



**EXECUÇÃO DE TÚNEIS NAS FORMAÇÕES VULCÂNICAS
DA ILHA DA MADEIRA: O CASO DO TÚNEL 1 DA NOVA
LIGAÇÃO VASCO GIL-FUNDOA À COTA 500**

António João Rodrigues Gonçalves

Dissertação apresentada à Universidade da Madeira para cumprimento
dos requisitos necessários à obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Funchal, Novembro de 2009



**EXECUÇÃO DE TÚNEIS NAS FORMAÇÕES VULCÂNICAS
DA ILHA DA MADEIRA: O CASO DO TÚNEL 1 DA NOVA
LIGAÇÃO VASCO GIL-FUNDOA À COTA 500**

António João Rodrigues Gonçalves

Licenciado em Engenharia Civil

Orientador:

Prof. Doutor Domingos Manuel Martins Rodrigues

Co-Orientador:

Eng. Francisco José Campos Martinho de Moura

Dissertação apresentada à Universidade da Madeira para cumprimento
dos requisitos necessários à obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Funchal, Novembro de 2009

“The desire to know is natural to good men”

Leonardo Da Vinci (1452-1519)

INDICE GERAL

RESUMO	5
ABSTRACT	6
PALAVRAS CHAVE	7
AGRADECIMENTOS	8
INDICE DE TEXTO	9
INDICE DE QUADROS	12
INDICE DE FIGURAS	14
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	18
CAPÍTULO 2 – GEOLOGIA DA ILHA DA MADEIRA	20
CAPÍTULO 3 – OS TÚNEIS RODOVIÁRIOS NA ILHA DA MADEIRA	26
CAPÍTULO 4 – ESTUDOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS EM OBRAS SUBTERRÂNEAS	32
CAPÍTULO 5 – MÉTODOS DE EXECUÇÃO DE TÚNEIS EM FORMAÇÕES VULCÂNICAS	54
CAPÍTULO 6 – ESTUDO DAS VIBRAÇÕES CAUSADAS PELO DESMONTE COM RECURSO A EXPLOSIVOS	98
CAPÍTULO 7 – TÚNEL 1 DA NOVA LIGAÇÃO VASCO GIL – FUNDOA, À COTA 500 – 1ªFASE	106
CAPÍTULO 8 – CONSIDERAÇÕES FINAIS	132
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	136
ANEXOS	140

EXECUÇÃO DE TÚNEIS NAS FORMAÇÕES VULCÂNICAS DA ILHA DA MADEIRA

RESUMO

Este trabalho pretende contribuir para um melhor conhecimento ao nível da execução de túneis em formações vulcânicas, mais especificamente na Ilha da Madeira, visto esta região ter sido nos últimos anos palco da construção de inúmeros túneis rodoviários, que forneceram novos dados, experiências e metodologias na execução de túneis em maciços vulcânicos.

Assim sendo, esta tese foca inicialmente a geologia da Ilha da Madeira com o objectivo de dar a conhecer as características litológicas das rochas que compõem os maciços vulcânicos assim como é feita uma abordagem à história e evolução dos túneis existentes na região, com realce para os vários tipos de túneis executados e para os acidentes mais comuns que acontecem durante a escavação neste tipo de maciços.

Depois são abordados os estudos geológicos e geotécnicos que são indispensáveis antes do início da execução dos túneis e também os métodos de escavação utilizados em maciços vulcânicos.

É ainda abordado o estudo das vibrações causadas pelo uso de explosivos na escavação de túneis visto ser o método mais usado na região.

Por fim é relatado o acompanhamento realizado durante a execução de um túnel na Ilha da Madeira, com particular destaque ao estudo das vibrações causadas devido à detonação de explosivos.

CONSTRUCTION OF TUNNELS IN THE VULCANIC FORMATIONS OF MADEIRA ISLAND

ABSTRACT

This thesis aims to contribute to a better knowledge in the construction of tunnels in volcanic formations, specifically in the island of Madeira, as this region has been in recent years, the stage of construction of many tunnels, which provided new data, experiences and methodologies in the construction of tunnels in volcanic rock mass.

Therefore, this thesis primarily focuses on geology of Madeira in order to draw attention to the lithological characteristics of rocks that compose the volcanic rock mass and it covers the history and evolution of the tunnels in the region, with emphasis on the various types of tunnels that exist on the region and the most common accidents that happen during the excavation in this type of rock mass.

Then discusses the geological and geotechnical studies needed before the start of the construction of the tunnels and also the methods of excavation used in volcanic formations.

It also report the study of vibrations caused by the use of explosives in the excavation of tunnels because this is still the most used method in the region. Finally, this thesis describes the monitoring carried out during the execution of a tunnel on the island of Madeira, with particular attention to the study of vibrations caused by explosive detonation.

PALAVRAS CHAVE

Túneis

Vulcanismo

Maciço

Execução

Explosivos

Vibrações

KEY WORDS

Tunnels

Volcanism

Rock mass

Construction

Explosives

Vibrations

AGRADECIMENTOS

Após a realização de um trabalho deste tipo constatamos que sem a ajuda e o apoio de certas pessoas, tal não seria possível. Assim sendo, aqui estão os respectivos agradecimentos:

- À minha família pelo apoio constante.
- À Administração da empresa Avelino Farinha e Agrela, SA, e em especial ao Sr. Avelino, por ter-me proporcionado a oportunidade de estagiar numa das maiores empresas do País.
- Ao Engenheiro Francisco Moura, meu co-orientador, pela paciência que teve desde o 1º dia, pela disponibilidade total concedida e pelos vastos conhecimentos e experiências transmitidas ao longo de seis meses, contribuiu de forma decisiva para o resultado final deste trabalho.
- Ao Professor Doutor Domingos Rodrigues pela orientação fornecida e pela constante troca de opiniões.
- A toda secção de Produção da empresa Avelino Farinha e Agrela, SA pela disponibilidade dispensada.
- Ao Engenheiro Bruno Valente pelo auxílio e pelos preciosos pareceres técnicos.
- Ao pessoal dos túneis da Avelino Farinha e Agrela, SA pelas opiniões e experiências transmitidas, apenas possíveis de adquirir por quem está diariamente no terreno.

Se estes agradecimentos porventura omitiram alguém, trata-se somente de uma falha no papel pois o autor tem presente todos aqueles que, de uma forma ou de outra, contribuíram para que este trabalho chegasse a bom porto. A todos o meu obrigado.

ÍNDICE DE TEXTO

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	18
CAPÍTULO 2 – GEOLOGIA DA ILHA DA MADEIRA	20
2.1. Introdução	20
2.2. Historia Geológica da Ilha da Madeira	20
2.2.1. Complexo vulcânico periférico – β_2	23
2.2.2. Zonamento geológico-geotécnico utilizado na Ilha da Madeira	23
CAPÍTULO 3 – OS TÚNEIS RODOVIÁRIOS NA ILHA DA MADEIRA	26
3.1. Introdução	26
3.2. Importância dos túneis rodoviários	26
3.3. Situações de risco durante a execução de túneis na Ilha da Madeira	29
CAPÍTULO 4 – ESTUDOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS EM OBRAS SUBTERRÂNEAS	32
4.1. Introdução	32
4.2. Importância dos estudos geológicos e geotécnicos	32
4.3. Fenómenos geológicos importantes para a escavação de túneis	33
4.3.1. Falhas	33
4.3.2. Dobras	34
4.3.3. Diáclases	35
4.3.4. Níveis freáticos	37
4.4. Metodologia	38
4.4.1. Estudos prévios	39
4.4.2. Prospecções de campo	40
4.4.3. Ensaio geotécnicos	44
4.4.4. Classificações geomecânicas	44
4.4.4.1. Sistema RMR	45
4.4.4.2. Sistema Q	47
4.4.4.3. Sistema GSI	48
4.5. Exemplo: Túnel da Quinta Grande, Via Rápida R. Brava – Funchal	51

CAPÍTULO 5 – MÉTODOS DE EXECUÇÃO DE TÚNEIS EM FORMAÇÕES VULCÂNICAS	54
5.1. Introdução	54
5.2. Critérios de escavabilidade	54
5.3. Selecção de método	55
5.4. Métodos de escavação	56
5.4.1. Métodos clássicos	56
5.4.2. Meios Mecânicos	57
5.4.2.1. Escavadoras Hidráulicas	58
5.4.2.2. Roçadoras	65
5.4.2.3. Tuneladoras	69
5.4.3. Desmonte com explosivos – o sistema <i>drill & blast</i>	74
5.4.3.1. Perfuração	75
5.4.3.2. Explosivos	79
5.4.4. NATM – O novo método Austríaco	93
5.4.5. Emboquilhamentos	95
 CAPÍTULO 6 – ESTUDO DAS VIBRAÇÕES CAUSADAS PELO DESMONTE COM RECURSO A EXPLOSIVOS	 98
6.1. Introdução	98
6.2. Alterações provocadas pelas pegas de fogo	98
6.3. Vibrações	99
6.4. Norma portuguesa NP2074	103
6.5. Medidas para reduzir os níveis de vibração	105
 CAPÍTULO 7 – TÚNEL 1 DA NOVA LIGAÇÃO VASCO GIL-FUNDOA, À COTA 500 – 1ªFASE	 106
7.1. Introdução	106
7.2. Geometria do túnel 1 e geomorfologia da zona de implantação	107
7.3. Caracterização geológico-geotécnica	108
7.3.1. Prospecção geotécnica e ensaios <i>in situ</i>	108
7.3.2. Ensaios laboratoriais	111
7.3.3. Interpretação das prospecções	111
7.3.4. Modelo geológico	112
7.3.5. Classificações geotécnicas	114
7.3.5.1. Classificação de Bieniawski – Índice RMR	114
7.3.5.2. Sistema GSI – Índice GSI	114

7.3.6. Zonamento geotécnico e parâmetros geomecânicos utilizados	114
7.3.7. Secções tipo	116
7.3.8. Emboquilhamentos	117
7.4. Método de escavação	118
7.5. Caracterização geológico-geotécnica real do maciço	121
7.6. Monitorização das vibrações resultantes do uso de explosivos	122
7.6.1. Estimativa das vibrações expectáveis	122
7.6.2. Equipamento utilizado	123
7.6.3. Locais Monitorizados	123
7.6.4. Resultados obtidos	124
7.6.5. Mapa de vibrações	126
7.6.6. Condicionalismos	129
7.6.7. Medidas de optimização	130
7.7. Análise dos resultados obtidos	130
CAPÍTULO 8 – CONSIDERAÇÕES FINAIS	132
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	136
ANEXOS	140
Anexo 1 – Índices MR e RSR	142
Anexo 2 – Peças desenhadas do túnel 1	148
Anexo 3 – Sondagens e perfis sísmicos	152
Anexo 4 - Litologia encontrada durante a escavação do túnel 1	154
Anexo 5 – Cronologia dos trabalhos executados no túnel 1	160
Anexo 6 – Planos de fogo utilizados no túnel 1	164
Anexo 7 – Características do sismógrafo utilizado	168

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 2	20
Quadro 2.1: Características das unidades geológicas principais (adaptado de BRITO <i>et al</i> , 2009).	21
Quadro 2.2: Designação dos complexos vulcânicos de acordo com Zbyszewski (adaptado de MOURA, 2006).	23
Quadro 2.3: Estrutura, características e classificação dos tipos litológicos constituintes do complexo $\beta 2$ (adaptado de MOURA, 2006).	24
Quadro 2.4: Zonamento geotécnico (adaptado de MOURA, 2006).	25
 CAPÍTULO 3	 26
Quadro 3.1: Tipos de túneis existentes na Ilha da Madeira (adaptado de MOURA, 2006).	27
 CAPÍTULO 4	 32
Quadro 4.1: Instabilidade das diáclases na estrutura do túnel (adaptado de ROMANA, 1981).	36
Quadro 4.2: Instabilidade das diáclases na estrutura do túnel (adaptado de ROMANA, 1981).	36
Quadro 4.3: Ensaio geotécnicos <i>in situ</i> (adaptado de FERNANDEZ, 1997).	44
Quadro 4.4: Ensaio em laboratório (adaptado de FERNANDEZ, 1997).	44
Quadro 4.5: Aplicação do Sistema RMR (adaptado de MIRANDA, 2003).	46
Quadro 4.6: Obtenção do valor de RQD (adaptado de MIRANDA, 2003).	47
Quadro 4.7: Obtenção do valor de J_n (adaptado de MIRANDA, 2003).	47
Quadro 4.8: Obtenção do valor de J_r (adaptado de MIRANDA, 2003).	47
Quadro 4.9: Obtenção do valor de J_a (adaptado de MIRANDA, 2003).	48
Quadro 4.10: Obtenção do valor de J_w (adaptado de MIRANDA, 2003).	48
Quadro 4.11: Obtenção do valor do SRF (adaptado de MIRANDA, 2003).	49
Quadro 4.12: Determinação aproximada do valor do GSI (adaptado de MIRANDA, 2003).	50
Quadro 4.13: Orientações para a escolha do valor de D (adaptado de MIRANDA, 2003).	51
Quadro 4.14: Estimativa dos valores de m_i (adaptado de MIRANDA, 2003).	51
Quadro 4.15: Características litológicas, estruturais e mecânicas do maciço (adaptado de BARRETO, 2000).	52
Quadro 4.16: Classificação geomecânica (Bieniawski) – escavação e suportes (adaptado de BARRETO, 2000).	52
 CAPÍTULO 5	 54
Quadro 5.1: Principais critérios de escavabilidade e parâmetros mecânicos associados (adaptado de NASCIMENTO BASTOS, 1998).	54
Quadro 5.2: Métodos clássicos e suas características (adaptado de UBIERNA, 1997).	57
Quadro 5.3: Rendimento de duas escavadoras hidráulicas numa obra subterrânea na Madeira.	64
Quadro 5.4: Tipologias dos escudos actuais (adaptado de GONZÁLEZ, 1997).	70
Quadro 5.5: Tipos de tuneladoras.	73
Quadro 5.6: Características principais do explosivo (adaptado de MARTINS, 1997).	80
Quadro 5.7: Características dos amónoleos (adaptado de MARTINS, 1997).	81
Quadro 5.8: Características da amonite (adaptado de MARTINS, 1997).	82

Quadro 5.9: Características das gelamonites e das gelatinas (adaptado de MARTINS, 1997).	82
Quadro 5.10: Parâmetros para selecção do explosivo (adaptado de MARTINS, 1997).	83
Quadro 5.11: Características eléctricas e o código das cores dos detonadores (adaptado de MARTINS, 1997).	86
CAPÍTULO 6	98
Quadro 6.1: Principais critérios de danos para estruturas submetidas a vibrações (adaptado de DINIS DA GAMA, 2008).	100
Quadro 6.2: Valores de referência para os parâmetros da equação da velocidade da vibração (adaptado DINIS DA GAMA, 2008).	101
Quadro 6.3: Obtenção de α .	103
Quadro 6.4: Obtenção de β .	103
Quadro 6.5: Obtenção de γ .	104
CAPÍTULO 7	106
Quadro 7.1: Características base do túnel 1.	107
Quadro 7.2: Resumo das principais características dos perfis sísmicos de refração.	109
Quadro 7.3: Resumo das principais características das sondagens.	109
Quadro 7.4: Nível de água registado nas sondagens.	110
Quadro 7.5: Resumo dos resultados dos ensaios Lugeon	111
Quadro 7.6: Parâmetros geomecânicos de laboratório.	111
Quadro 7.7: Características geomecânicas das amostras.	111
Quadro 7.8: Classificação dos maciços rochosos em termos de qualidade (com base no RQD).	112
Quadro 7.9: Classificação Geomecânica (Bieniawski, 1989).	114
Quadro 7.10: Zonamento geotécnico adoptado.	115
Quadro 7.11: Parâmetros geomecânicos adoptados.	116
Quadro 7.12: Secções tipo.	116
Quadro 7.13: Escavação e suporte conforme zonamento.	118
Quadro 7.14: Valores estimados da velocidade de vibração.	122
Quadro 7.15: Localização dos locais de medição.	123
Quadro 7.16: Resultados obtidos.	125
Quadro 7.17: Distâncias em relação ao local da pega em função da velocidade e da carga instantânea (equação 7.5).	127

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2	20
Figura 2.1: Os complexos vulcânicos da Ilha da Madeira (adaptado de BRITO <i>et al</i> , 2008).	22
CAPÍTULO 3	26
Figura 3.1: Evolução dos túneis da Madeira.	26
Figura 3.2: Elementos constituintes de um túnel rodoviário (adaptado de VALLEJO, 2002).	28
Figura 3.3: Peso dos túneis na rede rodoviária da Ilha da Madeira (DRE, 2006).	28
Figura 3.4: Percentagem de túneis nas novas vias projectadas (DRE, 2006).	29
Figura 3.5: Desabamento da frente de escavação.	29
Figura 3.6: Desabamento do topo do túnel.	29
Figura 3.7: Acidente geológico à superfície, vulgo “chaminé” (MOURA, 2006).	30
CAPÍTULO 4	32
Figura 4.1: Metodologia do estudo geotécnico.	32
Figura 4.2: Influência das falhas na estabilidade dos túneis (adaptado de LÓPEZ, 1997).	33
Figura 4.3: Influência das dobras na escavação de túneis (adaptado de LÓPEZ, 1997).	34
Figura 4.4: Túnel perpendicular à estrutura do maciço (adaptado de VALLEJO, 2002).	35
Figura 4.5: Túnel paralelo à estrutura do maciço (adaptado de VALLEJO, 2002).	36
Figura 4.6: Influência das descontinuidades sobre a estabilidade dos túneis (adaptado de LÓPEZ, 1997).	37
Figura 4.7: Bombagem da água de uma frente de escavação inundada.	37
Figura 4.8: Fluxo de água para o interior da escavação (adaptado de VALLEJO, 2002).	38
Figura 4.9: Faseamento das actividades de caracterização geotécnica.	39
Figura 4.10: Metodologia da refracção sísmica (adaptado de LNEC, 2008).	41
Figura 4.11: Metodologia da reflexão sísmica (adaptado de LNEC, 2008).	41
Figura 4.12: Metodologia da tomografia sísmica (adaptado de LNEC, 2008).	42
Figura 4.13: Georadar (adaptado de LNEC, 2008)	42
Figura 4.14: Metodologia do GPR (adaptado de LNEC, 2008)	43
Figura 4.15: Exemplo de um perfil geotécnico do anteprojecto e do projecto de execução do túnel da Gardunha (adaptado de PISTONE <i>et al</i> , 2003).	45
CAPÍTULO 5	54
Figura 5.1: Classificação da escavabilidade de maciços, segundo Franklin (adaptado de JIMENO e MENDEZ, 1997).	55
Figura 5.2: Metodologia para selecção do método de escavação.	56
Figura 5.3: À esquerda um sistema de pré-corte (adaptado de T&T INTERNATIONAL, 1999) e à direita o sistema mecânico manual (adaptado de GUIJARRO, 1997).	58
Figura 5.4: Escavadora Hidráulica Caterpillar 322B (ritchiewiki.com).	58
Figura 5.5: Estrutura de uma escavadora hidráulica.	59
Figura 5.6: Carro de roletes à esquerda e localização do motor diesel à direita (adaptado de catálogo CAT325D L).	60
Figura 5.7: Escavadora hidráulica com chassis reduzidos.	60

Figura 5.8: Comparação entre as escavadoras hidráulicas de serie e as de chassis reduzidos (adaptado de catálogo Caterpillar 321C LCR).	61
Figura 5.9: Cabine de operação à esquerda e a sua estrutura reforçada à direita (adaptado de komatsu.com).	61
Figura 5.10: Componentes do braço com as chapas de reforço.	61
Figura 5.11: Sistema de encaixe rápido (adaptado de caterpillar.com).	62
Figura 5.12: Tipos de balde (adaptado de caterpillar.com).	62
Figura 5.13: Mecanismo do martelo hidráulico (adaptado do catálogo FRDFurukawa).	63
Figura 5.14: Cabeça roçadora à esquerda e um <i>ripper</i> à direita.	64
Figura 5.15: Roçadora Dosco Roadheader MK4 (directindustry.es).	65
Figura 5.16: Componentes de uma roçadora (adaptado de coalmineservices.com.au).	66
Figura 5.17: Cabeça de corte axial (adaptado de JIMENO e BERMÚDEZ, 1997).	66
Figura 5.18: Cabeça de corte transversal (adaptado de JIMENO e BERMÚDEZ, 1997).	66
Figura 5.19: Métodos de trabalho com cabeças axial e transversal (adaptado de JIMENO e BERMÚDEZ, 1997).	67
Figura 5.20: Bites radiais e bite tangencial (adaptado de JIMENO e BERMÚDEZ, 1997).	67
Figura 5.21: Roçadora de braço (directindustry.com).	68
Figura 5.22: Roçadora de tambor (eickhoffcorp.com).	68
Figura 5.23: Roçadora de correntes (adaptado de JIMENO e BERMÚDEZ, 1997).	69
Figura 5.24: Tuneladoras de diferentes diâmetros (adaptado de CARDONA, 2008).	69
Figura 5.25: Tuneladoras de escudo aberto com roçadora (adaptado de CARDONA, 2008).	70
Figura 5.26: Esquema de uma tuneladora para maciços rochosos (adaptado de GONZÁLEZ, 1997).	70
Figura 5.27: Rodas de corte aberta, mista e fechada (adaptado de CARDONA, 2008).	71
Figura 5.28: Esquema de uma tuneladora para solos (adaptado de GONZÁLEZ, 1997).	71
Figura 5.29: Teodolito a laser (adaptado de CARDONA, 2008).	71
Figura 5.30: Colocação de aduela pré-fabricada (adaptado de CARDONA, 2008).	72
Figura 5.31: Frente de escavação de uma tuneladora (robbinstbm.com).	72
Figura 5.32: Ciclo do método <i>drill & blast</i> (adaptado de JIMENO, 1997).	74
Figura 5.33: Jumbo H135 da Atlas Copco.	75
Figura 5.34: Martelo hidráulico de uma perfuradora do jumbo.	75
Figura 5.35: Metodologia de perfuração (adaptado de JIMENO, 1997).	76
Figura 5.36: Jumbo M2 D da Atlas Copco (adaptado de AtlasCopco.com).	76
Figura 5.37: Perfuradora hidráulica.	77
Figura 5.38: Acessórios de perfuração.	77
Figura 5.39: Tipos de bites e brocas à esquerda (adaptado de JIMENO, 1997) e de 110mm com orifício para saneamento dos furos à direita.	78
Figura 5.40: Jumbo robotizado (adaptado de BeverControl.com).	78
Figura 5.41: Interior de um jumbo robotizado (adaptado de BeverControl.com).	78
Figura 5.42: Alguns jumbos e as suas características (adaptado de AtlasCopco.com).	79
Figura 5.43: Explosivo granulado (adaptado de GJR - Pirotecnica e Explosivos, S.A., 2009).	81
Figura 5.44: Cartucho de gelamonite Goma 2 Eco.	82

Figura 5.45: Emulsão explosiva (adaptado de GJR - Pirotecnia e Explosivos, S.A., 2009).	83
Figura 5.46: Colocação dos explosivos no furo (adaptado de JIMENO, 1997).	83
Figura 5.47: Detonadores eléctricos (adaptado de GJR - Pirotecnia e Explosivos, S.A., 2009).	84
Figura 5.48: Corte de detonadores instantâneo e retardo (adaptado de MARTINS, 1997).	85
Figura 5.49: Carregamento de uma pega de fogo.	87
Figura 5.50: Zonas de rebentamento da frente de ataque num túnel.	88
Figura 5.51: Caldeira.	89
Figura 5.52: Esquema Sarrois (adaptado de MARTINS, 1997).	89
Figura 5.53: Esquema de furos de caldeira em cunha (adaptado de MARTINS, 1997).	90
Figura 5.54: Caldeira em espiral (adaptado de JIMENO, 1997).	90
Figura 5.55: Caldeira Coromant (adaptado de JIMENO, 1997).	91
Figura 5.56: Zona de desmonte (adaptado de MARTINS, 1997).	91
Figura 5.57: Furos inclinados para evitar a redução da secção (adaptado de JIMENO, 1997).	92
Figura 5.58: Furos do contorno e da sapateira (adaptado de MARTINS, 1997).	92
Figura 5.59: Exemplo de um plano de fogo (adaptado de MARTINS, 1997).	92
Figura 5.60: Escavação segundo a filosofia NATM (túnel piloto e alargamento da meia secção superior) no emboquilhamento Leste do túnel de S. Cruz Oeste (adaptado de BRITO <i>et al</i> , 2000).	93
Figura 5.61: Rebaixo de um túnel (adaptado de Laabmayr.at).	94
Figura 5.62: Novo Método Austríaco (adaptado de FERNÁNDEZ, 1997).	94
Figura 5.63: Metodologia do NATM (adaptado de FERNÁNDEZ, 1997).	95
Figura 5.64: Execução do chapéu de enfilagens após contenção do talude .	96
CAPÍTULO 6	98
Figura 6.1: Efeito nas estruturas pelas vibrações de um pega de fogo (adaptado de JIMENO, 1997).	99
Figura 6.2: Propagação das ondas (adaptado de PANEIRO, 2006).	99
Figura 6.3: Principais variáveis que influenciam as vibrações (adaptado de DINIS DA GAMA, 2008).	101
Figura 6.4: Metodologia para obtenção da equação característica.	102
Figura 6.5: Direcções da onda vibratória (adaptado de PANEIRO, 2006).	104
CAPÍTULO 7	106
Figura 7.1: Localização e traçado à escala 1:12500 da 1ª fase da nova ligação Vasco – Fundoa, à Cota 500.	106
Figura 7.2: Zona do emboquilhamento poente.	107
Figura 7.3: Testemunho da sondagem 2.	110
Figura 7.4: Perfil geológico interpretativo.	113
Figura 7.5: Distribuição estimada para os valores de GSI para cada zona geotécnica.	115
Figura 7.6: Secção tipo I.	116
Figura 7.7: Secção tipo II.	117
Figura 7.8: Emboquilhamento nascente.	117
Figura 7.9: Metodologia de avanço com meios mecânicos.	119

Figura 7.10: Metodologia de avanço com explosivos.	120
Figura 7.11: Plano de fogo para ZG1.	121
Figura 7.12: Plano de fogo para ZG2.	121
Figura 7.13: Sismógrafo Instatel Minimate Plus.	123
Figura 7.14: Localização das pegas (a azul) e dos locais de medição (a vermelho) à escala 1:2625.	123
Figura 7.15: Layout do Blastware 8.	124
Figura 7.16: Obtenção da equação característica	126
Figura 7.17: Mapa de vibrações para $Q=18,20$ kg.	128
Figura 7.18: Mapa de vibrações para $Q=7,28$ kg.	128
Figura 7.19: Mapa de vibrações para o túnel 1.	128
Figura 7.20: Efeito da litologia do terreno de fundação nas velocidades vibratórias, em duas estruturas equidistantes duma detonação.	129
Figura 7.21: Análise das várias equações propostas para a velocidade das vibrações para uma carga fixa de 18,2kg.	130
CAPÍTULO 8	132
Figura 8.1: Carregamento de uma pega de fogo.	132
Figura 8.2: Cabeça roçadora acoplada a uma escavadora hidráulica no emboquilhamento poente do acesso oeste ao porto do Funchal (adaptado de BENTO <i>et al</i> , 2003).	133
Figura 8.3: Sistema de extracção da tuneladora usada no túnel do Covão.	133

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

Um túnel ou galeria subterrânea consiste em abrir artificialmente uma passagem subterrânea através de um maciço, por baixo de um rio ou por outro obstáculo qualquer. Esta arte tem vindo a adquirir uma relevância crescente no planeamento e gestão de espaço em áreas densamente populadas, permitindo a construção de vias de comunicação, vias de condução hidráulica, galerias mineiras, acessos a instalações subterrâneas, depósitos de carburantes, armazenamento de resíduos e outros. Possuem ainda a vantagem de não introduzirem efeitos adversos na paisagem e nos aglomerados populacionais, não contribuindo para a ocupação de terreno agrícolas.

