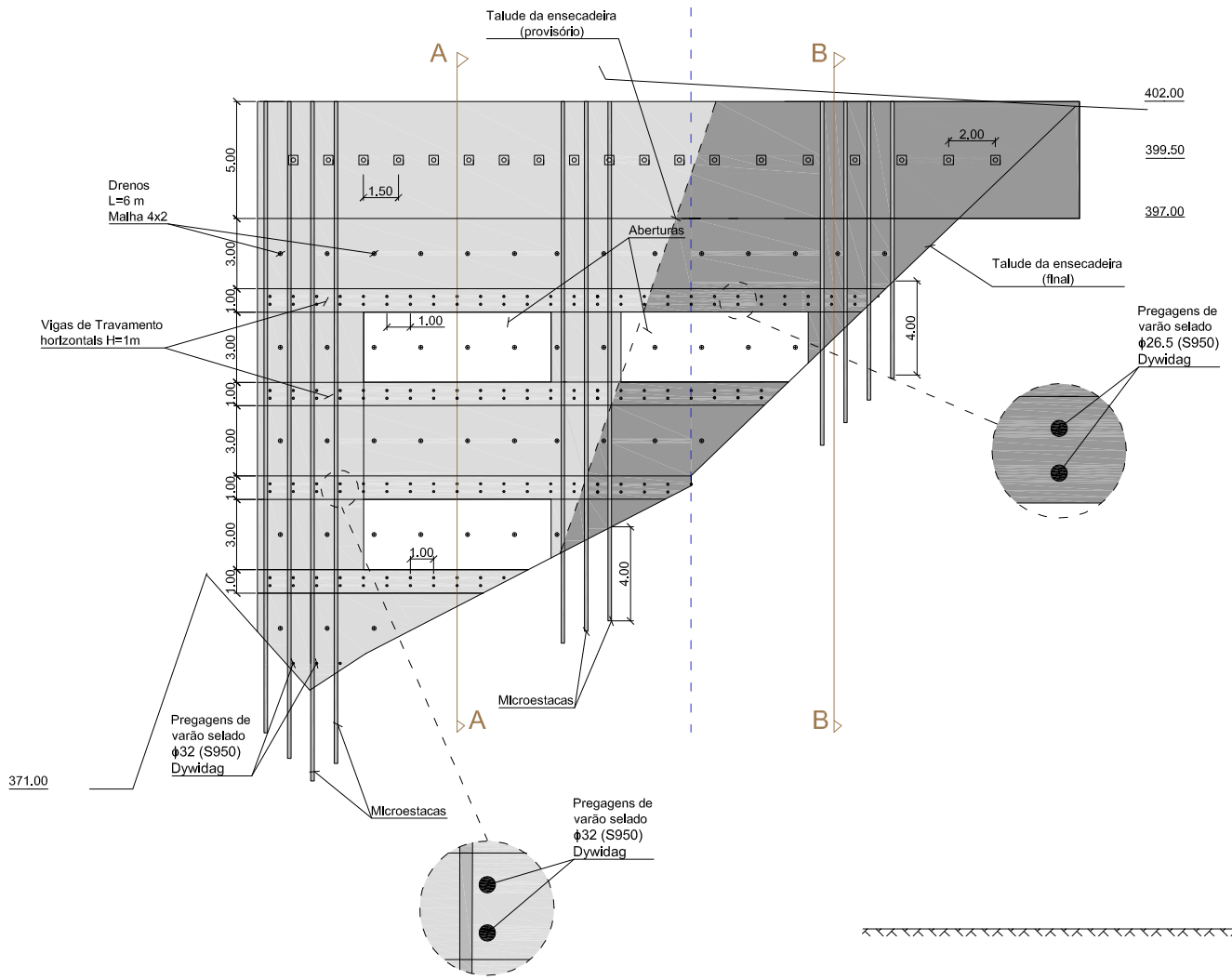
dos taludes 6, 7 e 8

Nuno Pires

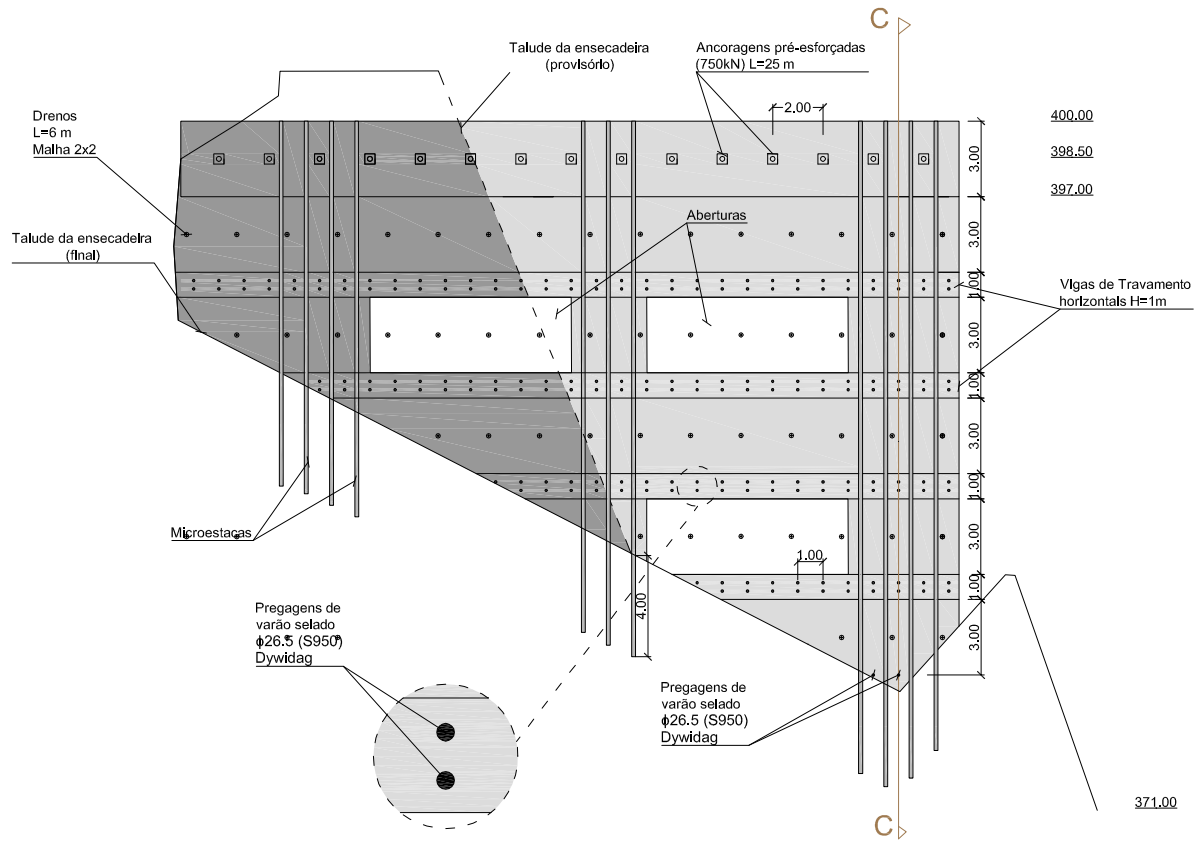
ESC 1:300

Talude 6

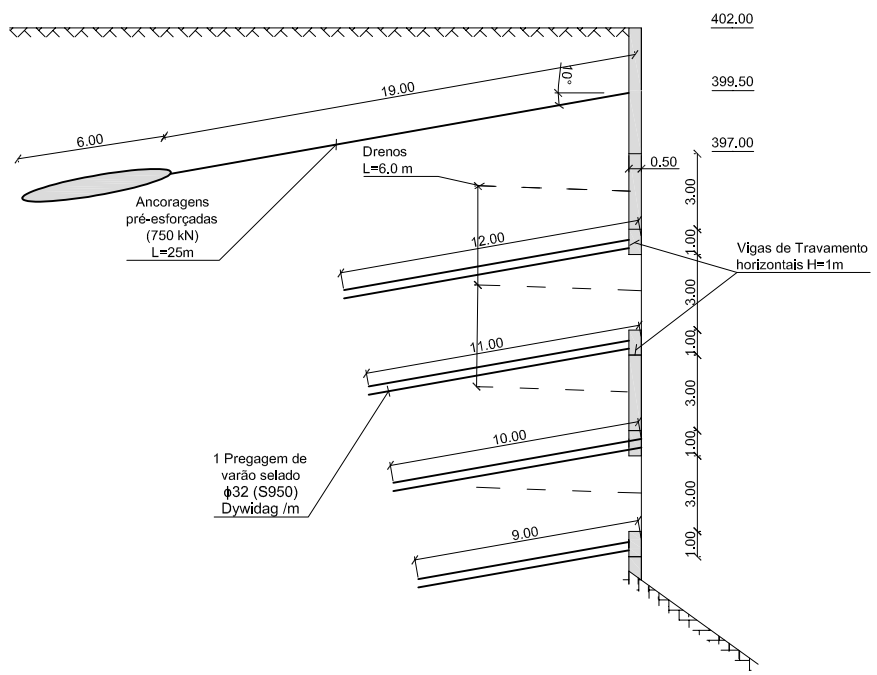
Talude 7



