U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

TÚNEIS – ESTADO DA ARTE, PROJECTO E OBRA

Análise do Projecto de Execução e Fase de Obra do Túnel da Variante da Trofa, da Linha do Minho

JOÃO CARLOS MALHÓ SALGUEIRO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Manuel Barbot Campos e Matos

Co-Orientador: Engenheiro Mário Durão

FEVEREIRO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2010/2011 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

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

"Esforce-se pela perfeição em tudo que faz.
Pegue no melhor que existe e torne-o melhor.
Quando tal não existir, projecte-o. "

Sir Henry Royce, British Engineer, 1863-1933

AGRADECIMENTOS

Ao GEG (Gabinete de Estruturas e Geotecnia, Lda.) pelo apoio e pela disponibilização dos documentos relativos ao Túnel da Variante da Trofa, da Linha do Minho, sem os quais esta dissertação teria sido impossível.

Ao meu orientador, Professor Doutor António Manuel Barbot Campos e Matos, pela ajuda à escolha do tema desta dissertação, assim como o seu total apoio, ajuda e orientação à sua realização.

Ao meu co-orientador, Engº Mário Durão (GEG), cujo apoio e ajuda e pareceres nas questões técnicas, relativas ao Caso de Estudo, se mostraram de elevada importância.

Aos meus pais, que sempre me suportaram incansavelmente, auxiliando-me e apoiando-me em tudo o que necessitei e ao meus colegas e amigos pelos constantes incitamentos, e pela amizade que me demonstraram no decorrer deste projecto.

RESUMO

Túneis são entendidos como passagens subterrâneas, cujo objectivo é o de facilitar o atravessamento de certas barreiras naturais, normalmente rios, montanhas, ou mesmo barreiras artificiais, como o edificado de uma população ou mesmo outras vias de comunicação existentes.

Esta dissertação teve como principal objectivo, o estudo e análise de um projecto de um túnel, pretendendo principalmente a identificação de situações críticas, e o seu desenvolvimento em Obra.

Este trabalho também teve como interesse demonstrar as metodologias e tecnologias utilizadas no caso de estudo, e em especial o tratamento dos problemas verificados, em termos de causas e soluções. Pretendeu-se apontar algumas diferenças entre as realidades de Projecto e Obra, que especialmente no caso de obras subterrâneo, ocorrem com frequência, devido às dificuldades a elas associadas, e realçar as soluções adoptadas em Obra, consoante a ocorrência de situações negativas, não previstas.

Para conseguir este objectivo começou por ser sintetizada neste documento, as noções teóricas, as metodologias e tecnologias, normalmente associadas com obras subterrâneas, especificamente no caso de Túneis. Posteriormente, a partir dos documentos relativos ao projecto de Execução do caso de estudo, foi realizada uma descrição e síntese dos pontos fundamentais deste, expondo os critérios de ataque à obra, assim como uma justificação dos mesmos. Por fim, nos dois capítulos finais, com base em documentos da Fiscalização da Obra, várias conversas com projectistas e elementos ligados intrinsecamente à execução da Obra, procedeu-se a uma exposição elaborada, assim como uma análise das questões críticas que ocorreram durante a execução dessa, apontando as suas causas e soluções, assim como foi procurado o estabelecimento de uma correlação entre as realidades de Projecto e Obra.

Tais apontamentos procuraram permitir ao leitor uma visão mais alargada desta questão, ao mesmo tempo permitindo uma recolha de um *'know how'* de natureza útil para obras futuras, da mesma natureza.

PALAVRAS-CHAVE: Escavação, Suporte, NATM, Impermeabilização, Monitorização.

ABSTRACT

Tunnels are understood as underground subways, whose purpose is to facilitate the crossing of certain natural barriers, usually rivers, mountains, or even artificial barriers, such as a residential area or even other existing transportation infrastructures.

This work had as main purpose, the study and analysis of a proposed tunnel, aiming mainly to the identification of critical situations, and its development at the construction site and schedule.

This work also sought to approach and present the methodologies and technologies used in the tunnel studied, in particular the treatment of the problems encountered, as its causes and solutions. It was intended to point out some differences between the realities of Project and construction works, which often occur, especially in the case of underground constructions, because of their associated difficulties, and highlight the solutions adopted in the construction site, as the occurrence not foreseen negative occurrences.

To achieve this goal, we began to synthesize in this paper, the theoretical concepts, methodologies and technologies normally associated with underground constructions, specifically in the case of tunnels. Afterwards, with support of some documents concerning the case study Project and Design, was conducted a summary description of its key points, exposing the criteria used for approach the construction procedures, as well as a justification of them. Finally, in the last two chapters, based on documents related to the surveillance of construction works and procedures, as well as many conversations with designers and other elements, who were intrinsically linked to that Project, we proceeded to an elaborate exposition, as well as an analysis of the critical issues that occurred during the construction works, pointing out its causes and solutions, as we tried to establish a correlation between the two realities of Project&Design and Construction works.

These notes allow the reader to seek a broader view of this issue, while allowing a collection of know-how of nature useful for future works of the same nature.

KEYWORDS: Excavation, Support, NATM, Waterproofing, Monitoring.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i
RESUMO iii
ABSTRACT v

1. INTRODUÇÃO 1
1.1. PREÂMBULO 1
1.2. CONTEÚDO DO TRABALHO 1

2. TÚNEIS – EVOLUÇÃO E NOÇÕES GERAIS 3
2.1. HISTÓRIA E EVOLUÇÃO DOS TÚNEIS 3
2.1.1. INTRODUÇÃO 3
2.1.2. HISTÓRIA ANTIGA DESDE A IDADE MÉDIA ATÉ AO PRESENTE 3
2.1.3. DESDE A IDADE MÉDIA ATÉ AO PRESENTE 4
2.2. NATUREZA E TIPOLOGIA DOS TÚNEIS 4
2.2.1. INTRODUÇÃO 4
2.2.2. DIFERENTES TIPOS DE TÚNEIS 5

3. GEOLOGIA E GEOTECNIA – PROJECTO GEOTÉNICO 7
3.1. GEOLOGIA E GEOTECNIA 7
3.2. RECONHECIMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO 8
3.2.1. INTRODUÇÃO 8
3.2.2. RECONHECIMENTO PRELIMINAR 8
3.2.3. PROSPECÇÃO DE CAMPO 9
3.2.3.1. INTRODUÇÃO 9
3.2.3.2. PROSPECÇÃO GEOFÍSICA 9
3.2.3.3. PROSPECÇÃO MECÂNICA 10
3.2.3.4. ENSAIOS *IN SITU* 10
3.2.4. CARACTERIZAÇÃO COMPLEMENTAR 11
3.2.4.1. INTRODUÇÃO 11
3.2.4.2. ENSAIOS LABORATORIAIS 12
3.3. ZONAMENTO GEOTÉCNICO 12

4. CRITÉRIOS E MÉTODOS USADOS PARA A ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS 15

4.1. INTRODUÇÃO 15

4.2. CRITÉRIO DE ESCAVABILIDADE 16

4.3. MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO 17

4.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS E ALGUNS CONDICIONALISMOS 17

4.3.2. DESMONTE POR EXPLOSIVOS 18

4.3.2.1. IDEIAS GERAIS 18

4.3.2.2. CONDICIONALISMOS 19

4.3.2.3. DANOS CAUSADOS AO MACIÇO 19

4.3.2.4. SEGURANÇA RELATIVA AO MANUSEAMENTO DE EXPLOSIVOS 20

4.3.3. DESMONTE MECÂNICO 21

4.4. MÉTODOS DE CONSTRUÇÃO 21

4.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS E ALGUNS CONDICIONALISMOS 21

4.4.2. CONSTRUÇÃO A CÉU ABERTO 22

4.4.3. PRÉ-CORTE MECÂNICO - ESE 23

4.4.4. NATM - NEW AUSTRIAN TUNNELING METHOD 23

4.4.4.1. DEFINIÇÃO E PRINCÍPIOS 23

4.4.4.2. DESMONTE SEQUENCIAL 24

4.4.4.3. ESCAVAÇÃO EM GALERIAS MÚLTIPLAS 25

4.4.4.4. TÚNEL PILOTO 25

4.4.4.5. EQUIPAMENTOS TIPO 26

4.4.5. TBM - TUNNELING BORING MACHINE 26

4.4.6. ANÁLISE COMPARATIVA 27

5. SISTEMAS DE SUPORTE DE MACIÇOS ROCHOSOS 29

5.1. INTRODUÇÃO 29

5.2. SISTEMA DE SUPORTE PRIMÁRIO 32

5.2.1. INTRODUÇÃO 32

5.2.3. TIPOS DE SUPORTE PRIMÁRIO 32

5.2.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 32

5.2.3.2. PREGAGENS E ANCORAGENS 32

5.2.3.3. CAMBOTAS E CHAPAS METÁLICAS 33

5.2.3.4. REDE METÁLICA - MALHASOL 33
5.2.3.5. BETÃO PROJECTADO 33
5.2.3.6. MÉTODOS DE PRÉ-SUPORTE OU TRATAMENTO DO TERRENO 34
5.3. SISTEMA DE SUPORTE SECUNDÁRIO 34

6. SISTEMAS COMPLEMENTARES 37
6.1. INTRODUÇÃO 37
6.2. SISTEMAS DE IMPERMEABILIZAÇÃO E DRENAGEM 38
6.2.1. INTRODUÇÃO 38
6.2.2. SISTEMA DE IMPERMEABILIZAÇÃO 38
6.2.3. SISTEMA DE DRENAGEM 39
6.2.4. APLICAÇÃO DOS SISTEMAS DE IMPERMEABILIZAÇÃO DE DRENAGEM 40
6.3. SISTEMA ELÉCTRICO 42
6.4. SISTEMA DE PROTECÇÃO E SEGURANÇA 42
6.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 42
6.4.2. SISTEMA DE PREVENÇÃO E COMBATE A INCÊNDIOS 42
6.4.2.1. INTRODUÇÃO 42
6.4.2.2. DETECÇÃO DE INCÊNDIOS 43
6.4.2.3. REDE DE COMBATE A INCÊNDIOS 43
6.4.3. SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO - CCTV 'CLOSE CIRCUIT TELEVISION' 43
6.4.4. SISTEMA AVAC – AQUECIMENTO, VENTILAÇÃO E AR CONDICIONADO 43
6.4.5. OUTROS SISTEMAS – SINALÉTICA E CONTROLO DE TRÁFEGO 44

7. CONTROLO E QUALIDADE 45
7.1. INTRODUÇÃO 45
7.2. OBSERVAÇÃO 45
7.3. INSTRUMENTAÇÃO DOS TRABALHOS 46
7.3.1. OBJECTIVOS DA INSTRUMENTAÇÃO 46
7.3.2. MEDIÇÕES E EQUIPAMENTOS DE AUSCULTAÇÃO 47
7.4. PRINCIPAIS ACTIVIDADES DE OBSERVAÇÃO GEOTÉCNICA 49
7.4.1. CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA 49
7.4.2. MEDIÇÃO DE CONVERGÊNCIAS 49
7.4.3. AMOSTRAGEM E MONITORIZAÇÃO DOS ELEMENTOS DE SUPORTE 50

7.5. CONTROLO DE IMPACTES 50
7.5.1. VIBRAÇÕES RESULTANTES DE DETONAÇÕES 50
7.5.2. RUÍDO RESULTANTE DE DETONAÇÕES 51
7.5.3. ASSENTAMENTOS SUPERFICIAIS 51
7.5.4. OUTROS IMPACTES 52

8. TÚNEIS FERROVIÁRIOS DE ALTA VELOCIDADE – PROCESSO DE DECISÃO SOBRE SISTEMA DE TÚNEL 53
8.1. INTRODUÇÃO 53
8.2. DECISÃO SOBRE O SISTEMA DE TÚNEL 54
8.3. DECISÃO SOBRE A SECÇÃO TRANSVERSAL A INSTALAR 54
8.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 54
8.3.2. REQUISITOS AERODINÂMICOS 55
8.3.3. REQUISITOS DE SEGURANÇA 55
8.3.4. CONTROLO DE VIBRAÇÕES 56

9. CASO DE ESTUDO – TÚNEL DA VARIANTE DA TROFA, DA LINHA DO MINHO – PROJECTO DE EXECUÇÃO 57
9.1. INTRODUÇÃO 57
9.1.1. ENQUADRAMENTO DO CAPÍTULO ACTUAL NESTA DISSERTAÇÃO 57
9.1.2. ENQUADRAMENTO GERAL DA VARIANTE DA TROFA E SEU OBJECTIVO 57
9.1.3. O TÚNEL DA VARIANTE DA TROFA 59
9.1.4. INTERVENIENTES DO PROJECTO 59
9.1.5. DESCRIÇÃO DOS TRABALHOS 59
9.2. GEOLOGIA E GEOTECNIA 60
9.2.1. GEOLOGIA 60
9.2.2. GEOTECNIA 60
9.2.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 60
9.2.2.2. ESCAVABILIDADE 61
9.2.2.3. CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA 62
9.2.2.4. PARAMETRIZAÇÃO GEOTÉCNICA 63
9.3. IMPLANTAÇÃO E CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO TÚNEL 63

9.3.1. TRAÇADO 63
9.3.2. SECÇÃO TRANSVERSAL 64
9.4. TRABALHOS A CÉU ABERTO 65
9.4.1. INTRODUÇÃO E DESCRIÇÃO GERAL 65
9.4.2. EMBOQUILHAMENTOS PROVISÓRIOS DO TÚNEL MINEIRO E TALUDES PROVISÓRIOS DAS TRINCHEIRAS 65
9.4.3. TÚNEL A CÉU ABERTO 66
9.4.3.1. CONCEPÇÃO E DESCRIÇÃO GERAL – SECÇÕES TRANSVERSAIS 66
9.4.3.3. DRENAGEM E IMPERMEABILIZAÇÃO 66
9.4.3.4. NICHOS 67
9.5. TRABALHOS EM SUBTERRÂNEO 67
9.5.1. INTRODUÇÃO 67
9.5.2. SISTEMA DE SUPORTE PRIMÁRIO 67
9.5.2.1. INTRODUÇÃO E OBJECTIVO 67
9.5.2.2. DIMENSIONAMENTO 68
9.5.2.3. REVESTIMENTO PRIMÁRIO TIPO RP1 68
9.5.2.4. REVESTIMENTO PRIMÁRIO TIPO RP2A E RP2B 69
9.5.2.5. REVESTIMENTO PRIMÁRIO TIPO RP3 69
9.5.2.6. REVESTIMENTO PRIMÁRIO TIPO RP4 70
9.5.2.7. ADAPTAÇÃO EM OBRA DOS REVESTIMENTOS PRIMÁRIOS 70
9.5.2.8. DISPOSITIVOS AUXILIARES DE SUPORTE E DRENAGEM 70
9.5.3. FASEAMENTO DE EXECUÇÃO DOS TRABALHOS 71
9.5.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 71
9.5.3.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO TIPO I PARA ZONAS DE REVESTIMENTO PRIMÁRIO TIPO RP1 71
9.5.3.3. FASEAMENTOS CONSTRUTIVOS TIPO IIA E IIB PARA ZONAS DE REVESTIMENTO PRIMÁRIO TIPO RP2A E RP2B 72
9.5.3.4. FASEAMENTO CONSTRUTIVO TIPO III PARA ZONAS DE REVESTIMENTO PRIMÁRIO TIPO RP3 72
9.5.3.5. FASEAMENTO CONSTRUTIVO TIPO IV PARA ZONAS DE REVESTIMENTO PRIMÁRIO TIPO RP4 73
9.5.4. SISTEMA DE SUPORTE SECUNDÁRIO 74
9.5.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS E SECÇÕES TIPO – CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS 74
9.5.4.2. DIMENSIONAMENTO 74
9.5.5. DRENAGEM E IMPERMEABILIZAÇÃO DO CONTORNO DA ESCAVAÇÃO 75
9.5.5.1. CONCEPÇÃO E DESCRIÇÃO GERAL DAS SOLUÇÕES 75
9.5.5.2. CARACTERÍSTICAS GERAIS E OBJECTIVOS RELATIVOS À GEOMEMBRANA DO SISTEMA DE IMPERMEABILIZAÇÃO 76
9.5.5.3. CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO DA MEMBRANA 76

9.5.6. NICHOS 76
9.5.7. ANÁLISE DE RISCO DOS EDIFÍCIOS LOCALIZADOS À SUPERFÍCIE 77
9.6. PLANO DE OBSERVAÇÃO E LIMITES DE ALERTA 79
9.6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 79
9.6.2. DISPOSITIVOS INSTALADOS E FREQUÊNCIA DAS LEITURAS 79
9.6.3. DESLOCAMENTOS CONSIDERADOS PARA OS LIMITES DE ALERTA 80
9.6.4. LIMITES DE ALERTA 80
9.6.4. CONTROLO DE VIBRAÇÕES 82
9.7. SISTEMAS DE DRENAGEM LONGITUDINAL E TRANSVERSAL 82
9.7.1. CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS 82
9.7.2. OBRAS DE DRENAGEM LONGITUDINAL – DESCRIÇÃO DAS OBRAS E DIMENSIONAMENTO 82
9.7.3. OBRAS DE DRENAGEM TRANSVERSAL – PASSAGEM HIDRÁULICA 83

10. CASO DE ESTUDO – TÚNEL DA VARIANTE DA TROFA, DA LINHA DO MINHO – OBRA – PERÍODO INICIO - FIM DA ESCAVAÇÃO .. 85
10.1. INTRODUÇÃO – ENQUADRAMENTO E OBJECTIVO 85
10.2. CRONOLOGIA DOS AVANÇOS DE ESCAVAÇÃO 286
10.3. DESCRIÇÃO CRONOLÓGICA DOS PROCESSOS DE ESCAVAÇÃO – RELATO FOTOGRÁFICO 88
10.3.1. MÊS 1 – MAIO 2008 88
10.3.1.1. GERAL 88
10.3.1.2. FRENTE NORTE 88
10.3.1.3. FRENTE SUL 89
10.3.1.4. VAZIOS NO REVESTIMENTO DE BETÃO PROJECTADO E FALTA DE RESISTÊNCIA 90
10.3.2. MÊS 2 – JUNHO 2008 91
10.3.2.1. GERAL 91
10.3.2.2. FRENTE NORTE 91
10.3.2.3. FRENTE SUL 93
10.3.2.4. PORMENORES 94
10.3.3. MÊS 3 – JULHO 2008 96
10.3.3.1. GERAL 96
10.3.3.2. FRENTE NORTE 96
10.3.3.3. FRENTE SUL 98
10.3.3.4. MODIFICAÇÃO DE PERFIL DE ESCAVAÇÃO 98

10.3.3.5. SOBRE-ESCAVAÇÃO 98
10.3.4. MÊS 4 – AGOSTO 2008 100
10.3.4.1. GERAL 100
10.3.4.2. FRENTE NORTE 100
10.3.4.3. FRENTE SUL 101
10.3.4.4. APROXIMAÇÃO E ATRAVESSAMENTO DE ZONA DE FALHA – SOBREESCAVAÇÃO AO PK 1+494 101
10.3.4.5. PEQUENA SOBRE-ESCAVAÇÃO - APROXIMADAMENTE AO KM 0+647 102
10.3.5. MÊS 5 – SETEMBRO 2008 103
10.3.5.1. GERAL 103
10.3.5.2. FRENTE NORTE 103
10.3.5.3. FRENTE SUL 104
10.3.5.4. ENCHIMENTO DE SOBRE-ESCAVAÇÃO 105
10.3.6. MÊS 6 – OUTUBRO 2008 106
10.3.6.1. GERAL 106
10.3.6.2. FRENTE NORTE 106
10.3.6.3. FRENTE SUL 106
10.3.6.4. ATRAVESSAMENTO DE ZONA DE FALHA – APROXIMADAMENTE ENTRE OS PK 1+373 E PK 1+357 107
10.3.6.5. ATRAVESSAMENTO DO P40 – ZONA DE REDUZIDO RECOBRIMENTO E PRESENÇA DE EDIFÍCIOS À SUPERFÍCIE 109
10.3.7. MESES 7 E 8 – NOVEMBRO E DEZEMBRO 2008 110
10.3.7.1. GERAL 110
10.3.7.2. FRENTE NORTE 110
10.3.7.3. FRENTE SUL 111
10.3.7.4. ATRAVESSAMENTO DE ZONA DE FALHA – APROXIMADAMENTE ENTRE OS PK 1+370 E PK 1+357 112
10.3.7.5. ATRAVESSAMENTO DO P40 – ZONA DE REDUZIDO RECOBRIMENTO E PRESENÇA DE EDIFÍCIOS À SUPERFÍCIE 113
10.3.7.6. REVESTIMENTO DE BETÃO PROJECTADO – TRANSIÇÃO ENTRE A SECÇÃO SUPERIOR E INFERIOR 113
10.3.8. MESES 9 E 10 – JANEIRO E FEVEREIRO 2009 114
10.3.8.1. GERAL 114
10.3.8.2. FRENTE NORTE 114
10.3.8.3. FRENTE SUL 114
10.3.8.4. SOBRE-ESCAVAÇÃO – APROXIMADAMENTE AO PK 0+917 115
10.3.8.5. SOBRE-ESCAVAÇÃO – APROXIMADAMENTE AO PK 1+105 117
10.3.8.6. ATRAVESSAMENTO DO P40 – SECÇÃO INFERIOR 117
10.3.8.7. FENDILHAÇÃO NO REVESTIMENTO DE BETÃO PROJECTADO 117

10.3.9. MESES 11 E 12 – MARÇO E ABRIL 2009 118
10.3.9.1. GERAL 118
10.3.9.2. FRENTE NORTE 118
10.3.9.3. FRENTE SUL 118
10.3.9.4. ATRAVESSAMENTO DO P40 – FINALIZAÇÃO 119
10.3.9.5. SOBRE-ESCAVAÇÃO APROXIMADAMENTE AO PK 1+100 119
10.3.9.6. MEDIDAS DE REFORÇO DO SISTEMA DE SUPORTE – ENTRE OS PK 1+136 E PK 1+106 119
10.3.9.7. VARAMENTO DAS SECÇÕES SUPERIORES 120
10.3.9.8. REPERFILAMENTO E REFORÇO ENTRE OS PK 1+374 E PK 1+353 120
10.3.10. MESES 13 A 16 – MAIO A AGOSTO 2009 122
10.3.9.10. GERAL 122
10.3.10.2. FRENTES NORTE E SUL 123
10.3.10.3. REPERFILAMENTO E REFORÇO ENTRE OS PK 1+374 E PK 1+353 – CONTINUAÇÃO 123
10.3.10.4. SOBRE-ESCAVAÇÃO APROXIMADAMENTE AO PK 1+474 124
10.3.10.5. SOBRE-ESCAVAÇÃO APROXIMADAMENTE ENTRE OS PK 1+380 E PK 1+377 125
10.3.10.6. SOBRE-ESCAVAÇÃO APROXIMADAMENTE ENTRE PK 1+320 E PK 1+330 126
10.3.10.7. SOBRE-ESCAVAÇÃO APROXIMADAMENTE ENTRE OS PK 1+349 E PK 1+352 126
10.3.10.8. SOBRE-ESCAVAÇÃO APROXIMADAMENTE AO PK 1+485 127
10.3.10.9. SOBRE-ESCAVAÇÃO APROXIMADAMENTE ENTRE OS PK 1+480 E PK 1+500 128
10.3.10.10. ESCAVAÇÃO E APLICAÇÃO DAS SAPATAS 128
10.3.10.11. ESCAVAÇÃO DOS NICHOS 130
10.3.10.12. PROBLEMAS RELATIVOS À INSTALAÇÃO DO SISTEMA DE SUPORTE PRIMÁRIO 131
10.3.10.13. PROBLEMAS RELATIVOS À INSTALAÇÃO DO REVESTIMENTO SECUNDÁRIO 135
10.4. TRABALHOS DE APLICAÇÃO DOS SISTEMAS DE DRENAGEM E IMPERMEABILIZAÇÃO, E DE SUPORTE SECUNDÁRIO 135
10.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 135
10.4.2. PROBLEMAS E DIFICULDADES NA EXECUÇÃO DOS TRABALHOS 136
10.4.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 136
10.4.2.2. IRREGULARIDADES NA SUPERFÍCIE DO TÚNEL 137
10.4.2.3. ROTURAS NA TELA DA GEOMEMBRANA IMPERMEÁVEL 138
10.4.2.4. PORMENORES RELATIVOS À APLICAÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM NA BASE DAS SAPATAS 140
10.5. TRABALHOS A CÉU ABERTO 141
10.5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 141
10.5.2. SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA 141

10.5.3. SISTEMAS DE IMPERMEABILIZAÇÃO E DRENAGEM 143
10.5.4. ABERTURA TEMPORÁRIA NA ABOBADA DE 'CUT AND COVER' – MARÇO 2009 145
10.5.5. FECHO TRANSVERSAL DAS 'BOCAS' DO TÚNEL E ATERRO 145
10.6. TÉRMINO DOS TRABALHOS 146

11. CONCLUSÃO 147
11.1. ANÁLISE CRÍTICA DO CASO DE ESTUDO 147
11.2. CONCLUSÃO 149

ANEXO A – GEOLOGIA E GEOTECNIA 153
A.1. CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS 154
A.1.1. CLASSIFICAÇÃO DE TERZAGHI – ROCK MASS CLASSIFICATIONS 154
A.1.2. CLASSIFICAÇÃO DE DEERE – RQD (ROCK QUALITY DESIGNATION INDEX) 154
A.1.3. CLASSIFICAÇÃO DE WICKHAM – RSR (ROCK STRUCTURE RATING) 155
A.1.4. CLASSIFICAÇÃO DE BIENIAWSKI - RMR (ROCK MASS RATING) 156
A.1.5. CLASSIFICAÇÃO DE BARTON – Q (ROCK TUNNELING QUALITY INDEX) 158
A.2. MECÂNICA DOS SOLOS E ROCHAS – ROCK MASS PROPERTIES 162
A.2.1. TENSÕES *IN SITU* 162
A.2.2. TENSÕES INDUZIDAS 163
A.2.3. RESISTÊNCIA DAS ROCHAS 164
A.2.4. CRITÉRIO HOEK-BROWN 165
A.2.4.1. INTRODUÇÃO 165
A.2.4.2. CRITÉRIO DE ROTURA GENERALIZADO DE HOEK-BROWN 165
A.2.5. CLASSIFICAÇÃO GSI – GEOLOGICAL STRENGTH INDEX 168
A.2.6. FACTOR DE PERTURBAÇÃO - D 171
A.2.7. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE MOHR COULOMB A PARTIR DO CRITÉRIO DE HOEK BROWN 172
A.3. CRITÉRIOS DE ESCAVABILIDADE 173
A.3.1. CRITÉRIO DE FRANKLIN 173
A.3.2. CRITÉRIO DE KRISTEN 174

ANEXO B – MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS 175
B.1. MÁQUINAS TUNELADORAS – TBM'S DE ESCUDOS ABERTOS 176
B.2. TBM'S DE ESCUDOS FECHADOS COM CONFINAMENTO POR AR COMPRIMIDO 177

B.3. TBM'S DE ESCUDOS FECHADOS COM CONFINAMENTO POR FLUIDOS – SLURRY 177

B.4. TBM'S DE ESCUDOS FECHADOS COM CONFINAMENTO POR CONTRA-PRESSÃO DE TERRAS - EPB'S 178

ANEXO C – MÉTODOS DIMENSIONAMENTO DOS SISTEMAS DE SUPORTE PRIMÁRIO 181

C.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 182

C.2. CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS 182

C.2.1. CLASSIFICAÇÃO DE BIENIAWSKI - RMR 182

C.2.2. CLASSIFICAÇÃO DE BARTON ET AL - Q 184

C.2.3. MÉTODO DAS CURVAS CONVERGÊNCIA - CONFINAMENTO 186

C.2.4. MÉTODOS COMPUTACIONAIS 189

ANEXO D – CASO DE ESTUDO – VARIANTE DA TROFA, DA LINHA DO MINHO

ELEMENTOS AUXILIARES AO PROJECTO DE EXECUÇÃO 191

D.1. GEOLOGIA E GEOTECNIA 192

D.1.1. – ABRASIVIDADE, DUREZA E ESCAVABILIDADE 192

D.1.2. – PARAMETRIZAÇÃO DOS PARÂMETROS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS DE CÁLCULO 194

D.2. SECÇÕES TIPO – GEOMETRIA 198

D.2.1. – TÚNEL A CÉU ABERTO *"CUT AND COVER"* 198

D.2.2. – TÚNEL SUBTERRÂNEO 200

D.3. FASEAMENTOS CONSTRUTIVOS 201

D.4. ESTUDO DO RISCO DE ASSENTAMENTOS DE SUPERFÍCIE 205

D.4.1 – ÁREA CRITICA DE IMPLANTAÇÃO DO P40 205

D.4.2 – ASSENTAMENTOS VERTICAIS À SUPERFÍCIE DO PERFIL P40 205

D.4.3 – CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES MÁXIMAS 206

D.5. SISTEMA DE IMPERMEABILIZAÇÃO E DRENAGEM – DRENAGEM TRANSVERSAL 208

D.6. PLANTA E PERFIL LONGITUDINAL 209

ANEXO E – CASO DE ESTUDO – VARIANTE DA TROFA, DA LINHA DO MINHO

ELEMENTOS DA CLASSIFICAÇÃO DO MACIÇO NA FRENTE DE ESCAVAÇÃO 211

E.1. CARTA DE OBSERVAÇÃO DA FRENTE 212

E.2. CARTA DE CLASSIFICAÇÃO DO ÍNDICE RMR 214

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1 – Esquema de um diagrama de fogo (retirado de Mário Bastos [4]) 18

Fig.2 – Estado do maciço, danificado (A) ou não (B), após desmonte por explosivos..... 20

Fig.3 – Túnel a céu-aberto em construção 22

Fig.4 – Túnel a céu-aberto finalizado..... 22

Fig.5 – Diferentes métodos de desmonte parcial (retirado de Bastos [4])..... 25

Fig.6 – Escavação com galerias múltiplas [9]..... 26

Fig.7 – Escavação com túnel piloto [9] 26

Fig.8 – Rolo de Geomembrana de PEAD 40

Fig.9 – Geocompósito de PEAD entre dois geotêxteis 40

Fig.10 – Revestimento impermeabilizante típico num túnel 40

Fig.11 – Revestimento impermeabilizante no novo túnel da Variante da Trofa, da Linha do Minho (G.E.G. 2009) 41

Fig.12 – Métodos de ligação de geomembranas [14]..... 41

Fig.13 – Ligações simples e dupla por termofusão com cunha quente [14]..... 42

Fig.14 – Instrumentação e respectivos pontos de observação [4]..... 48

Fig.15 – Secções possíveis de medição de convergências [4] 49

Fig.16 – Zonas influência, respectivamente aos movimento do terreno, para diferentes profundidades de escavação [4] 52

Fig.17 – Implantação do traçado da Linha da Variante da Trofa, da Linha do Minho, sobre a antiga linha. (implantação sobre cartografia geográfica do Exercito Português, retirada em http://www.igeoe.pt/igeoesig/igeoesig.asp)..... 58

Fig.18 – Desenho esquemático com a distribuição dos diferentes tipos de suporte, pelos trechos respectivos ao longo do túnel..... 87

Fig.19 – Desenho esquemático com identificação dos avanços realizados e estimados, assim como a localização das principais ocorrências verificadas, até ao fim de Maio 2008..... 88

Fig.19 e 20 – Situação na frente Norte no dia 7 Maio ao Pk 1+640 (G.E.G. 2008) 88

Fig.21 e 22 – Situação na frente Norte no dia 9 Maio ao Pk 1+668 – presença das cambotas metálicas e enfilagens (G.E.G. 2008) 89

Fig.23 – Aplicação de betão projectado na frente Norte no dia 13 Maio ao Pk 1+665 (G.E.G. 2008)..89

Fig.24 – Vazios no preenchimento de betão projectado na frente Norte no dia 13 de Maio ao Pk 1+665 (G.E.G. 2008)..... 89

Fig.25 e 26 – Instalação do guarda-chuva na frente Sul no dia 30 Maio ao Pk 0+580 (G.E.G. 2008). 90

Fig.27 – Desenho esquemático com identificação dos avanços realizados e estimados, assim como a localização das principais ocorrências verificadas, até ao fim de Junho 2008..... 91

Fig.28 e 29 – Instalação de cambotas metálicas e posterior escavação do maciço a jusante após aplicação de betão projectado, frente Norte no dia 4 de Junho ao Pk 1+646 (G.E.G. 2008)..... 91

Fig.30 – Espaçadores, frente Norte, dia 5 Junho ao Pk 1+644 (G.E.G. 2008)..... 92

Fig.31 – Aplicação de pregagens, frente Norte, dia 17 Junho ao Pk 1+636 (G.E.G. 2008)..... 92

Fig.32 – Situação na frente de escavação Norte no dia 16 Junho ao Pk 1+638 (G.E.G. 2008)..... 92

Fig.33 – Situação na frente a céu aberto Norte, no dia 17 de Junho (G.E.G. 2008)..... 92

Fig.34 – Inicio da escavação da secção inferior, Frente Norte no dia 11 Junho até ao Pk 1+666 (G.E.G. 2008)..... 93

Fig.35 – Hasteal (G.E.G. 2008)..... 93

Fig.36 – Instalação da primeira secção de guarda-chuvas, Frente Sul, 4 Junho, Pk 0+580 (G.E.G. 2008)..... 93

Fig.37 – Inicio da escavação na frente Sul, 17 de Junho, Pk 0+581 (G.E.G. 2008)..... 93

Fig.38 e 39 – Escavação na frente Sul, 18 de Junho, Pk 0+582 (G.E.G. 2008)..... 94

Fig.40 – Situação na frente de escavação Sul no dia 24 Junho ao Pk 0+587 (G.E.G. 2008)..... 94

Fig.41 – Situação na frente a céu aberto Sul, no dia 24 de Junho (G.E.G. 2008)..... 94

Fig.42 – Pormenor de ligação entre Hasteal e cambota das abobadas, 13 Junho ao Pk 1+656 (G.E.G. 2008)..... 95

Fig.43 – Enfilagens dentro da secção escavada, 24 de Junho, Pk 0+587 (G.E.G. 2008)..... 95

Fig.44 – Desenho esquemático com identificação dos avanços realizados e estimados, assim como a localização das principais ocorrências verificadas, até ao fim de Julho 2008..... 96

Fig.45 – Pormenor de escavação, e estado de heteogeneidade do maciço, 4 Julho ao Pk 1+611 (G.E.G. 2008)..... 96

Fig.46 – Roçadora Eickoff no processo de escavação e remoção dos resíduos da mesma, 10 de Julho, Pk 1+602 (G.E.G. 2008)..... 96

Fig.47 – Aplicação de pregagens, 18 Julho ao Pk 1+593 (G.E.G. 2008)..... 97

Fig.48 – Infiltração de água a partir do ponto de aplicação de uma pregagem, 29 de Julho, Pk 1+569 (G.E.G. 2008)..... 97

Fig.49 – Estado do Túnel na Frente Norte, 31 Julho ao Pk 1+649 na secção inferior (G.E.G. 2008).. 97

Fig.50 – Estado da Escavação na Frente Norte, secção superior, 29 Julho, Pk 0+626 (G.E.G. 2008) 98

Fig. 51 – Estado da Escavação na Frente Norte, secção inferior, 30 Julho, Pk 0+595 (G.E.G. 2008) 98

Fig.52 – Sobreescavação ocorrida na frente de escavação Norte, no dia 22 de Julho ao Pk 1+584 (G.E.G. 2008)..... 99

Fig.53 – Solução à sobreescavação, 23 de Julho, Pk 1+584 (G.E.G. 2008)..... 99

Fig.54 – Desenho esquemático com identificação dos avanços realizados e estimados, assim como a localização das principais ocorrências verificadas, até ao fim de Agosto 2008..... 100

Fig.55 – Frente de escavação Norte, no dia 4 Agosto ao Pk 1+558 (G.E.G. 2008)..... 100

Fig.56 – Frente de escavação Norte, no dia 25 Agosto ao Pk 1+505 (G.E.G. 2008).....100

Fig.57 – Frente de escavação Sul, no dia 27 Agosto ao Pk 0+660 (G.E.G. 2008) 101

Fig.58 – Pormenor de pregagem, no dia 28 Agosto ao Pk 0+664 (G.E.G. 2008) 101

Fig.59 – Sobreescavação na parede do túnel após projecção de betão, dia 29 Agosto ao Pk 1+487 (G.E.G. 2008) 102

Fig.60 e 61 – Respectivamente aplicação de rede Malhasol e enchimento de betão projectado no tratamento a uma pequena sobreescavação, no dia 22 Agosto ao Pk 0+647 (G.E.G. 2008).....102

Fig.62 – Desenho esquemático com identificação dos avanços realizados e estimados, assim como a localização das principais ocorrências verificadas, até ao fim de Setembro 2008.....103

Fig.63 – Falha no tecto da abóbada do túnel, 1 de Setembro, Pk 1+480 (G.E.G. 2008).....103

Fig.64 – Aparência geral do túnel (frente Norte), dia 16 Setembro (G.E.G. 2008).....103

Fig.65 – Desmonte da secção inferior do túnel, 15 de Setembro, Pk 1+619 (G.E.G. 2008).....104

Fig.66 – Aparência geral do túnel, secção inferior na frente Norte, dia 19 Setembro, Pk 1+636 (G.E.G. 2008) 104

Fig.67 e 68 – Instalação de pregagens na frente de escavação Sul, no dia 26 Setembro,ao Pk 0+771 (G.E.G. 2008) 104

Fig.69 e 70 – Vista geral e pormenor de instalação de pregagens numa sobreescavação ocorrida na frente de escavação Sul, ao Pk 0+760, respectivamente nos dias 24 e 25 de Setembro, (G.E.G. 2008) 105

Fig.71 – Desenho esquemático com identificação dos avanços realizados e estimados, assim como a localização das principais ocorrências verificadas, até ao fim de Outubro 2008 106

Fig.72 – Aplicação da primeira secção de guarda-chuva, 9 de Outubro, Pk 0+787 (G.E.G. 2008)....107

Fig.73 – Aplicação de nova cambota, após escavação e projecção de betão, dia 14 Setembro, Pk 0+790 (G.E.G. 2008).....107

Fig.74 – Recomeço da escavação, após execução das enfilagens, 29 de Outubro, Pk 0+800 (G.E.G. 2008) 107

Fig.75 – Ligação entre hasteais e as cambotas metálicas da abóbada, 22 Outubro, Pk 0+609 (G.E.G. 2008) 107

Fig.76 – Aplicação de pregagens na sobreescavação, 13 Outubro, Pk 1+373 (G.E.G. 2008) 108

Fig.77 e 78 – Pormenores da aplicação de malhasol, na área de ocorrência de fendas, 19 Outubro, Pk 1+369 (G.E.G. 2008).....108

Fig.79 e 80 – Pormenores da aplicação de pregagens, na área da sobreescavação ocorrida, 21 Outubro, Pk 1+357 (G.E.G. 2008).....109

Fig.81 – Pormenores da reparação da sobreescavação ocorrida, 23 Outubro, Pk 1+357 (G.E.G. 2008) 109

Fig.82 e 83 – Desenhos esquemáticos com identificação dos avanços realizados e estimados, assim como a localização das principais ocorrências verificadas, até ao fim de Novembro e Dezembro 2008.....110

Fig.84 – Escavação parcial, 2 Dezembro, Pk 1+277 (G.E.G. 2008) 110

Fig.85 – Frente de escavação Sul, secção superior, 3 de Novembro, Pk 0+804 (G.E.G. 2008) 111

Fig.86 – Escavação da secção inferior, frente Sul, 10 Novembro, Pk 0+614 (G.E.G. 2008) 111

Fig.87 – Elevado número de pregagens, 25 de Novembro, Pk 0+826 (G.E.G. 2008)..... 112

Fig.88 – Secção inferior, frente Sul, 16 de Dezembro, Pk's 0+723 a 0+719 (G.E.G. 2008)..... 112

Fig.89 – Transição deficiente entre secções superior e inferior, Pk 0+685 (G.E.G. 2008)..... 113

Fig.90 e 91 – Desenhos esquemáticos com identificação dos avanços realizados e estimados, assim como a localização das principais ocorrências verificadas, respectivamente até ao fim de Janeiro e Fevereiro 2009..... 114

Fig.92 – Frente de escavação Sul, secção superior, 9 de Janeiro, Pk 0+885 (G.E.G. 2009) 115

Fig.93 – Secção inferior aproximadamente na zona do P40, 29 Fevereiro, Pk 0+787 (G.E.G. 2009) 115

Fig.94 – Sobreescavação, 23 Janeiro, Pk 0+918 (G.E.G. 2009) 116

Fig.95 – Aplicação de betão projectado na sobreescavação, 24 Janeiro, Pk 0+918 (G.E.G. 2009).. 116

Fig.96 – Inspecção da sobreescavação, 27 Janeiro, Pk 0+918 (G.E.G. 2009) 116

Fig.97 – Enchimento da sobreescavação com blocos e injecção de betão, 13 Fevereiro, Pk 0+918 (G.E.G. 2009) 116

Fig.98 – Enchimento dos vazios da sobreescavação com betão, 17 Fevereiro, Pk 0+918 (G.E.G. 2009)..... 117

Fig.99 – Escavação após sobreescavação, 20 Fevereiro, Pk 0+920 (G.E.G. 2009)..... 117

Fig.100 – Fissuras no revestimento de betão projectado, entre Pk 0+690 e 0+660 (G.E.G. 2009)... 117

Fig.101 e 102 – Desenhos esquemáticos com identificação dos avanços realizados e estimados, assim como a localização das principais ocorrências verificadas, respectivamente até ao fim de Março e Abril 2009..... 118

Fig.103 – Fixação dos blocos de polystyrol na sobreescavação, 9 de Março, Pk 1+100 (G.E.G. 2009) 119

Fig.104 e 105 – Fissuras no revestimento de betão projectado entre os Pk 1+136 e 1+106 (G.E.G. 2009) 119

Fig.106 – Varamento das secções superiores respectivas às frentes de avanço Sul e Norte, 16 Abril, Pk 1+035 (G.E.G. 2009)..... 120

Fig.107 e 108 – Pormenores do reperfilamento entre os Pk's 1+374 e 1+353, respectivamente a colocação das cambotas provisórias e as micro-estacas, 24 Abril (G.E.G. 2009) 121

Fig.109 – Aspecto do reperfilamento no dia 30 de Abril – primeiro lanço de enfilagens (G.E.G. 2009) 121

Fig.110 a 113 – Desenhos esquemáticos com identificação dos avanços realizados e estimados, assim como a localização das principais ocorrências verificadas, desde Março ao fim de Agosto 2009..... 122

Fig.114 – Situação da escavação no dia 7 de Agosto, entre os Pk1+340 e 1+345 (G.E.G. 2009).... 123

Fig.114 e 115 – Pormenores do reperfilamento entre os Pk's 1+374 e 1+353, respectivamente a colocação das cambotas provisórias e as micro-estacas, respectivamente nos dias 6 e13 de Maio (G.E.G. 2009) 124

Fig.116 – Execução da soleira invertida, na zona de reperfilamento, 21 Agosto (G.E.G. 2009) 124

Fig.117 e 118 – Sobreescavação numa parede, ocorrida ao Pk 1+474, respectivamente antes de depois do seu tratamento, no dia 20 de Julho (G.E.G. 2009).....125

Fig.119 e 120 – Pormenores relativos ao tratamento da sobreescavação ocorrida entre os Pk 1+380 e 1+377, respectivamente à aplicação da rede malhasol, no dia 30 de Julho (G.E.G. 2009).....125

Fig.121 – Aspecto final da sobreescavação ocorrida entre os Pk 1+380 e 1+377, após tratamento, 30 de Julho (G.E.G. 2009) 126

Fig.122 e 123 – Pormenores de uma sobreescavação ocorrida numa parede entre os Pk 1+320 e 1+337, respectivamente nos dias 4 e 5 de Agosto (G.E.G. 2009) 126

Fig.124 e 125 – Pormenores de uma sobreescavação ocorrida numa parede entre os Pk 1+349 e 1+352, no dia 12 de Agosto, respectivamente obtidas em perspectivas opostas (G.E.G. 2009) 127

Fig.126 – Sobreescavação ocorrida numa parede entre ao Pk 1+485, no dia 24 de Agosto, (G.E.G. 2009) 127

Fig.127 e 128 – Pormenores de tratamento da sobreescavação ocorrida entre os Pk 1+380 e 1+500, respectivamente à aplicação imediata de betão projectado no dia 25 de Agosto, e posterior colocação de malhasol no dia 26 (G.E.G. 2009).....128

Fig.129 – Armação das sapatas, 19 Maio (G.E.G. 2009) 129

Fig.130 – Escavação de secção inadequada de suporte primário, 28 Maio (G.E.G. 2009).....129

Fig.131 e 132 – Pormenores do processo de execução das sapatas, 4 Junho (G.E.G. 2009) 129

Fig.133 e 134 – Pormenores do processo de escavação e aterro nas zonas das sapatas, 17 Junho (G.E.G. 2009) 130

Fig.135 e 136 – Pormenores das infiltrações de água consequentes do processo de escavação para fundação das sapatas, 15 Junho, aprox. Pk 1+156 (G.E.G. 2009) 130

Fig.137 e 138 – Pormenores de mini sobreescavações na zona afecta à execução dos Nichos, 17 Julho, Pk 1+090 (G.E.G. 2009) 131

Fig.139 e 140 – Transições inadequadas entre secções superior e inferior, respectivamente entre os Pk 1+186 e 1+578 no dia 2 de Junho e no Pk 1+118 no dia 30 de Junho (G.E.G. 2009) 132

Fig.141 e 142 – Espaçamentos reduzidos, Pk 0+680 e, dia 19 de Maio (G.E.G. 2009) 133

Fig.143 e 144 – Desprendimentos no revestimento de betão projectado, respectivamente no Pk 1+490 no dia 3 de Junho e no Pk 1+328 no dia 24 de Julho (G.E.G. 2009) 133

Fig.145 e 146 – Pormenores relativos a insuficiência da espessura de betão projectado do revestimento primário, devido infiltrações de água, entre os Pk 1+190 e 1+195, 27 de Julho (G.E.G. 2009) 134

Fig.147 – Espessura insuficiente de recobrimento aos hasteais, 23 Junho (G.E.G. 2009) 134

Fig.148 – Fissura na parede do túnel, entre os Pk 1+358 e 1+349, 22 Julho (G.E.G. 2009).....134

Fig.149 e 150 – Irregularidade dos revestimentos de betão projectado, registadas no dia 28 de Agosto, respectivamente entre os Pk 1+478 e 1+450 e entre os PK 1+620 e 1+580 (G.E.G. 2009)..135

Fig.151 – Vista geral do túnel, englobando o processo de aplicação do sistema de impermeabilização e drenagem (G.E.G. 2009) 136

Fig.152 – Pormenor do processo de aplicação dos geotêxteis numa zona de transição irregular, na proximidade de um Nicho (G.E.G. 2009) 137

Fig.153 e 154 – Pormenores do processo de aplicação dos geotêxteis, em zonas de saliências no revestimento de betão projectado (G.E.G. 2009)..... 137

Fig.155 – Fixação de geotêxtil em superfície de revestimento irregular (G.E.G. 2009) 138

Fig.156 – Espaçamento insuficiente (G.E.G. 2009) 138

Fig.157 e 158 – Pormenores de situações de espaçamentos insuficientes para a colocação do sistema de impermeabilização e drenagem (G.E.G. 2009) 138

Fig.159 e 160 – Pormenores relativos aos trabalhos de aplicação da geomembrana impermeável (G.E.G. 2009) 139

Fig.161 e 162 – Espaçadores colocados na colocação da geomembrana impermeável (G.E.G. 2009)..... 139

Fig.163, 164 e 165 – Rotura e fissuras na geomembrana impermeável (G.E.G. 2009)..... 140

Fig.166 – Pormenor relativo à instalação do sistema de impermeabilização e drenagem na base das sapatas, em situação de reduzido espaço de operabilidade e consequente dificuldade (G.E.G. 2009)..... 140

Fig.167 – Pormenor relativo à instalação e estanqueidade dos tubos de drenagem na base das sapatas (G.E.G. 2009)..... 141

Fig.168 – Pormenor relativo à selagem da geomembrana (G.E.G. 2009)..... 141

Fig.169 e 170 – Situações relativas à execução dos trechos a céu aberto, frente Sul (G.E.G. 2009) 142

Fig.171 – Sistema de cofragem (G.E.G. 2009) 142

Fig.172 – Trabalho de armação do túnel a céu aberto Sul (G.E.G. 2009)..... 142

Fig.173 – Cofragem superior do túnel a céu aberto, frente Sul (G.E.G. 2009)..... 142

Fig.174 – Secção interior do túnel a céu aberto, após sua betonagem, frente Sul (G.E.G. 2009)..... 142

Fig.175 – Passagem do sistema de cofragem do trecho a céu aberto Sul para o trecho subterrâneo (G.E.G. 2009) 143

Fig.176 e 177 – Vista geral e pormenor, respectivamente, da aplicação do sistema de impermeabilização e drenagem no sob o trecho de túnel a céu aberto (G.E.G. 2009)..... 143

Fig.178 e 179 – Pormenores respectivos à abertura temporária executada no topo do túnel a céu aberto (G.E.G. 2009) 144

Fig.180 e 181 – Pormenores respectivos ao fecho transversal do túnel a céu aberto (G.E.G. 2009) 144

Fig.182 e 183 – Aspecto das frentes Sul e Norte, respectivamente no fim de Agosto (G.E.G. 2009) 145

Fig.184 e 185 – Pormenores respectivo ao acabamento dos trabalhos no Portal Sul, Julho 2010 (Luís Miguel [38]) 145

Fig.186 – Aspecto do Portal Norte, Agosto 2010 (Luís Miguel [38]) 146

Fig.187 – Aspecto do Portal Sul, Agosto 2010 (Luís Miguel [38]) 146

Fig.188 – Esquema ilustrativo da distribuição das sobreescavações e reperfilamento ao longo da extensão do túnel subterrâneo 147

Fig.189 – Esquema ilustrativo da distribuição das sobreescavações/reperfilamento e tipos de revestimento primário, o longo da extensão do túnel subterrâneo 148

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Tabela 1 – Prospecção de campo, ensaio e respectivos parâmetros 11

Tabela 2 – Caracterização complementar, ensaios Laboratoriais e respectivos parâmetros 12

Tabela 3 – Critérios de Escavabilidade [4].....16

Tabela 4 – Roturas típicas dadas para escavação de túneis [9].....30

Tabela 5 – Problemas típicos para diferentes tipos de obras subterrâneas [9] 31

Tabela 6 – Intervenientes no projecto da Nova Variante da Linha da Trofa, da Linha do Minho.....59

Tabela 7 – Classificação do maciço rochoso, efectuada no estudo patenteado a concurso [20] 63

Tabela 8 – Parâmetros finais de cálculo [20] 63

Tabela 9 – Pontos quilométricos dos emboquilhamentos e extensões dos diferentes trechos [20] 64

Tabela 10 – Resultados dos deslocamentos previstos [20].....78

Tabela 11 – Limites de Atenção [20].....81

Tabela 12 – Limites de Alarme [20] 81

Tabela 13 – Resumo das extensões dos avanços de escavação e respectivos tipos de suporte primário aplicados, ao longo dos meses considerados, para a Frente de escavação Norte 86

Tabela 14 – Resumo das extensões dos avanços de escavação e respectivos tipos de suporte primário aplicados, ao longo dos meses considerados, para a Frente de escavação Sul.....87

1
INTRODUÇÃO

1.1. PREÂMBULO

Túneis são entendidos como passagens subterrâneas, cujo objectivo é o de facilitar o atravessamento de certas barreiras naturais. Estas são normalmente rios, montanhas, ou mesmo barreiras artificiais, como o edificado de uma população ou mesmo outras vias de comunicação existentes.

Podemos compreender que actualmente a construção de túneis é bastante vantajosa. Uma dessas vantagens é a possibilidade de encurtar distâncias em vias de comunicação, que caso tivessem que contornar todos os obstáculos seriam muito mais extensas e dispendiosas. Também a possibilidade de os transportes Metropolitanos poderem circular livremente dentro das cidades a nível inferior dos arruamentos, evitando a larga construção à superfície de infra-estruturas alternativas, minimizando assim grande parte do impacto visual na paisagem assim como os impactos ao próprio quotidiano das cidades, impondo este meio de transporte para o domínio subterrâneo e ao mesmo tempo fazendo face a meios alternativos de transporte público nas grandes áreas metropolitanas que são características de elevados níveis demográficos e consequente tráfego automóvel.

1.2. OBJECTIVOS DO TRABALHO

Esta dissertação teve como principal objectivo o estudo e análise de um projecto de um túnel, pretendendo principalmente a identificação de situações críticas, o seu desenvolvimento em obra. O trabalho executado teve o interesse de demonstrar as metodologias e tecnologias utilizadas no caso de estudo, em especial o tratamento dos problemas verificados, em termos de causas e soluções assim como um contraste com o que constava no projecto de execução.

Pretendeu-se apontar algumas diferenças entre as realidades de Projecto e Obra, que especialmente no caso de obras subterrâneas, ocorrem com frequência, devido às dificuldades a elas associadas, e realçar as soluções adoptadas em Obra, consoante a ocorrência de situações negativas, não previstas.

Para conseguir este objectivo começou por ser sintetizado neste documento, as noções teóricas, as metodologias e tecnologias, normalmente associadas com obras subterrâneas, especificamente no caso de Túneis. Posteriormente, a partir dos documentos relativos ao projecto de Execução do caso de estudo, foi realizada uma descrição e síntese dos pontos fundamentais deste, expondo os critérios de ataque à obra, assim como uma justificação dos mesmos. Por fim, com base em várias conversas com projectistas, e elementos ligados intrinsecamente à execução da Obra, pretendeu-se analisar questões críticas que ocorreram durante a execução dessa, apontar as suas causas e soluções, assim como referido anteriormente, tentar estabelecer uma correlação entre as realidades de Projecto e Obra.

Este documento encontra-se para além deste, estruturado em onze capítulos, num total de doze, mas pode ser dividida essencialmente em duas partes. Uma primeira, respectiva à síntese dos fundamentos teóricos ou práticos, relativamente a processos construtivos, métodos de controlo, etc., necessários ao leitor entender os aspectos abordados, respectivamente ao estudo realizado sobre o caso de estudo. Nesta parte, incluem-se um conjunto de capítulos, do dois ao nove, que começaram por introduzir de uma ligeiramente a evolução deste tipo de obras (capitulo 2), conceitos geológicos e geotécnicos incluindo uma referência à constituição do Projecto Geotécnico (capitulo 3), as metodologias e conceitos utilizadas para a construção de túneis, nomeadamente os principais métodos de desmonte do maciço (capitulo quatro), principais meios de sustentação de túneis (capitulo 5), os sistemas complementares utilizados nestas obras, nomeadamente os de impermeabilização e drenagem, ventilação e segurança contra incêndios (capitulo 6), métodos de controlo e qualidade (capitulo 7) e ainda uma abordagem específica a elementos particulares a túneis férreos para alta velocidade (Capitulo 8).

Numa segunda parte, após a introdução ao tema e seus fundamentos, será abordado o caso de estudo, nomeadamente a Variante da Trofa, da Linha do Minho, onde será apresentado sintetizadamente os pontos principais do Projecto de Execução (capitulo 9), de modo a poder ser comparado com o acompanhamento da execução do mesmo, em estado de Obra (Capitulo 10). Neste, o será realizada uma documentação fotográfica e cronológica da execução do Túnel referido, permitindo apreciar, durante o período de execução, a forma como se deram e quais os principais avanços realizados, analisando as situações críticas verificadas. Por fim, foi elaborada a conclusão do trabalho, fazendo uma análise crítica das duas realidades estudadas, de Projecto e Obra, apontando o resumo dos principais pontos negativos identificados, permitindo uma visão mais alargada desta questão, ao mesmo tempo permitindo uma recolha de um *'know how'* de natureza útil para obras futuras, da mesma natureza.

2

TÚNEIS – EVOLUÇÃO E NOÇÕES GERAIS

2.1. HISTÓRIA E EVOLUÇÃO DOS TÚNEIS

2.1.1. INTRODUÇÃO

Actualmente quando se pensa em túneis, pensa-se em grandes e modernas passagens rodoviárias ou ferroviárias. Ora, no entanto os túneis são uma das formas de construção mais antigas da humanidade. Os usos deste tipo de construção foram variando ao longo dos séculos até às gigantes proezas de engenharia que são actualmente.

2.1.2. HISTÓRIA ANTIGA

É sabido que todas as grandes antigas civilizações desenvolveram métodos de escavação de túneis. É considerado como provável que até povos pré-históricos tenham sido os primeiros a desenvolver métodos de escavação de túneis ao procurarem alargar as suas cavernas naturais. Na Babilónia, túneis foram usados extensivamente para irrigação agrícola. Foi ainda construída por volta dos anos 2180 até 2160 BC um longo túnel com cerca de 900m de uso pedonal que conectava o palácio real ao templo. Para a construção deste túnel foi necessário desviarem o rio durante a época seca.

Os Egípcios desenvolveram técnicas para cortarem rochas macias com serras de cobre e brocas de cana oca, ambos envoltos num abrasivo. A técnica foi usada inicialmente para extrair blocos de pedra e posteriormente para escavarem grandes templos dentro de rochedos.

Os Gregos e Romanos tiraram grande partido da execução de túneis, principalmente para reclamarem pântanos através de drenagens e para aquedutos subterrâneos, assim como para extracção mineira. De referir que os Romanos em AD 45 fizeram um túnel com uma extensão de 5,6 km, com secções a mais de 120 metros de profundidade, para dragarem o Lago Fucino de modo a impedirem as cheias na área. É ainda de referir que métodos de levantamento (através da linha de corda e prumo) começaram a ser implementados nesta época. Os túneis também começaram a avançar a partir de uma sucessão de eixos verticais escavados de modo a fornecerem ventilação. Para evitarem a necessidade de revestimento aos túneis, estes foram maioritariamente escavados em maciços Rochosos razoavelmente fortes. Para tal recorreram a uma técnica que consistia em fracturar estes maciços através de um arrefecimento brusco com água após um aquecimento dos mesmos com fogo. Os métodos de ventilação eram primitivos, frequentemente limitados ao abanar de uma lona na boca do túnel e dos eixos de ventilação. A maior

parte dos túneis construídos colheram as vidas de centenas e até talvez milhares de escravos que eram usados como trabalhadores.

2.1.3. DESDE A IDADE MÉDIA ATÉ AO PRESENTE

A construção de túneis durante a idade média deveu-se principalmente para satisfazer necessidades mineiras ou militares. Por isso, a seguinte grande inovação nasceu na necessidade de satisfazer a crescente procura nos serviços de transporte Europeus no século dezassete. Sem estradas ou caminhos-de-ferro para transportar matérias-primas desde as áreas rurais ou de locais de extracção (como por exemplo minas) até às cidades, a solução foi a construção de sistemas de canais aquáticos que se estendiam por grandes distâncias, possibilitando o transporte de grandes quantidades de materiais e produtos através de barcos que circulavam nestes canais.

No entanto os Canais foram caindo em desuso com o aparecimento dos caminhos-de-ferro por volta do ano 1830. Esta nova forma de transporte induziu um grande aumento no número de túneis, devido á proliferação deste tipo de transporte pelo globo. Isto deveu-se ao facto de altas velocidades permitidas por este sistema de transporte e pelas próprias máquinas necessitar de reduzidas curvaturas no seu trajecto assim como reduzidas inclinações, levando a que fosse mais vantajoso ultrapassar determinado obstáculo por meio de um túnel do que aumentar o trajecto de modo a evitar estas barreiras físicas.

Muito trabalho pioneiro em túneis para caminhos-de-ferro foi realizado a partir de então. Começaram a ser construídos grandes túneis ferroviários que iriam permitir o desenvolvimento de grandes avanços nas tecnologias de tunelação. Desde os mecanismos e ferramentas de desmontagem de terreno (brocas, explosivos, etc.) ao próprios métodos de construção e trabalho, planeamento da Obra e recursos.

Com o avançar dos anos, surgiram projectos ambiciosos, de túneis com elevada extensão, elevada profundidade, em condições geológicas desfavoráveis, que por sua vez levaram a que fossem considerados problemas que antes não eram tão relevantes. Desde problemas como o da ventilação, às altas pressões presentes nos maciços rochosos a grandes profundidades, infiltrações de água ou ainda a própria caracterização geológico e geotécnica, que ao prever insuficientemente as características na Obra deram origem a graves desabamentos e inundações.

No entanto, foi ao procurar a solução para estes problemas que se deram origem a novas e variadas técnicas, metodologias de trabalho e soluções tecnológicas que levaram a que hoje a construção de túneis apresente superiores níveis de segurança e performance. [1]

2.2. NATUREZA E TIPOLOGIA DOS TÚNEIS

2.2.1. INTRODUÇÃO

Basicamente um túnel pode ser considerado como uma secção tubular que passa por solo ou rocha. As técnicas de construção e os próprios equipamentos sofreram grandes evoluções ao longo do tempo, no entanto construir um túnel é ainda um dos maiores desafios no ramo da Engenharia Civil.

Isto deve-se ao facto de se trabalhar em meio subterrâneo, que não é visível, e por isso não pode ser perfeitamente caracterizado. É neste contexto que a importância da Geologia e Geotecnia ganha especial ênfase. São estas, especialmente a última, que vão caracterizar a natureza dos solos ou rochas nos quais se pretende escavar o túnel. Tal caracterização assume tal importância, que será esta a

principal determinante para o tipo de construção e metodologia que serão empregues, assim como o dimensionamento dos elementos constituintes do túnel, nomeadamente os sistemas de suporte.

2.2.2. DIFERENTES TIPOS DE TÚNEIS

Os túneis podem ser agrupados, para além do tipo de uso (rodoviários, ferroviários, etc.), em quatro diferentes tipos dependentes da natureza do material que é pretendido atravessarem, nomeadamente solos moles (solos e ou Rochas muito fracas), rochas duras, rochas moles, submersos (escavados sob rios, lagos, etc.).

Enquanto cada um destes tipos é significativo de diferentes métodos de escavação e tipos de suporte, é certo que em todas as obras de escavação de túneis estão implícitas certas operações básicas que são comuns. São elas a Investigação, Escavação, Transporte de materiais, sistema de Suporte e controlo ambiental.

É de notar que estas operações e consequentemente as metodologias e técnicas de construção aplicadas, vão ser influenciadas por outros factores. De facto não é determinante apenas o tipo de material a atravessar mas também em grande parte o próprio uso a que o túnel se destina.

Se pensarmos entre túneis para exploração mineira ou túneis para projectos de Engenharia Civil, estes implicam os mesmos procedimentos básico, no entanto o dimensionamento relativamente à durabilidade, consequente dos diferentes usos destinados a cada túnel, serem bastante diferentes. Túneis destinados à exploração mineira têm sido planeados apenas com base em custos mínimos para efeitos temporários da extracção dos minérios. Por contraste, os túneis de Engenharia Civil ou túneis para uso público envolvem um uso humano permanente, o que por sua vez leva que a concepção dos respectivos túneis seja virada para critérios de segurança bastante superiores, virados para um uso permanente e com os custos associados bastante elevados.

São no entanto as condições geológicas o factor determinante á decisão de aceitar os diferentes métodos de construção, assim como a própria possibilidade de implantar os diferentes tipos de projecto possíveis para a secção dos túneis. É sabido que ao longo da história da construção de túneis, são vários os momentos em que, um encontro súbito com condições geológicas inesperadas, causaram longas paragens, onde métodos construtivos ou sistemas de suporte, foram adaptados às novas condições, causando consequentemente grandes aumentos em custos e tempo.

3

GEOLOGIA E GEOTECNIA – PROJECTO GEOTÉNICO

3.1. GEOLOGIA E GEOTECNIA

A execução de uma obra de túneis é um dos projectos mais desafiantes na área da engenharia civil. Isto deve-se ao facto de que tais construções são efectuadas em meio subterrâneo, dai que seja impossível conhecer com total certeza as características do ambiente em que a obra se vai processar.

A prospecção e a caracterização geotécnica, tornam-se então fundamentais na concepção e construção de um túnel, influenciando todas as fases subsequentes, tanto as de projecto como as de execução destas obras. Estas operações de reconhecimento e caracterização servem para se poder 'mapear' as condições subterrâneas nas quais se vai abrir o túnel, pretendendo-se por isso caracterizar ao máximo os diferentes tipos de materiais constituintes do maciço em termos de espessura do estrato, resistência, plasticidade, permeabilidade, etc. Também é necessária uma previsão da existência de condicionalismos como a presença de falhas geológicas, ou a presença pontual de um estrato com características contrastantes com o resto do maciço ou ainda a presença de um lençol freático entre outros.

Para ultrapassar este obstáculo, ou seja, para poder caracterizar eficazmente o maciço a escavar foram desenvolvidos ao longo do tempo um conjunto de métodos e ensaios de caracterização assim como sistemas classificativos que assistem a uma escolha ponderada sobre os métodos a seguir para a concretização da obra.

Estes métodos, imprescindíveis na qualidade do reconhecimento geotécnico, vão permitir aos diferentes especialistas a adopção de alternativas e critérios de cálculo menos conservativos, é de salientar que a sua veracidade e importância tem como base uma competente execução. De salientar que para estes métodos cumpram os seus objectivos, é fundamental que sejam executados por geólogos, engenheiros, geofísicos e técnicos, competentes e experientes, que garantam qualidade ao reconhecimento efectuado.

Será então tendo como base a caracterização geológico-geotécnica dos terrenos, que os técnicos envolvidos terão de conceber e optar pelos métodos apropriados de construção, bem como prever soluções adequadas para as opções escolhidas.

3.2. RECONHECIMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

3.2.1. INTRODUÇÃO

O reconhecimento de um determinado maciço rochoso, tendo como objectivo a construção de um túnel, inclui a sua modelação geológica e geomecânica, de onde vai resultar a concepção de um perfil geológico-geotécnico. O perfil resultante, consiste num corte ao longo do eixo do túnel, no qual é disposta a informação conseguida pelos métodos de prospecção.

Este perfil no entanto não ficará inalterado, de facto deverá ser complementado e actualizado durante a fase de construção, perante o acesso directo ao maciço na frente de escavação, permitindo assim afinação de métodos, redimensionamento de estruturas de suporte ou ainda adoptar soluções para ultrapassar eventuais acidentes geológicos imprevistos no projecto.

3.2.2. RECONHECIMENTO PRELIMINAR

Numa fase prévia do projecto, um reconhecimento global do maciço é fundamental. Este vai ser de grau relativamente incerto, obtido por técnicas de prospecção com respectivo grau de incerteza, que será insuficiente para cálculos de dimensionamento ou decisões metódicas quanto aos processos de escavação, mas suficiente para a caracterização da geologia, tectónica e hidrogeologia. [2], [3]

Será de referir que esta primeira fase de reconhecimento tem ainda como objectivo permitir o planeamento das fases subsequentes de prospecção, bem como elaborar uma primeira estimativa dos custos associados às restantes actividades de caracterização.

Os métodos de investigação empregues nesta fase são de cariz fundamentalmente interpretativos, requerendo um elevado grau de experiência e especialização dos técnicos e equipamentos a utilizar. Estes métodos passam pela consulta de elementos existentes, a caracterização geológica à escala regional, a interpretação fotogeológica, a cartografia geológica de superfície, o estudo hidrogeológico, as classificações geomecânicas e o estudo da fracturação. Estes meios de análise permitem por vezes já uma considerável estimativa de parâmetros quantificáveis, como o grau de alteração, a posição aproximada do nível freático, a densidade e orientação das diaclases, os índices RMR (de Bieniawski) e Q (de Barton), etc. [4]

É então conseguida nesta fase a obtenção de importante informação para a caracterização, nomeadamente em aspectos como a morfologia e litologia do maciço rochoso, a estratigrafia do mesmo, o número e posição dos aquíferos e a localização de possíveis acidentes geológicos e grutas presentes no maciço em estudo no qual se prevê o atravessamento pelo túnel. Assim, após a obtenção destes elementos será possível uma elaboração preliminar do perfil geotécnico que deverá ter bem assinalado estes elementos assim como possíveis constrangimentos e pontos críticos do projecto geotécnico. [2]

Com base neste perfil geotécnico preliminar deve ser avaliada a viabilidade global do projecto, assim como possíveis alternativas ao traçado, sempre que as características da obra o permitam, de forma a evitar os constrangimentos identificados, transferindo o projecto para zonas mais favoráveis à execução da obra ou mesmo avaliar a viabilidade global do projecto. Ainda deve ser salientado que é após a elaboração desta caracterização prévia que se vão planear então as actividades e métodos de prospecção, assim como serão definidos os métodos e os locais apropriados para os desenvolver. [4], [5]

3.2.3. PROSPECÇÃO DE CAMPO

3.2.3.1. INTRODUÇÃO

Esta fase de prospecção como o nome indica, está relacionada principalmente com métodos de análise realizados localmente, ou seja, sobre o maciço a estudar. Pretende dar continuidade aos estudos e análise anterior e vai servir de como elemento ao Projecto Base.

Os estudos a realizar nesta fase deverão incidir sobre as áreas definidas na fase anterior e têm como objectivo a elaboração de um modelo geológico-geotécnico que retrate as características do maciço envolvido para a construção do túnel. É de salientar que nesta fase os estudos serão elaborados por meio de técnicas e aparelhos de precisão satisfatória a uma clara caracterização, sendo aplicados criteriosamente em determinadas zonas críticas identificadas na fase anterior e em maior exaustão em zonas nas quais suscitem dúvidas. [4]

Podem ser divididos os métodos e técnicas normalmente utilizadas nesta fase em três distintos grupos, sendo eles a prospecção geofísica, a prospecção mecânica e os ensaios in situ.

3.2.3.2. PROSPECÇÃO GEOFÍSICA

A prospecção geofísica, como o nome indica tem como base o uso princípios e fundamentos físicos no estudo do maciço. É caracterizada pelo uso de técnicas indirectas e interpretativas na detecção das anomalias verificadas nos maciços. Neste âmbito é de referir que em geotecnia existem vários métodos, onde são destacados os métodos sísmicos, eléctricos e electromagnéticos e, esporadicamente, a gravimetria e a magnetometria (para detectar cavidades). Aquando se pretende estudar determinado problema ou incógnita, deverão ser aplicados métodos mais específicos correspondentes ao que é pretendido. Como os diferentes métodos tem implícitos certas limitações, o planeamento da sua utilização deverá ser avaliado conforme as vantagens e desvantagens dos mesmos, de modo a obter uma eficaz caracterização tendo em conta os recursos disponíveis. [4]

Neste âmbito, os métodos mais utilizados são os sísmicos, podendo este separar-se, conforme o tipo de ondas utilizadas, em ensaios sísmicos directos, de refracção ou reflexão. O mais usado em obras geotécnicas é o ensaio sísmico de refracção, pois este método é usado para detectar e caracterizar espessuras do maciço e solos de cobertura assim como anomalias entre diferentes estratos (grutas ou outro tipo de vazios), na ordem da dezena de metros, permitindo ainda identificar em maciços brandos a posição do nível freático. Este método apresenta como principal vantagem o seu baixo custo associado, mas tem como limitação a sua inadequação geralmente para profundidades superiores a 20 m ou quando camadas menos densas se encontrem a maiores profundidades. Este método é utilizado, preferencialmente, na caracterização da camada de alteração das zonas de emboquilhamento dos túneis, uma vez que se tratam de pontos críticos para a execução. [2], [4]

Ainda, o ensaio sísmico directo, nomeadamente o ensaio sísmico entre furos, é também muito útil para caracterizações locais em obras geotécnicas. Comparativamente ao outros métodos tem como vantagem o facto de que existe menor influência perturbadora dos terrenos de cobertura, uma diminuição do trajecto das ondas sísmicas, o que implica que as ondas que primeiro chegam aos receptores são as ondas directas, que se processam de forma rectilínea e que são tanto mais fiáveis quanto menor a distância percorrida (maior distância implica maior probabilidade de ondas obliquas poderem ser refractadas e chegarem ao receptor antes das ondas directas).

Os métodos eléctricos compreendem um vasto conjunto de técnicas, destacando-se, como principais na aplicação a túneis, as que avaliam a resistividade aparente dos terrenos. São característicos desses

métodos a sua especial adequabilidade para a detecção de aspectos importantes na caracterização do maciço rochoso, como sejam as falhas ou a posição dos níveis freáticos ao longo do traçado do túnel. Os métodos electromagnéticos têm o mesmo campo de aplicação dos eléctricos, podendo utilizar geo-radares para a obtenção de perfis de reflexão de ondas electromagnéticas. [2], [6]

3.2.3.3. PROSPECÇÃO MECÂNICA

Quanto à prospecção mecânica, esta consiste principalmente na execução de sondagens de prospecção, sendo este método mais utilizado e importante no reconhecimento geotécnico, podendo ainda incluir poços e/ou galerias. As sondagens de prospecção, uma vez que contacta directamente com o local de execução da obra, possuem grandes vantagens pois permitem a realização de ensaios no local e a recolha de amostras para ensaios posteriores. No entanto têm como factor negativo o seu elevado custo e a sua natureza pontual, o que implica uma posterior e cuidada interpretação para elaboração dos perfis geológico-geotécnicos.

Normalmente para proceder à amostragem, são utilizados aparelhos próprios, amostradores, que variam entre si dependendo do tipo de terreno a que se destinam assim como o seu modo de funcionamento interno, sendo normalmente separados por meios de amostragem por cravação ou por moldagem, tendo respectivamente as suas vantagens e desvantagens, especialmente quanto à qualidade dos tarolos de amostragem, o seu grau de fracturação associado, etc.

Estas sondagens são efectuadas em pontos críticos ou em zonas devidamente seleccionadas previamente, após estudos dos perfis geológico-geotécnicos anteriores. São normalmente aplicadas em zonas nas quais se prevêem características mais adversas ou locais susceptíveis de dúvidas na sua caracterização, e são distribuídas de forma de um padrão equidistante.

Será de referir que este critério de localização não é o melhor para todos os maciços, servindo perfeitamente em maciços homogéneos, mas permitindo uma caracterização insuficiente para maciços com forte heterogeneidade, em que a concentração das sondagens deverá seguir um critério mais ponderado. De facto, nestes casos, as sondagens devem procurar uma optimização sobre a forma da sua localização e orientação, de modo a incidir em zonas de falhas, cavalgamentos, de carsificação ou outros acidentes geológicos de forma a obter um máximo de informação sobre estas estruturas complexas que se tornam de importância fulcral aquando no projecto de um túnel. Devido a estes factores, o número de sondagens a efectuar num projecto não é um valor estático, mas deve ser em função das características e dificuldade da obra. [2], [4]

3.2.3.4. ENSAIOS *IN SITU*

Os ensaios *in situ*, com o evoluir dos meios e da tecnologia, têm vindo a adquirir uma grande importância relativamente aos ensaios laboratoriais. Este facto prende-se com a dificuldade de obtenção de amostras inalteradas e com o efeito de escala evidenciado pelos maciços rochosos, onde se torna pouco exequível a recolha de amostras com dimensão suficiente para serem representativas da compartimentação e heterogeneidade do maciço rochoso. [7], [4]

Neste conjunto de ensaios procura-se principalmente a obtenção de parâmetros correlacionáveis com a resistência à compressão simples, resistência ao corte e resistência ao deslizamento de diáclases assim como apurar as características do maciço no que respeita à permeabilidade, deformabilidade e resistência. São ainda efectuados com frequência ensaios que permitem um apuramento da estratigrafia ao mesmo tempo que permitem a caracterização mecânica dos maciços.

Para a obtenção dos parâmetros pretendidos, existe uma vasta gama de equipamentos disponíveis que deverão sofrer uma selecção adequada, consoante o maciço em causa, as condições existentes e a finalidade pretendida. De seguida é apresentada uma listagem que traduz a maioria das técnicas aplicadas *in situ* para caracterização geotécnica.

RECONHECIMENTO DE CAMPO	
Prospecção geofísica	Método eléctrico - Resistividade eléctrica Método electromagnético Método sísmico de reflexão Método sísmico de refracção Método sísmico directo - Cross hole Método do radar
Prospecção mecânica	Carotagem - Amostragem
Ensaios *In Situ*	Ensaio LeFranc Ensaio Lugeon Ensaio SPT Ensaios CPT/CPTU/SCPTU Ensaio FVT – Vane Test Ensaio PLT – carga em placa Ensaio DMT – Dilatómetro de Marchetti Ensaio PMT – Pressiómetro de Ménard Ensaio SBPT – 'Self Boring Pressumeter Test'

Tabela 1 – Prospecção de campo, ensaio e respectivos parâmetros

Após a realização destes trabalhos e uma cuidada análise dos seus valores resultantes, procede-se à elaboração de um perfil geotécnico, ainda não definitivo, mas onde deverão já estar respondidas a maioria das questões relativas à identificação e caracterização das estruturas presentes no maciço em estudo. É de apontar que a interpretação e consequente parametrização deste perfil deverá ser algo elaborado e rigoroso, e por isso de responsabilidade correspondente que entende a sua realização por técnicos que tenham participado na campanha de prospecção e que possuam suficiente experiência adquirida de trabalhos anteriores.

3.2.4. Caracterização Complementar

3.2.4.1. Introdução

A esta caracterização geotécnica estão associados o ensaios laboratoriais, que aliados ao conjunto de dados já obtidos anteriormente, irão permitir a elaboração do perfil geológico-geotécnico quase final que, incluindo as propriedades das formações geológicas e as propriedades do maciço, constituirá o elemento que servirá de base ao Projecto de Execução, sendo o principal elemento a integrar no Relatório Geotécnico.