As vantagens da utilização do espaço subterrâneo esbarram apenas no seu custo pois um túnel, por mais pequeno que seja representa sempre uma obra de engenharia extremamente difícil de executar, implicando o uso de pessoal altamente especializado.

A Ilha da Madeira pela sua orografia acentuada, desde cedo foi palco da utilização de túneis para transportar água (as conhecidas levadas), desde as zonas altas e do norte até as áreas populadas, no sul da ilha. Actualmente, e devido ao grande investimento realizado para desenvolver a rede viária, foram executados inúmeros túneis por toda a ilha, que devido à heterogeneidade dos seus maciços, originava a obtenção de vários dados, experiências e metodologias de construção.

A presente tese visa abordar todos os conceitos importantes da engenharia de túneis, em especial aos relativos à execução em formações vulcânicas como é o caso da Ilha da Madeira, não sendo focado as metodologias de execução de túneis em solos, de túneis a céu aberto (*cut and cover*) nem de túneis submersos.

O objectivo é compilar informação existente sobre todos os conceitos relativos à execução de túneis, mais precisamente em formações vulcânicas, juntando experiências obtidas pela construção de vários túneis na região, nos últimos 20 anos, sendo dada uma particular atenção à problemática das vibrações que ocorrem quando são usados explosivos.

O trabalho começa por abordar a história geológica da Madeira, de forma a dar uma maior percepção das características litológicas das rochas presentes nos maciços vulcânicos, com destaque para o complexo geológico β_2 , pois é neste complexo que a grande maioria dos túneis estão localizados.

Depois é feita uma revisão dos diversos tipos de túneis existentes e da importância destes no desenvolvimento da região assim como a evolução observada ao longo dos anos nas metodologias de construção. É também relatado as principais causas de acidentes durante a escavação dos túneis na Ilha da Madeira.

Em seguida descreve a metodologia dos estudos geológicos e geotécnicos indispensáveis antes do arranque de qualquer obra subterrânea, identificando os fenómenos geológicos que mais influenciam a execução de túneis.

Posteriormente são apresentados os diversos métodos de escavação possíveis de utilizar em maciços vulcânicos assim como os factores determinantes na escolha do método.

É ainda abordado o estudo das vibrações que ocorrem quando são usados explosivos na escavação de um túnel, revelando as alterações provocadas pela detonação das cargas explosivas e propondo medidas para reduzir os níveis de vibração produzidos pelas pegas de fogo.

Por fim é relatado a execução do túnel 1 da nova ligação Vasco Gil – Fundoa, sendo elaborado um mapa de vibrações de acordo com a equação característica da velocidade de vibração no maciço, obtida com base em medições realizadas em obra.

CAPÍTULO 2 – GEOLOGIA DA ILHA DA MADEIRA

2.1. Introdução

A Ilha da Madeira, tal como grande parte das regiões de origem vulcânica, apresenta uma orografia muito acidentada e características em termos geológico-geotécnicos únicas, motivadas sobretudo pelos vários períodos de actividade vulcânica que conduziram à formação da ilha com a configuração actual.

A heterogeneidade das regiões vulcânicas faz com seja extremamente importante obter um grau razoável de conhecimento das suas estruturas geológicas antes da implantação e dimensionamento de obras subterrâneas e um acompanhamento constante durante a execução dos projectos.

2.2. Historia Geológica da Ilha da Madeira

De acordo com MATA (1996), a Ilha da Madeira teve origem há mais de 5,2 Milhões de anos em erupções que ocorreram pela ascensão de magma proveniente duma Pluma Térmica (*hot-spot*) localizada no manto subjacente à Placa Tectónica Africana. A ilha então formada atingia dimensões consideráveis, quer em área quer em altitude, mas o peso exercido sob a placa oceânica pelo material vulcânico combinado com a remoção de material em profundidade terão provocado o afundamento da ilha.

As rochas vulcânicas, na sua maioria básicas, constituem em superfície e em volume a quase totalidade da parte emersa da ilha, mais de 98% do material aflorante, condicionando fortemente a sua morfologia.

As formações sedimentares, que em alguns casos contêm fosseis, têm pouca representatividade na ilha, resumindo-se aos sedimentos terrestres, nomeadamente a aluviões e terraços, dunas fósseis (fossilíferas), fajãs, quebradas, depósitos de vertente e de enxurrada e aos de fácies marinha, tais como conglomerados, calcários e calcarenitos fossilíferos, cascalheiras e areias de praia.

Quanto ao metamorfismo, resume-se a acções muito ligeiras de contacto, provocadas por escoadas e filões espessos, sem importância no contexto geológico.

É possível individualizar as seguintes unidades geológicas principais, descritas da mais antiga para a mais recente:

- Complexo Vulcânico Antigo – (CA)
- Calcários Marinhos dos Lameiros – S. Vicente – (CM)
- Depósito Conglomerático – Brechóide – (CB)
- Complexo Vulcânico Principal – (CP)
- Complexo Vulcânico S. Roque / Paul – (SRP)
- Episódios Vulcânicos Recentes – (VR):
 - Depósitos de Vertente (dv), Fajãs (fj), Quebradas (q), Depósitos de Enxurrada Recentes (dr), Areias de Praia (ap), Dunas Fósseis (df), Terraços (t), e Aluviões (a).

No quadro 2.1 são descritas as características principais de cada unidade geológica atrás referida.

Quadro 2.1: Características das unidades geológicas principais (adaptado de MOURA, 2006)

Unidade geológica	Características principais
Complexo Vulcânico Antigo (CA)	Actualmente bastante destruído, o CA constitui ainda uma grande mancha que as mais profundas ribeiras e a abrasão marinha vão pondo a descoberto, desde os 1600m de altitude nas zonas centrais da proto-ilha até ao nível do mar, compreendendo ainda os afloramentos das rochas mais antigas da parte emersa. Resultante da actividade sub-aérea, efusiva e explosiva, o CA é constituído por escoadas, cones e vastos campos piroclásticos, de todas as dimensões, encontrando-se muitas vezes cortado por filões. Em certos locais, como no Maciço Central, verifica-se um claro predomínio da actividade explosiva, representada por espessos depósitos piroclásticos predominantemente grosseiros. Aflora a norte nos vales da Ribeira de S. Vicente, na Ribeira do Porco, no Faial, nas Ribeiras Seca, da Metade e Ribeiro Frio, no Porto da Cruz estendendo-se pela costa até ao Caniçal e Ponta de S. Lourenço. A sul, aflora no vale da Ribeira dos Socorridos, da Ribeira Brava e da Ribeira da Ponta do Sol.
Calcários Marinhos dos Lameiros – S. Vicente – (CM)	Os calcários formam um afloramento de dimensão muito reduzida, localizado na margem direita da Ribeira de S. Vicente, aproximadamente a 2,5km da foz, a uma altitude de cerca de 380m. O afloramento é constituído essencialmente por conglomerados, que se julga estarem na base daquele depósito sedimentar marinho restando no topo alguns vestígios dos calcários fossilíferos.
Depósito Conglomerático – Brechóide – (CB)	Esta formação sedimentar é constituída por espessos depósitos de enxurrada, bastante compactados e cimentados, encontrando-se desde muito pouco alterado a profundamente alterado. Formado em clima muito diferente do actual, caracterizado por abundantes e concentradas chuvas, o CB é constituído por aproximadamente 95% de clastos, em geral muito mal calibrados com dimensões que vão desde escassos milímetros até cerca de 2m de maior dimensão. Quanto ao rolamento dos clastos, variam de angulosos, na grande maioria, a subangulosos, encontrando-se ainda calhaus rolados, principalmente os de menores dimensões. São frequentes no interior da formação intercalações arenosas e/ou puramente conglomerático. Em geral o CB próximo da fonte é mais grosseiro, com clastos maiores e angulosos. Nas zonas mais distantes, os depósitos apresentam ainda níveis de alta energia com muitos calhaus angulosos, subangulosos e mal rolados, que alternam por vezes com níveis de baixa energia constituídos por camadas bem sedimentadas e pouco espessas. A natureza dos clastos é pouco variada, encontrando-se basaltos com fenocristais de piroxena, basaltos olivínicos, basaltos vacuolares, alguns preenchidos por sílica secundária cristalizada e ainda traquitos, restos de bombas vulcânicas, areões, escórias e outros. Este depósito aflora na vertente norte do Paul da Serra, o Pico das Furnas, na zona dos Vinháticos, Pico Redondo, na zona dos Vinháticos e no Pico da Cabra, na Ribeira Grande de São Vicente.
Complexo Vulcânico Principal – (CP)	É o complexo vulcânico que ocupa a maior parte emersa da ilha, tendo a sua formação prolongado por um longo período de tempo. As rochas deste complexo são as responsáveis pelas maiores altitudes actuais, assim como pelas plataformas estruturais que ainda hoje se encontram na ilha. É possível distinguir duas séries correspondentes a fases eruptivas diferentes, designadas por série superior e série inferior, onde a separação é essencialmente morfológica. Dentro da designação de CP inferior incluem-se as primeiras erupções deste complexo caracterizadas por alternância de materiais explosivos e efusivos, representados por grandes cones de piroclastos e escoadas espessas e extensas designadas por mantos, que se encontram desde medianamente alterados a muito alterados, com os piroclastos em grande parte das vezes transformados em tufos. Uma vez que a deposição do CB não terá sido suficiente para preencher todas as depressões existentes na superfície topográfica do CA, os derrames do CP inferior foram ainda ocupar algumas depressões, principalmente as periféricas, encontrando-se por isso em algumas zonas bastante inclinadas. O CP superior caracteriza-se por actividade essencialmente efusiva, de origem predominantemente fissural, que originou empilhamentos de espessos mantos, com alguns níveis de piroclastos intercalados, de pequena espessura e extensão. As escoadas desta série são sub-horizontais, inclinando suavemente para a periferia da ilha. O CP inferior aflora na cabeceira da Ribeira de Santa Luzia, no Funchal, da Ponta do Pargo até à Calheta, na Serra de Água, no Curral das Freiras, em Machico, na Fajã da Nogueira e outros. O CP superior aflora em toda a costa sul da ilha, no maciço do Paul da Serra, no topo da Penha de Águia, nas vertentes do vale da Ribeira do Seixal, Ribeira de João Delgado e Ribeira do Inferno, na parte superior dos vales de S. Vicente e Boaventura, em S. Jorge, em Santana, nas zonas mais altas do Faial e S. Roque do Faial, e no Ptº da Cruz, prolongando-se pela parte superior da arriba até a Oeste do Caniçal. Constitui ainda a parte superior dos picos do Maciço Central (Picos Ruivo, do Gato, Cidrão e Areiro).
Complexo Vulcânico S. Roque / Paul – (SRP)	Este complexo formou-se posteriormente ao entalhe dos grandes vales das ribeiras com posicionamento semelhante ao actual. Caracteriza-se por actividade vulcânica relativamente reduzida, com pouca representatividade em termos de volume emerso da ilha. As erupções, localizadas, foram essencialmente do tipo estromboliano, tendo a maior parte das escoadas preenchido, total ou parcialmente, alguns dos vales então existentes. As escoadas são contemporâneas deste complexo vulcânico. Além destas, existe ainda no Santo da Serra, um cone de cinzas e areões conhecida por lagoa do Santo da Serra. Proveniente deste aparelho vulcânico, correu por um paleovale em Machico, uma escoada basáltica que constitui, actualmente, a zona de Maroços e Landeiros que, devido ao entalhe da ribeira actual, originou uma inversão de relevo. No interior desta escoada existem vários tubos de lava, designados por Grutas do Cavalum. Aflora no topo do maciço do Paul da Serra, onde se estende por uma superfície superior a 25km ² , ocupando todo o chão do Paul, prolongando-se para norte, para a Terra Chã e Montado dos Pessegueiros, e para noroeste, para o Fanal. É provável que parte da cidade do Funchal esteja coberta por escoadas desta unidade.
Episódios Vulcânicos Recentes – (VR)	A esta designação corresponde a actividade vulcânica que ocorreu desde há 120.000 anos até há 6.000 anos. Trata-se de episódios vulcânicos bem localizados, essencialmente do tipo explosivo, com taxas de erupção reduzidas, situados na sua maior parte no Funchal, no Paul da Serra e ainda no Porto Moniz. As primeiras erupções desta fase ocorreram a este-sudeste do Curral das Freiras, no Funchal, tendo originado materiais basálticos com 120.000 anos. Contemporâneas deste período terão sido as erupções estrombolianas, que no Porto Moniz, em Câmara de Lobos, no Funchal e no Caniço foram responsáveis pela formação de cones de piroclastos. Estes episódios são visíveis no Porto Moniz, na lagoa do pico Redondo, no Pico da Lagoa e no Pico da Fajã do Barro, Pico das Covas e Pico do Caldeirão, Pico do Areiro (perto de Câmara de Lobos), Pico de S. Martinho, Pico do Funcho, Pico do Buxo, Pico dos Barcelos, Pico de S. António das Romeiras, e Pico da Ponta da Cruz, Cabeço das Eiras, nas Figueirinhas e Pico de Água, na Assomada, Pico do Balancal, ou da Bica do Pau, em S. Gonçalo, Pico da Torre, em Câmara de Lobos.

Assim foram individualizados na figura 2.1, cinco complexos vulcânicos diferentes, segundo a Carta Geológica da Madeira:

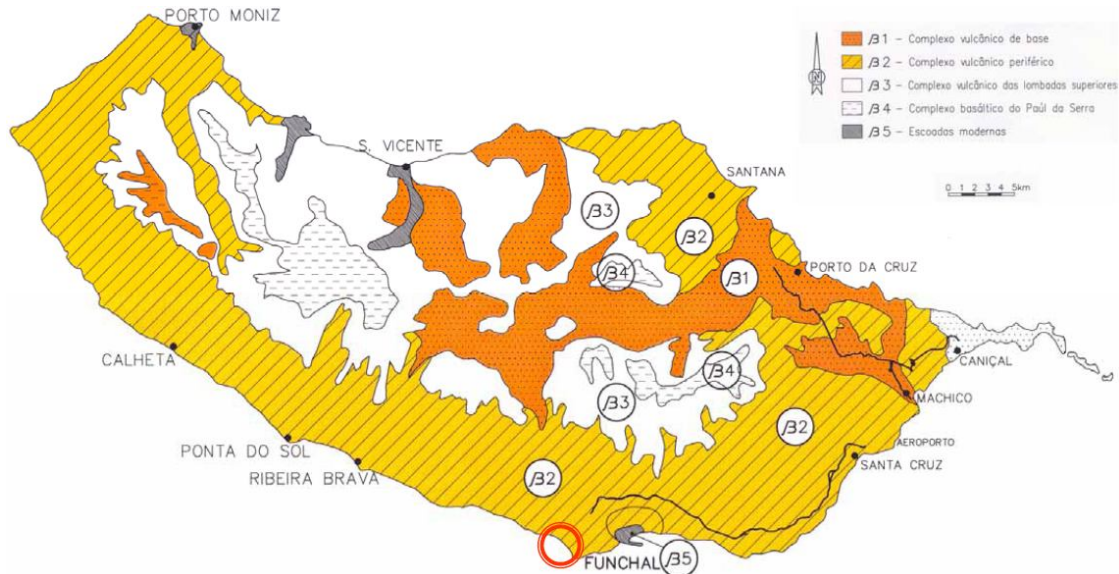


Figura 2.1: Os complexos vulcânicos da Ilha da Madeira (adaptado de BRITO *et al.*, 2008).

Os vários complexos identificados na Ilha da Madeira são:

β1 – Complexo vulcânico de base ou Complexo vulcânico mio-pleiocénico do Curral das Freiras, Serra de Água, Vale de São Vicente e Vale da Boaventura, na parte ocidental da ilha e dos picos Ruivo e Areeiro, de São Roque, Porto da Cruz, Machico e Ponta de São Lourenço incluindo as brechas de Porto da Cruz e as intercalações de lavas de São Roque, na parte oriental.

β2 – Complexo vulcânico periférico ou Complexo vulcânico pós-miocénico com intercalações piroclásticas da Ribeira da Janela, Porto Moniz, Ponta do Pargo, Ribeira Brava e Câmara de Lobos, na parte ocidental da ilha, e do Funchal, Camacha, Santa Cruz e Santana, incluindo os tufos com vegetais fósseis do Arco de São Jorge, na parte oriental.

β3 – Complexo vulcânico das lombadas superiores ou Complexo vulcânico pós-miocénico do Paúl da Serra, Achada da Pinta e Lombada das Vacas, na parte ocidental da ilha, e Lombada do Meio, Cabeços de Fajã dos Vinháticos e Terreiro da Luta, na parte oriental da ilha.

β4 – Complexo basáltico superior do Paúl da Serra, Chão dos Balcões, Poiso e Achada do Teixeira.

β5 – Lavas basálticas recentes de Porto Moniz e dos Vales de São Vicente e do Seixal também identificadas como escoadas modernas.

A separação entre estes complexos é algo discutível, sendo baseada sobretudo em critérios morfológicos e geométricos. Em seguida é apresentada no quadro 2.2 a designação dos complexos vulcânicos.

Do mapa da figura 2.1, verifica-se que o complexo β2 é o que maior área ocupa na Ilha da Madeira, sendo dado um maior destaque à sua caracterização pois a grande maioria dos túneis construídos e a construir interceptam este complexo vulcânico.

Quadro 2.2: Designação dos complexos vulcânicos de acordo com Zbyszewski (adaptado de MOURA, 2006).

Complexo	Designação	Observação
$\beta 1$	Complexo Vulcânico de Base	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Aflora na parte central da ilha; ➤ Materiais piroclásticos; ➤ Recortado por densa rede de filões basálticos;
$\beta 2$	Complexo Vulcânico Periférico	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Alternância de mantos lávicos e bancadas de piroclásticos;
$\beta 3$	Complexo Vulcânico das Lombadas Superiores	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Alternância de materiais piroclásticos e escoadas de lavas pouco espessas;
$\beta 4$	Complexo Vulcânico do Paul da Serra	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Essencialmente efusivo; ➤ Escoadas lávicas pouco espessas;
$\beta 5$	Escoadas Modernas	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Último período de actividade vulcânica;

2.2.1. Complexo vulcânico periférico $\beta 2$

Segundo MOURA (2006), as formações lávicas do complexo vulcânico pós-miocénico $\beta 2$ que ocorrem na área onde têm sido efectuadas as obras rodoviárias, são constituídas essencialmente por rochas basálticas, muito embora possam existir outras rochas pertencentes a esta família. As rochas basálticas têm elevada densidade, são muito compactas e resistentes, originando formações com muito boas características mecânicas. Podem, no entanto, quando mais vacuolares e brechóides apresentar-se mais alteradas, o que origina uma diminuição acentuada na sua resistência.

Dentro das formações lávicas basálticas foram individualizadas duas grandes unidades, com características geotécnicas distintas, tendo por base o estado de alteração e de fracturação.

Assim sendo, as várias formações constituintes do complexo $\beta 2$ e as suas principais características, parâmetros e classificações correspondentes (segundo Bieniawski e AFTS), são apresentadas no quadro 2.3.

2.2.2. Zonamento geológico-geotécnico utilizado na Ilha da Madeira

Actualmente e para uma melhor definição dos critérios da selecção dos métodos de escavação e aplicação dos suportes iniciais, os parâmetros são apresentados em função dos zonamentos geológico-geotécnicos, conforme indicado no quadro 2.4. Estes zonamentos não poderão ser considerados precisos, dada à grande variação do tipo e das características das formações vulcânicas.

Normalmente, os zonamentos geotécnicos dos maciços são elaborados, abrangendo 3 tipos de classes (ZG1, ZG2, ZG3), havendo ainda projectistas que utilizam o zonamento geotécnico com mais classes, de forma a uma melhor identificação dos diferentes suportes e/ou métodos de escavação/soluções construtivas.

A zona geotécnica ZG1 é constituída essencialmente por basaltos compactos (βC), basaltos vacuolares compactos (βvC) e brechas compactas (βrC) tratando-se de uma zona de boa qualidade. São formações muito resistentes, homogéneas e cuja fracturação, resultante principalmente de disjunção colunar originada por arrefecimento lento, não influi de modo importante na estabilidade dos túneis.

A zona geotécnica ZG2 tem uma estrutura mais heterogénea e complexa sendo geralmente considerada como uma zona de razoável qualidade. É constituída por rochas resistentes, basaltos fracturados (βF), basaltos vacuolares fracturados (βvF) e brechas compactas (βrC), com lentículas pouco espessas de brechas desagregáveis (βrD) e ainda por brechas medianamente compactas (βrC).

Quadro 2.3: Estrutura, características e classificação dos tipos litológicos constituintes do complexo $\beta 2$ (adaptado de MOURA, 2006).