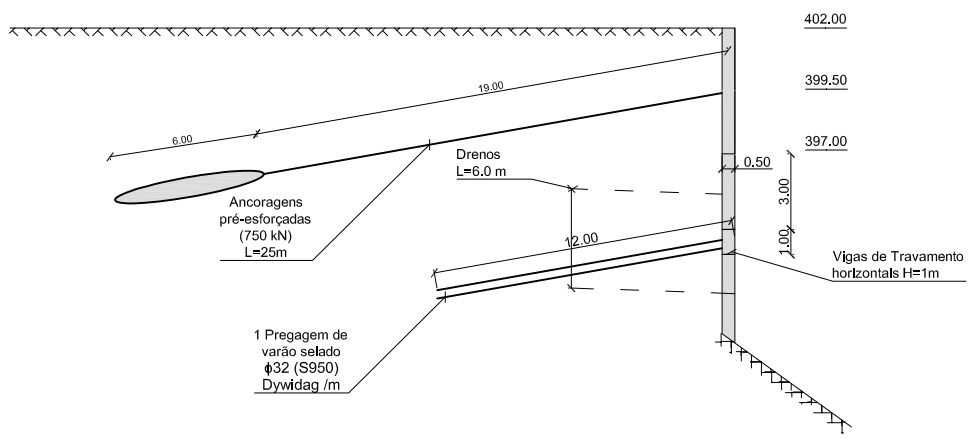
Talude 8



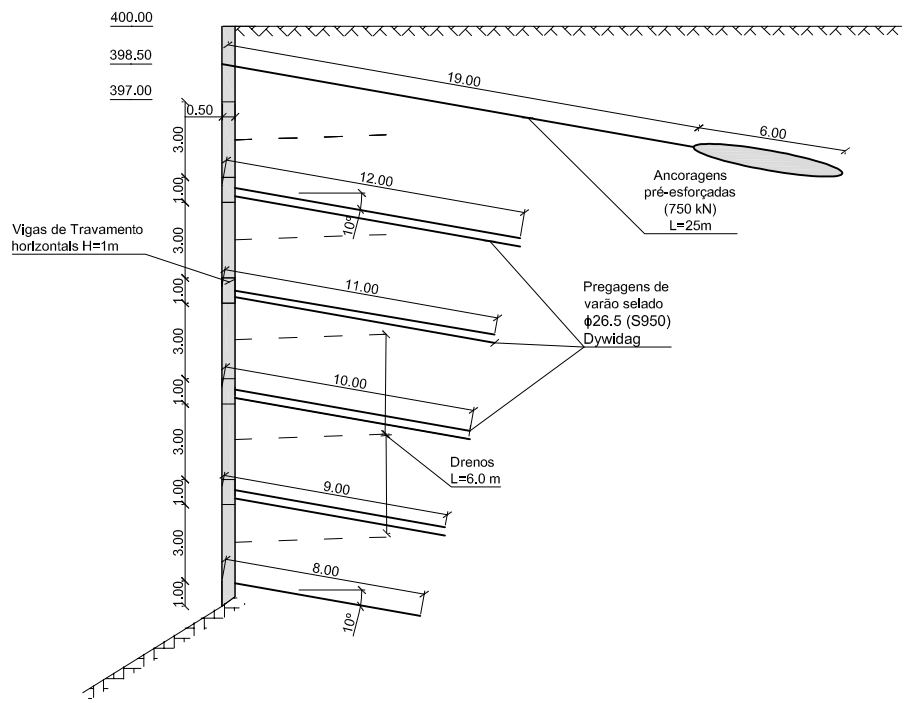
Corte A



Corte B



Corte C



Legenda:

Betões a realizar antes da remoção da ensecadeira

Betões a realizar aquando da remoção da ensecadeira

Taludes da nova Tomada de água do reforço de Potência de Bemposta

Desenhos resultantes da estabilização global dos taludes 6, 7 e 8 - Optimização

Nuno Pires

ESC 1:300