3.2.4.2. ENSAIOS LABORATORIAIS

Os ensaios laboratoriais são muitos e variados, mas os mais comuns compreendem ensaios de identificação, a nível de petrologia, mineralogia, densidade e humidade natural, e ensaios mecânicos como a compressão uniaxial, tracção, compressão triaxial, ensaios de corte em rocha e ensaios de deslizamento de descontinuidades. [2]

De modo a aferir a qualidade de parâmetros mecânicos do maciço, nomeadamente parâmetros relativos à resistência e deformabilidade, procedem-se normalmente a ensaios de compressão uniaxial, triaxial e ensaios de corte em rocha. São ainda efectuados em laboratório outros ensaios em rochas como ensaios de porosidade, densidade, permeabilidade, expansibilidade e desgaste (slake durability) e, em certos casos, ensaios de avaliação da dureza pelo martelo de Schmidt (ou esclerómetro), deslizamento de diáclases (tilt-test), velocidade de propagação das ondas elásticas e ensaio de carga pontual. É de referir que, quando analisada em laboratório uma série de amostras do maciço, os resultantes parâmetros necessitam de uma adaptação à realidade, por meio de respectivas escalas. Isto deve-se ao facto de ser muito difícil a extracção de amostras que confiram das mesmas condições globais do maciço, nomeadamente os seus estados de facturação e tensão inicial normalmente não são preservados nas amostras. [4]

Os ensaios frequentemente usados são em número variado e respectivamente permitem a avaliação de diversos parâmetros de caracterização do solo ou maciço rochoso em estudo. De seguida é apresentada uma tabela resumo, onde são enumerados os ensaios laboratoriais em questão.

MÉTODOS
Ensaios de Peneiração
Limites de Attemberg
Ensaios de compressão uniaxial
Ensaios de compressão triaxial
Ensaios de corte em rocha
Ensaios de porosidade
Ensaios de densidade
Ensaios de permeabilidade
Ensaios de expansibilidade
Ensaios de desgaste (slake durability)
Ensaio de dureza – martelo de Schmidt ou esclerómetro
Ensaios de Deslizamento de diáclases (tilt-test)
Ensaios de carga pontual

Tabela 2 – Caracterização complementar, ensaios Laboratoriais

3.3. ZONAMENTO GEOTÉCNICO

Tem sido usada uma técnica de dimensionamento das obras subterrâneas, que utiliza a divisão do maciço em zonas, denominada Zonamento Geotécnico. Esta divisão do maciço pode ser realizada na fase de Projecto Base, mas é com o Projecto de Execução que adquire uma configuração mais precisa, à custa dos resultados de ensaios de campo e de laboratório mais detalhados.

O zonamento Geotécnico tem a finalidade de definir maciços geológicos com idênticas respostas geotécnicas a curto e a longo prazo. Esta forma de repartir o maciço em zonas que exibem

comportamentos geomecânicos semelhantes, tem sido um valioso auxiliar dos técnicos ligados à Engenharia de Túneis, uma vez que permite a aplicação das mesmas técnicas em zonas com características comparáveis, fornecendo facilidade no dimensionamento e permitindo a optimização da execução. Trata-se assim de balizar o maciço dentro de limites bem definidos e aceitáveis, relativos à deformabilidade, resistência, permeabilidade e estado de tensão. [3], [4]

O zonamento geotécnico é assim uma eficiente metodologia de trabalho, se forem atendidos os constrangimentos próprios das obras desta natureza. Por si só, esta metodologia não é suficiente no ordenamento total do processo construtivo, apesar de definir valores mecânicos característicos de cada zona geotécnica. O âmbito do zonamento geotécnico não pode, muitas vezes, abranger simultaneamente os métodos de escavação, tipo de suporte, constrangimentos ambientais, etc. A título de exemplo, duas zonas com a mesma classificação geotécnica, a nível de geologia e de propriedades mecânicas do maciço, poderão ter de sofrer distintos métodos de escavação e sustentação, pelo simples facto de se encontrarem em áreas urbanas ou não, perto ou longe de estruturas de risco, com grande ou pequeno recobrimento, etc.

Desta forma, o zonamento geotécnico não pode ser entendido como um receituário de soluções pré-determinadas que dispense estudos específicos localizados, mas antes uma abordagem de cenários característicos para zonas relativamente homogéneas, onde a sua aplicação não induza custos acrescidos (na escavação e suporte) ou a redução das condições de segurança. Um exemplo do zonamento geotécnico poderá ser encontrado nos Anexos D (Fig. D23), relativamente ao caso de estudo. A adopção eficaz desta metodologia carece igualmente de reconhecimento e instrumentação contínuos do maciço a escavar, como exemplo uma classificação geológica contínua das frentes de desmonte, assim como a realização de amostragens, etc., de a aferir das condições mecânicas e estruturais do maciço rochoso.

3.4. CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS

Num estágio de Estudo Prévio, quando a informação disponível é deficitária em elementos rigorosos, o cálculo de sistemas de sustentação deve ter o propósito de balizar as soluções dentro de limites aceitáveis, evitando limitar excessivamente as soluções. Nesta fase, as Classificações Geomecânicas são um instrumento útil, e geralmente de detalhe suficiente, para alcançar os objectivos pretendidos, tanto mais que fornecem uma aproximação do tempo de autosustentação para um determinado vão.

Foram desenvolvidas diversas classificações geomecânicas ao longo do tempo, as mais recentes evoluíram sobre as antigas, usando por vezes parâmetros introduzidos por estas. Posteriormente nos Anexos (A.1), serão descritas de uma forma cronológica as mais importantes dessas classificações e os respectivos modos de caracterização e estimativas relacionadas com as tecnologias construtivas de obras de túneis.

Das várias classificações geomecânicas, propostas pelos diversos autores, destacam-se entre elas as classificações de Bieniawski e de Barton em virtude de constituírem as de aplicação mais frequente e consequentemente as de maior experiência acumulada. [4]

4

CRITÉRIOS E MÉTODOS USADOS PARA A ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS

4.1. INTRODUÇÃO

Os métodos mais comuns de construir túneis são essencialmente dois. Um deles, denominado de Cut-and-Cover, consiste essencialmente na execução da estrutura de suporte e outros equipamentos e posteriormente o aterro deste. Este essencialmente consiste numa primeira escavação do maciço e posteriormente a instalação dos sistemas de suportes e outros. O segundo destes métodos, consiste na escavação propriamente dita de uma cavidade sob o solo, constituindo o método que normalmente é associado à generalidade dos túneis. Devido à maior importância deste último, este trabalho vai tentar retractar em maior pormenor os fenómenos respectivos a esse método, nomeadamente os métodos de escavação e os métodos de construção usados nesta metodologia.

O processo de escavação de maciços terrosos, rochosos ou mistos é uma actividade complexa. Em termos geotécnicos, este processo de escavação, é aquele que maiores implicações têm na globalidade de execução de um túnel. De facto, todas as vertentes ligadas ao método de escavação, equipamentos utilizados e velocidades de avanço, afectam praticamente todas as operações que se realizam a jusante, nomeadamente a remoção de escombros, o dimensionamento e instalação de suportes (primários e secundários), as actividades acessórias (ventilação, drenagem, iluminação) e, em última análise, as condições globais de segurança do túnel.

Os métodos de escavação e respectivos meios usados para os conseguir, vão ser distintos e em função do tipo de maciço a escavar e das condições de implantação do projecto. De facto, consoante factores como um maciço de natureza terrosa branda ou rochosa competente, com desenvolvimento horizontal ou vertical, com grande ou pequena secção, longe ou perto de zonas urbanas, profundidades grandes ou com espessuras de recobrimento insuficientes, as metodologias a aplicar vão variar bastante.

Os métodos de escavação, nomeadamente o seu faseamento e as velocidades de avanço, estão intimamente ligados aos cálculos dos sistemas e tipos de suporte, daí a relevância de começar por abordar algumas questões relacionadas com o dimensionamento destes tipos de sistemas.

4.2. CRITÉRIO DE ESCAVABILIDADE

Uma das primeiras coisas a fazer aquando se pretende escavar um maciço é averiguar a sua escavabilidade. Esta entende-se como a capacidade de resistência à acção de escavação proporcionada pelos equipamentos de desmonte, tanto os mecânicos como os explosivos. A pouca ou muita apetência do maciço a ser desmontado, consiste num importante factor a ter em conta nas fases de projecto e execução, indo influenciar bastante a escolha dos métodos de escavação.

Ao longo dos tempos, foram desenvolvidos vários critérios de classificação dos maciços rochosos em função da sua escavabilidade. Estes critérios baseiam-se em diversos parâmetros de avaliação, existindo alguns de concepção simples e outros, mais complexos, que incorporam um largo conjunto de características dos materiais. Os sistemas de classificação desenvolvidos pretendem na sua generalidade classificar os maciços relativamente a duas principais características, a sua capacidade resistente e a seu grau de fracturação. Os parâmetros utilizados pelos diversos autores e respectivos sistemas de classificação de modo a reflectir estas duas características são variados, como por exemplo a resistência à compressão uniaxial, resistência à carga pontual, resistência à tracção, número de Schmidt, velocidade das ondas sísmicas, dureza, grau de alteração, grau de abrasividade, espaçamento de diaclases, RQD (Rock Quality Designation), RMR (Rock Mass Rating), parâmetros do sistema de classificação Q de Barton, continuidade, orientação e preenchimento de diaclases, possança média dos estratos, tamanho de blocos, etc. [4]

Na tabela seguinte apresenta-se, a listagem de alguns critérios classificativos da escavabilidade e os respectivos parâmetros usados.

CRITÉRIOS DE ESCAVABILIDADE	PARÂMETROS
Franklin (1971)	Is_{50} (índice de resistência à carga pontual), espaçamento médio entre fracturas, resistência à compressão simples, número de Schmidt, RQD
Weaver (1975)	Velocidade sísmica, dureza, grau de alteração, e o espaçamento, continuidade, preenchimento e orientação de diaclases
Atkinson (1977)	Resistência à compressão simples
Romana (1981)	Resistência à compressão uniaxial, RQD, grau de abrasividade (equivalente de sílica)
Kirsten (1982)	Resistência à compressão uniaxial, RQD, Jn e Jr do sistema de classificação Q de Barton, posição relativa dos blocos, alteração de diaclases
Abdullatif e Cruden (1983)	RMR
Scoble e Muftuoglu (1984)	Grau de alteração, resistência à compressão uniaxial, resistência à carga pontual, espaçamento de diaclases, possança média da estratificação
Hadjigiorgiou e Scoble (1988)	Resistência à carga pontual, tamanho de blocos, grau de alteração, disposição estrutural relativa
Singh (1989)	Resistência à tracção, grau de alteração, grau de abrasividade, espaçamento de diaclases

Tabela 3 – Critérios de Escavabilidade (retirado de Mário Bastos [4])

A escavabilidade dos maciços, classificada segundo qualquer dos critérios anteriormente expostos, baseia-se na capacidade e potência dos equipamentos existentes à data da elaboração do critério. Desta

forma, a antiguidade do sistema classificativo pode tornar obsoleta a respectiva metodologia ao não contemplar as evoluções tecnológicas. Neste contexto, são de realçar as evoluções em termos mecânicos, designadamente dos equipamentos hidráulicos e tuneladoras, que aumentaram significativamente as suas potencialidades e também o desenvolvimento dos recentes tipos de explosivos, como as emulsões, e respectivos métodos de utilização.

4.3. MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO

4.3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS E ALGUNS CONDICIONALISMOS

Os maciços rochosos, constituem elementos geológicos complexos, que muito raramente possuem as características de homogeneidade, isotropia e continuidade que lhes são frequentemente atribuídos. Desta forma os critérios de escavabilidade e do zonamento geotécnico usual, não são suficientes para a selecção de um método de escavação apropriado. De facto, estes critérios não contemplam outros factores também limitadores do emprego de determinada técnica, como por exemplo factores económicos, ambientais, geográficos, estruturais, de risco, ou mesmo a geometria da secção a escavar.

Também esta natureza complexa dos maciços, muitas vezes implica a impossibilidade de ser suficiente a utilização de um único método ou técnica de desmonte de rocha, para a escavação integral de uma obra subterrânea. Se bem que seja económica e tecnicamente inviável a substituição frequente dos métodos de escavação no decorrer da abertura de um túnel, existem adaptações possíveis nos diferentes métodos, dependentes das características do maciço e das condicionantes locais. Estas variantes, consoante o processo em uso, traduzem-se na aplicação de equipamentos de diferente potência ou sistema de corte, ou na adaptação sucessiva do diagrama de fogo no caso de desmonte com explosivos. [4]

A secção do túnel, geralmente imposta pelo Dono da Obra ou pelo Projectista, de acordo com o objectivo da infra-estrutura, é um dos principais condicionalismos quando se pretende a escolha da técnica de desmonte. Uma vez que a gama de equipamentos que conseguem operar no espaço disponível assim como a sua eficiência é limitada pela dimensão da secção que se pretende escavar.

Outros aspectos a ter em conta aquando a selecção do tipo de sistema de desmonte a aplicar (mecânico ou com explosivos), são por exemplo a altura do nível freático acima da soleira do túnel, a profundidade de recobrimento, a distância do eixo do túnel às estruturas existentes (construções, rios, etc.) e a sensibilidade destas aos trabalhos de desmonte.

Por fim deve ser referido, que a escolha de um método de desmonte de rocha vai sempre reflectir-se na qualidade da obra e nos custos e prazos inerentes à sua realização. Devido a este facto, e como foi antes referido que em obras subterrâneas existe sempre um grau de incerteza, vai ser necessário um acompanhamento geotécnico durante a execução da obra. Estes trabalhos de controlo, para além de poderem levar a adaptação ou refinação de parâmetros geotécnicos do maciço podem levar à escolha de melhores métodos de desmonte contrários aos que constavam no projecto. [4]

Deste modo deverão ser efectuados de modo frequente em obra, os trabalhos de prospecção expedita e contínua da frente e levantamento de constrangimentos locais (subterrâneos e superficiais); a classificação e caracterização geotécnica dos terrenos atravessados pelo túnel e integração da informação recolhida na prospecção da frente com o zonamento geotécnico anteriormente definido; e ainda o estabelecimento dos métodos de desmonte da rocha com base nos elementos disponíveis no zonamento e prospecção.

4.3.2. DESMONTE POR EXPLOSIVOS

4.3.2.1. IDEIAS GERAIS

Normalmente usado para desmonte de maciços rochosos. Consiste basicamente em colocar explosivos segundo um determinado diagrama de fogo de modo a obter uma fracturação e desmonte eficaz da massa rochosa a escavar. Estes diagramas de fogo dependem, para a sua eficiência, de diferentes variáveis que incluem o número, localização e orientação dos furos, tipos e quantidade de explosivos, número e sequência de retardos, etc. Após a detonação dos explosivos, são retirados os entulhos da secção escavada, estabilizando a cavidade aberta com betão projectado, quando necessário. A operação de perfuração, em subterrâneo, pode ser realizada por equipamentos hidráulicos automatizados (Jumbos), geralmente com múltiplos braços perfuradores, ou manualmente para casos excepcionais (pequeno espaço de operação ou poucos furos). [4]

O princípio que rege a aplicação de explosivos em subterrâneo, onde existe geralmente apenas uma face livre, é a sucessiva criação de vazios para onde a rocha possa ser desmontada. Deste modo o diagrama de fogo tem como principal objectivo promover uma eficaz fracturação da rocha, de forma a promover a extracção (ou arranque). Assim a sequência de rebentamento assim como a disposição dos furos e retardos devem ser elementos a estudar de modo a obter os melhores resultados. É de referir que é normalmente procurada uma maior concentração das cargas de explosivo nas zonas de maior dificuldade ao arranque, nomeadamente a zona central, onde existe maior confinamento, e a soleira, onde se verifica maior influência da gravidade. Normalmente a sequência segue a seguinte ordem: caldeira, alargamento, soleira e contorno.

A ordem de disparo referida, pode ser alterada mediante os objectivos a atingir, existindo diagramas de fogo onde os primeiros furos a detonar são os de contorno. Neste caso, a técnica usada denominada de pré-corte, tende a minorar os efeitos nefastos para o maciço, criando uma superfície de descontinuidade por onde não se transmitem as vibrações provenientes das outras sequências de disparo. O desmonte de rocha com explosivos motiva um conjunto de vantagens e desvantagens. Como principais vantagens este método apresenta a sua versatilidade quanto ao tipo de rochas, flexibilidade na geometria da secção a escavar e ainda o arranque da rocha, facilitando a sua remoção e transporte. No entanto apresenta algumas desvantagens como a resultante irregularidade na secção de escavação, as vibrações induzidas pela detonação podem colocar em risco a integridade das edificações vizinhas, os ruídos, os gases, as poeiras, a projecção de material (partículas e/ou blocos) e a deterioração do maciço remanescente, traduzido em fenómenos de sobrefracturação e sobreescavação. [4]

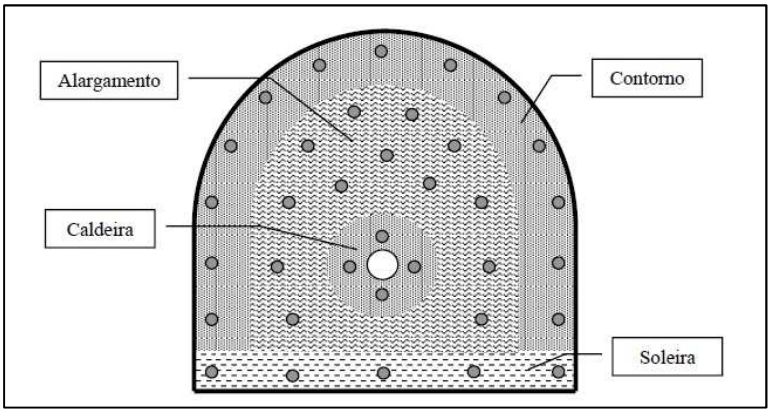


Fig.1 – Esquema de um diagrama de fogo (retirado de Mário Bastos [4])

4.3.2.2. CONDICIONALISMOS

Quanto às limitações associadas ao uso de explosivos, estas prendem-se, fundamentalmente, com as condições do meio onde se desenrolam as actividades. Estas condicionantes podem estar relacionadas com a presença de estruturas civis ou com o ambiente natural existente, potencialmente afectados pelas vibrações, ruídos, poeiras e projecção de blocos.

O desmonte com explosivos em áreas urbanas, reveste-se de grandes dificuldades e exige um apurado domínio por parte dos executantes. Pode-se dizer que os constrangimentos, que estas técnicas implicam a certos tipos de estruturas, tornam a sua utilização muito difícil. Como exemplo de algumas estruturas que sejam susceptíveis de ser afectadas pelo uso de explosivos temos gasodutos, caminhos-de-ferro, estradas, pontes, viadutos, aglomerados populacionais, barragens e albufeiras, centrais energéticas, refinarias ou outras instalações industriais, hospitais e estruturas subterrâneas sensíveis como outros túneis, minas, instalações de armazenamento de produtos de risco e instalações militares.

Relativamente às situações ambientais, a utilização de explosivos através da fracturação que induz ao maciço, pode afectar cursos de água, bem como os aquíferos existentes, rebaixando-os ou ligando diferentes níveis. Estes efeitos podem limitar o uso do solo da região, tanto no que se refere a posteriores construções como as relativas ao uso agrícola, pecuária, fauna e flora (zonas protegidas), etc., além de acarretarem perigos e custos acrescidos para as actividades construtivas futuras. [4]

4.3.2.3. DANOS CAUSADOS AO MACIÇO

Quando se processa o desmonte por meio de explosivos, o maciço rochoso é desagregado pela energia libertada pelo explosivo, resultando um conjunto de blocos (escombro), que é posteriormente removido, associando-se inevitáveis efeitos secundários sobre o maciço remanescente, provocados por esta energia. Estes efeitos (danos), na sua vertente nefasta, são traduzidos por fenómenos de sobreescavação e sobrefracturação, com o consequente aumento da permeabilidade do maciço.

A sobreescavação é o efeito do arranque de rocha fora dos limites definidos para a abertura do túnel. Esta consequência acarreta elevados prejuízos económicos, uma vez que motiva a existência de mais escombros (maiores custos na remoção), implica maior quantidade de materiais de enchimento (maiores custos em betão) e acarreta a utilização de suportes mais competentes devido ao aumento do vão nos tectos e hasteais. Relativamente à sobrefracturação induzida à rocha que circunda a abertura, trata-se de um aspecto que ocasiona igualmente vários transtornos económicos e operacionais, originando maior afluência de água ao túnel (maior dispêndio em bombagem) e uma acentuada deterioração do maciço (maiores custos com os sistemas de suporte). Relativamente à segurança, este efeito é igualmente nefasto porquanto aumenta o perigo de queda de blocos, reduzindo também o factor de segurança e o tempo de auto-sustentação do maciço. [4]

Em síntese, o mau dimensionamento ou o deficiente estudo das implicações dos planos de fogo a utilizar nos desmontes subterrâneos, podem motivar perdas significativas em termos de segurança e de custos.

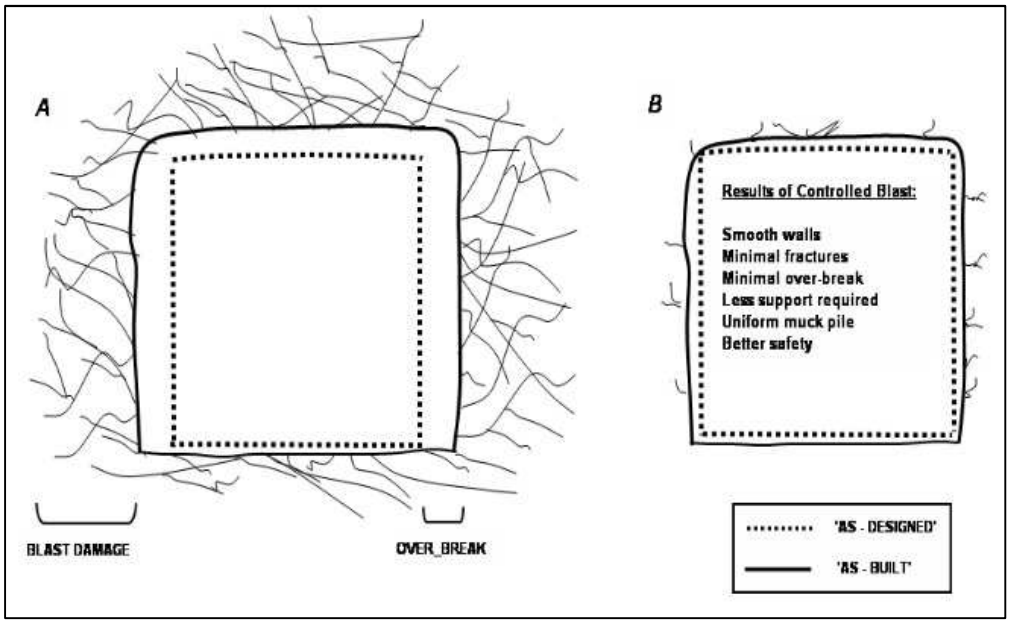


Fig.2 – Estado do maciço, danificado (A) ou não (B), após desmonte por explosivos

Na figura 2, é possível verificar no caso a) que se deram fenómenos de sobreescavação e sobrefreacturação, correspondendo a uma situação nefasta para o maciço e obra, devida a uma má avaliação da técnica de fogo usada e respectivos parâmetros, enquanto que no caso b) está exemplificada uma correcta aplicação da técnica de desmonte com explosivos.

Pelo que atrás foi dito, a utilização dos explosivos deve ser alvo de um estudo preliminar com vista à determinação dos objectivos a atingir e das possíveis consequências do seu emprego.

4.3.2.4. SEGURANÇA RELATIVA AO MANUSEAMENTO DE EXPLOSIVOS

O uso desta técnica de desmonte implica naturalmente o manuseamento de explosivos. Este, quando para fins industriais acarreta sempre perigos óbvios, uma vez que se tratam de produtos de risco, não tanto devido à sua instabilidade mas à gravidade das consequências que resultam da sua má utilização.

Existem várias causas de acidentes consequentes do uso de explosivos, sento as mais frequentes explosões prematuras, explosões retardadas, tiros falhados e restos de tiros com explosivos. Outras também passíveis de acontecer como exemplo as acções tóxicas ou asfixiantes dos gases das explosões, o manuseamento das cápsulas detonadoras ou fenómenos relacionados com os disparos eléctricos.

Deste modo, e porque as detonações acidentais constituem um elevado risco em obra, podendo acarretar graves consequências para os intervenientes da mesma e para as populações, estruturas e ambiente circundante, a manipulação de explosivos desde o seu transporte e armazenamento até à sua correcta aplicação deve contemplar rígidas normas de conduta por parte dos respectivos operadores, pessoas de competência comprovada, formadas para o efeito.

Actualmente, o escorvamento dos explosivos é maioritariamente eléctrico, tendo-se vindo a abandonar o escorvamento pirotécnico. Este facto constitui um acréscimo acentuado de segurança, porquanto permite a interrupção da pega de fogo a qualquer momento, reduzindo igualmente o tempo de espera de acesso à frente no caso de uma detonação falhada. O escorvamento eléctrico possui, contudo, a

desvantagem de poder ser accionado por correntes eléctricas não controladas, tanto de origem humana (cabos de electricidade, telemóveis, etc.) como correntes naturais existentes (electricidade estática). Assim, existem actualmente escorvamentos do tipo NONEL (non electric detonating cord), não eléctricos, que são compostos por cordões semelhantes a cordões detonantes, mais seguros e menos ruidosos. [4]

4.3.3. DESMONTE MECÂNICO

Actualmente a tecnologia respectivos equipamentos associados à técnica de desmonte mecânico é muito variada e de um elevado nível de complexidade. Os equipamentos variam em torno de vários factores como a forma, técnica de emprego e campo de aplicação.

De uma maneira geral, pode ser dito que o desmonte mecânico de um túnel pode ser realizado, sem prejuízo das variantes existentes, por dois métodos principais: abertura em secção plena e abertura faseada. Relativamente a estes dois tipos de abordagem vão surgir dois principais métodos, que incluem respectivamente equipamentos distintos.

Quando se pretende a escavação de túneis em secção plena, os equipamentos utilizados são as tuneladoras automáticas ou TBM's, enquanto que para a abertura de modo parcial ou sequencial existe uma gama alargada de equipamentos, desde roçadoras, retroescavadoras e martelos hidráulicos que estão respectivamente associados ao método NATM.

Embora ambos os métodos construtivos referidos sejam aprofundados posteriormente, convém elaborar no conceito da escavação sequencial que será visto em maior pormenor no subcapítulo referente ao método NATM visto que a escavação sequencial está implícita neste método.

Ainda como nota final deve ser referido que em casos de maciços heterogéneos, com ocorrência simultânea de materiais brandos e duros, poderá ser conveniente a utilização de métodos mistos, isto é, aplicação de explosivos e desmonte mecânico. Esta variante inclui, geralmente, a aplicação de tiros de caldeira e o posterior desmonte mecânico, destinando-se os explosivos a fracturar a rocha e criar uma pequena cavidade que facilita a acção mecânica subsequente.

4.4. MÉTODOS DE CONSTRUÇÃO

4.4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS E ALGUNS CONDICIONALISMOS

Como foi referido anteriormente, existem determinados factores preponderante na escolha entre o método de escavação e consequente processo de construção do túnel. Estes prendem-se com, à excepção da secção pretendida, com propriedades mecânicas dos maciços a atravessar e outros elementos geológico-geotécnicos, nomeadamente:

- Espessura dos diferentes tipos de material a atravessar, camadas vegetais, solos ou rochas;
- Nível freático e zonas de pressões elevadas;
- Tensões naturais instaladas no maciço;
- Heterogeneidade dos materiais constituintes do maciço, com propriedades mecânicas variáveis;
- Rochas frágeis, facilmente deterioráveis e expansivas, na constituição do maciço;
- Estruturas geológicas presentes no maciço, mais especificamente, dobras, estratificações, contactos litológicos, entre outros.

Dependendo então do tipo de maciço em que se pretende abrir o túnel, o método de construção será diferente.

4.4.2 CONSTRUÇÃO A CÉU ABERTO

Esta técnica traduz-se num processo não-mineiro de construir túneis pois não é mobilizada qualquer componente resistente do maciço. Consiste fundamentalmente em abrir valas de grandes dimensões, passando-se depois para a execução do sistema de suporte definitivo e de seguida voltar a aterrar o último. Pode ser ou não necessário ainda proceder-se a um rebaixamento do nível freático.

Podem ser apontados dois principais motivos à opção de empregar este método. De um ponto de vista mecânico ou geomecânico, este método apresenta boa solução para situações de recobrimento insuficientes, assim como para quando a zona superior do maciço, nomeadamente a zona respectiva à cobertura do túnel, apresenta características que evidenciem falta de capacidade resistente, não permitindo os fenómenos de efeito de arco e consequentemente a mobilização da capacidade do maciço se autosustentar.

De um ponto de vista económico, este método permite custos normalmente inferiores, devido a fenómenos como por exemplo a dispensa mão-de-obra especializada ou a opção de abrir várias frentes de trabalho assim como menores custos associados à segurança dos operários nas frentes de trabalho. Podem-se salientar no entanto também algumas desvantagens próprias deste método, como um maior incómodo para a população, desvio do nível freático e de serviços afectados e ainda uma imposição negativa paisagística, incidindo sobre flora existente, elementos arquitectónicos históricos ou a superfície.



Fig.3 – Túnel a céu-aberto em construção



Fig.4 – Túnel a céu-aberto finalizado

De referir que este método tem alguns condicionalismos, nomeadamente, é apenas aplicado quando não há interferência com o sistema viário, ou quando é possível desviar o tráfego sem causar grandes transtornos. Pode ser utilizado em diversas condições geotécnicas e geológicas, podendo ser economicamente vantajoso para recobrimentos até 20 m.

4.4.3. PRÉ-CORTE MECÂNICO – ESE

Este método consiste basicamente em anteriormente à escavação propriamente dita, inserir no terreno elementos resistentes que posteriormente irão suportar a escavação. Estes elementos resistentes são implantados na parte superior, na abóbada do túnel, em que após a consolidação destes se procede à escavação da secção interior do túnel. Terminada a escavação da secção interior, executa-se um anel concêntrico com a anterior aplicação de betão projectado.

Normalmente é usado este método em situações em que a capacidade de suporte do maciço não é suficientemente mobilizável ou em que a cobertura não tem espessura suficiente. Deste modo pretende-se transmitir à estrutura inicial a totalidade dos esforços actuantes durante a escavação.

Este método consegue suprimir quase na totalidade as deformações e assentamentos à superfície, devido à execução do pré-suporte. Consistindo esta a sua maior vantagem. Daí seja de salientar que devido a isto, este método é usado também como meio complementar a outros, em totalidade ou em zonas parciais de um determinado projecto, de modo a conseguir minimizar deformações e assentamentos. Como outras vantagens apresenta o facto de estar também sujeito a menores erros humanos, maximizando as condições de segurança de trabalho e ainda elimina a necessidade de injecções de consolidação no terreno. Como desvantagens, salienta-se a sua limitada aplicação em terrenos arenosos, e com níveis freáticos elevados, podendo originar problemas de estabilidade durante a escavação. Também a necessidade de possuir um sistema de drenagem eficaz assim como o alto custo dos equipamentos, inviabilizando haver várias frentes de trabalho. [8]

4.4.4. NATM - NEW AUSTRIAN TUNNELING METHOD

4.4.4.1. DEFINIÇÃO E PRINCÍPIOS

Este método de escavação tem em vista uma estabilização por alívio controlado de pressão. O método NATM assenta em vários princípios base os quais permitem a sua utilização. Estes princípios estão implícitos na própria sequência do método e são os seguintes:

- Princípio do comportamento mecânico do solo, ou seja, considera a capacidade de autosustentação do material circundante à cavidade, tirando partido do rearranjo de pressões no maciço quando se dá a escavação de uma abertura no mesmo, como forma de estabilização do próprio túnel.
- A aplicação de revestimento primário deve ser feita de modo imediato, após o avanço da frente de escavação, limitando assim deformações excessivas. Este é aplicado directamente no maciço, normalmente betão projectado com uma malhasol ou fibras metálicas, e constitui portanto um revestimento flexível. Isto vai permitir minimizar os momentos flectores e facilitar o rearranjo de tensões.
- Posteriormente deve ser instalado um sistema de suporte secundário, preferencialmente na forma de um anel, promovendo assim a ausência de vértices, pontos normalmente sujeitos a concentrações de tensões, e por isso mais susceptíveis de rotura.
- Leituras e medições constantes das deformações e tensões instaladas tanto no maciço como no suporte primário como em furos de medição. Deste modo é possível escavação, limitando assim deformações excessivas.

Como grande vantagem deste método assenta no facto de que como a frente de escavação é desbloqueada, é possível com recurso a ensaios e medições constantes na frente, prever situações

inesperadas que não foram detectadas previamente ao projecto, permitindo assim uma grande adaptação do projecto e equipamento a condições desfavoráveis. Requer por isso uma maior liberdade contratual, que permita por isso mudanças ao projecto, não implicando maiores incrementos de riscos ao construtor.

Também devido à sua versatilidade, tem uma óptima resposta para a construção de túneis curtos, túneis com mudanças de secção ou inclinados, poços, estações, entre outros.

Este método foi inicialmente aplicado em túneis abertos em maciços rochosos submetidos a elevadas tensões *in situ*. No entanto, na década de 70, começou-se a ter resultados satisfatórios na construção de túneis em solos e rochas brandas.

Como nota final, deve-se apontar a que a forma mais resistente, e por isso mais procurada é a circular, pois esta permite uma melhor distribuição de tensões. É possível no entanto, partindo do mesmo princípio, a utilização de formas diferentes. Avançando com uma frente abobadada (visto ser a parte mais instável), instalando logo que possível o sistema de suporte primário, e posteriormente proceder á finalização da parte inferior, de modo as que as tensões se distribuam por esta. Uma forma de 'ferradura' é bastante utilizada em projectos de túneis rodoviários, pois permite um aproveitamento maior da base para construção de estradas.

Ainda deve ser referido que o método NATM usa implicitamente o avanço parcial, por oposição à escavação em face total. De seguida será abordado em maior pormenor.

4.4.4.2. DESMONTE SEQUENCIAL

O método NATM, assim como o método de escavação por explosivos, são normalmente faseados de acordo com as características da obra e do maciço rochoso. Ou seja, em túneis de grande secção, é geralmente utilizada a técnica de desmonte sucessivo de secções parciais, de forma a minorar a instabilidade das frentes, dos tectos e dos hasteais, bem como reduzir as convergências no túnel. É processado normalmente por um avanço inicial de certas partes, normalmente as mais instáveis e procedendo com algo atraso ao avanço de outras quando nas primeiras já se deu a instalação do sistema de suporte primário.

Este método é preferencialmente utilizado em túneis em maciços rochosos muito brandos (ou maciços terrosos), com pequeno recobrimento. Existem vários métodos de escavação em secção parcial, usualmente classificadas de acordo com o país de origem.

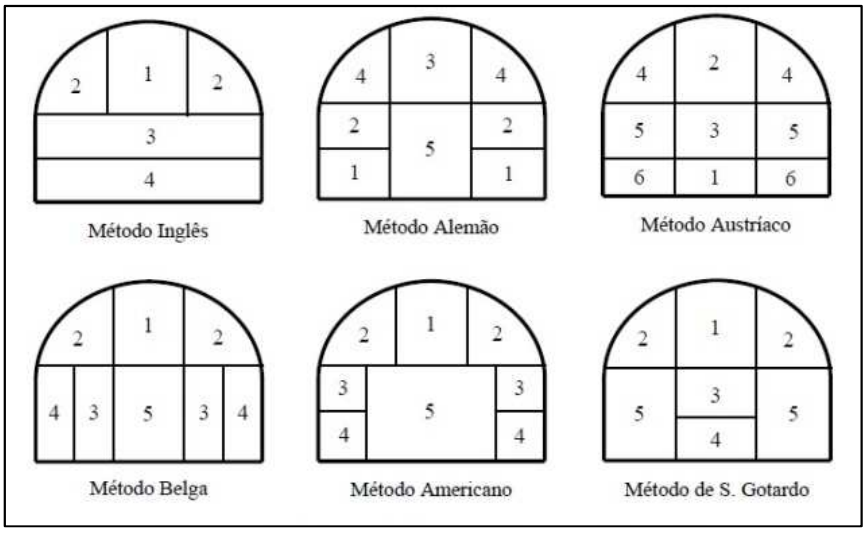


Fig.5 – Diferentes métodos de desmonte parcial (retirado de Bastos [4])

Relativamente ao método NATM, existem alguns métodos sequenciais particulares, que consitem na abertura de um túnel inferior, proceder á instalação do suporte primário de estabilização, e posteriormente é efectuado um alargamento (destruído parte desse suporte), e de seguida a colocação dos novos sistemas de suporte para a secção total.

4.4.4.3. Escavação em Galerias Múltiplas

Este método tem em vista a redução do tamanho da escavação, subdividindo-se a face de escavação em várias galerias. Foi demonstrado que as deformações do solo adjacente são maiores quanto maior é o diâmetro da escavação, deste modo é possível reduzir as mesmas de forma bastante significativa.

4.4.4.4. Túnel Piloto

É escavado inicialmente um túnel de dimensões inferiores, ao longo do traçado a seguir pelo túnel principal. Este Método permite um reconhecimento inicial das características do maciço que o túnel irá atravessar, limitando assim problemas graves se poderiam decorrer ao abrir o túnel com a sua secção total. Pode ser encarado com um tipo de escavação com galerias múltiplas.



Fig.6 – Escavação com galerias múltiplas [9]



Fig.7 – Escavação com túnel piloto [9]

4.4.4.5. EQUIPAMENTOS TIPO

As retroescavadoras e os martelos hidráulicos, aplicáveis apenas em maciços terrosos ou rochosos muito brandos, possuem uma tecnologia convencional, dependendo a sua aplicabilidade do espaço disponível e das características do material a escavar. Em túneis com constrangimentos próprios, nomeadamente em zonas urbanas e com materiais brandos e heterogéneos, estes equipamentos podem tornar-se numa alternativa rentável à utilização de explosivos ou de tuneladoras, dependendo principalmente do tipo de terreno.

Dentro das técnicas de escavação mecânica existem ainda bastantes tipos de equipamentos, nomeadamente máquinas de pré-corte mecânico e desmonte com equipamentos mecânicos manuais. Os equipamentos disponíveis no mercado possuem especificações técnicas dos fabricantes, com dados relativos ao avanço, potência e campos de aplicação, devendo a sua escolha ser alvo de critérios e estudos de detalhe que abranjam todo o desenvolvimento linear do túnel. Neste contexto, a escolha do equipamento de escavação, da responsabilidade do Projectista (e do Consultor Geotécnico), deverá também atender às disponibilidades dos equipamentos dos Empreiteiros, salvo em obras de grande porte onde poderão ser adquiridos equipamentos específicos. [4]

4.4.5. TBM - TUNNELING BORING MACHINE

A escavação mecanizada realizada por máquinas tuneladoras (TBM's), pode ser basicamente descrito como uma escavação efectuada por meio de auto-perfuradoras de grande diâmetro. Estas são dotadas de frente aberta ou fechada, de modo a evitar o colapso do maciço envolvente até à colocação do sistema de suporte definitivo, garantindo assim tanto a protecção dos trabalhadores como das máquinas em obra. Imediatamente atrás são montadas aduelas pré-fabricadas de betão armado, encaixadas umas nas outras. O avanço das tuneladoras é realizado pela reacção dos macacos contra os anéis de revestimento já colocados.

Como grandes vantagens deste método está as grandes velocidades de avanço, devido aos elevados rendimentos das tuneladoras, a automatização dos processos, necessitando assim de mão-de-obra

especializada, o controlo do terreno na frente do túnel e a já referida protecção de homens e equipamentos.

Também apresenta como vantagem está o facto da grande independência dos terrenos a escavar, devido a elevado número de soluções e diferentes TBM's que se têm vindo a desenvolver, normalmente desenvolvidas particularmente para cada projecto, tipo de maciço, diâmetros e pressões previstas. De facto são sistemas tão sofisticados tecnologicamente, que muitas destas tuneladoras têm até incorporados sistemas automáticos de melhoramento do solo para o qual são projectadas. Podendo passar de uma simples aplicação de betão projectado até aplicação automática de pregagens associadas a redes metálicas. É devido a estas vantagens garantida a este método uma forte presença e competitividade no mercado. É no entanto um método economicamente inviável para túneis com extensão inferior a 1000 m, isto devido ao elevado custo das próprias tuneladoras. Nos Anexos B, são descritos alguns dos mais frequentes tipos de TBM's e assim como as situações em que são utilizadas.

4.4.6. ANÁLISE COMPARATIVA

Tendo em conta que os métodos mais comuns e que se apresentam como solução para a grande maioria e diversidade de problemas são os do NATM e TBM, e visto que os restantes têm campos de aplicação próprios, de seguida serão apresentados as vantagens e desvantagens comparativamente a esses dois métodos. Entende-se no entanto que as vantagens de um são as desvantagens do outro e vice-versa, daí que surgiram repetições no texto. [8]

NATM - vantagens

- Versatilidade do método, atendendo a diferentes possibilidades de secção permitindo assim maior aproveitamento do volume escavado, alinhamentos e inclinações mais exigentes como curvas de raio mais reduzido em planta, assim como possibilidade de adaptação súbita a alterações sem perdas significativas de rendimentos;
- Visibilidade e sondagens na frente de escavação, tornando-se adaptável a situações de forte heterogeneidade do maciço;
- Escavação parcial da secção, conferindo maior estabilidade à frente de escavação, possibilidade de ter várias frentes de ataque, em simultâneo, diminuindo assim risco financeiro/geológico, permitindo assim também a rotatividade de equipas;
- Facilidade de remoção dos materiais resultantes da escavação;
- Baixos custos de investimentos, por não exigir meios mecânicos sofisticados;
- Aplicabilidade em maciços rochosos com fluência significativa;

NATM - desvantagens

- Torna-se muitas vezes necessário o tratamento do terreno circundante, para consolidação do mesmo, antes de avançar com a frente de escavação;
- Este método requer colocação imediata do suporte primário, pois a frente de escavação não permite tempos alargados de exposição, assim como a instalação do suporte secundário não deve ser demorada, de modo a minimizar valore de deformações e assentamentos demasiado elevados;
- As etapas de escavação manual, estabilização e revestimento conferem índices de baixa produtividade. Aliado a este facto está a necessidade de mão-de-obra especializada, bem como técnicos com larga experiência em obras geotécnicas;
- Necessidade de controlar o nível freático, para evitar a ocorrência de assentamentos;
- Dificuldades de aplicabilidade em maciços com solos de fraca coesão;

TBM - vantagens

- A automatização dos processos, levam a largos avanços de execução, devido aos elevados rendimentos das tuneladoras;
- Grande abrangência de soluções para todo o tipo de maciços e condições. Controlo da estabilização do terreno da frente de trabalho através de sistemas pressurizados, o que leva á minimização de tratamentos do terreno e ainda a possibilidade de atingir relativa ou total estanqueidade, minimizando problemas com a água.
- Possibilidade de limitar assentamentos à superfície

TBM - desvantagens

- Elevado investimento inicial, derivado do custo dos equipamentos;
- Custos de investimento bastante elevados, daí que a sua utilização para pequenos túneis é desaconselhada;
- Dificuldades no transporte e colocação da tuneladora na frente de ataque;
- A variedade e mistura de materiais (duros e brandos) obriga a desenhar e a dimensionar o equipamento para cortar ambos os materiais, originando problemas de maior desgaste das peças cortantes;
- Devido à impossibilidade de ver e/ou sondar a frente de escavação, são normais problemas associados com a fraca adaptabilidade a condições do terreno, o que por sua vez e devido a existir apenas uma frente de trabalho pode implicar a paragem da obra, assim como situações de destruição de restos arqueológicos e/ou de serviços afectados;

5

SISTEMAS DE SUPORTE DE MACIÇOS

5.1. INTRODUÇÃO

A abertura de uma cavidade num maciço subterrâneo induz uma alteração no estado de tensão pré-existente no mesmo. Este facto leva a que, na maioria dos casos, haja a necessidade de instalação de sistemas de suporte que garantam a estabilidade dessa cavidade.

O principal objectivo do projecto de suporte de uma escavação subterrânea consiste na utilização do próprio maciço como o principal material estrutural resistente. Devido a tal, procura-se evitar deteriorar o maciço no decorrer da escavação, de forma a aplicar o mínimo de elementos artificiais de sustentação. [4]

Segundo Hoek e Brown, no seu estado natural, quando sujeitas a acções de compressão, a maioria das rochas duras são bastante mais resistentes que o betão e algumas são mesmo tão resistentes como o aço. Desta forma, não faz sentido substituir um determinado material, por outro que não lhe é superior. Segundo os mesmos, as principais fontes de instabilidade que ocorrem numa cavidade subterrânea são a ocorrência de condições adversas em termos de geologia estrutural, a ocorrência de excessivas tensões *in situ*, a expansão ou decomposição da rocha por acção da água ou ar ou ainda a pressão hidráulica ou percolação de água. [10]

Relativamente ao primeiro ponto, as causas de instabilidade referem-se à presença de falhas e descontinuidades em rochas competentes que, pela sua atitude, podem individualizar volumes de rocha. Nestes casos, e sempre que as condicionantes de serviço o permitam, as condições de estabilidade podem ser melhoradas através da reorientação do traçado do túnel, bem como pela aplicação de pregagens e ancoragens.

A elevada magnitude das tensões *in situ* são geralmente características de rochas duras, de elevadas profundidades ou de cavidades de grande dimensão. Estas condições podem-se verificar na escavação de túneis em regiões montanhosas muito escarpadas. Uma forma de mitigar os efeitos nefastos assim provocados, consiste em ajustar a orientação e a forma da secção do túnel de acordo com o estado de tensão existente ou, se tal não for possível, promover um substancial reforço do suporte.

A instabilidade devida à expansão ou decomposição da rocha por acção da água ou ar, ocorre geralmente em maciços rochosos brandos ou em camadas e filões intercalados em rochas duras. Nestes casos, as medidas preventivas a adoptar consistem em isolar esses locais através de revestimentos que impeçam a exposição da rocha ao ar e à água.

As instabilidades devidas à pressão ou percolação de água, podem ocorrer em praticamente qualquer tipo de maciço rochoso. Os efeitos nefastos devidos a estas circunstâncias só atingem proporções significativas quando associadas a um ou mais dos pontos anteriores. Nestes casos, as medidas a adoptar passam pela drenagem e/ou revestimento do túnel de forma a reduzir a pressão e reencaminhar o fluxo de água. A presença de dois ou mais dos fenómenos atrás descritos, aliados às condicionantes geológicas e de serviço do túnel, pode motivar da parte dos técnicos envolvidos, a adopção de soluções de compromisso, com vista a integrar todos os aspectos identificados, inclusivamente os aspectos intangíveis. [10]

O suporte requerido por uma escavação depende fundamentalmente dos tipos e graus de fracturação da rocha envolvida e dos níveis de tensão actuantes, originando as roturas típicas apresentadas na Tabela 4.

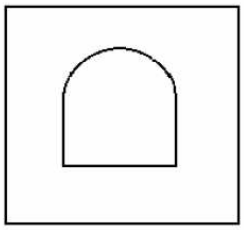
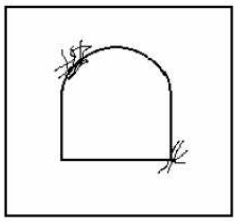
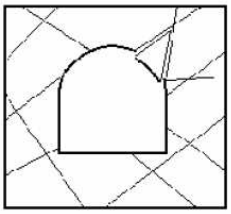
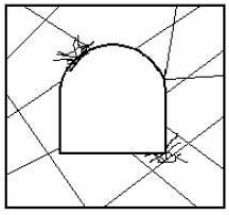
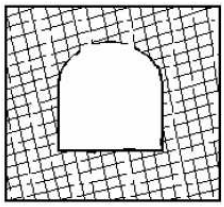
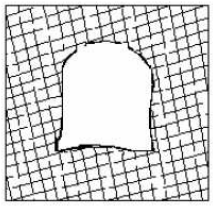
	NÍVEIS DE TENSÃO BAIXOS	NÍVEIS DE TENSÃO ELEVADOS
ROCHA MACIÇA	 Maciço rochoso com tensão *in situ* baixa. Resposta linear elástica praticamente sem rotura	 Maciço rochoso com tensão *in situ* elevada. Nos limites da abertura, em pontos de concentração de tensões, iniciam-se fenómenos de lascamento, desplacamento e esmagamento que se propagam ao maciço circundante.
ROCHA FRACTURADA	 Maciço rochoso fracturado com tensão *in situ* baixa. Os blocos ou cunhas formados pela intersecção de diaclases com diferentes orientações, soltam-se e escorregam devido à acção da gravidade.	 Maciço rochoso fracturado com tensão *in situ* elevada. A rotura ocorre como resultado do deslizamento segundo as superfícies das diaclases e também pelo esmagamento e fendilhamento dos blocos rochosos.
ROCHA M. FRACTURADA	 Maciço rochoso muito fracturado com tensão *in situ* baixa. A superfície da abertura rompe como resultado do emaranhado de pequenos blocos ou cunhas, formados pela quantidade de descontinuidades que o maciço apresenta. A rotura pode propagar-se facilmente, se não for controlada.	 Maciço rochoso muito fracturado com tensão *in situ* elevada. O maciço circundante à abertura rompe por deslizamento nas superfícies das descontinuidades e por esmagamento de pequenos blocos de rocha. Este tipo de rotura tende a provocar o levantamento da soleira e forte convergência dos hasteais.

Tabela 4 – Roturas típicas dadas para escavação de túneis (adaptado de Hoek, E. Brown, E.T. [9])

Na Tabela 5 são apresentados sumariamente os problemas típicos, os parâmetros críticos, os possíveis métodos de análise e os critérios de aceitabilidade em escavações subterrâneas. [10]

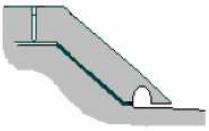
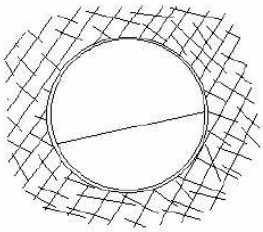
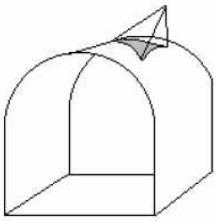
ESTRUTURAS	 **Túneis em pressão em projectos hidroeléctricos**	 **Túneis em rocha branda**	 **Túneis pouco profundos em rocha fracturada**
PROBLEMAS TÍPICOS	Escoamento excessivo a partir de túneis sem revestimento ou revestidos a betão. Rotura ou deformação do revestimento em aço devido a deformação da rocha ou pressões externas.	Rotura do maciço rochoso onde a resistência é excedida pelas tensões induzidas. Dão-se fenómenos de expansividade, retracção ou convergência excessiva se o suporte for inadequado.	Quedas por gravidade ou deslizamento de cunhas ou blocos definidos pela intersecção de fracturas Quedas do material da superfície suportado inadequadamente
PARÂMETROS CRÍTICOS	• Relação entre a máxima pressão hidráulica no túnel e a tensão principal mínima da rocha circundante • Comprimento do revestimento em aço e a eficiência do grouting • Nível de água no maciço rochoso	• Resistência do maciço rochoso e das descontinuidades estruturais • Potencial de expansividade, em particular das rochas sedimentares • Método e sequência de escavação • Capacidade e sequência de instalação do sistema de suporte	• Orientação, inclinação e resistência ao cisalhamento das descontinuidades estruturais do maciço rochoso • Forma e orientação da escavação • Qualidade da perfuração e detonação durante a escavação • Capacidade e sequência de instalação do sistema de suporte
MÉTODOS DE ANÁLISE	Determinação do recobrimento mínimo ao longo do traçado do túnel a partir de topografia pormenorizada. Análise de tensões de secções transversais e longitudinais ao eixo do túnel. Comparação entre a tensão principal mínima e a pressão hidráulica máxima para determinar o comprimento de revestimento em aço.	Análise de tensões usando métodos numéricos de modo a determinar a extensão das zonas de rotura e o deslocamento do maciço rochoso. Análise da interacção rocha-suporte usando métodos numéricos para determinar a capacidade e sequência de instalação do suporte e para estimar deslocamentos no maciço rochoso.	Técnicas de projecção esférica ou métodos analíticos são usados para determinação e visualização das cunhas do maciço rochoso circundante ao túnel Análise de equilíbrio limite das cunhas críticas é usada para estudos paramétricos do modo de rotura, factor de segurança e necessidade de suporte.
CRITÉRIOS DE ACEITABILIDADE	Requer revestimento em aço onde a tensão principal mínima no maciço rochoso é menor que 1,3 vezes a carga estática máxima das operações hidroeléctricas ou 1,15 para operações com pressões dinâmicas muito baixas. São necessários testes de pressão hidráulicas em furos de sondagens para confirmar os pressupostos de projecto	A capacidade de suporte instalado deve ser suficiente para estabilizar o maciço rochoso e limitar as convergências até um nível aceitável. As tuneladoras e as estruturas internas devem ser projectadas tendo em conta a convergência do túnel como resultado da expansividade e da deformação ao longo do tempo. A monitorização é um aspecto importante do controlo de construção	O factor de segurança, incluindo os efeitos de reforço, deverão ser excedidos 1,5 para o deslizamento e 2,0 para a queda de cunhas e blocos. A sequência de instalação do suporte é crítica e as cunhas e blocos devem ser identificados e suportados antes de serem totalmente expostos pela escavação. A monitorização dos deslocamentos terá pouco valor

Tabela 5 – Problemas típicos para diferentes tipos de obras subterrâneas (adaptado de Hoek, E. Brown, E.T. [9])

Deste modo, os sistemas de suporte a utilizar, serão em adoptados em função das características de forma e resistência adequadas, para o tipo de maciço existente e para as condições geomecânicas do local. São normalmente adoptados dois tipos principais de suporte, um primário e um secundário.

O suporte primário de um túnel é aquele cuja aplicação ocorre imediatamente a seguir à escavação e, preferencialmente, no menor espaço de tempo possível. O objectivo deste tipo de suporte será o de estabilizar a cavidade, de forma a garantir a segurança dos trabalhos futuros e a geometria desejável. Por outro lado, o suporte secundário ou definitivo destina-se a garantir a estabilidade a longo prazo e a estabelecer as condições de serviço da infraestrutura.

Nos pontos seguintes serão abordados os principais tipos de suporte de túneis assim como alguns apontamentos relativos ao dimensionamento dos mesmos.

5.2. SISTEMA DE SUPORTE PRIMÁRIO

5.2.1. INTRODUÇÃO

A instalação do suporte primário de túneis, também denominado de provisório ou temporário, é uma fase construtiva de extrema importância na execução de um túnel. Na maioria das obras subterrâneas, o suporte primário permanece instalado por todo o período de vida da obra, uma vez que não é retirado aquando da instalação do suporte secundário ou definitivo.

Devido à elevada importância destes sistemas, serão descritos nos Anexos C, alguns pontos relativos ao seu dimensionamento e respectivos processos, que influenciaram muito o posterior comportamento construtivo assim como os tipos principais de suporte primário implementados nos túneis.

5.2.2. TIPOS DE SUPORTE PRIMÁRIO

6.2.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os sistemas de suporte primário (ou provisório) com utilização corrente, compreendem pregagens e ancoragens, entivação metálica (cambotas), rede metálica (malhasol), chapas metálicas, betão projectado, tirantes, chumbadores, madeira, etc.

5.2.2.2. PREGAGENS E ANCORAGENS

Consistem em métodos de suporte pontual, actuando localizadamente ou globalmente, respectivamente para as pregagens ou ancoragens. De facto, estes sustimentos diferem entre si, fundamentalmente, pela dimensão envolvida do maciço a sustentar. Enquanto as pregagens têm a função de suportar blocos instáveis, tendo uma função pontual, as ancoragens destinam-se a fornecer ao maciço uma acção de confinamento que permite aproveitar as suas características próprias de sustentação.

A utilização de pregagens em rocha, é tipicamente um método de sustimento pontual, aplicável a maciços autosustentados, em que existam instabilidades apenas em blocos esporádicos. As metodologias que incluam uma grande densidade de pregagens, para suportar blocos instáveis, dependem perigosamente da execução, não podendo ser projectadas unicamente em termos de carga a suportar e número de pregagens por unidade de área. De facto, a qualidade deste tipo de suporte está directamente dependente da observação e execução podendo, por necessidade, existir no mesmo maciço, zonas com poucas pregagens e zonas com elevada densidade destes elementos.

Os constrangimentos relativos à aplicação isolada de pregagens, pelo que atrás foi referido, vêm reforçar a possível inadequação do zonamento geotécnico perante as peculiaridades reais do maciço rochoso, não sendo recomendável a usual adopção de metodologias pré-estabelecidas. Este facto é consubstanciado pela variabilidade do grau de fracturação natural e agravado pelas possíveis implicações do método de escavação que, frequentemente, induz uma fracturação significativa à rocha que circunda a abertura. [4]

No entanto também pelo mesmo factor, um incorrecto zonamento geotécnico, incorrem situações de pior qualidade, ou situações críticas verificadas em fase de execução em obra, de natureza súbita, onde

a aplicação de pregagens é usada como método comum, aliada por vezes a malhas metálicas, de modo a consolidar o maciço e avançar em segurança, ou atribuir um grau de segurança satisfatório ao maciço durante o tempo necessário a instalação de um sistema de suporte mais eficaz.

Quanto às ancoragens, estas constituem um suporte com aplicação igualmente de elementos pontuais, que actuam globalmente, possuindo todavia uma acção que envolve toda a periferia da escavação aplicando-se, fundamentalmente, em maciços plastificados. A acção das ancoragens pode distinguir-se sob dois prismas diferentes: o suporte, por suspensão, de uma espessura de rocha plastificada com recurso à rocha exterior mais resistente, ou a consolidação da zona plastificada em que as ancoragens actuam apenas no interior desta zona. [4]

5.2.2.3. CAMBOTAS E CHAPAS METÁLICAS

A entivação por cambotas metálicas (costelas, cimbres, perfis), constitui um método de suporte primário amplamente utilizado em solos e rochas muito fracturadas. Estes suportes em aço possuem vantagens significativas, nomeadamente as excelentes resistências mecânicas aos esforços de tracção e de compressão (resistindo a elevados momentos de flexão), elevado módulo de elasticidade e ductilidade, facilidade de fabrico e modelação, homogeneidade e fácil controlo de qualidade e actuação em condições favoráveis após o seu limite elástico. As desvantagens destes elementos prendem-se com os custos associados, agravados pelos tratamentos anti-corrosão como a galvanização. [11]

A sustentação com emprego de chapas metálicas (ou placas de betão) é um método eficiente em maciços com elevadas pressões, terrosos ou rochosos muito fracturados, existindo vários tipos como chapas lisas, chapas caneladas (onduladas), chapas de Bernold, etc. Estes métodos empregam-se, geralmente, em conjugação com cambotas, possuindo também as desvantagens destas, que se prendem com o custo e o necessário tratamento anti-corrosão.

5.2.2.4. REDE METÁLICA - MALHASOL

A utilização de rede metálica, tipo malhasol, é correntemente utilizada no suporte primário de túneis, aplicando-se conjuntamente com as cambotas metálicas ou com as pregagens. Em ambos os casos, a utilização de rede metálica é um método de suporte aconselhável em maciços com fracturação significativa, uma vez que constitui um método semi-contínuo, menos dependente de erros de observação ou de insuficientes métodos de pré-dimensionamento. [4]

6.2.2.5. BETÃO PROJECTADO

O betão projectado constitui, actualmente, um elemento praticamente obrigatório na construção de túneis, desempenhando um papel primordial na sustentação a curto prazo das frentes e perímetro destas obras. A aplicação de sucessivas camadas de betão projectado, associadas à rede metálica, é uma metodologia favorável no controlo das convergências em túneis, constituindo assim um acréscimo gradual no reforço do suporte primário, de acordo com as necessidades evidenciadas pela instrumentação. [12]

Os suportes mistos, compostos por pregagens e betão projectado, ou cambotas/malhasol e betão projectado (mais larga utilização) ou ainda o conjunto malhasol, betão projectado e pregagens (situações extremas), admitem para efeitos de cálculo, que a rigidez do conjunto é a soma da rigidez

de cada um individualmente e que a capacidade de suporte do sistema é a soma das capacidades individuais, supondo um comportamento plástico sujeito a uma carga máxima constante.

5.2.2.6. MÉTODOS DE PRÉ-SUPORTE OU TRATAMENTO DO TERRENO

Existem ainda outros métodos de suporte, nomeadamente de pré-suporte ou tratamento do terreno, que são aplicados antes do desmonte da rocha.

Entre os métodos de pré-suporte contam-se o método BVM, as enfilagens ou as micro-estacas, instaladas na direcção de avanço, com vista a estabilizar as frentes.

São compreendidas como enfilagens barras, de diâmetro variável e comprimento médio de três a quatro metros, cravadas ou moldadas acima da linha de escavação e para jusante da face do túnel. São dispostas com espaçamento entre os seus eixo, na ordem dos 15 ou 30 centímetros, suficiente para criar o efeito de micro arcos entre as barras. Este efeito dá-se devido á zona de compactação do solo em torno das enfilagens.

Relativamente aos tratamentos de melhoria do terreno, consideram-se o método de *Jet Grouting* horizontal e o de congelamento do solo, que são destinados a constituir colunas de suporte dos tectos e hasteais, através da injecção de calda de cimento que se mistura com o terreno existente. Estes métodos são utilizados em maciços muito brandos ou pouco coesivos, conferindo um reforço à sua capacidade resistente e limitando subsequentemente as convergências e assentamentos.

A técnica de *Jet Grouting* horizontal, baseia-se na técnica de *Jet Grouting* vertical, que é já usada e desenvolvida à mais de quatro décadas, em que a principal diferença deve-se ao eixo de perfuração horizontal. Basicamente consiste em, acima da linha de escavação, perfurar eixos para jusante do túnel em que na extremidade desse eixo é injectado uma calda de cimento ou outra argamassa a elevadas pressões que vão promover a desagregação do solo e criar uma mistura homogénea de melhores propriedades mecânicas. Estes eixos vão promover o mesmo efeito de micro-arcos das enfilagens que vão estabilizar o solo acima da escavação.

De referir que, como método de tratamento do solo existe ainda, o método de drenagem, que é no entanto usada para outro tipo de situações e maciços. Se o nível freático for elevado, o que se traduz em elevadas pressões efectivas no solo, a redistribuição tridimensional de tensões leva a uma elevada concentração das mesmas na face de escavação, o que por sua vez pode conduzir à liquefacção do solo. Este fenómeno pode então ser evitado drenando o solo, que ao mesmo tempo o vai constituir de propriedades mecânicas mais satisfatórias à sua escavação. [4]

5.3. SISTEMA DE SUPORTE SECUNDÁRIO

O suporte secundário, ou definitivo, de um túnel é, em geral, uma estrutura de aço ou betão que envolve a cavidade do túnel. Este revestimento pode ser aplicado sobre o sistema de suporte primário ou directamente em contacto com o terreno, para túneis autoportantes ou com elementos de suporte primário descontínuos (pregagens, ancoragens).

O revestimento de um túnel pode ser realizado por betonagem com cofragens deslizantes ou por colocação de aduelas de betão pré-fabricadas. Para cada caso, é necessária uma metodologia própria de execução que, em termos geotécnicos, pode reflectir condicionalismos específicos relacionados com o encosto e adaptação do revestimento às faces existentes. Assim, as aduelas são utilizadas

maioritariamente em túneis escavados com TBM, portadoras de sistemas próprios de instalação de aduelas, resultando ainda faces uniformes na cavidade.

Em túneis cuja necessidade de revestimento seja apenas estética, podem ser utilizadas chapas metálicas ou de betão para uniformizar as faces.

Segundo Estefanía Puebla [13], a finalidade do revestimento secundário assenta nos objectivos de resistência, para assegurar a estabilidade a longo prazo; de impermeabilização, impedindo o fluxo de água para o interior do túnel; estética, conferindo ao túnel um aspecto regular e uniforme de acabamento final; e ainda funcional, conferindo as necessárias características de serviço, no que se refere à melhoria da eficiência da ventilação e iluminação (túneis rodoviários) ou da capacidade hidráulica (túneis de saneamento ou abastecimento).

Atendendo ao que foi referido a propósito do suporte primário, que pode incluir elementos resistentes de alguma magnitude, e tendo em conta o objectivo final da obra, o revestimento final tanto pode ter uma função puramente estética, como essencialmente resistente. Em ambos os casos, devem ser levados em consideração, nos cálculos do revestimento, os sistemas de suporte primário, com vista a optimizar o suporte global e a minorar os custos. De todas as formas, não deve ser esquecido o factor tempo, que pode induzir a deterioração do maciço e do suporte primário, através da acção da água e/ou de agentes físico-químicos. Analogamente, a perspectiva de novas construções nas imediações, tanto subterrâneas como superficiais, pode alterar o estado de tensão pré-determinado, tornando inadequado o sistema global de suporte. A execução do revestimento final pode decorrer durante os trabalhos de escavação ou no final destes, dependendo da finalidade da obra, da competência do suporte primário, dos ciclos de trabalho e das secções disponíveis. Este condicionalismo deve ser conhecido antecipadamente, com vista a adequar o sistema de suporte primário ao período de tempo e às solicitações de que vai ser alvo. [13]

O cálculo do revestimento definitivo pode ser efectuado pelos mesmos métodos da convergência-confinamento e/ou métodos computacionais diversos.

6

SISTEMAS COMPLEMENTARES

6.1. INTRODUÇÃO

A execução de um túnel, envolve a aplicação de outros sistemas, para além dos sistemas de suporte primário e secundário, cujas funções se prendem com o apoio à execução dos mesmos ou a aferição de uma qualidade contínua à própria estrutura. Relativamente aos sistemas de apoio, durante a execução da escavação e colocação dos sistemas de suporte, referem-se os sistemas de ventilação, iluminação e drenagem, de modo a que sejam reunidas condições suficientes de segurança e operatividade dentro dos túneis, permitindo aos trabalhadores a execução das suas funções.

De referir que o projecto das estruturas de apoio da obra, nomeadamente as referidas, de ventilação, iluminação e drenagem é, geralmente, relegado para o executante da obra. Este critério, é suportado pelo conhecimento prático que permite ao empreiteiro esta concepção operacional, que no entanto pode levar a consequências nefastas para a segurança, qualidade e prazos do empreendimento. De tal forma, considera-se como uma tarefa importante do Projectista, o estabelecimento de limites para estes parâmetros, de forma a assegurar as condições mínimas de segurança e salubridade no decorrer da execução da obra.

Quanto aos sistemas permanentes, têm como objectivo a qualidade e operatividade a longo prazo da estrutura. Referem-se como exemplo destes, o sistema de impermeabilização e drenagem, o sistema eléctrico assim como um sistema global de protecção e segurança, que por sua vez engloba vários outros subsistemas.

De seguida serão descritos os mais importantes e comuns sistemas utilizados nas obras de túneis, de modo a que o leitor possa ter uma visão mais alargada sobre estes, compreendendo que de facto, a natureza complexa destas obras, assim como que apenas o funcionamento, interdependente de todos estes sistemas promovem uma grau qualidade e funcionalidade, imprescindível às obras de engenharia moderna.

6.2. SISTEMAS DE IMPERMEABILIZAÇÃO E DRENAGEM

6.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Muito embora a construção de obras subterrâneas seja muito antiga, a preocupação efectiva com a sua impermeabilização é bastante mais recente. Em Portugal, só há cerca de uma década é que grande parte dos túneis em escavação é contemplada com um sistema de impermeabilização contínuo.

A impermeabilização e drenagem de túneis têm como principais objectivos de assegurar a estanqueidade e transporte das águas infiltradas, durante o período de vida útil da obra, protegendo o revestimento de betão contra a agressividade dessas águas, que podem danificá-lo ao longo do tempo. Deste modo, estes sistemas contribuem para uma extensão da qualidade e durabilidade dos túneis. Os túneis não revestidos por um sistema adequado de impermeabilização, geralmente apresentam um alto custo de manutenção devido à lexiviação do betão de revestimento e avarias das paredes de betão, devido às acções nefastas das águas em contacto com este material.

Também por outro lado, com a crescente utilização de equipamentos electrónicos, que monitorizam as linhas rodoviárias ou ferroviárias, cuja sensibilidade à humidade bastante significativa, as obras subterrâneas tem sido projectadas e construídas dando atenção especial à preservação da estanqueidade.

Nas obras subterrâneas, as anomalias dos sistemas de impermeabilização e drenagem associada são, regra geral, difíceis de solucionar, pela impossibilidade de aceder aos materiais que compõem os sistemas. Por sua vez, as intervenções de carácter correctivo são extremamente onerosas e pouco fiáveis. Neste sentido, é imprescindível, para assegurar a funcionalidade e durabilidade destes sistemas, a existência de um controlo adequado das actividades relativas à instalação dos materiais que o constituem e de todos os outros que, directa ou indirectamente, interferiram com eles.

De referir ainda que quanto à impermeabilização e drenagem de um túnel subterrâneo pode trazer impactes ambientais consideráveis, especialmente se na presença de linhas de água importantes no maciço envolvente. Isto deve-se ao facto de que, o traçado de um túnel poder interromper transversalmente linhas de água existentes, que ao serem drenadas deixarão de fazer o seu trajecto normal, podendo levar a condições de seca a terrenos nas imediações dos túneis. Deste modo, para além de uma drenagem longitudinal, cujo objectivo principal é o de impedir a entrada de água dentro do túnel, é normalmente prevista uma drenagem transversal, cujo objectivo passa por colectar as águas de um dos lados do túnel e passá-las para o outro lado da secção, normalmente por um sistema de colectores transversais enterrados. [14]

6.2.2. SISTEMA DE IMPERMEABILIZAÇÃO

O sistema de impermeabilização conheceu uma evolução, desde os métodos tradicionais para minimizar ou prevenir a infiltração de água, como injecções do maciço adjacente, revestimento em betão de baixa permeabilidade ou mesmo injecções dos mais diversos produtos, cujo objectivo era a vedação do revestimento do túnel; passando por tentativas no início dos anos 60, de aplicação de um camada impermeável entre as duas camadas de revestimento de betão de um túnel, com uma membrana de mástique asfáltico e isolantes projectados com fibra de vidro reforçada; até finalmente se começaram a utilizar geomembranas termoplásticas. Estas começaram a ser utilizadas no inicio da década de 80, com a adopção do NATM na Europa (Suíça e Áustria) e nos Estados Unidos (metro de Washington), tendo confirmado o seu sucesso, apoiando-se num bom desempenho assim como uma redução dos custos operacionais e de manutenção.

Então, a impermeabilização actualmente é geralmente assegurada por geomembranas, que têm por função evitar que a penetração das águas de infiltração cause danos no revestimento definitivo (principalmente pelo efeito do gelo / degelo ou lixiviação) e nos pavimentos (rasante) pelo efeito do gelo / degelo.

As geomembranas mais aplicadas em túneis efectuados por escavação são as geomembranas poliméricas sintéticas, nomeadamente as de policloreto de vinilo plastificado (PVC) e as poliolefinas que incluem por sua vez as de polietileno de alta densidade (PEAD), polietileno de baixa densidade (PEBD) e poliolefina modificada com etileno propileno (EPR-TPO). Será de referir que as geomembranas de PEAD, são consideradas o produto mais eficaz na prevenção da poluição ambiental, tendo o seu uso exigido pelos órgãos ambientais, para diversos tipos de obras, devido à sua alta resistência a maioria dos produtos químicos, aliada a uma boa resistência mecânica e aos raios ultra-violeta. [14]

6.2.3. SISTEMA DE DRENAGEM

O sistema de drenagem pode ser subdividido em duas componentes, o sistema de transporte, constituído por redes de drenos tubulares cuja função passa por transportar a água drenada aos fins apropriados, como centrais de tratamento, bacias de retenção e infiltração ou linhas de água, e o sistema drenante, propriamente dito, cujas funções principais são a de intersecção das águas de percolação do maciço e seu transporte com a menor perda de carga possível até aos drenos, e a função de protecção da do sistema de impermeabilização, nomeadamente da geomembrana.

Dando maior atenção ao sistema drenante, os materiais utilizados vão como foi referido ter função de drenagem, de protecção, ou ambos.

Os materiais de drenagem usualmente utilizados são os geotêxteis e os geocompósitos drenantes. Os geocompósitos drenantes são formados por um núcleo drenante revestido dos dois lados, ou só de um deles, por um geotêxtil não tecido com a função de filtro (por vezes exercendo também a função de protecção), ou seja, que impeça a lavagem dos finos e o seu arrastamento para o dreno provocando a sua colmatação. Também o geotêxtil evita a formação de subpressões no escoamento da água e dá escape ao ar, evitando a formação de bolhas, fenómenos rápidos ou turbulentos que poderiam danificar os restantes materiais.

Os materiais de protecção usualmente utilizados são os geotêxteis e os geocompósitos constituídos por uma geomembrana fina em PVC ou polietileno (normalmente de cor clara) ligada a um geotêxtil. Estes materiais, de modo a exercerem as funções de protecção, podem ser colocados entre a geomembrana e a superfície da camada onde aquela é fixada, para evitar que irregularidades excessivas ou outros defeitos da superfície dessa camada danifiquem a geomembrana, ou podem também ser colocados sobre a geomembrana para evitar a sua perfuração no decorrer das operações subsequentes de colocação das armaduras.

Os materiais de protecção, para além de evitarem a perfuração da geomembrana nas arestas e pontos salientes, facilitam também a criação de uma superfície de deslizamento evitando que o material de impermeabilização seja solicitado por possíveis movimentos do suporte. [14]



Fig.8 – Rolo de Geomembrana de PEAD

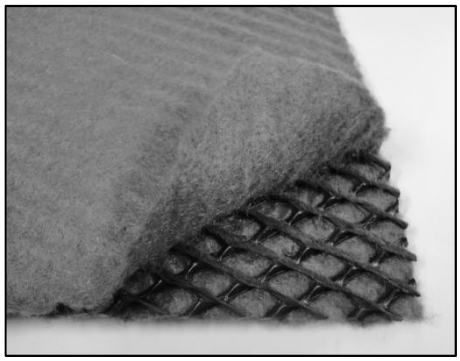


Fig.9 – Geocompósito de PEAD entre dois geotêxteis

Existem ainda elementos complementares que ajudam a melhorar o funcionamento do sistema de impermeabilização e drenagem e a minimizar danos, tanto na fase de instalação como de serviço. São exemplo desses elementos complementares as juntas de compartimentação (para confinar danos ou patologias e, consequentemente, a sua reparação), as juntas de remate, as juntas de dilatação, os tubos de injecção (para injecção de caldas ou resinas de impermeabilização), os drenos pontuais e as peças de suspensão de armaduras, entre outros.

6.2.4. APLICAÇÃO DOS SISTEMAS DE IMPERMEABILIZAÇÃO DE DRENAGEM

A aplicação dos sistemas de impermeabilização e drenagem, segue normalmente uma ordem fixa, que começa após a escavação do maciço e aplicação de um revestimento primário, instalando-se e fixando-se os geotêxteis, posteriormente conectando-os com os drenos dos dois lados, na cota de fundo do túnel, e por fim antes da colocação do revestimento externo ou secundário de betão, é colocada e fixada a geomembrana sobre o geotêxtil. O aspecto final da sobreposição destes sistemas pode ser observado nas figuras seguintes, onde a segunda corresponde à obra da Variante da Trofa, da linha do Minho, sendo observável a geomembrana (amarelo) e o geotêxtil (branco), aplicados sobre o betão projectado do revestimento primário do túnel.

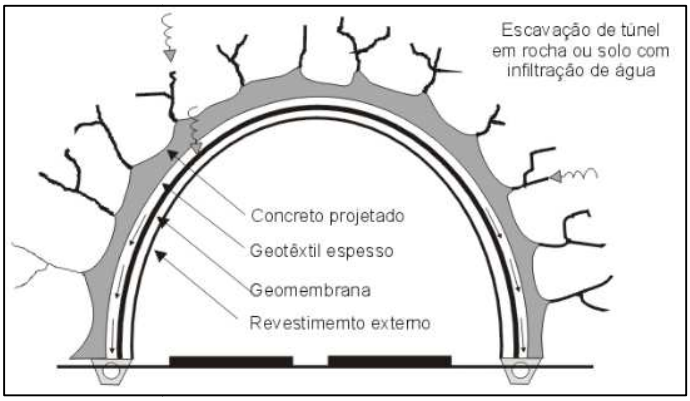


Fig.10 – Revestimento impermeabilizante típico num túnel



Fig.11 – Revestimento impermeabilizante no novo túnel da Variante da Trofa, da Linha do Minho (G.E.G. 2009)

Será de referir que no que respeita às ligações entre painéis das geomembranas, que não podem ser efectuadas em fábrica dada a dimensão dos túnel, foram adoptados métodos de junção destes painéis adequados, que têm por objectivo tanto garantir a sua estanqueidade contínua como também a sua resistência.

As geomembranas sintéticas de PVC ou de polipropileno, que são as mais usadas em túneis em escavação, são geralmente ligadas por termofusão através de aquecimento das geomembranas superior e inferior, de uma cunha metálica quente (figura 12b) ou de insuflação de ar quente (figura 12a) e auxílio de uma pressão mecânica de rolos compressores.