Tipo Litológico		Características Mecânicas da Rocha				Classificação Geomecânica			
Descrição	Alteração (W)	Fracturação (F)	Rock Quality Designation RQD (%)	Permeabilidade	Características das diaclases	Tensão de ruptura σ_c (MPa)	Módulo de Deformabilidade E (GPa)	Bieniawski (1974, 1983)	AFTS (1978)
Formações lávicas basálticas compactas, acinzentadas, pouco alteradas a sãs (βC)	W 1-2	F 2-4	80-100	Variável	Rugosas com vestígios de circulação de água, sem preenchimentos	40-300	50-300	Classe I – II Muito boa a boa	Categoria I – II De muito elevada resistência a muito resistentes
Formações lávicas basálticas fracturadas, acastanhadas e acinzentadas, medianamente a muito alteradas (βF)	W 3-4	F 4-5	20-60	Variável	Rugosas com vestígios de circulação de água, por vezes preenchidas	5 - 80	5 - 80	Classe III Razoável	Categoria III – IV De boa resistência a resistentes
Formações piroclásticas brechóides, compactas, acastanhadas e acinzentadas, medianamente a pouco alteradas (βrC)	W 3-2	F 3-4	50 - 80	Variável	---	2 - 40	0,1 - 30	Classe III – II Razoável a boa	Categoria IV – V Resistentes a medianamente resistentes
Formações piroclásticas brechóides, desagregáveis quando expostas, em geral lenticulares com alto índice de vazios (βrD)	W4-3	-	0 - 20	Elevada	---	---	---	Classe IV – V Má a muito má	Categoria VII – VIII Friáveis a solos medianamente consolidados
Formações piroclásticas de tufos de "lapilli", compactas, castanhas amareladas e negras, medianamente alteradas (βgC)	W 3	-	10 - 30	Elevada	---	---	---	Classe III – II Razoável a boa	Categoria V – VI Média resistência a fraca resistência
Formações piroclásticas de tufos de "lapilli", desagregáveis, castanhas avermelhadas e negras, muito a medianamente alteradas (βgD)	W 4-3	-	0	Elevada	---	---	---	Classe IV Má	Categoria VII – VIII Solos muito a medianamente consolidados
Formações piroclásticas de tufos, compactas, avermelhadas e amareladas, medianamente alteradas (T)	W3	-	30 - 80	Muito baixa	---	0,5 - 20	0,1 – 5,5	Classe III – IV Razoável a má	Categoria VI – VII De fraca resistência a solos muito consolidados
Formações piroclásticas de tufos, desagregáveis quando expostas, avermelhadas e amareladas, muito alteradas a decompostas (TD)	W 4-5	-	0	Baixa	---	---	---	Classe IV – V Má a muito má	Categoria VIII – IX Solos medianamente a pouco consolidados

Na zona geotécnica ZG3 predominam as formações friáveis e de fraca coesão, tais como rochas de fraca resistência ou solos compactos ou pouco consolidados, tais como as brechas desagregáveis (**BrD**) e os tufos (**T**). Em geral trata-se de formações de má qualidade, podendo, no entanto, manifestar em determinadas situações um comportamento razoável.

Quadro 2.4: Zonamento geotécnico e as suas características resistentes (adaptado de MOURA, 2006)

Zona	RMR	Material	Alteração (W)	Fracturação (F)	RQD
ZG1	> 60	BC	1 – 2	2 – 3	> 60%
		BrC	2 – 3	2 – 3	
ZG2	41 – 60	BrC	3 – 4	3 – 4	> 30%
		BF	2 – 3	3 – 4	
ZG3	25 – 40	TC	3 – 4	-	-

CAPÍTULO 3 – OS TÚNEIS RODOVIÁRIOS NA ILHA DA MADEIRA

3.1. Introdução

Desde o início da colonização na Ilha da Madeira que sempre se recorreu a escavações subterrâneas, quer para facilitar as acessibilidades, quer para efectuar o encaminhamento de água desde o norte da ilha onde é abundante, para as encostas viradas a sul através de canais (levadas), quer mesmo para utilizar como habitação (furnas). Actualmente as escavações subterrâneas com a finalidade de proporcionar abrigo já quase desapareceram. Os túneis das levadas continuam operacionais, ganhando recentemente uma nova função ligada ao turismo ecológico.

Dada a escassez de água nas zonas mais densamente povoadas no sul da ilha e também devido à falta de recursos e meios para a produção de electricidade, recentemente começou-se a utilizar os túneis para a captação de água dos lençóis freáticos para consumo assim como para fins hidroeléctricos. No entanto, foi nos aspectos ligados às acessibilidades rodoviárias que os túneis se tem destacado como de importância vital para o desenvolvimento da Região Autónoma da Madeira, quer integrados em novos traçados viários, quer na recuperação e modernização de túneis já existentes, como se indica na figura 3.1.

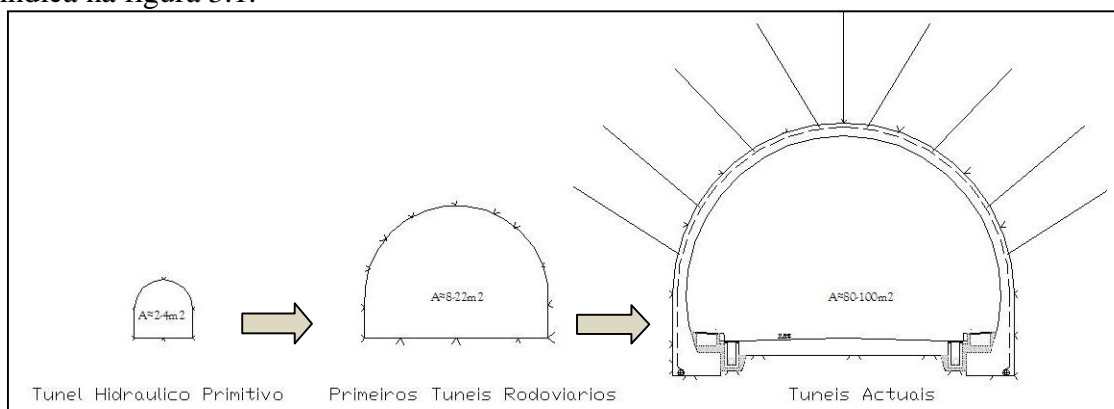


Figura 3.1: Evolução dos túneis da Madeira.

É apresentado o quadro 3.1 que caracteriza os vários tipos de túneis e as respectivas secções e singularidades que existem na Ilha da Madeira.

3.2. Importância dos túneis rodoviários

Os túneis associados às novas vias rodoviárias da Ilha da Madeira, embora fortemente condicionados durante a sua execução, pela grande heterogeneidade e complexidade estrutural e litológica das formações vulcânicas, apresentam-se como uma solução viável para ultrapassar o relevo vigoroso da ilha e ainda a forte ocupação dos maciços envolventes aos traçados que muitas vezes se verifica, o que implica morosos processos de expropriações.

A associação destes factores tem conduzido à concepção de várias soluções estruturais com características muito específicas, de forma a conseguir as soluções mais económicas e mais adequadas às condições topográficas e geológicas, tirando partido das tecnologias mais recentes e dos processos construtivos mais evoluídos.

Como nota, de referir que o maior túnel rodoviário existente na Ilha da Madeira é o túnel do Norte que liga o Faial a Santana com o comprimento de 3,6km seguido pelo túnel da Encumeada com 3,1km. Todavia o túnel mais comprido é o do Covão, utilizado para fins hidroeléctricos, com o comprimento de 5,2km.

Os vários tipos de túneis existentes na Ilha da Madeira estai descritos no quadro 3.1.

Quadro 3.1: Tipos de túneis existentes na Ilha da Madeira (adaptado de MOURA, 2006)

<p>Túnel Hidráulico Primitivo - Levada de Rega</p> <ul style="list-style-type: none"> - Escavados directamente no maciço rochoso, manualmente ou com explosivo; - Sem revestimento; - Secção transversal: variável entre 1 a 2m de largura e cerca de 2m de altura; 	
<p>Primeiros Túneis Rodoviários (início séc. XX)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Escavados no maciço rochoso, mecanicamente ou com explosivo; - Sem revestimento; - Secção transversal: variável entre os 4,2 e 7,6m de largura e alturas muito variáveis, acima dos 4m; 	
<p>Túnel para captação de água e aproveitamento hidroeléctrico</p> <ul style="list-style-type: none"> - Escavados no maciço rochoso, mecanicamente ou com explosivo; - Revestimento constituído por betão projectado, com pregagens, malhasol e cambotas metálicas; - Secção transversal: a volta dos 3m de largura por 4m de altura; 	
<p>Túnel rodoviário actual</p> <ul style="list-style-type: none"> - Revestimento primário com betão projectado, aplicação pontual ou sistemática de pregagens, malhasol e cambotas metálicas; - Revestimento definitivo em betão simples e/ou em betão armado; - Secção transversal: consoante o numero de faixas de rodagem, variável entre os 9m de largura até aos 20m e com alturas variáveis, garantindo sempre um <i>gabarit</i> de 5m; - Impermeabilização ao longo de todo o túnel através da aplicação de geomembranas de PVC; 	

O grande desenvolvimento tecnológico e o avanço dos conhecimentos no domínio da engenharia e em particular na execução de túneis, permitiram ultrapassar os constrangimentos resultantes da modelação da natureza, sendo de realçar a utilização de meios mecânicos potentes de desmonte de terreno com grandes rendimentos (escavadoras hidráulicas, roçadoras e tuneladoras), na aplicação de betão projectado e de pregagens em sustimentos de túneis (figura 3.2), da colocação de grandes volumes de betão em revestimentos definitivos dos túneis, utilizando moldes metálicos de grandes dimensões, o uso de técnicas modernas como a do *jet-grouting* a custos aceitáveis, assim como um melhor conhecimento das formações vulcânicas resultantes dos reconhecimentos geotécnicos e da experiência acumulada pelas obras anteriormente realizadas.

Atendendo a que o objectivo principal da construção das novas vias na Ilha da Madeira é o de permitir acessibilidades mais rápidas, cómodas e seguras, introduzindo no traçado curvas de raios cada vez maiores e inclinações longitudinais cada vez mais reduzidas, os túneis alcançaram uma expressão muito significativa em todas as vias executadas em toda a Ilha da Madeira.

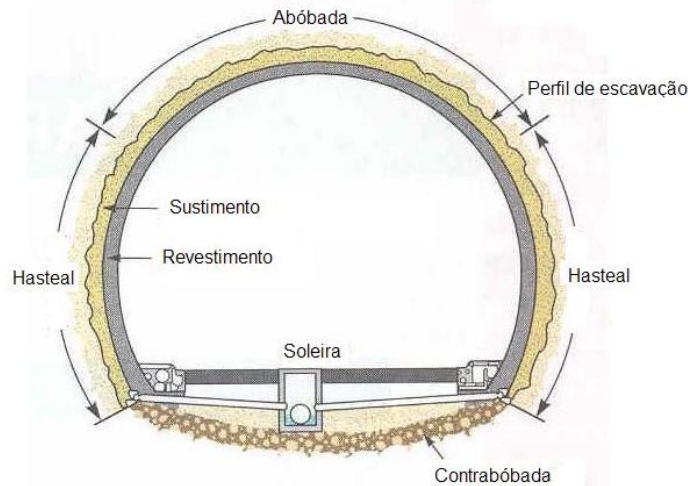


Figura 3.2: Elementos constituintes de um túnel rodoviário (adaptado de VALLEJO, 2002).

Segundo dados da Direcção Regional de Estradas, a totalidade da rede rodoviária regional é de 546km, dos quais 77,88km são em túnel (figura 3.3). Tendo em conta o desenvolvimento pretendido para a Região Autónoma da Madeira e a conclusão do programa rodoviário iniciado no final do século passado, está prevista a execução de obras de grande vulto, com a execução de cerca de 25km de estradas, sobretudo na zona norte da Ilha onde a rede viária é ainda escassa, sendo que 68% dessa extensão será executada em túnel (figura 3.5) o que coloca em evidência o papel dos túneis na rede de estradas regional.



Figura 3.3: Peso dos túneis na rede rodoviária da Ilha da Madeira (DRE, 2006)

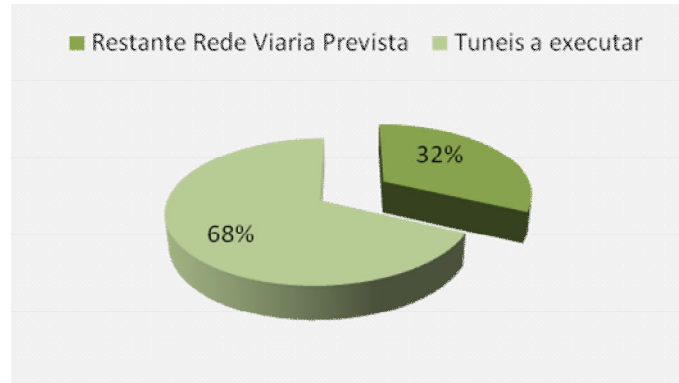


Figura 3.4: Percentagem de túneis nas novas vias projectadas (DRE, 2006)

3.3. Situações de risco durante a execução de túneis na Ilha da Madeira

Nos maciços vulcânicos da Ilha da Madeira, os acidentes mais frequentes ocorrem na fase de escavação, quando a frente se encontra totalmente desprotegida, na fase de escombramento após a execução de uma pega de fogo, ou ainda durante o avanço da frente quando a escavação é realizada por meios mecânicos (figuras 3.5 e 3.6).

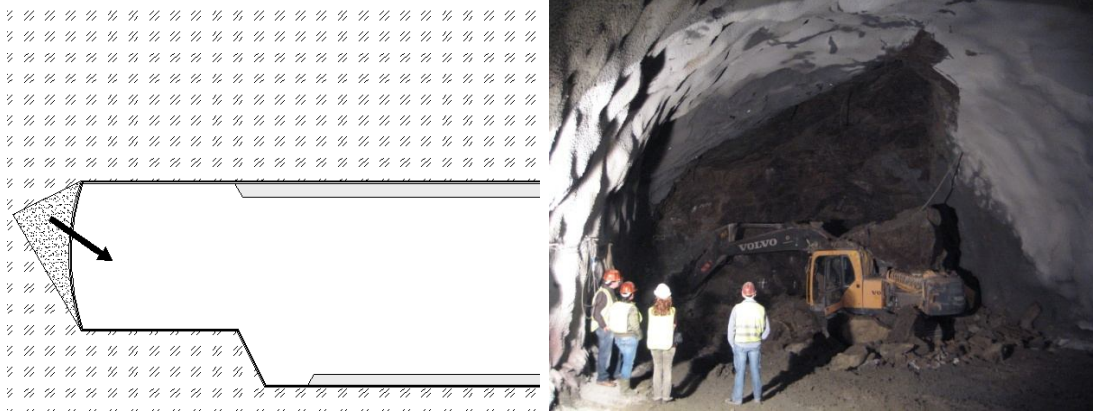


Figura 3.5: Desabamento da frente de escavação.

A grande heterogeneidade presente nos maciços existentes na Ilha da Madeira não permite que haja certezas absolutas, quer no tipo de suporte primário a aplicar quer na extensão do avanço a executar. Daqui surge a importância de um bom planeamento na metodologia de escavação a utilizar e no dimensionamento do tipo de suporte a aplicar. A prospecção e a cartografia geotécnica também assumem um papel preponderante na análise e controlo dos riscos presentes. É usual a realização de sondagens horizontais em avanço sem recolha de amostra, sobretudo quando as condições reais da frente de escavação diferem das condições previstas do projecto de execução.



Figura 3.6: Desabamento do topo do túnel.

A elaboração contínua da cartografia geotécnica em cada avanço da frente de escavação permite ajustar os suportes iniciais à realidade do maciço encontrado, complementando os parâmetros considerados em projecto. Contudo acontecem situações onde estas medidas não são suficientes, surgindo acidentes geológicos cujos resultados podem ser a queda isolada de blocos causando zonas de sobreescavação, o desabamento da frente de escavação e o desprendimento indiscriminado do maciço por vezes até à superfície (figura 3.7).



Figura 3.7: Acidente geológico à superfície, vulgo “chaminé” (MOURA, 2006).

CAPÍTULO 4 – ESTUDOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS EM OBRAS SUBTERRÂNEAS

4.1. Introdução

Todas as execuções de obras subterrâneas possuem grandes doses de incerteza e imprevisibilidade, devido à ocorrência de fenómenos geológicos tais como o encontro de falhas não detectadas, abatimentos na frente de escavação, ao aparecimento de níveis freáticos ou no encontro de estratos extremamente resistentes muito difíceis de superar. De maneira a ultrapassar estas dificuldades são realizadas campanhas de sondagens e prospecções geológicas, geotécnicas e geofísicas, que permitem garantir margens de segurança e fornecer dados para que o processo de construção do túnel seja o mais seguro e rentável possível, reduzindo assim as margens para imprevistos.

4.2. Importância dos estudos geológicos e geotécnicos

Antes do início de qualquer projecto para uma obra subterrânea são realizados dois tipos de estudos: o geológico e o geotécnico.

O estudo geológico fornece dados sobre a estrutura geológica da área onde irá ser implantada a obra subterrânea, nomeadamente ao nível da descrição da origem, história geológica, disposição das camadas, linhas de água entre outros, podendo ainda ser utilizada informação obtida de obras anteriores naquela área.

O estudo geotécnico é mais pormenorizado pois incide sobre o comportamento mecânico do maciço quando submetido a alterações do seu estado tensional de equilíbrio, como consequência da construção do túnel. Este estudo deverá abranger vários aspectos separados em duas fases distintas descritas na figura 4.1.

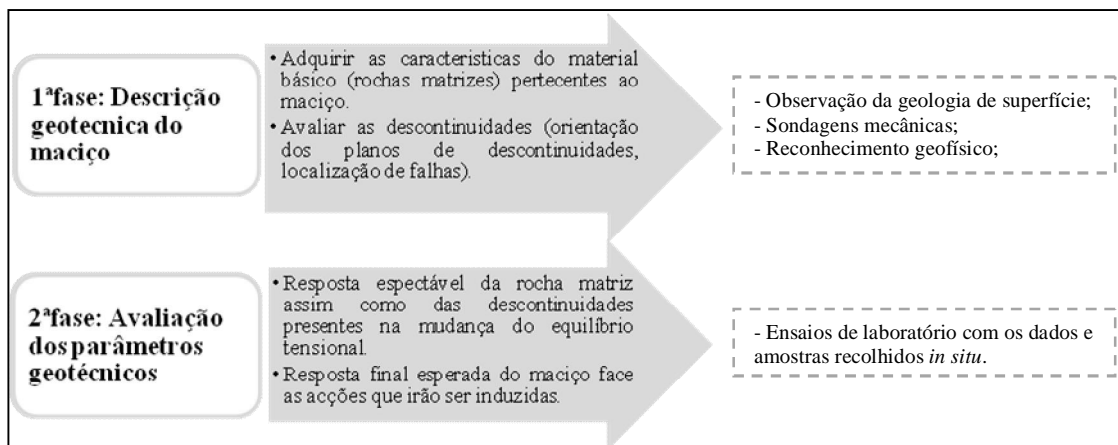


Figura 4.1: Metodologia do estudo geotécnico.

Este conjunto de trabalhos têm como objectivo classificar as formações presentes no maciço através de uma concreta descrição geomorfológica da área e de uma classificação e qualificação geotécnica do maciço. As incertezas do terreno devem ser prevenidas com flexibilidade e sensibilidade na obtenção de estratégias construtivas que evitem o aumento dos custos devido à ocorrência de surpresas geológicas.

Durante a execução dos túneis podem surgir diferentes tipos de problemas, desde do tipo mecânico, que acontecem quando são atravessadas rochas muito fracturadas propiciando desabamentos, até problemas do tipo químico que acontecem em zonas com rochas capazes de reagir quimicamente com o betão e com o aço das cambotas, fazendo com que estes elementos percam a sua resistência mecânica.

Os estudos geológicos avaliam se os maciços são adequados para serem atravessados e definem quais as características litológicas e hidrogeológicas relacionadas com a estabilidade mecânica, detectando sempre que seja possível, as zonas menos fracturadas ou alteradas, ou seja, as zonas mais adequadas para a escavação do túnel.

O objectivo é conhecer o melhor possível as características geológicas e geotécnicas das formações, obtendo dados básicos para a construção do túnel, para a selecção dos métodos de escavação e para o dimensionamento do suporte, podendo desta maneira antecipar e evitar possíveis problemas.

Assim e de acordo com LÓPEZ (1997), os factores mais importantes a identificar sobre a geologia e geotecnia para a construção de um túnel são:

- Descrição geológica detalhada dos materiais existentes na área;
- Situação e orientação das discontinuidades, falhas, juntas e planos de estratificação;
- Tensões do maciço;
- Propriedades geomecânicas dos materiais;
- Níveis freáticos e previsão de caudais de infiltração de águas;

O conhecimento destes factores leva ao reconhecimento completo e objectivo do maciço que a escavação atravessará, fornecendo dados para as técnicas de construção a empregar e para os métodos de tratamento e sustimento aplicáveis.

Em todo o caso, é raro o túnel em que durante a sua construção não aconteçam problemas que superam os níveis de segurança aceitáveis e que obrigam a realização de obras de consolidação e reparação.

4.3. Fenómenos geológicos importantes para a escavação de túneis

4.3.1. Falhas

Segundo LÓPEZ (1997), uma falha acontece quando as rochas ao serem dobradas por compressão ou quando são estendidas devido à tracção, mesmo conseguindo suportar alguma distorção, acabam por partir. A aparição de falhas é um dos maiores riscos que tem de ser considerado no projecto e na escavação de túneis (figura 4.2).

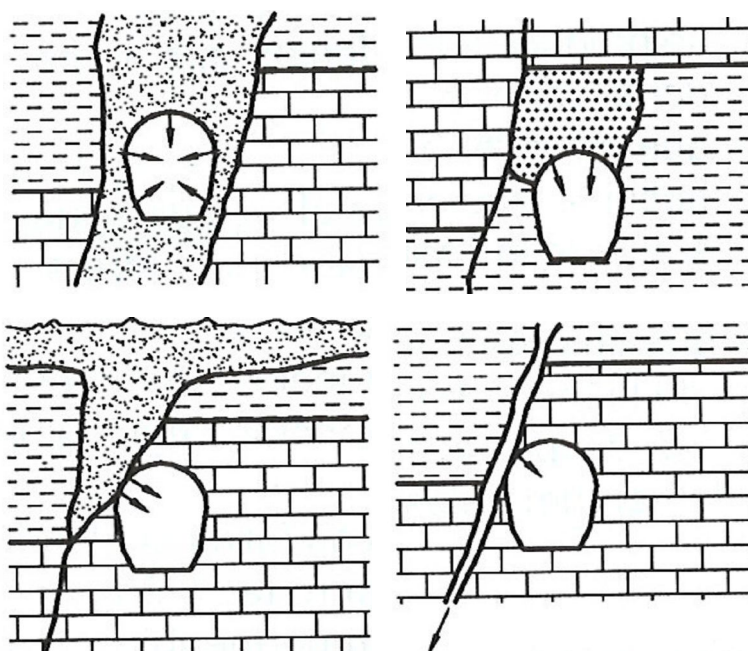


Figura 4.2: Influência das falhas na estabilidade dos túneis (adaptado de LÓPEZ, 1997).

As falhas geralmente favorecem o fluxo de água mas também podem actuar como barreiras impermeáveis devido à existência de materiais mais impermeáveis num dos flancos. No plano de falha é normal a existência de uma zona de rocha triturada de um

modo grosseiro e/ou muito finamente. Esta massa é alterada facilmente contendo muitos vazios que são preenchidos com água da chuva ou pelos níveis freáticos subterrâneos. A água destas zonas de falhas pode fluir com grande rapidez devido a alta permeabilidade da rocha triturada, dando uma menor competência aos materiais contínuos.

A orientação das falhas em relação ao traçado do túnel assume um papel muito importante pois, à medida que a direcção das falhas coincide com a direcção do túnel os problemas aumentam, sendo por este motivo que a direcção do túnel deverá ser, sempre que possível, perpendicular à direcção das falhas.

Os perigos que as falhas acarretam levam a que sejam estudados alternativas no traçado do túnel para que a escavação encontre o menor número de falhas possíveis. Para diminuir estes riscos são realizados reconhecimentos geofísicos e sondagens que permitam determinar a situação das falhas. O conhecimento antecipado da presença de uma falha permite resolver o problema com mais sucesso do que os inconvenientes causados pelo aparecimento inesperado de uma falha.

Os métodos mais usados ao atravessar zonas de falhas são injeções de consolidação, enfilagens, *jet-grouting*, pré-drenagem, colocação de chapas Bernold e outros.

4.3.2. Dobras

Cada tipo de rocha pode sofrer três tipos de deformação elástica, plástica e por ruptura, sendo que as dobras são causadas pela deformação plástica (LÓPEZ, 1997).

As rochas submetidas à compressão estão sujeitas a um campo de esforços representado por três componentes: força lateral activa que causa distorção, força de confinamento lateral devido à rigidez da crosta terrestre e força de gravidade devido ao peso da própria rocha. Se a força lateral activa for maior que as restantes, a massa total da rocha é empurrada para cima formando a dobra (figura 4.3). Este movimento lateral provoca fissuras paralelas aos eixos das dobras.