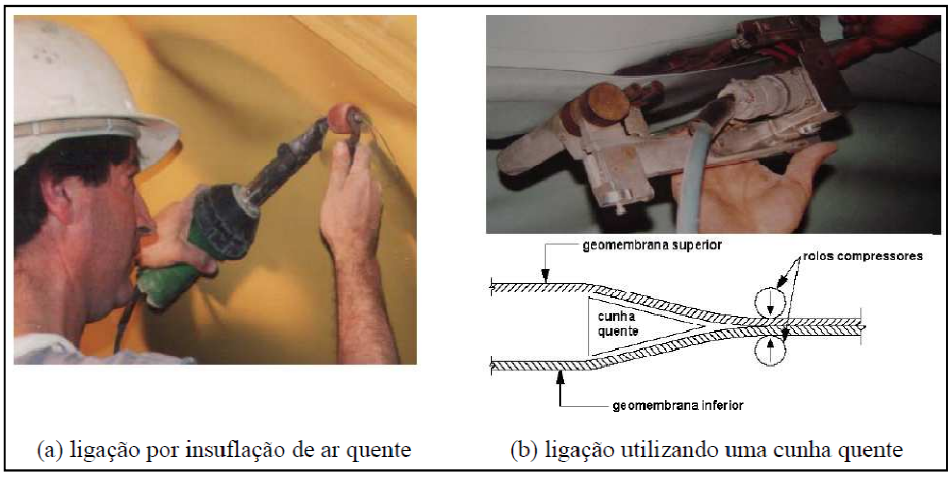


Fig.12 – Métodos de ligação de geomembranas (retirado de Justo, J. [14])

Em túneis longos e com desenvolvimento constante, em que as geomembranas são fornecidas em rolos com comprimento semelhante ao do desenvolvimento do túnel na área a impermeabilizar, as ligações são executadas com um equipamento que permite uma dupla ligação (figura 13b). Em zonas particulares de remate, onde não é tecnicamente possível efectuar a ligação dupla, é usada uma ligação simples (figura 13a) com largura de 2,5 a 4 cm. Os remates que inspirem maiores preocupações são reforçados com membrana do mesmo tipo. [14]

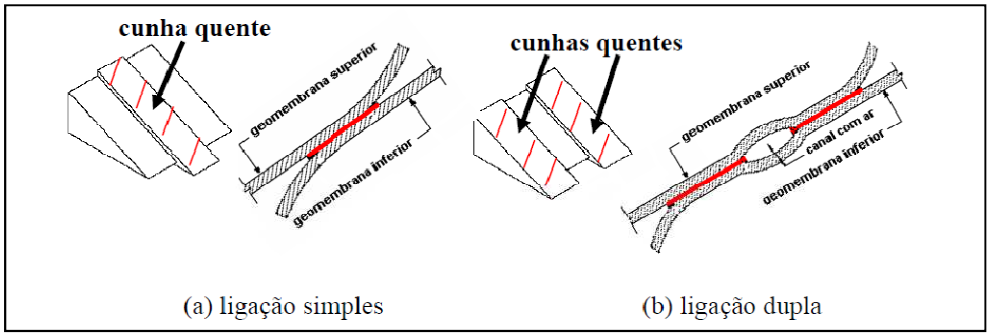


Fig.13 – Ligações simples e dupla por termofusão com cunha quente (retirado de Justo, J. [14])

6.3. SISTEMA ELÉCTRICO

Normalmente são preconizados nas obras de túneis, sistemas de eléctricos, nomeadamente de fornecimento de energia à generalidade das cargas do túnel, como por exemplo ao sistema de iluminação e todos os outros dispositivos eléctricos constituinte de outros subsistemas.

Quanto ao fornecimento em si, é normalmente conseguido com a instalação de um posto de transformação nas imediações do túnel, que vai receber energia da rede pública e depois a vai distribuir pelos quadros eléctricos existente e consequentemente pela rede de circuitos do túnel. Estes circuitos, são normalmente integrados em caminhos de cabos de energia e cabos de correntes fracas, dispostos longitudinalmente ao longo da extensão do túnel, de modo a poder alimentar os diversos aparelhos colocados ao longo do mesmo.

Como não poderia deixar de ser, é previsto um sistema de iluminação nos túneis, que se traduz de cariz fundamental, prevendo sempre uma disposição espaçada convenientemente ao longo do tunel, ou em locais estratégicos, como nichos de segurança, ou aliados a outros equipamentos do sistema de protecção e segurança, como os sistemas de combate a incêndio.

6.4. SISTEMA DE PROTECÇÃO E SEGURANÇA

6.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O sistema de protecção e segurança, engloba um conjunto de subsistemas, que actuando em conjunto permitem detectar situações criticas, evitando o desenvolvimento das mesmas, assim como, no caso de tais situações não poderem ser evitadas, como acidentes, levando ao surgimento de incêndios, prevêem meios de combate e mitigação desses efeitos.

6.4.2. SISTEMA DE PREVENÇÃO E COMBATE A INCÊNDIOS

6.4.2.1. INTRODUÇÃO

O sistema de prevenção e combate de incêndios incorpora vários mecanismos, dentro dos quais os sistemas de detecção de incêndios, sensores de vento, um sistema de gestão e ainda a rede de combate a incêndios. Também o sistema AVAC tem funções de prevenção contra incêndios, mas devido ao seu âmbito ser mais alargado será referido posteriormente.

6.4.2.2. DETECÇÃO DE INCÊNDIOS

Normalmente os túneis modernos estão equipados com sistemas de detecção de incêndios, constituídos por detectores automáticos, distribuídos ao longo do túnel correspondendo a áreas de influência respectivas, são normalmente do tipo termovelocimétrico no túnel e óptico de fumos. Estes detectores vão enviar os dados ou sinais de incêndio ao sistema de gestão, que em função da localização do incêndio e das informações recebidas dos sensores de velocidade e de direcção do vento, determinará o funcionamento mais adequado dos ventiladores. Este sistema de gestão tem assim como funções principais o controlo do funcionamento do equipamento de ventilação do túnel, permitindo e regulando desenfumagem em caso de incêndio, podendo ainda em alguns casos, controlar avarias eléctricas. Relativamente aos sensores de vento, estes são normalmente instalados nas entradas do túnel, ou em outros pontos estratégicos, como poços de ventilação no caso de grandes extensões de desenvolvimento dos túneis.

6.4.2.4. REDE DE COMBATE A INCÊNDIOS

Os túneis são normalmente realizados de modo a possuírem meios próprios para combate a incêndio, tanto em meios de 1ª intervenção, para utilização por qualquer pessoa, assim como meios de 2ª intervenção, para uso exclusivo dos bombeiros. A origem da água dependerá da extensão do túnel, e poderá ser local, prevendo condutas próprias de abastecimentos como pode ser apenas alimentado directamente pelos camiões cisterna do Serviço de Bombeiros, para túneis de extensões mais reduzidas. Os meios de 1ª intervenção consistem principalmente em extintores portáteis para diferentes classes de fogo, distribuídos ao longo do túnel, os meios de 2ª intervenção são mais complexos e englobam vários organismos como bocas de alimentação, tubagens e válvulas respectivas.

6.4.3. SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO - CCTV 'CLOSE CIRCUIT TELEVISION'

É também normalmente instalado um sistema interno de vídeo-vigilância, especialmente em túneis rodoviários extensos, denominado normalmente por CCTV. Este sistema é genericamente constituído por diversas câmaras colocadas em locais estratégicos do túnel, garantindo uma cobertura total da área do túnel, ligadas a um sistema de comutação, visualização e gravação.

6.4.4. SISTEMA AVAC – AQUECIMENTO, VENTILAÇÃO E AR CONDICIONADO

A ventilação do túnel para além do objectivo referido de remover os fumos resultantes da deflagração de um incêndio, permitindo um aumento da visibilidade no interior do túnel e consequentemente condições de evacuação em segurança, mas também actua de modo a manter a qualidade do ar no túnel, tendo como base o movimento longitudinal do ar ao longo do túnel. De modo a promover a movimentação do ar, são instalados ventiladores (normalmente posicionados junto à abóbada) reguláveis e de natureza reversível, permitindo o ajuste e controlo das velocidade e direcção dos ventos naturais que entram no túnel.

Ainda é importante referir, que o sistema de ventilação, embora seja normalmente utilizado e associado ao sistema global de segurança e protecção já referido, trata-se de um sistema de natureza bastante mais complexa. De facto, este sistema adquire grande importância nos túneis ferroviários para altas velocidades, influenciando em grande parte o design/forma das secções dos mesmos. Neste tipo particular de túneis, do fluxo de ar consequente das altas velocidades praticadas pelos comboios resultam efeitos de ondas de pressão, geradas nas bocas dos túneis propagadas ao longo do túnel,

criando o efeito de *Sonic Boom*, assim como fluxos complexos de movimentação do ar, causado altas pressões nos próprios comboios, o que se traduz em vibrações excessivas e respectivo desconforto para os passageiros. Estes efeitos são actualmente alvo de estudos aprofundados na área da aerodinâmica de túneis, onde são realizadas inúmeras simulações relativamente aos fluxos de ar no interior do tunel, prevendo situações e modelos de comportamento aos sistemas de ventilação, que consistem também meios de mitigação e controlo desses efeitos.

6.4.5. OUTROS SISTEMAS – SINALÉTICA E CONTROLO DE TRÁFEGO

No interior dos túneis, são incluídos sistemas de informação visual, nomeadamente sinais luminosos ou sinais de indicações de direcções de evacuação aquando a falha do sistema de iluminação em caso de acidentes, assinalando a presença dos órgãos de combate a incêndios, etc.

7

CONTROLO E QUALIDADE

7.1. INTRODUÇÃO

A observação e respectiva instrumentação de um túnel constituem aspectos imprescindíveis na execução deste tipo de obra, onde aliás, o acompanhamento do comportamento do maciço e do suporte, são conceitos de projecto imprescindíveis ao método NATM.

7.2. OBSERVAÇÃO

As actividades associadas à observação de uma obra subterrânea são vastas e por vezes complexas, devido à sua influência e interacção com as tarefas de construção, exigem uma elevada capacidade de resposta, tanto na execução como no tratamento da informação.

Os aspectos gerais, a acompanhar durante a execução da obra incluem os seguintes pontos:

- **Adequabilidade das técnicas utilizadas**, ou seja dos métodos de escavação e de suporte, sistemas de remoção de escombros, etc.
- **Qualidade de execução**, referente à obtenção dos pressupostos do projecto, tendo em vista a satisfação plena do Dono da Obra;
- **Segurança**, actuando na definição de cenários de risco, manuseamento e armazenamento de explosivos, sinalização da obra, drenagem, ventilação, iluminação, sistemas de protecção pessoal e colectiva, etc.
- **Higiene e salubridade**, relativamente à drenagem, ventilação, instalações de apoio (refeitórios, sanitários, balneários), etc.
- **Impactes ambientais**, nomeadamente sobre o meio e sobre as pessoas, métodos de quantificação e minimização, etc.

As actividades de observação de uma obra subterrânea, dependem assim, da sensibilidade relativa da obra em si e do meio em que esta se insere. Estas tarefas, são geralmente executadas pela entidade fiscalizadora da obra e supervisionadas pelo Projectista e Assessoria Técnica, carecem de um apropriado planeamento e dimensionamento, de forma a capacitar as estruturas destas entidades com meios materiais e humanos apropriados.

Os meios humanos envolvidos nas tarefas de controlo da obra, para além do adequado quantitativo, carecem de formação específica nos vários aspectos abarcados pela execução. De facto, a aptidão

técnica e capacidade de resposta destes técnicos são aspectos capitais tanto na qualidade final, como para ajudar a superar os constantes imprevistos inerentes às obras geotécnicas. [Mário Bastos]

O adequado planeamento das tarefas de fiscalização e acompanhamento, é uma actividade complexa que exige a criação de equipas multidisciplinares, gestão de equipamentos e técnicos operativos e o estabelecimento de cenários de ocorrências e actuação, entre outros.

É ainda de salientar a importância do controlo de qualidade dos materiais a utilizar, antes da instalação na obra.

7.3. INSTRUMENTAÇÃO DOS TRABALHOS

7.3.1. OBJECTIVOS DA INSTRUMENTAÇÃO

A execução adequada de uma obra subterrânea deve fundamentar-se nos estudos realizados tanto antes como no decorrer da construção, perante o conhecimento efectivo do maciço e das condições reais encontradas aquando a escavação.

Este último aspecto depende essencialmente das técnicas de instrumentação e respectivos equipamentos, com vista à aquisição de informação relevante. Estas informações, que resultam dos trabalhos de observação da obra, têm como objectivos principais a escolha dos métodos de escavação apropriados (Empreiteiro), o redimensionamento dos suportes (Projectista), a aferição da qualidade da obra (Fiscalização) e a elaboração do relatório de execução (Projectista/Consultor Geotécnico/Dono de Obra). Os objectivos da instrumentação de um túnel prendem-se com a detecção antecipada das condições que possam motivar a instabilidade do túnel em construção, a determinação do desempenho a longo prazo dos suportes após a construção, a obtenção de informação que permita uma análise detalhada do maciço e do comportamento do sistema de suporte. [4]

De um modo geral, as fases do controlo da obra, estendido durante o tempo, são a obtenção da informação necessária à elaboração do projecto, em termos de escavação e suporte, antes da construção; o controlo e medição do comportamento das estruturas, de forma a confirmar os cálculos anteriores ou adquirir dados para os alterar, durante a fase de construção; e o controlo da evolução das cargas e deformações, de modo a prevenir possíveis anomalias, após a conclusão da Obra. [15]

Segundo Cunha e Fernandes [16], deve ser estabelecido um plano de observação apropriado, devendo atender aos aspectos mais relevantes, nomeadamente:

- **Natureza, tipo e localização da obra**, que influenciam tanto o tipo e robustez dos equipamentos, no que diz respeito à possível operatividade à distância e por longos períodos, a sua adaptação ao método de suporte, espaço disponível, etc., assim como influência relativamente à profundidade e ao meio em que se insere (urbano, rural, etc.), que pode levar à concentração de sistemas de controlo superficiais e a instalação de instrumentação ao nível do eixo do túnel a partir da superfície.
- **Características geotécnicas**, nomeadamente a litologia, hidrogeologia, grau de alteração, acidentes tectónicos, grau de fracturação, entre outros, que vão condicionar a malha de observação, o tipo de instrumentação e a frequência de leituras.
- **Métodos construtivos e ritmo da construção**, permitindo ao Empreiteiro controlar planeamento geral dos trabalhos, minimizando os atrasos na construção. Deste modo, é possível obter mais segurança e adequabilidade dos sistemas de suporte, compensando os eventuais atrasos devidos à observação.

Outro aspecto importante a ter em conta, refere-se à hierarquização da instrumentação dos trabalhos, aplicando métodos mais precisos, e consequentemente mais onerosos, em zonas mais sensíveis ou onde tenham sido detectadas anomalias que careçam de estudos detalhados. Para tal, é necessário definir cenários de aplicação destes meios, estabelecendo e quantificando os limites de intervenção. [4]

Segundo Hoek, E. Brown, E. [10], as deficiências mais comuns praticadas nas actividades de observação e monitorização de obras subterrâneas são:

- **Deficiências na planificação**, relativamente ao tipo de informação necessária, variáveis de controlo, verificação das condições geológicas, controlo de métodos de escavação;
- **Indefinição das condições iniciais de referência**, nomeadamente a instalação dos equipamentos demasiado tarde, ou deficiências na periodicidade das leituras, desconhecendo se os movimentos anteriores à instrumentação;
- **Inexperiência dos operadores dos equipamentos**, que se traduz na imperfeição na instalação dos equipamentos ou na detecção do seu mau funcionamento assim como lacunas na identificação dos sinais de instabilidade;
- **Atrasos na avaliação e interpretação**, respectivos à incapacidade de tratar a informação em obra, com a subsequente necessidade de envio da informação para outras entidades que desconhecem a obra, implicando a perda de oportunidade de intervenção correctiva imediata;
- **Avarias de equipamentos nas actividades construtivas,** nomeadamente erros ou cessação das leituras;
- **Indefinição das responsabilidades do Empreiteiro**, relativamente à colaboração e ao pagamento destas actividades, resultando incompreensão e falta de apoio;
- **Equipamentos inadequados**, relativamente à aplicabilidade, robustez e complexidade;
- **Diminuição da observação por limitações orçamentais**, onde a tentativa de redução de custos implica uma restrição do número de observações nos equipamentos existentes, não instalação de outros instrumentos e deficiências na análise e tratamento dos dados.

7.3.2. MEDIÇÕES E EQUIPAMENTOS DE AUSCULTAÇÃO

A colocação de equipamentos de monitorização antes do início da escavação, que permanecem em actividade no decorrer da obra, constitui uma metodologia eficaz na caracterização da situação de referência e do seu evoluir ao longo do período de trabalhos. É o caso de medidores de deformações, nomeadamente extensómetros e inclinómetros em furos de sondagem e marcas topográficas, assim como níveis piezométricos no interior de furos de sondagem. [3]

Segundo Trabada Guijarro [17], as medições e os equipamentos de instrumentação de uma obra subterrânea envolvem geralmente:

- **Movimentos verticais**, tanto à superfície como em estruturas existentes (edifícios, estradas, etc.) utilizando nivelamento topográfico e em profundidade mediante a instalação de extensómetros (de barras) em secções de controlo;
- **Movimentos horizontais**, em profundidade através da instalação de inclinómetros em secções de controlo, assim como medição de convergências no túnel com equipamentos de precisão;
- **Pressões**, medidas através de células instaladas no interior do suporte provisório;
- **Níveis piezométricos**, medidos nas camadas permeáveis ao longo do traçado do túnel, através de tubos piezométricos instalados em furos verticais desde a superfície;

Os principais equipamentos usualmente utilizados na observação e monitorização de túneis incluem extensómetros, inclinómetros, marcas topográficas de precisão, células de pressão, medidas de convergência e cartografia das frentes. Estes métodos são, geralmente, suficientes para estabelecer o ajustamento do modelo geomecânico a utilizar no dimensionamento dos suportes, bem como detectar as alterações induzidas pelo túnel às estruturas circundantes.

A Figura 14 ilustra alguns dos tipos de equipamentos que podem ser aplicados na monitorização de uma obra subterrânea, à superfície e em profundidade.

A estes métodos devem acrescentar-se as técnicas de reconhecimento da frente de escavação, uma vez que constituem eficientes processos de reconhecimento da rocha a escavar e de detecção antecipada de anomalias, bem como as técnicas específicas de monitorização ambiental, com destaque para a medição de vibrações e ruídos (a desenvolver posteriormente).

A determinação da zona perturbada pela escavação, se bem que envolva métodos complexos (microsísmica de refracção), é um aspecto que pode fornecer importantes dados para a modelação computacional em fase de obra para aplicação ao dimensionamento dos suportes, além de permitir a avaliação do dano ao maciço provocado pela escavação. [4]

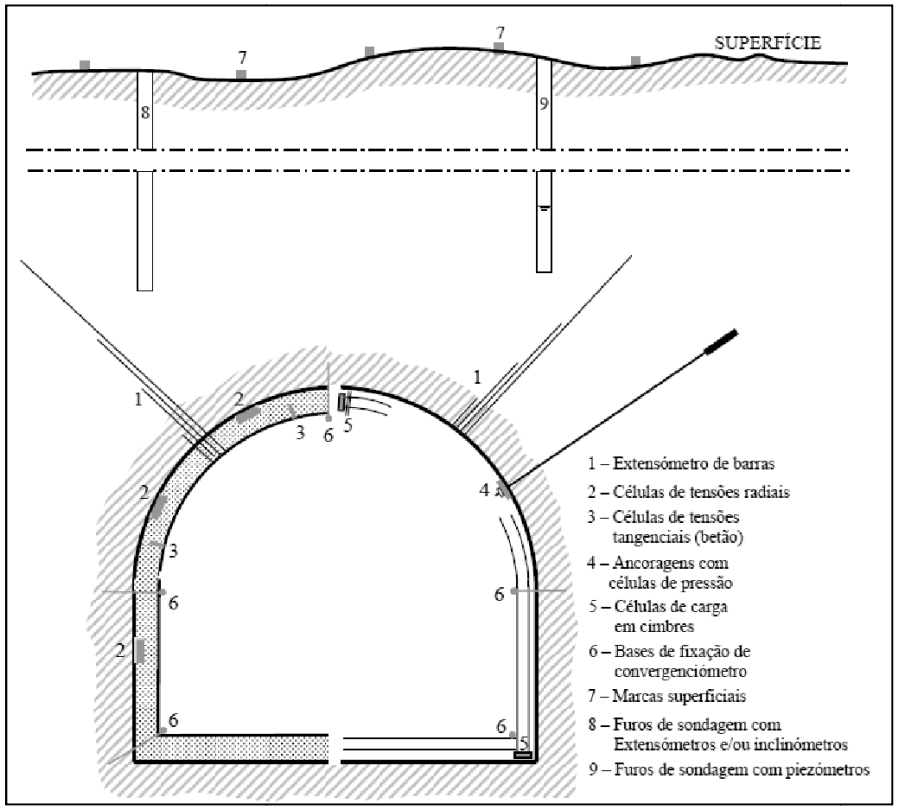


Fig.14 – Instrumentação e respectivos pontos de observação na secção de um túnel e à superfície (retirado de Bastos, M. [4])

7.4. PRINCIPAIS ACTIVIDADES DE OBSERVAÇÃO GEOTÉCNICA

7.4.1. CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA

A caracterização das frentes de desmonte, em termos de litologia, diaclasamento, caudais emergentes, grau de alteração, acidentes tectónicos, etc., contribui decisivamente para a optimização das actividades de escavação e suporte, influenciando, igualmente, os sistemas de monitorização a implantar. [16]

O destaque desta actividade recai na identificação das mudanças significativas da geologia e fracturação da frente de escavação, influenciando a classificação da frente em termos de zonamento geotécnicos e para a detecção de acidentes tectónicos passíveis de motivar uma intervenção excepcional dos métodos de escavação, suporte e monitorização. De forma a completar os dados recolhidos da observação visual, poderão ser realizados ensaios expeditos na frente de desmonte, nomeadamente esclerométricos e de compressão pontual, destinados a serem correlacionados com parâmetros de comportamento mecânico. Igualmente, as velocidades de avanço dos equipamentos de perfuração ou dos de ataque pontual, bem como o consumo específico de explosivo, podem permitir correlações com as características resistentes do maciço a escavar, constituindo elementos importantes de caracterização. Pelo que foi dito, a cartografia da frente de desmonte de um túnel constitui a base do sistema de análise, complementada pelos métodos de auscultação de precisão, permitindo a percepção geral dos comportamentos das estruturas de suporte e a antevisão dos métodos apropriados de escavação.

7.4.2. MEDIÇÃO DE CONVERGÊNCIAS

A medição de convergências é possivelmente o método de instrumentação com a maior relação benefício/custo, tratando-se de um processo simples, económico e rápido. Esta técnica tem lugar em secções preparadas para o efeito, permitindo a obtenção dos deslocamentos relativos de contracção ou expansão do perímetro do túnel, possibilitando assim a aferição do comportamento dos sistemas de suporte. As modernas tecnologias permitem ainda, além da avaliação dos deslocamentos relativos, a medição dos deslocamentos absolutos, através de métodos topográficos, fundamentalmente electromagnéticos. Esta técnica é especialmente apropriada para a detecção dos movimentos de soleira e de assentamento global do túnel, aplicando-se preferencialmente nas zonas de emboquilhamento ou em túneis pouco profundos em meios urbanos.

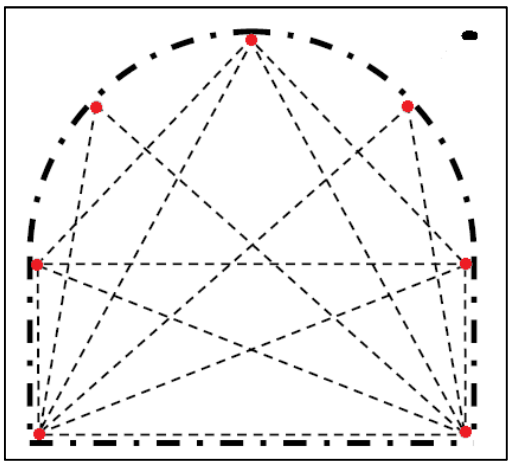


Fig.15 – Secções possíveis de medição de convergências (retirado de Bastos, M. [4])

Existe uma vasta gama de equipamentos com capacidade, manobrabilidade e precisão distintas. A escolha do método a utilizar prende-se com as características particulares da obra e do meio envolvente, de forma a ser adoptado o equipamento mais versátil, que induza os menores distúrbios às actividades construtivas e que possua a precisão necessária. A interpretação dos movimentos do maciço (e do suporte) assenta em gráficos que representam os deslocamentos em ordem ao tempo, permitindo apurar a tendência, ou não, do maciço para a estabilização, bem como analisar os valores absolutos de deslocamentos, com vista a averiguar da necessidade de intervenção para reforço do suporte. [4]

7.4.3. AMOSTRAGEM E MONITORIZAÇÃO DOS ELEMENTOS DE SUPORTE

A observação geotécnica de uma obra subterrânea, além dos aspectos atrás referidos, deverá permitir a validação do critério de dimensionamento do suporte primário, tanto para um eventual reforço deste, como para a obtenção de dados que facultem e optimizem o posterior cálculo do revestimento final.

Os métodos mais utilizados para atingir estes pressupostos, incluem a monitorização dos elementos de suporte e a amostragem dos elementos contínuos, como o betão projectado. Relativamente aos equipamentos utilizados na auscultação dos suportes metálicos, estes envolvem instrumentos de medição de solicitações, geralmente células de carga, que são essencialmente constituídas por cilindros rígidos de aço, nos quais se medem as deformações através de extensómetros. A instrumentação das escoras compreendem a instalação destas células entre o maciço e o suporte ou almofadas de aço nos apoios, enquanto nas ancoragens as células se localizam na cabeça de ancoragem. A qualidade do suporte primário e a sua eficiência a longo prazo, passa também por amostrar o revestimento de betão projectado, facultando informação relativa à sua espessura, condições de encosto ao maciço e resistência (através de ensaios de compressão pontual ou uniaxial). A medição de tensões nos revestimentos de betão pode ser realizada por almofadas planas instaladas em rasgos no revestimento (utilizando-se a restituição de deformações); através de extensómetros devidamente orientados, colocados aquando da betonagem; ou com células de pressão no contacto rocha-betão. [4]

7.5. CONTROLO DE IMPACTES

7.5.1. VIBRAÇÕES RESULTANTES DE DETONAÇÕES

As principais consequências nefastas para as estruturas, provocadas pelas vibrações produzidas nas detonações, foram já referidas em capítulos anteriores. De salientar apenas que os danos motivados por estes fenómenos podem originar custos acrescidos em reparações, indemnizações, ou mesmo prejudicar a funcionalidade de empreendimentos pré-existentes com as óbvias consequências que daí possam advir.

A metodologia empírica que pode ser utilizada, na falta de um estudo específico, envolve a utilização de desmontes experimentais para cada tipo de maciço a escavar, com uma rigorosa instrumentação para registo das vibrações. Deste modo, podem-se aferir as variáveis determinantes no processo, como sejam, a carga de explosivo por furo, a distância, o número de furos e o número de retardos e carga instantânea a detonar. Existem, actualmente, mecanismos que permitem prever com alguma precisão, os efeitos causados por uma detonação, relativamente à vibração resultante, e aos valores que a sua velocidade atinge nas imediações do local de origem. [4]

7.5.2. RUÍDO RESULTANTE DE DETONAÇÕES

As sobrepressões induzidas pelas detonações são uma consequência a ter em conta no desmonte de rochas com explosivos. Numa pega de fogo dimensionada de forma conveniente, o efeito da sobrepressão é diminuto quando comparado com as vibrações através do maciço. Apesar deste facto, estas acções podem motivar danos estruturais ou mesmo pessoais de alguma monta, pelo que têm de ser levados em consideração no planeamento dos desmontes. A onda de pressão ou onda aérea, pode ser dividida em duas frequências distintas: alta frequência e baixa frequência. A onda de pressão de alta frequência (20-20.000 Hz) é audível, e constitui o ruído característico que acompanha a detonação. A onda de pressão de baixa frequência (<20 Hz), não é detectável pelo ouvido humano mas excita as estruturas, podendo o efeito da sua vibração tornar-se audível, principalmente para quem e encontra no interior da construção. [4]

Existem três tipos de acções a ter em conta na onda aérea, a parte audível, a parte não audível (que pode tornar-se audível pela vibração das estruturas) e os efeitos da sobrepressão que pode provocar rotura de vidros. O Ser Humano é muito sensível aos sons e movimentos que acompanham uma detonação, agravado pelo facto de inúmeras vezes estes efeitos serem repentinos e inesperados, motivando casos de alarmismo compreensíveis. Este facto pode ser minorado através de sinalizações sonoras de aviso de disparo, audíveis à distância, que antecedam a detonação, constituindo este método prática comum na maioria das explorações mineiras. Uma das formas mais simples de reduzir as ondas aéreas, é actuar na origem através de um adequado projecto de fogo, bem como uma boa execução técnica, traduzida essencialmente num bom confinamento e atacamento das cargas explosivas. Os efeitos directos da sobrepressão podem ainda ser agravados por factores como o vento e a temperatura atmosférica.

Relativamente às obras subterrâneas, em concreto no que se refere a túneis, o trajecto da onda aérea referida inclui dois percursos distintos, o comprimento do túnel, tratando-se de uma propagação linear, e o percurso desde a entrada do túnel ao ponto de referência (existência de pessoas), onde a propagação é esférica. Para efeitos de cálculo para previsão dos efeitos do ruído, é necessário conhecer a quantidade de explosivos a detonar por retardo, o local de detonação dentro do túnel, bem como a distância desde o emboquilhamento do túnel à habitação ou local público mais próximo. Com base nestes dados e utilizando expressões empíricas conhecidas, é possível estimar a magnitude do ruído e assim redimensionar os diagramas de fogo. [4]

Deste modo, através dos instrumentos apropriados de previsão da magnitude dos ruídos, não só é possível prever os seus efeitos e enquadramento legal, como se pode, sucessivamente, calibrar as expressões de cálculo, de forma a estabelecer os limites de cargas explosivas a utilizar para cada condição.

7.5.3. ASSENTAMENTOS SUPERFICIAIS

Os assentamentos superficiais, ou subsidência, são consequência de uma alteração do estado natural do terreno, motivada pela escavação, podendo atingir proporções significativas, principalmente em túneis pouco profundos. A magnitude destes deslocamentos depende igualmente do método de escavação, eficiência de colocação do suporte primário, existência de tratamento dos terrenos, entre outros. Além dos possíveis danos superficiais causados pela subsidência, a descompressão do maciço e a fracturação induzida provocam, geralmente, um maior fluxo de água para o interior do túnel, diminuindo igualmente a competência do maciço. A Figura 16 ilustra uma modelação do tipo de

movimento do terreno em função da profundidade da escavação, para maciços terrosos e rochosos muito fracturados.

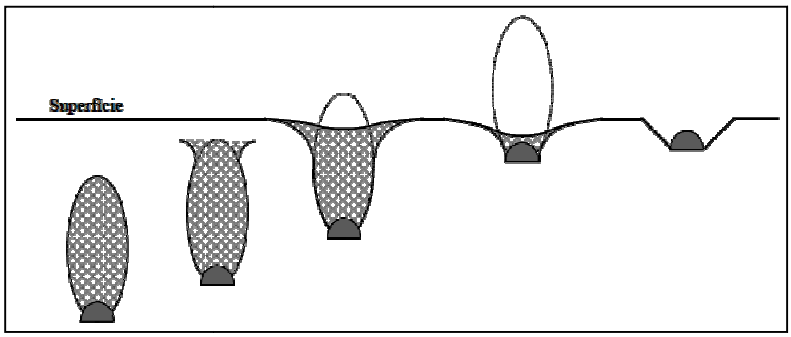


Fig.16 – Zonas influência, respectivamente aos movimento do terreno, para diferentes profundidades de escavação (retirado de Bastos, M. [4])

O procedimento usual de previsão de assentamentos reside em técnicas computacionais, de acordo com a modelação global do maciço, estimando-se valores máximos admissíveis. Com base nestes valores, e perante uma monitorização sistemática de precisão com marcas superficiais, analisam-se os comportamentos da subsidência, preconizando-se cenários de intervenção em função da magnitude dos assentamentos. O comportamento da subsidência depende de numerosos factores intrínsecos ao maciço e à localização da obra, como sejam, a profundidade da escavação, o diâmetro do túnel, o estado de tensão pré-existente, a fracturação natural e induzida e as condições hidrogeológicas. Além destes aspectos, os métodos empregues na concepção e construção do túnel têm, igualmente, uma influência decisiva na magnitude destes deslocamentos superficiais. De facto, conceitos de projecto como o NATM ou as suas variantes, pressupõem deslocamentos significativos que, em obras pouco profundas, implicam regra geral, fortes assentamentos superficiais. Do mesmo modo, factores como o método ou equipamento de escavação e a prontidão de instalação e tipo de suporte, através da sua influência na deformação do túnel, são igualmente aspectos que influenciam os assentamentos superficiais. [4]

7.5.4. OUTROS IMPACTES

Além dos assuntos abordados anteriormente, e que constituem geralmente os impactes de maiores dimensões durante a construção, existem outros factores de carácter ambiental e social, motivados pela implantação da obra.

Relativamente à fase de execução, existem impactes de carácter temporário, ocorrendo apenas durante as actividades construtivas, e sendo passíveis de intervenção imediata ou de posterior recuperação. Entre estes contam-se os transtornos às populações motivados pela modificação dos acessos rodoviários e pedonais, o acréscimo da circulação devido aos equipamentos de obra e os possíveis estragos resultantes (veículos pesados), as poeiras e fumos resultantes da execução da obra, os locais de deposição de escombros, etc.

Em termos de impactes permanentes, relacionados com a fase de serviço destas obras, são de realçar o acréscimo de ruído e fumos, para túneis rodoviários, e as restrições ao uso do solo nas imediações do túnel. Em alguns casos, acrescem a estes, os prejuízos motivados pelo rebaixamento e contaminação de níveis freáticos ou de poços e sistemas de captação de águas. [4]

8

TÚNEIS FERROVIÁRIOS DE ALTA VELOCIDADE – PROCESSO DE DECISÃO SOBRE SISTEMA DE TÚNEL

8.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo destina-se a enquadrar a problemática da concepção dos túneis de Alta Velocidade, apontando vários dos factores de decisão, que normalmente é abordada numa fase de estudo preliminar.

Os túneis em geral, são assunto sensível às questões de segurança e conforto, com óbvias repercussões na exploração ferroviária, de forma que estas questões, se vão sobrepor em fases seguintes do projecto a outras. De facto, estas questões, devem ser abordadas, pré-definindo níveis de segurança e conforto desde o princípio, e posteriormente trabalhando as questões de geometria do traçado e secções, geologia e geotecnia, cálculo e dimensionamento, métodos de escavação, suporte e drenagem e impermeabilização, em função destas. De referir, que apesar de serem questões antigas, à segurança e conforto foram atribuídas nos últimos anos um peso determinante no projecto, não só pelos acidentes ocorridos, mas também pela percepção relativamente recente, a influência que têm na operação e exploração do sistema.

O projecto de túneis ferroviários, em Portugal, é baseado em normas e regulamentos europeus, assim como baseado na experiencia e conhecimento relatada em recomendações oficiais vigentes em utilização noutros países. No caso de estudo, abordado de seguida, foram seguidos os critérios estabelecidos no Decreto Lei n.93/2000 de 23 de Maio, sobre a interoperabilidade do sistema ferroviário de Alta Velocidade, as normas técnicas das fichas da UIC, SNCF, INTF, REFER, CP e as normas vigentes, ou outras aplicáveis sobre a ordenação e conteúdo dos projectos e estudos, assim como as instruções definidas pela RAVE quando existiram outras sobre o tema.

O projecto de túneis em linhas férreas de alta velocidade requer especial atenção em alguns aspectos, nomeadamente o sistema de túneis (tubo simples com via dupla ou tubo duplo com via simples), aerodinâmica (para definição da secção transversal e gabarit mínimo), sistemas de segurança (acessos, resguardos, túneis, poços e cavernas de emergência, etc.), manutenção e operação, mitigação e combate a incêndios, projecto do sistema de via incluindo controlo de vibrações, sistema construtivo, revestimento interno do túnel e ainda os custos e respectivos riscos de variação. [18]

8.2. DECISÃO SOBRE O SISTEMA DE TÚNEL

A decisão sobre o sistema de túnel a adoptar, ou um túnel de via dupla ou dois túneis de via simples, é essencialmente controlada pelas necessidades do sistema de emergência, pelo conforto e traçado, pelos requisitos de capacidade de tráfego durante a manutenção e por factores económicos.

Como exemplo de algumas limitações, ou factores de decisão apresentam-se alguns pontos, descritos de seguida. Os túneis longos, de via simples necessitam de saídas de emergência com certos intervalos. Estas saídas de emergência podem ser poços verticais de emergência, galerias de acesso horizontais ou inclinadas, passagens de atravessamento para uma galeria de emergência paralela, ou passagens para o túnel paralelo, no caso de dois túneis de via simples. Relativamente aos poços verticais de emergência e as galerias de acesso horizontais, apenas são possíveis em secções com pouco recobrimento, normalmente poucas dezenas de metros. Comparando o custo da construção de dois túneis de via simples com a de um túnel de via dupla com uma galeria de emergência, a primeira solução pode ser mais barata. Para túneis de comprimentos elevados, superiores a 10km ~ 15km, os túneis paralelos de via simples apresentam vantagens na operação em casos de manutenção ou saídas de emergência (caso de incêndio). Não sendo possível fazer manutenção com comboios a circular dentro dos túneis, a opção dos dois túneis pode ser colocada em casos de tráfego intenso. [18]

Pode ser ainda sintetizado uma comparação mais eficaz entre estes dois sistemas, enumerando as principais vantagens e desvantagens do sistema de dois túneis de via simples, comparativamente ao sistema de túnel único de via dupla. Como vantagens apresenta a possibilidade de manutenção sem interrupção total da circulação, sistemas de segurança mais eficientes, parâmetros de sobrepressão admissíveis mais baixos, melhor aproveitamento das tuneladoras e melhor capacidade de suporte geotécnico (maciço) e estrutural (revestimentos). As suas principais desvantagens são os custos, as dificuldades de inserção do traçado com implicações a montante e jusante em pontes, aterros ou outras estruturas especiais, e a necessidade da duplicação de alguns sistemas.

Por estas razoes, a opção por um sistema de dois túneis de via simples (bi-tubo), só é normalmente tomada em casos extensão excepcional e com ponderação de todas as consequências. [18]

8.3. DECISÃO SOBRE A SECÇÃO TRANSVERSAL A INSTALAR

8.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A concepção das secções dos túneis é normalmente ditada, em primeira abordagem, pelos aspectos aerodinâmicos, de segurança, ambientais, de manutenção, custos, riscos e vibrações induzidas. Posteriormente são tidos em consideração questões relacionadas com o dimensionamento, sistemas e grau de impermeabilização, controlo de custos, afectação de aquíferos, ventilação, instalações electromecânicas e requisitos particulares para a engenharia ferroviária, geologia e hidrologia, método construtivo, aspectos operacionais durante a construção, manutenção, mitigação de vibrações e ruído e finalmente considerações arquitectónicas e estéticas. No entanto antes de proceder ao dimensionamento das secções, considerando os imperativos de segurança e conforto, necessita-se antes de proceder à definição de alguns dados, nomeadamente o sistema de comboio de alta velocidade (tráfego misto ou de passageiros), a área exposta da frente de comboio, o comprimento do comboio, a velocidade máxima praticável, o traçado e ainda parâmetros de aerodinâmica (atrito, humidade, temperatura). [18]

8.3.2. REQUISITOS AERODINÂMICOS

Um comboio ao atravessar um túnel origina um complexo e instável campo de fluxos. Os gradientes de pressão são essencialmente produzidos pela entrada e saída de ar do nariz e cauda do comboio, mas a passagem do comboio no túnel também provoca ondas adicionais. As ondas de compressão e expansão propagam-se ao longo do túnel, à velocidade do som e relativamente ao fluxo de ar local. Estas ondas sónicas são reflectidas nas extremidades do túnel e parcialmente reflectidas com a passagem de um nariz ou cauda de um outro comboio. Uma outra onda de compressão é reflectida no portal do túnel como uma onda expansiva, e uma onda de rarefração é reflectida como uma onda de compressão. Disto resulta uma complexa sobreposição de ondas. Para ondas do mesmo tipo, a interferência pode resultar no seu aumento, podendo causar severos gradientes de pressão num curto intervalo de tempo, assim como também o fluxo induzido no túnel, aumenta o efeito de sucção aerodinâmica do comboio durante a sua passagem. Estes efeitos vão ser traduzidos em elevadas pressões nos comboios, que por sua vez vão experimentar vibrações excessivas, afectando o grau de segurança e conforto dos passageiros.

Por estes motivos, a área mínima da secção transversal de um túnel deve ser calculada, tendo em conta os efeitos aerodinâmico, por exemplo limitando as variações de pressões permitidas nas carruagens. Tendo em conta estes ou outros limites da variação de pressão, e considerando um dado comprimento do túnel e área da frente do comboio, é possível definir a área mínima do túnel por critério de conforto e segurança. [18]

8.3.3. REQUISITOS DE SEGURANÇA

Não existe um consenso absoluto sobre a concepção de túneis em face da segurança dos passageiros. De um modo geral, para túneis com comprimentos superiores a 500 m, deve ser sempre definido e projectado um sistema de saídas de emergência com espaçamento máximo de 500 m. Por exemplo na Áustria, os túneis de via simples ou necessitam de poços verticais de emergência ou galerias horizontais. No caso de túneis paralelos de vias simples, as passagens de atravessamento entre os túneis servem de saídas de emergência. De modo geral, para túneis muito compridos (excedendo os 10km) deverão ser projectadas complexas estruturas e equipamentos subterrâneos de emergência.

O maior risco previsto, é o caso de ocorrência de incêndios, de modo que um túnel, deve estar normalmente equipado como meios e sistemas de combate a incêndios. Estruturalmente, os túneis devem ser projectados e dimensionados de modo a que em caso de incêndio no túnel os danos provocados pelo fogo seja limitados ou minimizados, não afectando terceiros (vias ou edifícios na superfície do túnel), e o período de tempo para reparação do túnel seja o mínimo possível. Assim, relativamente a esta questão, no projecto de túneis, os objectivos dos aspectos estruturais são os seguintes:

- Manter a estabilidade da estrutura por um período de tempo definido, de modo a possibilitar a saída dos passageiros e evacuar os edifícios e infra-estruturas nas imediações do túnel;
- Limitar deformações na estrutura e assentamentos à superfície;
- Evitar o colapso do túnel, especialmente se existirem estruturas afectas a este à superfície;
- Manter o túnel estanque no caso de túneis submersos;
- Realce das possibilidades de reparação atendendo aos custos e tempo.

8.3.4. CONTROLO DE VIBRAÇÕES

É dada especial atenção ao controlo de vibrações, causadas pelo atravessamento de um túnel por comboios de alta velocidade, especialmente quando atravessam áreas em que existem à superfície zonas habitacionais e instalações sensíveis. A via e a base da via terão de ser projectadas de forma a a manter a vibração e emissão de ruído abaixo dos limites aceitáveis. Existem vários sistemas para minorar este problema, para os casos balastrados há que avaliar o efeito e benefício da colocação inferior e lateral do balastro, de uma manta resiliente. Para os casos mais exigentes, são utilizados sistemas isolados como o sistema “mass-spring”. [18]

O resto das decisões, passam pelas questões já elaboradas nos capítulos anteriores, de modo que não serão aprofundados novamente.

9

CASO DE ESTUDO – TÚNEL DA VARIANTE DA TROFA, DA LINHA DO MINHO

PROJECTO DE EXECUÇÃO

9.1. INTRODUÇÃO

9.1.1. ENQUADRAMENTO DO CAPÍTULO ACTUAL NESTA DISSERTAÇÃO

No presente capítulo refer-se as generalidades do Projecto de Execução do túnel da variante da Trofa, com o objectivo de demonstrar as particularidades que o caracterizaram, ao mesmo tempo que expondo a presença dos conceitos abordados anteriormente, que foram implementados ao longo do túnel, não insistindo no entanto em grandes pormenorizações e detalhes.

De facto, para além dos elementos de caracterização geotécnica e respectivos processos, será dada ênfase apenas aos mecanismos e trabalhos elementares, correspondentes às fases de escavação e implantação do sistema de suporte primário, de modo a que seja possível no capítulo seguinte fazer uma correspondência fotográfica a estes processos. Deste modo, o leitor poderá compreender não só um pouco da estrutura de um Projecto de Execução, como ter uma visão mais alargada do faseamento desse Projecto e correspondência com os trabalhos executados no terreno.

Os dados incluídos neste capítulo foram extraídos na sua maioria do Projecto de Execução da Variante da Trofa, da Linha do Minho, nomeadamente na Memória Descritiva e Notas de Cálculo 1 e 2, realizado pelo projectista Cenorgeo, elaborado para o consórcio Soares da Costa/Spie Batignolles, ao qual lhe foi adjudicada esta empreitada. Será importante referir que não se pretende transcrever a totalidade deste documento, de natureza bastante técnica, enfatizado apenas a organização do mesmo relatório assim como os seus principais conteúdos de um posto de vista geral permitindo ao leitor entender de uma forma geral a forma como tais documentos são elaborados, assim como os seus conteúdos. Pelo mesmo motivo não serão abordados certos pormenores, presentes no dito documento, mas que no entanto não interessam a esta dissertação.

9.1.2. ENQUADRAMENTO GERAL DA VARIANTE DA TROFA E SEU OBJECTIVO

A nova variante da Trofa, integrada na remodelação da linha do Minho, teve como principal objectivo retirar o comboio do centro da cidade, substituindo o único troço de via única, por um troço moderno de via dupla, capaz de suportar altas velocidades. Permitiu acima de tudo regularizar os comboios, diminuir os tempos de viagem e aumentar confortavelmente a oferta de novos serviços.

A nova variante da Trofa consiste especificamente numa variante com duas vias, constituída por carril UIC 60 e travessas de betão monobloco, e cujas velocidades a praticar são de 140 km/h para comboios basculantes e de 120 km/h para comboios convencionais. Esta variante inicia ao Pk 19,895 da linha do Minho, um pouco antes do apeadeiro de Senhora das Dores, segue para nascente contornando toda a cidade e termina junto ao rio Ave, ao Pk 23,957. No total, a variante estende-se num total de 3555 metros, ou seja, menos 507 m do que o antigo traçado. As obras de arte registadas compreendem um extenso túnel com 1404,6 m e um viaduto de 327 m, no qual se situa a nova estação. Com a nova variante foi também possível a supressão de cinco passagens de nível. [19]

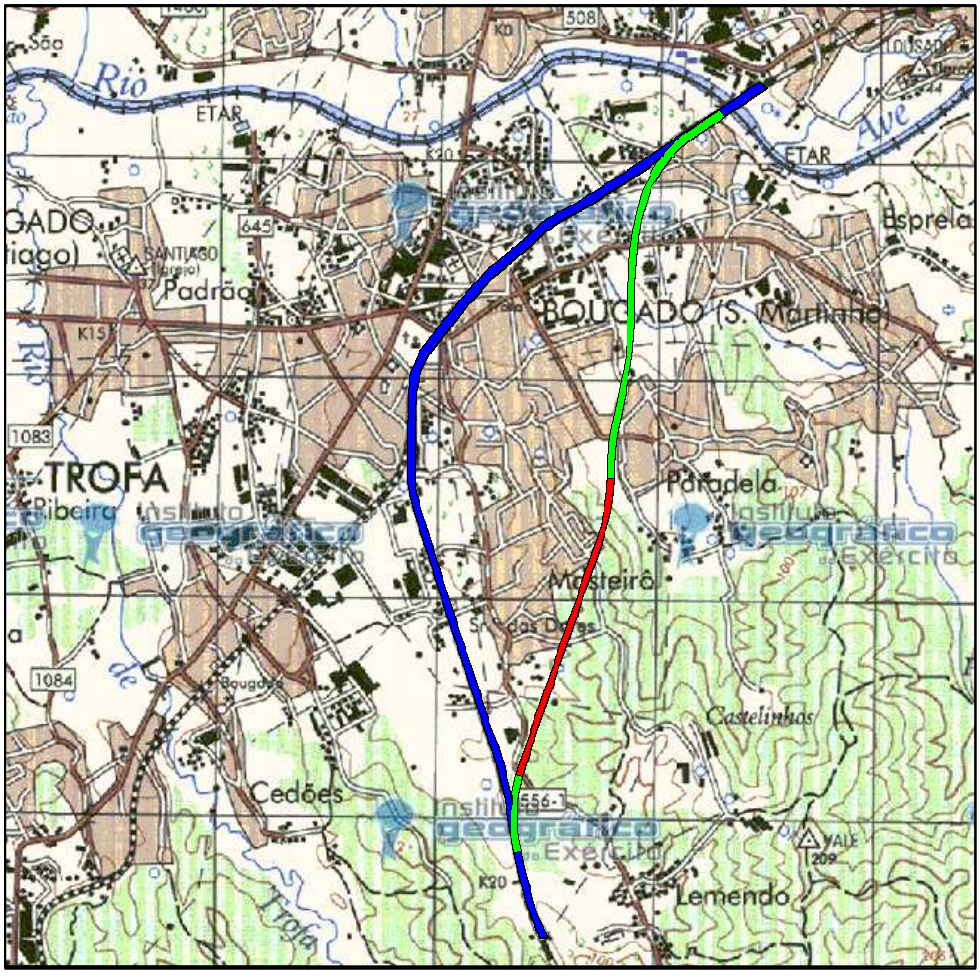


Fig.17 – Implantação do traçado da Linha da Variante da Trofa, da Linha do Minho, sobre a antiga linha. (implantação sobre cartografia geográfica do Exercito Português, retirada em http://www.igeoe.pt/igeoesig/igeoesig.asp)

A imagem anterior representa um mapa cartográfico, do Instituto Cartográfico do Exército Português, referente á área habitacional da Trofa, na qual foi sobreposto o traçado da linha férrea existente (a azul), e o traçado da nova Variante da Trofa, da linha do Minho (a verde e vermelho). O trecho do túnel da Variante da Trofa está representado a vermelho, enquanto que o resto da extensão está representado a verde.

9.1.3. O TÚNEL DA VARIANTE DA TROFA

O túnel, localizado na Linha do Minho, com uma extensão total de cerca de 1405 m, dos quais 1090 m são construídos em escavação subterrânea e o restante desenvolvimento em escavação a céu aberto, é constituído por uma única galeria, na qual se inserem duas vias-férreas, uma para cada sentido de tráfego.

De seguida vai ser procurada a enumeração e definição de todos os trabalhos de construção civil previstos executar no âmbito dessa presente empreitada. A começar pelos estudos geológicos e geotécnicos executados de modo a permitir a caracterização dos maciços a atravessar. Posteriormente, serão abordados elementos como a definição do traçado em planta e em perfil longitudinal do túnel, a definição geométrica das respectivas secções transversais tipo e de alguns dos pormenores a elas associados, os trabalhos correspondentes à fase de abertura do túnel, quer do troço mineiro, quer dos trechos a realizar a céu aberto, incluindo a definição dos revestimentos primários. Também o faseamento de execução dos trabalhos a adoptar, a definição do sistema de drenagem e de impermeabilização a instalar bem como os revestimentos secundários a executar. Apresenta-se, ainda, a análise de risco efectuada para os edifícios mais críticos existentes à superfície, bem como o plano de observação a implementar, quer no decurso da obra, quer em fase de exploração da mesma.

9.1.4. INTERVENIENTES DESTE PROJECTO

Os principais intervenientes do projecto e suas áreas de especialidade, nomeadamente as empresas que desempenharam essas funções, estão enumerados na tabela seguinte.

INTERVENIENTES		Empresa
Dono de Obra	Promotor do empreendimento Órgão responsável pela sua Conservação	REFER, E. P. – Delegação Norte
Projectistas	Especialidades de Geologia, Geotecnia e Estruturas	Cenorgeo, Engenharia Geotécnica, Lda.
	Especialidade de Drenagem	Cenor Projectos, Projectos de Engenharia, Lda.
	Especialidade de Instalações Eléctricas, Caminhos de Cabos e Retorno de Corrente de Tracção e Terras de Protecção Especialidade de AVAC	EPPE, Estudo Prévio, Projectos de Engenharia, Lda.
	Entidade Executante	Consórcio Soares da Costa/ Spie Batignoles Europe

Tabela 6 – Intervenientes no projecto da Nova Variante da Linha da Trofa, da Linha do Minho

9.1.5. DESCRIÇÃO DOS TRABALHOS

Pode-se sintetizar os trabalhos de uma forma cronológica, começando pelos estudos geológicos-geotécnicos, posterior estudos de implantação e secções tipo correspondentes com o uso e objectivos do próprio túnel. De seguida, a execução dos trabalhos prévios a céu aberto, incluindo escavação de taludes e a construção das secções do túnel a céu aberto, embora estas últimas sejam realizadas numa fase final da obra, de modo a posteriormente se poder atacar as duas frentes de escavação e consequentes trabalhos subterrâneos. Estes últimos compreenderão a própria escavação e instalação dos sistemas de suporte primários, seguida da impermeabilização e drenagem do contorno e do túnel e

final cofragem e aplicação dos suportes secundários. Os trabalhos de drenagem longitudinal e transversal foram incluídos e impostos em várias fases da obra. Por fim, numa fase conclusiva dos trabalhos, foram instalados os sistemas complementares, como os de ventilação, electricidade e telecomunicações, assim como sistemas de segurança. A pavimentação e outros pormenores como a instalação dos carris e catenárias são consideradas obras finais e de fórum não interessante ao tema do presente trabalho, dai não serem abordadas.

9.2. GEOLOGIA E GEOTECNIA

9.2.1. GEOLOGIA

Genericamente, o traçado do túnel atravessou um maciço xistento caracterizado por apresentar diferentes estados de alteração e graus de fracturação, constituído por alternâncias centimétricas e milimétricas de filitos cinzentos e negros com metassiltitos cinzento-acastanhados. Tratava-se de terrenos pertencentes à Formação de Sobrado do Silúrico superior - Devónico inferior.

Essa formação encontrava-se geralmente coberta por depósitos de cobertura, depósitos de vertente e aterros com reduzida expressão, apresentando espessuras inferiores a 1 m. Nas zonas entre os perfis P46 e P47 e no final do túnel foram intersectadas linhas de água com preenchimento aluvio-coluvionar com cerca de 3 a 5 m de espessura. Estes preenchimentos eram constituídos por siltes argilosos com seixos de xistos sub-rolados e achatados.

Neste maciço foram individualizadas, para além da xistosidade, três famílias principais de diaclases e três famílias de falhas/slickensides. No entanto, das três famílias de falhas apenas uma foi reconhecida no campo, baseando-se a existência das duas outras famílias unicamente a partir de dados obtidos através da fotointerpretação.

Foi admitido, no entanto, que durante os levantamentos de campo, devido à falta de afloramentos, poderam não ter sido detectadas todas as famílias de falhas. [20]

9.2.2. GEOTECNIA

9.2.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Da análise aos elementos obtidos através das sondagens e dos poços e dos ensaios de laboratório realizados pôde concluir-se que, de um modo geral, o maciço rochoso era constituído por xistos argilosos. À superfície encontrava-se muito alterado (W_4) e fracturado (F_{4-5}), podendo mesmo localmente apresentar-se decomposto (W_5), enquanto que em profundidade o maciço tinha tendência a melhorar, passando a medianamente a pouco alterado (W_{3-2}), embora continuasse a apresentar-se quase sempre muito fracturado (F_{4-5}). Só localmente é que ocorriam estados menos fracturados (F_3).

A percentagem de recuperação obtida nos testemunhos das sondagens foi de quase sempre superior a 80%, ocorrendo, no entanto, passagens com percentagens entre 50 e 60% que estavam geralmente associadas a zonas mais alteradas. Os valores de RQD variaram entre 30 e 60%, ocorrendo com alguma frequência passagens em que o RQD era nulo ou menor que 20%.

Relativamente à permeabilidade do maciço obtida nos ensaios Lugeon, verificou-se tratar-se de um maciço de baixa a moderada permeabilidade, tendo-se obtido em 43% dos ensaios valores inferiores a 1 UL e em 29% entre 1 e 5 UL. Em 18% dos ensaios obtiveram-se permeabilidades moderadas a elevadas, entre 5 e 50 UL, e em apenas 10% permeabilidades elevadas, valores superiores 50 UL. As permeabilidades baixas a moderadas estavam geralmente associadas ao maciço rochoso medianamente

fracturado (F_3). Embora a permeabilidade do maciço a ser interceptado pelo túnel fosse globalmente baixa a moderada, foi admitida a possibilidade de em zonas localizadas, mais fracturadas ou próximas de falhas, de poderem vir a ser encontradas fortes afluências de água, as quais, no entanto, deveriam ser de pouca duração. [20]

Quanto ao nível freático, este apresentava uma distribuição muito variável ao longo de várias sondagens, tendo sido detectado entre 2 e 26 m de profundidade. Foi admitido que ao longo do desenvolvimento do túnel a executar em escavação mineira o nível freático se situava sempre acima da sua secção, no entanto, considerou-se que esse nível corresponderia a um aquífero suspenso na zona superficial mais alterada e fracturada do maciço, não sendo portanto, condicionante da escavação a efectuar em subterrâneo. Nas zonas a executar a céu aberto, esperava-se que este estivesse apenas a alguns metros de profundidade na zona do emboquilhamento Sul e que pudesse estar muito próximo da cota final da escavação a realizar na zona aluvionar que ocorria junto ao emboquilhamento Norte.

Salienta-se, ainda, o facto de que a abertura do túnel pudesse vir a promover um rebaixamento permanente do nível freático e conduzir ao desaparecimento das nascentes e poços de captação de água existentes actualmente à superfície, em particular os localizados mais próximos do alinhamento do túnel, situação que foi tida em consideração.

No que respeita às análises das águas subterrâneas, estas revelaram que se tratavam de águas sem poder incrustante, pelo que não deveriam colocar problemas quando em contacto com os betões dos revestimentos primários e secundários.

Relativamente às características de resistência da rocha, foram realizados oitos novos ensaios de resistência à compressão uniaxial na fase de projecto, para comprovação dos resultados anteriormente obtidos (estudo geológico-geotécnico do estudo prévio efectuado pelo G.E.G.), em amostras com xistosidade sub-paralela ao eixo axial. Destes ensaios, obtiveram-se em dois deles, para as rochas com estado de alteração W_{2-1} tensões de rotura (σc) entre 13,6 e 18,8 MPa e módulos de deformabilidade (E) entre 25,6 e 45,7 GPa, e nos restantes seis, para as rochas com alteração W_3 e W_{3-2} obtiveram-se valores de σc entre 7,8 e 19,4 MPa e de E entre 4,0 e 15,9 GPa. Estes resultados permitiram a confirmação dos resultados anteriormente obtidos, verificando-se que caiam nos intervalos de variação estabelecidos, e que se encontravam compreendidos entre 6,5 e 48 MPa para σc e entre 2,2 e 44,0 GPa para E nas rochas com estado de alteração W_{2-1}, e entre 4,6 e 17,2 MPa para σc e entre 4,9 e 15,7GPa para E nas rochas com estado de alteração W_3. Assim, em termos gerais, considerou-se tratarem-se de rochas “rijas”. [20]

9.2.2.2. ESCAVABILIDADE

Foram realizados quatro ensaios de abrasividade (já tinham sido realizados oito numa fase prévia) e de determinação de dureza Cherchar (Cherchar, 1986) para aferir, também, os resultados anteriormente obtidos. Os ensaios de abrasividade tinham especial interesse, uma vez que permitiram aferir a possibilidade de recorrer a tecnologias de escavação mecânica mais potentes, do tipo roçadora para rocha ou de ataque pontual, em condições técnico-económicas aceitáveis. Com efeito, estes ensaios permitiram avaliar o aspecto do desgaste previsível nesse tipo equipamentos e as suas implicações no rendimento dos trabalhos, aspecto que poderia ser bastante condicionante da execução das escavações a realizar para abertura do túnel.

Nos quatro ensaios realizados nesta fase obtiveram-se em dois dos ensaios valores de Índice de Abrasividade Cherchar (CAI) inferiores a 0,5, e nos restantes dois ensaios valores de 1,4 e 1,7. Anteriormente a esta fase, haviam sido obtidos valores deste índice inferiores a 0,5, tendo-se obtido o

valor de 0,55 em apenas um ensaio. Confrontando os resultados obtidos nas duas fases com a tabela D1, apresentada nos Anexos D.1.1, pôde-se concluir que, em geral, a rocha em estudo podia ser classificada como muito pouco abrasiva, podendo pontualmente exibir-se pouco abrasiva a abrasiva. Relativamente à determinação da dureza (tabela D2 apresentados nos Anexos D.1.1) obteve-se um valor de 17,8 que correspondeu a uma rocha mole e três valores entre 23,2 e 29,6 característicos de rochas medianamente duras.

É apresentada na Fig.D1, presente nos Anexos D.1.1, uma correlação entre a resistência à compressão uniaxial (UCS), a abrasividade (CAI) e o desgaste de um equipamento de escavação de ataque pontual, traduzido pelo número de "picks" gastos por m^3, realizada por Plinninger et al. (2004), cuja interpretação, permite verificar a importância da abrasividade no desgaste do equipamento de escavação. Ainda de acordo com esse estudo e adoptando as necessárias reservas, mesmo considerando os valores máximos obtidos no âmbito do estudo efectuado, CAI = 1,7 e UCS = 48 MPa, resultou um valor pequeno, de cerca de 0,08 picks/m^3, aspecto que à partida tornava viável o recurso à tecnologia de escavação do túnel recorrendo a meios de escavação mecânica mais potentes do tipo roçadora para rocha ou de ataque pontual.

Recorrendo ainda à bibliografia da especialidade, foi possível encontrar relações do tipo da apresentada na Figura D2, apresentada nos Anexos D.1.1, a partir da qual se constatou a viabilidade económica da escavação do túnel no maciço estudado recorrendo aos meios de escavação mecânica já referidos. Segundo a classificação da escavabilidade de maciços rochosos, estabelecida por Franklin, é apresentada nos Anexos D.1.1 a figura D3, onde foram impostos os resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão uniaxial e de carga pontual, que em função do espaçamento médio entre fracturas, permitiu a definição dos meios de escavação mais adequados ao tipo de rochas interessado pela obra. Da análise da figura constatou-se que o túnel poderia ser escavado na generalidade com recurso a roçadora para rocha ou a máquinas de ataque pontual, tendo sido necessário, contudo, prever a utilização pontual de explosivos nas zonas onde o maciço se encontrasse menos fracturado e alterado. [20]

9.2.2.3. CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA

No sentido de proceder à classificação geomecânica do maciço rochoso foram determinados os valores do RMR (Bieniawski, 1989) e do GSI (Hoek, 2002) do maciço interessado pelo túnel, os quais foram considerados no respectivo zonamento geotécnico. Para esse efeito foram individualizadas três classes de rochas com características mais ou menos distintas, designadas por RC1, RC2 e RC3, a que corresponderam três horizontes geotécnicos.

A estas classes correspondem, resumidamente, os seguintes valores limite de RMR e de GSI:

- Para a classe RC1 foram obtidos valores de RMR entre 46 e 56, o que permitiu classificar o maciço na classe III de Bieniawski, correspondendo a um maciço de razoável qualidade; os valores de GSI atribuídos a esta classe de maciço variam entre 30 e 50;
- Para a classe RC2 obtiveram-se valores de RMR entre 33 e 44, correspondendo a um maciço pertencente às classes III-IV, de razoável a fraca qualidade; os valores de GSI variam entre 20 e 30;
- Para a classe RC3 os valores de RMR estão compreendidos entre 20 e 26, correspondendo a um maciço pertencente às classes IV-V, de fraca a muito fraca qualidade; os valores de GSI são também mais baixos, encontrando-se compreendidos entre 10 e 20.

Em conclusão, verificou-se que os resultados indicaram tratar-se de um maciço rochoso de razoável a fraca qualidade, com zonas pontuais de muito fraca qualidade. [20]

9.2.2.4. PARAMETRIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Tal como já referido o maciço interessado pela execução do túnel foi então compreendido por três classes rochosas distintas, correspondentes a três horizontes geotécnicos, tendo estes sido caracterizados com base na classificação geomecânica de Bieniawski (RMR) e no índice de resistência geológica (GSI). Na tabela 7 apresentam-se os valores limite dos índices obtidos nas classificações efectuadas.

Classes rochosas	Alteração	Fracturação	γ (kN/m^3)	K (m/s)	RMR	GSI
RC1	W_{2-3}	F_{3-4}	27	$\leq 10^{-6}$	46 a 56	35 a 45
RC2	W_{2-3}	F_{4-5}	26,5	10^{-6} e 10^{-5}	33 a 44	25 a 30
RC3	W_{3-4} a W_5	F_{4-5} (zonas de falhas)	26	10^{-6} e 10^{-5}	20 a 26	10 a 20

Tabela 7 – Classificação do maciço rochoso, efectuada no estudo patenteado a concurso (*Cenorgeo* [20])

Quanto aos parâmetros geológico-geotécnicos de cálculo para todas classes rochosas, estes foram derivados a partir do índice de resistência geológica (GSI), sendo o critério de rotura a adoptar o estabelecido por Mohr-Coulomb. Os valores finais adoptados são apresentados na tabela seguinte, no entanto será de evidenciar que para a sua determinação final, foram realizados passos intermédios, que foram inseridos nos Anexos D.1.2.

Classes rochosas	Parâmetros do presente projecto (ajustados às tensões)		
	ϕ (º)	c (kPa)	E (MPa)
RC1	47	250	2000
RC2	42	100	1000
RC3	35	30	300

Tabela 8 – Parâmetros finais de cálculo (*Cenorgeo* [20])

9.3. IMPLANTAÇÃO E CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO TÚNEL

9.3.1. TRAÇADO

O perfil longitudinal do túnel inicia-se num trainel a - 1,4% de inclinação, que se estende até cerca do pk 1+614, onde transita para uma curva de concordância vertical com Rv = 10 000 m e uma extensão de 51,61 m. Para além do pk 1+665,8 o túnel insere-se num trainel a - 0,88% de inclinação.

Em planta o túnel insere-se globalmente numa recta até cerca do pk 1+440, onde transita para uma curva para a esquerda, com raio de 999,166 m.

Na tabela 9**Erro! A origem da referência não foi encontrada.** apresentam-se os pontos quilométricos definidos para os emboquilhamentos do túnel, referidos à quilometragem da via, e ainda a extensão de cada um dos trechos do túnel.

Trecho de túnel	Início (pk)	Fim (pk)	Extensão (m)
Céu Aberto Sul	0+361,93	0+580,00	218,07
Mineiro	0+580,00	1+670,00	1 090,00
Céu Aberto Norte	1+670,00	1+766,55	96,55

Tabela 9 – Pontos quilométricos dos emboquilhamentos e extensões dos diferentes trechos (*Cenorgeo* [20])

O perfil longitudinal do túnel, enquadrando os horizontes geológico-geotécnicos considerados assim como os edifícios presentes à superfície, está representado na Fig. D23, presente nos Anexos D.6.

9.3.2. SECÇÃO TRANSVERSAL

Na concepção da geometria da secção transversal do túnel procurou-se, fundamentalmente, garantir o gabarito ferroviário mínimo e um bom comportamento do maciço envolvente após a escavação, limitando as deformações por descompressão e a concentração de tensões em zonas localizadas da secção.

O perfil transversal ferroviário do túnel foi constituído por duas vias com um afastamento entre eixos de 4,30 m, cada uma com 4,03 m de largura, compreendidas entre dois passeios ou caminhos de evacuação e manutenção que limitam a plataforma com uma largura de 1,20 m.

A secção transversal interior foi dimensionada de forma a satisfazer as necessárias condições de segurança de circulação do tráfego e dos utilizadores, e a obter as secções de escavação e de betonagem mais aconselháveis, quer técnica, quer economicamente.

O contorno interior da secção transversal, quer em subterrâneo, quer nos trechos a construir a céu aberto, foi constituído, ao nível da abóbada, por um arco de circunferência com R = 5,30 m, sendo os hasteais definidos por um arco de circunferência tangente com R = 6,00 m. Salienta-se que a definição geométrica da secção transversal permitiu a utilização da mesma cofragem curva para a betonagem do revestimento do túnel em toda a sua extensão.

Os passeios previstos foram definidos de modo a garantir a segurança de circulação de peões em caso de emergência e do pessoal dos serviços de manutenção. Assim, os passeios com uma altura de 0,35 m e uma largura total de 1,20 m, serviram para a instalação de caleiras de cabos e de valetas. [20]

9.4. TRABALHOS A CÉU ABERTO

9.4.1. INTRODUÇÃO E DESCRIÇÃO GERAL

O túnel incorpora dois trechos a céu-aberto nas extremidades do túnel mineiro. Este facto deveu-se à reduzida espessura do revestimento verificada nestas zonas. Ora, os trechos em céu aberto foram executados, abrindo emboquilhamentos e trincheiras provisórias (escavação) no maciço, posteriormente foi realizada a instalação dos sistemas de suporte do túnel e por fim a reposição do terreno sobre estes (aterro). Antes de elaborar mais sobre estas obras particulares convém realçar que,

a abertura destas trincheiras e emboquilhamentos seriam obras impeditivas ao trânsito local assim como ao acesso de uma fábrica existente. Devido a esta realidade, foi necessária a execução de um conjunto de obras prévias, nomeadamente desvios e acessos provisórios de modo a superar essas interferências.

9.4.2. EMBOQUILHAMENTOS PROVISÓRIOS DO TÚNEL MINEIRO E TALUDES PROVISÓRIOS DAS TRINCHEIRAS

Foi previsto para os taludes provisórios a escavar no maciço xistento, a adopção de uma inclinação 3:1 (vertical/horizontal) com um revestimento a betão projectado nas zonas em que o maciço se apresentasse mais fracturado e alterado. Consoante os diferentes horizontes geotécnicos RC1, RC2 e RC3, definiram-se diferentes tipos de revestimento. Nos emboquilhamentos, ao nível das abobáda, devido à reduzida espessura de recobrimento assim como um horizonte geotécnico ser do tipo RC3, foram instalados ainda três chapéus de enfilagens (em tubo metálico com 12,0 m de comprimento e sobrepostas de 3,0 m, dispostas ao longo da abobáda com um afastamento máximo de 0,30 m).

Os diferentes revestimentos, foram executados de cima para baixo, limitando deformações por descompressão do maciço, consistiram para RC1 no revestimento pontual do maciço por betão projectado incorporando fibras metálicas, enquanto que para RC2, o revestimento de 5 cm de betão projectado incorporado com uma malha electrossoldada malhasol associada a pregagens pontuais onde se verificasse maior desagregação por parte do maciço. Para o horizonte RC3, o revestimento é semelhante ao do anterior, passando a espessura do betão projectado para 10 cm e as pregagens associadas á malha electrossoldada distribuídas de forma sistemática.

As pregagens utilizadas foram constituídas por varões de aço A400 NR com diâmetro de 25 mm selados com calda de cimento, onde foram previstos comprimentos entre os 4 e 8 m, dispostas numa malha de 2,0m por 1,5m. No entanto é de referir que na proximidade da fábrica existente, o recobrimento do talude passou a adoptar uma malha mais apertada de pregagens (1,5m×1,5m), de modo a garantir melhores condições de segurança e limitando as deformações do maciço, em consequência do cunhal do edifício.

O sistema de drenagem escolhido para o betão projectado consistiu por bueiros (valetas) em tubo PVC, canelado e perfurado com diâmetro de 10mm, associado a tiras de um dreno geocompósito tipo Amerdrain500 com 0,20 de largura, de modo a evitar a concentração de água em zonas localizadas. A disposição destes bueiros, deve ser igual em termos horizontais e verticais, no entanto susceptível a algumas adaptações em obra para casos previstos de surgimento de água.

Relativamente ao estudo de estabilidade dos taludes de escavação provisória, este foi efectuado por meio do programa de cálculo *SLIDE* da *RocScience*, considerando perfis tipo representativos, quer da trincheira Sul, que da trincheira Norte. Este software permite análises de estabilidade de taludes, solos ou rochas, considerando superfícies de rotura circulares ou não-circulares. Permite ainda a verificação da segurança por análise probabilística, apresentando respectivos factores de segurança.

Os cálculos respectivos a esta problemática tiveram em conta dois perfis representativos de zonas mais críticas, P26 e P84, onde respectivamente existiam: xistos muito alterados e fracturados com cerca de 10,0 metros de espessura, ocorrendo depósitos de vertente à superfície com 2,0m de espessura; e xistos muito alterados e fracturados com cerca de 8,7m de espessura e xistos muito alterados e medianamente fracturados com 4,0m de espessura. Também de referir que o modelo previu o comportamento de rotura circular, considerando o estado muito alterado e fracturado do maciço, correspondente a um solo. Tal facto não totalmente verdadeiro, devido à presença de xistosidade subvertical e que ao ocorrerem deslizamentos estes serão definidos por superfícies do tipo planar. Por este facto e pela

utilização de valores conservativos dos parâmetros geotécnicos, tomou-se que o modelo estudado é mais gravoso que o maciço real.

Os resultados verificaram um factor de segurança para os perfis P26 e P84 sempre superiores a 1,18 e 1,25 respectivamente, de modo que para obras provisórias, foram valores perfeitamente ajustados. [20]

9.4.3. TÚNEL A CÉU ABERTO

9.4.3.1. CONCEPÇÃO E DESCRIÇÃO GERAL – SECÇÕES TRANSVERSAIS

A secção transversal dos trechos de túnel a realizar a céu aberto foi concebida, para além de modo a resistir aos esforços a que estará submetida em fase de exploração do empreendimento, de forma a dar continuidade à secção a construir em subterrâneo, possibilitando deste modo a utilização do mesmo molde de cofragem curvo na superfície interior do túnel.

A secção transversal tipo a Céu Aberto (CA1) do túnel apresentou uma espessura variável, com 0,40 m no topo da abóbada e 0,80 m na base dos hasteais, dispondo ainda de sapatas com 0,75 m de espessura e 2,59 m de largura. É de referir que 0,60 m da largura de cada sapata foram para o exterior do túnel, servindo de apoio ao dreno de brita envolvido em geotêxtil, associado ao dreno tubular, que se desenvolveu ao longo de todo o comprimento dos troços a céu aberto.

Dada a pendente geral da rasante do túnel no sentido Norte, no trecho Sul foram instalados dois drenos, um mais superficial, a realizar sobre um aterro a realizar com solos de baixa permeabilidade, de modo a garantir a drenagem das águas colectadas para a passagem hidráulica a realizar junto ao início da empreitada, e outro mais profundo, a instalar sobre a sapata e que dará continuidade ao dreno previsto instalar no trecho de túnel a realizar em subterrâneo.

Foi também admitido em projecto que, na ocorrência ao nível da fundação zonas de piores características do maciço, seria executada uma secção transversal designada de secção tipo CA2, a qual contemplava a realização de uma laje plana, de 0,22m de espessura, na soleira que promovia o travamento das sapatas referidas anteriormente e promoveria o travamento dos hasteais ao nível da soleira, garantiria melhores condições de fundação, quer das secções de betão do revestimento definitivo, quer do próprio pavimento do túnel. Tal secção não chegou a ser implantada, pois as condições do maciço de fundação foram suficientes para aplicação da secção tipo CA1. [20]

9.4.3.2. DRENAGEM E IMPERMEABILIZAÇÃO

A drenagem e a impermeabilização dos trechos de túnel a realizar a céu aberto foi garantida através da instalação de uma membrana impermeável (geomembrana fina do tipo PVC com 2,0 mm de espessura mínima), aplicada entre dois geotêxteis (500 g/m2). O primeiro geotêxtil foi colocado no perímetro exterior da estrutura em betão armado e teve apenas a função de protecção à geomembrana, a qual será colocada sobre ele. O geotêxtil exterior teve funções mistas de protecção da geomembrana e de drenagem. A água recolhida pelo geotêxtil exterior seria conduzida por gravidade a dois drenos constituídos por um colector em tubo de polipropileno corrugado e perfurado de parede dupla ∅250mm que se desenvolviam longitudinalmente sobre a consola curta das sapatas. Posteriormente esta água recolhida nos drenos seria conduzida ao exterior do túnel, sendo descarregadas directamente nas valetas com 1,0 m de largura realizadas junto às respectivas saídas. [20]

Nos Anexos D.2 é apresentado o desenho conceptual da secção transversal tipo do trecho em céu aberto (Fig.D7), sendo possível identificar a localização dos órgãos de drenagem referenciados.

9.4.3.3. NICHOS

Os Nichos são estruturas especialmente utilizadas em projectos de túneis ferroviários, cuja função consiste na criação de um refúgio de protecção escavado nas paredes laterais (hasteais), destinado ao resguardo de pessoas e materiais, à passagem das circulações. Estes refúgios são previstos nos túneis cujas características o justifiquem, e geralmente estão posicionados alternadamente, de um e de outro lado das vias e a sua existência está devidamente assinalada.

No caso do Túnel da Variante da Trofa, foram impostos no projecto de execução a realização de vários nichos. No entanto será de referir que o projecto da escavação dos nichos foi adaptado de forma a prever medidas antecipadas na execução dos nichos durante a escavação do túnel principal, consistindo na instalação de duas treliças metálicas adicionais e a colocação de armaduras nos locais dos nichos durante a escavação da abóbada (ao invés do anteriormente projectado, que seriam executados após a escavação da secção inferior do túnel). Desta forma, são evitados problemas relativos à fixação da localização dos nichos após a escavação da secção principal do túnel, o que levaria a um levantamento topográfico exaustivo. [21]

Nos Anexos D.2 está uma peça desenhada correspondente à geometria da secção do túnel de implantação dos nichos (Fig.D8). Nessa peça desenhada, relativamente à vista em planta, é possível identificar alguns do órgãos de drenagem constituintes do sistema de drenagem longitudinal do túnel.

9.5. TRABALHOS EM SUBTERRÂNEO

9.5.1. INTRODUÇÃO

Nesta fase de obra serão enfatizados os processos associados à escavação do túnel. No entanto os processos de escavação serão diferentes, em função do tipo do revestimento primário. Por esta razão convém portanto começar por explorar os diferentes tipos de revestimento primário, e posteriormente caracterizar mais pormenorizadamente o faseamento de processos respectivos.