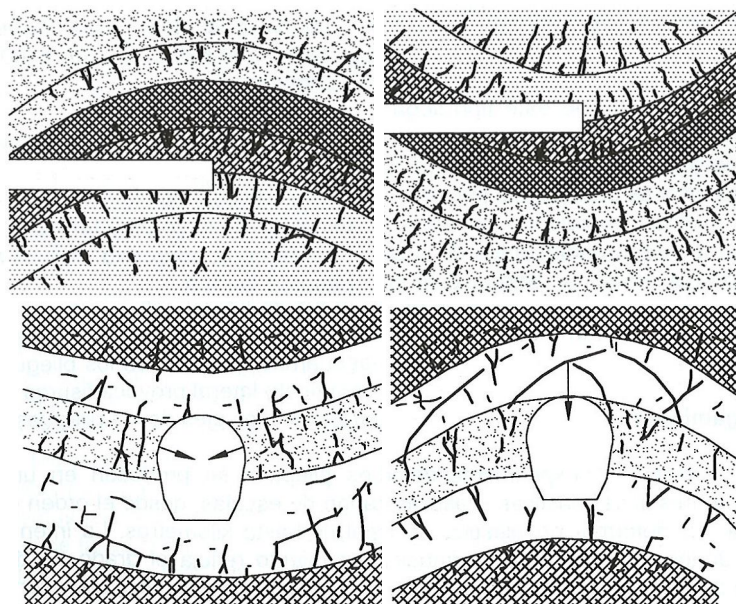


Figura 4.3: Influência das dobras na escavação de túneis (adaptado de LOPEZ, 1997).

As dobras são normalmente observadas em materiais de baixa resistência, tais como as rochas sedimentares e as rochas metafóricas de comportamento mais plástico. Produzem-se em vários tamanhos desde centímetros até quilómetros, sendo que a intensidade da dobra reflecte o grau de distorção localizado e o deslocamento nas diferentes partes do maciço afectado.

Os problemas típicos encontrados em zonas de dobras verificam-se quando o túnel desloca-se por uma estrutura anticlinal onde existem estratos de baixa permeabilidade

sobre outros de alta permeabilidade e porosidade, onde poderá ocorrer condições para a criação de gás metano. Por outro lado, se o túnel deslocar-se numa estrutura sinclinal, onde os estratos de baixa permeabilidade são intercalados por outros de alta permeabilidade e porosidade, poderá dar origem à criação de depósitos de água que podem ser um potencial risco para a escavação.

Por fim, se o túnel localizar-se dentro de uma estrutura dobrada, há que considerar que o terreno a atravessar estará sujeito a fortes tensões locais, o que pressupõe um alto estado de fracturação dos materiais menos resistentes.

Assim e segundo LÓPEZ (1997), se o túnel seguir a direcção do eixo da dobra sofrerá pressões menores se decorrer por uma estrutura anticlinal do que por uma sinclinal. Numa estrutura sinclinal a escavação irá ser afectada pelas águas de filtração do maciço. Se o túnel seguir a direcção perpendicular ao eixo da dobra as pressões ao longo do seu traçado serão variáveis, dependendo da disposição anticlinal ou sinclinal dos estratos.

No caso de uma estrutura anticlinal, no núcleo as pressões são menores do que nos flancos, ocorrendo a situação inversa no caso de uma estrutura sinclinal.

4.3.3. Diáclases

De acordo com LÓPEZ (1997), as diáclases são planos de debilidade que separam uma massa rochosa em duas partes, sem um movimento relativo considerável dos blocos, ao contrário do que ocorre no caso das falhas. As famílias das diáclases também podem ter origem devido a efeitos do clima e por meteorização, devido a ciclos de expansão e contracção.

O estudo das rochas demonstra que o espaçamento entre as diáclases aumenta com a profundidade e que a largura diminui com a profundidade, o que significa que quanto mais profunda for a zona da diáclase, mais sólido é o material.

Em relação aos problemas causados pelas diáclases na estabilidade dos túneis, é de realçar que o número de diáclases existentes num maciço determina o seu comportamento, nomeadamente o grau que este pode deformar-se sem que se produzam rupturas e alterações na disposição das diáclases, fornecendo informação sobre a forma de ruptura das mesmas.

Segundo LÓPEZ (1997), para que os blocos sejam considerados instáveis deverá aparecer pelo menos três famílias de diáclases, sendo uma condicionante importante para a estabilidade do maciço a orientação relativa das juntas em relação a geometria da escavação. Quando as famílias de diáclases estão orientadas em planos principais de debilidade, inclinados em relação a direcção do túnel (figura 4.4), poderão causar blocos instáveis situados maioritariamente nos hasteados e na abóbada do túnel.

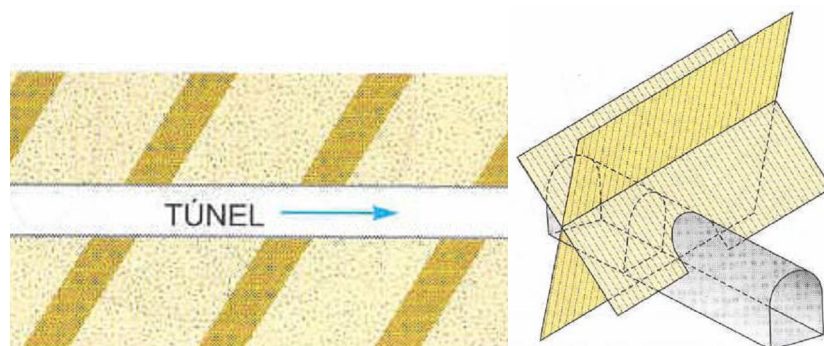


Figura 4.4: Túnel perpendicular à estrutura do maciço (adaptado de VALLEJO, 2002).

Se predominar a estratificação vertical (figura 4.5), poderá originar uma situação em que as diáclases se abram e os blocos caíam devido ao efeito da gravidade, sendo necessário um sistema de sustimento para o controlo destes blocos instáveis. Se predominar a estratificação horizontal com diáclases de debilidade formando ângulos rectos com os planos de estratificação, poderá ocorrer desprendimentos por camadas.

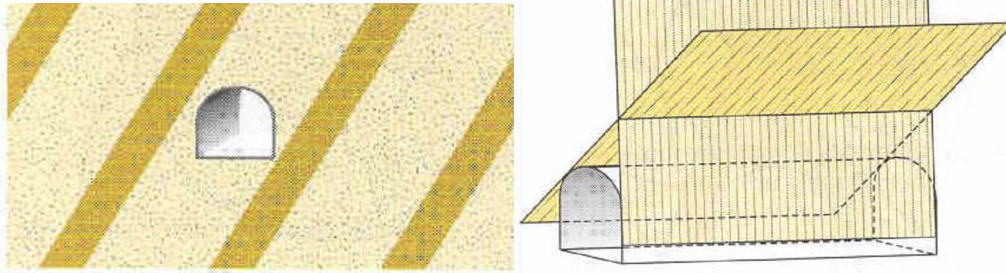
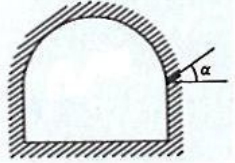
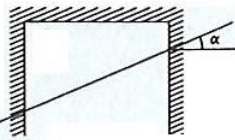


Figura 4.5: Túnel paralelo à estrutura do maciço (adaptado de VALLEJO, 2002).

Quando o túnel é executado paralelamente à direcção da estratificação, geralmente a frente de escavação é estável, sendo que as condições do tecto tendem a pior para estratos com baixas inclinações, com a existência de diaclases na estratificação alinhada com o túnel. Nos quadros 4.1 e 4.2 são apresentadas as instabilidades no tecto e nos hasteais para diversas inclinações das diaclases.

Quadro 4.1: Instabilidade das diaclases na estrutura do túnel (adaptado de ROMANA, 1981).

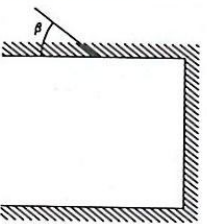
Disposição Geométrica	Inclinação	Tecto	Hasteais
Tunel Paralelo à Estratificação 	$\alpha < 20^\circ$	Rupturas grandes	Estáveis
	$20^\circ < \alpha < 45^\circ$	Rupturas	Estáveis
	$\alpha > 45^\circ$	Estável	Ruptura
Tunel Obliquo a Estratos Inclinados 	$\alpha < 45^\circ$	Estável	Estáveis
	$45^\circ < \alpha < 75^\circ$	Estável	Algumas rupturas
	$\alpha > 75^\circ$	Estável	Rupturas

No caso de execuções de túneis oblíquos a estratos subverticais, as condições da frente de escavação costumam ser estáveis, passando a ser instáveis no atravessamento de falhas e dobras.

Quando a execução do túnel é realizada perpendicularmente à estratificação, normalmente os hasteais são estáveis, apresentando problemas de queda de blocos no tecto e na frente de escavação, dependendo da inclinação e da existência de outras diaclases (figura 4.6).

No que diz respeito às pressões sobre o túnel, quando um túnel é executado perpendicularmente à estratificação, suportará pressões menores do que um túnel paralelo aos estratos.

Quadro 4.2: Instabilidade das diaclases na estrutura do túnel (adaptado de ROMANA, 1981).

Disposição Geométrica	Inclinação	Tecto	Hasteais
Tunel Perpendicular aos Estratos 	$\beta > 60^\circ$	Estável	Estáveis
	$45^\circ < \beta < 60^\circ$	Alguns desprendimentos	Desprendimentos quando o avanço é contra a inclinação
	$20^\circ < \beta < 45^\circ$	Ruptura do tecto	Muitos desprendimentos
	$\beta < 20^\circ$	Ocorrência de chaminés	Poucos desprendimentos

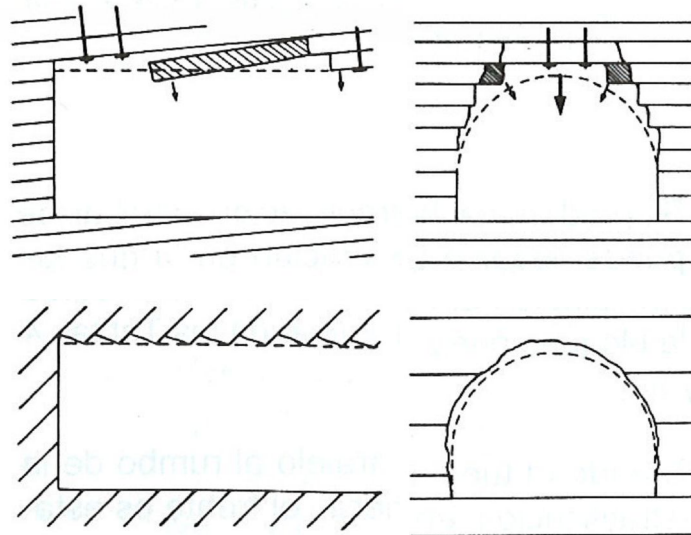


Figura 4.6: Influência das descontinuidades sobre a estabilidade dos túneis (adaptado de LÓPEZ, 1997).

4.3.4. Níveis freáticos

Durante a escavação de um túnel é muito comum a interceptação de linhas de água ou aquíferos subterrâneos, o que origina grandes dificuldades na execução da obra. Isto porque a escavação cria um grande dreno para o qual afluem as águas dos aquíferos intersectados, levando à diminuição da resistência do maciço, ao aumento das pressões sobre o sustimento e revestimento, à expansão e amolecimento das argilas, à possibilidade de originar cavernas em materiais salinos e à diminuição dos rendimentos de escavação (figura 4.7).

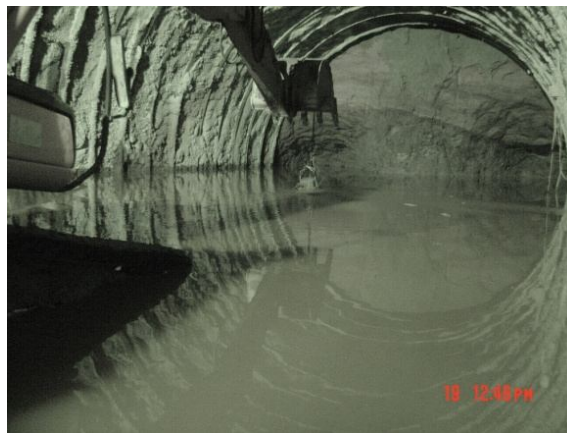


Figura 4.7: Bombagem da água de uma frente de escavação inundada.

A água que é encontrada nos túneis provém principalmente da infiltração de águas nos maciços (figura 4.8), ou seja, é água proveniente da chuva, do degelo da neve, dos rios, das ribeiras, lagos e outros. Poderá ainda provir de depósitos subterrâneos que ficaram retidos aquando da formação das rochas e poderá ainda aparecer água salgada, se o túnel for escavado por baixo do mar ou nas proximidades.

De acordo com DIEZ LÓPEZ (1997), é importante identificar a origem da água que irrompe nas escavações sendo que é dividida em dois grupos: água superficial e água subterrânea. A água superficial está relacionada com rios, lagos, estuários e mares, sendo importante dispor de registos dos níveis dos rios e lagos e a sua relação com as precipitações. Em zonas submetidas às acções das marés é importante possuir dados sobre marés e ondulação. A determinação destes níveis e as suas variações constituem um papel importante do estudo que é realizado através das sondagens e instalação de piezómetros.

Para controlar e conhecer a circulação da água subterrânea numa zona é necessária a realização de um estudo da hidrologia local, de forma a interpretar a partir das previsões geológicas das situações dos aquíferos, as direcções mais prováveis de circulação e posição dos níveis freáticos. É necessário igualmente ter em consideração que a água circula pelas descontinuidades e estimar a permeabilidade direccional preferencial.

A água poderá causar vários problemas à execução de um túnel, tais como a instabilidade da escavação provocada por um gradiente hidráulico elevado nos hasteais do túnel, a diminuição das propriedades resistentes do terreno e assentamentos das estruturas apoiadas em depósitos de solos.

Ainda segundo LÓPEZ (1997), para evitar estas situações, deverão ser tomadas precauções perante situações como caudais de água em maciços muito fracturados, às pressões hidráulicas que são exercidas sobre os revestimentos impermeáveis, à alteração das propriedades plásticas e resistentes dos solos e dos maciços pela acção da água e à reacção física e química da água com certas rochas (gesso por exemplo), que originam sustimentos importantes assim como tratamentos especiais.

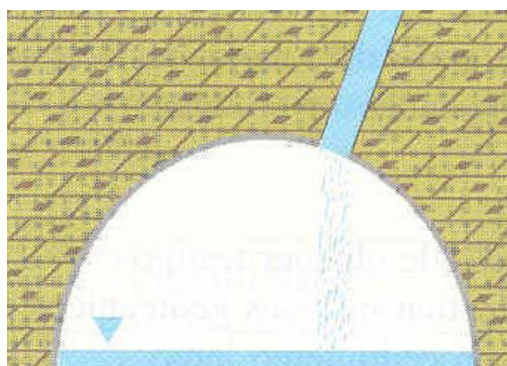


Figura 4.8: Fluxo de água para o interior da escavação (adaptado de VALLEJO, 2002).

Os túneis que decorrem abaixo do nível freático estão submetidos á pressão da água, aumentando a pressão sobre o túnel devido ao impulso hidráulico. Esta situação ocorre sobretudo em formações geológicas recentes tais como solos aluvionares permeáveis. Uma boa drenagem nos túneis, com extracção das águas recolhidas, reduz as pressões hidrostáticas. A água geralmente é drenada facilmente sendo normal continuar fluindo e goteando ao longo do túnel, levando a criação de humidades no revestimento dos túneis, se não forem aplicadas técnicas especiais de impermeabilização.

4.4. Metodologia

Segundo FERNÁNDEZ (1997), o objectivo de todo o reconhecimento preliminar é conhecer e quantificar os atributos mais relevantes em função das características da obra, em relação a dois modelos: o geológico e o geotécnico.

O modelo geológico deve abordar aspectos como a estratigrafia, a estrutura do maciço, a litologia, as superfícies de contacto e a distribuição de litologias, a geomorfologia, a espessura e as características do manto de alteração, a espessura dos materiais de recobrimento e a posição e mobilidade da água. Todos estes aspectos fornecem dados para a elaboração do perfil geológico-geotécnico da escavação, que normalmente é um perfil longitudinal apoiado em perfis transversais.

O modelo geotécnico deve incorporar no modelo geológico todos os parâmetros físicos, resistentes e deformáveis do maciço, tanto os seus valores médios mais representativos e locais como também a sua variabilidade.

Para alcançar um modelo geotécnico adequado é necessário uma investigação bibliográfica da área, uma cartografia geológico-geotécnica da superfície, um estudo hidrogeológico, as classificações geomecânicas, um levantamento das descontinuidades, o uso de técnicas geofísicas, a realização de sondagens assim como ensaios *in situ* e de laboratório.

Todas estas actividades estão relacionadas entre si, sendo possível definir quatro fases de investigação, indicadas na figura 4.9.

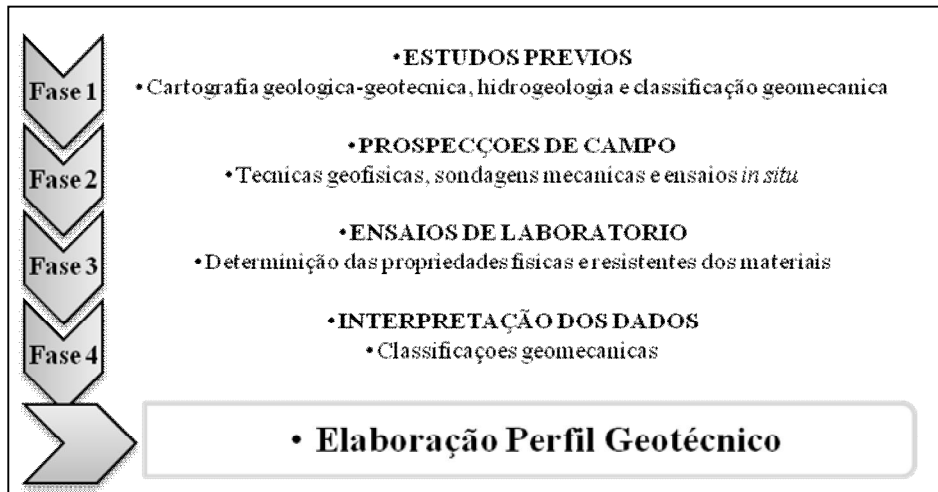


Figura 4.9: Faseamento das actividades de caracterização geotécnica.

4.4.1. Estudos prévios

Os estudos prévios baseiam-se sobretudo em trabalhos de campo, tais como a execução de uma cartografia geológico-geotécnica, a realização de estações geomecânicas e de um inventário dos cursos de água.

➤ Cartografia geológico-geotécnica

A cartografia geológica da área de estudo constitui a base para todos os trabalhos de reconhecimento e caracterização, proporcionando o enquadramento necessário para todos os dados obtidos por esses trabalhos. Através desta cartografia são diferenciados os materiais do substrato rochoso dos materiais de recobrimento superficiais com vista à elaboração de um mapa de afloramentos. Das formações do substrato são retirados dados sobre a classificação geomecânica (RMR, Q e GSI), a resistência da rocha matriz, o grau de meteorização e a sua espessura. Dos materiais de recobrimento são extraídos dados sobre a morfologia, litologia e a espessura dos depósitos.

A cartografia fornece ainda elementos para a avaliação do grau de estratificação e informação relativa as discontinuidades existentes no maciço.

Durante estes trabalhos é realizado um inventário das linhas de água existentes na área, avaliando as características hidrogeológicas do maciço e recolhendo dados que possam fornecer informação acerca da posição da água no maciço e a sua mobilidade.

➤ Estações geomecânicas

A execução de estações geomecânicas em lugares previamente seleccionados está relacionada com os trabalhos de cartografia anteriormente relatados. Os objectivos dos trabalhos realizados nestas estações são a definição dos tipos de litologia, a classificação geomecânica, o levantamento do grau de fracturação do maciço e a avaliação do estado de tensão.

Na identificação dos vários tipos de litologia são definidas todas as características mecânicas e litológicas similares que existam na área de estudo. Para cada tipo de litologia devem ser efectuados ensaios de resistência à compressão simples (através da prensa Franklin ou do esclerómetro Schmidt).

Para a classificação mecânica do maciço, e de forma a obter um valor para a sua qualidade geotécnica, são utilizadas as classificações de Bieniawski (através do índice RMR), a classificação de Barton (índice Q) e o sistema GSI, que serão descritas no próximo capítulo.

O estudo do grau de fracturação do maciço engloba o levantamento das descontinuidades estruturais, a correlação entre as diaclases e a fracturação assim como uma estimativa do estado de tensão. Para cada plano de descontinuidade identificado, deverá ser obtido o tipo de plano, a sua orientação, o seu espaçamento, a sua continuidade, a sua rugosidade, a sua resistência á compressão simples, a presença de água e outros.

➤ **Hidrogeologia**

O objectivo deste estudo é determinar os aquíferos que podem afectar a escavação, identificando a quantidade e a extensão dos mesmos, a condutividade hidráulica das formações e a existência barreiras impermeáveis.

De acordo com FERNÁNDEZ (1997), para identificar estes parâmetros, o estudo hidrogeológico deverá abordar a localização dos níveis freáticos, assim como a sua variação e a sua carga ao longo do túnel, a delimitação dos aquíferos e das suas fontes de alimentação e recarga, a existência de águas que reajam quimicamente com o betão, a localização de barreiras ou fronteiras do fluxo subterrâneo, a estimativa das diferentes camadas de permeabilidade, transmissibilidade e capacidade de armazenamento (ensaios Lugeon ou Lefranc nas sondagens de reconhecimento), a obtenção de dados sobre caudais afluentes para os sistemas de drenagem e impermeabilização a implementar no túnel, assim como a localização de cursos de água.

4.4.2. Prospecções de campo

Após a conclusão da fase anterior, é realizada uma análise a toda a informação obtida, resultando na planificação da campanha de prospecções de campo. Esta campanha deve completar por um lado, o modelo geológico nas zonas onde a superfície não foi possível obter dados suficientes como, por outro lado, facilitar a realização de ensaios *in situ* para a caracterização do maciço e a obtenção de amostras inalteradas para os ensaios de laboratório.

➤ **Técnicas geofísicas**

Na geotecnia os métodos geofísicos são aplicados normalmente para o estudo de zonas com particularidades, proporcionando uma grande precisão na determinação de profundidades de substratos rochosos, da avaliação de espessuras de camadas de alteração em maciços rochosos, da determinação de espessuras de camadas aluvionares, da avaliação das características de ripabilidade de formações, da caracterização dinâmica de formações, na delineação de estruturas geológicas, na posição dos níveis freáticos, na localização de falhas e outros. Todavia por se tratar de um método indirecto, baseando-se nos contrastes entre diversos parâmetros físicos, deve ser complementado com sondagens e outras medidas directas que servem de controlo. As técnicas geofísicas baseiam-se na detecção de uma anomalia geofísica, que é produzida quando existe um contraste lateral ou vertical entre dois materiais, nomeadamente no que se refere as suas propriedades físicas.

Segundo FERNÁNDEZ (1997), existem três métodos geofísicos: o método sísmico, o método eléctrico e o método electromagnético.

O método sísmico baseia-se no estudo e na medição da propagação de uma onda de choque através do maciço, sendo medido o tempo de chegada da onda, emitida de um ponto fixo passando por pontos a distâncias crescentes. Pode ser efectuados à superfície, em furos de sondagem ou em galerias subterrâneas. É uma técnica de custo reduzido e que produz resultados muito satisfatórios a nível da detecção das espessuras do solo e do manto de alteração. As suas limitações devem-se ao facto de existir, por um lado, um aumento com a profundidade da velocidade de transmissão no meio rochoso e por outro, a profundidade de prospecção ser limitada, situando-se normalmente entre os 15 a 20m, sendo este método mais indicado para zonas de emboquilhamento.

Os ensaios mais utilizados recorrem às técnicas de refacção sísmica, sísmica directa e reflexão sísmica.

Segundo o LNEC (2008), o método de refacção sísmica baseia-se na geração de ondas sísmicas (onda de deformação) que se propaga no maciço e se refracta em fronteiras de meios com velocidades de propagação crescentes em profundidade, e com características suficientemente contrastantes. A aplicação do método (figura 4.10) consiste na detecção de diferentes refractores em profundidade e na determinação das suas velocidades de propagação, através da obtenção dos tempos de percurso das ondas sísmicas refractadas em interfaces com suficiente contraste das respectivas velocidades de propagação. Um perfil de refacção sísmica é materializado na superfície do terreno, pela colocação de vários receptores de energia sísmica, designados por geofones, e afastados entre si de uma determinada distância constante ao longo de um alinhamento.