9.5.2. SISTEMA DE SUPORTE PRIMÁRIO

9.5.2.1. INTRODUÇÃO E OBJECTIVO

O revestimento primário foi definido de modo a garantir a segurança de pessoas e equipamentos contra eventuais riscos de desprendimento de blocos e de abatimentos, permitir que no maciço envolvente à escavação, se desenvolvesse um arco autoportante estável e resistente para cada fase do processo executivo, assim como ainda evitar descompressões irreversíveis do terreno envolvente do túnel, criando condições para o desenvolvimento, a médio/longo prazo, de sobrecargas importantes sobre o revestimento definitivo em betão armado. Este revestimento primário foi dimensionado então com base nas características geotécnicas, nas alturas de recobrimento, nos métodos de desmonte previstos e nos cálculos efectuados.

Tendo em consideração tanto a caracterização geológica-geotécnica apresentada anteriormente, em particular os diferentes horizontes geotécnicos definidos e suas respectivas características e desenvolvimento, como a experiência adquirida em termos de projecto e no acompanhamento de obras geotécnicas de características semelhantes, estabeleceu-se o zonamento geotécnico longitudinal do túnel, que está representado nos Anexos D.6.

Foram considerados quatro tipos distintos de revestimento primário a aplicar, tendo em conta os diferentes tipos de horizontes geotécnicos identificados, onde foi admitindo que o horizonte geotécnico ocorrente ao nível da abóbada seria o condicionante do comportamento do maciço no decurso da abertura do túnel. [20]

9.5.2.2. DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento dos revestimentos primários começou por ser abordado pela perspectiva da classificação RMR, desenvolvida por Bieniawski, a qual constitui uma ferramenta de apoio ao projecto de obras, especialmente de túneis executados em maciços rochosos. Esta classificação possibilitava de uma forma simples, a classificação e a divisão do maciço em classes. No entanto, embora as orientações gerais da classificação se tenham mantido com o decorrer do tempo vários autores têm sugerido e recomendado algumas adaptações, procurando traduzir com estas a evolução dos sistemas de construção e de revestimento existentes, bem como importantes factores locais relacionados com a natureza geológica de algumas formações.

Devido a isto em projecto, numa primeira abordagem foram, recorrendo a esta classificação (considerando também a proposta por Romana Ruiz relativa a condições existentes na península ibérica, assim como as recomendações da AFTES (Association Française des Travaux en Souterrains), pré-dimensionados tanto o faseamento construtivo como o revestimento a empregar, sendo no entanto utilizado como método final de dimensionamento o método dos elementos finitos, que permitiu a modelação de todo o faseamento executivo previsto e efectuar o dimensionamento do betão projectado, das cambotas metálicas e das pregagens. [20]

9.5.2.3. REVESTIMENTO PRIMÁRIO TIPO RP1

Constituiu o revestimento primário a aplicar nos troços onde o túnel se desenvolveu num maciço com melhores características de resistência e de deformabilidade (horizonte geotécnico RC1). Este revestimento primário (tipo RP1) foi de natureza mais ligeira, constituído por betão projectado e pregagens. O revestimento primário a aplicar no contorno da abóbada da secção consistiu na execução sistemática de pregagens Swellex com 4 m de comprimento, dispostas numa malha de 1,5 m x 1,5 m, em quicôncio, associadas a 10 cm de betão projectado incorporando fibras metálicas. Ao nível dos hasteais, apenas se previu a aplicação eventual de 5 cm de betão projectado incorporando fibras metálicas nas zonas de pior qualidade do maciço. [20]

Uma imagem representativa do desenho da secção transversal, relativamente à geometria aplicada (ignorando os complementos estruturais), a aplicar nos trechos do túnel mineiro para revestimentos RP1, RP2A e RP2B (Fig.D.9), foi inserida nos Anexos (D.2.2).

9.5.2.4. REVESTIMENTO PRIMÁRIO TIPO RP2A E RP2B

Nos trechos onde o túnel intersectou um maciço de qualidade intermédia (horizonte geotécnico RC2) considerou-se o reforço do revestimento primário anterior através do espessamento do betão projectado e da redução da malha de pregagens definida (revestimentos primários tipo RP2A e RP2B). O revestimento primário a aplicar no contorno de toda a secção consistiu na execução sistemática de pregagens Swellex com 4 m de comprimento, dispostas numa malha de 1,5 m x 1,0 m, em quicôncio, associadas a 15 cm de betão projectado incorporando fibras metálicas na zona da abóbada e a 10 cm de betão projectado igualmente reforçado nos hasteais. [20]

A única diferença entre o revestimento primário tipo RP2A e RP2B prendeu-se com o facto de no último, previsto de ser adoptado em zonas de transição para trechos de maciço de pior qualidade, ter sido prevista a realização em avanço de uma galeria lateral superior, na qual se realizou de um revestimento primário pontual constituído por 5 cm de betão projectado incorporando fibras metálicas.

9.5.2.5. REVESTIMENTO PRIMÁRIO TIPO RP3

Nas zonas de emboquilhamento e onde o túnel interessará um maciço de piores características (horizonte geotécnico RC3), adoptou-se um revestimento primário mais "pesado", constituído por uma estrutura mais espessa de betão projectado associado a cambotas metálicas em substituição das pregagens (revestimento primário tipo RP3).

Nestas zonas admitiu-se que pudessem ocorrer desprendimentos importantes do maciço, ou o desenvolvimento de deformações com algum significado logo a seguir ao desmonte, pelo que se considerou necessário prever um revestimento primário capaz de controlar as deformações do maciço associadas à abertura do túnel, garantindo simultaneamente a segurança de pessoas e equipamentos envolvidos na obra.

O revestimento primário a aplicar no contorno da secção plena consistiu em cambotas treliçadas constituídas por 4∅20 em aço A400, afastadas de 1,0 m, associadas a 25 cm de betão projectado incorporando fibras metálicas.

Uma imagem ilustrativa da geometria da secção transversal adoptada para os trechos do túnel mineiro, cujo revestimento adoptado foi RP3 (Fig.D10), foi inserida nos Anexos D.2.2, e cujas dimensões principais se podem visualizar na peça desenhada. De salientar que as espessuras do revestimento definitivo são superiores em 0,10m relativamente aos trechos de revestimento RP1, RP2A e RP2B, facto suportado pelas condições geotécnicas do maciço suportado serem piores comparativamente.

Será de referir que nestes trechos de revestimento RP3, a abertura se iniciou pela execução de uma galeria localizada na zona lateral da meia secção superior. A abertura desta galeria permitiria ao técnico qualificado responsável pelos trabalhos efectuar um levantamento geológico pormenorizado do maciço interessado pela meia secção superior do túnel que, em conjunto com a constante supervisão e interpretação dos resultados da observação instrumental, a efectuar à medida do avanço das escavações, poderia então ajustar o zonamento geotécnico. Nesta galeria lateral, o revestimento primário foi constituído por cambotas metálicas, constituídas por perfis metálicos HEB160, afastadas de 1,0 m e associadas a betão projectado incorporando fibras metálicas com uma espessura de 20 cm. [20]

9.5.2.6. REVESTIMENTO PRIMÁRIO TIPO RP4

Um novo suporte tipo RP4 foi introduzido em relação ao projecto original de forma a adaptar-se a secções de escavação protegidas por guarda-chuvas. A escavação lateral prevista foi desprezada e a escavação da abóbada foi executada numa fase única, deixando uma banqueta na frente. Esta alteração deveu-se a condições do terreno favoráveis e surgiu como um benefício em termos de tempos de construção e requisitos relativos a medidas de suporte temporárias (primárias).

No caso de uma alteração negativa das condições geológicas, foi aplicada de uma sequência de escavação parcial da frente (betão-projectado com fibras, pregagens na face de escavação), levada a cabo pelo empreiteiro. Relativamente à geometria da secção destas secções, estas mantiveram-se

inalteradas com o projecto inicial, sendo que o revestimento secundário foi o programado, dependendo apenas do tipo de horizonte do maciço onde este revestimento primário foi aplicado. [21]

9.5.2.7. ADAPTAÇÃO EM OBRA DOS REVESTIMENTOS PRIMÁRIOS

É de salientar a importância da presença constante de um elemento da equipa projectista que foi responsável pela recolha e posterior análise de informações no decurso das escavações, através da observação e interpretação dos levantamentos geológicos sistemáticos e dos resultados da observação instrumental, em especial nos troços iniciais de cada zona geotécnica. [20]

Estas informações foram de vital importância na aferição da eficácia dos revestimentos primários definidos, onde e quando o comportamento do maciço o justificou. Em tais ocasiões foi conduzida a introdução de algumas adaptações, nomeadamente o ajuste, quer do espaçamento das pregagens (revestimentos primários tipo RP1, RP2A e RP2B), quer do espaçamento longitudinal das cambotas (revestimento primário tipo RP3).

9.5.2.8. DISPOSITIVOS AUXILIARES DE SUPORTE E DRENAGEM

Em complemento aos revestimentos primários definidos, considerou-se a instalação, no decurso da escavação do túnel, de dispositivos auxiliares de suporte e drenagem, como foi o caso de enfilagens de varão de aço ou enfilagens tubulares assim como sistemas drenantes.

Relativamente às enfilagens sub-horizontais, estas foram executadas tanto em varões de aço ou tubulares com calda injectada. As primeiras, de varão de aço, foram instaladas em zonas pontuais do contorno da escavação onde o maciço se apresentou particularmente fracturado ou alterado, em associação aos revestimentos primários RP2 e RP3. Estas enfilagens foram constituídas por varões de aço Ø32 mm selados com calda de cimento em furos de 76 mm de diâmetro mínimo abertos, em princípio, à roto-percussão, com comprimento efectivo das enfilagens ajustável em fase de obra (variável entre 4,0 m e de 6,0 m) e uma sobreposição mínima de 1,0 m entre dois lances consecutivos. As inclinações respectivas foram para o exterior, variável entre 2º e 5º e com um afastamento entre si dependente das características do maciço ocorrente (afastamento geral de 0,20 m).

As enfilagens tubulares, associadas ao revestimento primário tipo RP3, nas zonas de emboquilhamento do túnel e na zona de menor recobrimento, permitiram garantir a pré-contenção do maciço ocorrente sobre a abóbada do túnel. Particularmente nas imediações do 0+800, estas enfilagens foram executadas com a adopção de tubos Ø88,9 mm, com 12,0 m de comprimento (9,0m efectivos com 3,0m de sobreposição entre diferente lanços), afastamento 0,30 m e inclinação de 4º para o exterior, espessura de 6,5 mm, selados, interior e exteriormente, com calda de cimento, em furos de 95 mm de diâmetro abertos, à roto-percussão.

Será de referir que, se procedeu ao ajuste do comprimento de troços ou espaçamentos das enfilagens, que ocorreu em função de resultados da instrumentação e da cartografia de frente de escavação, em situações admitidas pela equipa responsável pelo acompanhamento técnico da obra.

Em zonas onde se verificaram condições hidrogeológicas adversas, particularmente na ocorrência de infiltrações de água importantes, foram instalados sistemas drenantes com adequada capacidade de vazão dos caudais afluentes. O dimensionamento destes foi efectuado em fase de obra, em função de cada situação particular. Estes sistemas incluíram a instalação de drenos sub-horizontais com 4 a 6 m de comprimento, associados, caso necessário, nas zonas de maior afluência de água, a drenos planos. Os drenos sub-horizontais foram constituídos por tubos de PVC canelado e perfurado, Ø65 mm,

envolvidos em geotêxtil, com 4 a 6 m de comprimento. Os drenos planos foram do tipo Amerdrain 500 ou similar, com o geotêxtil voltado para o lado do terreno. [20]

9.5.3. FASEAMENTO DE EXECUÇÃO DOS TRABALHOS

9.5.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O processo de abertura do maciço e posteriores processos de escavação e suporte foram atendidos em duas frentes de ataque. Este facto foi justificado perante a consideração das dimensões do túnel e as condições geotécnicas previstas para o maciço. Salienta-se que, de modo a optimizar o rendimento dos trabalhos de abertura e colocação do revestimento primário no túnel, se procurou definir um faseamento dos trabalhos que permitisse reduzir o número de operações em cada avanço da frente de escavação, garantindo, contudo, a necessária segurança de pessoas e equipamentos.

Assim sendo, tido em conta o zonamento geotécnico do maciço efectuado preconizou-se a adopção de quatro faseamentos tipo distintos. A principal diferença entre os faseamentos tipo definidos prendeu-se com a existência da galeria lateral superior em dois deles e com o avanço definido para a escavação diferencial entre meias-secções superior e inferior (forma plena ou parcial), e posterior aplicação do revestimento primário. [20] Os faseamentos seguintes foram transcritos do Projecto.

9.5.3.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO TIPO I PARA ZONAS DE REVESTIMENTO PRIMÁRIO TIPO RP1

Nos troços onde o túnel se desenvolveu num maciço com melhores características de resistência e de deformabilidade, previu-se um faseamento executivo que contempla maiores avanços.

Assim, nas zonas de aplicação do revestimento primário tipo RP1, o faseamento de abertura da escavação e aplicação do revestimento primário foi o seguinte: [20]

- Escavação da meia secção superior em secção plena por avanços de 3,0 m de desenvolvimento máximo;
- Aplicação do revestimento primário sistemático na abóbada;
- Escavação da meia secção inferior em secção plena por avanços de 6,0 m de desenvolvimento máximo;
- Aplicação do revestimento primário pontual;
- Betonagem das sapatas;
- Aplicação do sistema de drenagem e de impermeabilização;
- Betonagem do revestimento secundário (hasteais e abóbada);
- Execução dos restantes trabalhos de construção civil e de especialidade.

9.5.3.3. FASEAMENTOS CONSTRUTIVOS TIPO IIA E IIB PARA ZONAS DE REVESTIMENTO PRIMÁRIO DO TIPO RP2A E RP2B

Em resultado do dimensionamento e das análises numéricas efectuados verificou-se a necessidade de subdividir o faseamento tipo II em dois faseamentos tipo distintos, em função da proximidade ou não às zonas do túnel onde ocorre o horizonte geotécnico mais desfavorável, horizonte RC3. Assim foram divididos em faseamentos executivos tipo IIA e IIB, respectivamente. Estes dois tipos de faseamento, preconizados para maciços com características de resistência e de deformabilidade médias, foram característicos de avanços inferiores aos do tipo1, no entanto superiores relativamente ao tipo 3.

Nas zonas de aplicação do revestimento primário tipo RP2A, o faseamento de abertura da escavação e de aplicação do revestimento primário foi o seguinte: [20]

- Escavação da meia secção superior em secção plena por avanços de 2,0 m de desenvolvimento máximo;
- Aplicação do revestimento primário sistemático na abóbada;
- Escavação da meia secção inferior em secção plena por avanços de 4,0 m de desenvolvimento máximo;
- Aplicação do revestimento primário sistemático;
- Betonagem das sapatas;
- Aplicação do sistema de drenagem e de impermeabilização;
- Betonagem do revestimento secundário (hasteais e abóbada);
- Execução dos restantes trabalhos de construção civil e de especialidade.

Relativamente às zonas de aplicação do revestimento primário tipo RP2B, o faseamento de abertura da escavação e de aplicação do revestimento primário foi o seguinte: [20]

- Escavação da galeria lateral direita superior em secção plena por avanços de 2,0 m de desenvolvimento máximo;
- Aplicação do revestimento primário sistemático no contorno da secção e pontual no hasteal da galeria;
- Escavação do alargamento lateral esquerdo da meia secção superior por avanços de 2,0 m de desenvolvimento máximo;
- Aplicação do revestimento primário sistemático no contorno da secção;
- Escavação da meia secção inferior em secção plena por avanços de 4,0 m de desenvolvimento máximo;
- Aplicação do revestimento primário sistemático;
- Betonagem das sapatas;
- Aplicação do sistema de drenagem e de impermeabilização;
- Betonagem do revestimento secundário (hasteais e abóbada);
- Execução dos restantes trabalhos de construção civil e de especialidade.

9.5.3.5. FASEAMENTO CONSTRUTIVO TIPO III PARA ZONAS DE REVESTIMENTO PRIMÁRIO TIPO RP3

Nos restantes troços, onde sobre o túnel e/ou ao nível da abóbada ocorreu, essencialmente, o horizonte geotécnico RC3, bem como nas zonas de emboquilhamento, procedeu-se um faseamento executivo que contemplaria avanços menores (faseamento construtivo tipo III).

Nestas zonas anteriormente referidas, o faseamento de abertura da escavação e de aplicação do revestimento primário foi o seguinte: [20]

- Escavação da galeria lateral direita superior em secção plena por avanços de 1,0 m de desenvolvimento máximo;
- Aplicação do revestimento primário sistemático na abóbada e no hasteal da galeria;
- Escavação do alargamento lateral esquerdo da meia secção superior por avanços de 1,0 m de desenvolvimento máximo;
- Aplicação do revestimento primário sistemático;
- Escavação do caixão central por avanços de desenvolvimento máximo livre;
- Escavação do nicho lateral direito por avanços de 1,0 m de desenvolvimento máximo;

- Aplicação do revestimento primário sistemático;
- Escavação do outro nicho lateral por avanços de 1,0 m de desenvolvimento máximo;
- Aplicação do revestimento primário sistemático;
- Betonagem das sapatas;
- Aplicação do sistema de drenagem e de impermeabilização;
- Betonagem do revestimento secundário (hasteais e abóbada);
- Execução dos restantes trabalhos de construção civil e de especialidade.

9.5.3.6. FASEAMENTO CONSTRUTIVO TIPO IV PARA ZONAS DE REVESTIMENTO PRIMÁRIO TIPO RP4

Em certas zonas de pior qualidade do maciço para além das já definidas em projecto, que se detectaram com os resultados de instrumentação e cartografia da frente, a realização ao longo do contorno da abóbada de enfilagens em varão de aço ou de enfilagens tubulares injectadas, consistindo no tipo de suporte RP4.

Nestas zonas, o faseamento de abertura da escavação e de aplicação do revestimento primário foi do tipo IV e consistiu no seguinte:

- Instalação de enfilagens ao longo da abobada do túnel;
- Escavação da meia secção superior em secção plena por avanços de 3,0 m de desenvolvimento máximo, deixando uma banqueta na frente;
- Aplicação do revestimento primário sistemático na abóbada;
- Escavação do caixão central por avanços de desenvolvimento máximo livre;
- Escavação do nicho lateral direito por avanços de 2,0 m de desenvolvimento máximo para RC1 eRC2 e 1,0 m para RC3;
- Aplicação do revestimento primário sistemático;
- Escavação do outro nicho lateral por avanços de 2,0 m de desenvolvimento máximo para RC1 eRC2 e 1,0 m para RC3;
- Aplicação do revestimento primário sistemático;
- Betonagem das sapatas;
- Aplicação do sistema de drenagem e de impermeabilização;
- Betonagem do revestimento secundário (hasteais e abóbada);
- Execução dos restantes trabalhos de construção civil e de especialidade.

Imagens representativas do faseamento construtivo do tipo I (assim como do tipo IIA), tipo IIB, tipo III e tipo IV, foram inseridas nos Anexos D.3, implicando as fases correspondentes entre o inicio e fim da escavação. Não foram nestas, no entanto, incluídos nem os desenvolvimentos máximos dos avanços, nem as fases correspondentes à betonagem das sapatas, aplicação dos órgãos de drenagem e impermeabilização, betonagem do sistema de suporte secundário e restantes trabalhos. A imagem respectiva do tipo de faseamento IIB, corresponde a mesma do tipo I, pois estes faseamentos apenas são diferenciados nos desenvolvimentos máximos dos avanços da escavação para as secções superior e inferior.

9.5.4. SISTEMA DE SUPORTE SECUNDÁRIO

9.5.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS E SECÇÕES TIPO – CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Os revestimentos secundários do túnel foram estabelecidos tendo em conta as previsíveis características geotécnicas do maciço, nos métodos de escavação previstos e na espessura dos

recobrimentos. Teve-se ainda em conta o zonamento geotécnico do maciço efectuado para a previsão do revestimento primário a aplicar.

Desse modo, para o túnel executado em subterrâneo, definiram-se três secções transversais tipo designadas de RS1, RS2 e RS3, a adoptar nos trechos de aplicação dos revestimentos primários tipo RP1, RP2A/B e RP3, respectivamente.

As secções tipo RS1 e RS2 apresentam as mesmas características geométricas, diferenciando-se pela densidade e disposição das armaduras a instalar. Nestas secções tipo o revestimento secundário adoptado teve uma espessura resistente constante de 0,30 m, quer na abóbada, quer nos hasteais, os quais foram fundados em sapatas com uma largura de 1,72 m e uma altura de 0,75 m. A secção tipo RS3 apresentou também uma espessura constante, mas com um valor de 0,40 m, tendo as sapatas de fundação uma largura de 1,82 m e uma altura igualmente de 0,75 m. [20]

9.5.4.2. DIMENSIONAMENTO

Para o dimensionamento do revestimento secundário do túnel em secção corrente, recorreu-se ao método dos elementos finitos. Este método, baseado numa análise em termos de tensões-deformações, permitiu modelar a interacção do maciço com o revestimento do túnel, ao longo das diferentes fases de execução consideradas.

No dimensionamento efectuado adoptaram-se duas metodologias base de cálculo distintas para cada um dos quatro perfis de cálculo considerados representativos, associados aos quatro tipos de revestimento primário utilizados.

Na primeira metodologia de cálculo adoptada, que se admite ser a melhor aproximação da realidade, considerou-se todo o historial de tensões e deformações do maciço, originado pelo faseamento de escavação e colocação do revestimento primário do túnel. Refere-se que nesta metodologia de cálculo foi desprezado o efeito favorável da existência do revestimento primário. Na outra metodologia de cálculo considerou-se que a carga aplicada sobre o revestimento secundário correspondia a 50% da carga inicial instalada no contorno do túnel. Isto deveu-se ao facto de que, a experiência e a observação de obras semelhantes permitiu considerar que para o tipo de faseamento e para o tipo de maciço interessado pelo túnel, no mínimo 50% da carga total seria dissipada por deformação do maciço antes da colocação do revestimento primário. Esta hipótese, foi igualmente sustentada pelo facto de que no dimensionamento do revestimento secundário igualmente se desprezou a contribuição favorável do revestimento primário.

Salienta-se que em qualquer das duas metodologias adoptadas se considerou no dimensionamento do revestimento secundário a eventual degradação das características do maciço com o tempo devida, por exemplo, à hipotética percolação de água no seu interior. Para o efeito reduziram-se em 50% os valores da coesão e do módulo de deformabilidade dos diferentes horizontes geotécnicos ocorrentes.

É de referir ainda que neste modelo, para ter em conta a aderência muito reduzida entre o maciço e os revestimentos secundários, consequente da interposição do sistema de impermeabilização, considerou-se no contorno exterior da abóbada e dos hasteais, uma interface com elevada deformabilidade e características de resistência reduzidas, que permitisse assim deslocamentos relativos no plano da secção.

Ainda de salientar, que foram consideradas duas posições distintas do nível freático (para todos os cálculos efectuados das combinações referidas), uma primeira considerando o referido nível instalado à cota de soleira do túnel e, uma segunda, considerando-o 1,0m acima do fecho da abóbada do túnel.

Quanto à betonagem dos revestimentos secundários, esta foi realizada por trechos longitudinais com um desenvolvimento de 10,0 m ou 12,0 m e as juntas de betonagem entre trechos contíguos foram do tipo junta seca topo a topo, de modo a que não se adoptou a continuidade longitudinal de armaduras. Relativamente aos materiais constituintes do betão armado foram o betão da classe C25/30 (EC 2a) e o aço A400NR. [20]

9.5.5. DRENAGEM E IMPERMEABILIZAÇÃO DO CONTORNO DA ESCAVAÇÃO

9.5.5.1. CONCEPÇÃO E DESCRIÇÃO GERAL DAS SOLUÇÕES

Foram previstas condições hidrológicas desfavoráveis, nomeadamente afluências de água ao contorno da escavação, consequentes do estado de fracturação e porosidade do maciço atravessado pelo túnel. Tal previsão foi sustentada, pela verificação em outras obras de características semelhantes (nomeadamente em condições de espessura de recobrimento reduzida ou na presença de falhas atravessadas pelo túnel), afluências de água, mesmo após a realização do revestimento secundário em betão, mais especificamente, infiltrações de água através das juntas de betonagem e das fendas de retracção.

Assim, na eventualidade destas ocorrências a sua eliminação seria difícil e seria normal darem origem a problemas de durabilidade do betão e obrigando a encargos de manutenção a longo prazo. Por este motivo incorreu de especial atenção e importância a presença de um sistema de impermeabilização e drenagem ao contorno do túnel, de modo que foi implementado em projecto a aplicação de um sistema com estas funções ao longo de todo o desenvolvimento do contorno do túnel.

Relativamente a este sistema, a drenagem das águas afluentes ao contorno da escavação, foi conseguida por um geotêxtil com 500 g/m^2, e a impermeabilização do túnel foi assegurada por uma geomembrana fina impermeável do tipo PVC com 2,0 mm de espessura mínima.

A água recolhida pelo geotêxtil seria conduzida por gravidade a dois drenos que se desenvolvem longitudinalmente em cada hasteal ao nível dos passeios, constituídos por um colector em tubo em PP corrugado e perfurado de parede dupla ∅250mm envolvido por betão poroso. Posteriormente esta água recolhida nos drenos seria conduzida ao exterior do túnel, sendo descarregada directamente nas valetas previstas junto às respectivas saídas.

Particularmente para situações onde ocorressem afluências localizadas de maior caudal, foi complementado este sistema com um reforço ao longo da abóbada e dos hasteais de drenos geocompósitos planos do tipo “Amerdrain 500” ou outros sistemas correspondentes a essas situações localizadas que foram definidos em obra. [20]

9.5.5.2. CARACTERÍSTICAS GERAIS E OBJECTIVOS RELATIVOS À GEOMEMBRANA DO SISTEMA DE IMPERMEABILIZAÇÃO

A geomembrana como elemento principal de impermeabilização incorreu de certa atenção e cuidados, pois foi a sua eficiente aplicação que deu as condições de estanquidade necessárias à obra. Como características gerais, a geomembrana (PVC de espessura nominal mínima de 2,0mm) devia garantir certas condições, nomeadamente a capacidade de suporte de pressões de água superiores a 200kN/m^2 para situações extremas de retracção/expansão (devidas às variações de temperatura ou outras tensões desenvolvidas) assim com uma respectiva capacidade de deformação e resistência de modo a evitar a sua danificação perante tais solicitações. Também deveria ser durável e imputrescível, de modo a manter a longo prazo as suas propriedades de estanqueidade a agente químicos e físicos do meio

envolvente assim como não libertar quaisquer produtos tóxicos e apresentar uma inércia química adequado aquando o contacto com a água. [20]

9.5.5.3. CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO DA MEMBRANA

Relativamente à qualidade de aplicação da membrana, foi procurado a superfície de apoio do sistema de impermeabilização fosse regularizada sempre que necessário com betão projectado com 5 cm de espessura, constituindo uma superfície regular, cujo objectivo foi o de diminuir as solicitações mecânicas sobre o revestimento impermeável de geomembrana, evitando a sua danificação assim como a do geotêxtil. De um modo geral pretendeu-se que a superfície não apresentasse irregularidades pontiagudas ou cortantes, procurando-se que estas fossem convenientemente disfarçadas, os elementos metálicos convenientemente cobertos e todas as outras asperezas importantes foram cortadas ou regularizadas antes da aplicação do sistema impermeabilizante.

No entanto exigiu também, relativamente à colocação da geomembrana, uma aplicação de forma cuidada de modo a evitar o punçoamento ou o corte da mesma, e garantindo que aquando a sua aplicação, se encontrava em bom estado de conservação, limpa, seca e sem rasgos.

Deve ser apontado que aquando a ancoragem dos geotêxteis (por meio de discos anilhas e pregos de disparo), a quantidade de fixações pontuais teve uma densidade superior na abóbada, diminuindo à medida que se descia para a base do hasteais, assim como que após a fixação do primeiro rolo, o segundo rolo era desenrolado com uma sobreposição ao primeiro no mínimo de 30 cm. Após a fixação destes rolos geotêxteis iniciava-se a colocação da membrana, que foi desenrolada da abóbada para a base do hasteal sendo fixa aos discos por soldadura. Na colocação de um segundo rolo, este sobreposto ao primeiro no mínimo em 8 cm, seriam ambos soldados aos discos e posteriormente na linha de sobreposição. Estas soldaduras foram feitas por jacto de ar quente ou soldadura dupla a calor, e sujeitas posteriormente a uma inspecção, onde qualquer soldadura defeituosa seria reparada. [20]

9.5.6. NICHOS

Ao longo do trecho do túnel mineiro, também foi preconizada a existência de vários Nichos. Estes no entanto foram de 2 tipos. Estes tipos diferenciaram-se em função da dimensão, do Tipo2, espaçados de 25 m em 25 m, e inferiores aos do Tipo 3, que apenas foram colocados quatro ao longo do túnel. Nos Anexos D.2 foi inserida um imagem representativa das peças desenhadas correspondentes á geometria transversal e em planta das secções de implantação dos diferentes tipos de nichos (Fig.D11).

9.5.7. ANÁLISE DE RISCO DOS EDIFÍCIOS LOCALIZADOS À SUPERFÍCIE

Foi ainda realizado no âmbito do projecto de execução, uma avaliação de risco dos edifícios mais críticos situados sobre o túnel e nas imediações deste, para zonas de menor recobrimento, quando sujeitos aos processos de escavação. Esta avaliação foi realizada tendo em conta as previsões geotécnicas de deslocamentos finais, resultantes das análises numéricas tridimensionais efectuadas.

De modo semelhante a obras subterrâneas realizadas em meios urbanos, para esta obra foi usada uma metodologia cujas etapas principais consistiam numa previsão do campo de deslocamentos final resultante dos trabalhos de escavação, a definição das curvas de subsidência verticais e horizontais do terreno (à cota de fundação dos edifícios) impostas pelos mesmos, a definição e caracterização dos edifícios afectados pelas obras e uma final avaliação de risco com base em parâmetros de controlo.

Relativamente à previsão do campo de deslocamentos, estas foram resultantes das análises numéricas tridimensionais efectuadas. Será de salientar que foram executadas transversalmente para um perfil específico, nomeadamente o perfil P40, onde se verificaram os horizontes geotécnicos RC2 e RC3, uma reduzida espessura de recobrimento assim como a presença dos edifícios mais críticos quando sujeitos às obras de escavação. Esta zona está representada em planta, alçado e corte na Fig. D17 inserida nos Anexos D.4.

Foram considerados dois modelos de cálculo, um respectivo às características reais do maciço, existindo divisão de horizontes geotécnicos (modelo de cálculo base – CB) e outro (mais conservativo) onde se considerou o maciço totalmente composto pelo horizonte mais desfavorável, ou seja o horizonte geotécnico RC3 (modelo de cálculo RC3).

Facto que mereceu particular atenção foi o perfil de assentamentos consequente da escavação do túnel, tanto de modo transversal como também longitudinalmente, afim de se poder aferir qual o dano previsível nas edificações de forma adequada.

Foi inserido no Anexo D.4 dois gráficos onde se apresentam os deslocamentos verticais, medidos transversalmente e longitudinalmente, registados à superfície do perfil P40 (Fig.D18 e D19).

Transversalmente, será de destacar a pequena influência que a escavação do túnel parece ter no caso do cálculo CB já que a bacia de subsidência não se prolonga por mais de 15 m para cada sentido. No caso do cálculo RC3 a bacia prolonga-se até aos 25 m em cada sentido. Em termos de assentamentos verticais, medidos longitudinalmente, a fase de cálculo que apresentou maiores distorções foi a fase referente à frente da escavação dos alargamentos laterais junto ao plano de estudo, cujos os deslocamentos verticais previsto estão presentes na Fig.D19.

Os resultados obtidos para a última fase de cálculo foram resumidos na seguinte tabela. Pode ser verificado, que as todas as grandezas registadas se deram para o modelo de cálculo RC3, embora mesmo neste os valores das deformações se possam considerar reduzidas. [20]

		CB	RC3
Deslocamento Superfície	mm	-3,2	-10,0
Deslocamento Coroamento	mm	-3,3	-9,1
Convergência 1 (base dos hasteais)	mm	0,2	0,7
Convergência 2 (hasteais)	mm	0,1	0,8
Deslocamento Contorno	mm	5,6	16,1

Tabela 10 – Resultados dos deslocamentos previstos (*Cenorgeo* [20])

Para avaliação do risco, começaram por ser determinadas as curvas de subsidência, ou seja curvas representativas dos perfis de assentamentos do terreno, estabelecidas a partir dos deslocamentos totais resultantes das análises tensão-deformação-resistência realizadas pelo método dos elementos finitos (modelo de cálculo tridimensional).

Após efectuada a definição destas curvas de subsidência do terreno, e a caracterização dos edifícios afectados pela execução das obras do túnel, procedeu-se à avaliação de risco propriamente dita. Para o efeito, determinaram-se um conjunto de parâmetros de controlo, os quais foram posteriormente comparados com os valores limite que enquadram as categorias de risco. Os parâmetros de controlo

calculados dependeram da classificação de risco adoptada, tendo sido esta, por sua vez, definida com base na natureza dos edifícios em análise. Deste modo, atendendo à tipologia dos edifícios em análise e ao facto de, nos casos de edifícios em betão armado não ter sido possível obter o posicionamento rigoroso das respectivas fundações, optou-se pela utilização das classificações de Burland et al. (1977, 1995) e de Buscardin & Cording (1989), aplicáveis a estruturas em alvenaria de granito ou de tijolo e às construções porticadas de betão armado dotadas de fundações contínuas.

Nestas classificações o parâmetro de controlo a calcular é a deformação máxima, $\varepsilon_{máx}$, induzida no edifício pelo deslocamento do terreno subjacente, estando os danos sofridos pelos edifícios de betão, aos quais se aplica esta classificação, essencialmente ligados à fissuração das paredes de enchimento em alvenaria. A partir de uma determinação das deformações máximas dos edifícios induzidas pela curva de subsidência, associadas como os índices de vulnerabilidade, foram determinadas as categorias de risco da classificação de Burland. A determinação destas deformações é apresentada nos Anexos D.4.3.

Os resultados finais desta análise de risco foram sintetizados no quadro apresentado nos Anexos, em que considerando a bacia de subsidência devida à escavação, evidenciam que não são de prever importantes efeitos nas edificações existentes resultantes dos trabalhos de escavação do túnel. De referir ainda que da análise efectuada a partir da curva de subsidência longitudinal, correspondente à situação a curto prazo, ou seja ocorrente aquando a aproximação da frente da escavação do túnel, obtiveram-se igualmente resultados perfeitamente compatíveis com os valores limite previamente definidos.

O principal objectivo da avaliação de risco foi o facto de permitir avaliar a necessidade de implementar medidas adicionais de reforço ou de segurança, quer antes da execução dos trabalhos, quer mesmo no seu decurso. Assim a avaliação de risco constituiu uma ferramenta fundamental para a elaboração do plano de observação da obra, permitindo identificar os principais edifícios a instrumentar, definir a instrumentação a instalar, os parâmetros de controlo dos edifícios a monitorizar, a frequência das leituras a efectuar e os limites de atenção e de alarme a respeitar no decurso dos trabalhos de escavação subterrânea do túnel.

Nesta obra, o tipo de medidas adoptadas, dadas as categorias de risco obtidas, corresponderam a uma monitorização básica dos edifícios. Esta foi constituída apenas por um reduzido número de dispositivos, de modo a possibilitar a detecção de uma eventual anomalia em termos de assentamentos ou deslocamentos no plano dos edifícios que, se ocorresse, conduziria ao reforço da instrumentação instalada. [20]

9.6. PLANO DE OBSERVAÇÃO E LIMITES DE ALERTA

9.6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Como foi referido anteriormente, aos trabalhos de execução de obras subterrâneas, estão implícitos trabalhos de monitorização dessas obras, contemplando medições de deformações do maciço envolvente, nomeadamente valores de assentamentos de superfície, deslocamentos verticais no interior do túnel, valores do nível freático em zonas adjacentes ao túnel, assim como valores de convergências em vários alvos dispostos ao longo do mesmo.

Nesta obra em particular, tendo em consideração as características do maciço e a dimensão do túnel, fez-se uma monitorização criteriosa de modo a aferir situações críticas que possivelmente se desenvolveriam. Assim foram controlados, por meio de medição das deformações do maciço envolvente e da observação visual contínua e sistemática do contorno das escavações,

comportamentos anómalos no decurso da abertura do túnel. Também o comportamento mecânico dos sistemas de suporte e o seu faseamento construtivo respectivo foram alvo de monitorização, indicando situações de inaptidão e/ou prevendo situações em que se deveria alterar parâmetros de projecto respectivos aos mesmos sistemas de modo a encontrar soluções eficazes conduzido a melhores condições de segurança. [20]

9.6.2. DISPOSITIVOS INSTALADOS E FREQUÊNCIA DAS LEITURAS

A monitorização, coincidindo com as zonas do maciço de piores características, procurou definir o tipo, o número e a implantação dos diferentes dispositivos de observação a instalar tanto a partir da superfície do terreno quer do interior do túnel, tendo em consideração as respectivas características geométricas, o tipo e magnitude das deformações expectáveis e o modelo geológico e geotécnico.

As principais medições e respectivos aparelhos de medição foram a leitura de assentamentos à superfície (através do controlo de marcas topográficas de precisão dispostas em perfis transversais ao túnel), a leitura de deslocamentos verticais no interior do maciço na zona sobrejacente à abóbada do túnel (através de extensómetros de varas dispostos vários em perfis), a medição e acompanhamento da posição do nível freático na zona adjacente ao túnel (através de piezómetros hidráulicos instalados no interior de furos de sondagem), a leitura de convergências (com controlo de cota absoluta entre alvos colocados no contorno da escavação, nas paredes do túnel logo a seguir ao último avanço da escavação, a cerca de 0,60 m da frente), e ainda a medição das deformações dos edifícios localizados nas zonas envolventes ao túnel (através de 20 alvos ópticos a instalar nas fachadas dos edifícios).

Embora a implantação dos diferentes dispositivos de observação tenha sido definida em projecto, esta pôde ser adaptada em fase de obra em função das reais condições encontradas, de forma a coincidirem com as zonas do maciço de piores características.

Relativamente à frequência de observação, deve ser referido que a periodicidade das leituras de todos os dispositivos de observação, começando na altura do início da obra, dependeu da evolução dos deslocamentos que foram sendo observados. Contudo, em projecto previram-se leituras diárias até que a frente de escavação avançasse cerca de 15,0 m em relação ao perfil de observação, e em dias alternados até que a frente de escavação avançasse cerca de 30,0 m, passando por fim a leituras semanais até à conclusão da obra. Para as marcas topográficas, extensómetros, inclinómetros e piezómetros estas leituras iniciaram-se quando a frente da escavação se encontrava a 15,0 m do perfil de observação. [20]

9.6.3. DESLOCAMENTOS CONSIDERADOS PARA OS LIMITES DE ALERTA

Como foi referido anteriormente, a concepção dos trabalhos foi definida de modo a limitar, o quanto possível, os deslocamentos, quer dos suportes quer dos terrenos envolventes à escavação.

Após a análise das deformações dos revestimentos primários e dos deslocamentos, quer à superfície do terreno, quer no interior do maciço, pelo método dos elementos finitos através do programa PLAXIS, para os quatro perfis de cálculo considerados, previram-se que os respectivos deslocamentos obtidos fossem extremamente reduzidos, da ordem de poucos milímetros. Este facto deveu-se às boas características mecânicas que o maciço apresentaria globalmente, limitando assim os deslocamentos obtidos.

No entanto, mesmo tendo em consideração a magnitude dos deslocamentos resultantes das modelações numéricas efectuadas, considerou-se que os valores obtidos constituíam apenas uma

referência para o nível de deformação expectável associado aos trabalhos de escavação, não podendo constituir por si só uma base sólida para o estabelecimento dos limites de alerta a respeitar. De facto, os deslocamentos que se consideraram nesta fase no estabelecimento dos limites de alerta resultaram, da consideração de vários factores, como as deformações induzidas por eventos singulares associados à execução dos trabalhos de escavação (incluindo possíveis falhas de execução), a precisão associada aos diferentes dispositivos de medição, de possíveis deslocamentos consequentes de particularidades estruturais (como a existência prévia de estruturas), da existência de zonas localizadas do maciço com rigidez substancialmente diferente ou de descontinuidades. Ainda, nesta obra, onde foi executada uma escavação faseada do túnel com instalação de estruturas de suporte provisórias, cuja rigidez podia variar localmente, e em que se previa a ocorrência de variações das características de resistência e de deformabilidade do maciço envolvente, estas componentes dos deslocamentos podiam assumir valores de grande importância.

Devido a este factores considerou-se ajustado proceder à correcção dos valores obtidos nas análises numéricas. De facto, por estes motivos e ainda tendo em atenção que no caso dos túneis a acção da gravidade actua no sentido de acentuar as perdas de terreno, principalmente na zona da abóbada e da frente de escavação, corrigiram-se os valores obtidos nos cálculos efectuados em 10 mm para a zona do maciço localizada acima do topo dos hasteais, e em 5 mm na zona do maciço localizada entre essa cota e a soleira do túnel. [20]

9.6.4. LIMITES DE ALERTA

Com base nos resultados obtidos nos cálculos efectuados pelo método dos elementos finitos e tendo em consideração o estabelecido no ponto anterior, foi possível estabelecer os seguintes limites de alerta a atender no decurso dos trabalhos de abertura do túnel.

Foram então estabelecidos limites de atenção, para quando as leituras nos diferentes dispositivos de observação atinjam 80% dos valores dos deslocamentos estimados na fase de projecto. Consideraram-se que estes limites corresponderiam ao estado perto do limite da estabilização. Nesta fase foi necessário, aumentando a frequência das leituras, proceder à sua análise com maior atenção. Foi igualmente necessária proceder-se a uma análise crítica da qualidade construtiva e do processo construtivo implementado. Os estudos efectuados nesta fase poderiam conduzir à necessidade de reformular o faseamento executivo e/ou os revestimentos primários adoptados, de modo a diminuir a taxa de deformação e assim aumentar a segurança da obra.

Trecho do túnel		Deslocamentos verticais ao eixo (mm)			Deslocamentos horizontais (mm)
Revestimento primário	Faseamento executivo	Superfície do terreno	Interior do maciço	Interior do túnel	Interior do túnel
			A 2 m do topo da abóbada	Marca no topo da abóbada	Convergência dos hasteias
RP1	I	-10	-11	-8	-5
RP2A	IIA	-10	-11	-8	-5
RP2B	IIB	-11	-12	-11	-6
RP3	III	-14	-15	-14	-6

Tabela 11 – Limites de Atenção (*Cenorgeo* [20])

Ainda foram estabelecidos limites de alarme, para quando as leituras nos diferentes dispositivos de observação atingissem cerca de 130% dos valores dos deslocamentos estimados na fase de projecto. Considerou-se a correspondência destes limites ao estado de instabilização do maciço, onde seria

necessário decidir rapidamente quais as medidas a adoptar para solucionar o problema, mobilizando os equipamentos e os materiais necessários, instruir o pessoal de como intervir no processo e agir de imediato. As leituras nesta fase passariam ser efectuadas pelo menos de 4 em 4 horas.

As possíveis medidas a adoptar seriam o reforço do revestimento primário, a diminuição do desenvolvimento dos avanços de escavação ou a execução de tratamentos do maciço e a posterior reformulação do processo construtivo.

No decurso desta fase, se no entanto não se verificasse a estabilização natural das leituras de campo (indicador de que os limites de alerta deveriam ser redefinidos), dever-se-ia implementar de imediato as medidas correctivas definidas e proceder a um acompanhamento apertado da sua eficácia, através do sistema de observação instalado até à estabilização das leituras e, consequentemente, ao retorno das condições de normalidade.

Trecho do túnel		Deslocamentos verticais ao eixo (mm)			Deslocamentos horizontais (mm)
Revestimento primário	Faseamento executivo	Superfície do terreno	Interior do maciço	Interior do túnel	Interior do túnel
			A 2 m do topo da abóbada	Marca no topo da abóbada	Convergência dos hasteias
RP1	I	-16	-18	-14	-8
RP2A	IIA	-16	-18	-14	-8
RP2B	IIB	-18	-20	-18	-9
RP3	III	-23	-24	-23	-10

Tabela 12 – Limites de Alarme (*Cenorgeo* [20])

Como medida extra de segurança, não apenas o valor absoluto das leituras de campo foi controlado, mas também efectuou-se o acompanhamento da evolução dos deslocamentos observados no tempo. Assim, para todos os dispositivos de observação instalados, foram elaborados gráficos de tempo versus deslocamento, que permitiram verificar se, após a conclusão da aplicação do revestimento primário em cada fase de execução, os deslocamentos observados tendiam a estabilizar, tal como previsto no projecto. [20]

9.6.5. CONTROLO DE VIBRAÇÕES

Nas zonas onde foi necessária a utilização de explosivos para a abertura do túnel foram adoptados os planos de fogo e efectuada a divisão da secção de desmonte em função das formações a desmontar, de modo a não serem produzidas grandes sobreescavações ou descompressões no maciço envolvente, obrigando ao reforço do suporte (revestimento primário e revestimento secundário). Será de referir que em projecto estava previsto que se houvesse necessidade de empregar explosivos nos trechos de menor recobrimento (correspondentes às zonas de emboquilhamento), e nos trechos onde houvesse edificações vizinhas, respectivamente zonas onde existiriam maiores riscos de danos motivados pelas vibrações, seriam instalados (logo no início da obra) equipamentos adequados para medição das velocidades e das frequências das vibrações. [20]

9.7. SISTEMAS DE DRENAGEM LONGITUDINAL E TRANSVERSAL

9.7.1. CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS

O sistema de drenagem construído no túnel e nas zonas de entrada (a Norte e a Sul do mesmo) foi dimensionado de modo a ter capacidade para escoar as águas pluviais, de lavagem, de combate a incêndio e de infiltração. Estas águas seriam correspondentes a todas as águas afluentes à área do túnel durante a fase de obra (águas pluviais e de infiltração), ao sistema de impermeabilização e drenagem do contorno da escavação do túnel (águas de infiltração), ao interior do túnel (combate a incêndio) e ainda às zonas de entrada, emboquilhamentos do túnel e de ligação (águas pluviais).

Face a isto desenvolveram-se sistemas de drenagem transversal e longitudinal. Respectivamente às obras de drenagem longitudinal definidas nos desenhos do projecto, foram instaladas tanto no interior do túnel (geodrenos, colectores, caleiras e caixas de inspecção), assim como no exterior (valetas, caleiras, drenos, colectores e respectivas caixas de visita). Quanto à obra de drenagem transversal, teve como principal objectivo de estabelecer a continuidade da linha de água (com alguma expressão), intersectada pelos aterros da via-férrea e do acesso rodoviário Sul ao túnel, aproximadamente ao pk 0+320, entre os perfis P15 e P16. [20]

9.7.2. OBRAS DE DRENAGEM LONGITUDINAL – DESCRIÇÃO DAS OBRAS E DIMENSIONAMENTO

A drenagem do trecho da linha a céu aberto na zona Sul, foi realizada por valetas, caixas sumidouros e colectores longitudinais que descarregariam as águas pluviais recolhidas na linha de água que atravessava a plataforma. Os colectores foram de diâmetro mínimo 630mm de Polipropileno corrugado, instalados perpendicularmente ao eixo da linha-férrea. A Sul da Passagem Hidráulica (que passaremos a chamar de PH), os colectores instalados na empreitada entre os perfis P3 e P15 foram intersectados por um colector idêntico aos anteriores, com descarga independente na obra de saída da PH. De modo a evitar que as águas pluviais se viessem a acumular no leito da via, foram igualmente instalados, de ambos os lados da linha-férrea, drenos longitudinais, que reencaminhariam as águas infiltradas para os colectores referidos. Nas secções em escavação, a drenagem longitudinal da crista do talude foi feita através de uma valeta de betão, de meia manilha de 600 mm de diâmetro, onde as águas recolhidas seriam encaminhadas para a passagem hidráulica.

Relativamente ao trecho da linha a céu aberto na zona Norte, esta dispôs de valetas de drenagem e de drenos longitudinais para drenagem das águas caídas directamente nesta área. Estas valetas tiveram ainda a função de drenagem do caudal pluvial e do caudal de infiltração recolhido pelo sistema de drenagem no interior do túnel. De referir, que dada a inclinação da linha ferroviária para norte, as valetas e os drenos deste trecho a céu aberto foram ligadas à rede de drenagem a realizar a jusante, na continuação da linha-férrea, no âmbito de uma empreitada independente.

No interior do túnel, a rede de drenagem longitudinal teve a função de drenagem das águas pluviais que afluíssem pelos emboquilhamentos assim como a água proveniente de eventuais limpezas e de combate a incêndios. Esta rede foi constituída por dois sistemas separados, um em tubos de PVC perfurado (instalados na base dos hasteais do túnel envolvidos em betão poroso) para drenagem da água subterrânea captada pelo sistema de drenagem e de impermeabilização envolvente da escavação do túnel; e outro constituído por geodrenos, caleiras superficiais e tubagem de polipropileno corrugado (instalados no interior do túnel, ao longo do seu desenvolvimento) para drenagem das águas pluviais que afluíssem aos emboquilhamentos e provenientes de limpezas e combate a incêndios. De modo a efectuar eventuais limpezas e manutenção da rede instalada, assim como, para a realização de inspecções, foram instaladas caixas de visita com espaçamento máximo de 25 m. [20]

A implantação dos órgãos de drenagem longitudinal, pode ser observada parcialmente em alguns dos desenhos de geometria, relativos às vistas em planta dos Nichos (Fig.D8 e D11), no entanto pode ser observado de uma vista geral na planta desenhada, também presente nos Anexos D.6.

9.7.3. OBRAS DE DRENAGEM TRANSVERSAL – PASSAGEM HIDRÁULICA

O processo de construção da Variante da Trofa da Linha do Minho e suas respectivas obras (nomeadamente na zona de acesso ao túnel do lado Sul), interferiram com uma linha de água com alguma expressão, traduzida por uma bacia hidrográfica com cerca de 0,07 km^2. Foi então projectada e executada uma Passagem Hidráulica, que garantiu a continuidade da dita linha de água, constituída de montante para jusante, por uma estrutura de entrada, uma tubagem circular enterrada, uma estrutura de saída e um enrocamente de protecção.

Porque esta PH teria que, para além de permitir restabelecer a continuidade da linha de água natural intersectada pelos aterros e escavação a construir, mas também permitir a captação das águas pluviais provenientes das valetas de crista dos taludes de escavação e dos aterros adjacentes, assim como recolher parte das águas provenientes das valetas de drenagem longitudinal da plataforma da linha férrea descendente na zona Sul, tratou-se assim de uma componente de importância acrescida, que por isso uma descrição mais detalhada da mesma.

Começando pela estrutura de entrada (caixa de visita dupla), a captação da linha de água intersectada pelos aterros da obra foi feita a montante do muro da vedação, através de três orifícios abertos nas paredes da caixa de visita (Caixa 1). Do lado oposto do muro da vedação, junto ao pé do aterro da via descendente, a mesma caixa de visita (Caixa 1) funcionaria como sumidouro das águas pluviais colectadas pela valeta de crista longitudinal em meia cana, adjacente à via descendente. Para tal, esta caixa teve uma abertura no topo e que sobre essa, foram apenas montadas grelhas metálicas, que evitariam a entrada de material sólido de maior dimensão na PH. A passagem hidráulica propriamente dita foi constituída por 2 troços de tubagem, de betão armado, com secção circular DN1000 e aproximadamente 0,75% de declive longitudinal. O troço de tubagem de montante teve praticamente 14 m de extensão e desenvolveu-se entre a Caixa 1, anteriormente descrita, e a Caixa 2. Ao longo destes 14 m a tubagem estaria sob o aterro da via-férrea propriamente dita, estando portanto sujeita a sobrecargas dinâmicas elevadas, dai que, ao longo dessa extensão, fosse envolvida em betão simples (Vala Tipo 1). O troço de tubagem de jusante teve cerca de 15,5 m de extensão e desenvolveu-se entre a Caixa 2 e a estrutura de saída. Nesta extensão a tubagem estaria sob o aterro do acesso rodoviário ao lado Sul do túnel, pelo que não se realizou o reforço com betão indicado para o troço de montante (Vala Tipo 2). A caixa de visita localizada entre os dois troços de tubagem (caixa de visita de passagem - Caixa 2) serviu para recolher as águas pluviais colectadas pela valeta longitudinal adjacente ao aterro da via ascendente. Para tal essa caixa estaria parcialmente aberta no topo e que, sobre essa abertura, foram montadas grelhas metálicas, que evitarão a entrada de material sólido de maior dimensão na PH. A estrutura da saída da PH localizar-se-á 15,5 m a jusante da Caixa 2 e foi constituída por uma laje ladeada por muros ala divergentes, com afastamento variável entre 1,50 e 4,10 m ao longo de 2,0 m de extensão. De referir que o acesso para limpeza, inspecção e manutenção da PH seria feito através de duas entradas de homem, colocadas lateralmente à estrutura de entrada da PH e lateralmente ao sumidouro das águas pluviais colectadas pela valeta longitudinal adjacente ao aterro da via ascendente (através da Caixa2).

Foram inseridas nos Anexos imagens correspondentes a peças desenhadas da Passagem Hidráulica, respectivamente a uma vista em planta e a um corte transversal.

Como nota final deve ser salientado que embora a drenagem da linha na zona de ligação Sul ao túnel pudesse ser ligada à passagem hidráulica, optou-se por dois colectores de diâmetro nominal de 600 mm, com ligação directa à linha de água existente, de forma a criar alternativas de drenagem em situações de eventuais entupimentos da Passagem Hidráulica. [20]

10

CASO DE ESTUDO – TÚNEL DA VARIANTE DA TROFA, DA LINHA DO MINHO

FASE DE OBRA

[PERÍODO INICIO-FIM DA ESCAVAÇÃO]

10.1. INTRODUÇÃO – ENQUADRAMENTO E OBJECTIVO

Pretende-se neste capítulo ilustrar e descrever situações de obra relativas ao processo construtivo do túnel da Variante da Trofa, se bem que apenas os trabalhos relativos à abertura do túnel propriamente dito, serão abordados em detalhe.

Este capítulo funcionará basicamente como um diário fotográfico ao longo dos meses correspondentes aos processos de escavação, onde, partindo de uma base fotográfica, se vão elaborar os principais acontecimentos ocorridos nesse espaço de tempo. Os trabalhos iniciais a céu aberto, como a escavação dos taludes e trincheiras de acesso aos emboquilhamentos, assim como as obras posteriores à instalação do suporte primário foram dispensados de grande elaboração ou ênfase. Isto deve-se ao facto de que, embora o túnel só se possa considerar estável aquando a instalação final do sistema de suporte secundário, considera-se que as fases de maior risco, e consequentemente de maiores dificuldades, correspondem ao desmonte do maciço e instalação do sistema de suporte primário, daí que o ênfase do presente trabalho será centrado nestas.

Será de salientar, que no entanto serão também descritos, ainda que brevemente, outros trabalhos como a execução dos trechos a céu aberto, a cofragem e instalação das armaduras para a instalação do sistema de suporte secundário, alguns processos respectivos à instalação dos órgãos de drenagem e impermeabilização, e uma final apresentação do túnel em fases posteriores de desenvolvimento, contemplando já os últimos retoques e pormenores, de modo a ser inaugurado à circulação ferroviária.

Estas questões serão expostas de modo cronológico, permitindo ao leitor uma envolvência aos ciclos de trabalhos em obra e respectivas durações, conduzindo a um melhor entendimento da realidade constatada em obra. De salientar que para além de se procurar seguir a orientação do projecto de execução, também serão salientados e discutidos pormenores excepcionais, os quais problemas ou questões técnicas, que não sendo previstas no dito documento, foram alvo de estudos e respectivas decisões de modo a encontrar soluções satisfatórias para os mesmos, permitindo assim o contraste entre as duas realidades Projecto/Obra, assim como permitir uma análise destas ocorrências de modo a constituir uma compilação da informação para obras futuras, onde se poderão evitar problemas da mesma natureza.

10.2. CRONOLOGIA DOS AVANÇOS DE ESCAVAÇÃO

Os trabalhos de escavação iniciaram-se no mês de Maio do ano 2008, nomeadamente no dia 8 do mesmo, e a sua conclusão no dia 8 do mês de Agosto de 2009.

Estes trabalhos, encontram-se sintetizados nas duas seguintes tabelas, que pretendem ilustrar os avanços mensais, por trechos, fazendo distinção entre as secções superior (abobada) e inferior (soleira, hasteais e caixão) escavadas e assim como o tipo de revestimento respectivo. Poderá assim ser verificada a grande alternância de tipo de revestimentos utilizada. As tabelas permitem também uma distinção dos meses em que as determinadas frentes se encontraram paradas, estando pintadas a tom de cinza.

Ainda relativamente às duas tabelas apresentadas de seguida, correspondem respectivamente à frente do Portal Norte e à frente do Portal Sul. É salientar que no fim de cada tabela, os valores da quilometragem vão corresponder, para a zona superior e inferior respectivamente, facto que é consequência do varamento do túnel nas duas frentes. É de salientar a existência de dois sinais, * e **, que marcam o encontro das secções, e indicam respectivamente as datas 16 de Abril de 2009 para o varamento das secções superiores e 8 de Agosto de 2009 para o varamento das secções inferiores.

Será importante ainda referir que a existência de valores de velocidades médias que, aparentemente muito reduzidos, correspondem a períodos de pausa devido a imprevistos ou avarias dos equipamentos. Isto porque os valores em questão foram calculados tendo em conta os dias totais de cada mes, dado que realidade as velocidades de avanço seriam superiores se fossem considerados apenas os dias efectivos de escavação. Também, não é evidente na tabela, mas os processos de desmonte em cada frente eram alternados entre cada secção com a aplicação do suporte primário respectivo. Ou seja quando se escavava os hasteais, a abobáda estaria a ser alvo da aplicação dos revestimentos primários.

Frente de escavação a partir do Portal Norte																
ANO	MESES	Abóbada											Secção inferior/ Soleira e hasteal			
		Quilometragem				Sistema de suporte							Quilometragem			
		de	a	extenção [m]	média diária [m/dia]	Classe de suporte	Extensão da frente de avanço [m]	Betão projectado (reforçado com fibras)	Cambota treliçada	Pregagens	Guarda-chuvas	Pés de elefante	de	a	extenção [m]	média diária [m/dia]
2008	MAIO	1+670	1+651	19	0,8	RP4	1	25cm	sim	-	12 m	sim	1+670	1+670	0	0
	JUNHO	1+651	1+640	37	1,5	RP3	1	25cm	sim	-	-	sim	1+670	1+651	19	2,7
		1+640	1+620			RP2B	2	15cm	-	4 m	-	-				
		1+620	1+614				3									
	JULHO	1+614	1+596	49	1,7	RP2B	3	15cm	-	4 m	-	-	1+651	1+640	11	2,8
		1+596	1+581			RP1	3	10cm								
		1+581	1+565				4									
	AGOSTO	1+565	1+482	83	2,7	RP1	4	10cm	-	4 m	-	-	1+640	1+640	0	0
	SETEMBRO	1+482	1+423	59	3,9	RP1	4	10cm	-	4 m	-	-	1+640	1+616	24	1,7
	OUTUBRO	1+423	1+378	75	2,4	RP1	4	15cm	-	4 m	-	-	1+616	1+616	0	0
		1+378	1+358			RP2A	2	15cm		4m						
		1+358	1+348			RP2B		20cm		6 m						
	NOVEMBRO	1+348	1+319	65	2,2	RP2A	3	15cm	-	4 m	-	-				
		1+319	1+283			RP1	4									
	DEZEMBRO	1+283	1+220	63	2,0	RP1	4	10cm	-	4 m	-	-				
2009	JANEIRO	1+220	1+171	49	3,1	RP1	4	10cm	-	4 m	-	-				
	FEVEREIRO	1+171	1+109	66	2,9	RP2A	2~3	15cm	-	4m	-	-				
		1+109	1+105			RP3	1	25cm	sim	-	-	sim				
	MARÇO	1+105	1+079	45	1,6	RP3	1	25cm	sim	-	-	sim				
		1+079	1+060			RP2A	2~3	15cm	-	4 m	-	-				
	ABRIL	1+060	1+056	25	1,6*	RP2B	2~3	15cm	-	4 m	-	-	1+616	1+605	11	0,4
		1+056	1+035			RP3	1	25cm	sim	-	-	sim				
	MAIO	1+035	1+035	0	0	-							1+605	1+586	19	0,6
	JUNHO												1+586	1+478	108	3,6
	JULHO												1+478	1+373	105	3,4
	AGOSTO												1+373	1+345	28	3,5**

Tabela 13 – Resumo das extensões dos avanços de escavação e respectivos tipos de suporte primário aplicados, ao longo dos meses considerados, para a Frente de escavação Norte.

Frente de escavação a partir do Portal Sul																
ANO	MESES	Abóbada											Secção inferior/ Soleira e hasteal			
		Quilometragem				Sistema de suporte							Quilometragem			
		de	a	extenção [m]	média diária [m/dia]	Classe de suporte	Extensão da frente de avanço [m]	Betão projectado (reforçado com fibras)	Cambota treliçada	Pregagens	Guarda-chuvas	Pés de elefante	de	a	extenção [m]	média diária [m/dia]
2008	MAIO	0+580	0+580	0	0	-							0+580	0+580	0	0
	JUNHO	0+580	0+589	9	1	RP4	1	25cm	sim	-	12 m	sim				
	JULHO	0+589	0+627	38	1,7	RP3	1	25cm	sim	-	-	sim	0+580	0+582	2	1
	AGOSTO	0+627	0+660	45	1,9	RP2B	2	15cm	-	4 m	-	-	0+582	0+607	25	3,6
		0+660	0+672				3									
	SETEMBRO	0+672	0+714	110	3,7	RP2B	3	15cm	-	4 m	-	-	0+607	0+607	0	0
		0+714	0+762			RP1	4	10cm								
		0+762	0+768			RP2B	3	15cm								
		0+768	0+774			RP1	3	10cm								
		0+774	0+782				4									
	OUTUBRO	0+782	0+801	19	1,4	RP4	1	25cm	sim	-	12 m	sim	0+607	0+607	0	0
	NOVEMBRO	0+801	0+814	29	1,32	RP4	1	25cm	sim	-	12 m	sim	0+607	0+629	22	0,7
		0+814	0+820			RP2B	2	15cm	-	4 m	-	-				
		0+820	0+830				3									
	DEZEMBRO	0+830	0+840	37	1,19	RP2B	2	15cm	-	4 m	-	-	0+629	0+748	119	3,84
		0+840	0+867			RP1	3	10cm								
2009	JANEIRO	0+867	0+881	50	1,61	RP1	4	10cm	-	4 m	-	-	0+748	0+760	12	0,39
		0+881	0+891			RP2B	3	15cm								
		0+891	0+915			RP1	4	10cm								
		0+915	0+917			RP2B	3	15cm								
	FEVEREIRO	0+917	0+930	13	0,46	RP4	1	25cm	sim	-	12 m	sim	0+760	0+796	36	1,29
	MARÇO	0+930	0+942	72	2,32	RP2A	2'3	15cm	-	4m	-	-	0+796	0+813	17	0,55
		0+942	0+973			RP1	4	10cm								
		0+973	1+001			RP2A	2'3	15cm								
		1+001	1+002			RP3	1	25cm	sim	-						
	ABRIL	1+002	1+035	33	2,2*	RP2A	2'3	15cm	-	4 m	-	-	0+813	0+845	32	4
	MAIO	1+035	1+035	0	0	-							0+845	1+001	156	5,03
	JUNHO												1+001	1+118	117	3,9
	JULHO												1+118	1+340	222	7,2
	AGOSTO												1+340	1+345	5	0,6**

Tabela 14 – Resumo das extensões dos avanços de escavação e respectivos tipos de suporte primário aplicados, ao longo dos meses considerados, para a Frente de escavação Sul.

Por fim, será de referir que a descrição dos sistemas de suporte primário, respectivos á parte inferior (soleira e hasteais), não foi apresentada dado que são coincidentes com os das secções superiores nos trechos correspondentes, de modo que uma repetição se tornaria desnecessária.

Na imagem seguinte, está apresentada ao longo do perfil longitudinal do túnel, a distribuição dos diferentes tipos de suporte primário. Relativamente às percentagens de utilização, estas foram para os sistemas RP1, RP2A, RP2B, RP3 e RP4 respectivamente de 48%, 19%, 17%, 9% e 7%.

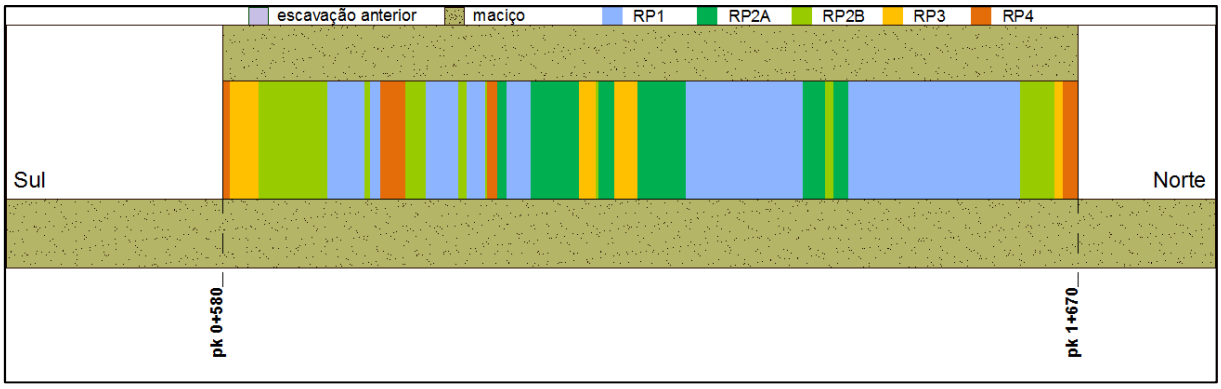


Fig.18 – Desenho esquemático com a distribuição dos diferentes tipos de suporte, pelos trechos respectivos ao longo do túnel.

10.3. DESCRIÇÃO CRONOLÓGICA DOS PROCESSOS DE ESCAVAÇÃO – RELATO FOTOGRÁFICO

10.3.1. MÊS 1 – MAIO 2008

10.3.1.1. GERAL

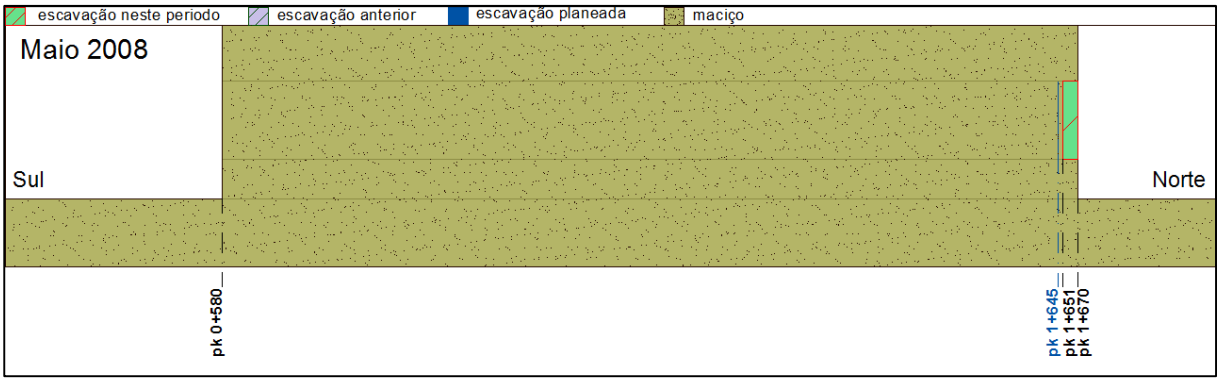


Fig.19 – Desenho esquemático com identificação dos avanços realizados e estimados, assim como a localização das principais ocorrências verificadas, até ao fim de Maio 2008

Começando por falar do arranque dos trabalhos, pode ser referido que o mesmo sofreu ligeiros atrasos, principalmente devido a problemas comuns de túneis mineiros e a dificuldade na instalação da primeira secção, nomeadamente a que constituirá o guarda-chuva.

10.3.1.2. FRENTE NORTE

Para a escavação do túnel foram utilizados ora uma "Road-Header" (roçadora) ora um martelo hidráulico, ambos montados numa retroescavadora. O método implementado é aplicável às condições geológicas interessadas (rocha tipo RC2 e RC3) para permitir uma precisão de escavação compatível com as tolerâncias correntes. [21]





Fig.19 e 20 – Situação na frente Norte no dia 7 Maio ao Pk 1+640 (G.E.G. 2008)

Nas figuras 19 e 20, tiradas no emboquilhamento norte, Pk 1+640, é possível ver a aplicação por um Jumbo dos guarda-chuvas constituintes do suporte, e posteriormente o começo da escavação.





Fig.21 e 22 – Situação na frente Norte no dia 9 Maio ao Pk 1+668 – presença das cambotas metálicas e enfilagens (G.E.G. 2008)

Após inicial desmonte, é possível verificar a presença dos tubos constituintes do guarda-chuva, assim como a natureza fracturada e heterogénea da rocha (figuras 21 e 22). Posteriormente foram instalados os suportes primários, constituídos nesta secção por cambotas treliçadas e betão projectado, de modo a estabilizar a secção.





Fig.23 e 24 – Aplicação de betão projectado e presença de vazios nesse preenchimento, na frente Norte no dia 13 Maio ao Pk 1+665 (G.E.G. 2008)

Na figura 24 é possível verificar o aspecto final após a aplicação do betão projectado. De salientar a presença de espaçadores entre as duas cambotas, de modo a dar o afastamento preconizado em projecto, assim como de elementos salientes no betão projectado (parte superior da imagem), fenómeno este que será posteriormente elaborado.

10.3.1.3. FRENTE SUL

No Portal Sul a instalação do guarda-chuva apenas começou no fim do mês, especificamente no dia 29 de Maio. No dia 31 de Maio, 11 dos 43 tubos de guarda-chuva (enfilagens) foram instalados e injectados. A ilustração 26 mostra a instalação do guarda-chuva no Portal Sul no dia 30 de Maio (Pk 0+580).





Fig.25 e 26 – Instalação do guarda-chuva na frente Sul no dia 30 Maio ao Pk 0+580 (G.E.G. 2008)

10.3.1.4. VAZIOS NO REVESTIMENTO DE BETÃO PROJECTADO E FALTA DE RESISTÊNCIA

Deu-se no início dos trabalhos de projecção de betão, a ocorrência de vazios (especialmente junto das cambotas metálicas treliçadas). Este facto foi considerado consequência de uma qualidade do betão projectado parcialmente insuficiente, cuja resistência inicial ainda não era adequada. Posteriormente, para além da reparação das secções nas quais se verificaram estes problemas, para evitar futuras ocorrências desta situação, foram realizados diversos ensaios pelo construtor, que tiveram como resultado uma melhoria na qualidade, incidindo no procedimento de projecção, não sendo detectadas posteriores superfícies com qualidade deficiente. [21]

10.3.2. MÊS 2 – JUNHO 2008

10.3.2.1. GERAL

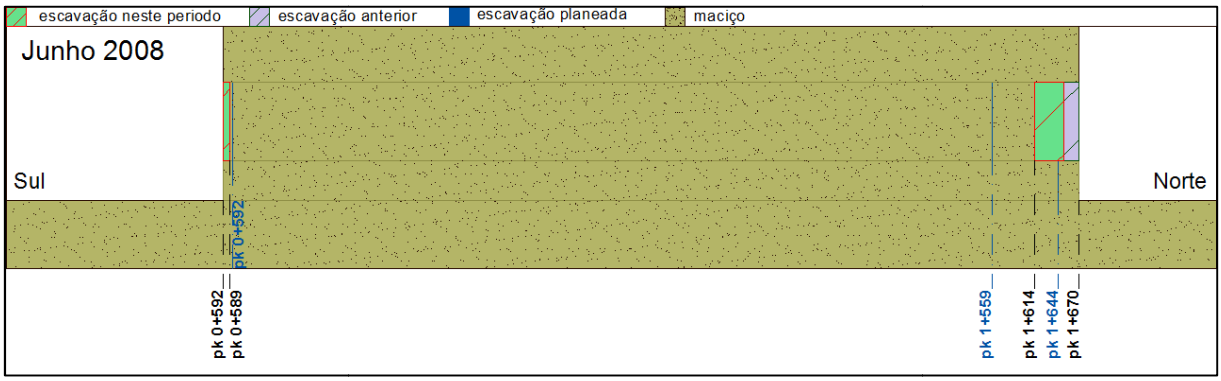


Fig.27 – Desenho esquemático com identificação dos avanços realizados e estimados, assim como a localização das principais ocorrências verificadas, até ao fim de Junho 2008

10.3.2.2. FRENTE NORTE

Neste mês deram-se pequenos atrasos, parcialmente devido a paragens não programadas consequentes de problemas menores ocorridos em obra (como problemas na instalação eléctrica, avarias de equipamentos, atrasos no fornecimento de betão à obra), assim como as velocidades de avanço espectáveis não terem sido atingidas, devido a características piores do maciço, que envolveram maiores cuidados a ultrapassar em devidas condições de segurança. [22]

Foram ilustrados nas imagens seguintes um resumo dos processos de escavação, tentando demonstrar a generalidade dos processos.

- SECÇÃO SUPERIOR





Fig.28 e 29 – Instalação de cambotas metálicas e posterior escavação do maciço a jusante após aplicação de betão projectado, frente Norte no dia 4 de Junho ao Pk 1+646 (G.E.G. 2008)

Na figura 28 está representada a colocação das cambotas treliçadas, constituinte do suporte primário. Posteriormente procedeu-se á projecção de betão (visível na imagem 29 no ultimo segmento com uma coloração mais escura, indicador da frescura do mesmo)



Fig.30 – Espaçadores, frente Norte, dia 5 Junho ao Pk 1+644 (G.E.G. 2008)



Fig.31 – Aplicação de pregagens, frente Norte, dia 17 Junho ao Pk 1+636 (G.E.G. 2008)

Na figura 30 está disposto um pormenor relativo ao espaçamento e afinação dos segmentos seguintes das cambotas treliçadas, respectivamente aos anteriores que já levaram o betão projectado. Isto é conseguido por meio de espaçadores. Na imagem 31 está representada o processo de instalação de pregagens SWELLEX no maciço.



Fig.32 – Situação na frente de escavação Norte no dia 16 Junho ao Pk 1+638 (G.E.G. 2008)



Fig.33 – Situação na frente a céu aberto Norte, no dia 17 de Junho (G.E.G. 2008)

Nas figuras anteriores está disposto o estado de evolução da escavação ao dia 16 e o aspecto da secção a céu aberto e taludes respectivos.

- SECÇÃO INFERIOR

Neste mês começaram os trabalhos de escavação da secção inferior, nomeadamente os hasteais e soleira do túnel. Nas imagens seguintes então algumas representações destes processos. Na imagem 34 é possível visualizar de uma forma geral o ambiente de desmonte dos primeiros metros da secção inferior, onde posteriormente serão instalados os hasteais e aplicado betão projectado. Na imagem 35 está representado um hasteal, apoiado numa base provisória, já ligado á secção superior da abóbada.

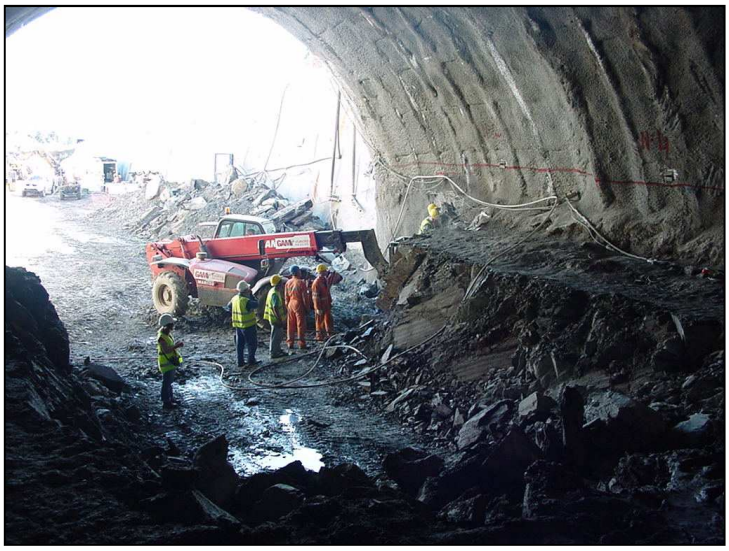


Fig.34 – Inicio da escavação da secção inferior, Frente Norte no dia 11 Junho até ao Pk 1+666 (G.E.G. 2008)



Fig.35 – Hasteal (G.E.G. 2008)

10.3.2.3. FRENTE SUL

No Portal Sul, a instalação e injecção da primeira secção de guarda-chuvas (enfilagens) foi terminada e procedeu-se ao inicio da escavação. Será de referir que por o Jumbo para efectuar estas enfilagens não possuía equipamento óptico, dado que foi necessário proceder à instalação das mesmas, segundo a orientação desejada, de forma manual por parte dos operadores, como se pode constatar na imagem 36.



Fig.36 – Instalação da primeira secção de guarda-chuvas, Frente Sul, 4 Junho, Pk 0+580 (G.E.G. 2008)



Fig.37 – Inicio da escavação na frente Sul, 17 de Junho, Pk 0+581 (G.E.G. 2008)

As imagens 37 e 38 demonstram o avanço da escavação, que foi executada primeiro no perímetro da abóbada, deixando um volume central a estabilizar a frente, de modo a de seguida se instalar os elementos de suporte (cambota treliçada) antes da completa remoção desse volume. Este procedimento deveu-se ao horizonte geotécnico e baixa espessura de recobrimento nesta zona, incorrendo por isso de maiores cuidados relativos à segurança.





Fig.38 e 39 – Escavação na frente Sul, 18 de Junho, Pk 0+582 (G.E.G. 2008)

O aspecto final da escavação no dia 24 de Junho, agora já com o suporte primário instalado em toda a extensão, é visível na imagem 40. Na imagem 41 é apresentado o aspecto da frente em céu aberto nessa frente.



Fig.40 – Situação na frente de escavação Sul no dia 24 Junho ao Pk 0+587 (G.E.G. 2008)



Fig.41 – Situação na frente a céu aberto Sul, no dia 24 de Junho (G.E.G. 2008)

10.3.2.4. PORMENORES

As imagens seguintes, correspondentes a pormenores, é visível e a junta de transição entre os hasteais e a abobada (Fig.42), assim como a posição de algumas enfilagens do guarda-chuva dentro da secção do túnel (Fig.43).

Relativamente a esta junta de transição, como cuidados extra a ter, foram eliminados possíveis fragmentos de betão projectado e qualquer material solto do pé da abóbada antes da colocação do betão projectado do hasteal. Também para o pé dos hasteais, para além da remoção dos 'rebounds' as aguas acumuladas nas suas bases foram também removidas. Após a conclusão destes trabalhos, foi projectado betão, e procedeu-se ao desmonte dos metros seguintes. [22]

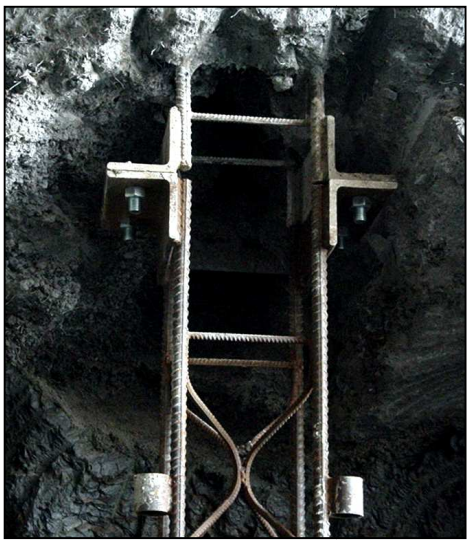


Fig.42 – Pormenor de ligação entre Hasteal e cambota das abobadas, 13 Junho ao Pk 1+656 (G.E.G. 2008)

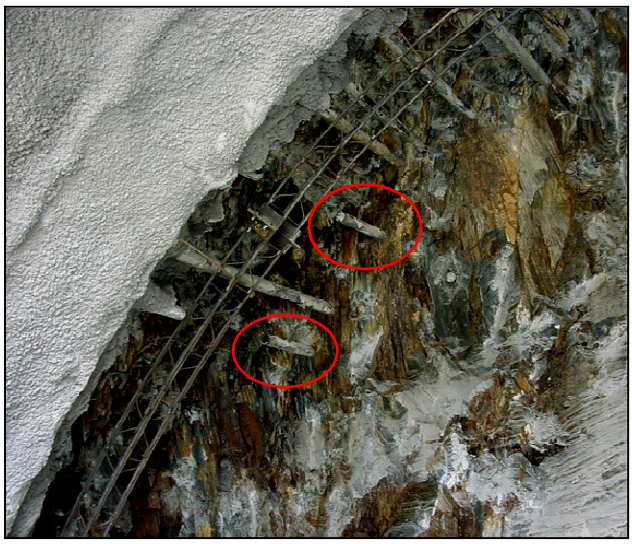


Fig.43 – Enfilagens dentro da secção escavada, 24 de Junho, Pk 0+587 (G.E.G. 2008)

Quanto a imagem 43, relativamente ao processo de aplicação dos guarda-chuvas, será de referir que existiram alguns problemas associados às inclinações das enfilagens. Existiu o caso de algumas serem inadequadas, devido ao seu controlo manual e não óptico. Para além de terem causado a aplicação de novas enfilagens executadas adequadamente, também causaram consequentemente a sua presença dentro da secção a escavar, dado que com o avanço da escavação foram destruídas. Posteriormente o método de aplicação foi aperfeiçoado e não voltaram a ocorrer problemas semelhantes. [22]

10.3.3. MÊS 3 – JULHO 2008

10.3.3.1. GERAL

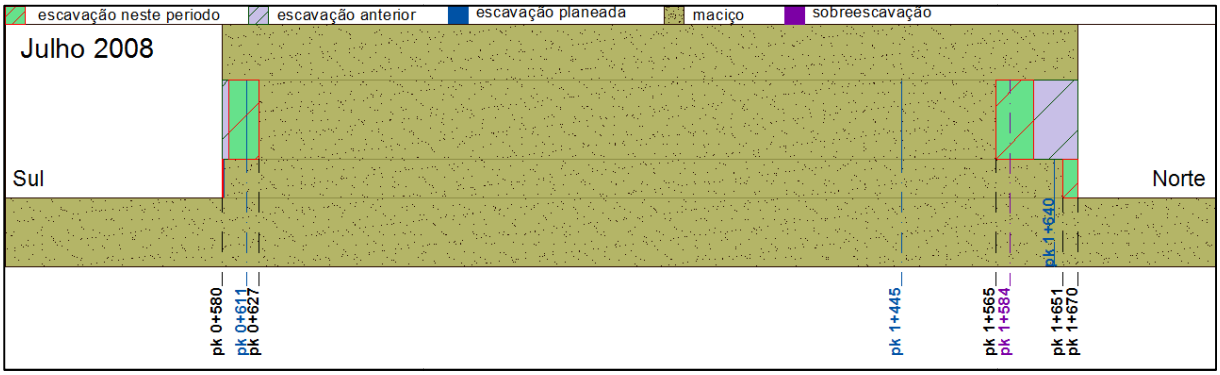


Fig.44 – Desenho esquemático com identificação dos avanços realizados e estimados, assim como a localização das principais ocorrências verificadas, até ao fim de Julho 2008

10.3.3.2. FRENTE NORTE

A frente de avanço no Portal Norte, encontrava-se nesta altura com cerca de 33 dias de atraso, aproximadamente, face ao planeamento. Este atraso teve causas maioritariamente técnicas, como a velocidade de avanço mais reduzida que a expectável, assim como a mobilização, instalação, teste e processo de aprendizagem de utilização da roçadora do tipo Eickhoff. Também o atraso foi devido a períodos de inactividade pelo facto de que a máquina de perfuração para colocação de pregagens estava equipada com apenas um equipamento de perfuração, o que aumentou o tempo necessário à instalação, assim como a disponibilidade de apenas um robot de aplicação de betão projectado, tendo de ser transportado entre os dois portais. [23] De seguida serão apresentadas fotos características da evolução dos processos de escavação relativos a este período.



Fig.45 – Pormenor de escavação, e estado de heteogeneidade do maciço, 4 Julho ao Pk 1+611 (G.E.G. 2008)



Fig.46 – Roçadora Eickoff no processo de escavação e remoção dos resíduos da mesma, 10 de Julho, Pk 1+602 (G.E.G. 2008)

A imagem 45 demonstra a escavação da frente por meio da roçadora Eickhoff, cuja aplicação em conjugação com os sistemas de monitorização instalados permitiu uma execução da escavação precisa, dentro de tolerâncias de sobreescavação pequenas, nas condições de horizonte geotécnico RC1 e RC2).

A mesma imagem, ao mesmo tempo, permite uma aproximação visual ao estado de fracturação e heterogeneidade do maciço, característico do horizonte geotécnico RCX que se atravessava na data. A imagem 46 pretende a visualização de uma forma mais abrangente do processo de escavação e remoção dos detritos.

As imagens seguintes são referentes às pregagens aplicadas. Na imagem 47 é possível visualizar a aplicação das mesmas por meio da máquina de perfuração, enquanto que na imagem 48 demonstra a infiltração de água por meio de outras pregagens. Neste último caso justificado por, ao Pk 1+569 o maciço ter sido suportado por um tipo de suporte RC1, o que pode ter sido insuficiente para impedir as percolações de águas que ocorreram, assim como pode ter ocorrido um estado de fracturação mais gravoso que o antecipado, ou a perfuração pode ter encontrado de um micro-lençol de água inesperado.



Fig.47 – Aplicação de pregagens, 18 Julho ao Pk 1+593 (G.E.G. 2008)



Fig.48 – Infiltração de água a partir do ponto de aplicação de uma pregagem, 29 de Julho, Pk 1+569 (G.E.G. 2008)

- SECÇÃO INFERIOR

A secção inferior foi apenas atacada perto do fim do mês, nomeadamente no dia 30 de Julho, avançando apenas 11 metros (até ao dia 3 de Agosto). A imagem seguinte apresenta uma vista geral do túnel, particularmente a zona inferior, onde é possível notar o recente avanço, identificável pela coloração mais escura do betão projectado (mais fresco e por isso mais recente)



Fig.49 – Estado do Túnel na Frente Norte, 31 Julho ao Pk 1+649 na secção inferior (G.E.G. 2008)

10.3.3.3. FRENTE SUL

Frente de avanço no Portal Sul aproximadamente 14 dias encontrava-se adiantada face ao planeamento. Este avanço face ao programado deve-se à taxa de escavação da abóbada. Após a instalação do segundo conjunto de guarda-chuvas a escavação recomeçou no dia 1 de Julho. Optou-se pela instalação de uma terceira camada de guarda-chuvas devido ao reduzido recobrimento existente.

Para a escavação desta frente foram utilizados ora uma roçadora ora um martelo hidráulico, ambos montados numa retroescavadora, que era aplicável às condições geológicas interessadas (rocha tipo RP1, RP2 e RP3) de modo a permitir uma precisão de escavação compatível com as tolerâncias pretendidas. Quanto à escavação da secção inferior, esta apenas começou no final do mês, nomeadamente no dia 30 de Julho.

A imagem 50 mostra a situação registada no dia 29 de Julho ao Pk 0+626 (aproximadamente) da frente de escavação superior do Portal Sul, enquanto que a imagem 51, mostra a escavação da parte central da secção inferior, no dia 30 de Julho.





Fig.50 e 51 – Estado da Escavação na Frente Norte, respectivamente às secções superior (29 Julho, Pk 0+626) e inferior (30 Julho, Pk 0+595) (G.E.G. 2008)

10.3.4.4. MODIFICAÇÃO DE PERFIL DE ESCAVAÇÃO

De salientar, que por motivos optimização da organização do local da obra (por exemplo em termos de remoção de água) foi introduzida uma modificação do perfil de escavação. Esta foi feita mediante a execução de uma soleira de abóbada algo rebaixada e nivelada.[23]

10.3.3.5. SOBRE-ESCAVAÇÃO

Uma sobre-escavação ocorreu ao Pk 1+584, aproximadamente, devido à existência de um padrão de descontinuidades desfavorável. De modo a ‘remendar’ esta sobre-escavação, foram executadas pregagens associadas a uma rede malhasol, complementadas pela aplicação de betão projectado. A imagem 52 mostra a sobreescavação de uma forma geral, no contexto de aplicação da rede malhasol, e local do túnel. A imagem 53 mostra um estado intermédio da aplicação do betão projectado. [23]



Fig.52 – Sobreescavação ocorrida na frente de escavação Norte, no dia 22 de Julho ao Pk 1+584 (G.E.G. 2008)



Fig.53 – Solução à sobreescavação, 23 de Julho, Pk 1+584 (G.E.G. 2008)

10.3.4. MÊS 4 – AGOSTO 2008

10.3.4.1. GERAL



Fig.54 – Desenho esquemático com identificação dos avanços realizados e estimados, assim como a localização das principais ocorrências verificadas, até ao fim de Agosto 2008

10.3.4.2. FRENTE NORTE

Frente de avanço no Portal Norte estava nesta altura com 41 dias de atraso, aproximadamente, face ao planeamento. Embora uma pequena redução da taxa de atraso foi conseguida através de melhorias na roçadora, não foi suficiente para anular o aumento geral do atraso. As causas para o aumento do atraso prenderam-se com períodos de inactividade pelo facto de apenas um robot de aplicação de betão projectado estar em uso, tendo de ser transportado entre os dois portais, assim como a velocidade de avanço ser mais reduzida que a projectada.

Relativamente ao tipo de rocha do maciço atravessado, na frente de escavação do portal Norte, este foi essencialmente rocha do tipo RC1. [24]

As imagens seguintes, pretendem ilustrar a situação da frente de escavação, respectivamente a datas correspondentes ao princípio e fim do mês. A primeira aproximadamente ao Pk 1+558 no dia 4 e a segunda ao Pk 1+505 da frente de escavação do portal Norte no dia 25 de Agosto.



Fig.55 – Frente de escavação Norte, no dia 4 Agosto ao Pk 1+558 (G.E.G. 2008)



Fig.56 – Frente de escavação Norte, no dia 25 Agosto ao Pk 1+505 (G.E.G. 2008)

10.3.4.3. FRENTE SUL

A frente de avanço no portal Sul encontrava-se aproximadamente 23 dias adiantada face ao planeamento. Este avanço face ao programado deveu-se a uma taxa de escavação da abóbada superior ao planeado. A escavação da secção inferior foi levada a cabo desde o dia 30 de Julho até 8 de Agosto, altura em que se reiniciou a escavação da abóbada, com aplicação do tipo de suporte RP2 A. Nesta frente de escavação encontrou-se essencialmente rocha do tipo RC2.

As ilustrações seguintes mostram a situação na frente de escavação do portal Sul, em datas próximas do final do mês. A primeira, figura 57, tirada ao Pk 0+660 no dia 27, apresenta o processo de desmonte pelo martelo hidráulico, e a segunda, figura 58, tirada ao Pk 0+664 no dia 28, apresenta a mobilização de pregagens.



Fig.57 – Frente de escavação Sul, no dia 27 Agosto ao Pk 0+660 (G.E.G. 2008)



Fig.58 – Pormenor de pregagem, no dia 28 Agosto ao Pk 0+664 (G.E.G. 2008)

10.3.4.4. APROXIMAÇÃO E ATRAVESSAMENTO DE ZONA DE FALHA – SOBREESCAVAÇÃO AO PK 1+494

Como se previa a aproximação de uma possível zona de falha, no decorrer da escavação na frente Norte, para que essa pudesse ser identificada, foram efectuadas sondagens de forma sistemática, com uma extensão de 6 m repetidas de 4 em 4 m (ou seja com uma sobreposição de 2m) a partir do Pk 1+520. Foi detectada então, entre os dias 27 e 28 de Agosto, uma zona adiante constituída por material mais fraco, do lado direito da escavação.

Assim, aproximadamente ao Pk 1+494 foi detectada a zona de falha, indicada também por falhas secundárias, que começou a atravessar o perfil formando um ângulo agudo, provocando alguma sobre-escavação na parede lateral ao longo de alguns metros. Não foram verificados, no entanto problemas de maior gravidade. [24]

A imagem 59, correspondente a uma fotografia da obra na zona em questão, foi tirada no dia 29 de Agosto, em que a frente de escavação já tinha avançado uns metros, e demonstra o estado da superfície irregular da falha após o revestimento de betão projectado.



Fig.59 – Sobreescavação na parede do túnel após projecção de betão, dia 29 Agosto ao Pk 1+487 (G.E.G. 2008)

10.3.4.5. PEQUENA SOBRE-ESCAVAÇÃO - APROXIMADAMENTE AO KM 0+647

Foi atravessada, no decorrer do avanço da escavação na frente sul, também uma zona de falha assim como um padrão de descontinuidades desfavoráveis. Este facto foi consequente de uma pequena sobre-escavação que ocorreu aproximadamente ao Pk 0+647. As imagens seguintes são referentes a este acontecimento, em que demonstram a aplicação do sistema de suporte para esta zona, constituído por uma rede malhasol e posterior aplicação de pregagens e enchimento de betão projectado.

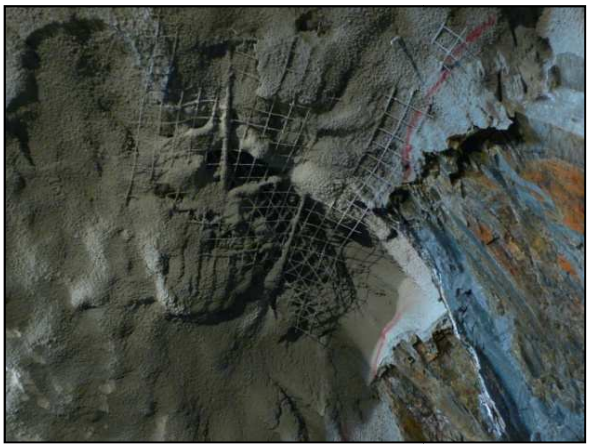




Fig.60 e 61 – Respectivamente aplicação de rede Malhasol e enchimento de betão projectado no tratamento a uma pequena sobreescavação, no dia 22 Agosto ao Pk 0+647 (G.E.G. 2008)

10.3.5. MÊS 5 – SETEMBRO 2008

10.3.5.1. GERAL

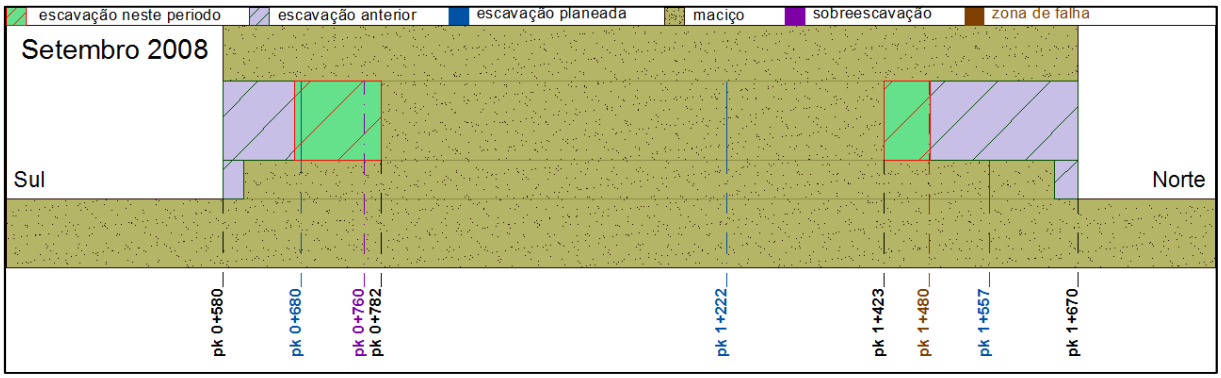


Fig.62 – Desenho esquemático com identificação dos avanços realizados e estimados, assim como a localização das principais ocorrências verificadas, até ao fim de Setembro 2008

10.3.5.2. FRENTE NORTE

Frente de avanço no Portal Norte estava no fim do mês de Setembro com 55 dias de atraso, aproximadamente, face ao planeamento. Como causa do aumento deste, teve a taxa de avanço inferior à estimada para o tipo de suporte RC1 assim como os problemas técnicos da roçadora, que provocaram a interrupção dos trabalhos de escavação durante certo período na secção superior, que por isso foi utilizado para a escavação da secção inferior/soleira. De referir que existiu um ligeiro aumento da taxa de avanço através da visita e subsequente modificações feitas por um especialista do equipamento (roçadora) no início do mês, mas que foi anulada pela avaria da respectiva máquina no período. A utilização de dois Robot's de aplicação de betão projectado melhorou também a taxa de avanço, evitando o transporte entre frentes. [25]

A imagem 63, tirada no dia 1 de Setembro, ilustra o atravessamento de uma falha, denotada no tecto da abóbada do túnel, aproximadamente para o Pk 1+480, enquanto o avanço da frente estava já no Pk 1+476. O alvo de monitorização neste quilómetro revelou um valor que excedia o limite de alarme para o respectivo tipo de suporte, o que levou ao posterior concerto da secção, aplicando pregagens adicionais e instalando um novo alvo de monitorização, o qual indicou condições de estabilização durante as leituras seguintes.

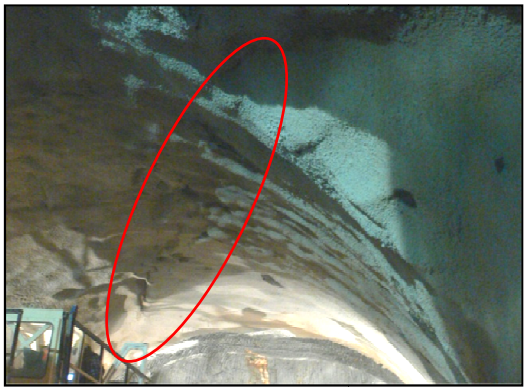


Fig.63 – Falha no tecto da abóbada do túnel, 1 de Setembro, Pk 1+480 (G.E.G. 2008)



Fig.64 – Aparência geral do túnel (frente Norte), dia 16 Setembro (G.E.G. 2008)

A Ilustração 64, tirada no dia 16 de Setembro, aquando a frente de escavação se encontrava no Pk 1+443, mostra em geral a evolução desta frente do túnel até à data.

Relativamente aos trabalhos de escavação da secção inferior do túnel, foram executados entre os dias 11 e 24 e resultaram de um avanço de 24 m. [25] Nas figuras seguintes são ilustrados alguns dos processos inerentes. Na imagem 65, o desmonte da parte central por meio do martelo hidráulico e na imagem 66 está uma visão geral dos trabalhos aproximadamente ao Pk 1+636, onde estão a ser instaladas pregagens na secção inferior.



Fig.65 – Desmonte da secção inferior do túnel, 15 de Setembro, Pk 1+619
(G.E.G. 2008)



Fig.66 – Aparência geral do túnel, secção inferior na frente Norte, dia 19 Setembro, Pk 1+636
(G.E.G. 2008)

10.3.5.3. FRENTE SUL

Frente de avanço no portal Sul aproximadamente 90 dias adiantada face ao planeamento. Este avanço face ao programado deveu-se à taxa de escavação da abóbada. As imagens seguintes mostram o processo de pregagem numa vista ampla e pormenorizada, respectivamente para as imagens 67 e 68, no dia 26 de Setembro na frente do portal Sul ao Pk 0+771.



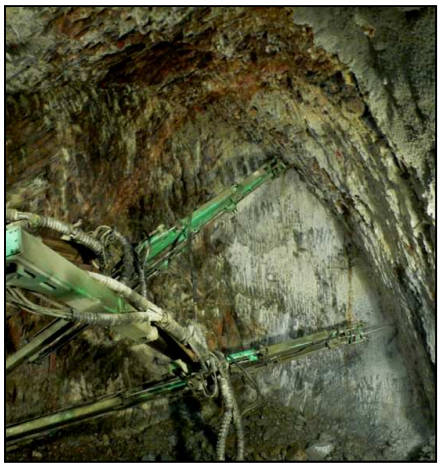


Fig.67 e 68 – Instalação de pregagens na frente de escavação Sul, no dia 26 Setembro, ao Pk 0+771
(G.E.G. 2008)

10.3.5.4. ENCHIMENTO DE SOBRE-ESCAVAÇÃO

Aproximadamente ao Pk 0+760, na frente do portal Sul, onde devido a um padrão de descontinuidades desfavorável ocorreu uma sobreescavação na abóbada e na parede lateral.





Fig.69 e 70 – Vista geral e pormenor de instalação de pregagens numa sobreescavação ocorrida na frente de escavação Sul, ao Pk 0+760, respectivamente nos dias 24 e 25 de Setembro, (G.E.G. 2008)

A imagem 69 mostra a o volume do maciço destacado, quando a fotografia foi tirada no dia 24 de Setembro. A imagem 70 mostra no dia 25, o processo de pregagem da cavidade, onde é já possível verificar algum enchimento de betão projectado.

10.3.6. MÊS 6 – OUTUBRO 2008

10.3.6.1 GERAL

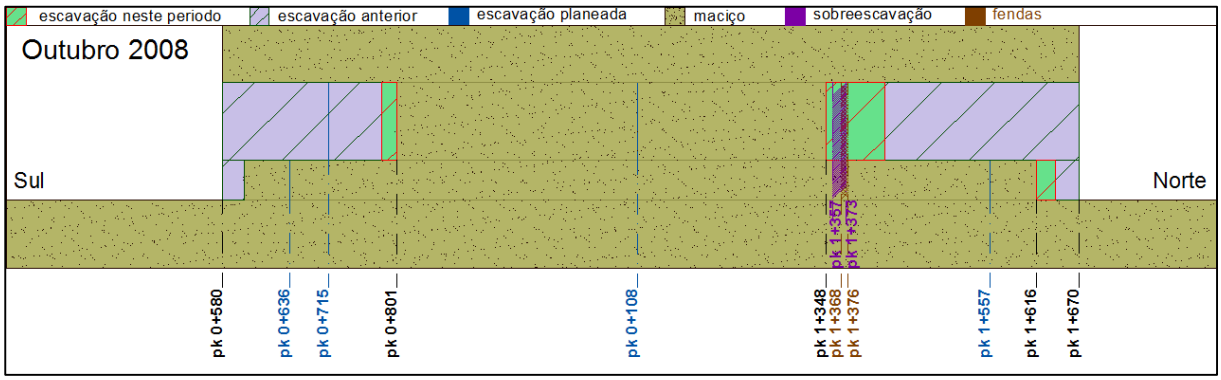


Fig.71 – Desenho esquemático com identificação dos avanços realizados e estimados, assim como a localização das principais ocorrências verificadas, até ao fim de Outubro 2008

10.3.6.2. FRENTE NORTE

Frente de avanço no Portal Norte encontrava-se com 66 dias de atraso, aproximadamente, face ao planeamento. O aumento do atraso teve origem essencialmente no reduzido progresso da escavação na zona da falha, localizada aproximadamente entre os Pk 1+370 e 1+357. Quanto à tipologia do maciço rochoso atravessado, este foi essencialmente do tipo RC1 e RC2, incluindo uma zona de falha aproximadamente ao Pk 1+ 370. [26]

Quanto ao avanço da escavação, as imagens capturadas neste mês não se distinguem das dos meses anteriores, dai que vai ser elaborada um registo fotográfico concentrado nos acontecimentos ou problemas que ocorreram.

10.3.6.3. FRENTE SUL

Frente de avanço no portal Sul estava aproximadamente 75 dias adiantada face ao planeamento. Este avanço face ao programado deve-se à taxa de escavação da abóbada que, até se ter atingido a secção próxima do perfil P40, era mais elevada que a espectável. No entanto existiu uma redução no adiantamento (75 dias contra 90 dias no final de Setembro), que foi desencadeada pelo aumento na duração da instalação da primeira secção de guarda-chuvas.

Quanto ao tipo do maciço, este foi essencialmente rocha do tipo RC2, mas devido à situação de pequeno recobrimento com edificações existentes aplicou-se o tipo de suporte RP4 com guarda-chuvas a partir do Pk 0+787. A instalação das enfilagens para a primeira secção de guarda-chuvas iniciou-se a 2 de Outubro, enquanto a escavação recomeçou a 13 de Outubro. A 21 de Outubro iniciou-se a instalação da segunda secção de guarda-chuvas e a escavação reiniciou-se a 27 de Outubro. [26]

Durante a instalação dos guarda-chuvas, foi escavada a parte central da secção inferior até ao Pk 0+680 e a parte lateral esquerda até ao Pk 0+630.



Fig.72 – Aplicação da primeira secção de guarda-chuva, 9 de Outubro, Pk 0+787 (G.E.G. 2008)



Fig.73 – Aplicação de nova cambota, após escavação e projecção de betão, dia 14 Setembro, Pk 0+790 (G.E.G. 2008)

Na figura 72, tirada aproximadamente ao Pk 0+987 no dia 9, visualiza-se a aplicação do primeiro gurada-chuvas, enquanto que na imagem 73, tirada no dia 14, é possível verificar a colocação da terceira cambota treliçada após o primeiro guarda-chuvas.

Na imagem 74, correspondente a uma fotografia da obra, tirada no dia 29, aproximadamente ao PK 0+800 é possível verificar o arranque dos trabalhos de escavação, assim como diferenciar as duas secções de guarda-chuvas. A imagem 75, referente à escavação da secção inferior, foi tirada no dia 22 aproximadamente ao Pk 0+609 e permite visualizar as ligações entre três hasteais às respectivas partes das cabotas treliçadas constituintes da abóbada do túnel.



Fig.74 – Recomeço da escavação, após execução das enfilagens, 29 de Outubro, Pk 0+800 (G.E.G. 2008)



Fig.75 – Ligação entre hasteais e as cambotas metálicas da abóbada, 22 Outubro, Pk 0+609 (G.E.G. 2008)

10.3.6.4. Atravessamento de Zona de falha – aproximadamente entre os Pk 1+373 e Pk 1+357

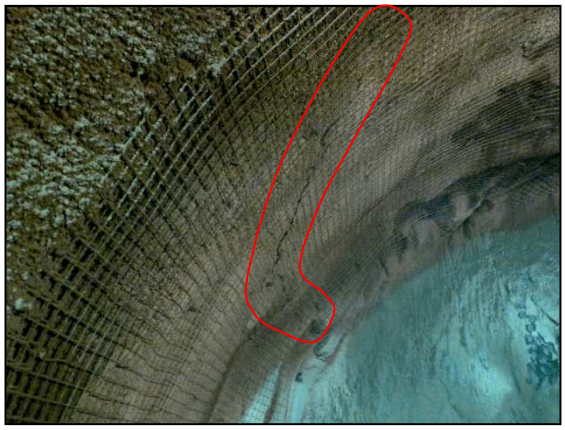
No dia 13 de Outubro atravessou-se uma zona de falha, o que levou à ocorrência de uma sobreescavação na parede lateral direita, aproximadamente ao Pk 1+373, como evidenciado na

imagem 76. A zona foi reparada com pregagens adicionais e betão projectado reforçado com malha electrossoldada.



Fig.76 – Aplicação de pregagens na zona de sobreescavação, 13 Outubro, Pk 1+373 (G.E.G. 2008)

Foram verificadas ainda o aparecimento e abertura de fendas (aproximadamente no coroamento entre os Pk 1+376 e 1+368 no dia 15 de Outubro), indicando deformações em curso. Por este motivo foram iniciadas medidas de reforço adicionais (pregagens com 6m de comprimento e betão projectado com malha electrossoldada), após novas sobre-escavações terem ocorrido aproximadamente aos Pk 1+369 e 1+366 no dia 17 de Outubro. [26]



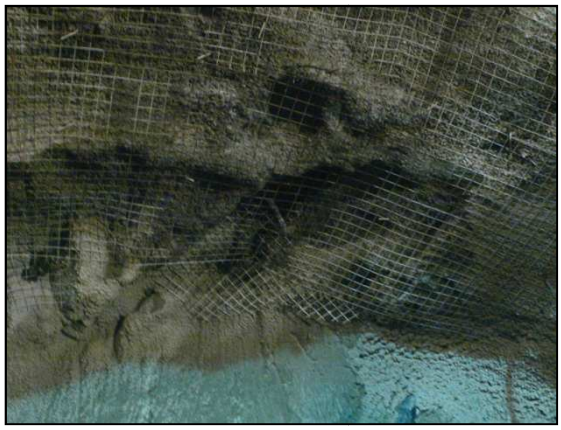


Fig.77 e 78 – Pormenores da aplicação de malhasol, na área de ocorrência de fendas, 19 Outubro, Pk 1+369 (G.E.G. 2008)

As imagens anteriores foram tiradas no dia 19, e permitem visualizar a situação após aplicação parcial das medidas de suporte. No entanto, mesmo após estas medidas, devido às precárias características mecânicas do maciço, no dia 21 ocorreu mais uma sobreescavação na zona esquerda do coroamento ao Pk 1+357, esta sendo de um volume relevante, implicou que a zona fosse suportada com maior número de pregagens adicionais, malha electrossoldada e preenchida com betão projectado reforçado. Estes procedimentos podem ser visualizados nas imagens 79 e 80.

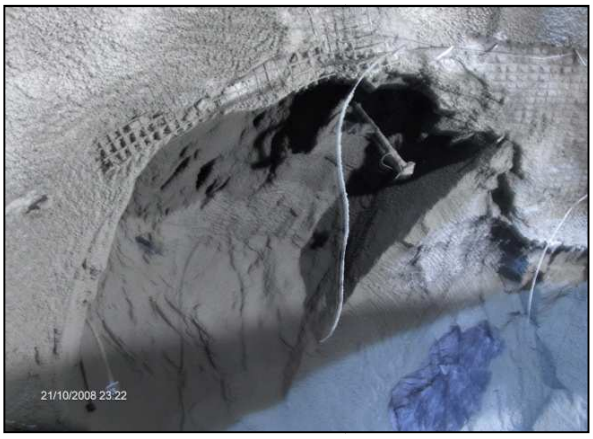




Fig.79 e 80 – Pormenores da aplicação de pregagens, na área da sobreescavação ocorrida, 21 Outubro, Pk 1+357 (G.E.G. 2008)

A imagem seguinte, corresponde a uma foto tirada no dia 22, relativa ao processo de reparação da sobre-escavação mencionada em cima. É possível visualizar o largo número e pregagens assim com a rede electrosoldada no contorno da escavação.



Fig.81 – Pormenores da reparação da sobreescavação ocorrida, 23 Outubro, Pk 1+357 (G.E.G. 2008)

10.3.6.5. ATRAVESSAMENTO DO P40 – ZONA DE REDUZIDO RECOBRIMENTO E PRESENÇA DE EDIFÍCIOS À SUPERFÍCIE

Na frente Sul, até ao final de Outubro a escavação na secção próxima do perfil P40, com pequeno recobrimento e edifício existente, atingiu aproximadamente o Pk 0+801 junto ao final da segunda secção de guarda-chuva. A zona directamente subjacente ao edifício foi ultrapassada, mas a secção de recobrimento mínimo de aproximadamente 4m continuaria aproximadamente até ao Pk 0+814. No entanto até ao final do mês, a escavação não desencadeou quaisquer assentamentos significativos à superfície ou no edifício.

10.3.7. MESES 7 E 8 – NOVEMBRO E DEZEMBRO 2008

10.3.7.1. GERAL

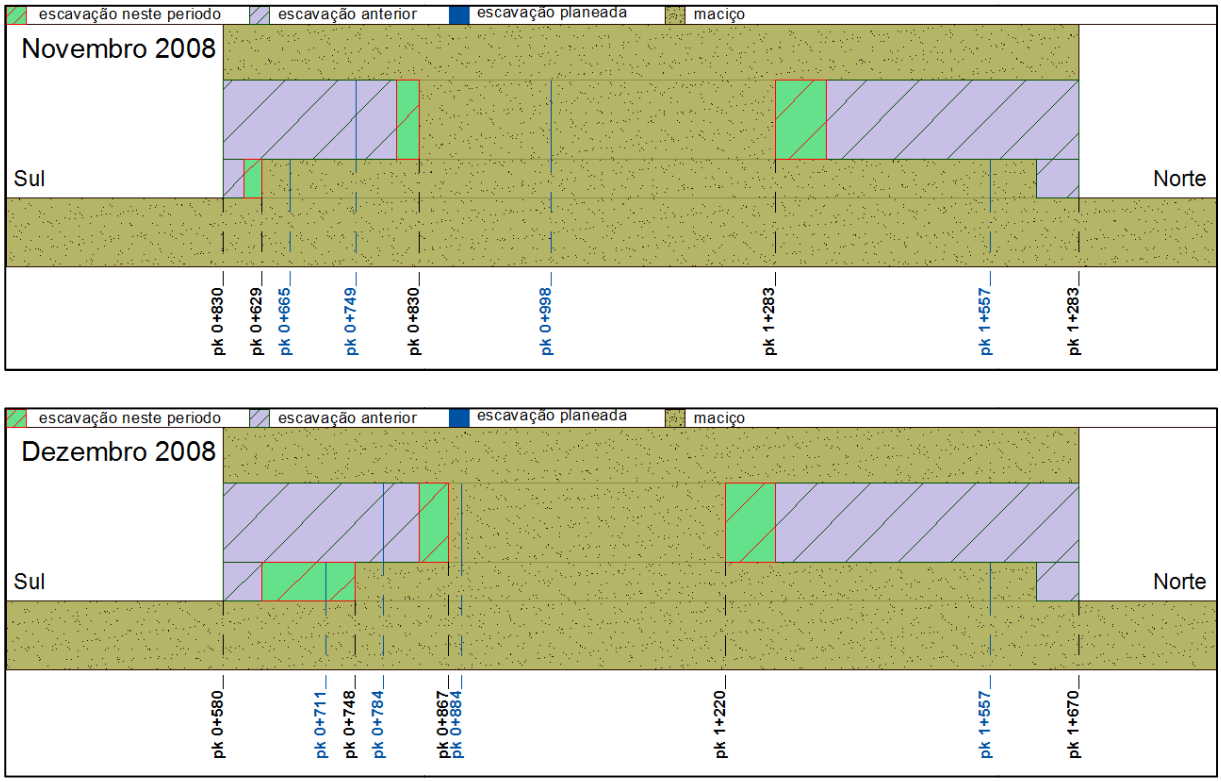


Fig.82 e 83 – Desenhos esquemáticos com identificação dos avanços realizados e estimados, assim como a localização das principais ocorrências verificadas, até ao fim de Novembro e Dezembro 2008

10.3.7.2. FRENTE NORTE

A Frente de avanço no Portal Norte tinha no fim de Dezembro 76 dias de atraso, aproximadamente, face ao planeamento. O aumento do atraso teve origem essencialmente no facto de ter sido atingido a taxa de escavação diária expectável. Na frente do portal norte foi interceptado essencialmente maciço rochoso cuja tipologia foi RC1 e RC2 no mês de Novembro e RC1 em Dezembro. De referir que surgiu uma pequena avaria na roçadora no dia 23 de Dezembro, que teve como consequência uma paragem dos trabalhos de escavação, e atraso respectivo. [27]



Fig.84 – Escavação parcial, 2 Dezembro, Pk 1+277 (G.E.G. 2008)

A ilustração anterior, mostra um pormenor relativo à escavação, que estava a ocorrer desmontando a parte superior direita faseada da esquerda. A fotografia foi tirada no dia 2 de Dezembro, aproximadamente ao Pk 1+277.

10.3.7.3. FRENTE SUL

A Frente de avanço no portal Sul encontrava-se no fim de Novembro aproximadamente 73 dias adiantada face ao planeamento. Este avanço face ao programado foi da mesma ordem que o respectivo ao fim de Outubro com 75 dias, indicando uma taxa de escavação conforme previsto no planeamento original, dai que o avanço total deveu-se às taxas anteriores de escavação da abóbada, superiores às expectáveis.

No dia 25 de Novembro a frente de escavação do portal Sul atingiu o término da escavação original (Pk 0+825), continuando então em direcção à frente de escavação do portal Norte. Sendo que a localização do encontro entre as frentes seria então dependente das taxas de avanço conseguidas, a partir do dia 25 de Novembro a taxa de escavação atingida na frente de escavação do portal Sul foi considerada na avaliação do atraso da frente de escavação do portal Norte. Ou seja, nos seguintes meses, a taxa de avanço da escavação nesta frente será considerada na frente Norte.

A escavação sob o segundo lanço de enfilagens do guarda-chuva (realizado em mês Outubro) foi realizada até ao dia 1 de Novembro. Depois da instalação do terceiro lanço de enfilagens, entre 1 e 8 de Novembro, a escavação sob este lanço decorreu até ao dia 18 de Novembro. Durante o período desse mês, foi finalizada a escavação da secção inferior até ao Pk 0+629 (encontravam-se a trabalhar duas retroescavadoras equipadas com cabeças rotativas, o que não tornou possível a escavação em paralelo das secções, superior e inferior). [27] e [28]



Fig.85 – Frente de escavação Sul, secção superior, 3 de Novembro, Pk 0+804 (G.E.G. 2008)



Fig.86 – Escavação da secção inferior, frente Sul, 10 Novembro, Pk 0+614 (G.E.G. 2008)

A frente de escavação do portal Sul atravessou em Novembro, essencialmente rocha do tipo RC2, mas devido à situação de pequeno recobrimento com edificações existentes aplicou-se o tipo de suporte RP4 com guarda-chuvas até ao Pk 0+814. Em Dezembro os tipos de rocha atravessados foram RC1 e RC2. [27] e [28]

É de salientar ainda que no entanto, no decorrer dos trabalhos, foram surgindo situações mais ou menos difíceis, correspondentes a zonas em que o maciço apresentava uma natureza mecânica mais

debilitada. A imagem seguinte pretende espelhar uma dessas situações. Correspondendo a uma fotografia tirada no dia 25 de Dezembro, aproximadamente ao Pk 0+826, esta denota a instalação de um número elevado de pregagens, face ao elevado estado de fracturação do maciço.

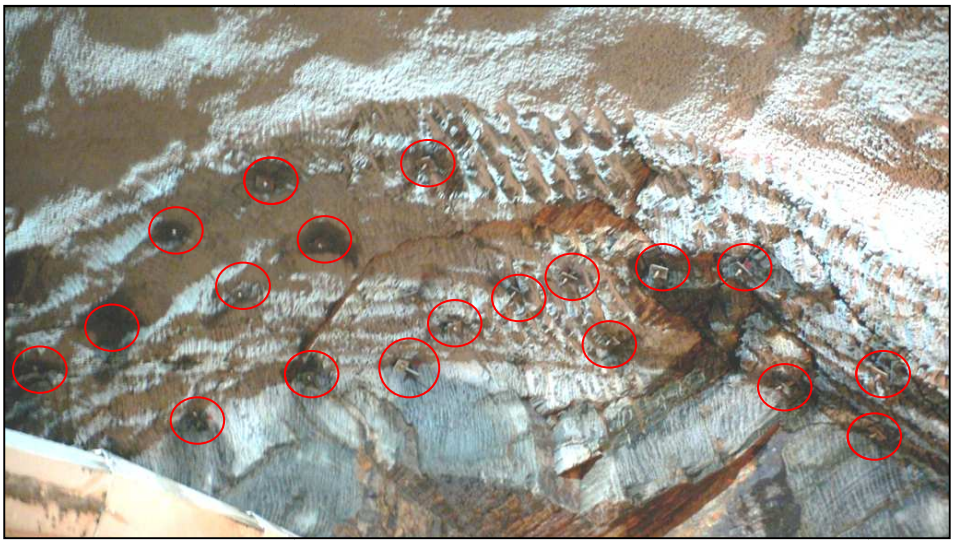


Fig.87 – Elevado número de pregagens, 25 de Novembro, Pk 0+826 (G.E.G. 2008)

No período destes dois meses, a escavação da secção inferior do túnel avanço aproximadamente 140 m. A imagem seguinte, tirada no dia 16 de Dezembro, corresponde à zona de escavação inferior aproximadamente entre os Pk 0+723 e 0+719.



Fig.88 – Secção inferior, frente Sul, 16 de Dezembro, Pk's 0+723 a 0+719 (G.E.G. 2008)

10.3.7.4. ATRAVESSAMENTO DE ZONA DE FALHA – APROXIMADAMENTE ENTRE OS PK 1+370 E PK 1+357

Após o reinício dos trabalhos de escavação, e após a aplicação das medidas de suporte adicional, as secções de monitorização dentro da zona de falha (tratada em Outubro) indicaram novamente deformações contínuas. Também as duas primeiras secções à frente da zona da falha, ao Pk 1+350 e ao Pk 1+335 revelaram deformações assimétricas elevadas provocadas pela falha adjacente, que no entretanto começaram ambas a estabilizar em meados de Novembro.

10.3.7.5. ATRAVESSAMENTO DO P40 – ZONA DE REDUZIDO RECOBRIMENTO E PRESENÇA DE EDIFÍCIOS À SUPERFÍCIE

A escavação final da secção superior debaixo do terceiro lanço de enfilagens do guarda-chuva até ao Pk 0+814 foi efectuada no dia 18 de Novembro. Os resultados da monitorização no túnel e à superfície não revelaram valores com acréscimos excessivos. A zona de falha, revelou diáclases com preenchimento argiloso com espessura até 15cm, no entanto, não foram encontrados problemas de maior relativamente à estabilidade da escavação do túnel. Contudo, durante a escavação da secção inferior nesta zona, foi prestada a máxima atenção respectivamente à estabilidade do túnel e às deformações à superfície assim como ao edifício.

10.3.7.6. REVESTIMENTO DE BETÃO PROJECTADO – TRANSIÇÃO ENTRE A SECÇÃO SUPERIOR E INFERIOR

Foi notado em alguns trechos, um problema de transição do sistema de suporte entre as secções superior e inferior. De facto, notou-se um certo desnivelamento entre o betão projectado das duas secções. Como a camada de betão projectado é tida em conta funcionando como um elemento de viga, as espessuras diferentes de betão projectado na secção superior e inferior não permitem o seu melhor desempenho, daí que a secção foi reparada com aplicação de betão projectado adicional. Posteriormente foram tidos cuidados de modo a evitar este problema, visto que não se voltou a verificar.

A Fig.89, correspondente a uma fotografia tirada no dia 11 de Dezembro, mostra a situação da transição deficiente entre a secção superior e inferior aproximadamente ao Pk 0+685 na frente do Portal Sul.



Fig.89 – Transição deficiente entre secções superior e inferior, Pk 0+685 (G.E.G. 2008)

10.3.8. MESES 9 E 10 – JANEIRO E FEVEREIRO 2009

10.3.8.1 GERAL

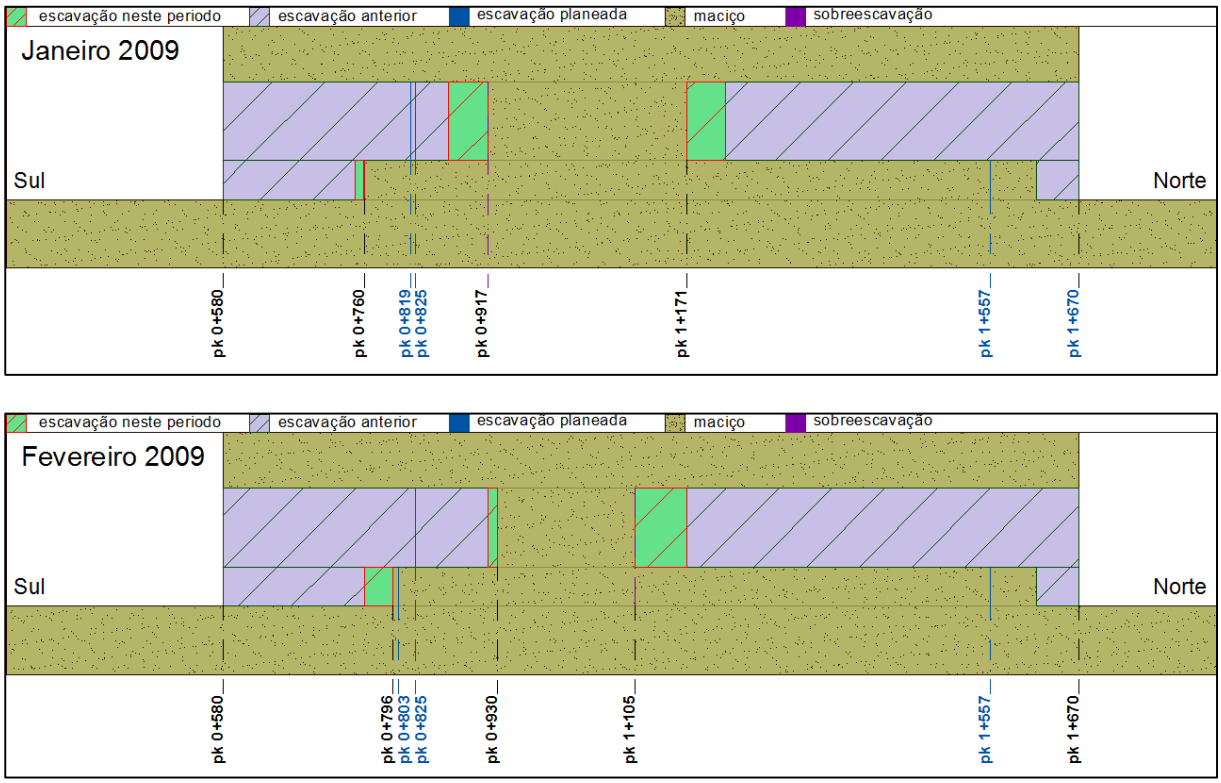


Fig.90 e 91 – Desenhos esquemáticos com identificação dos avanços realizados e estimados, assim como a localização das principais ocorrências verificadas, respectivamente até ao fim de Janeiro e Fevereiro 2009

10.3.8.2. FRENTE NORTE

A escavação da secção superior atrasou-se neste período, cujo motivo teve origem essencialmente em problemas com o equipamento (na frente do Portal Norte, que tinha tido início no dia 23 de Dezembro e manteve-se até ao dia 15 de Janeiro), e com a paragem da escavação na frente Portal Sul, (devido à ocorrência de uma sobre-escavação importante, com início no dia 22 de Janeiro) e na frente Norte, devido a outra pequena sobre-escavação ocorrida no dia 25 de Fevereiro (ser elaborada posteriormente). Na frente do portal Norte foi interceptado principalmente maciço rochoso tipo RC1 em Janeiro, sendo que este deu lugar ao tipo RC3 perto do fim do mês de Fevereiro. [29] e [30]

10.3.8.3. FRENTE SUL

Entre os dias 22 e 23 de Janeiro ocorreu uma sobre-escavação considerável, aproximadamente ao Pk 0+917, o que levou a trabalhos de reparação e estabilização dessa secção, onde a escavação foi cessada temporariamente, para posteriormente poder avançar em adequadas condições de segurança. Durante este período, a secção inferior avançou até cerca do Pk 0+796. Durante a escavação da frente do portal Sul, foi interceptado principalmente maciço rochoso dos tipos RC2 e RC1 no mês de Janeiro e dos tipos RC2 e RC3 em Fevereiro (onde foi usado o tipo de suporte RP4). [29] e [30]



Fig.92 – Frente de escavação Sul, secção superior, 9 de Janeiro, Pk 0+885 (G.E.G. 2009)



Fig.93 – Secção inferior aproximadamente na zona do P40, 29 Fevereiro, Pk 0+787 (G.E.G. 2009)

A imagem 92, corresponde a uma fotografia tirada no dia 9 de Janeiro, aproximadamente ao Pk 0+885, e implica os trabalhos na frente da escavação. É possível visualizar já na mesma uma forte acumulação de água no túnel.

A imagem 93 corresponde aproximadamente á zona do P40, correspondente com o Pk 0+787, onde a escavação da secção inferior estava a ser efectuada ao dia 29 de Fevereiro. É possível notar que á data a banqueta direita tinha sido escavada mais alguns metros relativamente com a esquerda.

10.3.8.4. SOBRE-ESCAVAÇÃO – APROXIMADAMENTE AO PK 0+917

Numa zona de falha, onde existia indicação de um maciço com características geológicas e geotécnicas RC3, ocorreu uma sobre-escavação, devido a condições desfavoráveis de falha e diáclases presentes. Começou por se notar na manhã do dia 22 de Janeiro, que o nível de água estava ligeiramente mais alto do que o habitual, no entanto não apresentado sinais claros de alerta. No entanto, no dia 23 de manhã ao ser escavado o maciço aproximadamente ao Pk 0+917 (frente Sul), ocorreu uma sobre-escavação, de dimensões algo significativas (aproximadamente com 5m de altura e 3m de raio). Para além dos escombros do maciço, foi notada um largo volume de água a ser acumulado na frente da escavação, como se pode visualizar na imagem 94 correspondente à situação na data e quilometragem referida.

Devido a estas condições, foi necessário instalar adequados equipamentos de bombagem, de modo a conseguir a drenagem da frente, e consequentemente começar os trabalhos de reparação e estabilização da sobreescavação, que apresentava condições instáveis com muito material rochoso a cair continuamente.



Fig.94 – Sobreescavação, 23 Janeiro, Pk 0+918 (G.E.G. 2009)



Fig.95 – Aplicação de betão projectado na sobreescavação 24 de Janeiro ao Pk 0+918 (G.E.G. 2009)

Foi aplicado, logo que possível, betão projectado para estabilizar a zona (Fig.95), e como a esta era característica de um recobrimento acima da abóbada de aproximadamente 12m, foram imediatamente avisados quaisquer residentes sobre um possível abatimento à superfície, onde no entanto, não foram detectados assentamentos excessivos.

A imagem 96 corresponde a uma fotografia de Obra, tirada no dia 27 de Janeiro, e mostra os processos de inspecção e marcação dos locais a efectuar as pregagens, onde é possível verificar a forte afluência de água.

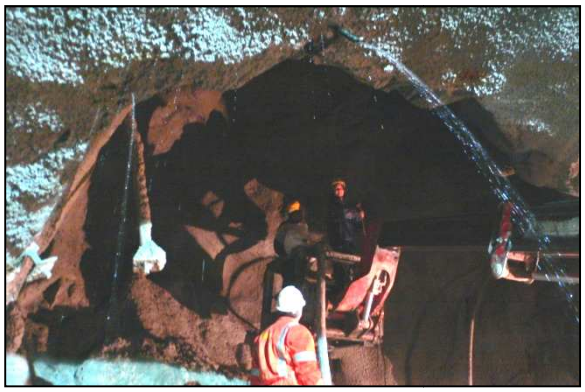


Fig.96 – Inspecção da sobreescavação, 27 Janeiro, Pk 0+918 (G.E.G. 2009)



Fig.97 – Enchimento da sobreescavação com blocos e injecção de betão, 13 Fevereiro, Pk 0+918 (G.E.G. 2009)

Após a superfície da sobreescavação ter sido coberta com betão projectado de espessura variável foram instaladas pregagens e posteriormente aplicação de mais betão projectado, de modo a estabilizar mais a zona em questão. Estes trabalhos de projecção de betão e medidas de drenagem prolongaram-se até ao fim do mês de Janeiro e continuaram em Fevereiro.

Como medidas finais, foi aplicada uma cofragem associada a perfis metálicos, relativamente à secção do túnel pretendida e á sobreescavação, tendo esta sido alvo de um posterior enchimento por blocos (cubos de polystyrol) e betão. Para o suporte da escavação na secção seguinte foi aplicado o tipo de suporte RP4, implicando a aplicação de enfilagens (Fig.97).



Fig.98 – Enchimento dos vazios da sobreescavação com betão, 17 Fevereiro, Pk 0+918 (G.E.G. 2009)



Fig.99 – Escavação após sobreescavação, 20 Fevereiro, Pk 0+920 (G.E.G. 2009)

10.3.8.5. Sobre-escavação – aproximadamente ao Pk 1+105

No dia 25 de Fevereiro ocorreu, durante os trabalhos de aplicação do suporte tipo RP4, sem guarda-chuva ou enfilagens, uma ligeira sobre-escavação aproximadamente ao Pk 1+105 na frente do Portal Norte, o que provocou uma suspensão dos trabalhos de escavação, de modo a reparar e estabilizar a secção (aplicação de enfilagens e preenchimento com betão). [30]

10.3.8.6. Atravessamento do P40 – secção inferior

Até ao final de Fevereiro, a partir da frente Sul, a escavação da secção inferior avançou na totalidade até ao Pk 0+796, ou seja, 4m antes do perfil P40. No entanto a escavação das partes central e lateral direita, que andavam à frente (na quilometragem), tinham já ultrapassado a zona do perfil P40. Os resultados da monitorização não revelaram deformações significativas, até ao final do mês, quer no túnel, quer à superfície. [30]

10.3.8.7. Fendilhação no revestimento de betão projectado

Foi detectado, na zona envolvente ao Pk 0+690 e 0+660, a presença de fendas no betão projectado, que levou à instalação de suporte adicional nestas áreas de fissuração.



Fig.100 – Fissuras no revestimento de betão projectado, entre Pk 0+690 e 0+660 (G.E.G. 2009)

10.3.9. MESES 11 E 12 – MARÇO E ABRIL 2009

10.3.9.1 GERAL

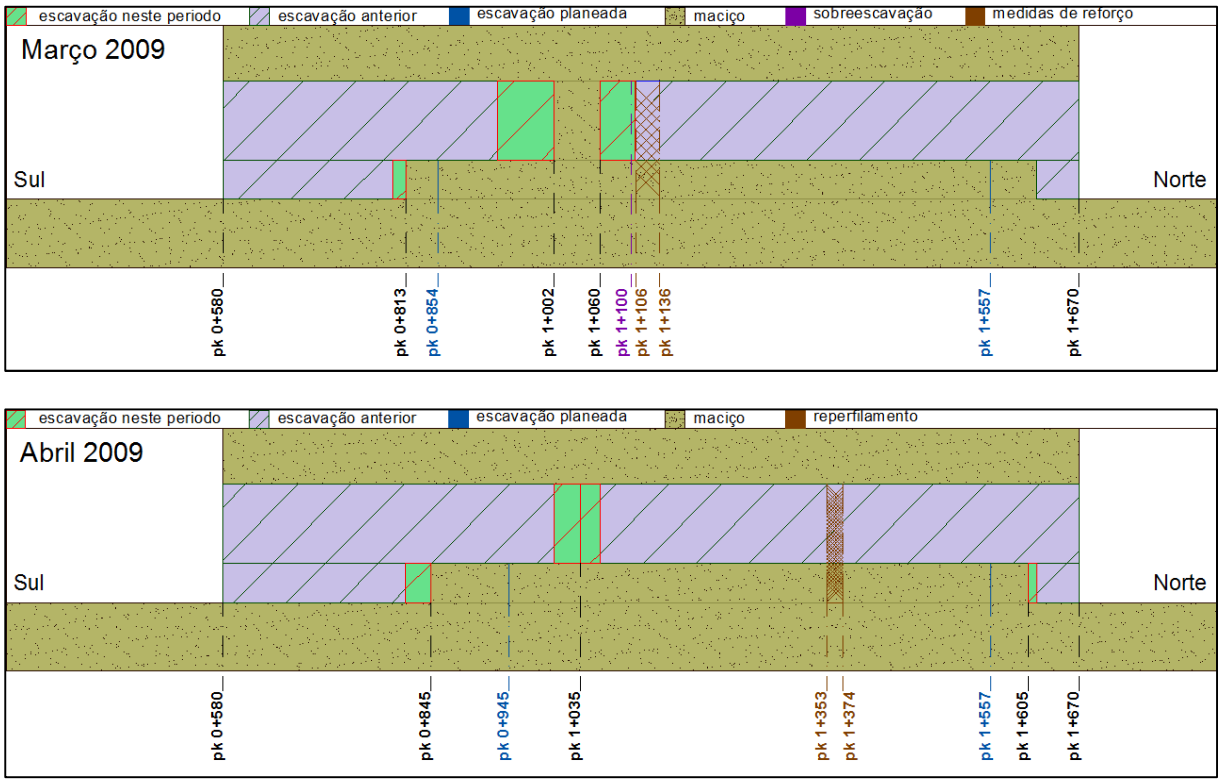


Fig.101 e 102 – Desenhos esquemáticos com identificação dos avanços realizados e estimados, assim como a localização das principais ocorrências verificadas, respectivamente até ao fim de Março e Abril 2009

10.3.9.2. FRENTE NORTE

Os avanços na escavação até ao fim de Abril correram sem grandes eventualidades, o que resultou na estabilização do atraso em 90 dias face ao planeamento (90 dias no fim de Fevereiro). Embora tenham ocorrido situações de interrupção, estas foram compensadas por taxas de avanço superiores no restante tempo. Na frente do portal Norte, em Março, foi interceptado maciço rochoso tipo RC3, o qual deu lugar a maciço tipo RC2 no fim do mês até ao inicio de Abril, mês em que voltou a ser maioritariamente interceptado maciço rochoso tipo RC3. [31] e [32]

De salientar ainda que o varamento da secção superior, correspondente aos avanços na frente Norte e Sul se deu no dia 16 de Abril.

10.3.9.3. FRENTE SUL

Neste período, a escavação da secção inferior avançou cerca de 105m, e que como também não foram verificados grandes entraves ao bom decorrer dos avanços de escavação. A frente de escavação do portal sul atravessou essencialmente maciço rochoso tipo RC1 e RC2 em Março enquanto que em Abril, a tipologia do mesmo foi essencialmente RC2. [31] e [32]

10.3.9.4. ATRAVESSAMENTO DO P40 – FINALIZAÇÃO

Foi completada em Março, a partir da frente Sul, a escavação total da secção inferior até ao quilómetro 0+813, o que quer dizer que a zona directamente por baixo do edifício ao P40 tinha sido atravessada, cujos resultados da monitorização não revelavam deformações significativas, quer no túnel, quer à superfície.

10.3.9.5. SOBRE-ESCAVAÇÃO APROXIMADAMENTE AO PK 1+100

No dia 5 de Março, ocorreu uma pequena sobre-escavação aproximadamente ao quilómetro 1+100 na frente de escavação do portal Norte. Como medidas de reparação e estabilização, foram instaladas enfilagens na frente e preenchido a sobre-escavação com cubos de polystyrol e betão (Fig.103).



Fig.103 – Fixação dos blocos de polystyrol na sobreescavação, 9 de Março, Pk 1+100 (G.E.G. 2009)

10.3.9.6. MEDIDAS DE REFORÇO DO SISTEMA DE SUPORTE – ENTRE OS PK 1+136 E PK 1+106

É de salientar que surgiram, a partir do dia 2 de Março, sinais de deformações em curso e fissuração entre as quilometragens PK 1+136 e 1+106, que levou à aplicação de um suporte adicional (betão projectado). As imagens 104 e 105, correspondem a duas fotografias tiradas respectivamente nos dias 17 e 23, e representam duas das situações referidas anteriormente.





Fig.104 e 105 – Fissuras no revestimento de betão projectado entre os Pk 1+136 e 1+106 (G.E.G. 2009)

10.3.9.7. VARAMENTO DAS SECÇÕES SUPERIORES

No dia 16 de Abril, deu-se o varamento da secção superior do túnel. Para tal, deu-se á paragem dos trabalhos numa das frentes (quando distassem de 4m), dando assim uma distância adequada para que não ocorressem impactos negativos em ambas as frentes, assim como garantindo a idade apropriada do suporte da frente de escavação parada (adequada ao aumento das tensões resultante da aproximação da escavação). Foi considerado então um sistema de suporte adicional em ambas as frentes, onde foram instaladas cambotas metálicas e uma aplicação de betão projectado reforçado com fibras.

A imagem 106, mostra a partir da Frente Sul, o varamento da secção superior pelo lado Norte ao Pk 1+035.



Fig.106 – Varamento das secções superiores respectivas às frentes de avanço Sul e Norte, 16 Abril, Pk 1+035 (G.E.G. 2009)

10.3.9.8. REPERFILAMENTO E REFORÇO ENTRE OS PK 1+374 E PK 1+353

A ocorrência da falha geológica entre aproximadamente o Pk 1+370 e Pk 1+357, originou uma descompressão significativa que como consequência levou a deslocamentos pronunciados, nomeadamente assentamentos e convergências. Estes deslocamentos, associados aos trabalhos de reforço do maciço, nomeadamente a aplicação do sistema de suporte primário, levou a que existisse uma redução do espaço disponível para a execução do revestimento secundário do túnel. Em prol destes acontecimentos, viu-se a necessidade de se proceder a um reperfilamento desta secção, ou seja, a uma nova escavação do maciço, procedendo a um alargamento, por assim dizer, da secção previamente escavada e que agora se apresentava reduzida. Este reperfilamento constituiu na substituição das cambotas treliçadas por cambotas HEB180, complementadas por microestacas, betão projectado reforçado com fibras metálicas e aplicação de pregagens, assim com a instalação de uma soleira invertida.

Quanto ao suporte provisório, este foi executado devido ao facto de que a execução das enfilagens no contorno da escavação provocaria danos ou mesmo cortaria as pregagens Swellex já instaladas, levando a uma redução significativa da resistência do sistema de suporte. Assim, de modo a evitar deslocamentos adicionais, no contorno da escavação, foram instaladas cambotas provisórias amovíveis pelo interior do revestimento primário já inicial, previamente à execução das enfilagens. Estas cambotas seriam constituídas por perfis HEB180 (com calços aplicados entre os perfis e a superfície de betão projectado), espaçadas de 2,0m, e foram instaladas pelo menos seis cambotas provisórias antes da execução do primeiro lanço de enfilagens, sendo removidas consoante o avanço da escavação

e novamente posicionadas antes da execução do segundo lanço de enfilagens. Estes elementos de suporte provisório podem ser visualizados na figura 107, correspondendo a uma fotografia de obra tirada no dia 24 de Abril.





Fig.107 e 108 – Pormenores do reperfilamento entre os Pk's 1+374 e 1+353, respectivamente a colocação das cambotas provisórias e as micro-estacas, 24 Abril (G.E.G. 2009)

De modo a criar condições adequadas de fundação das cambotas ao nível da meia secção superior, executaram-se micro-estacas, afastadas de 1,0m entre o Pk 1+374 e Pk 1+367, do lado da via ascendente e entre o Pk 1+362 e Pk 1+353 do lado oposto. Estas microestacas, foram constituídas por tubos de 88,9mm de diâmetro com 6m de comprimento, seladas interiormente e exteriormente com calda de cimento. Durante o mês de Abril, foi executado o reperfilamento entre os Pk 1+374 e 1+372, respectivos ao primeiro lance de enfilagens, onde foi necessária ainda uma escavação adicional e correspondente aplicação de um novo revestimento secundário. Nestes quatro metros, o sistema de suporte primário consistiu em 20cm de betão projectado reforçado com fibras metálicas, a instalação de uma fiada adicional de pregagens Swellex de 4,0 m de comprimento, no intervalo das pregagens existentes. Até final de Abril a escavação de reperfilamento atingiu aproximadamente o Pk 1+372.



Fig.109 – Aspecto do reperfilamento no dia 30 de Abril – primeiro lanço de enfilagens (G.E.G. 2009)

A continuação dos trabalhos deste reperfilamento, deu-se durante os meses seguintes, onde virá a ser completada a observação a este acontecimento.

10.3.10. MESES 13 A 16 – MAIO A AGOSTO 2009

10.3.10.1. GERAL

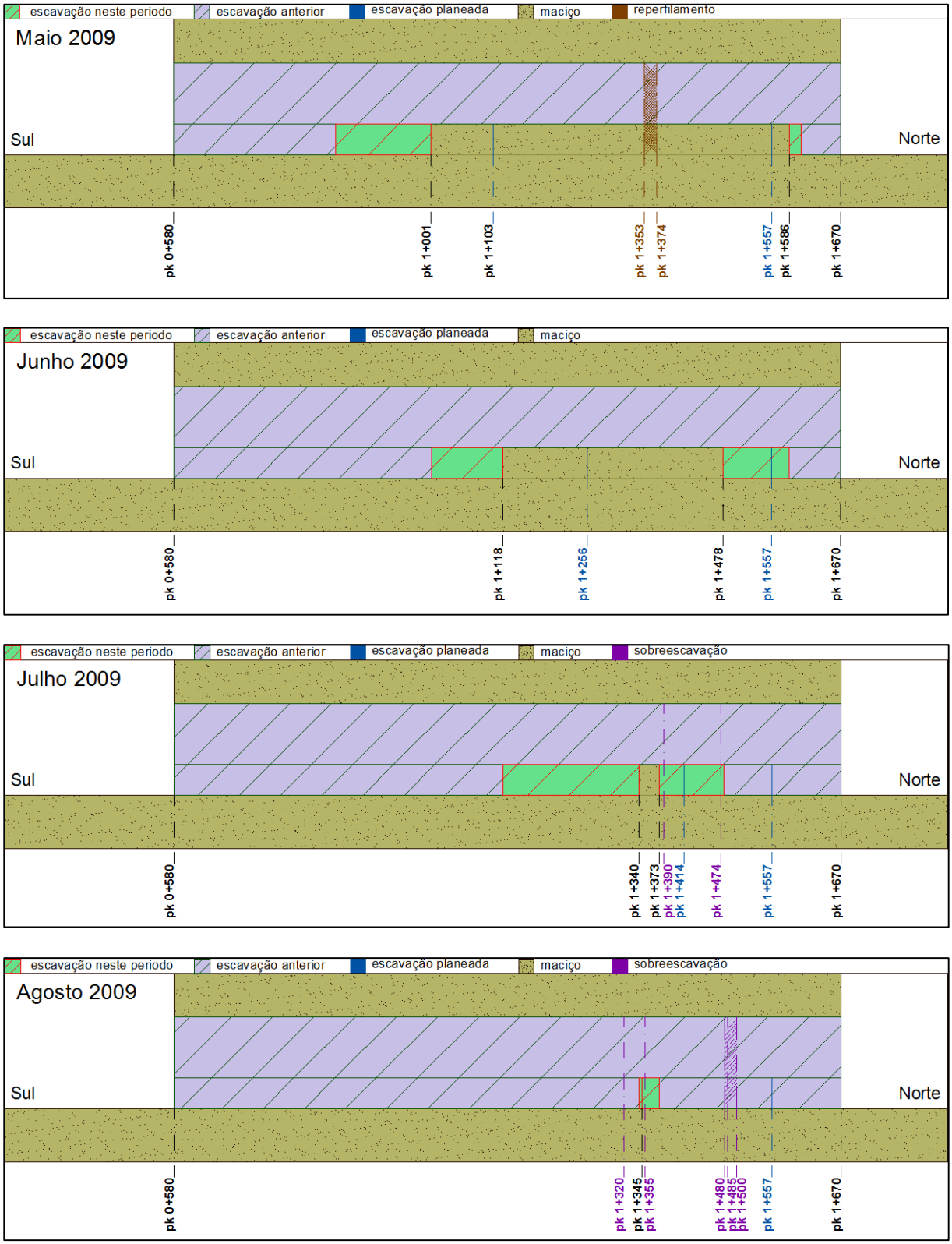


Fig.110 a 113 – Desenhos esquemáticos com identificação dos avanços realizados e estimados, assim como a localização das principais ocorrências verificadas, desde Março ao fim de Agosto 2009

10.3.10.2. FRENTES NORTE E SUL

Neste período, os principais trabalhos, foram a escavação do resto da secção inferior e a respectiva estabilização e revestimento por aplicação do sistema de suporte primário. Os avanços destes trabalhos deram-se por concluídos no dia 8 de Agosto, o que por sua vez dá como terminado, a abordagem a esta cronologia, pois como foi referido, as principais dificuldades deram-se até ao término destes trabalhos. O varamento e respectivo término da escavação das secções inferiores ocorreram ao Pk 1+345.



Fig.114 – Situação da escavação no dia 7 de Agosto, entre os Pk1+340 e 1+345 (G.E.G. 2009)

A imagem anterior, uma fotografia tirada no dia 7 de Agosto, corresponde a uma zona do túnel, nomeadamente ao trecho aproximadamente entre os Pk 1+340 e Pk 1+345, onde é possível identificar as duas secções inferiores quase escavadas na totalidade.

No entanto, durante este período, outros trabalhos relativos à preparação para execução de outros sistemas, como o de drenagem e impermeabilização, escavação e execução das sapatas do revestimento secundário e ainda a cofragem e betonagem do mesmo. Outros trabalhos localizados foram sendo executados, como a reparação de pequenas fissuras na superfície de betão projectado, transições entre revestimentos, operações de reperfilamentos e reparação de pequenas sobre-escavações nas paredes do túnel.

10.3.10.3. REPERFILAMENTO E REFORÇO ENTRE OS PK 1+374 E PK 1+353 – CONTINUAÇÃO

Os trabalhos de reperfilamento continuaram neste período, incluído a repetição dos processos anteriores até à sua conclusão assim como a execução da soleira invertida.

Nas imagens seguintes podem ser visualizados a instalação e selagem das microestacas (figura 114), e o processo de remoção de escombros, resultantes do processo de escavação, sendo visíveis ainda as cambotas amovíveis constituintes do sistema de suporte provisório (figura 115).





Fig.114 e 115 – Pormenores do reperfilamento entre os Pk's 1+374 e 1+353, respectivamente a colocação das cambotas provisórias e as micro-estacas, respectivamente nos dias 6 e13 de Maio (G.E.G. 2009)

De forma a melhorar o comportamento do revestimento primário, foi executada ainda uma soleira invertida na base da escavação da meia secção inferior, com 0,15m de espessura, constituída por betão projectado armado com uma malhasol CQ30.



Fig.116 – Execução da soleira invertida, na zona de reperfilamento, 21 Agosto (G.E.G. 2009)

10.3.10.4. SOBRE-ESCAVAÇÃO APROXIMADAMENTE AO PK 1+474

Durante a escavação iniciada ao Pk 1+478 para atingir o Pk 1+432 (sentido de escavação norte para sul) ocorreu no dia 20 de Julho, no lado Este da banqueta lateral ao Pk 1+474, uma sobreescavação.

Esta situação foi imediatamente tratada, sendo aplicando/enchendo com um suporte adequado a zona da sobreescavação (betão projectado e pregagens) e aplicando betão projectado adequado (pregagens se necessário) na face de escavação aberta (correspondente á secção inferior do túnel, que no momento estava a ser escavada).

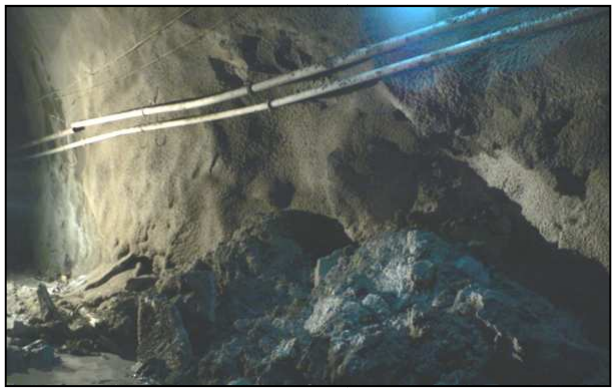




Fig.117 e 118 – Sobreescavação numa parede, ocorrida ao Pk 1+474, respectivamente antes de depois do seu tratamento, no dia 20 de Julho (G.E.G. 2009)

10.3.10.5. SOBRE-ESCAVAÇÃO APROXIMADAMENTE ENTRE OS PK 1+380 E PK 1+377

Ocorreu no dia 30 de Julho uma ligeira sobreescavação, na parede Oeste entre aproximadamente o Pk 1+380 e o Pk 1+377, enquanto se procedia à escavação da secção inferior do túnel. Como o maciço nesta zona estava classificado como RC2, associado a características mecânicas que não seriam as melhores e devido á proximidade a uma zona de falha, esta sobreescavação foi tratada logo que possível, aplicando pregagens e betão projectado.

As imagens 119 e 120, tiradas à data da ocorrência, correspondem aos processos de reparação da mesma. Na primeira um mineiro encontra-se a fixar a rede electrosoldada, e na segunda visualiza-se um detalhe da mesma, onde também é possível identificar uma pequena área do maciço descoberto.



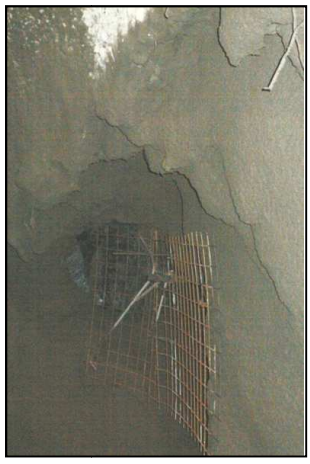


Fig.119 e 120 – Pormenores relativos ao tratamento da sobreescavação ocorrida entre os Pk 1+380 e 1+377, respectivamente à aplicação da rede malhasol, no dia 30 de Julho (G.E.G. 2009)

A imagem seguinte, Fig.121, corresponde à mesma zona, mas após a aplicação de betão projectado.



Fig.121 – Aspecto final da sobreescavação ocorrida entre os Pk 1+380 e 1+377, após tratamento, 30 de Julho (G.E.G. 2009)

10.3.10.6. SOBRE-ESCAVAÇÃO APROXIMADAMENTE ENTRE PK 1+320 E PK 1+330

Ocorreu no dia 4 de Agosto uma ligeira sobre-escavação entre o Pk 1+320 e o Pk 1+330, numa parede túnel (Este) por cedência do revestimento de betão projectado, devida principalmente à execução da escavação das sapatas, no entanto a proximidade a uma zona de falha poderá ter acentuado o fenómeno. Deste modo foi aplicado de imediato um suporte de betão projectado e pregagens.





Fig.122 e 123 – Pormenores de uma sobreescavação ocorrida numa parede entre os Pk 1+320 e 1+337, respectivamente nos dias 4 e 5 de Agosto (G.E.G. 2009)

10.3.10.7. SOBRE-ESCAVAÇÃO APROXIMADAMENTE ENTRE OS PK 1+349 E PK 1+352)

No dia 12 de Agosto, ocorreu uma sobreescavação, aproximadamente entre os Pk 1+349 e Pk 1+352. Esta ocorreu provavelmente devido às condições desfavoráveis do maciço (onde existiam já algumas deformações), assim como a uma proximidade ao trabalhos de escavação e instalação da secção de soleira invertida, escavação das sapatas e de um nicho (Pk 1+340), o que pode ter levado a uma falha do sistema de suporte presente, nomeadamente das pregagens da zona de reforço.





Fig.124 e 125 – Pormenores de uma sobreescavação ocorrida numa parede entre os Pk 1+349 e 1+352, no dia 12 de Agosto, respectivamente obtidas em perspectivas opostas (G.E.G. 2009)

As imagens 124 e 125, respectivas a fotografias tiradas no dia 12, correspondem à sobreescavação em questão, tiradas de dois pontos opostos de observação. De imediato se procederam a trabalhos de reparação e estabilização da secção, passando por uma inicial aplicação de betão projectado. De seguida, de modo a estabilizar tanto a abóbada como as secções inferior e superior, foram contemplados elementos complementares como a aplicação de malhasol e pregagens. Também os trabalhos de relativos á escavação das sapatas, foram alvo de uma paragem temporária, procedendo a uma aplicação com betão projectado na base das mesmas assim como um reforço de pregagens no nicho.

10.3.10.8. SOBRE-ESCAVAÇÃO APROXIMADAMENTE AO PK 1+485

No dia 24 de Agosto ocorreu uma sobreescavação numa parede do túnel, aproximadamente ao Pk 1+485 (lado Este) devido aos trabalhos de escavação dos nichos e das sapatas. No mesmo dia, foi aplicado betão projectado e malha electrossoldada como suporte desta situação.