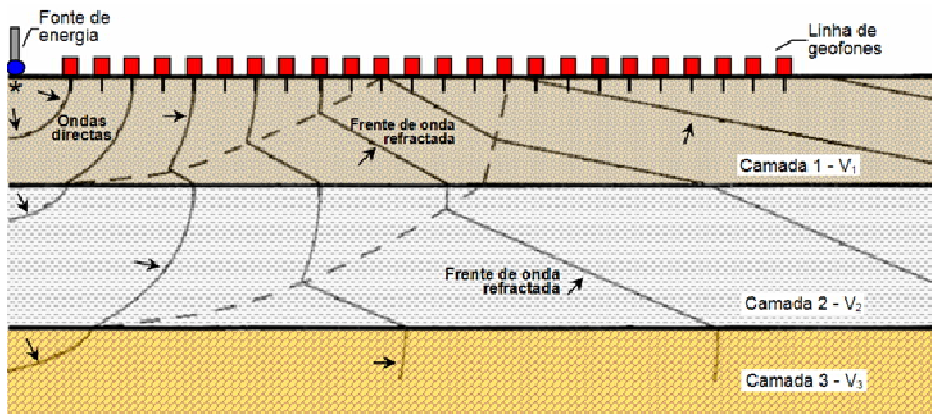


Figura 4.10: Metodologia da refacção sísmica (adaptado de LNEC, 2008)

De acordo com o LNEC (2008), o método de reflexão sísmica baseia-se na reflexão da onda de deformação gerada, em interfaces entre diferentes meios localizados em profundidade. A prospecção por reflexão sísmica baseia-se na execução de perfis sísmicos, à superfície do terreno ou na água, e consiste em efectuar registos sucessivos, de uma forma praticamente contínua, ao longo de um dado alinhamento. Os sismogramas obtidos ao longo de um perfil, registam durante um período de tempo definido, os vários tipos de frentes de ondas recebidas nos vários receptores colocados ao longo do alinhamento. Para além da observação dos tempos de propagação, os sismogramas são analisados em termos de identificação dos vários tipos de eventos produzidos durante a propagação da energia sísmica, nomeadamente, as reflexões referentes às interfaces entre os vários tipos de materiais.

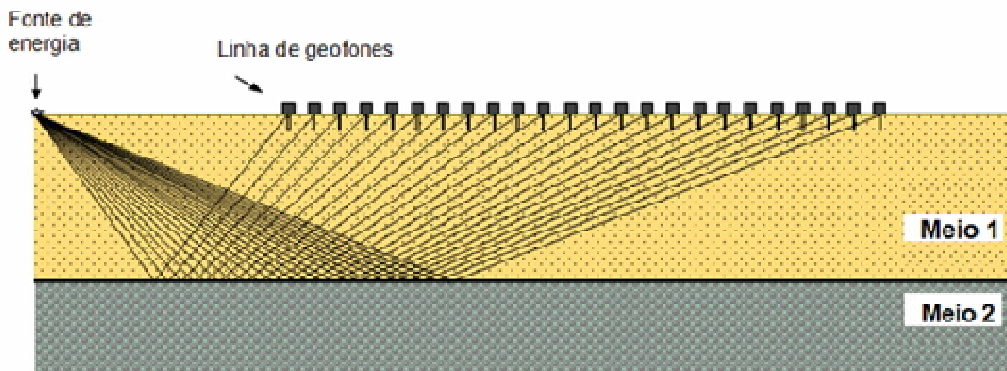


Figura 4.11: Metodologia da reflexão sísmica (adaptado de LNEC, 2008)

Ainda segundo o LNEC (2008), a utilização da técnica da sísmica directa consiste em efectuar medições entre dois pontos relativamente próximos de modo a que os tempos de propagação entre esses pontos correspondam a uma trajectória directa da onda de deformação gerada, de modo a minimizar a interferência de fenómenos de refacção e reflexão das ondas.

Com esta técnica de ensaio são medidas e analisadas quer as ondas de compressão (ondas P), quer ainda as ondas de corte (ondas S). Esta técnica é normalmente utilizada com recurso à colocação das fontes de energia sísmica e receptores em furos de sondagem, afastados de poucos metros entre si, permitindo ainda a interpretação dos dados em termos de tomografia sísmica.

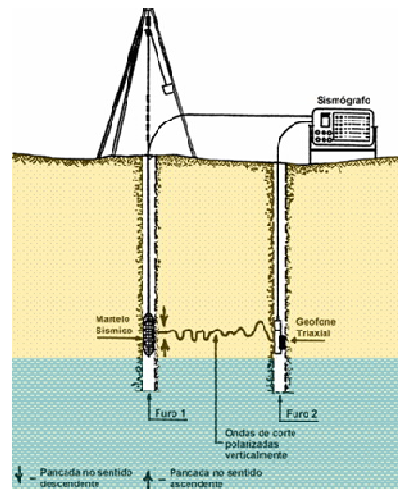


Figura 4.12: Metodologia da tomografia sísmica (adaptado de LNEC, 2008)

O princípio do método eléctrico é baseado na medição da variação lateral ou vertical da resistividade do maciço e do princípio de que a maioria dos materiais rochosos e dos solos não possuem condutividade, de maneira a que a corrente eléctrica só é transmitida através da existência de água. Assim, a resistência do maciço está relacionada com a porosidade e a fracturação do maciço, e em menor influência, da existência de água e sais minerais, da temperatura interior e da quantidade de minerais argilosos. Todos estes factores são afectados pela existência de zonas de falhas/fracturas, fazendo dos métodos eléctricos um sistema adequado na detecção da presença de falhas.

Os métodos electromagnéticos são realizados como complemento aos métodos eléctricos, pois são baseados na alteração induzida pelo maciço sobre um campo magnético principal emitido. Para tal são usados sistemas de bobinas emisoras e receptoras, de maneira a que a condutividade aparente do terreno (inversa à resistência) é proporcional a intensidade relativa do campo magnético principal emitido.

O GPR, *Ground Probe Radar*, ou georadar (figura 4.13), pode ser considerado um método distinto do electromagnético e baseia-se na propagação de ondas electromagnéticas e quando aplicado em materiais geológicos, constitui uma técnica de prospecção indirecta para a detecção e localização estruturas sub-superficiais, quer naturais como artificiais.



Figura 4.13: Georadar (adaptado de LNEC, 2008)

A aplicação do georadar apoia-se no facto de que a velocidade de propagação da energia electromagnética e a sua reflexão em interfaces entre diferentes materiais são condicionadas pelas propriedades eléctricas e magnéticas dos diferentes meios, podendo ser detectadas numa imagem de um registo contínuo de sinais, quando registados ao longo de um perfil.

De acordo com o LNEC (2008), a aplicação do método em termos de reflexão consiste no facto de que a energia propaga-se através do meio e reflecte-se em interfaces entre materiais que apresentem propriedades electromagnéticas suficientemente contrastantes, sendo a energia reflectida captada por um receptor (figura 4.14). Através da movimentação do conjunto emissor – receptor (antena) ao longo de um perfil, com uma taxa de emissão de impulsos elevada, é obtido um registo contínuo de sinais, o qual constitui uma secção de radar. A identificação e interpretação das reflexões nos registos permitem detectar objectos e delimitar interfaces e estruturas ao longo do alinhamento do perfil.

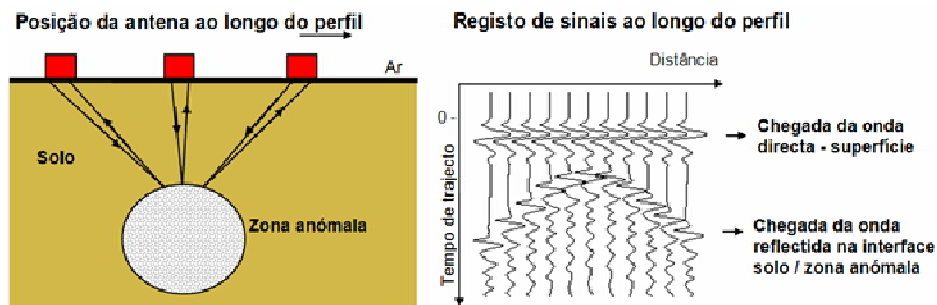


Figura 4.14: Metodologia do GPR (adaptado de LNEC, 2008).

➤ Sondagens mecânicas

As sondagens mecânicas proporcionam informações fundamentais já que são o único meio de prospecção que permite entrar em contacto efectivamente com o maciço à profundidade onde irá ser feita a escavação. Segundo FERNÁNDEZ (1997), as sondagens devem ser supervisionadas por um geólogo-geotécnico que ateste a sondagem, dirija a recolha de amostras, supervisione os ensaios *in situ*, controle os parâmetros de perfuração de relevância geotécnica e realize os ensaios *in situ* sobre os testemunhos das sondagens.

É difícil definir o número exacto de sondagens necessário para obter um bom grau de definição do maciço. Todavia é razoável realizar pelo menos uma sondagem em cada emboquilhamento, sendo que o restante número de sondagens depende do grau de dificuldade da obra e das características desta. Uma das formas de localizar as restantes sondagens é nas zonas onde a cartografia geológica é insuficiente e levante algumas dúvidas. A localização das sondagens deve ser baseada em critérios geológicos tais como zonas de falhas, discontinuidades e outros, em vez da utilização um critério baseado na localização das sondagens em pontos equidistantes ao longo do traçado do túnel.

4.4.3. Ensaios geotécnicos

Apesar do elevado custo, a tendência actual é a realização dos ensaios *in situ* em detrimento dos ensaios de laboratório. Isto devido à dificuldade em obter amostras intactas e ao efeito em escada evidenciado nos maciços ao nível dos parâmetros de resistência, deformações, descontinuidades e estados de tensão.

➤ Ensaios *in situ*

Os ensaios *in situ* são realizados sobre os testemunhos das sondagens ou ensaios realizados nos furos das sondagens.

O quadro 4.3 apresenta os ensaios mais comuns realizados na escavação de túneis.

Quadro 4.3: Ensaios geotécnicos *in situ* (adaptado de FERNANDEZ, 1997).

Ensaio	Realização	Parâmetro Obtido
Carga pontual	Testemunho de sondagem	Índice carga pontual
Esclerómetro	Testemunho de sondagem	Índice esclerómetro
Deslizamento de diaclases (tilt-test)	Amostra em bloco ou sobre o testemunho de sondagem	Ângulo de atrito
Molinete (vane-test)	Interior do furo	Resistência ao corte
Penetrómetro	Interior do furo	Resistência ao corte
Lugeon	Interior do furo	Coefficiente de permeabilidade
Pressiométrico	Interior do furo	Módulo de deformabilidade
Dilatométrico	Interior do furo	Módulo de deformabilidade

➤ Ensaios de laboratório

Os ensaios de laboratório mais habituais em obras subterrâneas são apresentados no quadro 4.4 assim como os parâmetros deles obtidos.

Quadro 4.4: Ensaios em laboratório (adaptado de FERNANDEZ, 1997).

Ensaio	Parâmetros obtidos
Compressão simples	Módulo de elasticidade, Coeficiente de Poisson, Resistência à rotura, fluência
Compressão triaxial	Deformabilidade em meio confinado lateralmente, Resistência ao corte
Corte directo	Resistência ao corte
Deslizamento de diaclases	Resistência ao deslizamento
Compressão diametral	Resistência à tracção

4.4.4. Classificações geomecânicas

A classificação geomecânica serve para classificar os maciços através de um conjunto de propriedades identificadas por observação directa, ensaios realizados *in situ* e ensaios laboratoriais em amostras recolhidas em sondagens. O objectivo é sistematizar o conjunto de elementos geotécnicos que interessa caracterizar num determinado maciço.

A origem das classificações geomecânicas remonta a meados dos anos 40 com os estudos desenvolvidos por Terzaghi para entender a Mecânica dos Solos. De acordo com MIRANDA (2003), as primeiras classificações eram simples descrições qualitativas dos maciços ou com base na avaliação quantitativa de um só parâmetro, o que as tornava bastante subjectivas e dependentes do julgamento de quem as aplicava.

Era o caso da classificação geomecânica proposta por Terzaghi (1946) para túneis, que estabelecia uma metodologia para determinação da carga transmitida pelo maciço aos suportes para diferentes condições de rocha.

Todavia com o aumento das obras subterrâneas ao longo dos anos e tendo em conta as novas exigências, para colmatar as limitações das primeiras classificações, apareceram sistemas de classificação e de dimensionamento de suportes, de natureza empírica, que englobavam critérios quantificáveis e que forneciam indicações mais precisas em relação às propriedades intrínsecas do maciço e às necessidades de suporte.

Ainda segundo MIRANDA (2003), estas classificações atribuem pesos aos parâmetros relativos às características do maciço, sendo posteriormente obtido um índice geomecânico que resulta de aplicação de expressões de cálculo associados ao sistema empírico utilizado. Permitem, normalmente, dividir o maciço em determinadas classes de comportamento a que estão associadas, nomeadamente, soluções construtivas e suportes, bem como certos parâmetros geomecânicos.

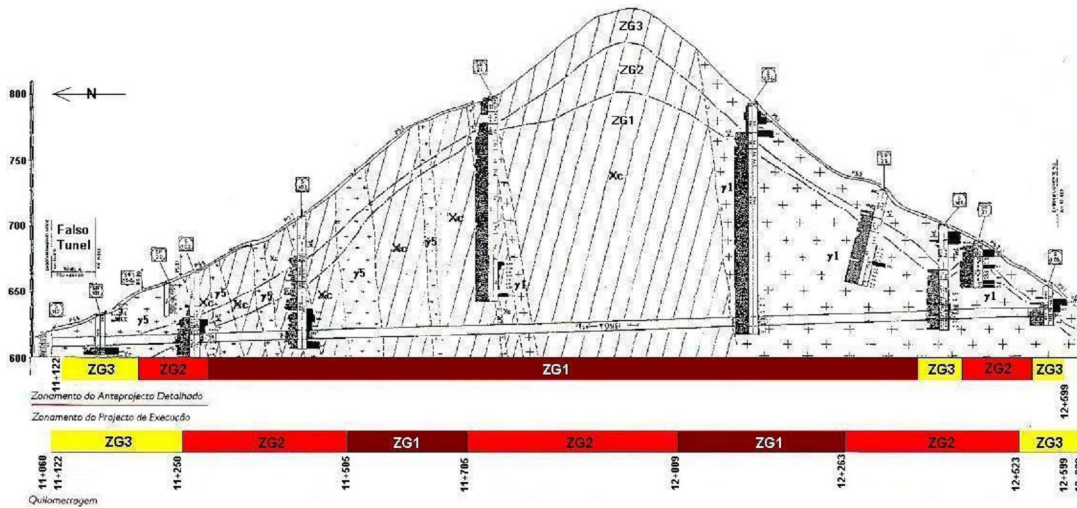


Figura 4.15: Exemplo de um perfil geotécnico do anteprojecto e do projecto de execução do túnel da Gardunha (adaptado de PISTONE *et al*, 2006).

As classificações geomecânicas mais utilizadas na escavação de túneis são as indicadas por Bieniawski (sistema RMR), Barton (sistema Q) por volta de 1970 e mais recentemente a de Hoek e Brown (sistema GSI). Os sistemas MR e RSR são abordados no Anexo 1.

4.4.4.1. Sistema RMR (*Rock Mass Rating*)

Este sistema é adequado para maciços rochosos, onde parâmetros como a tipologia, o espaçamento e as propriedades das diaclases são parâmetros importantes na avaliação do comportamento do maciço.

O sistema RMR é baseado na avaliação de seis parâmetros geológico-geotécnicos, aos quais são atribuídos pesos relativos (quadro 4.5). Com todos os parâmetros classificados, é obtido o índice RMR através da soma dos respectivos pesos, podendo assim o índice variar entre 0 e 100.

$$RMR = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 \quad (\text{equação 4.1})$$

A partir de correlações efectuadas com os valores de RMR, é possível conhecer a ordem de grandeza dos parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) e de deformabilidade do maciço rochoso (E).

Segundo MOURA (2006), a partir dos valores de RMR encontrados é possível conhecer o valor do módulo de deformabilidade do maciço rochoso (EM) através das seguintes correlações:

$$\text{Serafim e Pereira: } E_M(\text{GPa}) = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad (RMR \leq 80) \quad (\text{equação 4.2})$$

$$\text{Bieniawski: } E_M(\text{GPa}) = 2 \times RMR - 100 \quad (RMR > 50; \sigma_c > 100\text{MPa}) \quad (\text{equação 4.3})$$

$$\text{Hoek e Brown: } E_M(\text{GPa}) = \frac{\sqrt{\sigma_c}}{10} \times 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad (\sigma_c \leq 100\text{MPa}) \quad (\text{equação 4.4})$$

Quadro 4.5: Aplicação do Sistema RMR (adaptado de MIRANDA, 2003)

A - Parâmetros de classificação e seus pesos									
Parâmetro			Intervalo de variação dos valores						
P1	Resistência do material rochoso intacto	Point-load	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Para este intervalo é aconselhável utilizar o ensaio de resistência à compressão uniaxial		
		Resistência à compressão uniaxial	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1 MPa
	Peso	15	12	7	4	2	1	0	
P2	RQD	90-100 %	75-90 %	50-75 %	25-50 %	<25 %			
	Peso	20	17	13	8	3			
P3	Espaçamento das descontinuidades	>2 m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	<60 mm			
	Peso	20	15	10	8	5			
P4	Condições das descontinuidades (ver E)		Superfícies muito rugosas. Não contínuas. Nenhuma separação. Superfície de rocha inalterada.	Superfícies ligeiras/rugosas. Separação <1mm. Superfície de rocha ligeira/alterada.	Superfícies ligeiras/rugosas. Separação <1mm. Superfície de rocha muito alterada.	Superfícies lisas ou enchimento com espessura <5mm ou Separação 1-5mm contínua.	Enchimento mole com espessura >5mm ou separação >5mm contínua.		
	Peso		30	25	20	100	0		
P5	Aguas Subterrâneas	Caudal por 10m de túnel (l/m)	Nenhum	<10	10-25	25-125	>125		
		(Pressão água nas diaclases/tensão principal máxima)	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
	Condições gerais		Completa/seco	Ligeira/Húmido	Húmido	Gotejando	Fluindo		
	Peso		15	10	7	4	0		
B. Ajuste dos pesos devido à orientação das descontinuidades (ver F)									
			Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável		
P6	Túneis e minas		0	-2	-5	-10	-12		
	Fundações		0	-2	-7	-15	-25		
	Taludes		0	-5	-25	-50			
C. Classe do maciço rochoso determinado através da soma dos pesos parciais									
Peso			100-81	80-61	60-41	40-21	<21		
Número da classe			I	II	III	IV	V		
Descrição			Rocha muito boa	Rocha boa	Rocha razoável	Rocha má	Rocha muito má		
D. Significado das classes das rochas									
Número da classe			I	II	III	IV	V		
Tempo médio de auto-sustentação			20 anos para um vão de 15m	1 ano para um vão de 10m	1 semana para um vão de 5m	10 horas para um vão 2,5m	30 minutos para um vão de 1m		
Coesão do maciço rochoso (kPa)			>400	300-400	200-300	100-200	<100		
Ângulo de atrito do maciço rochoso (o)			>45	35-45	25-35	15-25	<15		
E. Orientações para a classificação das condições das descontinuidades									
Comprimento da descontinuidade (persistência)			<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m		
Peso			6	4	2	1	0		
Separação (abertura)			Nenhuma	<0,1mm	0,1-1,0 mm	1-5 mm	>5 mm		
Peso			6	5	4	1	0		
Rugosidade			Muito rugoso	Rugoso	Ligeiro/rugoso	Macio	Liso		
Peso			6	5	3	1	0		
Enchimento			Nenhum	Enchimento duro <5mm	Enchimento duro >5mm	Enchimento mole <5mm	Liso		
Peso			6	4	2	2	0		
Alteração			Inalterado	Ligeira/alterado	Moderada/alterada	Muito alterado	Enchimento mole >5mm		
Peso			6	5	3	1	0		
F. Efeito da orientação da direcção e da inclinação das descontinuidades em túneis									
Direcção perpendicular ao eixo do túnel					Direcção paralela ao eixo do túnel				
Escavar c/ o mergulho – Inclinação 45-90o			Escavar c/ o mergulho – Inclinação 20-45°		Mergulho 45-90°		Mergulho 20-45°		
Muito favorável			Favorável		Muito favorável		Razoável		
Escavar contra o mergulho – Inclinação 45-90o			Escavar contra o mergulho – Inclinação 20-45o		Mergulho 0-20 independente da direcção				
Razoável			Desfavorável		Razoável				

4.4.4.2. Sistema Q

De acordo com MIRANDA (2003), o sistema Q foi desenvolvido por Barton *et al.* (1974), que propuseram um índice de qualidade Q para a classificação de maciços rochosos e a respectiva necessidade de suporte (quadros 4.6 a 4.11).

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SFR} \quad (\text{equação 4.5})$$

Com:

RQD/J_n - compartimentação do maciço rochoso e é uma medida grosseira do tamanho dos blocos.

J_r/J_a - resistência ao corte das descontinuidades e do maciço rochoso.

J_w/SFR - factor empírico denominado por tensão activa.

O índice Q pode igualmente ser correlacionado com o módulo de deformabilidade do maciço rochoso (EM):

Barton *et al.* (1980): $E_M(\text{GPa}) = 25 \times \log(Q) ; Q > 1$ (equação 4.6)

Barton e Quadros (2002) $E_M(\text{GPa}) = 10 \times Q^{1/3}$ (equação 4.7)

Quadro 4.6: Obtenção do valor de RQD (adaptado de MIRANDA, 2003).

Designação da qualidade da rocha	RQD (%)
A – Rocha de muito má qualidade	0-25
B – Rocha de má qualidade	25-50
C – Rocha de qualidade razoável	50-75
D – Rocha de boa qualidade	75-90
E – Rocha de excelente qualidade	90-100

Notas: i) Quando RQD ≤ 10 (incluindo 0), o valor a adoptar para o RQD na avaliação de Q é 10.
ii) A adopção de valores de RQD com intervalos de 5 é considerada adequada.

Quadro 4.7: Obtenção do valor de J_n (adaptado de MIRANDA, 2003).

Número de famílias de descontinuidades	J _n
A – Nenhuma ou poucas	0,5-1,0
B – Uma	2
C – Uma mais descontinuidades esparsas	3
D – Duas	4
E – Duas mais descontinuidades esparsas	6
F – Três	9
G – Três mais descontinuidades esparsas	12
H – Quatro ou mais descontinuidades esparsas, maciços altamente fracturados	15
I – Rocha esmagada, tipo terroso	20

Notas: i) Para intersecções utilizar 3xJ_n.
ii) Para bocas de entrada do túnel utilizar 2xJ_n

Quadro 4.8: Obtenção do valor de J_r (adaptado de MIRANDA, 2003).

a) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades e b) Contacto entre as paredes de rocha antes de 10cm de escorregamento	
Descrição das descontinuidades	J _r
A – Sem continuidade	4
B – Rugosas, irregulares, onduladas	3
C – Lisas, onduladas	2
D – Polidas, onduladas	1,5
E – Rugosas ou irregulares, planares	1,5
F – Lisas, planas	1,0
G – Polidas, planas	0,5
Não há contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades	
Descrição	J _r
H – Zona contendo espessura de minerais argilosos suficiente para impedir o contacto entre as paredes	1,0
I – Zonas esmagadas, arenosas ou cascalhentas com espessura suficiente para impedir o contacto entre as paredes.	1,0

Notas: i) As descrições referentes às alíneas a) e b) referem-se a escalas de amostragem de dimensões pequena e intermédia, respectivamente.
ii) Somar 1,0 se o espaçamento da família de descontinuidades mais relevante for maior do que 3m.
iii) J_r=0,5 pode ser utilizado para descontinuidades polidas contendo lineações, prevenindo-se o facto de que as lineações devam estar orientadas de acordo com menor resistência.
iv) Os valores de J_r e J_n devem ser obtidos aplicando-se à família de descontinuidades que for mais desfavorável para a estabilidade do ponto de vista da orientação e da resistência ao corte.

Quadro 4.9: Obtenção do valor de Ja (adaptado de MIRANDA, 2003).

Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades		
Descrição	Ja	Φ(°) aprox.
A – Paredes duras e compactas	0,75	-
B – Paredes não alteradas, somente com leve descoloração	1,0	25-35
C – Paredes ligeiramente alteradas, minerais não brandos, partículas arenosas	2,0	25-30
D – Paredes com partículas silto-arenosas ou silto argilosas, pequena fracção argilosa (não branda)	3,0	20-25
E – Paredes com partículas de materiais moles ou de baixo ângulo de atrito, tais com caulinite, mica, gesso, talco, clorite, grafite e pequenas quantidades de argilas expansivas.	4,0	8-16
Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades antes de 10cm de escorregamento		
Descrição	Ja	Φ(°)
F – Paredes com partículas de areia e rochas desintegradas.	4,0	25-30
G – Descontinuidades com preenchimento argiloso sobre consolidado (contínuo, mas com espessura <5mm)	6,0	16-24
H – Descontinuidades com preenchimento argiloso subconsolidado (contínuo, mas com espessura <5mm)	8,0	12-16
I – Descontinuidade com enchimento argiloso expansivo, como por exemplo montmorilonite (contínuo mas com espessura <5mm). O valor de Já depende da percentagem de argila e do excesso de água.	8-12	6-12
Não há contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades		
Descrição	Ja	Φ(°)
J – Zonas ou bandas com rochas desintegradas ou esmagadas (ver G, H e I para condições do material argiloso)	6,8 ou 8 – 12	6-24
K – Zonas ou bandas silto-argilosas ou areno-argilosas, com pequenas fracções de argila	5,0	-
L – Zonas contínuas de argila (ver G, H e I para condições do material argiloso)	10, 13 ou 13-20	6-24

Quadro 4.10: Obtenção do valor de Jw (adaptado de MIRANDA, 2003).