Fig.126 – Sobreescavação ocorrida numa parede entre ao Pk 1+485, no dia 24 de Agosto, (G.E.G. 2009)

10.3.10.9. SOBRE-ESCAVAÇÃO APROXIMADAMENTE ENTRE OS PK 1+480 E PK 1+500

De salientar que no dia 25 de Agosto ocorreu um fenómeno de sobreescavação numa parede/região lateral superior da abóbada, aproximadamente entre os Pk +480 e 1+500. A ocorrência em questão pode ser visualizada nas próximas imagens correspondentes à aplicação do primeiro betão projectado, e a segunda respectiva à colocação da malha electrosoldada para posterior pregagem.





Fig.127 e 128 – Pormenores de tratamento da sobreescavação ocorrida entre os Pk 1+380 e 1+500, respectivamente à aplicação imediata de betão projectado no dia 25 de Agosto, e posterior colocação de malhasol no dia 26 (G.E.G. 2009)

As causas apuradas para esta sobreescavação foram essencialmente a escavação dos volumes necessários para a execução das sapatas e do nicho nesta zona (que levou a fenómenos de instabilidade devido à ausência betão projectado na totalidade da secção), a proximidade a uma falha aproximadamente ao Pk 1+194 (que apesar de não intersectar o túnel, pode ter tido influencia nesta ocorrência) e ainda a proximidade à sobreescavação ocorrida ao Pk 1+485 (referida anteriormente, e cujo sistema de suporte pode não ter sido suficiente ou adequado, podendo o processo de descompressão desta ter servido de catalisador à ocorrência referida).

A estabilização e aplicação de medidas de suporte na zona da sobreescavação, assim como a correspondente zona de influência foi alvo de prioridade máxima, compreendendo os esforços de estabilização do coroamento, abobada e secção inferior assim como a selagem das faces de escavação das sapatas que ainda não se encontravam suportadas com betão projectado.

10.3.10.10. ESCAVAÇÃO E APLICAÇÃO DAS SAPATAS

Os processos de escavação e posterior aplicação (amarração, cofragem e betonagem) das sapatas, foram iniciados após a instalação do sistema de suporte primário. Embora não tenham tido um começo exacto, pretende-se no presente texto sintetizar de modo geral o seu processo assim como os problemas associados a sua aplicação, nomeadamente as restrições relativas à superfície do revestimento primário assim como os espaçamentos por elas disponibilizados (ou falta deles).

As imagens seguintes, 129 e 130, correspondem a fotografias tiradas em obra respectivamente nos dias 19 e 28 de Maio, aproximadamente entre os Pk 1+550 e Pk 1+535, onde a primeira ilustra o processo de armação e cofragem das sapatas, de facto é possível verificar ainda a colocação da tubagem de drenagem. Na segunda é possível verificar o desmonte efectuado de parte do suporte primário da secção inferior, onde a transição entre secções se encontrava inadequada ou se encontravam volumes

salientes limitando o espaçamento necessário para implantação das sapatas, de modo a proceder a regulações de superfície (verificável na parte direita da imagem).



Fig.129 – Armação das sapatas, 19 Maio (G.E.G. 2009)



Fig.130 – Escavação de secção inadequada de suporte primário, 28 Maio (G.E.G. 2009)

Relativamente a este último procedimento, existiu a necessidade de o repetir para ocorrências variadas ao longo deste período, correspondendo a diferentes trechos do túnel. De facto, como é possível verificar na imagem 131, no dia 4 de Junho, a aplicação das sapatas encontrou uma superfície difícil, próximo a um nicho, onde se teve que remover uma parte considerável do suporte existente e voltar a aplicar uma camada de betão projectado de regularização antes de continuar o segmento das sapatas. A imagem 132, tirada no mesmo dia representa uma situação idêntica, onde foi novamente necessária a remoção de uma parte considerável do revestimento da parede.





Fig.131 e 132 – Pormenores do processo de execução das sapatas, 4 Junho (G.E.G. 2009)

Nas imagens seguintes, 133 e 134, tiradas no dia 17 de Junho, estão representados pormenores relativos aos trabalhos de aterro na zona das sapatas, posteriormente à escavação, de modo a poder constituir uma boa base de fundação.




Fig.133 e 134 – Pormenores do processo de escavação e aterro nas zonas das sapatas, 17 Junho (G.E.G. 2009)

As imagens 135 e 136, tiradas aproximadamente ao Pk 1+156 no dia 15 de Julho, mostram uma situação em que ao limpar a secção inferior das paredes (por meio de desmonte parcial do suporte primário), onde posteriormente se procederia a nova aplicação de betão projectado, foi verificada a infiltração de água pelas superfícies abertas do maciço, que consequentemente levou a trabalhos de drenagem.

Após tais processo, como foi já referido anteriormente, serão escavadas as bases das sapatas até á profundidade desejada (procedendo no caso de necessidade a trabalhos de aterro de materiais de características mecânicas adequadas) e finalmente a armação, cofragem e betonagem das sapatas.

Será apenas de salientar que algumas deformações associadas a estes processos foram verificadas. Isto deve-se ao facto de que mesmo por um breve período de tempo, o túnel encontrou-se com um sistema de suporte parcialmente incompleto, por meio da escavação das paredes para melhor colocação das sapatas, de modo que consistiu possivelmente em alguns casos com um catalisador para os fenómenos de sobreescavação referidos anteriormente.




Fig.135 e 136 – Pormenores das infiltrações de água consequentes do processo de escavação para fundação das sapatas, 15 Junho, aprox. Pk 1+156 (G.E.G. 2009)

10.3.10.11. Escavação dos Nichos

Relativamente à escavação dos nichos, para além da instabilidade causada ao maciço por estes processos em algumas zonas localizadas, tendo levado a fenómenos de sobreescavação quando combinados com outros catalisadores desfavoráveis (presença de falhas, qualidade precária do

horizonte geotécnico do maciço, ect.), existiram outros problemas a eles associados. Estes foram problemas relativos á qualidade da aplicação do sistema de suporte primário, que embora abordado em maior detalhe no ponto seguinte, será agora dado um exemplo relativo a esta situação.





Fig.137 e 138 – Pormenores de mini sobreescavações na zona afecta à execução dos Nichos, 17 Julho, Pk 1+090 (G.E.G. 2009)

As imagens anteriores, 137 e 138, correspondem à situação do Nicho aproximadamente ao Pk 1+090 no dia 17 de Julho, respectivamente a uma vista geral e a um plano de pormenor. Este nicho localizava-se numa zona de maciço do tipo RC3, e verificou-se o desprendimento de algum material rochoso assim como parte do revestimento primário. Esta ocorrência possivelmente foi causada pelos trabalhos de escavação das sapatas nos trechos adjacentes do maciço, de uma espessura de betão projectado insuficiente, ou a fenómenos associados á má qualidade do maciço (presença de falhas e fragmentação elevada).

10.3.10.12. Problemas relativos à instalação do Sistema de Suporte Primário

Foram verificados vários problemas relativos ao suporte primário, especialmente aos elementos de betão projectado, que consistiram causas para trabalhos complementares de limpeza e regularização das superfícies das paredes dos túneis posteriormente.

Estes trabalhos consistiram em tratamentos da superfície, trabalhos para a colocação adequada das armaduras das sapatas e nichos, assim como o do sistema de drenagem e impermeabilização, associado ao sistema de suporte secundário. Os problemas incidiram basicamente em problemas relativos a regulação de destacamentos ou fissurações, questões de espaçamentos inadequados, transições deficientes entre secções superiores (Abobadas) e inferiores (hasteais), assim com a aspereza ou irregularidades prejudiciais aos elementos de drenagem e impermeabilização (geotêxteis e geomembrana).

Estes problemas foram sendo verificados ao longo deste período em diversos trechos do túnel. Porém, não serão descritas todas estas ocorrências, mas sim será elaborada uma síntese e análise dos problemas tipo verificados.

- **Não adequabilidade na transição entre secções superior e inferior**

Como foi já visto já em casos abordados anteriormente, ocorrem em algumas situações, uma transição inadequada entre as superfícies de betão projectado superior e inferior. Isto deveu-se principalmente a quando se deu a escavação dos níveis respectivos, incrementos maiores ou menores em termos transversais ocorreram, resultando numa superfície desigual, onde não existia correspondência directa entre essas secções. Estas ocorrências podem ser visualizadas nos exemplos ilustrados de seguida.





Fig.139 e 140 – Transições inadequadas entre secções superior e inferior, respectivamente entre os Pk 1+186 e 1+578 no dia 2 de Junho e no Pk 1+118 no dia 30 de Junho (G.E.G. 2009)

As imagens 139 e 140 correspondem a fotos de obra tiradas, que tratam duas situações distintas que representam o problema descrito, respectivamente nos dias 2 de Junho entre os Pk 1+586 e Pk 1+578, e no dia 30 aproximadamente ao Pk 1+118. É claramente visível o desnivelamento entre as transições da superfície de betão projectado, ou seja do sistema de suporte primário, que por ter sido considerado em projecto como um elemento 'viga' necessitou posteriormente de tratamento de regularização.

- **Espaçamentos insuficientes**

Deram-se casos em que a escavação das secções inferiores atingiu um limite insuficiente, de modo a que após a aplicação do sistema de suporte primário se verificou um espaçamento respectivamente insuficiente para a instalação das sapatas e nichos, assim como um espaçamento necessário entre os sistemas de drenagem e impermeabilização e o sistema secundário.

O primeiro caso foi já abordado anteriormente, daí que não necessita de qualquer abordagem complementar. O segundo caso, será abordado em maior detalhe quando se tratar da problemática dos sistemas de impermeabilização e drenagem e respectiva aplicação das armaduras do sistema de suporte secundário. As imagens seguintes pretendem no entanto dar algum tipo de exemplo ilustrativo da problemática em questão. Pode ser visualizado que foi necessário o desmonte do revestimento de suporte (embora se visualizem as pregagens efectuadas), pois é perceptível a sua reduzida distancia às armaduras do sistema secundário, adjacente às sapatas.

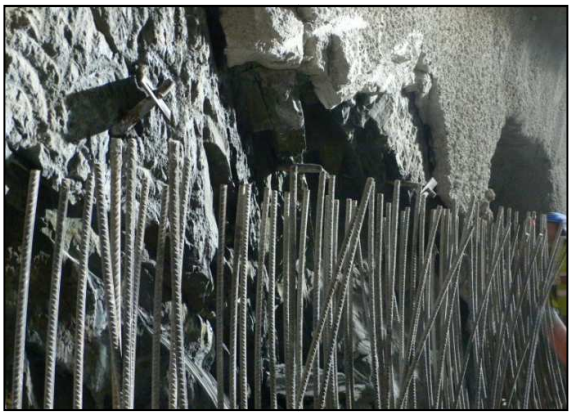
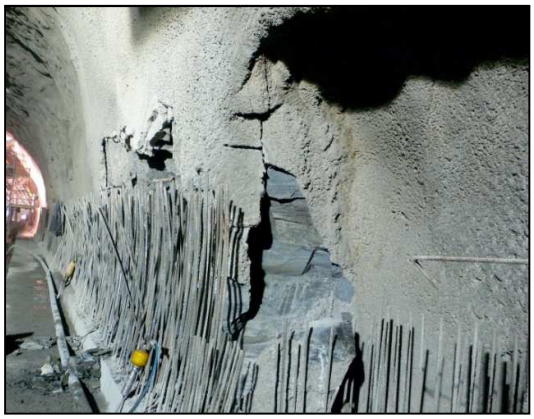



Fig.141 e 142 – Espaçamentos reduzidos, Pk 0+680 e, dia 19 de Maio (G.E.G. 2009)

As imagens anteriores, relativas aos trabalhos decorrentes no dia 19 de Maio aproximadamente ao Pk 0+680, corresponde aos processos de armação do sistema de suporte secundário, que só foi possível após uma prévia desmontagem da superfície de betão projectado, devido ao reduzido espaçamento existente, que não permitia a sua posterior aplicação nem a espessura desse suporte preconizada em projecto. Outros problemas relativos á presença de saliências no revestimento devidas ao desmonte destas secções posteriormente com o martelo hidráulico e não com a roçadora, foram também ocorrentes, no entanto será lhe dado destaque posteriormente na abordagem ao sistema de impermeabilização e drenagem.

- **Desprendimentos, fissurações e espessuras insuficientes**

Foram verificados situações de desprendimento parcial do betão projectado do sistema de suporte primário, de modo que a superfície do maciço ficou a descoberto. Tais situações exigiram tratamento de regularização posterior.

As imagens 143 e 144, respectivamente tiradas nos dias 3 de Junho aproximadamente ao Pk 1+490 e 24 de Julho aproximadamente ao Pk 1+328, e correspondem a situações nas quais ocorreram este fenómeno.




Fig.143 e 144 – Desprendimentos no revestimento de betão projectado, respectivamente no Pk 1+490 no dia 3 de Junho e no Pk 1+328 no dia 24 de Julho (G.E.G. 2009)

As imagens 145 e 146, ilustram uma situação registada no dia 27 de Julho, aproximadamente entre o Pk 1+190 e Pk 1+195, onde foi verificada a falta de betão projectado devido à sua lavagem devido à infiltração de água a partir da superfície do maciço rochoso. Tal ocorrência deveu-se a uma espessura insuficiente de revestimento que posteriormente foi complementada.





Fig.145 e 146 – Pormenores relativos a insuficiência da espessura de betão projectado do revestimento primário, devido infiltrações de água, entre os Pk 1+190 e 1+195, 27 de Julho (G.E.G. 2009)

A imagem 143, corresponde a uma situação onde a espessura de betão projectado não foi suficiente, ou que durante a presa apresentou uma retracção maior, dado que foi posteriormente submetida a uma nova aplicação de betão projectado de modo a obter um revestimento adequado. Na imagem 144, é representada o exemplo de uma fissuração, registada no dia 22 de Julho entre os Pk 1+358 e 1+349, que posteriormente foi medida e analisada a sua progressão. O procedimento utilizado para estes casos foi o de nova projecção de betão quando as deformações indicassem que a estabilização não estava a ser alcançada.



Fig.147 – Espessura insuficiente de recobrimento aos hasteais, 23 Junho (G.E.G. 2009)



Fig.148 – Fissura na parede do túnel, entre os Pk 1+358 e 1+349, 22 Julho (G.E.G. 2009)

- **Irregularidades e saliências na superfície**

Outros problemas relativos ao sistema de suporte primário, ocorreram ao nível de irregularidades na superfície, de elementos salientes (resultante do desmonte do maciço) ou padrões irregulares de revestimento, onde não foram conseguidas as superfícies lisas desejadas. Exemplos deste facto foram as situações representadas nas imagens seguintes, respectivas a situações registadas nos dias 28 de Agosto aproximadamente entre os Pk 1+478 e1+450 e entre os Pk 1+620 e 1+580, onde é perfeitamente visível a natureza irregular das paredes do túnel.



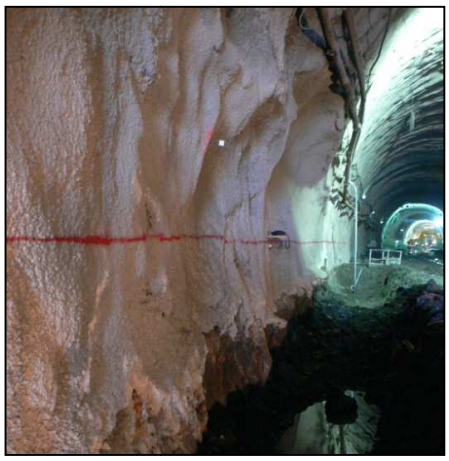


Fig.149 e 150 – Irregularidade dos revestimentos de betão projectado, registadas no dia 28 de Agosto, respectivamente entre os Pk 1+478 e 1+450 e entre os PK 1+620 e 1+580 (G.E.G. 2009)

Nestes casos o revestimento teve que sofrer um complemento de betão projectado de modo a alcançar uma superfície lisa, indispensável para evitar problemas quando posteriormente se colocarem os elementos de impermeabilização e drenagem e armaduras do suporte definitivo.

10.3.10.13. Problemas relativos à instalação do Revestimento Secundário

Foram verificados problemas ou dificuldades associados à aplicação do sistema de suporte secundário assim como os respectivos sistemas de impermeabilização e drenagem. No entanto posteriormente esta problemática será abordada em mais tarde num subcapítulo próprio.

10.4. Trabalhos de aplicação dos sistemas de drenagem e impermeabilização, e de suporte secundário

10.4.1. Considerações gerais

Tendo em conta a das condições existentes previam a existência de grandes caudais de água subterrânea, foram efectuados processos de regularização da superfície do túnel de modo a poder acomodar adequadamente os sistemas de impermeabilização. Estes trabalhos acarretaram grande importância, isto devido á necessidade de uma correcta execução e conformidade da superfície que ficará em contacto com o geotêxtil, assim como a colocação deste e da geomembrana, que caso não se verifique poderia causar uma eventual entrada de água, o que levaria a que uma posterior reparação fosse efectuada, de natureza bastante difícil e dispendiosa ou mesmo impossível.

Após a estabilização do maciço, por meio da aplicação do sistema de suporte primário (betão projectado, malhasol, pregagens), e execução das sapatas que serviram de apoio ao sistema de suporte secundário, vieram começaram então estes trabalhos de aplicação do sistema de impermeabilização e drenagem e do próprio sistema de suporte secundário. Estes trabalhos serão abordados em conjunto, visto que o seu progresso foi coincidente no tempo e espaço do túnel.

De facto, o sistema de impermeabilização e drenagem, constituído por geotêxteis e pela geomembrana foram, ao nível da abobada, fixos onde posteriormente se iriam proceder aos trabalhos de amarração das armaduras. Ao nível dos pés dos hasteais e soleira do túnel, este sistema foi apenas inserido após a instalação das armaduras das sapatas.

O objectivo deste subcapítulo é deixar algumas notas quanto à dificuldade executiva que estes trabalhos trouxeram, assim como alguns apontamentos quanto a pontuais problemas que se foram dando ao longo da execução. Por esta razão, e devido á natureza repetitiva destes processos, as datas e quilometragens não serão referidas, mas sim o processo será descrito de uma forma generalizada.

10.4.2. PROBLEMAS E DIFICULDADES NA EXECUÇÃO DOS TRABALHOS

10.4.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os problemas ocorridos foram principalmente relativos a problemas de inconformidades na superfície do túnel que incorreu de dificuldade na fixação e continuidade dos sistemas de drenagem e impermeabilização, nomeadamente as telas dos geotêxteis e geomembrana; problemas relativos a espaçamentos reduzidos ou insuficientes entre as paredes do túnel e estas telas, e pontualmente algumas roturas da mesma que ocorreram por solicitações mecânicas desfavoráveis aquando a sua aplicação ou devido a elementos salientes e prejudiciais na superfície do túnel. De um modo geral pode-se dizer que os trabalhos seguiram a seguinte ordem: regularização da superfície (quando esta se encontrava imprópria para fixação das membranas), fixação dos geotêxteis ao longo da superfície do túnel, aplicação, fixação e soldadura da geomembrana impermeável, instalação das armaduras do sistema de suporte secundário. Após estas operações seguir-se-iam a cofragem e betonagem final, no entanto não serão apresentadas neste trabalho.

As imagens seguintes mostram a colocação e fixação dos geotêxteis na parte inferior das paredes do túnel. Onde a montante já estava a ser aplicado nas regiões superiores do mesmo com auxilio de uma plataforma amovível. A Fig.151 representa uma vista geral, enquanto que a Fig.148 representa um pormenor relativo a uma zona onde a superfície do túnel não apresenta continuidade entre as secções superior e inferior



Fig.151 – Vista geral do túnel, englobando o processo de aplicação do sistema de impermeabilização e drenagem (G.E.G. 2009)



Fig.152 – Pormenor do processo de aplicação dos geotêxteis numa zona de transição irregular, na proximidade de um Nicho (G.E.G. 2009)

10.4.2.2. IRREGULARIDADES NA SUPERFÍCIE DO TÚNEL

A regularidade da superfície foi um dos factores mais importantes para o bom decorrer destes trabalhos, de facto notaram-se alguns problemas relativos à falta de espaçamento ou superfícies irregulares como pode ser visualizados nas imagens seguintes.

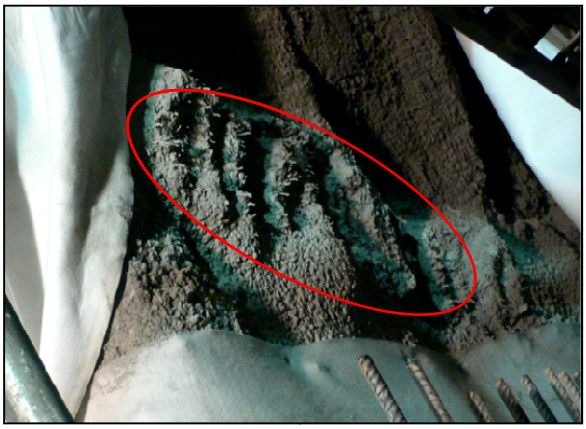




Fig.153 e 154 – Pormenores do processo de aplicação dos geotêxteis, em zonas de saliências no revestimento de betão projectado (G.E.G. 2009)

A imagem 153, permite visualizar a presença de fibras metálicas salientes no betão projectado, que se não tivessem sido notadas e tratadas posteriormente poderiam ter posto em risco a eficácia dos sistemas de drenagem e impermeabilização, potencializando uma possível rotura ou perfuração dos mesmos. A imagem 154, incorre numa situação semelhante, sendo neste caso o problema um pequeno varão metálico.

A imagem 155 demonstra a aplicação de um painel de geotêxtil numa superfície altamente irregular. Devido a isto, a sua fixação foi alvo de maiores cuidados, envolvendo por isso maior número dos pontos de fixação, de modo a garantir um contacto eficaz com a superfície do túnel.



Fig.155 – Fixação de geotêxtil em superfície de revestimento irregular (G.E.G. 2009)



Fig.156 – Espaçamento insuficiente (G.E.G. 2009)

A imagem 156, demonstram a problemática do espaçamento, que em alguns casos localizados foi reduzido, o que dificultou a aplicação dos geotêxteis, e amarração do resto do suporte secundário. As imagens 157 e 158, demonstram em pormenor duas situações delicadas, respectivamente a falta de espaçamento entre os varões da armadura de suporte secundário e a presença de saliências na superfície que produziram o mesmo efeito.





Fig.157 e 158 – Pormenores de situações de espaçamentos insuficientes para a colocação do sistema de impermeabilização e drenagem (G.E.G. 2009)

10.4.2.3. ROTURAS NA TELA DA GEOMEMBRANA IMPERMEÁVEL

A tela de impermeabilização, foi fixa ao geotêxtil e maciço por meio de acopladores, com auxílio a uma plataforma amovível. Este processo pode ser visualizado nas figuras 159 e 160.




Fig.159 e 160 – Pormenores relativos aos trabalhos de aplicação da geomembrana impermeável (G.E.G. 2009)

De seguida seriam iniciados a instalação das armaduras do suporte secundário. De modo a conseguir, com a betonagem, as espessuras de recobrimento previsto entre as armaduras e a tela da geomembrana, foram colocados blocos ou varões espaçadores, identificados nas imagens seguintes.

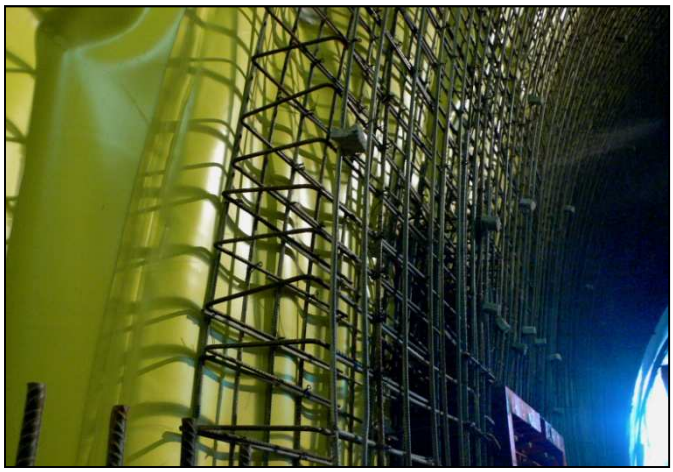



Fig.161 e 162 – Espaçadores colocados na colocação da geomembrana impermeável (G.E.G. 2009)

Relativamente à aplicação da geomembrana, será de referir que foi alvo de grandes cuidados, pois da sua eficaz aplicação dependeria grande parte da protecção contra infiltrações. Deste modo, foi procurado evitar a formação de roturas nesta tela, tendo estas ocorrido em algumas situações.

As imagens seguintes referem-se a três casos distintos de rotura da geomembrana. No caso da rotura da imagem 163, tratou-se de uma rotura pronunciada, enquanto que no caso das imagens 164 e 165 deram-se apenas fissuras na mesma. No primeiro caso o tratamento consistiu na soldadura (cola quente) da rotura e posterior sobreposição e soldadura de uma tela que cobrisse esta área. Nos outros dois casos, o meio de tratamento foi a soldadura a cola quente.

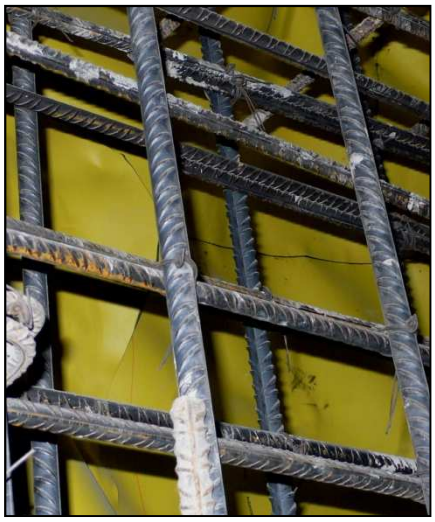




Fig.163, 164 e 165 – Rotura e fissuras na geomembrana impermeável (G.E.G. 2009)

10.4.2.4. PORMENORES RELATIVOS À APLICAÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM NA BASE DAS SAPATAS

Relativamente à instalação dos sistemas de drenagem e impermeabilização, na base das sapatas, será de referir algumas das dificuldades implícitas a estes trabalhos. Verificou-se que a implantação das tubagens, dos órgãos de drenagem, assim como a sua envolvência com os outros elementos drenantes (geotêxteis) e elementos de impermeabilização, foram de difícil execução, maioritariamente devido aos reduzidos confinamentos destes, entre as armaduras constituintes das sapatas, assim como a margem de manobra entre estes e as superfícies de betão projectado das paredes do túnel. Relativamente a este último ponto, o reduzido espaçamento entre as armaduras e as paredes, foi facto que levou a que a selagem final das geomembranas fosse de alguma dificuldade.

De seguida são apresentadas alguns exemplos relativos a estes processos, respectivamente pela forma das figuras 166, 167 e 168.



Fig.166 – Pormenor relativo à instalação do sistema de impermeabilização e drenagem na base das sapatas, em situação de reduzido espaço de operabilidade e consequente dificuldade (G.E.G. 2009)



Fig.167 – Pormenor relativo à instalação e estanqueidade dos tubos de drenagem na base das sapatas (G.E.G. 2009)



Fig.168 – Pormenor relativo à selagem da geomembrana (G.E.G. 2009)

10.5. TRABALHOS A CÉU ABERTO

10.5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Relativamente aos trabalhos referentes aos trechos do túnel em céu aberto, não foi procurada uma abordagem muito ampla no presente trabalho, até porque comparativamente com o trecho subterrâneo, não incorria de grandes dificuldades executivas. Devido a este facto, neste subcapítulo seram apenas apresentadas algumas imagens relativas ao decorrer dos processos elementares destes trabalhos, de modo a que o leitor possa ter uma ideia generalizada dos mesmos.

10.5.2. SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA

Pode-se dizer que os trabalhos, excluindo a escavação inicial das trincheiras, seguiram um faseamento de armação e betonagem das sapatas, colocação das armaduras superiores com auxílio de uma plataforma móbil de cofragem, betonagem, colocação dos sistemas de impermeabilização e drenagem e posterior aterro.

Na imagem 169, tirada a partir da entrada do túnel da frente Sul, é possível visualizar as sapatas e sistema de armaduras de suporte, assim como os tubos de drenagem nelas implícitas, onde o sistema de cofragem se encontra ao fundo do trecho a céu-aberto respectivo. Na imagem 170 e 171, está representada o sistema de cofragem instalado, respectivamente de uma forma geral e em pormenor.





Fig.169 e 170 – Situações relativas à execução dos trechos a céu aberto, frente Sul (G.E.G. 2009)

As imagens 172 e 173 mostram um plano superior dos trabalhos a céu aberto, relativo à frente Sul, onde na primeira se vê o exterior da plataforma de cofragem assim como a colocação das armaduras superiores do sistema de suporte secundário que serão amarradas às armaduras inferiores que se prolongam desde a base das sapatas. A segunda permite ver o sistema de fecho superior da cofragem. Este sistema ao ser conjugado com a plataforma inferior, vai permitir uma estanqueidade de betonagem, de geometria conforme, que irá mover-se ao longo do túnel. Tendo começado no princípio da frente Sul, vai avançar em direcção ao trecho em subterrâneo e por fim vai terminar na Frente Norte.



Fig.171 – Sistema de cofragem (G.E.G. 2009)



Fig.172 – Trabalho de armação do túnel a céu aberto Sul (G.E.G. 2009)



Fig.173 – Cofragem superior do túnel a céu aberto, frente Sul (G.E.G. 2009)



Fig.174 – Secção interior do túnel a céu aberto, após sua betonagem, frente Sul (G.E.G. 2009)

A imagem 174 mostra uma vista interior do sistema de suporte a céu aberto, que será idêntica ao sistema de suporte secundário no trecho subterrâneo, pois o sistema de cofragem interior, como foi dito irá avançar por dentro do túnel.

A imagem 175 corresponde à situação em obra em que o sistema de cofragem avançou do trecho a céu aberto para o interior do trecho subterrâneo do túnel, onde são visíveis a jusante do mesmo a plataforma auxiliar aos processos de fixação dos sistemas de drenagem e impermeabilização das paredes do maciço.



Fig.175 – Passagem do sistema de cofragem do trecho a céu aberto Sul para o trecho subterrâneo (G.E.G. 2009)

10.5.3. SISTEMAS DE IMPERMEABILIZAÇÃO E DRENAGEM

Após a betonagem da estrutura de suporte, os trabalhos a céu aberto continuaram na sua componente de aplicação dos sistemas de impermeabilização e drenagem. Estes foram constituídos por tubos de drenagem dispostos longitudinalmente, em ambos os lados na base da estrutura (para além daqueles que estavam sobre as sapatas, e por duas telas de geotêxteis drenantes com uma geomembrana impermeável entre elas. Nas imagens seguintes, 176 e 177, correspondentes a fotografias de obra tiradas na frente Sul, é possível visualizar estes elementos.





Fig.176 e 177 – Vista geral e pormenor, respectivamente, da aplicação do sistema de impermeabilização e drenagem no sob o trecho de túnel a céu aberto (G.E.G. 2009)

10.5.4. ABERTURA TEMPORÁRIA NA ABOBADA DE 'CUT AND COVER' – MARÇO 2009

Este ponto consiste num breve apontamento sobre um procedimento pontual nos trabalhos a céu aberto. Em Março de 2009 foi necessário proceder a uma abertura temporária (poço) na abóbada do primeiro bloco da secção "cut-and-cover" do Portal sul para a instalação de linhas de fornecimento e de descarga eléctrica. Apenas de referir que o espaço entre o poço e a abertura teve que ser suficiente amplo de modo a permitir uma boa execução da ligação entre a membrana existente e a membrana para fecho da abertura (processo de soldadura) assim como para o geotêxtil de protecção à membrana.





Fig.178 e 179 – Pormenores respectivos à abertura temporária executada no topo do túnel a céu aberto (G.E.G. 2009)

10.5.5. FECHO TRANSVERSAL DAS 'BOCAS' DO TÚNEL E ATERRO

Antes de se proceder ao aterro sobre a estrutura do túnel a céu aberto, foi necessário fechar as bocas do túnel. Este processo foi conseguido por meio de umas secções pré-fabricadas de betão armado que foram instaladas in situ, tal como pode ser observado nas imagens 180 e 181. Na primeira as placas ainda estão por colocar, enquanto que na segunda imagem as secções inferiores foram colocadas e estão a ser aplicadas as superiores.





Fig.180 e 181 – Pormenores respectivos ao fecho transversal do túnel a céu aberto (G.E.G. 2009)

As imagens seguintes correspondem ao aspecto quase final das frentes de obra, Sul e Norte respectivamente à data da conclusão da escavação do tunel, ou seja no fim de Agosto de 2009.





Fig.182 e 183 – Aspecto das frentes Sul e Norte, respectivamente no fim de Agosto (G.E.G. 2009)

Embora como pode ser verificado a conclusão da empreitada estava ainda longe de ser concluída, faltando ainda a instalação de todos os sistemas complementares necessários á circulação ferroviária, nomeadamente as catenárias, carris e alimentação eléctrica, assim como os sistemas de informação e sinalética e ainda os sistemas de videovigilância.

10.6. TÉRMINO DOS TRABALHOS

O túnel da variante da Trofa, da linha do Minho, começou a ser utilizado por comboios no dia 15 de Agosto de 2010. Embora nessa data apenas uma das faixas estava concluída, os restantes trabalhos foram prontamente terminados, dando por terminado uma obra de 23,4 milhões de euros, iniciada em Janeiro de 2008

As imagens seguintes 184 e 185 correspondem ao portal Sul, onde se nota que uma das faixas necessitava ainda a colocação dos carris e o preenchimento com gravilha (de modo a absorver a vibrações).





Fig.184 e 185 – Pormenores respectivo ao acabamento dos trabalhos no Portal Sul, Julho 2010 (Luis Miguel [38])

O aspecto final de ambas as frentes Norte e Sul está representado nas imagens seguintes, respectivamente imagem 186 e 187.



Fig.186 – Aspecto do Portal Norte, Agosto 2010 (Luis Miguel [38])



Fig.187 – Aspecto do Portal Sul, Agosto 2010 (Luis Miguel [38])

11
CONCLUSÃO

11.1. ANÁLISE CRÍTICA DO CASO DE ESTUDO

No capítulo anterior foram descritos os processos relevantes, respectivos à construção do túnel, nomeadamente aos processos de escavação e aplicação do suporte primário. De uma forma geral, o processo executivo foi executado de forma adequada, respeitando os objectivos e procedimentos estipulados no projecto de execução, tendo no entanto, sido revelados alguns problemas no decorrer dos mesmos.

Genericamente, os problemas e dificuldades tipo ocorridas, durante a escavação dos 1090m de desenvolvimento do túnel da Variante da Trofa, da Linha do Minho, foram a ocorrência de algumas sobreescavações, desde pequenos desprendimentos a volumes considerados, problemas relativos à preparação dos revestimentos primários para posterior aplicação dos elementos de drenagem e impermeabilização, dificuldades na colocação dos elementos de drenagem e impermeabilização na base das sapatas. Estas foram principalmente dificuldades de operabilidade, consequentes de um reduzido espaçamento, nomeadamente os processos de colocação das telas da geomembrana, sua fixação e complementação com os geotêxteis, assim como a preparação dos encostos para os tubos de drenagem. A execução das armaduras nos trechos que implementavam pormenores geométricos mais complexos, como os nichos, também levou a dificuldades do mesmo género.

Relativamente às sobreescavações, após uma análise dos documentos da fiscalização dos processos de execução, assim como discussões com a equipa projectista do G.E.G. foram apresentadas no capítulo anterior as causas prováveis para as suas ocorrências assim como as soluções encontradas para as respectivas ocorrências, onde no entanto, serão apresentados uns últimos comentários de seguida.

Na figura seguinte, procurou-se juntar num desenho esquemático, corresponder a posição das várias ocorrências das sobreescavações, e comparar o mesmo com a presença das falhas principais que o túnel interceptou. Pela observação desta figura, constata-se que as sobreescavações, na sua maior parte ocorrem em zonas aproximadas às falhas identificadas, dai aceitar-se perfeitamente as justificações apresentadas no capitulo anterior, nomeadamente, a presença de falhas, uma fracturação elevada do maciço, presença inesperada condições geotécnicas desfavoráveis, etc.

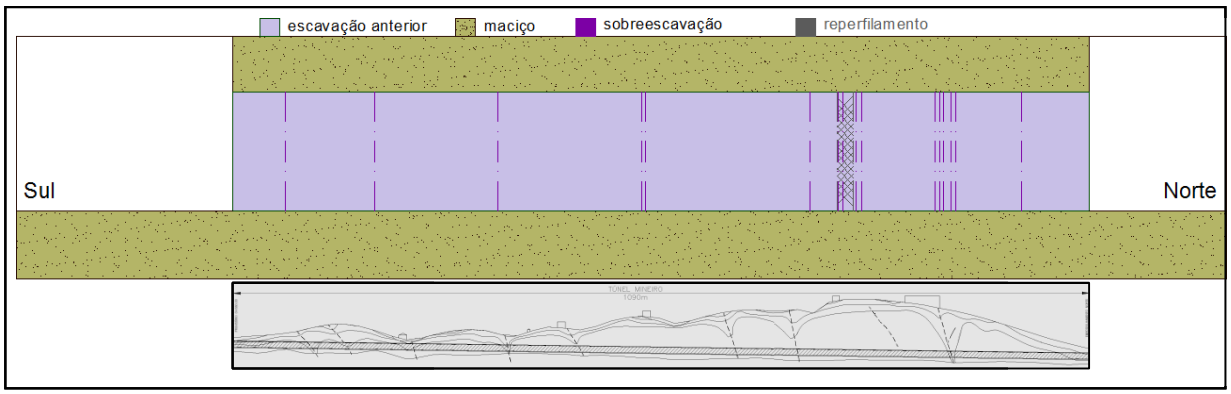


Fig.188 – Esquema ilustrativo da distribuição das sobreescavações e reperfilamento ao longo da extensão do túnel subterrâneo

No entanto, ao sobrepor o mesmo conjunto de sobreescavação, sobre um desenho contendo a distribuição dos diferentes tipos de suporte adoptados ao longo do desenvolvimento do túnel (Fig.189), fomos levados a por em causa as razões apontadas como as únicas responsáveis por tais ocorrências.

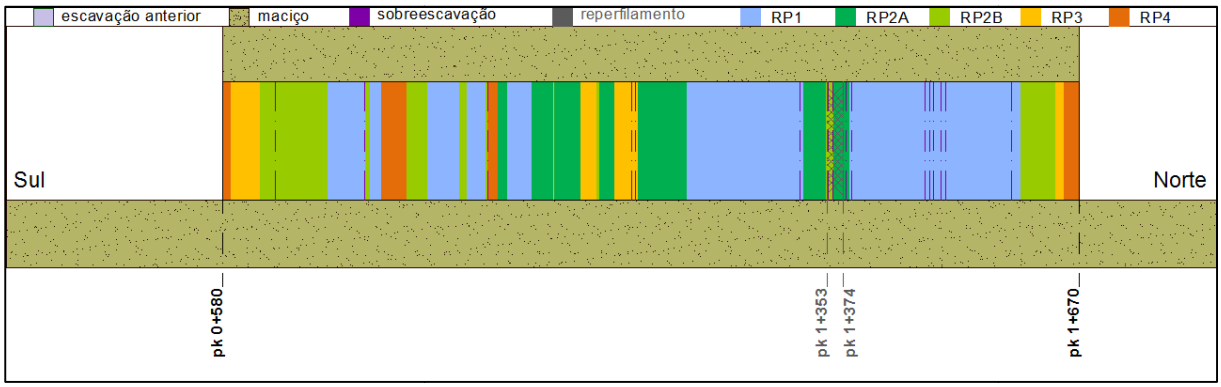


Fig.189 – Esquema ilustrativo da distribuição das sobreescavações/reperfilamento e tipos de revestimento primário, o longo da extensão do túnel subterrâneo

Da analise da figura anterior, verifica-se que um elevado número de sobreescavações tiveram lugar em zonas cujo sistema de suporte primário era do tipo RP1 ou RP2A, sendo estes os menos exigentes a nível de resistência. Devido a isto, somos levados a tirar algumas conclusões, pelo menos especulativas, de que uma distribuição mais adequado dos revestimento deveria ter sido realizada, ou então que estes foram realizados de forma incorrecta, com avanços excessivamente extensos relativamente aos parâmetros de projecto ou aplicando espessuras de betão projectado insuficientes, relativamente aos mesmos dados de projecto, assim como outros erros técnicos ou humanos.

Estas razões, podem ter sido apoiadas num outro factor que não a ocorrência de acidentes ou erros humanos, sendo de referir um ponto importante relativo a esta temática, nomeadamente a forma como a distribuição dos sistemas de suporte foi realizada. Foi dito anteriormente, no capítulo referente ao projecto de execução, que embora tenha sido realizado um zonamento geológico-geotécnio, onde uma primeira previsão dos horizontes foram definidos, seriam realizados inspecções visuais na frente de escavação, assim como pontualmente outros ensaios de avaliação, de modo a caracterizar o maciço a jusante da frente de escavação. Estas caracterizações, foram progressivamente permitindo um refinamento no zonamento referido, pois as variações de horizontes foram, como seria de esperar,

muitas e bruscas, as vezes na casa dos poucos metros. Com base então nestes processos de avaliação do maciço, nomeadamente a partir da caracterização do índice RMR, foi sendo determinado qual o tipo de suporte necessário a fazer face às necessidades de suporte do maciço a escavar posteriormente. No entanto, obviamente que não faria sentido, tanto em termos de operatividade como financeiramente, alternar metodologias de escavação e suporte para trechos mínimos, na casa de poucos metros, sempre que uma alteração ocorria. Assim, uma continuação do tipo de suporte e escavação foi executada, mesmo para determinados trechos intermédios, cuja caracterização não correspondia ao sistema em vigor, sempre sujeitos a uma interpretação pelos membro responsáveis acharam adequada, o tipo de suporte e escavação em vigor na frente mesmo quando posteriormente o horizonte definido não correspondia ao tipo de suporte a ser aplicado. De um modo geral, esta metodologia foi adequada, no entanto, será de especular que talvez por este facto, podem ter sido aumentados os efeitos negativos das falhas existentes, potencializando então a ocorrência dos fenómenos de sobreescavação.

Como apontamento final, este processo de avaliação da frente, classificando o tipo de maciço, com base na classificação do RMR, foi sendo realizado no local, por indivíduos devidamente qualificados, com intervalos normalmente de 4~5 metros, onde eram apontadas e resumidas numa carta, as ocorrências geológico-geotécnicas respectivas da frente de escavação do maciço, que posteriormente eram avaliadas, determinando o respectivo índice RMR. Um exemplo destas cartas de observação e a posterior análise e determinação do índice RMR, podem ser visualizadas nos Anexos E.

Foram registados problemas nas superfícies da geomembrana impermeável, como foi apresentado no capítulo anterior. As solicitações sobre a geomembrana, capazes de provocar a sua rotura foram pensados acontecer devido a três factores distintos, sendo o primeiro relativo à betonagem, a coluna fluida e dúctil de betão que entraria em contacto com a tela, e ainda alguns efeitos dinâmicos devidos à vibração do betão; o segundo, de natureza rígida, seria a da possível continuação da convergência do maciço (particular relevância em zonas de intersecção de superfícies distintas, como cantos de nichos e saliências bem marcadas, onde tentou-se que o geotêxtil e a membrana não se encostassem à superfície do revestimento primário aquando da execução do revestimento definitivo, de modo a evitar tais solicitações); e o terceiro, também rígido, seria a o risco de perfuração da membrana com a colocação das armaduras do revestimento definitivo. Todos estes factores podiam ser magnificados por superfícies irregulares do revestimento de betão projectado, em situações de saliências metálicas, provocando fissuramentos ou roturas na tela da geomembrana impermeável.

Enquanto estas situações foram precavidas por colocação cuidada das telas de impermeabilização, de referir que de modo a compreender os riscos de perfuração e danificação dos elementos de impermeabilização e drenagem, foram realizados ensaios sobre os mesmos. Os ensaios realizados consistiram simplificadamente, em pressionar o geotêxtil contra a parede onde existiam pontas curtas e normais à parede, em que nunca as fibras penetraram no geotêxtil, onde de facto estas dobravam ou as irregularidades da superfície do betão projectado eram superiores, permitindo que o contacto não se realizasse. Notou-se também, forte corrosão e correspondente enfraquecimento das fibras que estavam salientes do betão projectado, o que corroborou os ensaios realizados, concluído que o risco de perfuração por fibras era extremamente baixo.

Relativamente a um outro fenómeno, que ocorreu pontualmente em alguns trechos do desenvolvimento do túnel, e que não foi abordado de uma forma explicita no capitulo anterior, nomeadamente um problema de infiltrações de água para o interior do túnel, a partir da base a soleira, a partir de meados de Novembro de 2008. Como solução a estes problemas, foi preconizada a

execução de uma laje em betão maciço, nas zonas mais problemáticas. Para tal procedeu-se à escavação da base do túnel a uma cota inferior à da soleira, inicialmente preconcebida, onde posteriormente se procedeu a um enchimento de betão até à cota desejada.

De uma forma geral, pode ser dito, que a obra demonstrou um desempenho, relativos aos trabalhos de escavação e aplicação dos sistemas primários, impermeabilização e drenagem, elevado e eficaz.

11.2. CONCLUSÃO

Após a apresentação dos fundamentos teóricos geológico-geotécnico, assim como a generalidade dos processos actuais de construção de túneis, incluindo os métodos construtivos, sistemas de suporte e complementares, assim como referências a protocolos auxiliares da construção, como os processos de planeamento, controlo e qualidade, foi-nos permitida uma discussão informada sobre a realidade actual do estado da arte em túneis ferroviários para alta velocidade.

Com os capítulos referentes ao caso de estudo, para além da apresentação geral dos conteúdos, metodologias e sistemas empregues nessa Obra, foi possível uma visualização em concreto, dos principais pontos de um projecto de execução de uma obra deste género. Tendo sido verificado a presença da generalidade dos conceitos e abordagens teóricas apresentadas anteriormente.

Por fim, o capítulo referente à execução em obra dos processos de escavação e aplicação do suporte primário, assim como alguns pormenores relativos à instalação dos sistemas de impermeabilização e drenagem e suporte secundário, permitiram passar de uma abordagem plenamente teórica, para um acompanhamento visual desta realidade. Foi procurada ainda a identificação das principais ocorrências, principalmente de natureza negativa, que ocorreram, incluindo a descrição das mesmas e das causas prováveis à sua ocorrência, assim como a descrição geral das soluções preconizadas e posteriormente aplicadas, permitiram também um alargamento da visão global deste processo construtivo, conduzindo uma melhor percepção da natureza implícita às obras subterrâneas, e respectivas dificuldades.

De modo geral, procurou-se identificar processos, mais bem conseguidos e outros menos conseguidos, relativamente ao caso de estudo, fazendo um contraste com o que foi planeado e o que realmente se passou em Obra. Com esta comparação procurou-se que o leitor entendesse de melhor formas as dificuldades inerentes à construção de obras subterrâneas, nomeadamente túneis, ao mesmo tempo que garantir uma base de conhecimento sobre os fenómenos críticos dados na realização da mesma obra, para futura consulta de futuras obras do mesmo género, ou com problemas que se previssem da mesma natureza.

BIBLIOGRAFIA

[1] http://www.britannica.com/EBchecked/topic/609297/tunnels-and-underground-excavations. Consultado em 20/11/2010

[2] Fernández, J.M.G. *Caracterización Geotécnica de Macizos Rocosos*. In *Manual de túneles y obras subterráneas*. pp. 143-181, Ed. C. López Jimeno. Entorno Grafico, S. L. Madrid, 1997.

[3] Oliveira, R. *Estudos geológicos e geotécnicos para projecto de túneis*. Revista Geotecnia, Nº 46. Março de 1986, pp. 9-20, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa.

[4] Bastos, M. *A geotecnia na concepção, projecto e execução de túneis em maciços rochosos*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 1998.

[5] Dinis da Gama, C. *O relatório geotécnico e a sua importância para o projecto de túneis*. 6º Congresso Nacional de Geotecnia, IST, Lisboa. 15 a 18 de Setembro de 1997. Vol.2. pp. 897-904.

[6] Wahlstrom, E. E. *Tunneling in rock*. Ed. Elsevier. pp.250. The Netherlands. (1973)

[7] Silvério, A. *Ensaios in situ no domínio dos túneis em maciços rochosos*. Revista Geotecnia, Nº15. Dezembro de 1975, pp. 43-76, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa.

[8] Gomes, C. *Túnel ferroviário do Rossio – Acompanhamento e análise das obras de reabilitação*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2008.

[9] Almeida e Sousa, J. *Túneis em maciços terrosos – comportamento e modelação numérica*. Dissertação de Doutoramento, Universidade de Coimbra, 1998.

[10] Hoek, E. Brown, E.T. *Underground Excavations in Rock*. Institution of Mining and Metallurgy, London, 1990.

[11] Vargas, F.R. *Sostenimiento con entibación metálica*. In *Manual de túneles y obras subterrâneas*. pp. 515-546, Ed. C. López Jimeno. Entorno Grafico, S. L. Madrid. (1997).

[12] Fernández, E.C., Fidalgo, R.B.N. *Control de calidad durante la contrucción*. In *Manual de túneles y obras subterrâneas*. pp. 653-675, Ed. C. López Jimeno. Entorno Grafico, S. L. Madrid. (1997).

[13] Estefanía Puebla, S. *Revestimento com hormigón y dovelas*. In *Manual de túneles y obras subterrâneas*. pp. 625-652, Ed. C. López Jimeno. Entorno Grafico, S. L. Madrid. (1997).

[14] Justo, J., Lopes, M.G. *Sistemas de impermeabilização e drenagem de túneis em escavação: instalação e controlo de qualidade*. DEC-REC, Nº29. Setembro de 2007, Universidade do Minho, Guimarães.

[15] López, F.Q. *Intrumentación y control geotécnico*. In *Manual de túneles y obras subterrâneas*. pp. 697-719, Ed. C. López Jimeno. Entorno Grafico, S. L. Madrid. (1997).

[16] Cunha, A.P., Fernades, J.G. *Observação de obras subterrâneas*. Revista Geotecnia, Nº28. Março de 1980, pp. 63-90, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa.

[17] Guijarro, J.T. *Excavaión en terrenos blandos*. In *Manual de túneles y obras subterrâneas*. pp. 213-238, Ed. C. López Jimeno. Entorno Grafico, S. L. Madrid. (1997).

[18] Consórcio Intectsa-Inarsa, s.a./G.E.G. *Nota Técnica Túneis*. In *Concurso Público Internacional Ligação Ferroviária de Alta Velocidade entre Porto e Vigo* – lote1A. 17 de Maio de 2005, Porto.

[19] Ferreira, R. *A nova Variante da Trofa*. Trainspotter – Portugal Ferroviário, Edição nº4, Setembro 2010, http://www.portugalferroviario.net, Dezembro 2010.

[20] Cenorgeo. *Concepção/construção do Túnel da Variante da Trofa da Linha do Minho – Trabalhos de Construção Civil – Projecto de Execução*. 11 de Janeiro de 2008. Lisboa

[21] G.E.G. *Relatório Mensal – Linha do Minho, Variante da Trofa, concepção/construção do Túnel*. Maio 2008, Porto

[22] G.E.G. *Relatório Mensal – Linha do Minho, Variante da Trofa, concepção/construção do Túnel*. Junho 2008, Porto

[23] G.E.G. *Relatório Mensal – Linha do Minho, Variante da Trofa, concepção/construção do Túnel*. Julho 2008, Porto

[24] G.E.G. *Relatório Mensal – Linha do Minho, Variante da Trofa, concepção/construção do Túnel*. Agosto 2008, Porto

[25] G.E.G. *Relatório Mensal – Linha do Minho, Variante da Trofa, concepção/construção do Túnel*. Setembro 2008, Porto

[26] G.E.G. *Relatório Mensal – Linha do Minho, Variante da Trofa, concepção/construção do Túnel*. Outubro 2008, Porto

[27] G.E.G. *Relatório Mensal – Linha do Minho, Variante da Trofa, concepção/construção do Túnel*. Novembro 2008, Porto

[28] G.E.G. *Relatório Mensal – Linha do Minho, Variante da Trofa, concepção/construção do Túnel*. Dezembro 2008, Porto

[29] G.E.G. *Relatório Mensal – Linha do Minho, Variante da Trofa, concepção/construção do Túnel*. Janeiro 2009, Porto

[30] G.E.G. *Relatório Mensal – Linha do Minho, Variante da Trofa, concepção/construção do Túnel*. Fevereiro 2009, Porto

[31] G.E.G. *Relatório Mensal – Linha do Minho, Variante da Trofa, concepção/construção do Túnel*. Março 2009, Porto

[32] G.E.G. *Relatório Mensal – Linha do Minho, Variante da Trofa, concepção/construção do Túnel*. Abril 2009, Porto

[33] G.E.G. *Relatório Mensal – Linha do Minho, Variante da Trofa, concepção/construção do Túnel*. Maio 2009, Porto

[34] G.E.G. *Relatório Mensal – Linha do Minho, Variante da Trofa, concepção/construção do Túnel*. Junho 2009, Porto

[35] G.E.G. *Relatório Mensal – Linha do Minho, Variante da Trofa, concepção/construção do Túnel*. Julho 2009, Porto

[36] G.E.G. *Relatório Mensal – Linha do Minho, Variante da Trofa, concepção/construção do Túnel*. Agosto 2009, Porto

[37] Hoek, E. *Pratical Rock Engineering*. 2007. http://www.rocscience.com/education/hoeks_corner. Acesso em Dezembro de 2010.

[38] http://luis363.blogspot.com/2010/08/obras-na-nova-variante-da-trofa-linha.html. Dezembro 2010

ANEXO A

GEOLOGIA E GEOTECNIA

A.1. CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS

A.1.1. CLASSIFICAÇÃO DE TERZAGHI – ROCK MASS CLASSIFICATIONS

A primeira referência ao uso de classificações geomecânicas para o dimensionamento de estruturas de suporte para túneis, surgiu num artigo de Terzaghi em 1946. Neste, surgia a referência a que poderia ser efectuada estimativa de cargas rochosas, sustentada sobre cambotas metálicas a partir de uma classificação descritiva da massa rochosa. A classificação em si não será aprofundada, servindo apenas como registo histórico, onde no entanto deverá ser referido que Terzaghi apontou e classificou diferentes tipos rochosos, mediante as suas características geológicas, mineralógicas, fragmentação e de comportamento aquando escavadas. Nessa descrição ele divide o maciço rochoso em rocha intacta, rocha estratificada, rocha moderadamente com juntas, rocha com pequenos blocos, rocha triturada, rocha sujeita a apertamento ("squeezing") e rocha sujeita a inchamento ("swelling").

Da classificação realizada, a boa descrição inerente da mesma, assim como os comentários práticos e concisos sobre o seu comportamento, levou a uma boa base de conhecimento, particularmente quanto a situações em que a acção gravítica constituía a principal carga. [Hoek]

A.1.2. CLASSIFICAÇÃO DE DEERE – RQD (ROCK QUALITY DESIGNATION INDEX)

O índice RQD foi desenvolvido por Deere (Deere et al) em 1967, de modo a dar uma estimativa quantitativa da qualidade da rocha extraída de testemunhos de furação. O índice RQD é definido como a percentagem de pedaços intactos de rocha superiores a 100mm no total do desenvolvimento do testemunho.

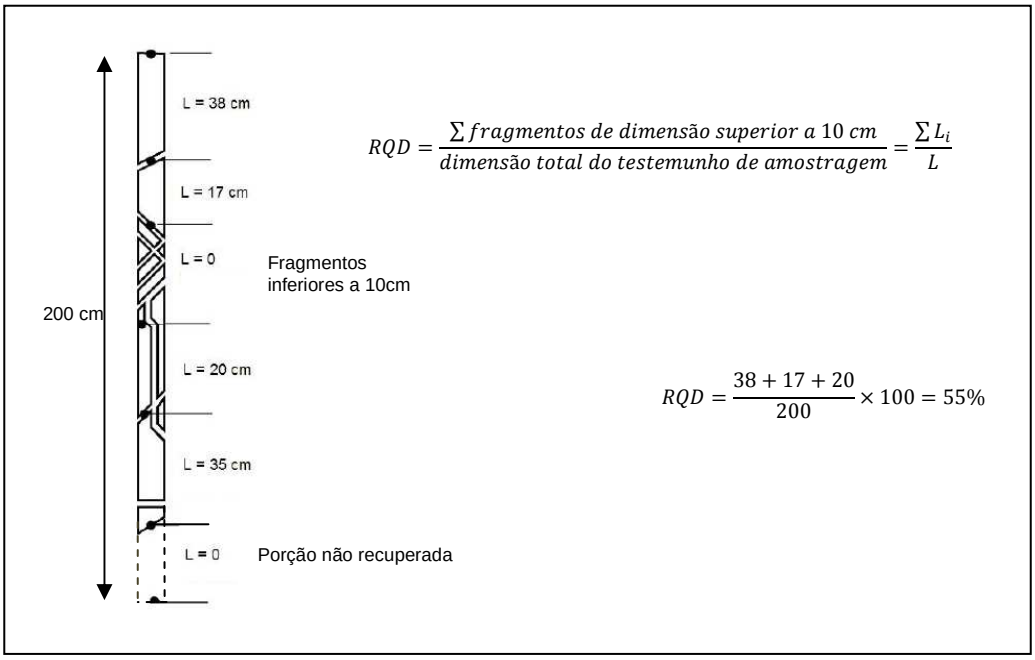


Fig.14 – Fórmula para cálculo do Índice RQD e exemplo [adaptado de Hoek [37]]

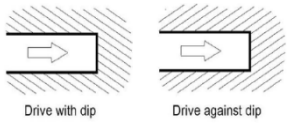
A.1.3. CLASSIFICAÇÃO DE WICKHAM – RSR (ROCK STRUCTURE RATING)

Wickham e tal (1972) desenvolveu um método quantitativo para descrever a qualidade da massa de rochosa e a partir de esta, seleccionar um tipo de suporte apropriado. O significado desta classificação é o facto de ter introduzido uma classificação numérica às componentes da Geologia, Geometria e Hidrologia, característicos do maciço em estudo.

A - General area geology

	Basic Rock Type				Geological Structure			
	Hard	Medium	Soft	Decomposed				
Igneous	1	2	3	4		Slightly	Moderately	Intensively
Metamorphic	1	2	3	4		Folded or	Folded or	Folded or
Sedimentary	2	3	4	4	Massive	Faulted	Faulted	Faulted
Type 1					30	22	15	9
Type 2					27	20	13	8
Type 3					24	18	12	7
Type 4					19	15	10	6

B - Joint pattern, direction of drive



Average joint spacing	Strike ⊥ to Axis: Direction of Drive: Both	Strike ⊥ to Axis: Direction of Drive: With Dip		Strike ⊥ to Axis: Direction of Drive: Against Dip		Strike || to Axis: Direction of Drive: Either direction		
	Dip of Prominent Joints [a]					Dip of Prominent Joints		
	Flat	Dipping	Vertical	Dipping	Vertical	Flat	Dipping	Vertical
1. Very closely jointed, < 2 in	9	11	13	10	12	9	9	7
2. Closely jointed, 2-6 in	13	16	19	15	17	14	14	11
3. Moderately jointed, 6-12 in	23	24	28	19	22	23	23	19
4. Moderate to blocky, 1-2 ft	30	32	36	25	28	30	28	24
5. Blocky to massive, 2-4 ft	36	38	40	33	35	36	24	28
6. Massive, > 4 ft	40	43	45	37	40	40	38	34

C - Groundwater, joint condition

Anticipated water inflow	Sum of Parameters *A* + *B*: 13 - 44			45 - 75		
	Joint Condition [b]					
gpm/1000 ft of tunnel	Good	Fair	Poor	Good	Fair	Poor
None	22	18	12	25	22	18
Slight, < 200 gpm	19	15	9	23	19	14
Moderate, 200-1000 gpm	15	22	7	21	16	12
Heavy, > 1000 gp	10	8	6	18	14	10

[a] Dip: flat: 0-20°; dipping: 20-50°; and vertical: 50-90°

[b] Joint condition: good = tight or cemented; fair = slightly weathered or altered; poor = severely weathered, altered or open

Tabela A1 – Sistema de classificação RSR (Hoek, E. [37])

A figura seguinte ilustra a estimativa do sistema de suporte, considerando um sistema de betão projectado conjunto com perfis metálicos espaçados e pregagens espaçadas, com base na classificação RMR.

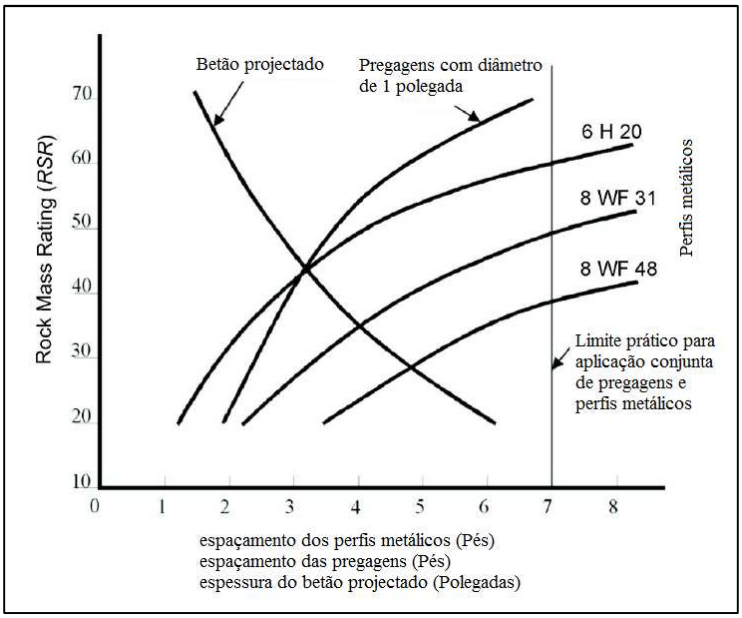


Fig.A1 – Correlação do sistema de suporte com classificação de RSR (adaptado de Hoek, E. [37])

A.1.4. CLASSIFICAÇÃO DE BIENIAWSKI - RMR (ROCK MASS RATING)

A classificação geomecânica proposta por Bieniawski em 1976, que para alem de ser bastante versátil e de fácil utilização, considera cinco parâmetros característicos do maciço rochoso, atribuindo a cada um diferentes pesos relativos (Tabela A2). Esta classificação é ainda hoje bastante utilizada como meio de prédimensionamento.

Os parâmetros que determinam esta classificação são:

- Resistência à compressão uniaxial da rocha ou o índice de resistência à compressão pontual [MPa];
- Índice RQD, relativo à qualidade da perfuração [%];
- Grau de fracturação do maciço, através do espaçamento médio entre descontinuidades [m];
- Estado das descontinuidades, segundo a rugosidade [qualitativo];
- Condições hidrogeológicas, aferidas pelo caudal de água em cada troço de 10 m de túnel [l/min] ou pela relação entre a pressão da água intersticial e a tensão principal máxima [adim.] ou pelas condições gerais (seco, ressurgências, etc.).

O somatório dos pesos, obtidos pelas ponderações acima referidas, é ainda corrigido segundo as características de orientação das descontinuidades (ângulos e posição relativa ao eixo do túnel). Deste modo, resulta um valor final, denominado RMR (*Rock Mass Rating*), que determina a classe a que o maciço rochoso pertence, numa escala de I a V, crescente com a diminuição de qualidade do maciço.

1	Resistência à compressão simples	> 200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	< 25 MPa 10-25 3-5 1-3
	Pesos	15	12	7	4	2 1 0
3	R.Q.D.	90-100 %	75-90 %	50-75 %	25-50 %	< 25%
	Pesos	20	17	13	8	3
	Espaçamento entre fracturas	> 3 m	1-3 m	0,3-1 m	50 - 300 mm	< 50 mm
	Pesos	30	25	20	10	5
4	Condições físicas e geométricas das fracturas	Sup. muito rugosas sem continuidade fechadas sem preenchimento	Sup. Pouco rugosa abertura < 1mm sem alteração	Sup. Pouco rugosa abertura < 1 mm alteração adjacente	Enchimento argiloso < 5 mm espessura; abertura 1 a 5 mm diaclases contínuas	Enchimento argiloso com espessura > 5 mm abertura > 5 mm diaclases contínuas
	Pesos	25	20	12	6	0
5	Água subterrânea (por 10 m de túnel)	Completamente seco		Pequenas escorrências (25 l/min.)	Ressurgência com pequena pressão (25-125 l/min)	Fortes ressurgências (125 l/min.)
	Pesos	10		7	4	0
6	Orientação das descontinuidades	Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
	Pesos	0	-2	-5	-10	-12

Tabela A2 – Classificação RMR – distribuição de pesos (adaptado Hoek, E. [37])

Após ponderação e somatório dos pesos, e ainda uma correcção segundo as características de orientação das descontinuidades (ângulos e posição relativa ao eixo do túnel), resulta um valor final, denominado RMR (*Rock Mass Rating*) assim como valores característicos do maciço, nomeadamente a coesão e ângulo de atrito. A partir destes será possível determinar a classe a que o maciço rochoso pertence, numa escala de I a V, crescente com a diminuição de qualidade do maciço, e com base nestas cinco classes é possível associar a valores de interesse da caracterização do maciço rochoso, o vão máximo, o tempo de autosustentação assim um pré-dimensionamento do sistema de suporte primário.

Classe	I	II	III	IV	V
Descrição da qualidade	Muito boa	Boa	Razoável	Má	Muito má
RMR	100-90	90-70	70-50	50-25	<25
Coesão do maciço rochoso	>300 KPa	300-200 KPa	200-150 KPa	150-100 KPa	<100 KPa
Ângulo de atrito do maciço	>45º	45º-40º	40º-35º	35º-30º	<30º

Tabela A3 – Classes de maciços rochosos [a]

[a] Bieniawski, Z.T., *Rock mechanics design in mining and tunneling.* Ed. A.A. Balkema. 1984

A.1.5. CLASSIFICAÇÃO DE BARTON – Q (ROCK TUNNELING QUALITY INDEX)

Com base num elevado número de casos históricos de escavações subterrâneas, Barton e tal, propôs em 1974, um índice para a determinação das características das massas rochosas assim como as necessidades para o sistema de suporte primário.

A classificação geomecânica de Barton et al considera, na sua análise, seis parâmetros sendo eles, o índice da qualidade da furação (RQD [%]), o grau de fracturação do maciço ponderado de acordo com o número de famílias de descontinuidades presentes e a sua posição relativa (Jn), o estado das descontinuidades segundo a rugosidade (Jr), o grau de alteração das descontinuidades de acordo com o grau de alteração e preenchimento das descontinuidades (Ja), as condições hidrogeológicas aferidas pelo caudal de água (Jw), e ainda o estado de tensão in situ relativo às ocorrências de zonas de baixa resistência (SRF). [Bastos, Mários]

Os parâmetros da classificação de Barton são apresentados na tabela A4.

FACTOR ESR - Escavation Support Ratio	**ESR**
A. Aberturas mineiras temporárias	ca.3-5
B. Poços de minas	
1. com secção circular	ca.2,5
2. com secção quadrada ou rectangular	ca.2,0
C. Aberturas mineiras permanentes; túneis hidráulicos para centrais hidroeléctricas (excluindo comportas de alta pressão); túneis piloto, galerias para grandes escavações, etc.	1,6
D. Câmaras de armazenamento, estações de tratamento de água, estradas menores e túneis ferroviários (cavernas hemisféricas)	1,3
E. Estações eléctricas, túneis maiores para estradas e ferrovias, câmaras de protecção civil, etc.	1
F. Estações nucleares subterrâneas, estações ferroviárias, fábricas, etc.	ca.0,8

FACTOR DE RUGOSIDADE DAS DESCONTINUIDADES	**Jr**
(a) *Contacto entre as paredes da descontinuidade e*	
(b) *Contacto entre as paredes da descontinuidade com deslocamento relativo < 10 cm*	
A. Juntas descontínuas	4
B. Rugosas ou irregulares, ondulantes	3
C. Pouco rugosas, ondulantes	2
D. Polidas, ondulantes	1,5
E. Rugosas ou irregulares, planas	1,5
F. Pouco rugosas, planas	1,0
G. Polidas, planas	0,5
(c) *Falta de contacto entre as paredes da descontinuidade, após deslocamento relativo*	
H. Zona com minerais argilosos suficientemente espessa para impedir contacto entre as paredes da descontinuidade	1,0
I. Zona com areia, cascalho ou material fragmentado, suficientemente espessa para impedir o contacto entre as paredes das descontinuidades	1,0
OBS. (1) As descrições referem-se a características de pequena escala e escala intermédia, por essa ordem; (A a G); (2) Acrescentar 1,0 se o espaçamento médio da família da descontinuidade em causa for superior a 3 m; (3) Jr = 0,5 pode utilizar-se para descontinuidades planas e polidas, com lineações, desde que estas estejam orientadas para resistência mínima.	

FACTOR DE Nº DE DESCONTINUIDADE	Jn
A. Rocha maciça ou com apenas algumas fracturas dispersas	0,5 - 1,0
B. Uma família de descontinuidades	2
C. Uma família de descontinuidades mais algumas fracturas dispersas	3
D. Duas famílias de descontinuidades	4
E. Duas famílias de descontinuidades mais algumas fracturas dispersas	6
F. Três famílias de descontinuidades	9
G. Três famílias de descontinuidades mais algumas fracturas dispersas	12
H. Quatro ou mais famílias de descontinuidades dispersas, muito próximas,	15
I. Rocha decomposta, com comportamento de solo	20
OBS. (1) No caso de intersecções de fracturas usar 3xJn; (2) No caso dos emboquilhamentos usar 2xJn	

FACTOR DE ALTERAÇÃO DA DESCONTINUIDADE	Ja	ϕr
(a) *Contacto entre as paredes das descontinuidades*		
A. Paredes duras, compactas, preenchimentos impermeáveis (quartzo ou epídoto)	0,75	(-)
B. Paredes sem alteração, somente ligeira coloração	1	25-35º
C. Paredes ligeiramente alteradas, com partículas arenosas e de rochas desintegradas sem argila	2	25-30º
D. Paredes com películas siltosas ou areno-argilosas e pequena quantidade de argila	3	20-25º
E. Paredes com películas de materiais moles ou de pequeno ângulo de atrito (caolite ou mica). Também clorite, talco, gesso, grafite, e pequenas quantidades de argilas expansivas	4	8-16º
(b) Contacto entre as paredes das descontinuidades com deslocamento relativo < 10 cm		
F. Paredes com partículas de areia, rocha desintegrada sem argila	4	25-30º
G. Fracturas com preenchimento argiloso muito sobreconsolidado (contínuo, espessura <5mm)	6	16-24º
H. Fracturas com preenchimento argiloso com média a baixa sobreconsolidação (contínuo, espessura < 5 mm)	8	12-16º
A. Fracturas com preenchimento argiloso expansivo, por exemplo, montmorilonite (contínuo, espessura <5mm). O valor de Ja depende da percentagem de argila expansiva, do acesso à água, etc.	8-12	6-12º
(c) *Não há contacto entre as paredes das descontinuidades, com deslocamento relativo*		
K,L,M. Zonas ou faixas com rocha desintegrada ou fracturada e argila (ver G, H, J para condições do material argiloso	6, 8 ou 8-12	6-24º
N. Zonas ou faixas siltosas ou areno-argilosas com pequenas quantidades de argila	5	(-)
O, P, R. Zonas ou faixas espessas e contínuas de argila (ver G, H, J para condições do material argiloso)	10, 13 ou 13-20	6-24º

FACTOR DE REDUÇÃO HIDRÁULICA	Jw	P_w (MPa)
A. Escavações a seco, ou mínimas afluências de água, isto é, < 5 l/min, localmente	1	<0,1
B. Afluências ou pressões médias, lavagem dos preenchimentos, ocasionalmente	0,66	0,1-0,25
C. Afluências elevadas ou pressões elevadas em rocha competente com fracturas sem preenchimentos	0,5	0,25-1
D. Afluências elevadas ou pressões elevadas com lavagens consideráveis dos preenchimentos	0,33	0,25-1
E. Afluências excepcionalmente elevadas ou pressões de água "explosivas", decaindo com o tempo	0,2-0,1	>1
F. Afluências excepcionalmente elevadas ou pressões de água "explosivas", contínuas sem diminuição com o tempo	0,1-0,05	>1
OBS. (1) Os valores de C a F são estimativas grosseiras. Se forem instaladas medidas de drenagem, aumentar Jw; (2) Não foram considerados problemas específicos causados pela formação de gelo.		

FACTOR SFR (Stress Reduction Factor)	SFR
(a) *Zonas fracas intersectadas pela escavação que poderão causar perda de maciço rochoso quando o túnel for escavado*	
A. Ocorrência de múltiplas zonas fracas, contendo argila ou rocha decomposta (quimicamente); rocha envolvente muito solta (qualquer profundidade)	10
B. Zona fraca única contendo argila ou rocha decomposta quimicamente (profundidade de escavação ≤50m)	5
C. Zona fraca única contendo argila ou rocha decomposta quimicamente (profundidade de escavação >50m)	2,5
D. Zonas de corte múltiplo em rocha competente (sem argila), rocha envolvente solta (qualquer profundidade)	7,5
E. Zona de corte única em rocha competente e sem argila (profundidade de escavação ≤ 50 m)	5
F. Zona de corte única em rocha competente e sem argila (profundidade de escavação > 50 m)	2,5
G. Fracturas abertas, muito próximas, tipo "cubo de açúcar" (qualquer profundidade)	5
(b) *Rocha competente, problemas de tensão*	
H. Baixa tensão; próximo da superficie ($\sigma_c/\sigma_1 > 200$ e $\sigma_t/\sigma_1 > 13$)	2,5
I. Tensão média ($10<\sigma_c/\sigma_1<200$; $0,66<\sigma_t/\sigma_1<13$)	1
J. Tensão elevada, estrutura muito compacta, usualmente favorável à estabilidade, poderá ser desfavorável à estabilidade das paredes ($5<\sigma_c/\sigma_1<10$; $0,33<\sigma_t/\sigma_1<0,33$)	0,5-2
K. "Golpe de terreno" suave ($2,5<\sigma_c/\sigma_1<5$; $0,16<\sigma_t/\sigma_1<0,33$)	5-10
L. "Golpe de terreno" ($\sigma_c/\sigma_1<2,5$ e $\sigma_t/\sigma_1<0,16$)	10-20
(c) *Rocha compressível; fluência plástica de rocha branda sob influência de elevada pressão rochosa*	
M. Pressão rochosa média de compressibilidade	5-10
N. Pressão rochosa elevada de compressibilidade	10-20
(d) *Rocha expansiva, dependente da presença de água*	
O. Pressão rochosa média de expansibilidade	5-10
P. Pressão rochosa elevada de expansibilidade	10-15
OBS. (1) De A a G, reduzir os valores de SRF em 50% se as zonas de corte só influenciarem mas não intersectarem a escavação. (2) De H a L, para um campo de tensões *in situ* fortemente anisotrópico (caso medido); quando $5<\sigma_1/\sigma_3\leq10$, reduzir σ_c e σ_t para $0,8\sigma_c$ e $0,8\sigma_t$. Quando $\sigma_1/\sigma_3>10$, reduzir σ_c e σ_t para $0,6\sigma_c$ e $0,6\sigma_t$, onde σ_c corresponde à tensão de compressão não confinada e σ_t à resistência à tracção (Point Load) e σ_1 e σ_3 as tensões principais máxima e mínima. (3) Existem poucos casos disponíveis, onde a profundidade do tecto abaixo da superficie é menor do que a largura do vão. Nestes casos, sugere-se que SRF seja aumentado de 2,5 para 5 (ver H).	

Tabela A4 – Parâmetro do sistema Q da classificação de Barton [b]

NOTAS ADICIONAIS A TER EM CONTA NA UTILIZAÇÃO DA TABELA ANTERIOR

Quando se faz estimativas da qualidade do maciço rochoso (Q), as seguintes considerações deverão ser seguidas:

1 - Quando não existem sondagens, o RQD pode ser estimado através do número de fracturas por unidade de volume, ao qual é adicionado o número de fracturas por metro em cada família. Poderá ser utilizada uma simples relação para converter este número em RQD, no caso de maciços rochosos sem argila (Palmstrφm, 1975): RQD = 115 - 3,3 Jv, sendo Jv o número total de fracturas por metro cúbico (RQD = 100% se Jv < 4,5).

2 - O parâmetro Jn, que representa o nº de famílias, é afectado muito frequentemente pela foliação, xistosidade ou estratificação. Se forem muito marcadas (ou desenvolvidas) estas descontinuidades deverão ser obviamente ser consideradas como uma família de descontinuidades. No entanto, se forem identificados só alguns destes planos, ou apenas fracturas ocasionais nos tarolos das sondagens devido a estes planos, será mais apropriado considerá-las como fracturas ocasionais quando se avaliar Jn.

3 - Os parâmetros Jr e Ja (representando a resistência ao corte) deverá ser relevante para a família mais fraca ou com preenchimentos argilosos. No entanto, se a família de descontinuidades com o valor mínimo tem orientação favorável para a estabilidade, então uma segunda família com orientação mais desfavorável poderá ter maior importância e o seu maior valor de Jr/Ja deverá ser usado para avaliar Q. O valor de Jr/Ja deverá ser o relacionado com a superfície mais provável para a rotura se iniciar.

[b] Barton et all, *Estimation of Support Requirements for Underground Excavations.* Society of Mining Engineering. W. A. Hustrulid editor. 1982

4 - Quando uma massa rochosa contiver argila, o factor SRF apropriado para a perda de carga deverá ser avaliado na tabela anterior. Nestes casos, a resistência do maciço rochoso intacto terá pouco interesse. No entanto, quando a fracturação é pouco intensa e a argila é totalmente ausente, a resistência do maciço rochoso intacto poderá tornar-se o ponto mais fraco e a estabilidade dependerá então da relação tensão na rocha/resistência da rocha. Um campo de tensões fortemente anisotrópico é desfavorável para a estabilidade e é toscamente estabelecida como indicado nas observações da tabela.

5 - As tensões de compressão e de Carga Pontual (σc e σt) na rocha intacta deverá ser avaliada em condições saturadas se tal for apropriado, tendo em consideração condições *in situ*, no presente ou no futuro. Uma estimativa muito conservativa das tensões deve ser feitas para aquelas rochas que se deteriorem em condições saturadas ou mistas.

Com este critério de caracterização, Barton estabeleceu uma expressão empírica para o cálculo do índice de qualidade do maciço rochoso, Q a partir da expressão seguinte.

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

Ainda de salientar que as três parcelas representam respectivamente o tamanho dos blocos $\left(\frac{RQD}{J_n}\right)$, o força de ligação entre blocos, ou seja, a resistência ao deslizamento de descontinuidades $\left(\frac{J_r}{J_a}\right)$, e a tenção activa $\left(\frac{J_w}{SRF}\right)$, ainda que no entanto existam outros parâmetros que poderiam melhorar a confiança do método, como por exemplo a direcção das juntas dos blocos. [Hoek]

Com o objectivo de encontrar uma relação entre o índice Q, a estabilidade e o sistema de suporte requerido, Barton et al. (1974) definiu um parâmetro adicional que chamou de "Dimensão Equivalente" (De) da escavação. Este valor é calculado dividindo a dimensão da escavação, (o diâmetro ou a altura das paredes da escavação) pelo ESR, que significa Índice de Suporte do tipo de Escavação (ESR - Excavation Suport Ratio).

$$D_e = \frac{Dimensão\ da\ escavação\ (diametro\ ou\ altura\ das\ paredes)}{ESR}$$

O valor de ESR está relacionado com o uso da escavação e o grau de segurança necessário no sistema de suporte para manter a estabilidade. Barton (1974) sugeriu os seguintes valors de ESR, presentes na seguinte tabela.

	TIPO DE ESCAVAÇÃO	ESR
A	Escavações em minas temporárias	3-5
B	Túneis verticais (poços): seção circular seção retangular ou quadrada	 2,5 2,0
C	Escavações em minas permanentes, Túneis com fluxo de água (excluindo Túneis de adução a alta pressão), Túneis piloto, Túneis de ligação de poços e frentes de avanço de grande porte.	1,6
D	Cavernas de estocagem, plantas de tratamento de água, pequenas auto-estrada e linhas ferroviárias subterrâneas, acesso a cavernas confinadas, Túneis de acesso em geral	1,31
E	Usinas hidrelétricas, grandes auto pistas e linhas ferroviárias subterrâneas, cavernas de segurança, portais, interseções.	1,0
F	Estações nucleares subterrâneas, estações ferroviárias subterrâneas, fábricas.	0,8

Tabela A5 – Valores sugeridos de ESR (adaptado de Barton, 1974 in Bastos, M. [4])

A dimensão equivalente, De, em conjunto com o valor de Q, é utilizada para determinar o número das categorias de suporte necessárias (Barton et al., 1974), o que foi ultimamente actualizado por Grimstad e Barton em 1993 (Barton, 1995), que reflecte o uso crescente do reforço de fibra de aço em betão projectado como suporte para escavações subterrâneas. A partir destes parâmetros, foi possível também determinar o tempo de autosustentação, o vão máximo sem necessidade de suporte, bem como os tipos de suporte a instalar para cada valor da qualidade de maciço.

A.2. MECÂNICA DOS SOLOS E ROCHAS – ROCK MASS PROPERTIES

De forma a poder dimensionar os sistemas de suporte, aquando se processa à abertura de uma cavidade num maciço, é necessário compreender ou prever o comportamento do mesmo. Neste âmbito entra a mecânica dos solos ou rochas. È a partir de valores característicos das suas propriedades mecânicas que se podem prever modelos de comportamento, incluindo o comportamento das tensões instaladas até ao fenómeno de ruptura. De seguida serão abordados alguns pontos referentes ao comportamento dos maciços, perante a realização de obras subterrâneas, assim como alguns dos parâmetros e definições características necessários á sua definição. O texto neste subcapítulo foi na sua maior parte retirado da dissertação de Espindola, F. (2004). [c]

A.2.1. TENSÕES *IN SITU*

A rocha em profundidade é submetida a tensões resultantes do peso dos estratos sobrejacentes e de tensões de origem tectónica, conhecidas como tensões *in situ*. Quando uma abertura é escavada na rocha, o campo de tensões *in situ* é perturbado e um novo tensor de tensões é induzido na rocha circundante à abertura. Um conhecimento das magnitudes e das direcções das tensões *in situ* e consequentemente das tensões induzidas é um componente essencial do projecto de uma escavação subterrânea, para verificar se a resistência da rocha não será excedida, resultando na instabilidade da abertura.

[c] Espindola, F. *Análise do comportamento de aberturas circulares em maciços rochoso utilizando diferentes sistemas de suporte*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Novembro de 2004.

A tensão vertical sobre um elemento de rocha numa profundidade qualquer é normalmente assumida como resultante do peso geostático sobre este elemento e dada pele fórmula seguinte, onde o peso unitário da rocha sobrejacente corresponde a $\boldsymbol{\gamma}$ e a profundidade abaixo da superfície a $\boldsymbol{z}$.

$$\sigma_v = \gamma . z$$

As medidas da tensão vertical em várias obras de mineração e obras de engenharia civil ao redor do mundo confirmam que esta expressão é válida para a grande maioria dos casos (Hoek 1998).

As tensões horizontais agindo num elemento de rocha a uma profundidade z são muito mais complicadas de estimar que a tensão vertical. Normalmente, a relação entre a tensão horizontal média e a tensão vertical é dada pela fórmula seguinte, onde o coeficiente de impulso em repouso corresponde a $\boldsymbol{K_0}$.

$$\sigma_h = K_0 . \sigma_v = k_0 . \gamma . z$$

Terzaghi & Richart em 1952 citado por Hoek et al. (1995) sugeriram que para uma massa de rocha sedimentar em que nenhuma deformação lateral foi permitida durante a formação dos estratos sobrejacentes, e sem ser submetida a nenhum processo de deposição posterior, o valor de k é independente da profundidade e é dado pela fórmula seguinte, onde o coeficiente de Poisson para o maciço rochoso corresponde a $\boldsymbol{v}$.

$$K_0 = \frac{v}{1 - v}$$

Esta expressão, muito usada nos primórdios da mecânica das rochas, provou ser de pouca aplicabilidade e é raramente utilizada hoje. As medidas de tensões horizontais em obras civis e de mineração ao redor do mundo mostram que o valor de k tende a ser alto na superfície e diminui com a profundidade, tendendo a 1 para obras muito profundas segundo Brown & Hoek em 1978 e Herget em 1988, citado por Hoek et al. [a]

A.2.2. TENSÕES INDUZIDAS

Quando uma abertura subterrânea é escavada num maciço rochoso tencionado, as tensões vizinhas da nova abertura se redistribuem. A convenção usada em mecânica das rochas é aquela que tensões de compressão são sempre positivas e que as três tensões principais são numeradas tal que σ1 seja a maior e que σ3 seja a menor algebricamente das três.

Os contornos das magnitudes da tensão principal máxima σ1 e principal mínima σ3, para o caso em que a tensão horizontal é $3\sigma_v$, relativos a à abertura de uma cavidade horizontal numa rocha, são dados na figura seguinte.

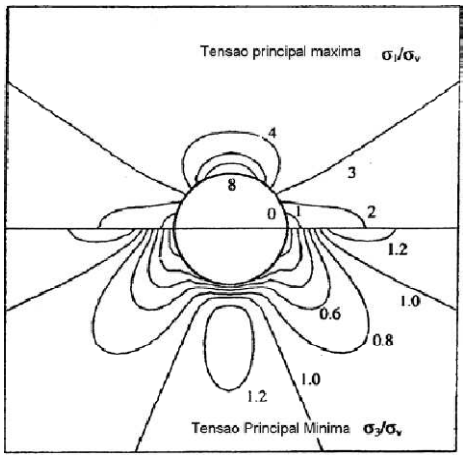


Fig.A2 – Contornos da tensão principal máxima e da tensão principal mínima, ao redor de uma perfuração horizontal em rocha, submetida a uma tensão vertical "in situ" de σv e uma tensão horizontal "in situ" de 3σv, (modificado – Hoek et all. [a]).

Esta figura mostra que a redistribuição de tensões é concentrada na rocha muito próxima à perfuração. Numa distância de três vezes o raio do centro da perfuração, a perturbação ao campo de tensões *in situ* é insignificante. Kirsch em 1898, citado por Hoek et al. (1995) publicou uma solução analítica para a distribuição de tensões num plano elástico tencionado contendo um buraco circular e este formou a base para muitos estudos prévios de comportamento da rocha ao redor de túneis e poços.

A.2.3. RESISTÊNCIA DAS ROCHAS

Um dos problemas mais importantes em projectos de escavações subterrâneas é a estimativa da resistência e da deformabilidade do maciço rochoso. No caso de um maciço rochoso fracturado, uma avaliação destas propriedades apresenta problemas do tipo experimental e teórico. Entretanto, como esta questão é de importância fundamental em quase todos os projectos importantes envolvendo escavações em rocha, é essencial que as tentativas de avaliar as propriedades de resistência e deformabilidade sejam tão realistas quanto possível.

A resistência da rocha, entende-se como o nível máximo de tensões que pode ser suportado por um meio ou material. A apresentação dos dados da resistência da rocha é normalmente associado a um critério de rotura, que vai depender do to tipo do problema e a finalidade que se pretenda.

Quando se lida com problemas de queda de cunha, onde métodos de equilíbrio limite de análise são usados, o melhor critério de ruptura é aquele que expressa a resistência ao corte em termos de tensão normal efectiva, agindo sobre um plano de descontinuidade. Por outro lado, quando se analisa a estabilidade das escavações subterrâneas, a resposta da rocha às tensões principais agindo sobre cada elemento é de interesse superior. Neste último caso, o método de análise mais adequado é o ensaio triaxial, com a rotura em termos da tensão principal maior versus tensão principal menor, permitindo definir o critério de rotura.

Este estudo porém, não é de natureza simples, pois, o entendimento do comportamento do maciço rochoso fracturado requer um estudo da rocha intacta e das descontinuidades individuais que vão compor o maciço. È normalmente necessário, o estudo alargado do número, orientação e natureza das

descontinuidades, assim como dos blocos de rocha intacta e respectivos movimentos de translação, rotação ou esmagamento em resposta às tensões impostas sobre o maciço rochoso. Como um grande número de possíveis combinações de formas e tamanhos de blocos existe, é obviamente necessário encontrar quaisquer tendências que sejam comuns a todas estas combinações, de forma a uma correcta análise do comportamento geral.

A.2.3. CRITÉRIO HOEK-BROWN

A.2.3.1. INTRODUÇÃO

Como foi referido anteriormente, a modelação do comportamento do solo ou rocha, nomeadamente estimativas fiáveis dos parâmetros resistentes e de deformabiliade do solo e das massas rochosas, é de natureza imprescindível para qualquer forma de análise do comportamento de trabalhos subterrâneos.

Hoek e Brown, em 1980, propuseram um método de obter estimativas da força de interacção entre blocos rochosos, baseado numa avaliação das condições de ligação e bloqueio e propriedade das superfícies entre esses blocos. Este método foi refinado ao longo dos anos de modo a corresponder às necessidades de utilizadores que o estavam aplicando a problemas, os quais não eram considerados no critério original. Eventualmente a aplicação deste mesmo critério a massas rochosas de muito pobre qualidade catapultou mais mudanças e o desenvolvimento de uma nova classificação, denominada de GSI (Geological Strength Index).

Finalmente, em 2002, este critério sofreu uma revisão massiva, refinando as curvas características, que era necessário à aplicação do critério a modelos numéricos, permitindo ainda a estimativa dos parâmetros de Mohr Coulomb. [37]

A.2.3.2. CRITÉRIO DE ROTURA GENERALIZADO DE HOEK-BROWN

É apresentado de seguida a versão recente do critério de Hoek-Brown, numa forma que tem sido considerada prática em campo e que parece dar resultados fiáveis para o uso em modelações numéricas de análise, correntemente utilizados em obras de Engenharia geotécnica.

A fórmula geral correspondente ao critério Hoek-Brown é a seguinte, onde $\boldsymbol{\sigma'_1}$ e $\boldsymbol{\sigma'_3}$ correspondem ao máximo e mínimo valor das tensões principais efectivas no ponto de rotura, respectivamente. O parâmetro $\boldsymbol{m_b}$ corresponde ao valor da constante de Hoek-Brown $\boldsymbol{m}$ para a massa rochosa, $\boldsymbol{s}$ e $\boldsymbol{a}$ são constantes dependentes das características das rochas e $\boldsymbol{\sigma_{ci}}$ é o valor da resistência à compressão uniaxial do bloco intacto da rocha.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci}\left(m_b.\frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s\right)^a \quad ; \quad \sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci}\left(m_i.\frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1\right)^{0,5}$$

versão generalizada versão para rochas intactas

Após a realização de pelo menos cinco ensaios, e a determinação das tensões $\boldsymbol{\sigma'_1}$ e $\boldsymbol{\sigma'_3}$, é possível a partir da fórmula seguinte, determinar por derivação, os valores da tensão de compressão uniaxial, σ_{ci} e o valor da constante de Hoek-Brown, m_i.

$$y = m.\sigma_{ci}.x + s.\sigma_{ci} \quad ; \quad x = \sigma'_3 \quad ; \quad y = (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2$$

No entanto, quando os ensaios laboratoriais não são possíveis, a sua estimativa é possível através de tabelas.

Na tabela seguinte, está campo de estimativas da força de resistência à compressão uniaxial para diferentes tipos de rocha segundo a sua classificação, o método de aferir a sua resistência em campo assim como alguns exemplos.

Grade*	Term	Uniaxial Comp. Strength (MPa)	Point Load Index (MPa)	Field estimate of strength	Examples
R6	Extremely Strong	> 250	>10	Specimen can only be chipped with a geological hammer	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite
R5	Very strong	100 - 250	4 - 10	Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, limestone, marble, rhyolite, tuff
R4	Strong	50 - 100	2 - 4	Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it	Limestone, marble, phyllite, sandstone, schist, shale
R3	Medium strong	25 - 50	1 - 2	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer	Claystone, coal, concrete, schist, shale, siltstone
R2	Weak	5 - 25	**	Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer	Chalk, rocksalt, potash
R1	Very weak	1 - 5	**	Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife	Highly weathered or altered rock
R0	Extremely weak	0.25 - 1	**	Indented by thumbnail	Stiff fault gouge

* Grade according to Brown (1981).
** Point load tests on rocks with a uniaxial compressive strength below 25 MPa are likely to yield highly ambiguous results.

Tabela A6 – Estimativa da resistência à compressão uniaxial para diferentes tipos de rochas, Hoek, E. [37]

A tabela seguinte corresponde à atribuição de valores da constante m_i para rochas intactas, por grupo de rochas. De notar que os valores entre parênteses correspondem a estimativas.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates* (21 ± 3) Breccias (19 ± 5)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2 Greywackes (18 ± 3)	Claystones 4 ± 2 Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
		Organic				Chalk 7 ± 2
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	Foliated**		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Granodiorite (29 ± 3)	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

* Conglomerates and breccias may present a wide range of m_i values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone to values used for fine grained sediments.
* *These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

Tabela A8 – Valores da constante **mi** para rochas intactas, Hoek, E. [37]

As constantes de Hoek Brown, nomeadamente os parâmetros $\boldsymbol{s}$, $\boldsymbol{m_b}$ e $\boldsymbol{a}$ são determinados pelas fórmulas seguintes, necessitando no entanto dos valores da classificação GSI e D (factor de disturbação), que serão abordados nos pontos seguintes.

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3.D}\right)} \quad ; \quad m_b = m_i . e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14.D}\right)} \quad ; \quad a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}}\right)$$

Será de referir que, entre 1980 a 1994 eram utilizados os sistemas de classificação geomecânicas RMR e Q na estimativa das constantes ***m*** e ***s*** para maciços rochosos do critério de ruptura de Hoek-Brown, pois estes eram os sistemas mais utilizados para a classificação de maciços rochosos e para o projecto de suporte de escavações nestes maciços. Estas classificações continuam sendo as mais difundidas, porém foram constatados problemas potenciais na utilização destes sistemas de classificação.

Um exemplo é o de um túnel escavado num maciço rochoso muito fracturado e submetido a um determinado campo de tensões *in situ*. Se utilizado o sistema de classificação Q para estimar a qualidade do maciço, o campo de tensões *in situ* será considerado na forma do factor SRF, que terá grande influência no sistema de suporte indicado pela classificação.

Outra possibilidade é uma análise numérica das tensões induzidas no entorno e estimar, por exemplo, a extensão da zona de plastificação. Utilizando o valor do índice Q na determinação dos parâmetros ***m***, ***s*** e ***a***, ou ***c*** e ***φ***, que serão utilizados na análise numérica, o nível de tensões *in situ* será duplamente considerando. Considerações similares se aplicam ao factor *Jw* e, para a classificação RMR, aos termos da acção da água subterrânea e orientação das descontinuidades. Assim, com o objectivo de minimizar os riscos da dupla consideração de determinadas condições em análises numéricas, foi introduzido o índice GSI. A estimativa do valor de GSI que podia ser feita a partir da observação visual das características do maciço rochoso e das superfícies das descontinuidades. [37]

A.2.4. CLASSIFICAÇÃO GSI – GEOLOGICAL STRENGTH INDEX

A força de um maciço rochoso articulado com diferentes massas, ou seja fracturado, depende das propriedades dos blocos de rocha intacta assim como a liberdade desses blocos para movimentos de translação e rotação sob diferentes condições de tensão. Esta liberdade é controlada pela forma geométrica dos blocos de rocha intacta, bem como a condição das descontinuidades entre os pedaços. Pedaços de rocha angular com superfícies limpas, superfícies de descontinuidades em bruto irão resultar numa massa rochosa muito mais forte do que aquela que contém partículas arredondadas envolvidas num material fragmentado e alterados. [37]

O Índice de Força Geológica (GSI), introduzido por Hoek (1994), fornece um número que, quando combinado com as propriedades da rocha intacta, pode ser usado para estimar a redução na força da massa de rochas de diferentes condições geológicas. Este sistema é apresentado na Tabela A9, para massas de rocha maciça, e na Tabela 12 para as massas de rocha heterogénea, como flysch.

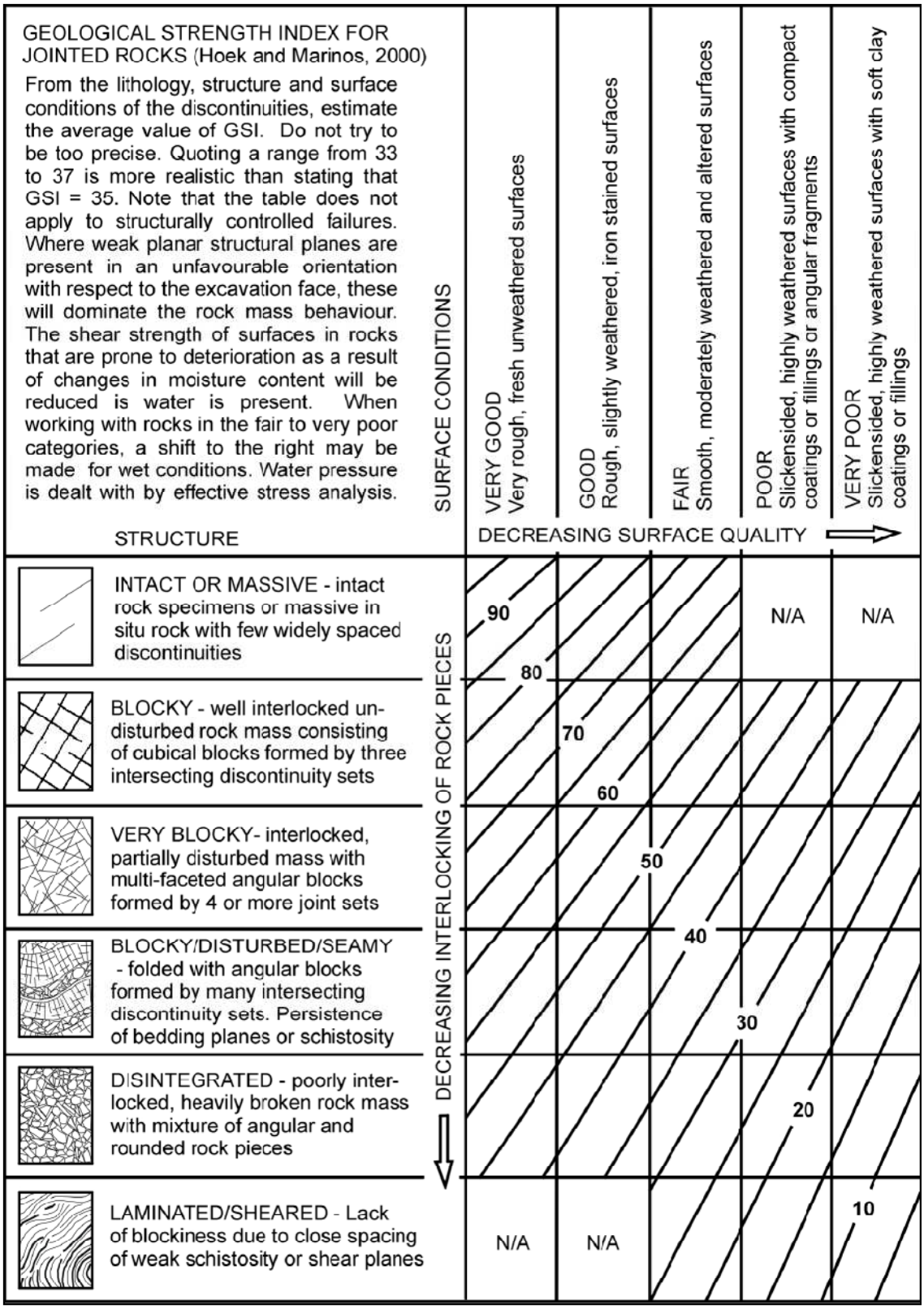


Tabela A9 – Estimativa do valor de GSI para rochas maciças, Hoek, E. [37]

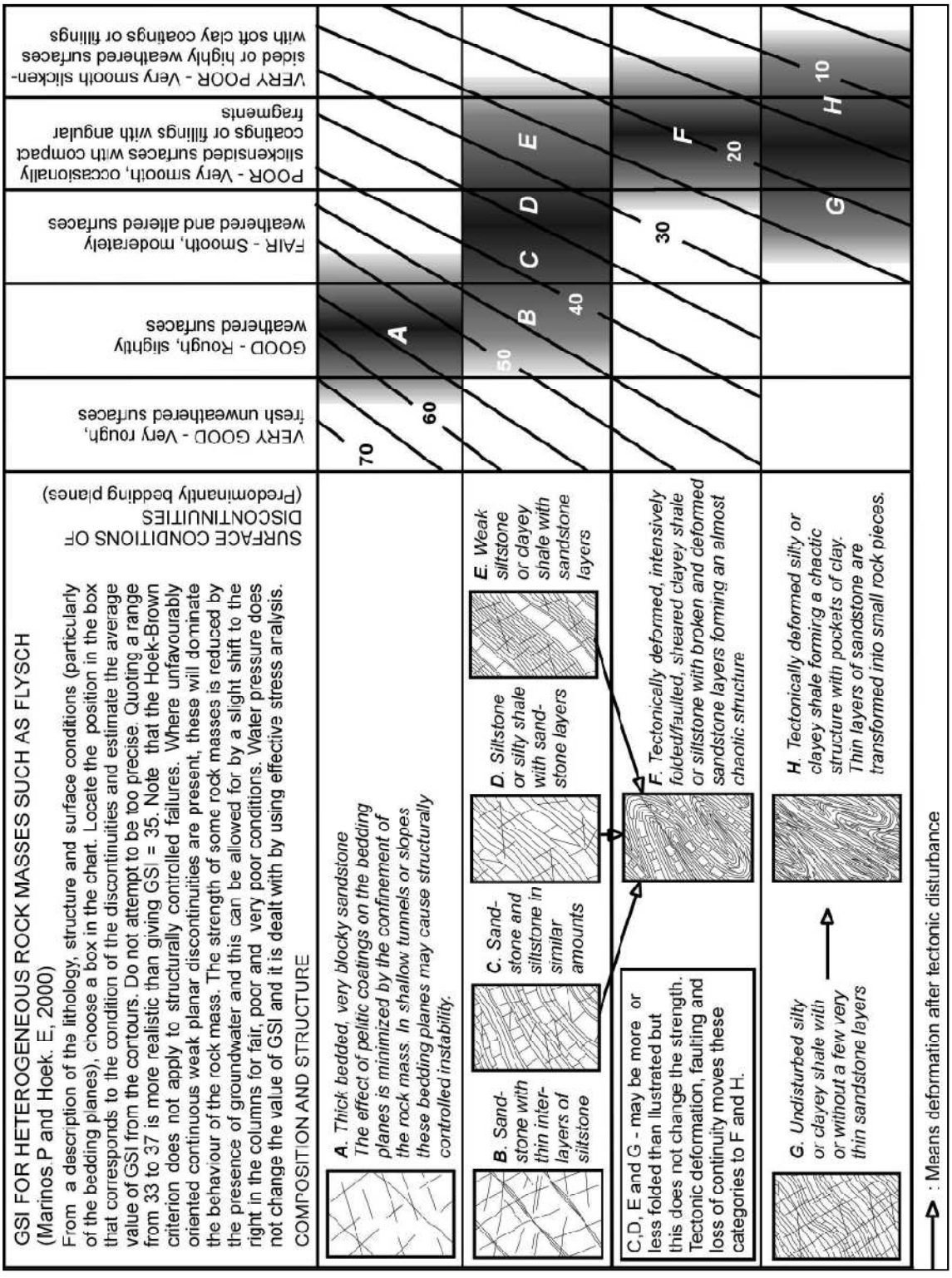


Tabela A10 – Estimativa do valor de GSI para massas de rocha heterogénea, Hoek, E. [37]

A.2.5. FACTOR DE PERTURBAÇÃO - D

A influência dos danos de explosão nas propriedades do maciço rochoso envolvente também foi tida em consideração na versão 2002 do critério de Hoek-Brown.

O factor D, ou também conhecido por Disturbance Factor, também proposto por Hoek, é um factor que depende do grau de perturbação devido à explosão e danos resultante da tensão de relaxamento. Ele varia de 0 para maciços rochosos imperturbáveis *in situ*, a 1 para massas de rocha muito perturbadas.

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

Tabela A11 – Guias para estimativa do parâmetro D, Hoek, E. [37]

A.2.6. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE MOHR COULOMB A PARTIR DO CRITÉRIO DE HOEK BROWN

Uma vez que muitos programas de software geotécnicos são escritos em termos do critério de rotura de Mohr-Coulomb, tornou-se necessário determinar os ângulos de atrito equivalente e forças de coesão para cada massa de rochas e gama de tensões. Isso é feito pelo ajuste de uma relação linear média da curva gerada por resolver a equação generalizada de Hoek-Brown, para uma série de tensões principais mínimas. O processo de ajuste envolve o equilíbrio das áreas acima e abaixo do plano de Mohr-Coulomb. Tal resulta nas seguintes equações para o ângulo de atrito f' e força de coesão c'.

$$\emptyset' = sin^{-1}\left[\frac{6.a.m_b\left(s + m_b.\frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}}\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6.a.m_b\left(s + m_b.\frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}}\right)^{a-1}}\right]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}\left[(1+2a).s + (1-a).m_b.\frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}}\right]\left(s + m_b.\frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}}\right)^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + \left(6.a.m_b\left(s + m_b.\frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}}\right)^{a-1}\right)/\left((1+a)(2+a)\right)}}$$

Com os parâmetros anteriores é possível de forma análoga obter a tensão tangencial assim como as tensões principais máximas, segundo o critério de Mohr Coulomb com as formulações seguintes, onde $\boldsymbol{\tau}$ corresponde à tensão tangencial, e $\boldsymbol{\sigma'_1}$ e $\boldsymbol{\sigma'_3}$ correspondem às tensões principais máxima e mínima respectivamente.

$$\tau = c' + \sigma.\tan\emptyset'$$

$$\sigma'_1 = \frac{2.c'.\cos\emptyset'}{1-\sin\emptyset'} + \frac{1+\sin\emptyset'}{1-\sin\emptyset'}.\sigma'_3$$

A.3. CRITÉRIOS DE ESCAVABILIDADE

A.3.1. CRITÉRIO DE FRANKLIN

O método desenvolvido por Franklin e seus colaboradores (1971) classifica o maciço rochoso de acordo com dois parâmetros principais, obtidos sobre testemunhos de sondagem, o índice de resistência à carga pontual (Is_{50}) e o espaçamento médio entre fracturas. As correlações são realizadas graficamente pelo gráfico representado na figura A3.

Estes parâmetros podem ainda ser correlacionáveis com outras grandezas, o Is_{50} com a resistência à compressão simples e com o número de Schmidt, e o espaçamento médio entre fracturas com o RQD.

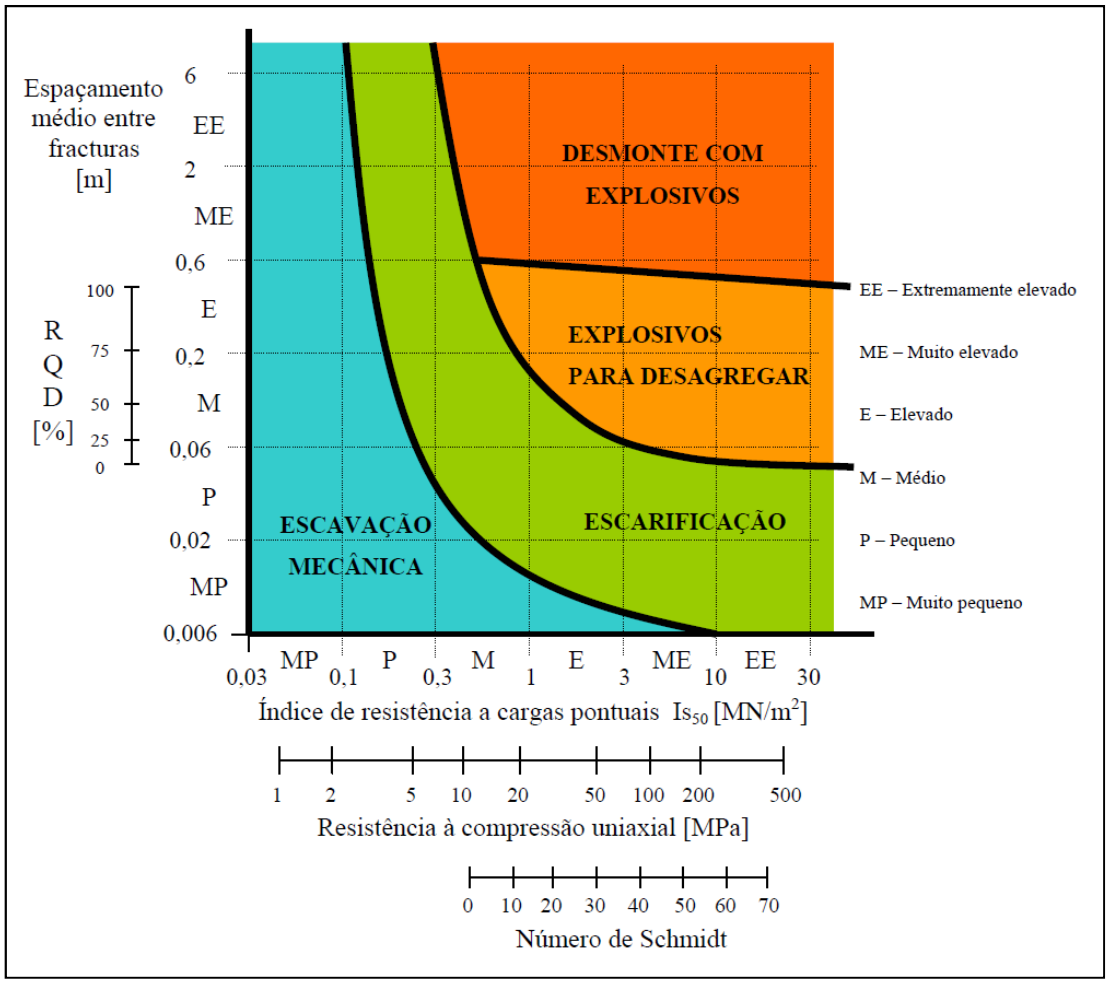


Fig.A3 – Gráfico critério de escavabilidade de Franklin (Bastos, M. [4])

Assim, este método determina quatro regiões no gráfico exposto, a que correspondem diferentes métodos de desmonte da rocha, a escavação mecânica, a escarificação, a utilização de explosivos para desagregar e o desmonte com explosivos. Esta classificação, devido à data da sua concepção (1971), possui actualmente algumas imprecisões, devido ao facto de que as tecnologias e capacidades dos equipamentos têm tido uma evolução constante, nomeadamente os modernos equipamentos hidráulicos, bastante mais potentes, que ampliam as áreas de escavação mecânica e escarificação para o interior das regiões de desmonte com explosivo. [4]

A.5.2. CRITÉRIO DE KRISTEN

Kirsten (1982) propôs um método classificativo para a selecção de métodos de escavação, utilizando um conjunto de parâmetros que integram uma expressão empírica, da qual resulta um índice de escavabilidade, $\boldsymbol{N}$. A expressão que dá o incide de escavabilidade é a a seguinte, onde o parâmetro M_s corresponde À resistência à compressão simples da rochas em MPa, J_s é refere-se à disposição relativa dos blocos inclinados segundo a direcção de extracção (J_s=1, para material intacto), e os outros parâmetros são os mesmos da classificação de Barton. [4]

$$N = M_s.\left(\frac{RQD}{J_n}\right).J_s.\left(\frac{J_r}{J_a}\right)$$

Segundo o índice N calculado através da expressão anterior, este autor apresentou os intervalos e a respectiva facilidade de arranque, que são apresentados na tabela seguinte.

1 < N < 10	Facilmente ripável
10 < N < 100	Ripagem difícil
100 < N < 1000	Ripagem muito difícil
1000 < N < 10000	Ripagem extremamente difícil/ explosivos
N > 10000	Explosivos

Tabela A12 – intervalos de valores para o índice N de Kristen (Bastos, M. [4])

ANEXO B

MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS

B.1. MÁQUINAS TUNELADORAS – TBM'S DE ESCUDOS ABERTOS

Para a utilização deste tipo de tuneladoras, é necessária a presença de certas condições que permitam a sua utilização. Nomeadamente a um tipo de maciço a escavar que assegure a segurança da máquina e das operações a realizar. Normalmente é utilizado apenas para maciços constituídos por rochas brandas ou solos coerentes rijos e sem elevado gradiente hidráulico. A utilização destes equipamentos em solos com gradientes hidráulicos mais pertinentes é possível se antes se proceder a algum tipo de tratamento do solo, podendo ser desde rebaixamentos do nível freático por drenagem, injecções, congelação do solo, etc. [8]

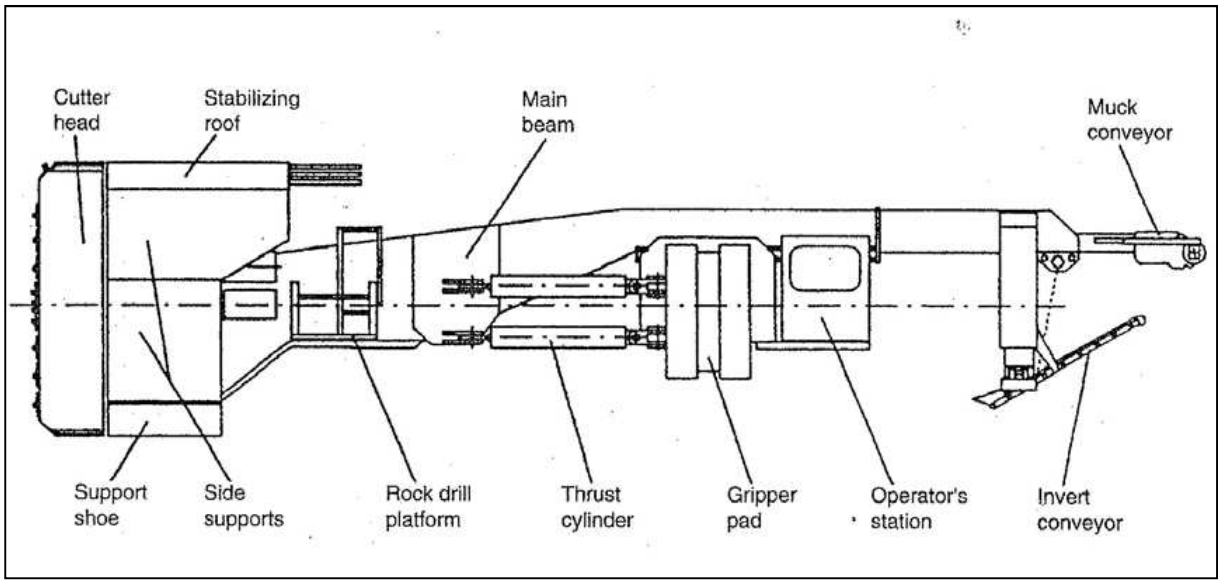


Fig.B1 – TBM frente aberta



Fig.B2 – TBM frente aberta

B.2. TBM'S DE ESCUDOS FECHADOS COM CONFINAMENTO POR AR COMPRIMIDO

Este tipo de tuneladora tem como principio o uso de ar-comprimido como meio estabilizador a frente de trabalho ou como meio de prevenir fluxos de água através da face. É conseguida também com a utilização do ar comprimido uma pressão uniforme de suporte na frente de escavação, equilibrando a pressão imposta pela água. Sendo que estas TBM's são usadas normalmente para solos inconsistentes e com forte presença de água. É de salientar no entanto que esta opção tem sido abandonada devido a razões como a das altas pressões instaladas serem fonte de riscos de saúde para os trabalhadores, assim como também a perdas de rendimento consequentes de respectivas perdas de ar.

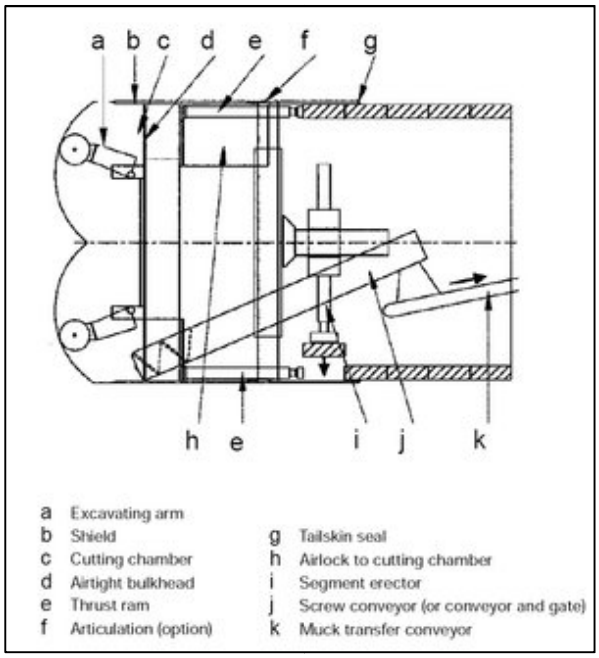




Fig.B3 e B4 – Esquema e imagem de TBM com confinamento a ar comprimido

B.3. TBM'S DE ESCUDOS FECHADOS COM CONFINAMENTO POR FLUIDOS – SLURRY

Este tipo de tuneladoras foi inicialmente desenvolvido para solos permeáveis não coesivos, ou seja, solos granulares. No entanto, com o avançar do tempo, também as 'Slurry Shields' passaram por enormes desenvolvimentos podendo actualmente serem empregues como solução a uma grande variedade de maciços, desde solos a rochas mais brandas. São ainda assim mais frequentemente usadas para solos, nomeadamente argilas moles ou solos granulares muito permeáveis sujeitos a elevadas pressões hidráulicas.

Tecnicamente consiste no uso sob pressão de um fluído (podendo ser água para solos finos ou bentonite para solos grossos ou argilas naturais), numa câmara atrás do elemento cortante que se vai fazer infiltrar e/ou depositar na zona a escavar. Este fluido vai levar à formação de uma película (cake), que por sua vez vai proporcionar uma melhor resistência à frente de trabalho, reduzindo também a sua permeabilidade. Isto vai permitir que a escavação se realize em condições seguras. Com o decorrer da escavação vão sendo constantemente retirados os materiais por meio de bombas centrífugas, sendo posteriormente separados os fluidos dos materiais constituintes do maciço escavado. Implica assim grande esforço de tratamento de resíduos. [8]

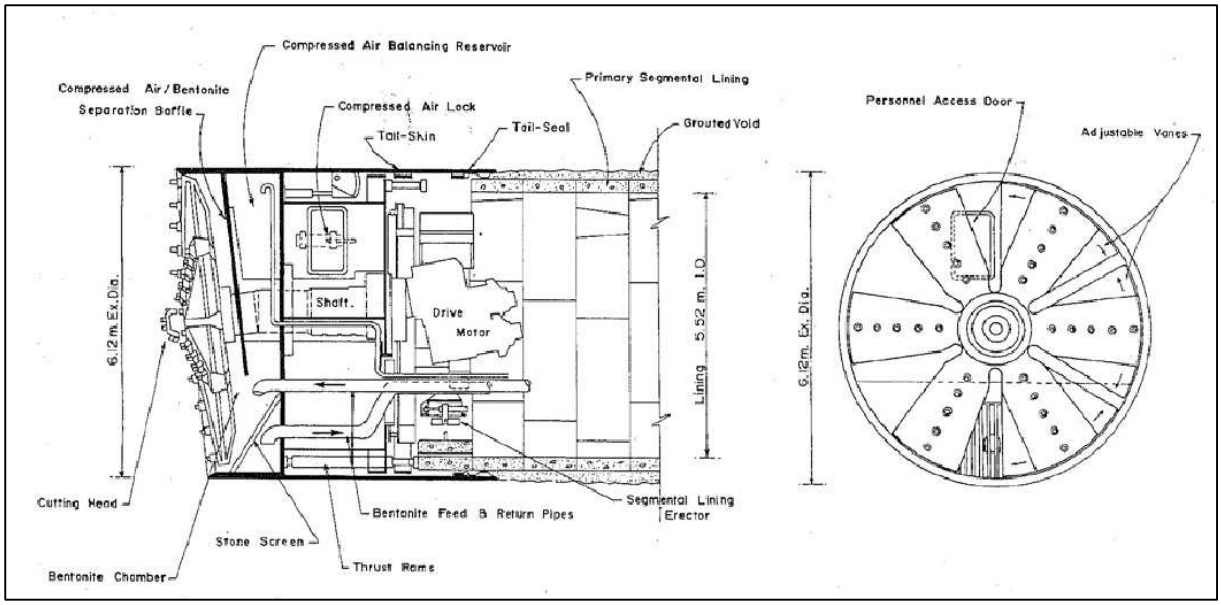


Fig.B5 – TBM Slurry



Fig.B6 – TBM Slurry

B.4. TBM'S DE ESCUDOS FECHADOS COM CONFINAMENTO POR CONTRA-PRESSÃO DE TERRAS - EPB'S

Este tipo de TBM, mais conhecido por EPB (earth-pressure balance), consiste basicamente em usar como elemento estabilizador da frente de escavação o próprio solo escavado.

Tecnicamente assenta na possibilidade de usar na frente de escavação um 'corpo' de terras sob pressão que assegura á mesma uma distribuição quase uniforme de pressões condições de impermeabilidade. Os solos escavados na frente, à medida que a tuneladora avança, passam a constituir o corpo comprimido e são extraídos para o interior da mesma por meio de um orifício, provido de um parafuso sem-fim, onde posteriormente serão levados para o exterior.

Quando a escavação se dá em solos não plásticos, como areias e seixos, existem meios que possibilitam a impermeabilidade da frente. Como exemplo podem ser injectados aditivos,

nomeadamente lamas densas, que se misturam com os materiais da escavação, formando uma pasta impermeável na frente de trabalho, evitando-se assim assentamentos por consolidação do terreno, garantindo uma maior consistência e homogeneidade do mesmo. [8]



Fig.B7 – TBM EPB

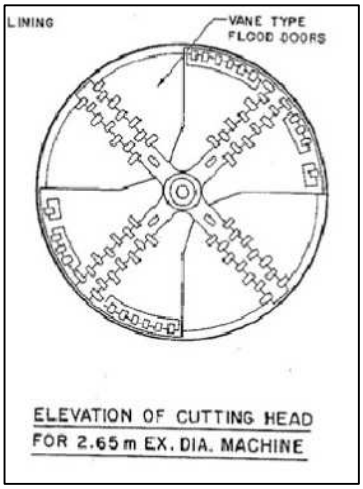


Fig.B8a – TBM EPB

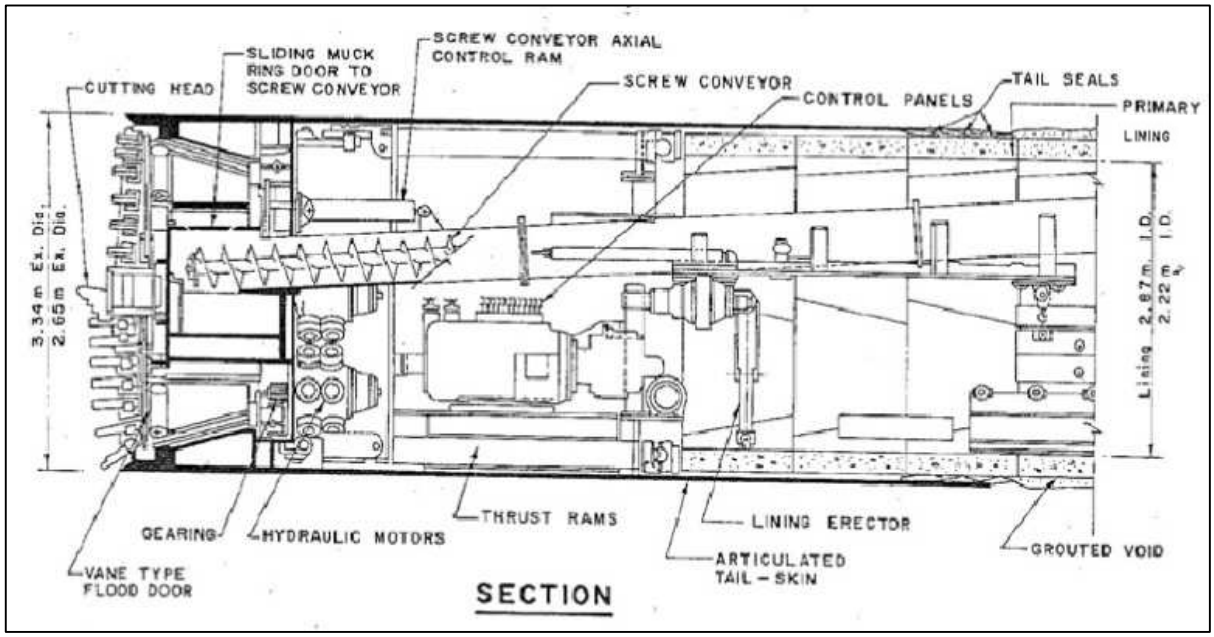


Fig.B8b – TBM EPB

ANEXO C

MÉTODOS DIMENSIONAMENTO DOS SISTEMAS DE SUPORTE PRIMÁRIO

C.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O facto de os suportes primários constituírem elementos que perduram para lá da fase construtiva, merece duas considerações importantes para o dimensionamento. Por um lado, a circunstância do suporte primário cumprir a sua função efectiva apenas por curto período de tempo, correspondente à execução da obra, deve ser tomado em consideração nos cálculos, uma vez que o seu carácter temporário deve contribuir para a redução do factor de segurança atribuído a estes elementos. Por outro lado, ao ser assumida a não remoção dos suportes primários, garante-se a sua actividade por todo o período de serviço, facto que deverá ser incorporado no dimensionamento dos suportes definitivos a aplicar na obra. (Bastos, M. [4])

C.2. CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS

Num estágio de Estudo Prévio, quando a informação disponível é deficitária em elementos rigorosos, o cálculo de suportes deve ter o propósito de balizar as soluções dentro de limites aceitáveis, evitando limitar excessivamente as soluções. Nesta fase, as Classificações Geomecânicas são um instrumento útil, e geralmente de detalhe suficiente, para alcançar os objectivos pretendidos, tanto mais que fornecem uma aproximação do tempo de autosustentação para um determinado vão (autoportância). Como foi visto no capitulo 3, existem actualmente várias classificações geomecânicas, propostas por diversos autores, destacando-se entre elas as classificações de Bieniawski e de Barton em virtude de constituírem as de aplicação mais frequente e consequentemente as de maior experiência acumulada.

C.2.1. CLASSIFICAÇÃO DE BIENIAWSKI - RMR

A classificação geomecânica proposta por Bieniawski, bastante versátil e de fácil utilização, considera cinco parâmetros característicos do maciço rochoso, atribuindo a cada um diferentes pesos relativos.

Após ponderação e somatório dos pesos, e ainda uma correcção segundo as características de orientação das descontinuidades (ângulos e posição relativa ao eixo do túnel), resulta um valor final, denominado RMR (*Rock Mass Rating*). Este vai determinar a classe a que o maciço rochoso pertence, numa escala de I a V, crescente com a diminuição de qualidade do maciço. Com base nestas cinco classes é possível associar a valores de interesse da caracterização do maciço rochoso, como o RMR, a coesão e ângulo de atrito, com requisitos de suporte e escavação, o vão máximo e o tempo de autosustentação. (Bieniawski[a]).

Classe	I	II	III	IV	V
Descrição da qualidade	Muito boa	Boa	Razoável	Má	Muito má
RMR	100-90	90-70	70-50	50-25	<25
Coesão do maciço rochoso	>300 KPa	300-200 KPa	200-150 KPa	150-100 KPa	<100 KPa
Ângulo de atrito do maciço	>45º	45º-40º	40º-35º	35º-30º	<30º
Período da estabilidade sem revestimento	10 anos para um vão de 4 m	6 meses para um vão de 4 m	1 semana para um vão de 3 m	5 horas para um vão de 1,5 m	10 minutos para um vão de 0,5 m
Tipos de revestimento (vãos de 5 a 15 m e escavações com explosivos) – Ancoragens	Sem necessidade de suporte (excepto pregagens pontuais)	Ancoragens espaçadas 1,0 a 2 m mais malha metálica em certas zonas do tecto	Ancoragens espaçadas 1,0 a 1,5 m aplicadas com rede metálica mais betão projectado com 3 cm de espessura no tecto quando necessário	Ancoragens espaçadas 0,5-1m sobre rede metálica mais 3 a 5 cm de betão projectado no tecto e paredes	Não se recomenda só pregagens
Tipos de revestimento (vãos de 5 a 15 m e escavações com explosivos) – Betão projectado		Betão projectado com 5 cm de espessura apenas no coroamento	Betão projectado com 10 cm de espessura no tecto e 5cm nas paredes mais malha metálica em certas zonas e ancoragens sempre que necessário	Betão projectado com 15 cm de espessura no tecto e 10 cm nas paredes mais rede metálica e ancoragens afastadas 1,5 a 3 m	Betão projectado com 20 cm de espessura no tecto e 15 cm nas paredes sobre rede metálica mais pregagens e cimbres metálicos ligeiros
Tipos de revestimento (vãos de 5 a 15 m e escavações com explosivos) – Cimbres		Em geral não é económico	Cimbres ligeiros afastados 1,5 a 2m	Cimbres médios espaçados 0,7 a 1,5 m mais 5 cm de betão projectado no tecto e paredes	Cimbres resistentes espaçados 0,7 m Betão projectado com 8 cm de espessura a aplicar logo após o desmonte a fogo

Tabela C1 – Classes de maciços rochosos para túneis e tipos de revestimento mais adequados (adaptado de [a])

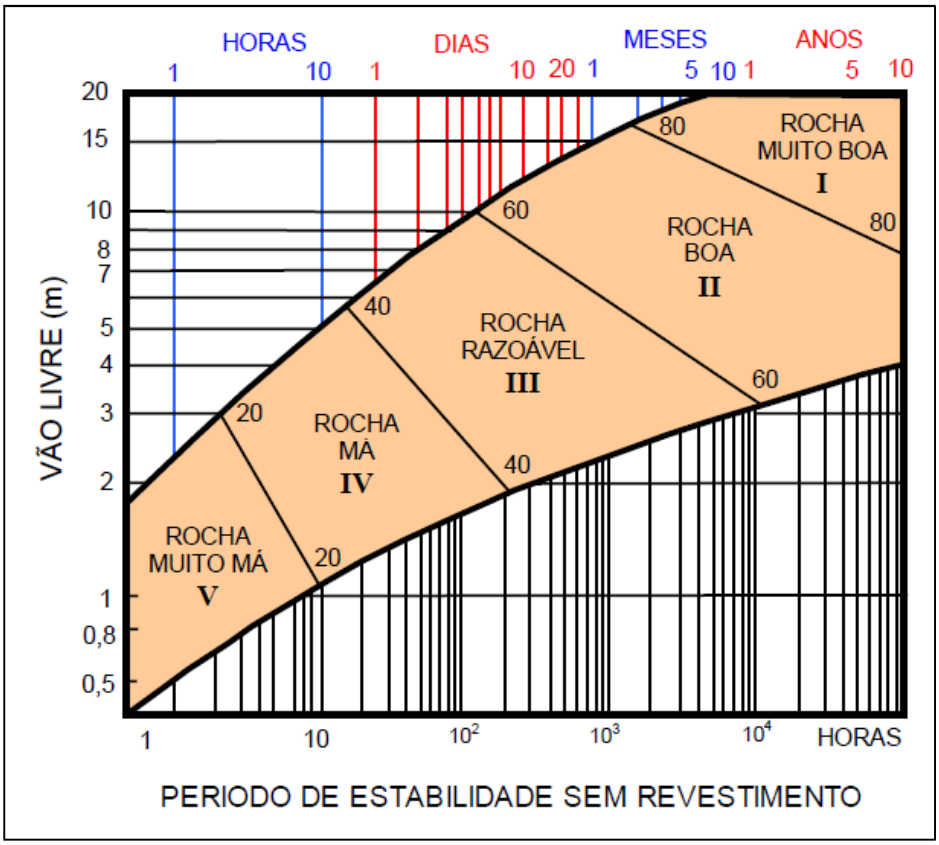


Fig.C1 – Variação entre os vãos de cavidades sem suporte e os tempos de autosustentação para as várias classes de maciço (adaptado de Bieniawski [a]).

C.2.2. CLASSIFICAÇÃO DE BARTON ET AL - Q

A classificação geomecânica de Barton *et al* considera, na sua análise, seis parâmetros sendo eles, o índice da qualidade da furação (**RQD** [%]), o grau de fracturação do maciço ponderado de acordo com o número de famílias de descontinuidades presentes e a sua posição relativa (**Jn**), o estado das descontinuidades segundo a rugosidade (**Jr**), o grau de alteração das descontinuidades de acordo com o grau de alteração e preenchimento das descontinuidades (**Ja**), as condições hidrogeológicas aferidas pelo caudal de água (**Jw**), e ainda o estado de tensão in situ relativo às ocorrências de zonas de baixa resistência (**SRF**). Com este critério de caracterização, Barton estabeleceu uma expressão empírica para o cálculo do índice de qualidade do maciço rochoso, **Q**.

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

$$D_e = \frac{Dimensão\ da\ escavação\ (diametro\ ou\ altura\ das\ paredes)}{ESR}$$

Com os valores de Q e o de ESR, é possível determinar o tempo de autosustentação, o vão máximo sem necessidade de suporte, bem como os tipos de suporte a instalar para cada valor da qualidade de maciço (ver Figura Z).

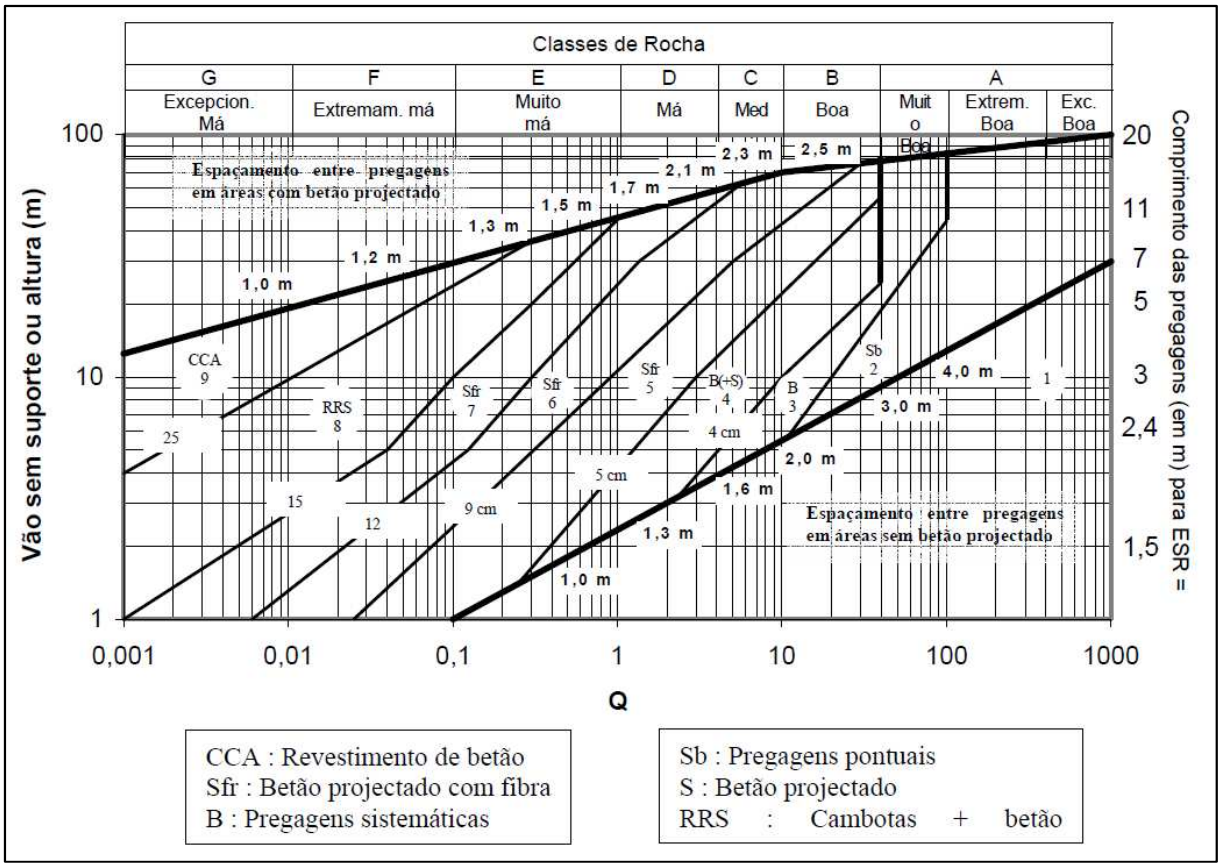


Figura C2 – Escolha do tipo de sustimento em função da classificação Q (adaptado de Barton [b])

O comprimento L do tirante pode ser estimado pelo vão da escavação B e o Índice de Suporte da Escavação (ESR), como proposto por Barton et al. (1974), assim como a estimativa do vão máximo auto-sustentável:

$$L = \frac{2 + 0{,}15.B}{ESR} \quad ; \quad Vão\ autosustentável_{max} = 2.ESR.Q^{0,4}$$

Baseados em casos registrados, Grimstad & Barton (1993), sugerem ainda uma relação entre o valor de Q e a pressão permanente de suporte no teto (Proof) como:

$$P_{roof} = \frac{2\sqrt{J_n.Q^{-1/3}}}{3.J_r}$$

De acordo com Bieniawski [a], não é aconselhável aplicar apenas um sistema de classificação geomecânica ou utilizar correlações entre eles, sendo preferível elaborar uma análise de sensibilidade através da comparação dos resultados das várias classificações. Este autor realça ainda, a importante vantagem, para o projectista, do acréscimo de conhecimento relativo à influência dos parâmetros geológicos no comportamento do maciço rochoso. A aproximação empírica relativa ao suporte de um túnel, proporcionada pelas classificações geomecânicas, não pode ser considerada como um elemento real de cálculo, uma vez que padece de algumas deficiências, principalmente o facto de não permitir a quantificação dos coeficientes de segurança do suporte, não ter em conta o estado de tensão natural,

não considerar o efeito da forma do túnel, não contemplar o efeito das fases de escavação e não quantificar o efeito na envolvente, motivado pela escavação, como a subsidência e a alteração do estado de tensão. Para além das limitações referidas em cima, deve será apontado que as classificações geomecânicas, como caracterização preliminar que são, apontam, muitas vezes, para soluções demasiado conservativas em termos de suportes, acarretando consequentemente elevados custos.

C.2.3. MÉTODO DAS CURVAS CONVERGÊNCIA - CONFINAMENTO

O método das curvas convergência - confinamento, também denominado de curvas características ou de resposta do terreno, é definido como a representação gráfica da relação entre a pressão radial aplicada no perímetro da escavação e o deslocamento radial desse perímetro no processo de estabilização. Devido aos problemas matemáticos inerentes à integração das equações diferenciais envolvidas nestes estudos, são geralmente utilizados os pressupostos teóricos de secções circulares e estados hidrostáticos de tensão. Assim, as variantes deste método diferem no que respeita ao critério de rotura elasto-plástico e ao comportamento do material após a rotura. É de referir que, no processo de deslocamento radial do túnel, a convergência total corresponde ao dobro desse deslocamento radial e, na prática, apenas se pode medir uma fracção dessa convergência pelo facto de grande parte da contracção ter lugar antes mesmo de se escavar a frente (Fig. B2). (Bastos, M. [4])

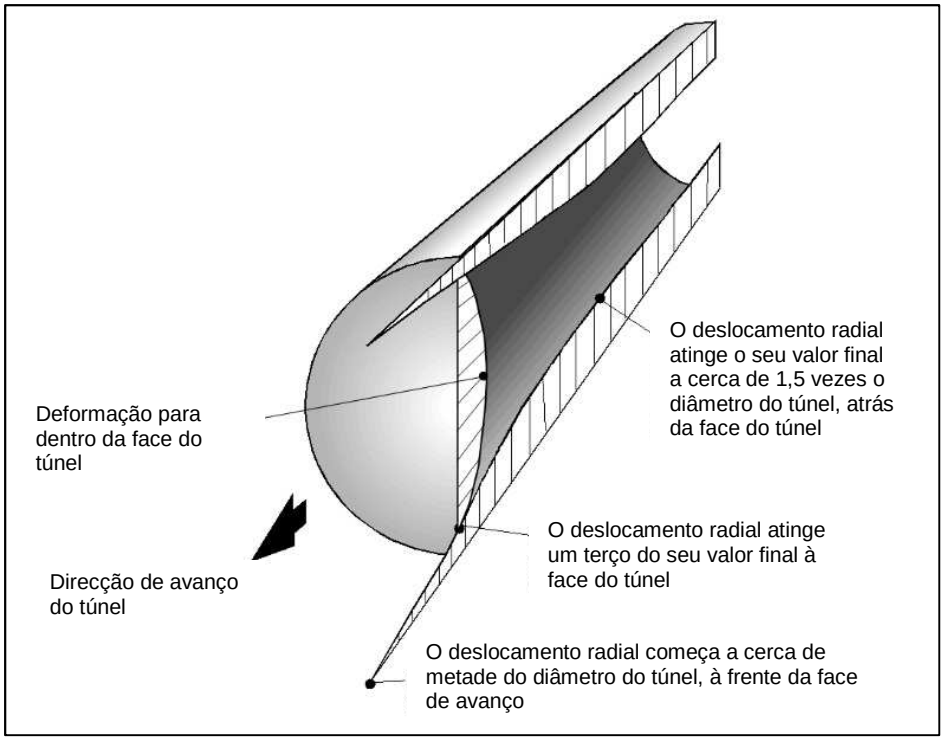


Fig.B3 - Deslocamentos nas imediações da frente de escavação de um túnel (adaptado de Hoek, E. [37]).

As curvas de resposta dos terrenos apresentam, geralmente, um troço inicial rectilíneo, que reflecte o comportamento elástico do maciço, e a partir de determinado ponto inflectem para um troço não linear correspondente à plastificação, como está representado na Figura B4.

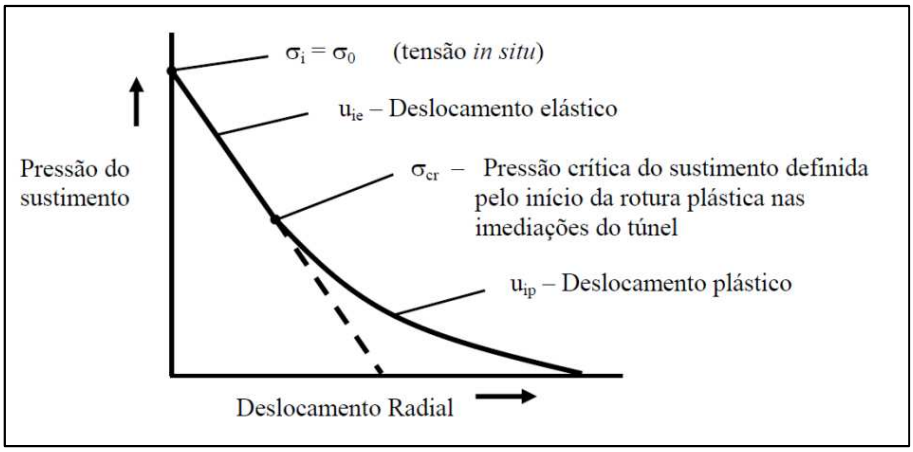


Fig.B4 – Modelação da curva de resposta do terreno de uma escavação (adaptado de Hoek [37])

A formulação de Hoek estabelece, como princípios básicos, as hipóteses de uma escavação com secção circular (raio R), sob um estado de tensão hidrostático (σ0), utilizando o critério de rotura de Mohr-Coulomb, com comportamento dúctil. Deste modo, o troço inicial rectilíneo (comportamento elástico), segue a equação seguinte, onde **E** corresponde ao módulo de deformabilidade do maciço (módulo de Young), **υ** ao coeficiente de Poisson do maciço e $\boldsymbol{\sigma_i}$ à pressão interna na escavação exercida radialmente:

$$u_e = \frac{R.(1+\upsilon)}{E}.(\sigma_0 - \sigma_i)$$

O troço relativo ao comportamento plástico respeita a equação seguinte:

$$U_p = \frac{R.(1+\upsilon)}{E}.\left[2.(1-\upsilon).(\sigma_0 - \sigma_{cr}).\left(\frac{R^*}{R}\right)^2 - (1-2\upsilon).(\sigma_0 - \sigma_i)\right]$$

O ponto de transição entre os comportamentos elástico (recta) e plástico (curva) é definido pela pressão interna crítica ($\boldsymbol{\sigma_{cr}}$) de acordo com a expressão seguinte, onde o raio de plastificação corresponde a $\boldsymbol{R^*}$, a resistência à compressão simples do maciço rochoso a $\boldsymbol{\sigma_{cm}}$.

$$\sigma_{cr} = \frac{2\sigma_0 - \sigma_{cm}}{1+K_0} \quad ; \quad R^* = R\left[\frac{2(\sigma_0.(K_0-1)+\sigma_{cm})}{(1+K_0).[(K_0-1).\sigma_i+\sigma_{cm}]}\right]^{\frac{1}{K_0-1}} \quad ; \quad K_0 = \frac{(1+\sin\phi)}{(1-\sin\phi)}$$

Relativamente aos elementos de suporte, estes possuem um comportamento fundamentalmente elástico, pelo que a representação gráfica das curvas características do suporte, se traduz por uma linha recta, como é apresentado na Figura 19. O ponto de equilíbrio estrutural entre o maciço e o suporte é determinado pela intersecção das suas respectivas curvas. A inclinação da curva característica do suporte é dada pela respectiva rigidez (KS), ou seja, em que σi max é equivalente à tensão máxima do suporte, correspondente ao troço horizontal da curva respectiva.

As soluções para as curvas características podem ser calculadas, tanto analiticamente como por métodos numéricos, através de vários programas computacionais disponíveis no mercado, nomeadamente os que se baseiam no Método dos Elementos Finitos (MEF). A utilização destes métodos computacionais permite uma grande versatilidade em termos de parâmetros a incorporar e número de simulações. [4]

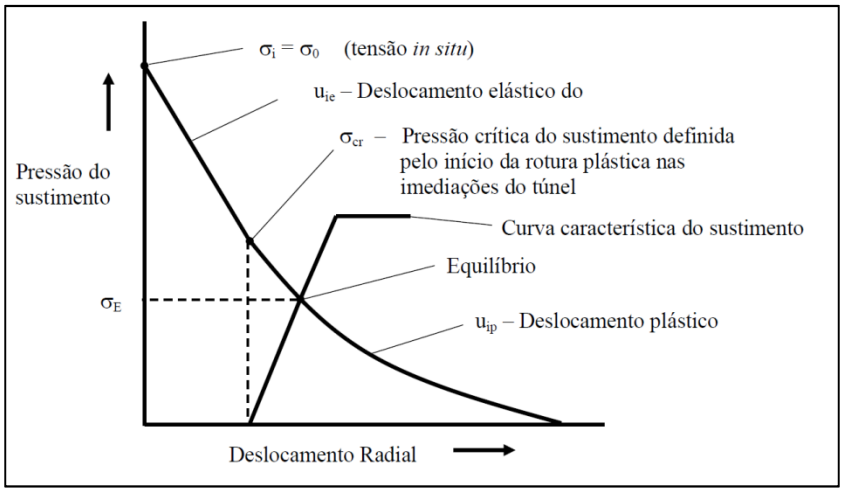


Fig.C5 - Modelação das curvas de resposta do terreno e do suporte para uma escavação (adaptado de Hoek [37])

As curvas dos tipos de suporte mais utilizados em túneis encontram-se representadas na Figura V.

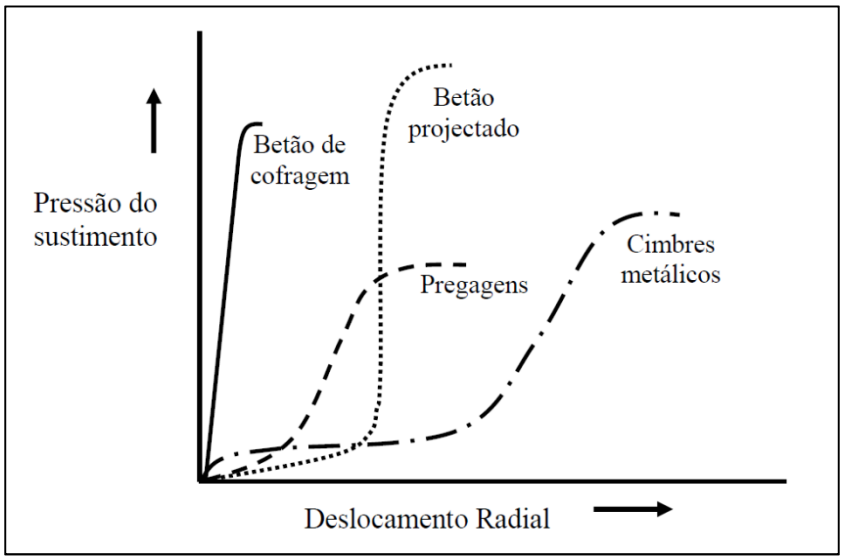


Fig.C6 – Curvas características de alguns tipos de suporte (adaptado de Hoek [37])

As curvas características formam assim um método de cálculo evoluído, mas que sofre de limitações importantes relacionadas com a dificuldade de estudar secções não circulares e com a impossibilidade de identificar os níveis de carga dos diferentes elementos de suporte, nas várias fases de escavação. Com este método, mesmo sob aplicações informáticas, é bastante difícil obter previsões fiáveis das cargas que actuam sobre os sustimentos e das convergências do túnel ao longo do tempo, uma vez que geralmente não se conhece o deslocamento já verificado no momento da instalação do suporte. [4]

C.2.4. MÉTODOS COMPUTACIONAIS

Os métodos estruturais e computacionais, aplicados a secções tipo dos túneis, fornecem actualmente os resultados mais fiáveis em termos de cálculo de sustimentos. No entanto a descrição destes métodos e da teoria em que se baseiam seria motivo para um trabalho específico pelo que não serão desenvolvidas as suas características.

A possibilidade de incorporar diferentes leis constitutivas, aliada ao grande número de simulações que as técnicas automáticas permitem, confere ao cálculo de sustimentos uma precisão fundamental para a fase de projecto de execução. As técnicas computacionais mais utilizadas são o Método dos Elementos Finitos (MEF), Método das Diferenças Finitas e o Método dos Elementos Fronteira, com destaque para os elementos finitos pela qualidade e desenvolvimento que as aplicações actuais possuem. De referir que para terrenos com plastificação intensa, os programas baseados em diferenças finitas são mais efectivos.

De salientar novamente que qualidade dos resultados destes métodos, como de outros, depende da fiabilidade dos dados fornecidos. De facto, a precisão dos resultados das simulações computacionais induz frequentemente a que os técnicos as aceitem como correctas, esquecendo que dependem dos dados que lhes servem de base. (Bastos, M. [4])

Existe uma grande variedade de programas computacionais, tanto para cálculo pormenorizado dos elementos de suporte como para a simulação geral da obra e respectiva interface do maciço com o suporte. Entre estes contam-se os programas UNWEDGE, FLAC, SIGMA W e PLAXIS.

A metodologia que actualmente preside ao cálculo dos sistemas de suporte, baseia-se na previsão das convergências em cada fase, para o suporte proposto, e a medição real das convergências durante a construção, permitindo intervir sempre que os valores não sejam aceitáveis. [4]

ANEXO D

CASO DE ESTUDO – VARIANTE DA TROFA, DA LINHA DO MINHO

ELEMENTOS AUXILIARES AO PROJECTO DE EXECUÇÃO

D.1. GEOLOGIA E GEOTECNIA

Os dados expostos de seguida foram retirados, na integra, do documento de memória descritiva, do Projecto de Execução, elaborado pela Cenorgeo [20].

D.1.1. – ABRASIVIDADE, DUREZA E ESCAVABILIDADE

Classe	Índice de Abrasividade CAI	Descrição da abrasividade
A_{IN} 1	> 4,0	Rocha extremamente abrasiva
A_{IN} 2	2,0 – 4,0	Rocha muita abrasiva
A_{IN} 3	1,0 – 2,0	Rocha abrasiva
A_{IN} 4	0,5 – 1,0	Rocha pouca abrasiva
A_{IN} 5	< 0,5	Rocha muito pouco abrasiva

Tabela D1 – Classes de abrasividade (retirado de *Cenorgeo* [20])

Classes	Valores de dureza	Termos descritivos de
DU1	> 120	Rocha extremamente dura
DU2	80 – 120	Rocha muito dura
DU3	40 – 80	Rocha dura
DU4	20 – 40	Rocha medianamente dura
DU5	5 – 20	Rocha mole
DU6	< 5	Rocha muito mole

Tabela D2 – Classes de dureza (retirado de *Cenorgeo* [20])

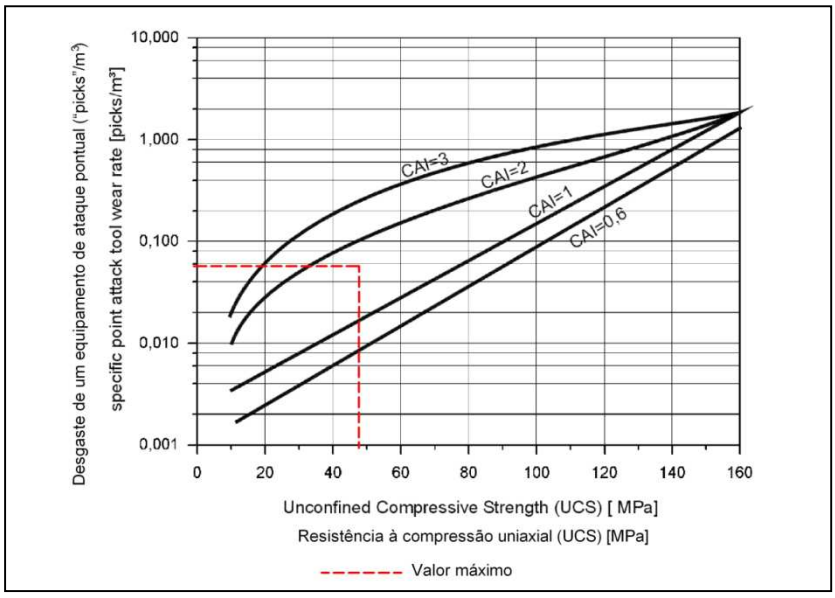


Fig.D1 – Relação dos parâmetros CAI e UCS com o desgaste de um equipamento de ataque pontual segundo Plinninger et al. (retirado de *Cenorgeo* [20])

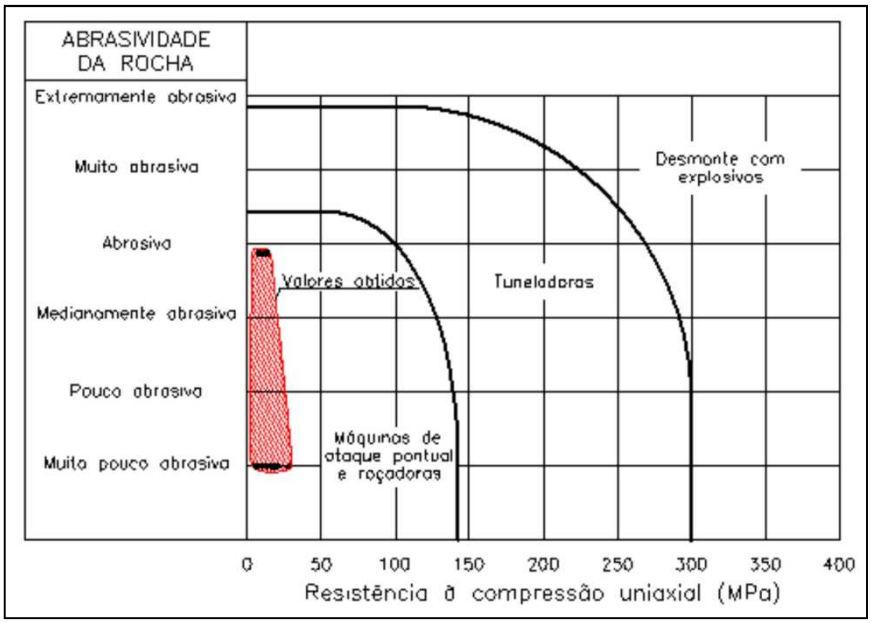


Fig.D2 – Domínio de utilização económica de diferentes técnicas de escavação segundo o Comité Français de Mécanique des Roches (retirado de *Cenorgeo* [20])

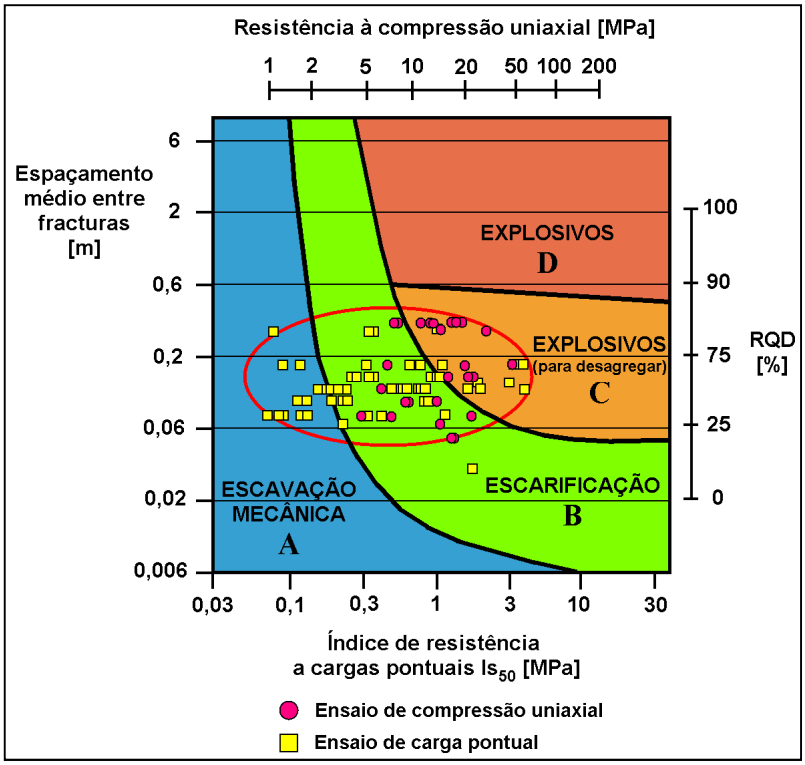


Fig.D3 – Escavabilidade de maciços rochosos segundo Franklin (retirado de *Cenorgeo* [20])

D.1.2. – PARAMETRIZAÇÃO DOS PARÂMETROS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS DE CÁLCULO

Quanto aos parâmetros geológico-geotécnicos de cálculo para todas classes rochosas, estes foram derivados dos parâmetros estabelecidos pela classificação RMR, a partir do índice de resistência geológica (GSI), sendo o critério de rotura a adoptar o estabelecido por Mohr-Coulomb.