Descrição	Jw	Pressão da água aprox (MPa)
A – Escavações secas ou caudal afluído pequeno, isto é, < 5 l/min localmente	1,0	<0,1
B – Caudal médio ou pressão que ocasionalmente arraste o preenchimento das descontinuidades	0,66	0,1-0,25
C – Caudal elevado ou pressão elevada em rochas competentes sem preenchimento	0,5	0,25-1
D – Caudal elevado ou pressão elevada	0,3	0,25-1
E – Caudal excepcionalmente elevado ou pressão explosiva, decaindo com o tempo	0,2-0,1	>1
F – Caudal excepcionalmente elevado ou pressão contínua, sem decaimento	0,1-0,05	>1

- Notas: i) Os factores nos casos C e F são estimados para condições naturais. O parâmetro Jw deverá ser aumentado caso sejam efectuadas drenagens.
ii) Os problemas especiais relacionados com a formação de gelo não são considerados.

4.4.4.3. Sistema GSI (*Geological Strength Index*)

Dada a complexidade dos maciços rochosos, constituídos pela matriz rochosa e superfícies de descontinuidades que o compartimentam, a quantificação da sua resistência pode ser estabelecida através de métodos empíricos (Hoek e Brown, 2002), complementados com ensaios *in situ* e laboratoriais.

Segundo MIRANDA (2003), Hoek e Brown baseando-se em dados experimentais e nas bases teóricas de mecânica da fractura das rochas, estabeleceram o critério de resistência de Hoek e Brown para os maciços rochosos, a partir da teoria original de Griffith e da generalização da expressão obtida para rochas intactas:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \times \left(m_b \times \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (\text{equação 4.8})$$

Onde:

σ'_1 e σ'_3 - tensões efectivas máxima e mínima na rotura.

m_b - valor reduzido do parâmetro m_i

s e a - parâmetros que dependem das características do maciço rochoso.

σ_c - resistência à compressão simples da rocha.

Ainda de acordo com MIRANDA (2003), os valores destas constantes deverão sempre que possível ser determinados, utilizando uma análise estatística aos resultados de uma série de ensaios triaxiais levados a cabo segundo as recomendações da ISRM (1981).

Quadro 4.11: Obtenção do valor do SRF (adaptado de MIRANDA, 2003).

Zonas de fraqueza intersectando a escavação, o que pode causar perdas no maciço rochoso quando o túnel for escavado			
Descrição	SRF		
A – Ocorrência de zonas alteradas múltiplas contendo argilas ou rochas quimicamente desintegradas em torno da cavidade (a qualquer profundidade)	10,0		
B – Zonas de baixa resistência contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada (profundidade de escavação ≤50m)	5,0		
C – Zonas de baixa resistência contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada (profundidade de escavação >50m)	2,5		
D – Zonas múltiplas de corte em rocha competente, sem argila, com rocha desintegrada na vizinhança (qualquer profundidade)	7,5		
E – Zonas singulares de corte em rocha competente, sem argila (profundidade de escavação ≤50m)	5,0		
F – Zonas singulares de corte em rocha competente, sem argila (profundidade de escavação >50m)	2,5		
G – Descontinuidades abertas, fracturação muito intensa (qualquer profundidade)	5,0		
Rocha competente, problemas de tensões na rocha			
Descrição	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	SRF
H – Tensões baixas, próximo da superfície, diaclases abertas	>200	< 0,01	2,5
I – Tensões médias, condições de tensão favoráveis	200-10	0,01-0,3	1,0
J – Tensões altas, estrutura rochosa muito fechada (usualmente favorável para a estabilidade, pode ser desfavorável para a estabilidade das paredes)	10-5	0,3-0,4	0,5-2,0
K – Explosões moderadas de rochas maciças depois > 1 hora	5-3,0	0,33-0,16	5-10
L – Explosões moderadas de rochas maciças em poucos minutos	3-2	0,65-1	50-200
M – Explosões intensas de rochas maciças	< 2	>1	200-400
Rocha esmagada: plastificação de rochas incompetentes sob a influência de altas pressões de rocha			
Descrição	σ_t/σ_1		SRF
N – Pressão moderada da rocha esmagada	1-5		5-10
O – Pressão elevada da rocha esmagada	>5		10-20
Rochas expansivas: actividade química expansiva devido à presença da água			
Descrição	SRF		
P – Pressão de expansão moderada	5-10		
Q – Pressão de expansão elevada	10-15		

- Notas:
- i) Para a alínea a) reduzir os valores de SRF de 25% a 50% se as zonas alteradas influenciarem mas não intersectarem a escavação.
 - ii) Para os casos da alínea b) e para tensões virgens fortemente anisotrópicas (se medidas): quando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduzir σ_c para $0,75 \sigma_c$. Quando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduzir σ_c para $0,5 \sigma_c$ onde σ_c é a resistência à compressão simples. σ_1 e σ_3 são as tensões principais máxima e mínima e σ_c a tensão tangencial máxima (estimada através da teoria da elasticidade).
 - iii) Ainda para a alínea b), quando a profundidade da coroa é inferior ao vão, deve-se aumentar o valor de SRF 2,5 a 5 vezes (ver H).
 - iv) Casos de rocha esmagada podem ocorrer para profundidades $H > 350.Q1/3$. A resistência à compressão do maciço é de, aproximadamente $0,7 \cdot \gamma.Q1/3$ onde γ é o peso volumico da rocha em kN/m³.

Para a determinação dos parâmetros constantes da equação, HOEK (1994) apresentou um sistema de classificação denominado GSI que fornece um parâmetro geotécnico que pode variar entre 0 e 100 (quadro 4.12). Este sistema baseia-se no conceito de a resistência de um maciço rochoso depende depender das propriedades da rocha intacta e da liberdade que os blocos de rocha têm de escorregar ou rodar sob diferentes condições de tensão (MIRANDA, 2003).

O parâmetro GSI pode ser encontrado segundo duas formas:

- Através do sistema RMR (para maciços com $RMR \geq 23$):

$$GSI = RMR - 5 \quad \text{(equação 4.9)}$$

- A partir do sistema Q (para maciços com $RMR < 23$):

$$GSI = \ln(Q') + 44 \quad \text{(equação 4.10)}$$

Em que:

$$Q' = (RQD/J_n) \times (J_r/J_a) \quad \text{(equação 4.11)}$$

A partir do momento que é conhecido o valor do GSI, é possível calcular os restantes parâmetros:

$$m_b = m_i \times e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14 \cdot D}\right)} \quad \text{(equação 4.12)}$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3 \cdot D}\right)} \quad \text{(equação 4.13)}$$







$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \times \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad \text{(equação 4.14)}$$

Onde:

D - factor que depende do grau de perturbação ao qual o maciço rochoso foi sujeito devido ao uso de explosivos durante a escavação ou à libertação de tensões (quadro 4.13).

m_i - obtido a partir do quadro 4.14.

Quadro 4.12: Determinação aproximada do valor do GSI (adaptado de MIRANDA, 2003).

Geological Strength Index – GSI Índice Geológico de Resistência – maciços diaclasados (Hoek e Marinos, 2000) A partir da litologia, da estrutura do maciço e das características das superfícies das descontinuidades, estimar o valor médio de GSI. Não se deve ser demasiado preciso (é mais realista referir um intervalo de GSI=33-37 que afirmar GSI=35). É de referir que a tabela não tem validade para rupturas determinadas pela estrutura do maciço. Quando ocorrem descontinuidades desfavoravelmente orientadas, estas determinam o comportamento da escavação. No caso de descontinuidades com preenchimento que se possam deteriorar com a presença de água, resultando na diminuição da resistência ao corte, sugere-se o uso de valores mais à direita. A acção da pressão da água é analisada em função de tensões efectivas.		CARACTERÍSTICAS DAS SUPERFÍCIES DAS DESCONTINUIDADES				
GEOESTRUTURA		MUITO BOAS Superfícies muito rugosas, são	BOAS Superfícies rugosas, ligeiramente alteradas, com oxidação	RAZOAVEIS Superfícies suaves, moderadamente alteradas e desgastadas	FRACAS Superfícies estriadas, fortemente alteradas, com preenchimentos arenosos	MUITO FRACAS Superfícies estriadas, fortemente alteradas, com preenchimentos argilosos
		QUALIDADE DECRESCENTE DAS SUPERFÍCIES ↓				
	INTACTA OU MACIÇA – rocha intacta ou maciça com descontinuidades em pequena quantidade e muito afastadas	90	80	70	N/A	N/A
	COMPARTIMENTADO (“blocky”) – maciço não perturbado, constituído por blocos cúbicos, bem travados entre si, definidos por 3 famílias de descontinuidades	80	70	60	50	40
	MUITO COMPARTIMENTADO (“very blocky”) – maciço parcialmente perturbado, com blocos angulares multi-facetados, travados entre si, definidos por 4 ou mais famílias de descontinuidades	70	60	50	40	30
	COMPARTIMENTADO/TECTONIZADO (“blocky/disturbed”) – dobrado e/ou com presença de falhas, com blocos angulares definidos por varias famílias de descontinuidades. Persistência de xistosidade ou planos de fraqueza	60	50	40	30	20
	DESINTEGRADO – maciço pouco interligado, fortemente partido, com mistura de fragmentos angulares e arredondados	50	40	30	20	10
	FOLIADO/LAMINADO – maciço foliado, dobrado e tectonizado. A estrutura do maciço é conferida pela presença de planos de xistosidade ou de corte pouco espaçados.	N/A	N/A	30	20	10 5
		↑ INTERLIGAÇÃO DECRESCENTE ENTRE BLOCOS DE ROCHA				

Quadro 4.13: Orientações para a escolha do valor de D (adaptado de MIRANDA, 2003).

Descrição do maciço rochoso	Valor de D sugerido
Rebentamentos controlados de excelente qualidade ou escavação por TBM resultam em perturbações mínimas do maciço rochoso em torno do túnel.	D=0
Escavação mecânica ou manual em maciços rochosos de má qualidade (sem rebentamentos) resulta em perturbações mínimas do maciço rochoso em torno do túnel.	D=0
Quando existem levantamentos importantes do fundo da escavação devido a problemas de esmagamento, a perturbação pode ser elevada a menos que um aterro provisório seja colocado, como é mostrado na figura.	D=0,5 (sem aterro provisório)
Rebentamentos de muita baixa qualidade num maciço muito rijo resultam em perturbações locais graves, numa extensão de 2 a 3 metros, no maciço rochoso circundante.	D=0,8

Quadro 4.14: Estimativa dos valores de m_i (adaptado de MIRANDA, 2003).

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

Para o cálculo do módulo de deformabilidade do maciço rochoso, Hoek *et al.* (2002) propuseram as seguintes expressões:

$$E_M = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}}, \quad \sigma_c \leq 100 \text{ MPa} \quad (\text{equação 4.13})$$

$$E_M = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}}, \quad \sigma_c > 100 \text{ MPa} \quad (\text{equação 4.14})$$

Segundo MIRANDA (2003), o critério de ruptura de Hoek-Brown assume que a rocha e o maciço rochoso comportam-se como um material isótropo, utilizando uma aproximação de meio contínuo. Não deve ser aplicado quando o tamanho dos blocos é da mesma ordem de grandeza da obra a executar ou quando alguma das famílias de descontinuidades é significativamente menos resistente do que as outras. Nestes casos, a estabilidade da estrutura deverá ser analisada considerando mecanismos de ruptura envolvendo deslizamento ou rotação de blocos e cunhas.

4.5. Exemplo: Túnel da Quinta Grande, Via Rápida R. Brava - Funchal

É apresentado em seguida um exemplo sobre o zonamento geotécnico que foi utilizado na construção do túnel da Quinta Grande, da Via Rápida Ribeira Brava - Funchal, que foi baseado nas características litológicas, estruturais e mecânicas do maciço obtidas através dos estudos geológicos-geotécnicos e por fim, tendo em conta estes parâmetros e usando a classificação geomecânica de Bieniawski, foi feito o planeamento para a escavação e sistemas de suporte consoante as características do maciço.

Quadro 4.15: Características litológicas, estruturais e mecânicas do maciço (adaptado de BARRETO, 2000).

Tipo Litológico		Estrutura				Resistência deformabilidade		Ultra-sons	
Descrição	Alteração (W)	Fracturação (F)	RQD	Permeabilidade	Características das diaclases	σ_c (MPa)	E (GPa)	Vp (m/s)	Vs (m/s)
Basalto compacto	W1-2	F2-4	90-100	Permeabilidade em grande	Rugosas com vestígios de circulação de água sem preenchimento	100-263	60-80	4750	2940
Basalto vacuolar, brechoide	W3	F4-5	50-100	Permeabilidade em grande	Rugosas com vestígios de circulação de água por vezes preenchidas	35-83	17-59	4530	3120
Brecha compacta	W3-2	F3-4	40-80	Variável	Rugosas com vestígios de circulação de água parcialmente preenchidas	7-35	18-33	3730	2600
Brecha desagregável, pouco compacta	W4-5	-	0-20	Elevada	-	0,9-7	0,12-4,6	-	-
Tufos vermelhos compactos	W3-4	-	30-80	Muito baixa	-	4-20	1,5-5,5	1840	1450
Tufos vermelhos desagregados muito alterado	W4-5	-	0-20	Baixa	-	-	-	-	-

Quadro 4.16: Classificação geotécnica usando o sistema RMR – escavação e suportes (adaptado de BARRETO, 2000).

Tipo Litológico	Classificação Geotécnica		Desmonte		Suportes		Revestimento definitivo
	RMR	Classe	Tipo	Fases	Calota	Hasteais	
Basalto compacto	70-88	I-II Muito boa a boa	Uso de explosivos	1-Calota 2-Hasteais	PSp (L3) Bpp (e5)	PSp (L3) Bpp (e5)	Betão simples e =25cm
Basalto vesicular	52	III Razoável	Uso de explosivos	1-Calota 2-Hasteais	PSm2x2 (L3) Bp (e5) MsAQ30	PSp(L3) Bp (e5)	
Brecha compacta	28-45	III-IV Razoável a má	Uso de explosivos ou meios mecânicos	1-Calota 2-Hasteais	PSm2x2 (L3) Bp (e5.10) MsAQ30	PSp(L3) Bp (e5)	
Brechas desagregáveis a pouco compactas	11	V Muito má	Uso de meios mecânicos	1-Galeria piloto 2-Calota 3-Hasteais	PSm1.5x1.5 (L4) Cb Bp (e10.15) MsAQ50	PS2x2 (L4) Cb Bp (e10.15) MsAQ30	Betão ligeiramente armado e=50cm
Tufos vermelhos compactos	37-48	III-IV Razoável a má	Uso de explosivos ou meios mecânicos	1-Calota 2-Hasteais	PSm2x2 (L3) Bp (e5-10) MsAQ30	PSp(L3) Bp (e5)	Betão simples e =25cm
Tufos vermelhos desagregados e muito alterados	10	V Muito má	Uso de meios mecânicos	1-Galeria piloto 2-Calota 3-Hasteais	PSm1.5x1.5 (L4) Cb Bp (e10.15) MsAQ50	PS2x2 (L4) Cb Bp (e10.15) MsAQ50	Betão ligeiramente armado e=50cm

Legenda:

PS – pregagem Swellex (p – aplicadas pontualmente; m – aplicadas em malha)
 Bp – betão projectado (e – espessura em centímetro)
 Ms – malhasol
 L – comprimento das pregagens em metros
 Cb – cambota metálica

CAPÍTULO 5 – MÉTODOS DE EXECUÇÃO DE TÚNEIS EM FORMAÇÕES VULCÂNICAS

5.1. Introdução

A maior dificuldade no planeamento e na execução de uma obra subterrânea em maciços vulcânicos é a elevada probabilidade de encontrar diversos tipos de materiais no decurso da sua escavação, com alternâncias entre as suas características resistentes. As regiões vulcânicas pela sua grande heterogeneidade, pela sua complexidade estrutural e litológica, e pelo seu relevo vigoroso, condicionam fortemente a execução de túneis fazendo com que seja necessário adaptar o método de escavação às condições encontradas na frente de escavação.

Para combater estas adversidades, houve a necessidade de encontrar metodologias de execução, que dessem uma resposta fiável perante às condições geológicas dos maciços vulcânicos e que fossem economicamente rentáveis, sendo apresentados neste capítulo todos os métodos utilizados para a escavação de túneis na Ilha da Madeira.

5.2. Critérios de escavabilidade

A escavabilidade de um maciço reflecte a sua capacidade de resistência à acção proporcionada pelos equipamentos de escavação, sejam meios mecânicos ou explosivos. A capacidade do maciço para ser desagregado é um factor determinante na fase de escolha do método a ser utilizado, juntamente com o custo e os níveis de rendimento. Para além das classificações dos solos e dos maciços segundo a sua origem geológica, o estudo das propriedades físicas dos materiais tem um peso muito grande na análise e determinação do método de escavação mais adequado para cada material.

Segundo NASCIMENTO BASTOS (1998), na escavação de maciços rochosos, as características principais a ter em consideração são a capacidade de resistência dos materiais e as características de fracturação existentes, sendo que estes dados são obtidos dos estudos geotécnicos que fornecem as propriedades da litologia presente no maciço.

Todos os critérios de escavabilidade propostos por diversos autores utilizam factores que fornecem informação sobre as características dos materiais descritos no quadro 5.1, tais como 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 diáclases, RQD (*Rock Quality Designation*), RMR (*Rock Mass Rating*), parâmetros do sistema de classificação Q de Barton, continuidade, orientação e preenchimento de diáclases, possança média dos estratos, tamanho de blocos e outros.

Quadro 5.1: Principais critérios de escavabilidade e parâmetros mecânicos associados (adaptado de NASCIMENTO BASTOS, 1998).

Critérios de escavabilidade	Parâmetros
Franklin (1971)	Is50 (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 diáclases.
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 diáclases.
Abdullatif e Cruden (1983)	RMR.
Scoble e Muftuoglu (1984)	Grau de alteração, resistência à compressão uniaxial, resistência à carga pontual, espaçamento de diáclases, 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 diáclases.

➤ Critério de Franklin

Segundo JIMENO e MÉNDEZ (1997), o método desenvolvido por Franklin (1971) classifica o maciço rochoso de acordo com dois parâmetros principais, obtidos sobre testemunhos de sondagem: Is_{50} (índice de resistência à carga pontual) e o espaçamento médio entre fracturas. Estes parâmetros podem ainda ser correlacionáveis com outras grandezas, nomeadamente o Is_{50} com a resistência à compressão simples e com o martelo de Schmidt e, o espaçamento médio entre fracturas com o RQD.

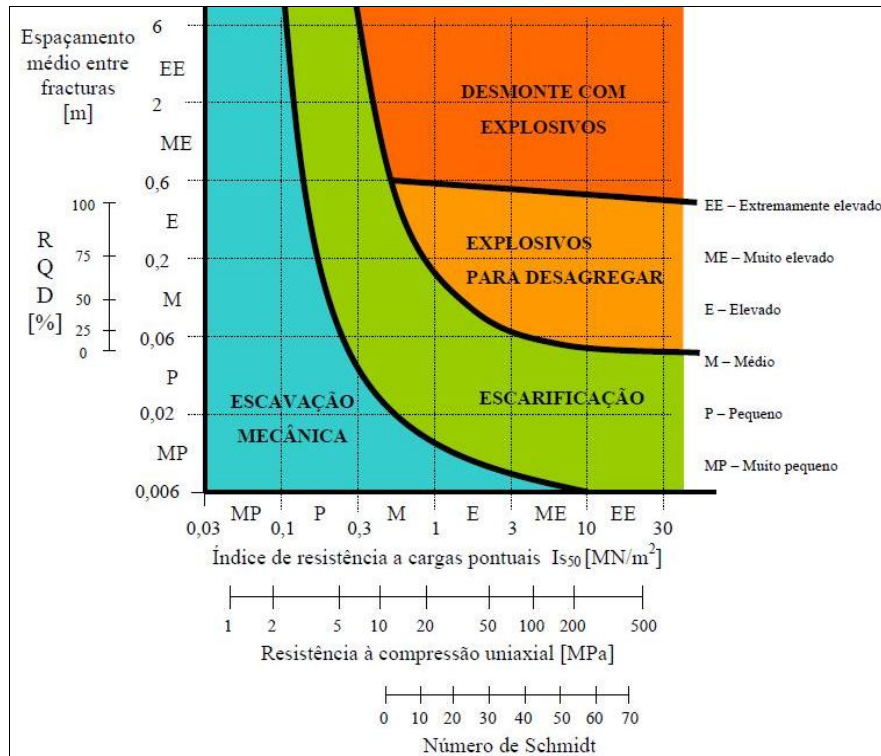


Figura 5.1: Classificação da escavabilidade de maciços, segundo Franklin (adaptado de JIMENO e MENDEZ, 1997)

5.3. Seleção de método

A selecção de um método de escavação de um túnel depende essencialmente das condições geológicas e hidrológicas, da secção e comprimento do túnel, dos prazos de execução, dos custos de execução, dos limites de perturbações (vibrações, ruído, assentamentos), entre outros.

De acordo com JIMENO e MÉNDEZ (1997), os critérios de classificação do maciço de acordo com a respectiva escavabilidade destinam-se a avaliar a capacidade da rocha de ser desagregada segundo um método e/ou equipamento, não contemplando os factores que podem limitar o emprego das técnicas seleccionadas, como os factores ambientais, económicos, geográficos, estruturais e de risco.

Os maciços raramente possuem as características de homogeneidade, isotropia e continuidade, o que implica que poderá não ser suficiente a utilização de um único método ou técnica de desmonte de rocha, para a escavação de uma obra subterrânea. Para acautelar estas situações, existem adaptações possíveis nos diferentes métodos, dependendo das características do maciço e das condicionantes locais, tais como a aplicação de equipamentos de diferente potência ou sistema de corte, ou na adaptação sucessiva do diagrama de fogo no caso de desmonte com explosivos.

A secção do túnel é outro dos condicionalismos na escolha da técnica de desmonte, uma vez que pode limitar a gama de equipamentos a operar no espaço disponível e a eficiência destes.

Assim, a selecção de um método de escavação, visível na figura 5.2, depende do zonamento geotécnico e dos critérios de escavabilidade do maciço, juntamente com a tecnologia existente, tendo em consideração as restrições do meio e da obra.



Figura 5.2: Metodologia para selecção do método de escavação.

5.4. Métodos de escavação

5.4.1. Métodos clássicos

De acordo com UBIERNA (1997), os métodos clássicos possuem características semelhantes aos primeiros métodos utilizados nas minas e foram utilizados até metade do século XIX. Dentro dos métodos clássicos estão os sistemas Belga, Inglês, Alemão, Austríaco, Italiano e Americano.

A escavação era feita manualmente ou por equipamento de perfuração rudimentar. Como suporte primário era predominantemente utilizado entivações em madeira e o transporte dos escombros para o exterior era feito através de vagões montados em carris e movidos a carvão. A metodologia de escavação era feita de varias etapas, que consistiam em escavar uma pequena galeria, proceder ao seu suporte e assim sucessivamente. O revestimento final era feito em tijolo.

Estes métodos indicados no quadro 5.3, já não são aplicados actualmente, embora alguns dos seus princípios ainda sejam usados nos dias de hoje. No entanto, muitos dos túneis em funcionamento foram construídos através destes métodos.

Quadro 5.2: Métodos clássicos e suas características (adaptado de UBIERNA, 1997).