Classes rochosas	Alteração	Fracturação	γ (kN/m^3)	K (m/s)	RMR	GSI
RC1	W_{2-3}	F_{3-4}	27	$\leq 10^{-6}$	46 a 56	35 a 45
RC2	W_{2-3}	F_{4-5}	26,5	10^{-6} e 10^{-5}	33 a 44	25 a 30
RC3	W_{3-4} a W_5	F_{4-5} (zonas de falhas)	26	10^{-6} e 10^{-5}	20 a 26	10 a 20

Tabela D3 – Classificação do maciço rochoso, efectuada no estudo patenteado a concurso (retirado de *Cenorgeo* [20])

A adopção do GSI em detrimento do RMR para a definição dos parâmetros de cálculo trouxe várias vantagens, especialmente no que respeitava à caracterização da resistência pelo critério de Mohr-Coulomb de cada horizonte geotécnico. Isto porque a resistência é apenas passível de ser definida com base no RMR através de correlações empíricas existentes (Bieniawski, 1989), cujo carácter geral presente nestas não possibilitava a incorporação de importantes factores locais, tais como o tipo litológico presente ou o nível de tensão actuante, pelo que foi e é frequentemente preterida. De facto, segundo Hoek, a utilização do índice GSI e a quantificação de algumas propriedades da matriz rochosa (resistência à compressão uniaxial e constante da matriz rochosa), é possível estabelecer a envolvente de rotura de Hoek-Brown para maciços rochosos. Ainda deve ser referido que o ajuste deste critério de rotura (não-linear) para o de Mohr-Coulomb (linear) deve ser efectuado atendendo aos níveis de tensões expectáveis no maciço ao nível do túnel e a avaliação das características de deformabilidade de cada horizonte, nomeadamente o seu módulo de deformabilidade, deve igualmente ter por base o índice GSI. Tendo por base a o exposto anteriormente, procedeu-se à determinação das principais características observadas no maciço, as quais se apresentam na tabela D4, conjuntamente com os parâmetros geológico-geotécnicos recomendados a adoptar na fase de projecto para cada classe rochosa.

Classes rochosas		Valores observados			Valores calculados			Valores recomendados			
		σ_{ci} (MPa)	mi	GSI	ϕ (º)	c (kPa)	E (MPa)	GSI	ϕ (º)	c (kPa)	E (MPa)
RC1	máx.	30	14	45	33	1250	4107	30 a 50	30 a 35	700 a 1200	2000 a 4000
	mín.	20		35	30	700	1886				
RC2	máx.	20	12	30	28	620	1414	20 a 30	25 a 28	200 a 600	800 a 1500
	mín.	10		25	26	240	750				
RC3	máx.	10	10	20	23	190	562	10 a 20	20 a 30	50 a 150	200 a 500
	mín.	5		10	19	60	224				

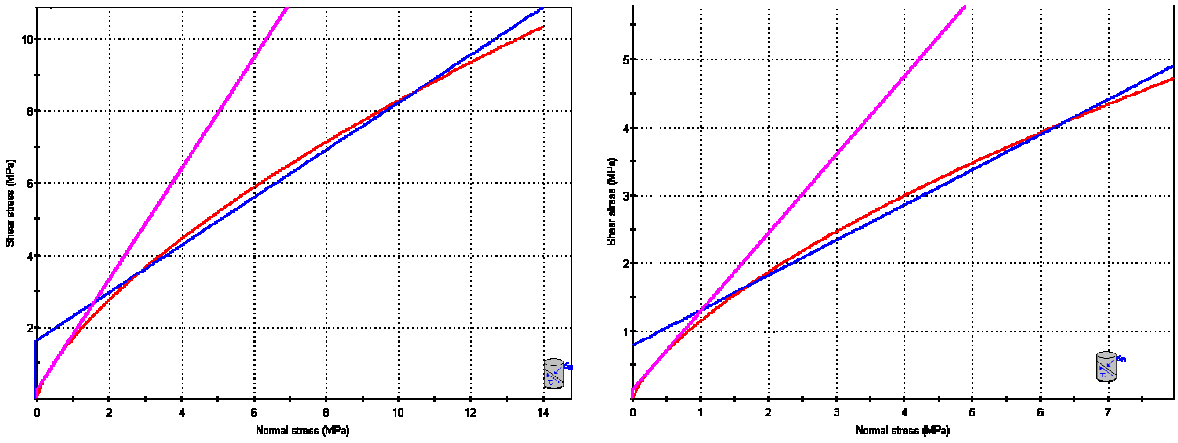
Onde a resistência à compressão uniaxial da matriz rochosa corresponde a σ_{ci}, a constante da matriz rochosa a **mi**, o índice de resistência geológica (Geological Strength Index) a **GSI**, o ângulo de resistência ao corte do maciço rochoso a ϕ, a coesão do maciço rochoso a **c**, e o módulo de deformabilidade do maciço rochoso a **E**.

Tabela D4 – Parâmetros de cálculo recomendados no estudo patenteado a concurso (retirado de *Cenorgeo* [20])

Da análise da tabela anterior, ressaltam os elevados valores da coesão atribuídos a cada classe rochosa em contraste com os baixos valores determinados para os respectivos ângulos de resistência ao corte. Deste modo, no âmbito do projecto base para concurso efectuou-se um estudo que permitiu constatar que tal facto estaria associado ao ajuste assumido préviamente para transição entre a envolvente de rotura definida por Hoek-Brown e a definida por Mohr-Coulomb.

O novo estudo foi efectuado recorrendo ao software de cálculo RocLab v1.0 desenvolvido pela Rocscience. Este programa possibilita de uma forma expedita e eficaz o ajuste das características do maciço rochoso à envolvente de rotura de Hoek-Brown e posteriormente a derivação a partir desta para o critério de rotura de Mohr-Coulomb levando em conta os níveis de tensão expectáveis no maciço ao nível do túnel. Com efeito, de modo a ter em conta os níveis de tensão presentes no maciço ao nível do túnel, o programa RocLab determina a tensão de confinamento expectável a partir da profundidade média do túnel e da baridade do maciço rochoso (Hoek, 2002). Com base nesta e na envolvente de rotura de Hoek-Brown previamente calculada o programa avalia qual a recta que possui o melhor ajuste às novas condições, sendo os parâmetros dessa recta, facilmente correlacionáveis com os de Mohr-Coulomb.

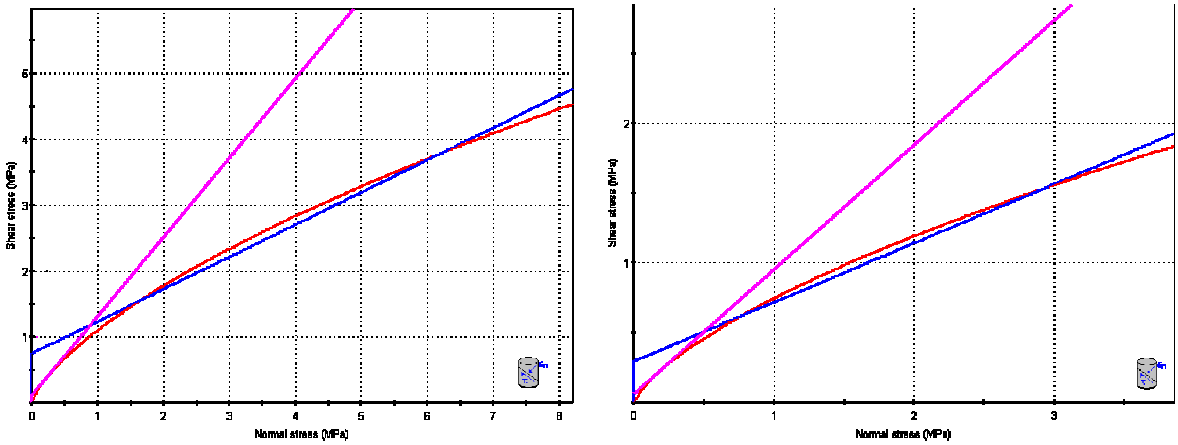
Nas figuras seguintes apresentam-se, para as três classes rochosas, a comparação entre a recta que melhor se ajusta numericamente à envolvente de Hoek-Brown (azul) e a considerada atendendo aos níveis de tensão expectáveis (rosa), podendo-se observar nitidamente as diferenças entre as duas metodologias de análise.



a) b)

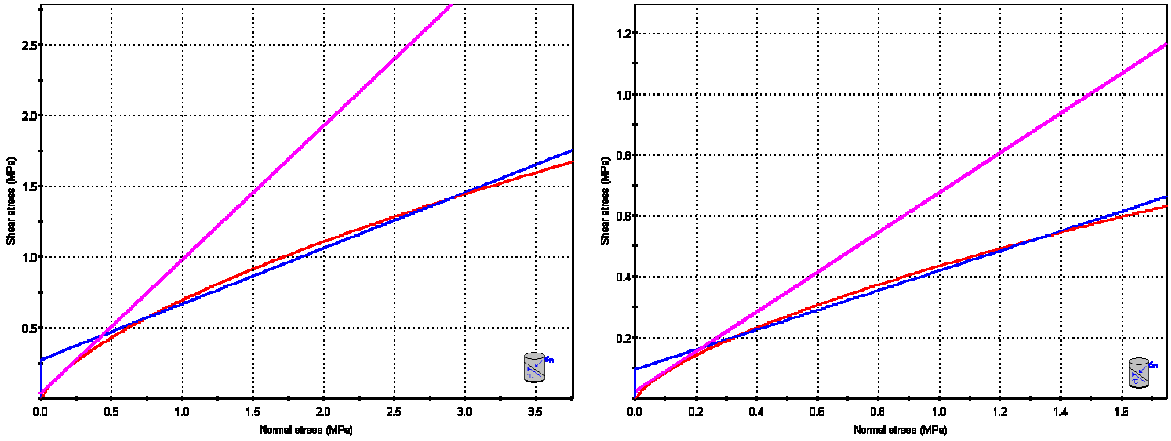
Fig.D4 – Comparação dos ajustes obtidos para a classe rochosa RC1: a) Máx.; b) Mín (retirado de *Cenorgeo* [20])

.



a) b)

Fig.D5 – Comparação dos ajustes obtidos para a classe rochosa RC2: a) Máx.; b) Mín (retirado de *Cenorgeo* [20])



a) b)

Fig.D6 – Comparação dos ajustes obtidos para a classe rochosa RC3: a) Máx.; b) Mín (retirado de *Cenorgeo* [20])

Classes rochosas		Valores do estudo patenteado a concurso			Valores RocLab v1.0		
		ϕ (º)	c (kPa)	E (MPa)	ϕ (º)	c (kPa)	E (MPa)
RC1	máx.	33	1250	4107	32	1530	6138
	mín.	30	700	1886	29	870	2567
RC2	máx.	28	620	1414	26	750	1645
	mín.	26	240	750	25	340	1050
RC3	máx.	23	190	562	22	280	669
	mín.	19	60	224	18	100	270

Tabela D5 – Comparação dos valores obtidos no estudo patenteado a concurso com os determinados através do programa RocLab v1.0 (retirado de *Cenorgeo* [20])

Na Tabela D6 apresentam-se os resultados extremos obtidos para as três classes rochosas. Deve referir-se que foram adoptados para o GSI os valores limite recomendados pelo estudo patenteado a concurso.

Classes rochosas		Valores observados			Valores de ajuste			Valores ajustados às tensões		
		σ_{ci} (MPa)	mi	GSI (recomendado)	γ (kN/m^3)	Prof. (m)	σ_3 (kPa)	ϕ (º)	c (kPa)	E (MPa)
RC1	máx.	30	14	50	27.0	30	430	56	300	9340
	mín.	20		30			408	47	150	1645
RC2	máx.	20	12	30	26.5	15	210	53	110	1645
	mín.	10		20			196	42	50	670
RC3	máx.	10	10	20	26.0	10	131	43	40	670
	mín.	5		10			122	33	20	270

Tabela D6 – Parâmetros de cálculo ajustados às tensões expectáveis no maciço ao nível do túnel (retirado de *Cenorgeo* [20])

Foi então revelado que a adopção dos parâmetros de Mohr-Coulomb derivados a partir do ajuste do nível de tensão conduzia a resultados do lado da segurança relativamente à adopção dos valores recomendados pelo estudo patenteado a concurso. Por este motivo, optou-se no âmbito do projecto de execução, por considerar nos cálculos apenas o primeiro conjunto de parâmetros correspondente aos que se enquadravam dentro dos valores extremos obtidos, atendendo aos níveis de tensão expectáveis para o maciço ao nível do túnel. Os referidos parâmetros encontram-se resumidos na tabela D7.

Classes rochosas	Parâmetros do presente projecto (ajustados às tensões)		
	ϕ (º)	c (kPa)	E (MPa)
RC1	47	250	2000
RC2	42	100	1000
RC3	35	30	300

Tabela D7 – Parâmetros finais de cálculo (retirado de *Cenorgeo* [20])

D.2. SECÇÕES TIPO – GEOMETRIA

D.2.1. – TÚNEL A CÉU ABERTO *"CUT AND COVER"*

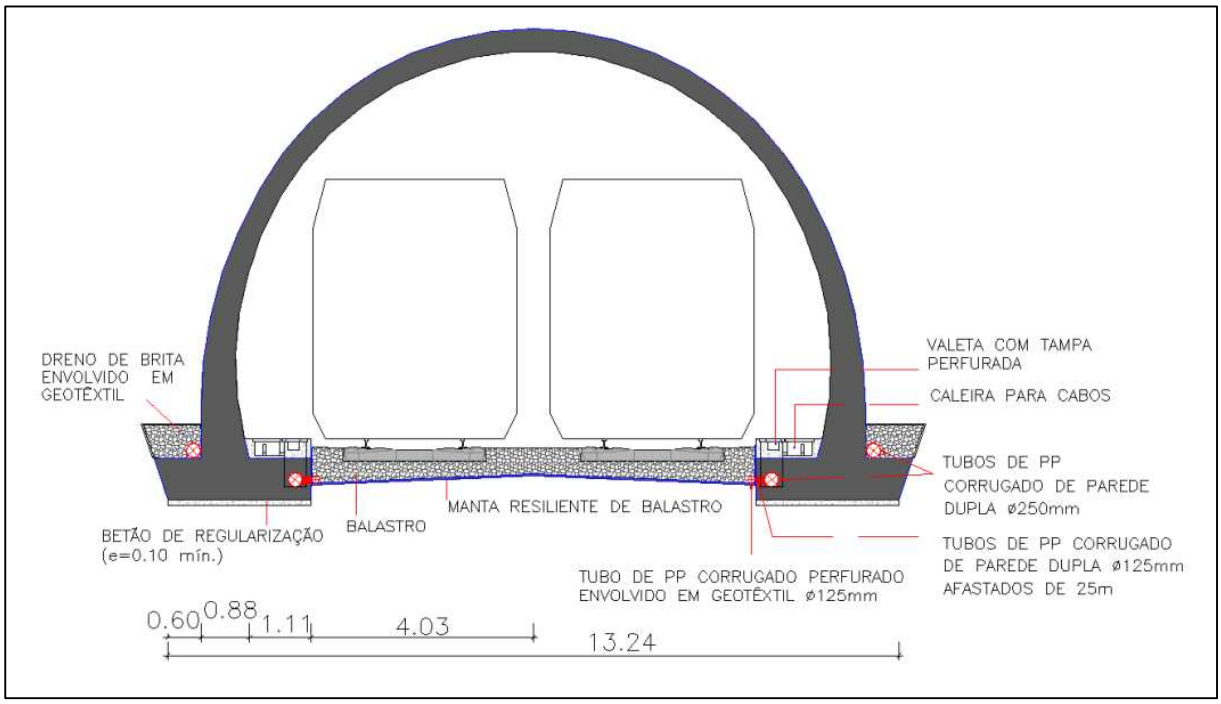


Fig.D7 – Secção geral de túnel a céu aberto – CA1 (adaptado de *Cenorgeo* [20])

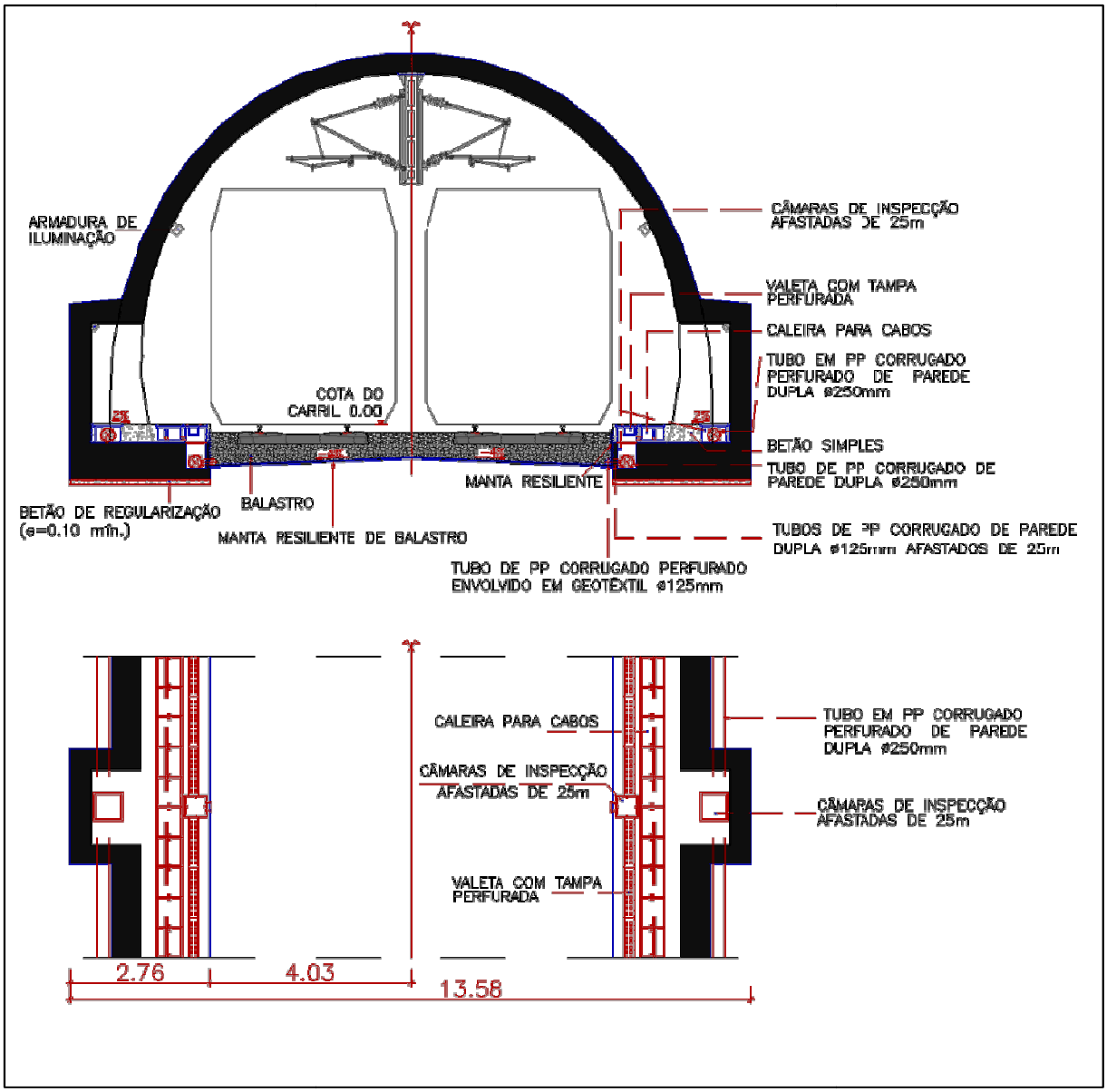


Fig.D8 – Planta e secção transversal do túnel a céu aberto, na zona de implantação dos Nichos (Tipo1), (adaptado de *Cenorgeo* [20])

D.2.2. – TÚNEL SUBTERRÂNEO

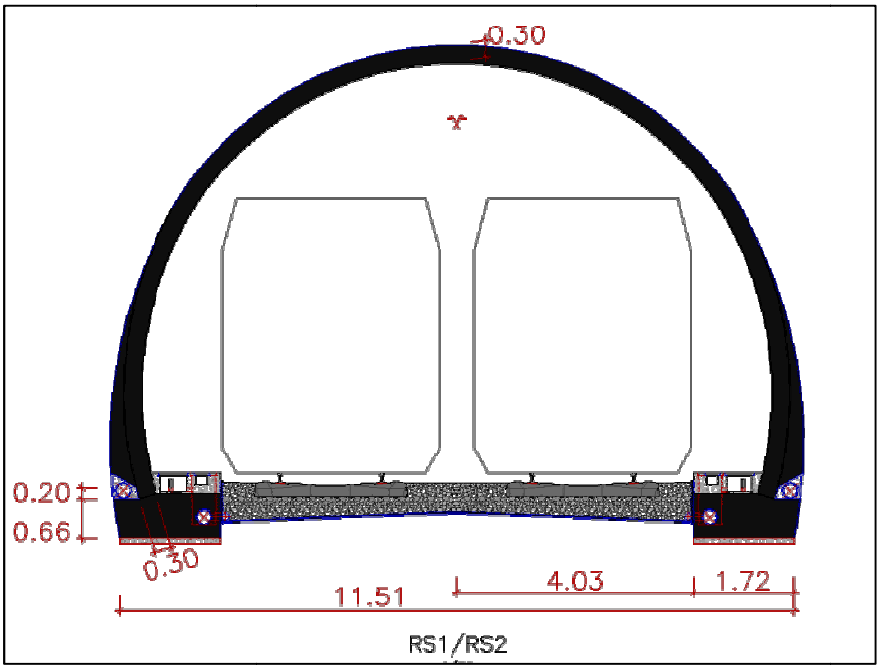


Fig.D9 – Secção transversal do túnel subterrâneo tipo RS1 e RS2, (adaptado de *Cenorgeo* [20])

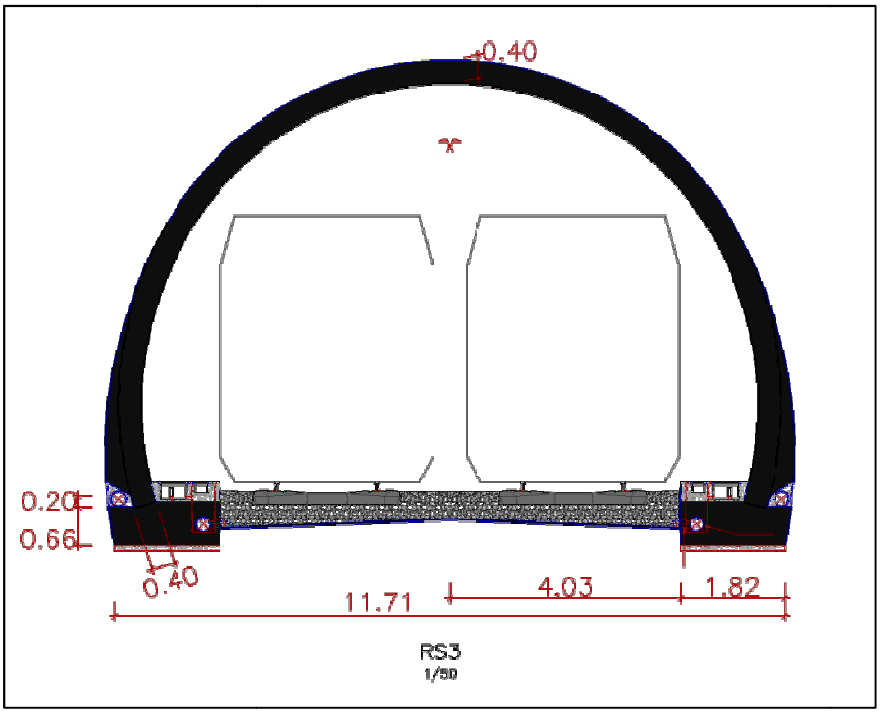


Fig.D10 – Secção transversal do túnel subterrâneo tipo RS3, (adaptado de *Cenorgeo* [20])

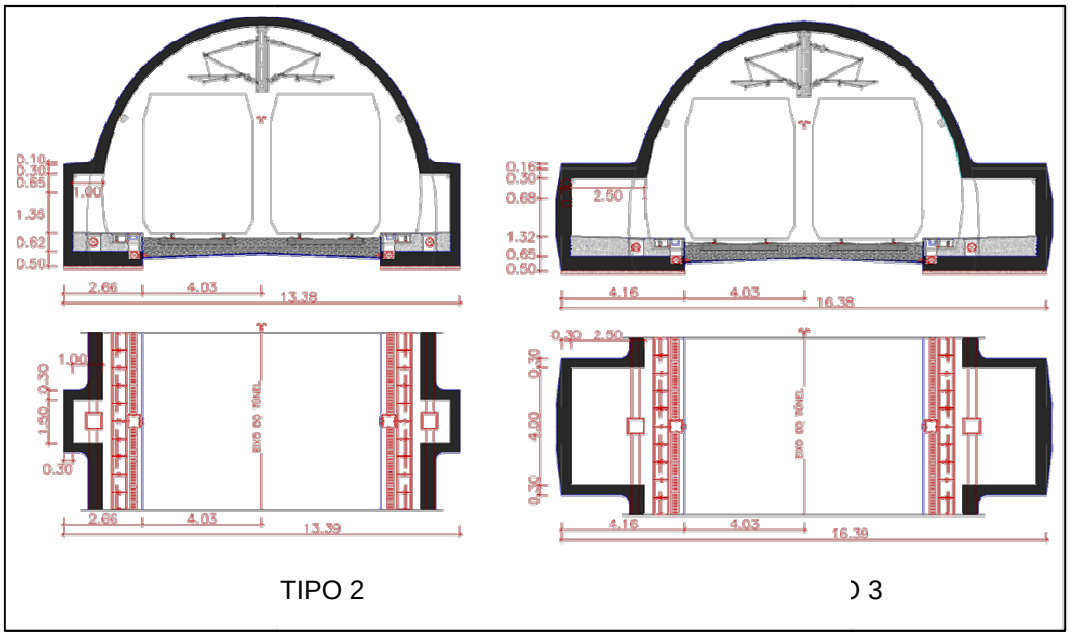


Fig.D11 – Plantas e secções transversal do túnel subterrâneo, na zona de implantação dos Nichos (Tipo2 e Tipo 3), (adaptado de *Cenorgeo* [20])

D.3. FASEAMENTOS CONSTRUTIVOS

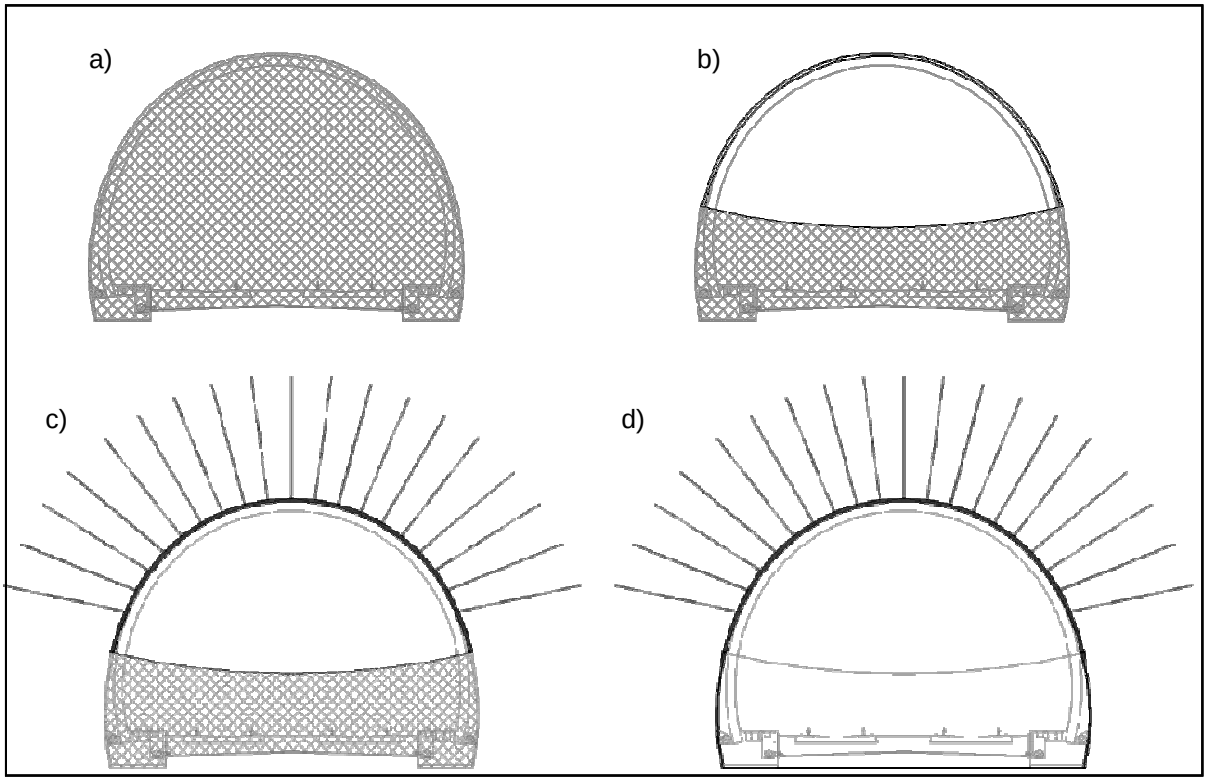


Fig.D12 – Faseamento construtivo tipo I / IIA: a) estado inicial, b) escavação da secção superior, 3m/2m máx., c) aplicação do revestimento primário na abóbada, d) escavação plena da secção inferior, 6m/4m máx., e aplicação do suporte primário respectivo. (adaptado de *Cenorgeo* [20])

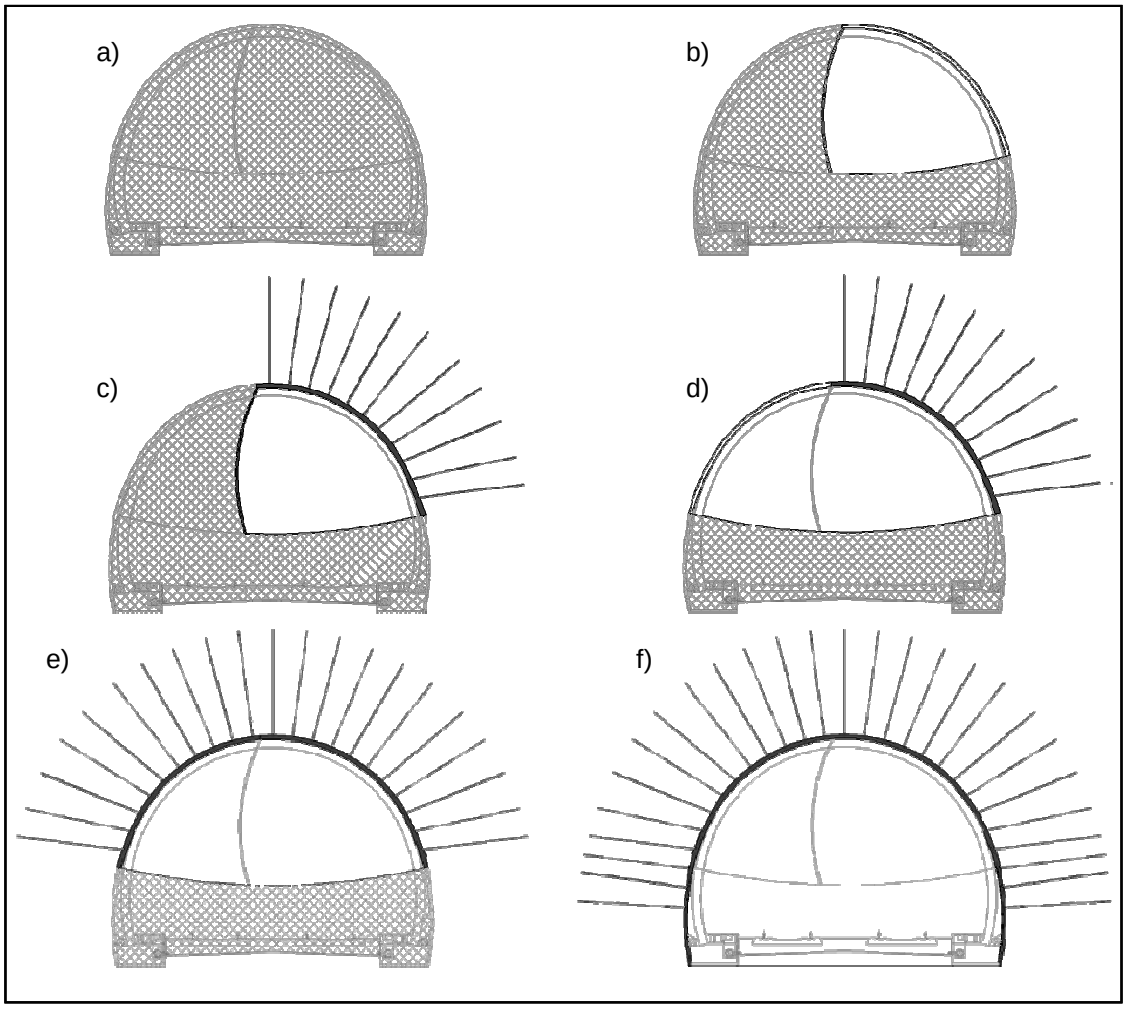


Fig.D13 – Faseamento construtivo tipo IIB:
a) Estado inicial,
b) Escavação de meia secção superior direita, 2m máx.,
c) Aplicação do revestimento primário no contorno da abóbada,
d) Escavação do alargamento da meia secção superior, 2m máx.,
e) Aplicação do revestimento primário no contorno da abóbada,
f) Escavação plena da secção inferior, 4m máx. e aplicação do suporte primário respectivo.

(adaptado de *Cenorgeo* [20])

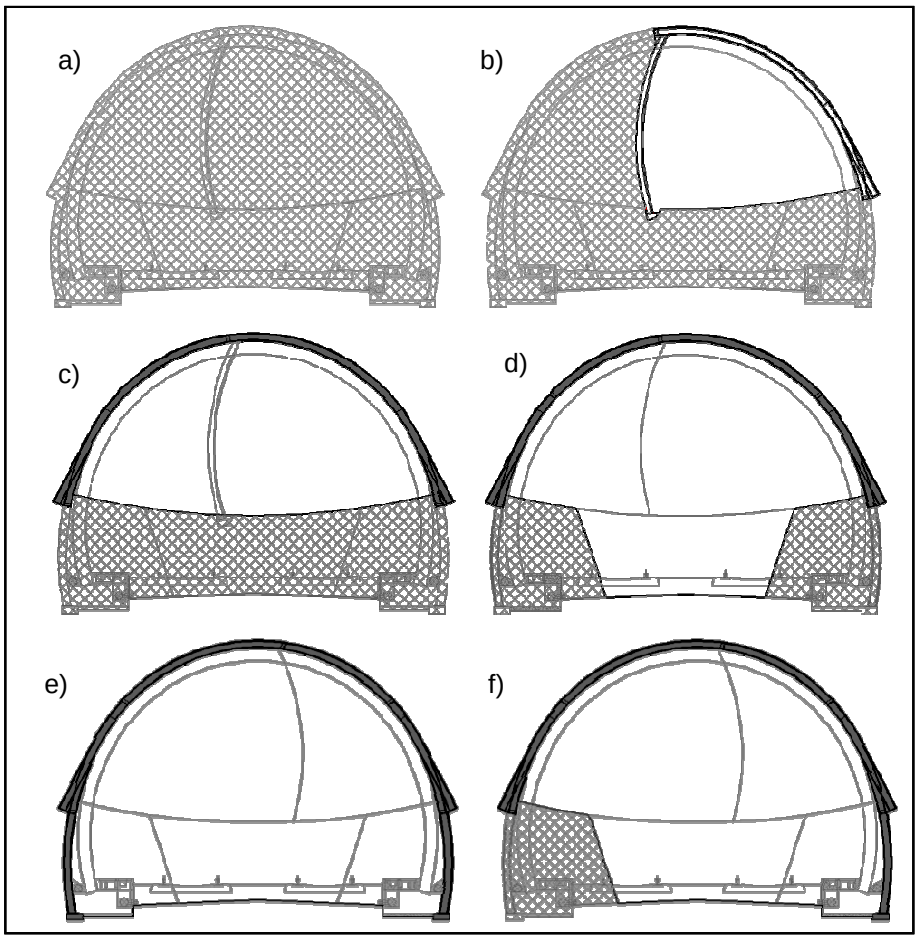


Fig.D14 – Faseamento construtivo tipo III:

a) Estado inicial,
b) escavação de meia secção superior direita, 1m máx. e aplicação do revestimento,
c) escavação do alargamento da meia secção superior, 1m máx., e aplicação do revestimento,
d) escavação do caixão central,
e) escavação do nicho lateral direito, 1m máx. e aplicação do suporte,
f) escavação do outro nicho lateral, 1m máx. e aplicação do suporte primário

(adaptado de *Cenorgeo* [20])

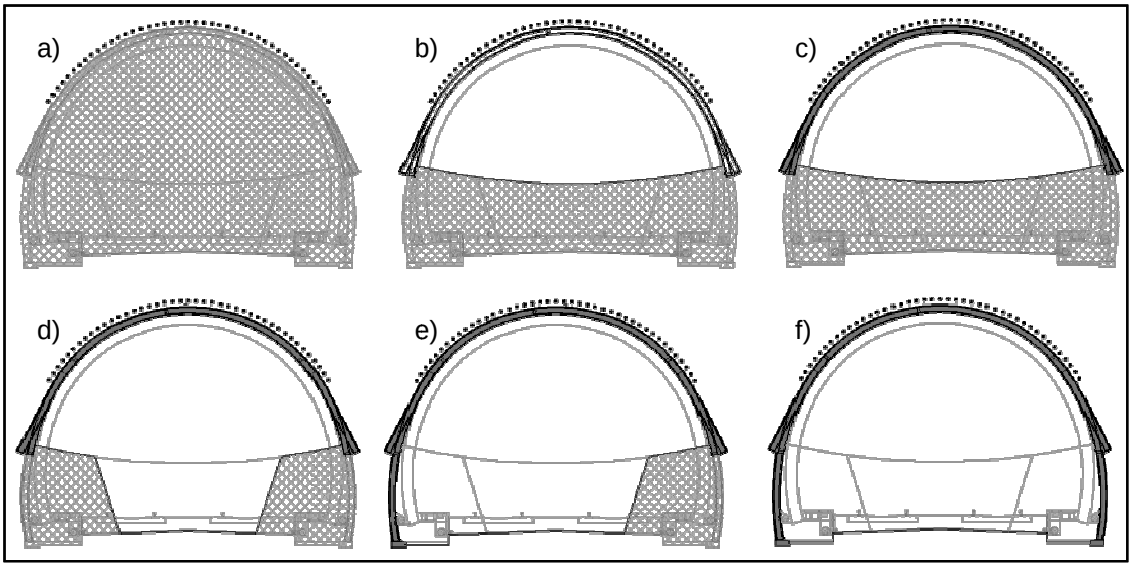


Fig.D15 – Faseamento construtivo tipo IV – horizonte geotécnico RC3:

a) Execução do guarda-chuva de enfilagens no contorno superior da abóbada,
b) escavação plena da secção superior, 3m máx. e aplicação do suporte primário,
c) aplicação do revestimento primário na abóbada,
d) escavação do caixão central,
e) escavação do nicho lateral direito, 1m máx. e aplicação do suporte primário,
f) escavação do outro nicho lateral, 1m máx. e aplicação do suporte primário

(adaptado de *Cenorgeo* [20])

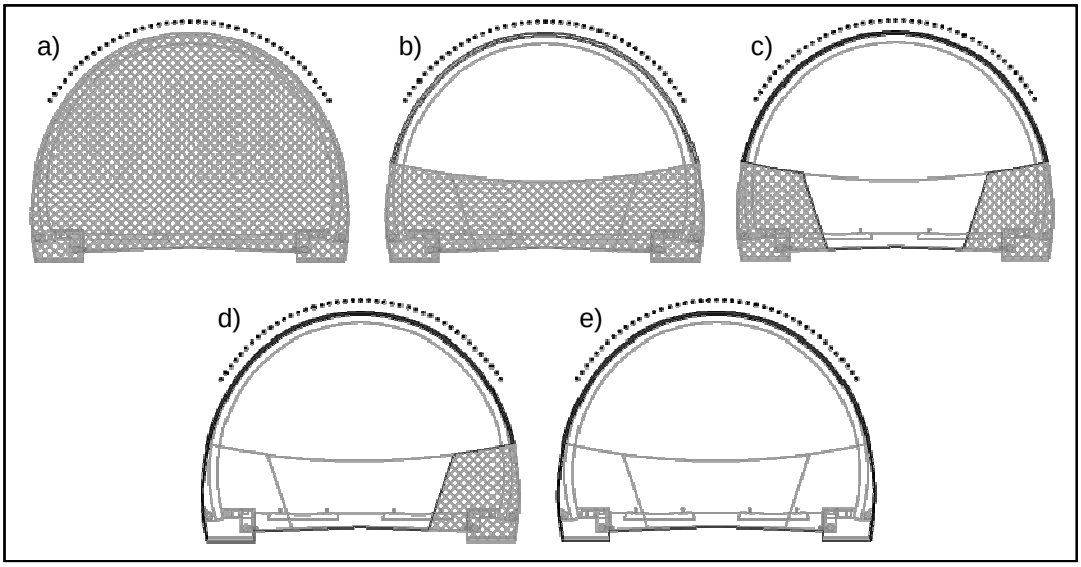


Fig.D16 – Faseamento construtivo tipo IV – horizonte geotécnico RC3:

a) Execução do guarda-chuva de enfilagens no contorno superior da abóbada,
b) escavação plena da secção superior, 3m máx. e aplicação do suporte primário,
c) aplicação do revestimento primário na abóbada e posteriormente escavação do caixão central,
d) escavação do nicho lateral direito, 2m máx. e aplicação do suporte primário,
e) escavação do outro nicho lateral, 2m máx. e aplicação do suporte primário

(adaptado de *Cenorgeo* [20])

D.4. ESTUDO DO RISCO DE ASSENTAMENTOS DE SUPERFÍCIE

D.4.1 – ÁREA CRITICA DE IMPLANTAÇÃO DO P40

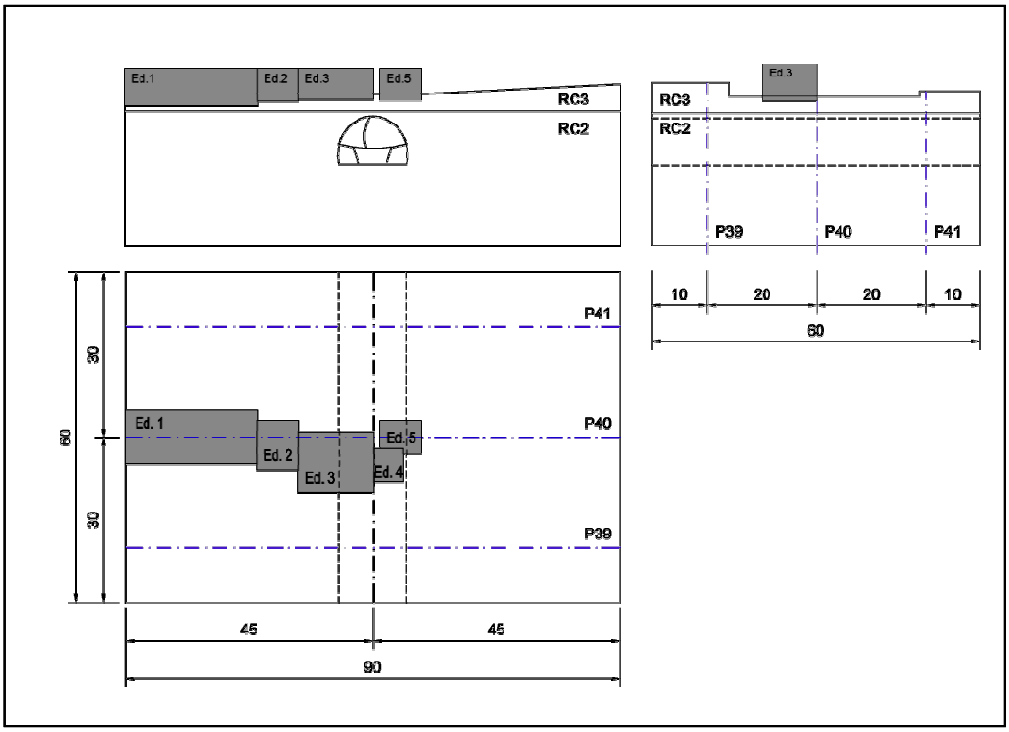


Fig.D17 – Planta, corte e alçado da zona do P40 (retirado de *Cenorgeo* [20])

D.4.2 – ASSENTAMENTOS VERTICAIS À SUPERFÍCIE DO PERFIL P40

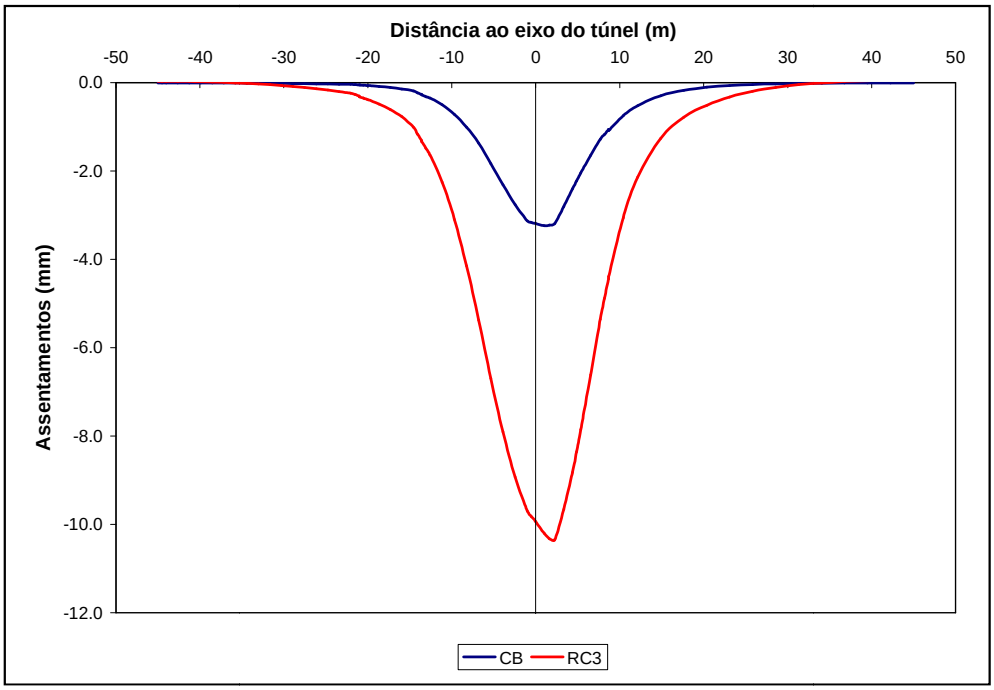


Fig.D18 – Perfil dos assentamentos verticais, medidos transversalmente, à superfície do perfil P40 (retirado de *Cenorgeo* [20])

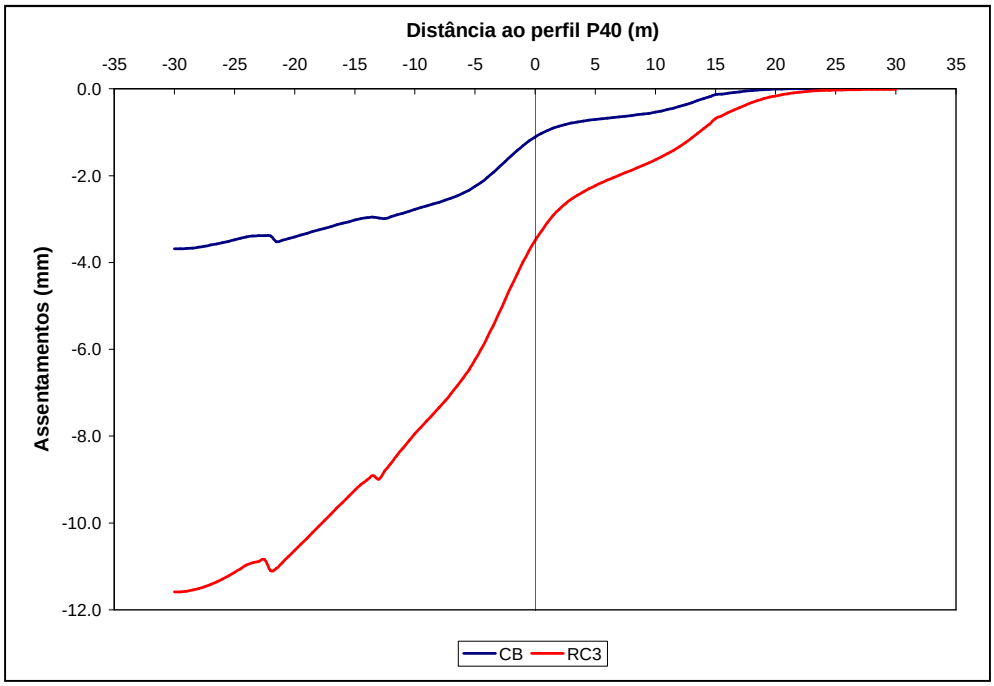


Fig.D19 – Perfil dos assentamentos, medidos em corte longitudinal segundo o eixo do túnel, para a fase de cálculo crítica (retirado de *Cenorgeo* [20])

D.4.3 – CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES MÁXIMAS

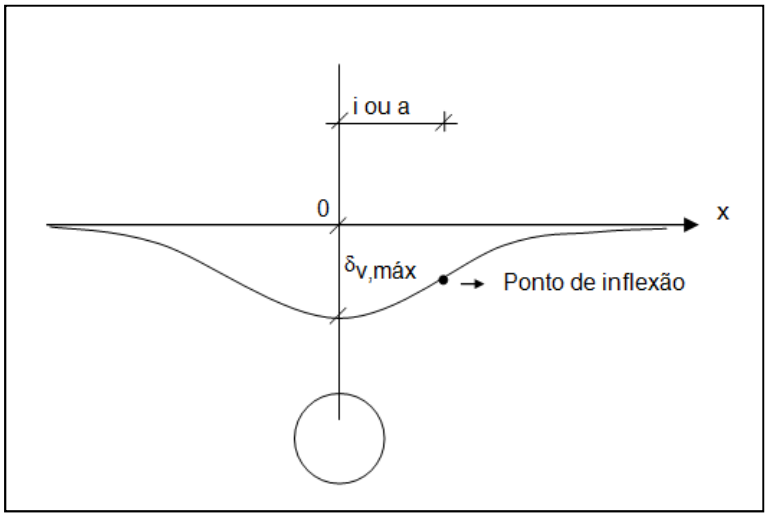


Fig.D20 – Forma geral da curva de subsidência consequente da escavação de um túnel (retirado de *Cenorgeo* [20])

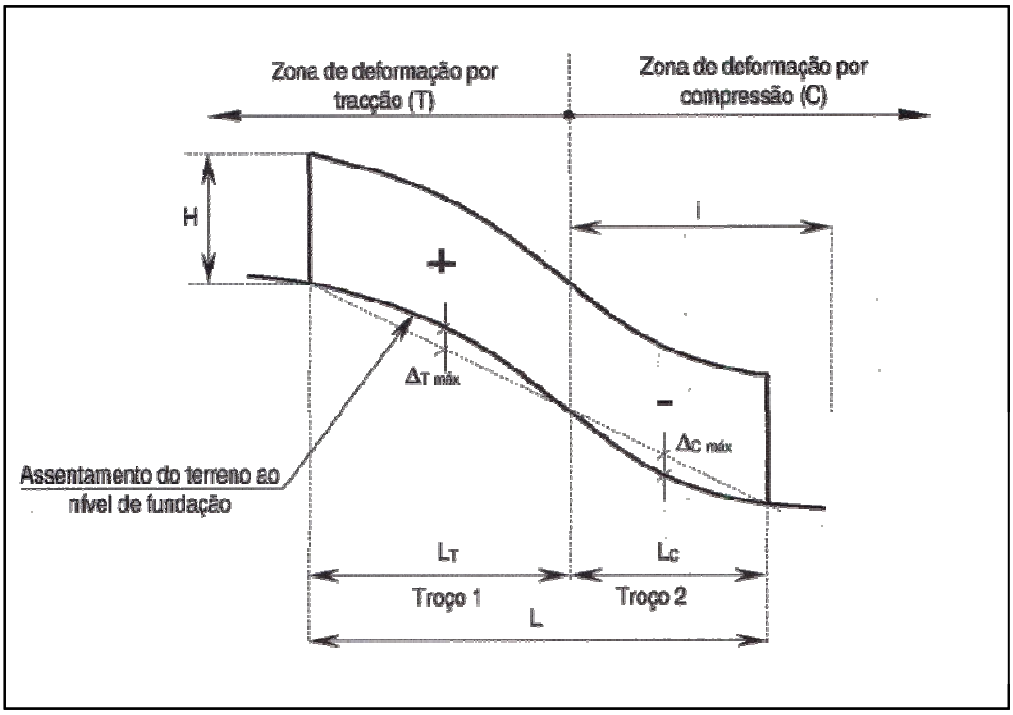


Fig.D21 – Deformações num edifício induzidas pela curva de subsidência
(retirado de *Cenorgeo* [20])

As deformações máximas devidas à flexão (ε_b) e ao esforço transverso (ε_d) no edifício foram dados pelas fórmulas seguintes:

$$\varepsilon_b = \frac{\frac{\Delta_i}{L_i}}{\frac{L_i}{12\,t}\left[1+\frac{18}{L_i^2}\,\frac{I}{H}\,\frac{E}{G}\right]} \qquad \varepsilon_d = \frac{\frac{\Delta_i}{L_i}}{1+\frac{1}{6\,n}\,\frac{L_i^2}{H^2}\,\frac{G}{E}}$$

t – posição da linha neutra na secção do edifício = H (linha neutra de base : n=1) ou H/2 (linha neutra a meia altura : n=1/4);

I – momento de inércia da secção do edifício em relação à posição da linha neutra;

H – altura do edifício;

Deste modo, a sobreposição das deformações assim como a deformação máxima ($\varepsilon_{máx}$) em cada troço, dada pelas seguintes fórmulas:

$$\varepsilon_{b,\,t} = \varepsilon_h + \varepsilon_b \quad ; \quad \varepsilon_{d,\,t} = \frac{1-\nu}{2}\varepsilon_h + \sqrt{\left(\frac{1+\nu}{2}\varepsilon_h\right)^2 + \varepsilon_d^2} \quad ; \quad \varepsilon_{máx} = máx\left(\varepsilon_{b,t}\,;\varepsilon_{d,t}\right)$$

A extensão limite considerada na classificação é a máxima obtida em todos os troços, onde i representa um determinado troço de um edifício:

$$\varepsilon_{lim} = \text{máx}\left(\varepsilon_{\text{máx } i}\right)$$

Edificio N.º	I_V	ε_{lim} (%)	Categoria de Risco
1	60	0,007	0
2	60	0,027	0
3	60	0,062	1
4	60	0,040	0
5	60	0,024	0

Tabela D8 – Resultados da classificação de Burland corrigida através do índice de vulnerabilidade Iv (retirado de *Cenorgeo* [20])

D.5. SISTEMA DE IMPERMEABILIZAÇÃO E DRENAGEM – DRENAGEM TRANSVERSAL

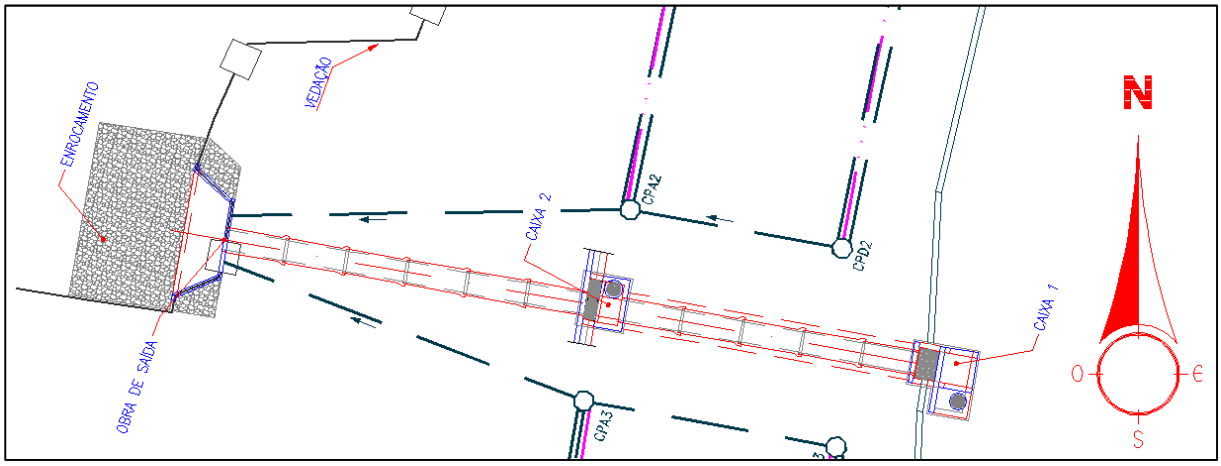


Fig.D22 – Planta respectivo à implantação da Passagem Hidráulica (retirado de *Cenorgeo* [20])

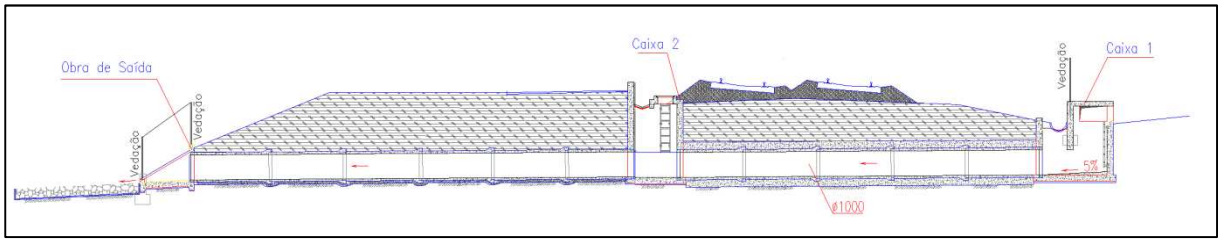


Fig.D23 – Corte transversal respectivo à implantação da Passagem Hidráulica (retirado de *Cenorgeo* [20])

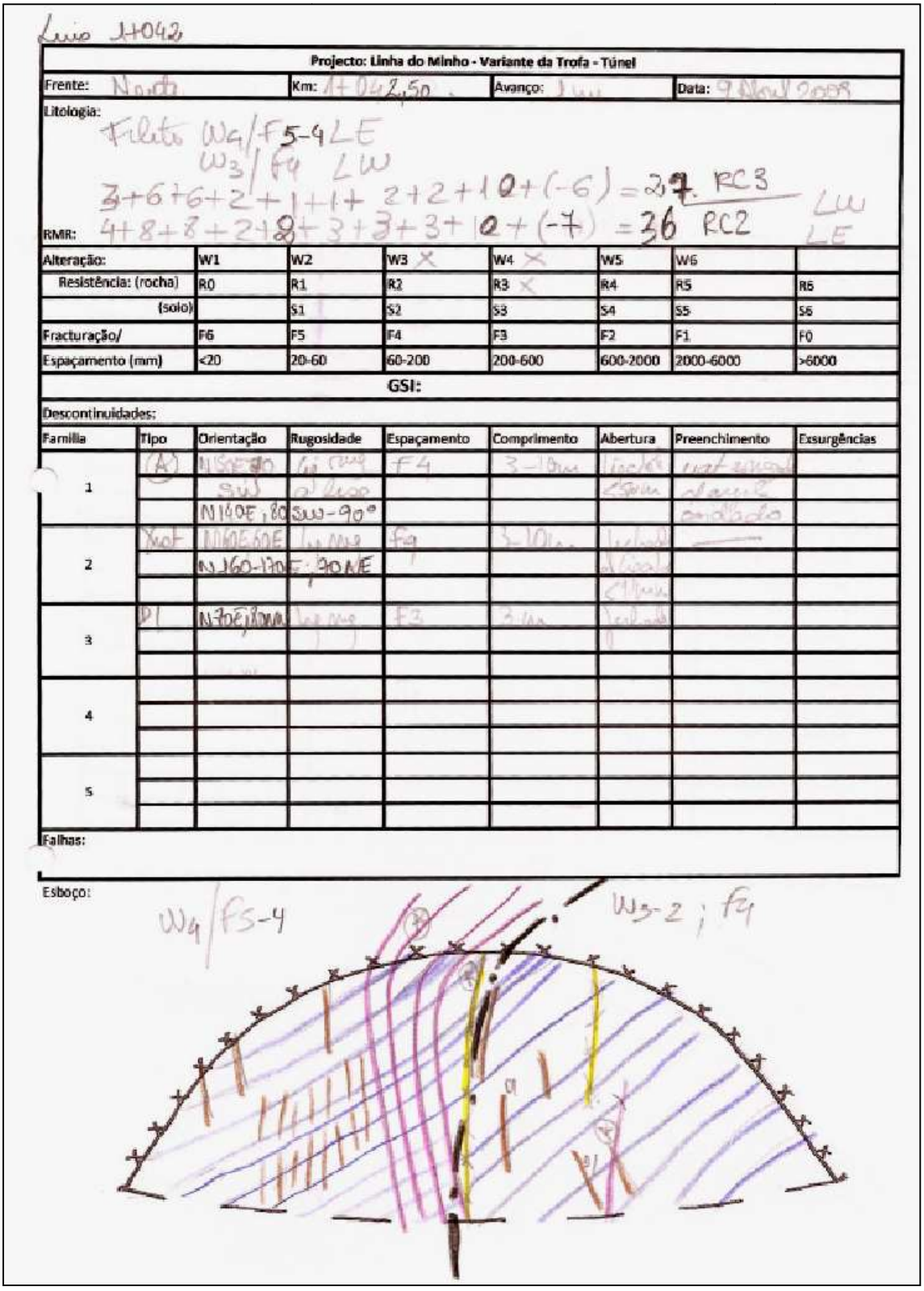
D.6. PLANTA E PERFIL LONGITUDINAL

ANEXO E

CASO DE ESTUDO – VARIANTE DA TROFA, DA LINHA DO MINHO

ELEMENTOS DA CLASSIFICAÇÃO DO MACIÇO NA FRENTE DE ESCAVAÇÃO

E.1. CARTA DE OBSERVAÇÃO DA FRENTE



Luso 1+042

Projecto: Linha do Minho - Variante da Trofa - Túnel			
Frente: Norte	Km: 1+042,50	Avanço: Luso	Data: 9 Abril 2009

Litologia: Filito W4/F5-4 LE
W3/F4 LW

RMR: 3+6+6+2+1+1+3+2+10+(-6) = 27 RC3 LW
4+8+8+2+8+3+3+3+10+(-7) = 36 RC2 LE

Alteração:	W1	W2	W3 X	W4 X	W5	W6	
Resistência: (rocha)	R0	R1	R2	R3 X	R4	R5	R6
(solo)		S1	S2	S3	S4	S5	S6
Fracturação/	F6	F5	F4	F3	F2	F1	F0
Espaçamento (mm)	<20	20-60	60-200	200-600	600-2000	2000-6000	>6000

GSI:

Descontinuidades:

Família	Tipo	Orientação	Rugosidade	Espaçamento	Comprimento	Abertura	Preenchimento	Exsurgências
1	A	N150E;80SW		F4				
		SW						
		N140E;80SW-90°						
2	Xist	N90E/NE		F4				
		N160-170E;90NE						
3	P1	N70E/SW		F3				
4								
5								

Falhas:

Esboço:

Fig.E1 – Exemplo de uma carta de observação geológica da frente
(G.E.G. - 9 de Abril de 2009)

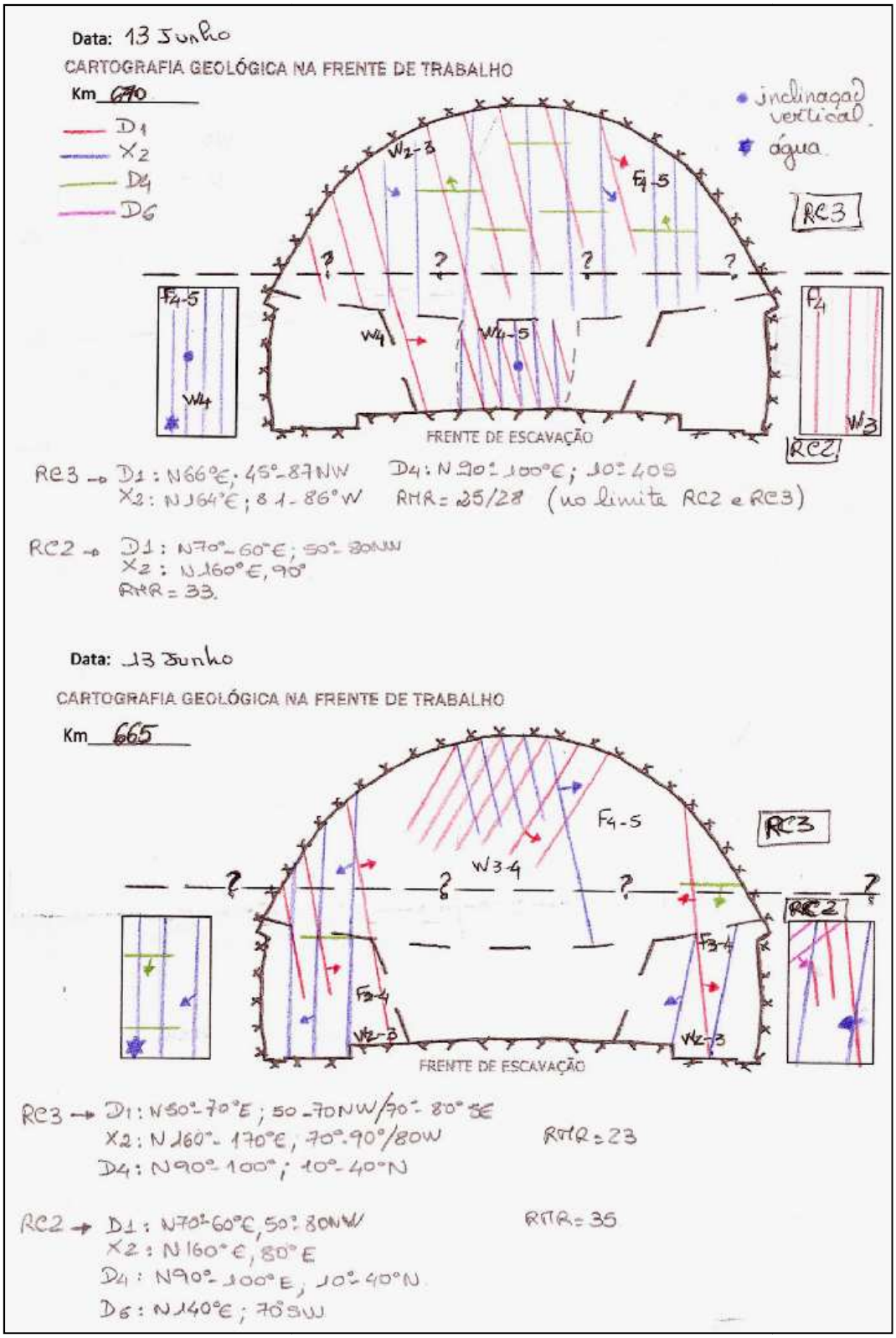


Fig.E2 – Exemplo de uma carta de observação geológica da frente de escavação (G.E.G. 13 de Junho de 2008)

E.2. CARTA DE CLASSIFICAÇÃO DO ÍNDICE RMR

Túnel da Trofa — **5 de Junho de 2009**

CLASSIFICAÇÃO DE BIENIAWSKI ENTRE KM 1+439 a 1+427 (secção inferior - LW)

Point Load Mpa	Res. Comp. Uniaxial Mpa		
>10	>250	15	
4 - 10	100 - 250	12	
2 - 4	50 - 100	7	
1 - 2	25 - 50	4	
< 2 *	5 - 25	2	
< 2 *	1 - 5	1	
< 2 *	< 1	0	**6**

RQD %		
90 - 100	20	
75 - 90	17	
50 - 75	13	
25 - 50	8	
< 25	3	**13**

Características das descontinuidades (ver nota abaixo)		
Paredes Rugosas, descontínuas, fechadas, paredes sem alteração	30	
Paredes ligeiramente rugosas, abertura < 1 mm, paredes ligeir. alteradas	25	
Paredes ligeiramente rugosas, abertura < 1 mm, paredes muito alteradas	20	
Contínuas; Paredes lisas **ou** preenchimento argiloso < 5 mm **ou** abertura 1 - 5 mm	10	
Contínuas; Preenchimento argiloso > 5 mm **ou** abertura > 5 mm	0	**16**

Espaçamento descontinuidades		
> 2 m	20	
0.6 - 2 m	15	
200 - 600 mm	10	
60 - 200 mm	8	
< 60 mm	5	**10**

Orientação descontinuidades		
Muito Favorável	0	
Favorável	-2	
Razoável	-5	
Desfavorável	-10	
Muito desfavorável	-12	**-5**

ÁGUA SUBTERRÂNEA

Fluxo/10 m túnel	Quociente=Pressão hidráulica fracturas/ Tensão principal	Condições Gerais		
Nulo	0	Seco	15	
< 10 l/min	0.0 - 0.1	Húmido	10	
10 - 25 l/min	0.1 - 0.2	Molhado	7	**11**
25 - 125 l/min	0.2 - 0.5	Gotejante	4	
> 125 l/min	> 0.5	Fluxo contínua	0	

Direcção Perpendicular ao eixo do Túnel				Direc. Paralela ao eixo		Inclinação 0° - 20°
A favor da Escavação		Contra a Escavação				
45° - 90°	20° - 45°	45° - 90°	20° - 45°	45°-90°	20°-45°	
Muito Favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito Desfavorável	Razoável	Razoável

SOMA DOS PESOS	CLASSE Nº	DESCRIÇÃO
100 - 81	I	Muito Bom
80 - 51	II	Bom
50 - 41	III	Razoável
40 - 21	IV	Mau
<20	V	Muito Mau

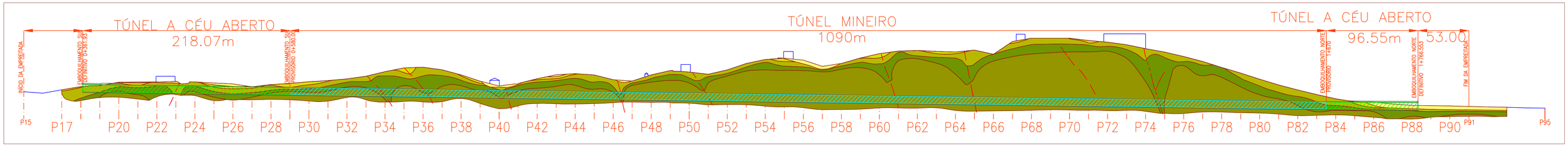
RMR
51

Zonamento	RC1
Suporte	RP1

Nota: Guia para a classificação das características das descontinuidades

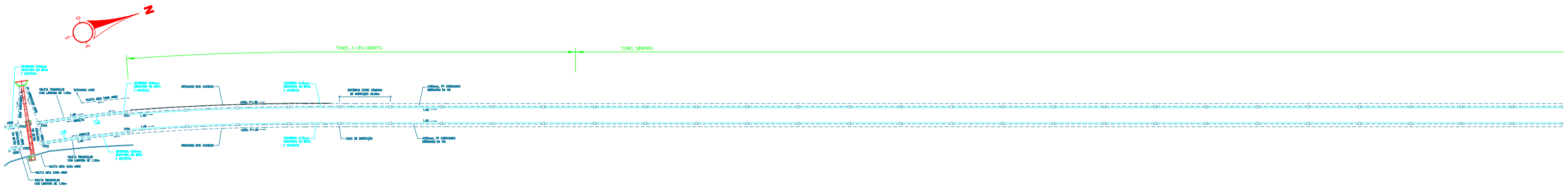
Comprimento da descontinuidade	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20m
	6	4	2	1	0
Separação (abertura)	fechada	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5mm
	6	5	4	1	0
Rugosidade	muito rugosa	rugosa	ligeira/ rugosa	lisa	espelhada
	6	5	3	1	0
Enchimento	nenhum	< 5mm, duro	> 5mm, duro	< 5mm, mole	> 5mm, mole
	6	4	2	2	0
Alteração	não alterada	ligeira	moderada	muito alterada	decomposta
	6	5	3	1	0

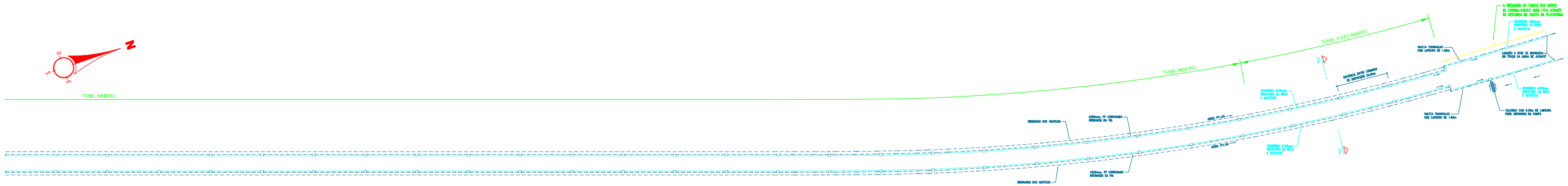
Fig.E3 – Exemplo de uma folha de cálculo do índice RMR a partir da cartografia geológica da frente (G.E.G. 5 de Junho de 2009)



LEGENDA GEOTÉCNICA

ZONAS	LITOLOGIA	VELOCIDADE DAS ONDAS s (m/s)	VELOCIDADE DAS ONDAS p (m/s)
S	Depósitos de vertente e/ou coluvião e/ou aluvião ou aterro.	<300	<1000
RC3	Filito (xisto), completamente fracturado e/ou muito alterado e/ou maciço rochoso fortemente descomprimido e/ou material argiloso de caixa de falha ("fault gouge").	300-500	<1000
RC3	Filito (xisto), muito fracturado e/ou muito alterado, descomprimido.	500-1000	1000-1500
RC2	Filito (xisto), com fracturas próximas e medianamente alterado.	1000-1500	1500-2500
RC1	Filito (xisto), com fracturas próximas a medianamente afastadas, pouco a medianamente alterado.	>1500	>2500





PLANTA GERAL

LEGENDA:

- DRENAGEM PLUVIAL
- GEODRENO
- SENTIDO DE ESCOAMENTO
- CÂMARA DE VISITA