Método	Faseamento da escavação	Características
Inglês		<p>Recebeu o seu nome devido ao facto de ser indicado para argilas e areias, materiais muito comuns em Inglaterra. O avanço começava com uma escavação a partir do topo central o que permitia fixar duas travessas de madeira com afastamento entre si, travessas essas que iam a partir do contorno do túnel ate a zona central e serviam para o escoramento do túnel. Posteriormente com o desenrolar da escavação eram erguidas travessas adicionais a volta do perímetro do túnel, com chapas de madeira entre cada par de maneira a segurar o terreno. O sistema era económico ao nível da quantidade de madeira usada, permitia a construção do arco do túnel em secção completa numa só operação e era tolerante para uma grande variedade de condições do maciço, requerendo que o maciço não estivesse sujeito a grandes pressões.</p>
Austriaco		<p>Este sistema foi desenvolvido a partir de procedimentos utilizados nas minas de Friburgo e era baseado na utilização de pontões de madeira para formar um sistema de entivação. Foi aplicado pela primeira vez por Meisner na construção do túnel de Oberau em 1837. Este método requeria construção reforçada na zona central inferior do túnel, que servia como base para o arranque das travessas de madeira. O apoio das travessas de madeira para a escavação da secção completa era feito contra a zona reforçada, com chapas longitudinais colocadas nas travessas para cada trecho de escoramento. O escoramento ia acompanhando o avanço do túnel, apoiado na zona central de cada trecho para manter a estabilidade. Este método era capaz de suportar altas pressões dos solos mas requeria grandes quantidades de madeira.</p>
Alemão		<p>Este método foi utilizado pela primeira vez em 1803 para construir o túnel no Canal de San Quitín e foi desenvolvido por Wiebeking em 1814. O conceito deste método era o de escavar os hasteais do túnel por secções, de baixo para cima, através do sistema de múltiplas galerias. Dependia do núcleo central ser capaz de resistir sem deformações excessivas às pressões transmitidas pela escavação dos hasteais, da sua capacidade em servir de suporte ao tecto do túnel até a conclusão do arco e de assegurar estabilidade enquanto o arco invertido era executado por secções. Quando surgia água durante a escavação dava-se uma alteração das etapas de escavação, o que era conhecido como o Método Alemão Modificado.</p>
Belga		<p>A filosofia deste método consistia em escavar um galeria no zona central superior, ate aproximadamente ao nível do inicio do arco, para um túnel de secção com forma de ferradura. Isto fazia com que posteriormente, a galeria fosse alargada para cada lado permitindo a construção da parte superior do arco. Depois eram escavadas galerias entre os hasteais e o núcleo, depois os hasteais e por fim dava-se o desmonte do núcleo. Este sistema era utilizado apenas onde os volumes de rocha não eram muito elevados. Foi usado na construção do túnel de Charleroi em 1828.</p>

5.4.2. Meios Mecânicos

Nesta categoria estão inseridos as escavadoras hidráulicas, as roçadoras, as tuneladoras, os sistemas de pré-corte, sistema mecânicos manuais e outros. Nestes equipamentos o Homem limita-se praticamente a ser um condutor das máquinas que escavam os maciços, accionados por energia pneumática, hidráulica ou eléctrica. A escavação dos maciços pode ser integral, por acções de corte, de escamação contínua ou de esmagamento.

Os rendimentos destes meios dependem da qualidade do maciço e da potência de cada máquina mas podem ser comparáveis com os resultados obtidos pelo uso de explosivos. São muito utilizados em zonas urbanas onde o uso de explosivos é cada vez mais condicionado.

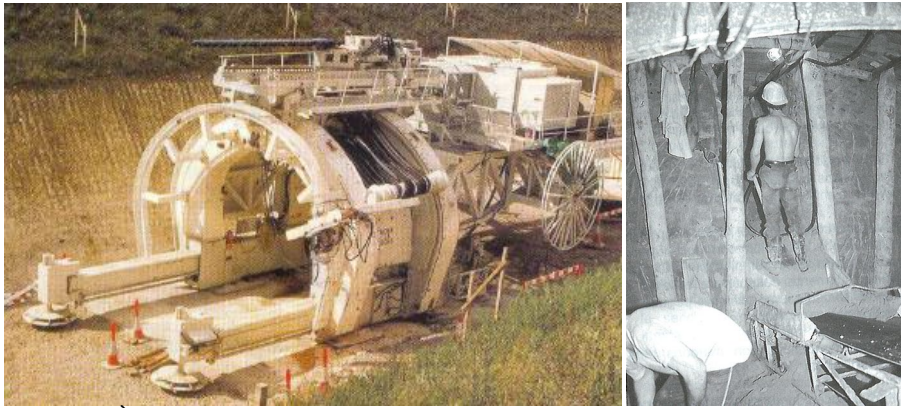


Figura 5.3: À esquerda um sistema de pré-corte (adaptado de T&T INTERNATIONAL, 1999) e à direita o sistema mecânico manual (adaptado de GUIJARRO, 1997).

Quando o maciço é instável e pouco coesivo poderá ser utilizado um escudo de protecção, aumentando a segurança dos trabalhadores e facilitando a colocação do sistema de suporte definitivo.

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.

No desmorte de maciços vulcânicos, com a ocorrência simultânea de materiais de diferentes resistências, poderá ser conveniente a utilização em conjunto de vários métodos, como por exemplo, a aplicação de explosivos e arranque mecânico. Esta variante inclui geralmente a aplicação de planos de fogo de meia secção e o posterior desmorte mecânico, destinando-se os explosivos a fracturar a rocha e criar uma pequena cavidade que facilita a acção mecânica subsequente.

Na Ilha da Madeira, o método mecânico mais utilizado para a escavação de túneis são as escavadoras hidráulicas rotativas e em menor quantidade, as roçadoras e as tuneladoras (utilizadas uma única vez num túnel para a captação de água). Por este motivo não serão abordados os métodos de pré-corte (figura 5.3) nem dos escudos, que são mais indicados para solos.

5.4.2.1. Escavadoras Hidráulicas

Nos últimos 50 anos verificou-se um crescimento da aplicação das escavadoras hidráulicas (figura 5.4), que eram inicialmente utilizadas em minas a céu aberto, em pedreiras e posteriormente, estenderam-se para à execução de obras subterrâneas.

Actualmente, encontram-se em operação escavadoras hidráulicas de várias marcas construtoras, que disponibilizam uma vasta gama de equipamento desde escavadoras ligeiras (até 20 ton), médias (até 30 ton) e pesadas (mais de 30 ton).



Figura 5.4: Escavadora Hidráulica Caterpillar 322B (ritchiewiki.com).

As escavadoras hidráulicas são utilizadas em solos ou maciços rochosos, possuindo uma tecnologia convencional, sendo que a sua operacionalidade depende do espaço disponível e das características do material a escavar. Em túneis com constrangimentos próprios, nomeadamente em zonas urbanas, com materiais de diferente qualidade, estes equipamentos que fazem da sua capacidade em escavar, elevar, girar e descarregar, uma alternativa válida e rentável à utilização de explosivos ou de tuneladoras.

A escolha do tipo de escavadora terá de ser feita tendo em conta a sua potência (maior potencia significa um ataque pontual maior forte, logo uma maior capacidade de fracturar o material) e as suas dimensões, pois há que ter em consideração a secção do túnel, sendo que uma escavadora quanto mais potente for maior são as suas dimensões, o que dificulta as manobras no interior do túnel.

A utilização das escavadoras hidráulicas em conjunto com os vários tipos de acessórios existentes tais como diversos tipos de baldes, martelos hidráulicos, *rippers*, cabeças roçadoras e outros, garantem uma grande adaptabilidade aos diversos trabalhos e materiais encontrados durante a escavação, fazendo deste equipamento um dos mais utilizados na abertura de túneis, seja na fase de escavação seja na fase de remoção de escombros. A sua grande polivalência permite uma grande rentabilização do equipamento e a amortização do custo inicial de aquisição.

Devido ao facto de serem utilizadas desde há muito tempo na escavação de túneis na Ilha da Madeira, existe uma ampla experiência ao nível da execução de túneis com escavadoras hidráulicas, o que faz com que este equipamento seja regularmente utilizado nas formações vulcânicas da Madeira.

➤ Estrutura

Embora cada marca possua desenvolvimentos próprios, a estrutura base de concepção das escavadoras hidráulicas, descrita na figura 5.5, é praticamente igual para todas as marcas existentes no mercado. Basicamente a nível estrutural as escavadoras hidráulicas são constituídas pelo chassis principal, pela torre giratória e pelo braço.

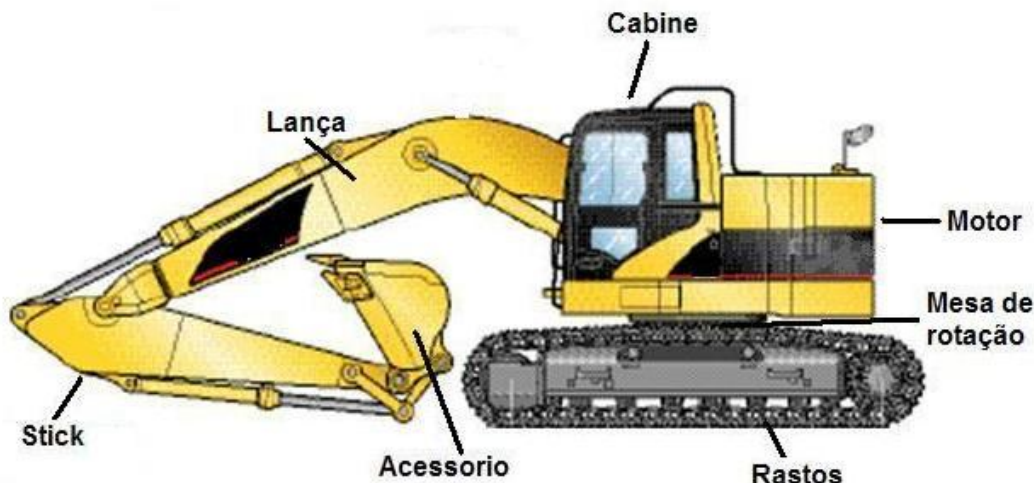


Figura 5.5: Estrutura de uma escavadora hidráulica.

O chassis principal é constituído pela mesa de rotação, pelo carro de roletes (figura 5.6) e pelos rastros. A mesa de rotação permite a livre rotação do chassis superior da escavadora em 360° (daí ser comum chamar esta máquina de giratória) e é construída com materiais de alta resistência. Os raios de acção variam de modelo para modelo e garantem uma grande mobilidade e adaptabilidade a diversas situações. O carro de roletes em forma de X, com secção em caixão proporciona excelente resistência aos esforços de torção.

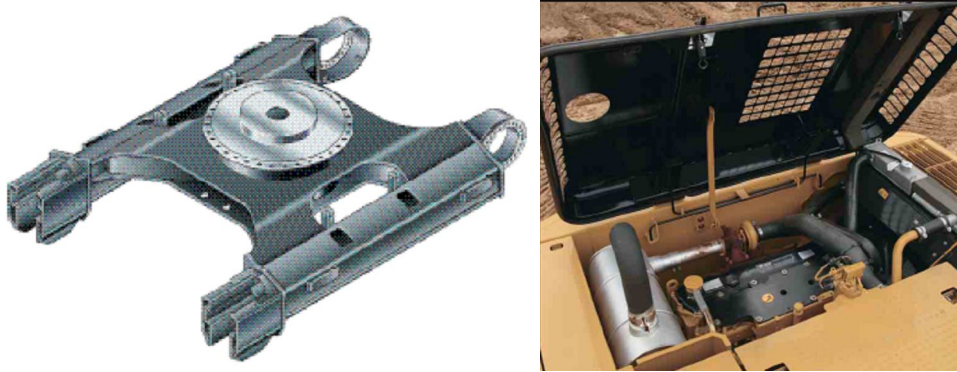


Figura 5.6: Carro de roletes à esquerda e localização do motor diesel à direita (adaptado de catalogo CAT325D L).

Os rastos são o material rodante longo que maximiza a estabilidade e capacidade de elevação. São largos e robustos oferecendo uma plataforma de trabalho muito estável, sendo o seu tensionamento realizado hidraulicamente.

O chassis superior ou torre giratória é onde estão situados os motores com as bombas do sistema hidráulico, o refrigerador de óleo, os elementos de comando para os mecanismos de deslocação e de giração, o motor de giração e a cabine de operação. Os motores não se encontram centrados mas localizados directamente no ponto onde é exigida a potência.

Os motores diesel fornecem às máquinas hidráulicas mobilidade completa e independência operacional, accionando directamente as bombas de óleo utilizadas pelas máquinas hidráulicas. A velocidade de translação máxima, para a grande maioria deste tipo de máquinas, é de cerca de 5,5 km/h.

Nas escavadoras hidráulicas é extremamente importante uma adequada filtração do óleo dos sistemas hidráulicos, assim como uma conveniente manutenção e limpeza dos mesmos.

Existem ainda modelos de escavadoras hidráulicas com chassis superiores mais curtos (figura 5.7) que permitem uma melhor manobrabilidade em espaços reduzidos como é o caso dos túneis. Estas escavadoras possuem um desenho de raio compacto que proporciona um desempenho máximo em locais apertados. Sendo a escavação de túneis realizada em espaços extremamente condicionados e onde as operações requerem um grande numero de equipamento (escavação e remoção) a laborar ao mesmo tempo, esta solução revela-se muitas vezes de grande utilidade e rentabilidade.

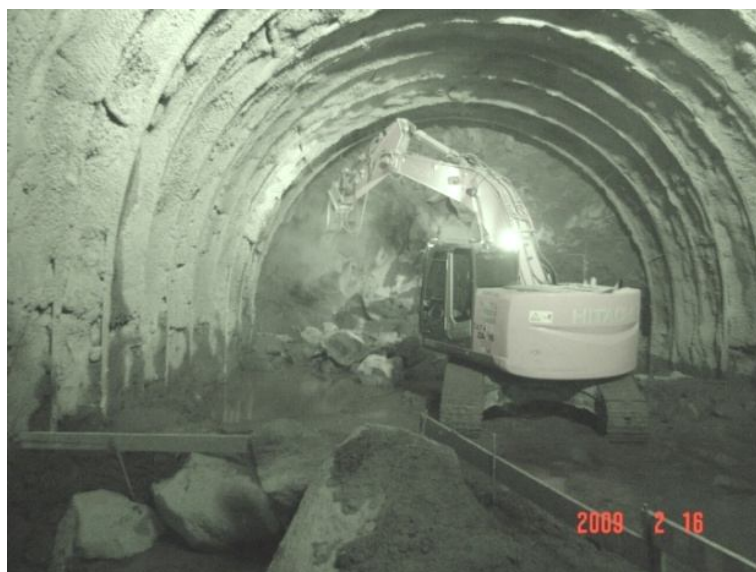


Figura 5.7: Escavadora hidráulica com chassis reduzidos.

Ao possuir menores dimensões de chassis permite ao manobrador trabalhar com uma maior confiança pois o risco de colisão é reduzido devido ao facto do chassis não ultrapassar o limite dos rastos. Além disto, a lança é posicionada mais atrás no chassis superior em relação as escavadoras de serie, reduzindo o raio de oscilação dianteira quando a lança é totalmente estendida para cima e o braço é retraído, tal como é visível na figura 5.8.

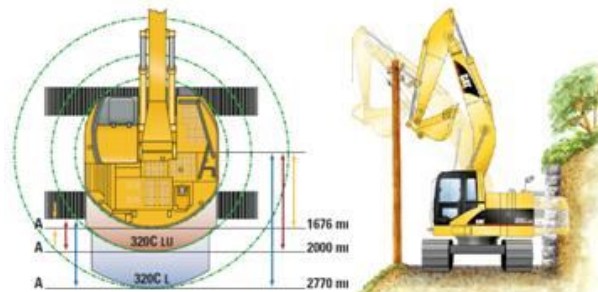


Figura 5.8: Comparação entre as escavadoras hidráulicas de serie e as de chassis reduzidos (adaptado de catálogo Caterpillar 321C LCR).

De forma a proporcionar melhores condições de trabalho e aumentar a rentabilidade do equipamento, a cabine de operação é um espaço confortável (com assentos e localização dos comandos ergonómicos, ar condicionando e isolamento acústico), seguro (estrutura reforçada), com amplo campo de visibilidade e de onde o operador tem acesso através de monitores a todos os dados relevantes da escavadora desde pressões de óleos, quantidade de combustível, horas de serviço e outros.



Figura 5.9: Cabine de operação à esquerda e a sua estrutura reforçada à direita (adaptado de komatsu.com).

O braço é constituído por três componentes articulados: a lança, o *stick* e um acessório. Os braços são estruturas grandes, soldadas, com secção em caixão com fabricação em chapas espessas e múltiplas em áreas de tensões elevadas, de comprimento variável, sendo que os seus movimentos ascendentes e descendentes são realizados por cilindros hidráulicos (figura 5.10).

A lança está articulada desde o chassis superior até ao *stick*. Possui dois cilindros hidráulicos, localizados desde o chassis até cerca de meia secção da lança, que induzem movimentos verticais. Possui também um cilindro no topo da lança que permite movimentar o *stick* para a frente e para trás. No *stick*, que é articulado à lança e ao mecanismo de encaixe dos acessórios, está colocado outro cilindro hidráulico, que avança o acessório para a frente e para trás, paralelamente ao solo.

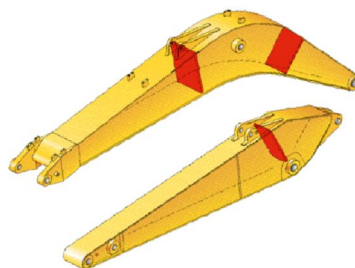


Figura 5.10: Componentes do braço com as chapas de reforço (adaptado de caterpillar.com).

Os sistemas de encaixe são montados na extremidade do *stick* e permitem que os acessórios sejam utilizados com pouca ou nenhuma modificação. Existem dois sistemas distintos sendo que um consiste em colocar cavilhas manualmente entre o acessório e o encaixe. Este sistema ainda é muito utilizado embora seja algo demorado pois o operador necessita de ajuda para alinhar e colocar as cavilhas da forma correcta. O outro sistema consiste em engate rápido (figura 5.11), onde o operador não necessita de sair da cabine e permite uma troca rápida entre acessórios.

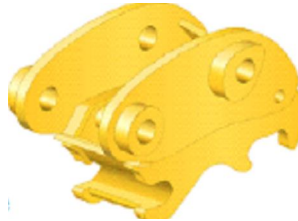


Figura 5.11: Sistema de encaixe rápido (adaptado de caterpillar.com).

Dependendo do modelo de escavadoras e do tipo de *stick*, o alcance máximo obtido pela lança, os raios de cobertura da lança, assim como a altura e profundidade máxima de operação variam, sendo necessário adequar o modelo de escavadora ao tipo de obra (no caso de obras subterrâneas, ter atenção à secção) a que se destina e às cargas previstas para movimentar.

As escavadoras hidráulicas possuem uma vasta gama de acessórios que podem ser acoplados ao braço, que vão desde baldes, martelos hidráulicos, cabeças roçadoras, *rippers*, compactadores e outros. No que diz respeito as operações em túneis, que consistem na escavação dos materiais da frente, remoção de escombros e na elevação e deslocação de materiais dentro do túnel, os acessórios mais usados são o balde e o martelo hidráulico, sendo que a cabeça roçadora e o *ripper* são utilizados em casos pontuais.

▪ **Balde**

O balde das escavadoras hidráulicas é susceptível de ser rodado, relativamente ao braço, por um cilindro hidráulico, o que permite que o mesmo possa ser forçado para diante, paralelamente ao piso, na escavação da frente ou na carga de escombros. Em condições de escavação difícil, poder-se-á obter um efeito de alavanca por rotação ascendente do balde, o que facilita o desprendimento de camadas ou de grandes blocos. Os baldes das escavadoras hidráulicas podem ser de vários tipos, tla como é descrito na figura 5.12: de descarga frontal (para carga de rocha dura) ou de descarga por abertura do fundo (mais pesados, de ciclo mais rápido e proporcionando um controlo melhor da carga do camião).



Figura 5.12: Tipos de balde (adaptado de caterpillar.com).

Os baldes possuem luvas que têm como função ajudar na penetração do balde, existindo uma grande variabilidade de luvas para os vários tipos de material a escavar e/ou a carregar. Quanto mais firme e presas estiverem, mais tempo a luva permanece afiada.

▪ Martelo hidráulico

O martelo hidráulico é o acessório mais usado na escavação de túneis e pode ser utilizado em diversos tipos de materiais (basaltos, tufos, cascalheiras, bombas, escórias e outros). A sua utilização consiste em aplicar uma força pontual na rocha, força essa que causa desgaste e fissuração nos materiais.

Essa força é aplicada em pancadas consecutivas, com maior ou menor cadencia (frequência) consoante o material a fracturar. Um martelo hidráulico é no fundo um mecanismo de percussão pesado (figura 5.13), com um êmbolo percutor, protegidos dentro de uma caixa feita de materiais muito resistentes, e uma ferramenta (o guilho),

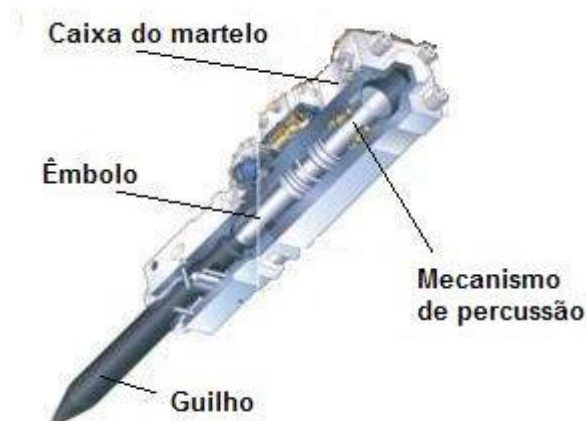


Figura 5.13: Mecanismo do martelo hidráulico (adaptado do catálogo FRDFurukawa).

Os golpes do pistão transmitem energia de impacto para o guilho, que por sua vez utiliza essa energia para embater no material desgastando-o, até o fracturar completamente.

Uma das desvantagens da utilização dos martelos hidráulicos é a emissão de ruído devido ao facto de quando o martelo está em funcionamento. Os golpes do êmbolo sobre a ferramenta produzem no mecanismo de percussão, ondas sonoras numa ampla gama de frequências. Dependendo do material e da forma do mecanismo, algumas ondas são absorvidas e outras entram em ressonância, sendo aumentadas. O ar envolvente começa a vibrar devido a estas oscilações, que chegam ao ouvido humano sob a forma de variações de pressão (ruído).

Um dos aspectos mais importantes a ter em consideração no uso dos martelos hidráulicos é que, devido aos trabalhos subterrâneos serem em ambientes agressivos, com muito pó e abrasividade, é necessário uma lubrificação periódica dos casquilhos de desgaste e do guilho, de maneira a reduzir o desgaste provocado. Esta lubrificação pode ser manual ou e em certos tipos de martelos hidráulicos é feita automaticamente. É igualmente importante realçar que, cada martelo necessita de uma pressão de óleo adequado, sendo por isso necessário estudar as características de cada martelo antes da sua aquisição, tendo em consideração as escavadoras disponíveis na obra. Existem vários tipos de martelos hidráulicos com diferentes energias de impacto, sendo que quanto mais potente for o martelo maior pressão de óleo necessita, o que obriga a escavadoras hidráulicas mais potentes.

A colocação de uma cabeça roçadora (figura 5.14) é igualmente uma boa opção para quando aparecem frente de materiais muito fracturados como tufos e brechas desagregadas embora seja necessária uma máquina potente (de 30 ton), para o seu funcionamento. De realçar igualmente que em tufos saturados de água, a utilização desta cabeça roçadora deverá ser evitada pois o material “cola-se” aos dentes, perdendo rendimento.

O *ripper* é uma opção a considerar especialmente na definição de contornos de secção.



Figura 5.14: Cabeça roçadora à esquerda e um ripper à direita.

O rendimento de uma escavadora hidráulica em trabalhos subterrâneos está directamente relacionado com o tipo de material a escavar, o modelo da escavadora e também com a experiência e sensibilidade do seu operador. Como é obvio quanto menor for a resistência do material maior será o rendimento obtido pois não será necessário gastar muito tempo na fracturação e desmonte dos materiais. As escavadoras hidráulicas conseguem rendimentos do mesmo nível do uso de explosivos, nomeadamente quando se trata de material coesivos mas de fraca resistência (tufos compactos e brechas). Por outro lado, se o material a desmontar for muito resistente e em grande quantidade (frentes de basalto), os rendimentos baixam drasticamente, aumentando o desgaste nos mecanismos da máquina, sendo que para esta situação e no caso de não haver nenhum impedimento, o uso de explosivos torna-se aconselhável.

O modelo da escavadora hidráulica também interfere nos rendimentos obtidos pois a escolha deverá ser feita tendo em conta a secção do túnel a escavar, não sendo aconselhável o uso de escavadoras de dimensões elevadas, pois o espaço dentro do túnel é condicionado. Assim sendo, o ideal será duas escavadoras de potência média (cerca de 20 a 30 ton), com chassis superiores reduzidos para uma melhor manobrabilidade e aproveitamento, operando em simultâneo e conseguindo bons rendimentos.

Em relação à experiência e sensibilidade do operador, de salientar o facto de um bom manobrador permitir um desmonte da frente de escavação em espaços de tempo razoáveis e evitar que a percentagem de sobreescavação seja muito elevada.

A escavadora hidráulica equipada com martelo hidráulico consegue obter bons rendimentos nas formações vulcânicas, tal como é apresentando no quadro 5.3, sobretudo quando os materiais da frente de escavação não possuem grande resistência.

Quadro 5.3: Rendimento de duas escavadoras hidráulicas numa obra subterrânea na Madeira.

Obs	Características da frente	em horas								em Dias	Avanço (m)	m/dia
		Escavação para pés direitos	Retirada de escombros	Colocação pés direitos	Projecção pés direitos	Colocação da cambota com acerto de frente	Projecção cambota	Retirada Escombros	Total			
1	Mole Coeso	9	0,75	2,5	1,5	4,5	1,75	1	21	0,88	3	3,428
2	Mole Coeso	9,5	0,75	2,5	1,5	4,5	2	1	21,75	0,91	3	3,310
3	Mole Coeso	8	0,75	2,25	1,5	4,5	2	0,75	19,75	0,82	3	3,645
4	Mole Coeso	8,5	0,5	2,25	1,25	4,5	2,5	1	20,5	0,85	3	3,512
5	Mole Coeso	9	0,5	2,25	1,5	5	2	0,5	20,75	0,86	3	3,469
6	Rijo Coeso	24,5	0,75	2,5	2,5	5,5	2	1	38,75	1,61	3	1,858
7	Mole Coeso	10	0,75	2,75	1,75	4	2	0,75	22	0,92	3	3,272
8	Mole Coeso	9,5	0,75	2	1,75	4,75	2,25	0,75	21,75	0,91	3	3,310
9	Mole Coeso	9	1	2	2,25	5,5	2,5	1	23,25	0,97	3	3,096
10	Mole Coeso	8,5	1,5	2,5	1,75	3,5	2,5	0,5	20,75	0,86	3	3,469
11	Mole Coeso	8,25	0,5	2,25	1,75	4,25	3,25	0,75	21	0,88	3	3,428
12	Mole Coeso	7,25	0,5	2	1,5	4	2,25	1	18,5	0,77	3	3,891

5.4.2.2. Roçadoras

Segundo JIMENO e BERMÚDEZ (1997), as roçadoras ou *Road Header Machine* (figura 5.15), foram inventadas na antiga União Soviética por volta de 1930 e são fruto do processo de inovação desenvolvido pela indústria mineira do carvão. São máquinas adequadas para materiais de baixa e média dureza, equipadas com uma cabeça cortadora ou roçadora no extremo de um braço mecânico de movimento livre, que escava varrendo a frente com movimentos horizontais, verticais ou aleatórios.



Figura 5.15: Roçadora Dosco Roadheader MK4 (directindustry.es).

A necessidade de alcançar produções e rendimentos elevados, escavar economicamente rochas duras, realizar diversos tipos de secções que permitissem o avanço de galerias e túneis em zonas de grandes pressões ou más condições, levou ao desenvolvimento no desenho das máquinas e nas metodologias de corte das rochas. As roçadoras destinam-se a escavar maciços com resistência à compressão entre 80 e 120 MPa, constituídos por rochas pouco abrasivas, de baixa tenacidade e alguma fracturação, o que significa que estes equipamentos são utilizados fundamentalmente em rochas brandas, existindo diferentes equipamentos com diversos tipos de cabeças, adequados às diferentes características do material a escavar.

➤ Estrutura

De acordo com JIMENO e BERMÚDEZ (1997), as roçadoras são máquinas escavadoras que realizam o seu trabalho através de uma cabeça giratória, coberta de ferramentas de corte (bites) que incidem sobre a rocha, montada sobre um braço de um só bloco ou articulado. Possuem igualmente um sistema de recolha e transporte do material desde a frente de escavação até a parte traseira da máquina. Todo este conjunto (figura 5.16) é montado sobre um chassis móvel de rastos, com um desenho modular devido ao facto de em muitos casos ser necessário proceder à sua montagem e/ou reparação em espaços fechados de dimensões reduzidas.

Os componentes principais são o chassis, o equipamento de locomoção (rastos), o braço, o dispositivo giratório do braço, o equipamento eléctrico, o sistema hidráulico, a cabeça de corte e o sistema de recolha e carga dos escombros.



Figura 5.16: Componentes de uma roçadora (adaptado de coalmineservices.com.au).

➤ **Cabeças de corte**

Ainda segundo JIMENO e BERMÚDEZ (1997), nas cabeças de corte, a potência do motor de corte e o peso da própria máquina são aplicados no corte da rocha, distinguindo-se dois sistemas de trabalho, segundo a configuração geométrica e o movimento da cabeça de corte:

- Cabeça de eixo longitudinal ou axial (*milling*): neste caso o eixo de giro é perpendicular à frente de escavação, estando as ferramentas de corte montadas sobre uma hélice disposta de forma similar a de um saca-rolhas (figura 5.17).

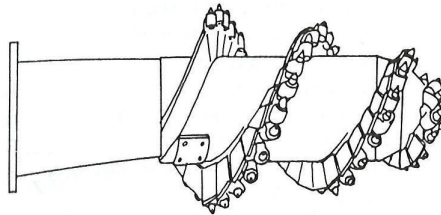


Figura 5.17: Cabeça de corte axial (adaptado de JIMENO e BERMÚDEZ, 1997).

As velocidades típicas da cabeça cortadora variam entre 20 a 65 rot/min. A força de corte é aplicada lateralmente pelo que não é aproveitado todo o peso do equipamento como força de reacção. Em rochas duras é aconselhável a utilização de macacos hidráulicos de apoio para absorver os momentos de giração produzidos pelo braço de corte.

- Cabeça de eixo transversal (*ripping*): neste desenho as cabeças giram a volta de um eixo paralelo à frente. Intervêm três forças no arranque por partes dos dentes da cabeça roçadora sendo que em modo ascendente e descendente um bite individual descreve uma trajectória semelhante a um círculo enquanto no modo de trabalho em arco a trajectória descrita será aproximada a uma espiral (figura 5.18). Se o maciço for de pouca competência, os bites penetram com facilidade em simultâneo, alcançando rendimentos elevados. Se a rocha for muito resistente, em cada instante apenas alguns bites estarão em contacto com a frente, aproveitando assim toda a potência do motor de corte. As velocidades típicas destas cabeças variam entre 45 a 100 r/min.

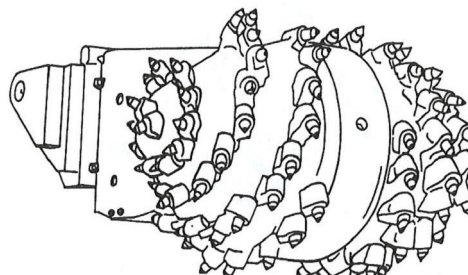


Figura 5.18: Cabeça de corte transversal (adaptado de JIMENO e BERMÚDEZ, 1997).

Devido a diferente forma de corte visível na figura 5.19, cada tipo de cabeça possuem uma série de vantagens e desvantagens. Do ponto de vista da estabilidade, nas cabeças transversais não existe quase impulso lateral, pois a reacção necessária para o corte, equilibra-se mediante o próprio peso da cabeça. Com roçadoras de cabeça axial as forças laterais de corte exigem uma reacção do equipamento em ambas as direcções. Se a fricção entre o eixos de direcção e os rastos não for suficiente para compensar essa reacção, será necessário colocar macacos hidráulicos estabilizadores que prendam a máquina aos hasteais.

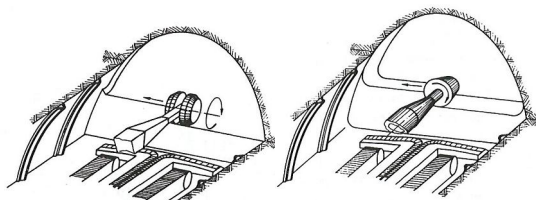


Figura 5.19: Métodos de trabalho com cabeças axial e transversal (adaptado de JIMENO e BERMÚDEZ, 1997).

Segundo JIMENO e BERMÚDEZ (1997), o perfil das escavações é mais regular com as cabeças axiais do que com as cabeças transversais, pois estas produzem pequenas sobreescavações pela própria geometria das cabeças gerando um contorno menos regular.

Ao nível de rendimentos, as cabeças axiais avançam melhor que as transversais já que por serem mais estreitas penetram muito bem na frente. Uma vez dentro da rocha, conseguem cortar em qualquer direcção aproveitando as zonas débeis do maciço para escavar, razão pela qual o seu comprimento costuma ser maior que o seu diâmetro. Com cabeças transversais a penetração é mais difícil, pelo que geralmente não supera os 2/3 de diâmetro. Assim o rendimento de ambos os tipos de equipamento, com cabeças de diâmetros iguais, é normalmente maior com cabeças axiais, salvo as situações em que é necessário ancorar a roçadora.

As cabeças de corte das roçadoras possuem ferramentas de corte ou bites, que têm como função efectuar a ruptura ou roçamento da rocha, ao aplicar num ponto da rocha a mesma energia debitada pela máquina. Os bites são compostos por um suporte de ferro, com formas diferentes conforme o tipo, que é introduzido no bloco da cabeça roçadora e pela ponta, no extremo oposto, que é o elemento de metal duro que vai estar em contacto com a rocha, sendo que a eleição do tipo de bite depende da dureza e da abrasividade da rocha assim como da potência da cabeça de corte.

Existem dois tipos de bites tal como é descrito na figura 5.20: radiais e tangenciais. Os primeiros são utilizados no arranque de rochas de fraca competência e caracterizam-se por possuir uma lâmina de corte constituída por uma pastilha de carbono de tungsténio. Os bites tangenciais têm uma forma cónica e estão especialmente desenhados para suportar a fricção com a rocha.

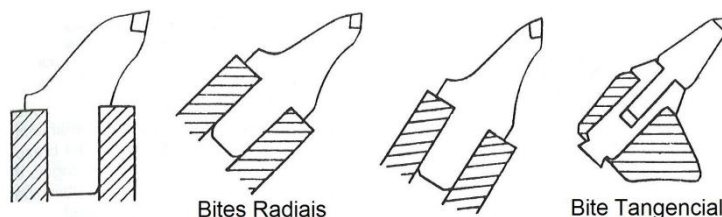


Figura 5.20: Bites radiais e bite tangencial (adaptado de JIMENO e BERMÚDEZ, 1997).

Em relação ao número de bites que devem equipar uma cabeça de corte, deverá ser o menor número possível com o melhor desempenho, ou seja, a cabeça de corte deverá ter tantos bites quantos seja necessários para obter uma forma de corte uniforme e um funcionamento suave e continuado.

O aumento do número de bites origina um decréscimo no rendimento de corte e propulsão, aumentando a produção de poeiras, sendo que o consumo de bites reduz-se de forma mínima. Por outro lado, uma redução no número de bites tem como consequência um maior esforço específico em cada bite, o que resulta numa redução do tempo de serviço e na produção de vibrações prejudiciais à cabeça de corte e à roçadora.

➤ **Tipos de roçadoras**

A evolução no desenho das roçadoras para responder aos diferentes trabalhos de escavação, tem dado origem a diferentes tipos de máquinas, como por exemplo as roçadoras de braço, roçadoras de tambor e roçadoras de correntes.

▪ **Roçadoras de braço**

Estas máquinas estão dotadas de um braço roçador móvel, em cujo extremo está montada a cabeça de corte (figura 5.21). No outro extremo está montado um dispositivo giratório que permite movimentos do braço a esquerda e a direita enquanto através de cilindros hidráulicos é feita a elevação e a descida do braço. A combinação de ambos os movimentos permite à cabeça de corte varrer ou “roçar” toda a frente.



Figura 5.21: Roçadora de braço (directindustry.com).

▪ **Roçadoras de tambor**

Neste tipo de roçadora (figura 5.22) usada em materiais menos resistentes, o órgão de corte é um cilindro horizontal, o tambor de corte, que gira a volta de um eixo paralelo à frente de escavação e sobre o qual está montado uma hélice com bites. A força necessária para a penetração na rocha, que é efectuada a partir do tecto, é conseguida através dos rastos, que empurram a máquina contra o maciço. Uma vez conseguida essa penetração, a escavação é feita no sentido descendente, sendo o tambor baixado através dos cilindros hidráulicos principais.



Figura 5.22: Roçadora de tambor (eickhoffcorp.com).

▪ Roçadoras de correntes

Neste tipo de roçadoras (figura 5.23) a cabeça de corte é constituída por uma estrutura com uma série de correntes de corte, onde os elementos de suporte dos bites estão colocados. Esta estrutura é montada sobre um mecanismo impulsionado hidráulicamente, que desliza sobre o chassis e proporciona o impulso necessário para efectuar a penetração na frente de escavação. O desmonte começa a partir da base da frente, sendo que a roçadora permanece fixa sobre os rastros, continuando posteriormente a escavação em sentido ascendente. Depois de completar esta fase vertical, o mecanismo retrocede e mediante um dispositivo giratório hidráulico, coloca a cabeça giratória ao lado da fase de escavação anterior para iniciar um novo ciclo, e assim sucessivamente até a secção ser toda escavada.

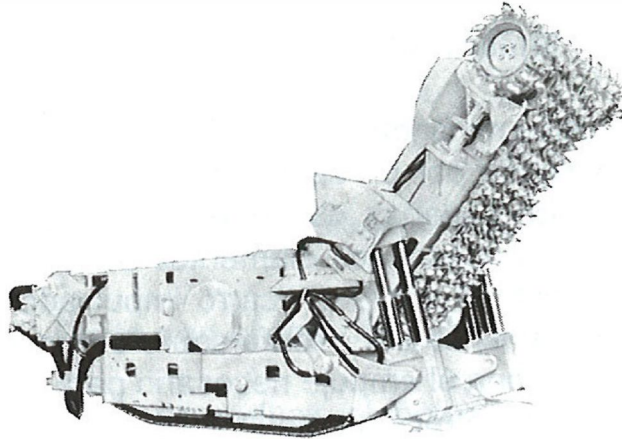


Figura 5.23: Roçadora de correntes (adaptado de JIMENO e BERMÚDEZ, 1997).

5.4.2.3. Tuneladoras

As tuneladoras, ou *Tunnel Boring Machine* (TBM), são máquinas integrais para escavação de túneis a secção completa, que possibilitam a colocação de sustimentos primários e/ou revestimentos definitivos em simultâneo com o decorrer da escavação.

As primeiras máquinas tuneladoras foram inventadas por volta de 1850, sendo que um dos primeiros êxitos foi a perfuradora de secção completa de Beaumont-English, utilizada em 1881 no túnel do Canal da Mancha.

De acordo com GONZÁLEZ (1997), as tuneladoras são máquinas para a execução de túneis circulares a secção completa, providas de uma cabeça giratória com discos cortadores e podem ser utilizadas em maciços e solos, sendo possível adaptar as suas especificidades para cada caso. Actualmente existem modelos de vários diâmetros (figura 5.24), com a mesma tecnologia de escavação, os mesmos rendimentos e a mesma segurança, o que resulta numa vasta gama de tuneladoras disponíveis para os diversos tipos de maciços e para várias secções de túneis.

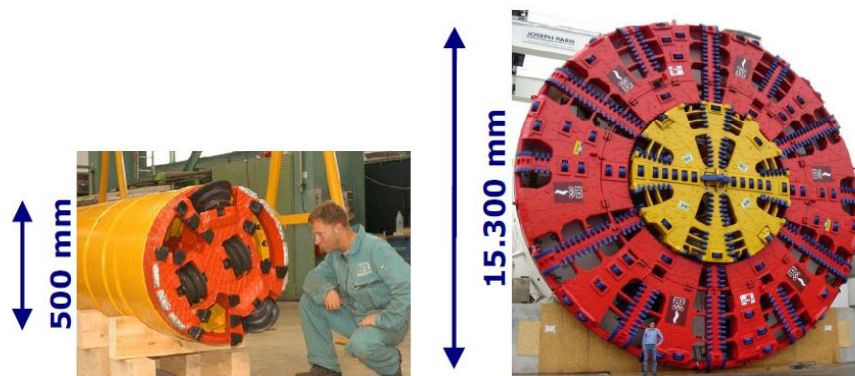


Figura 5.24: Tuneladoras de diferentes diâmetros (adaptado de CARDONA, 2008).

Existem dois tipos de tuneladoras: com escudo fechado e com escudo aberto. As tuneladoras de escudo aberto (figura 5.25) são adequadas para solos coesivos e sem níveis freáticos significativos, sendo a extracção do material feita através de cintas carregadoras ou vagões. São equipadas com máquinas roçadoras ou escavadoras sendo que o pessoal trabalha protegido dentro do escudo (quadro 5.4). A principal desvantagem é a possibilidade de abatimento da frente de escavação.



Figura 5.25: Tuneladoras de escudo aberto com roçadora (adaptado de CARDONA, 2008).

As tuneladoras com escudo fechado caracterizam-se por ter uma cabeça de corte giratória com vários discos de corte para todo o tipo de material. A extracção do material é feita através de cintas carregadoras, vagões ou por bombagem. O facto de ser um escudo fechado fornece uma grande segurança pois os operários trabalham sem estar em contacto com a frente de escavação. Outra grande vantagem desta metodologia é o de permitir um maior controlo da frente de escavação e dos assentamentos.

Quadro 5.4: Tipologias dos escudos actuais (adaptado de GONZÁLEZ, 1997).

Tipologia da cabeça	Método de escavação	Estabilização da frente	Sistema de extracção de escombros	Tipo de aduelas	Secção tipo a escavar
Aberto	Manual (martelo pneumático)	Passiva (maquina parada)	Cintas	- Expandidas - Injectadas - Aparafusadas e injectadas	- Circular - Possível de obter secção em ferradura ou rectangular
	Semi-mecanizado (roçadoras, martelo hidráulico)				
	Mecanizado (cabeça giratória)				
Fechado	Mecanizados (cabeça giratória sem pressão)	Fecho mecânico activo	Cintas	- Aparafusadas e injectadas	Circular
	Cabeças giratórias pressurizadas	Ar comprimido E.P.B.M.	Parafuso sem-fim		
		Hidroescudos	Transporte hidráulico por tubos		

➤ Estrutura

As tuneladoras possuem estruturas diferentes segundo a qualidade do maciço a escavar. Assim se o maciço for rochoso a estrutura da tuneladora é constituída por uma cabeça giratória com discos cortadores, que é accionada por motores eléctricos e que avança cada ciclo através do impulso fornecido por macacos hidráulicos as sapatas dos *grippers*, os quais por sua vez estão fixados contra a parede do túnel (figura 5.26).

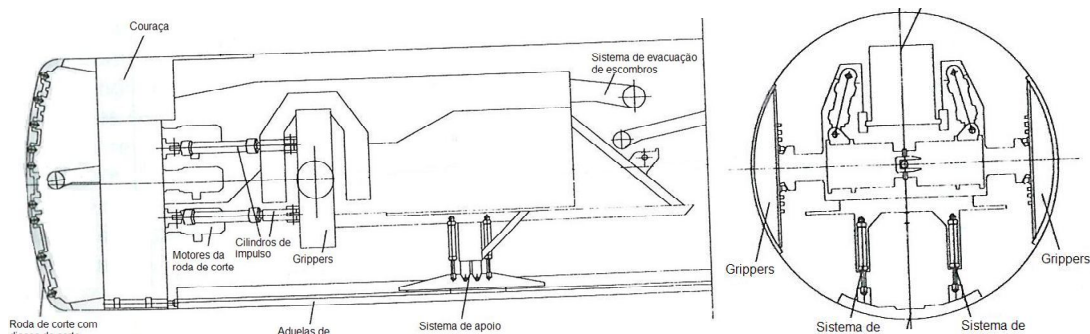


Figura 5.26: Esquema de uma tuneladora para maciços rochosos (adaptado de GONZÁLEZ, 1997).

As rodas de corte para além de incluir os discos cortadores, também sustêm a frente de escavação e retiram o material da frente de escavação. Existem rodas de corte abertas

(adequadas para areias e argilas), mistas (materiais moles) e fechadas (rocha), que são colocadas nas tuneladoras tendo em consideração os materiais a atravessar (figura 5.27).



Figura 5.27: Rodas de corte aberta, mista e fechada (adaptado de CARDONA, 2008).

No caso de tratar-se de solos com pouca qualidade (areias, argilas, lodos e outros), a estrutura da tuneladora consiste numa cabeça giratória com bites igualmente accionada por motores eléctricos (figura 5.28). O avanço é feito mediante o impulso de uma serie macacos hidráulicos, dispostos a volta do perímetro do túnel e apoiados sobre o revestimento já colocado, uma vez que a pouca qualidade do maciço não permite criar uma reacção contra ele, o que obriga a colocação imediata do revestimento definitivo. Estes macacos hidráulicos retraem-se logo após cada ciclo de avanço. De realçar que todos estes trabalhos são realizados sob a protecção de uma couraça ou escudo que protege equipamento e os operadores de possíveis abatimentos.

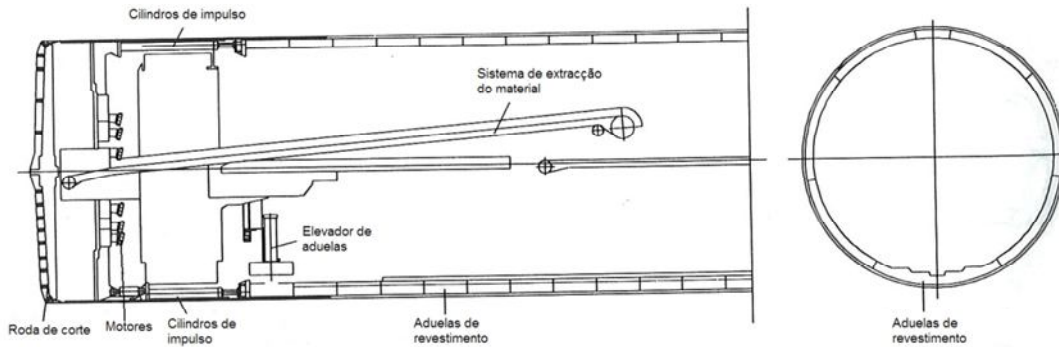


Figura 5.28: Esquema de uma tuneladora para solos (adaptado de GONZÁLEZ, 1997).

O sistema de direcção das tuneladoras é feito por teodolitos a laser (figura 5.29) ou por coordenadas fornecidas por GPS que, juntamente com software apropriado mantêm a tuneladora na direcção correcta, fazendo as devidas correcções nos cilindros hidráulicos das tuneladoras.



Figura 5.29: Teodolito a laser (adaptado de CARDONA, 2008).

A utilização das tuneladoras está dependente essencialmente da geometria do túnel e da geologia do maciço a escavar. A secção do túnel deverá ser circular e o comprimento deverá permitir a obtenção de ganhos que compensem os custos de transporte e montagem em obra. No que diz respeito à geologia, deverá ser realizado um estudo geológico adequado pois, solos pouco resistentes ou com problemas de sustimentos, podem desaconselhar o sistema pois implicam um acréscimo dos custos. A existência de falhas representa um grave problema para as tuneladoras, já que os sustimentos não

podem actuar até que a couraça de protecção passe, provocando um avanço lento, com a agravante de os maiores tempos gastos propiciarem desprendimentos. A alta abrasividade de algumas rochas como o basalto, assim como materiais com conteúdos elevados de sílica podem produzir elevados desgastes nos cortadores e nos baldes da cabeça, podendo inviabilizar o uso da tuneladora.

Um bom planeamento da execução da obra que, e de acordo com o estudo geológico, defina o tipo de tuneladora a utilizar, juntamente com o tipo de cabeça e ferramentas de corte, assim como um plano de manutenção dos elementos de desgaste, assumem um papel primordial na decisão de utilizar uma tuneladora de forma rentável e segura.

Os rendimentos destas máquinas são normalmente muito elevados sendo que a penetração da máquina no maciço depende da resistência dos materiais, sendo apenas afectados pela paragens necessárias para realizar a manutenção da maquinaria e/ou do seu *back up*, para a troca de cortadores, avarias e sobretudo para colocação dos sustimentos necessários (figura 5.30).



Figura 5.30: Colocação de aduela pré-fabricada (adaptado de CARDONA, 2008).

Nos últimos anos foi desenvolvida um tipo de tuneladora misto, conhecida como Duplo Escudo, com características que permitem avançar em qualquer tipo de maciço e adaptar, consoante a resistência dos materiais o seu método de apoio, seja através dos *grippers* ou através dos macacos hidráulicos.

Esta máquina é adequada para situações onde o maciço apresenta variações consideráveis de características, com materiais de natureza e estrutura geológica completamente distintas, pois o seu mecanismo de avanço adapta-se as características do material a escavar. Se o material for bastante resistente utiliza os *grippers* para avançar e se o material não possuir qualidade, utiliza os macacos hidráulicos. Esta máquina consegue colocar anéis só em zonas de pouca competência, embora seja usual a colocação de anéis de suporte ao longo de todo o túnel. Estas máquinas levam frequentemente uma cabeça para poder trabalhar com a pressão do próprio terreno, ou seja, são também EPBM's (*Earth Pressure Balance Machines*).

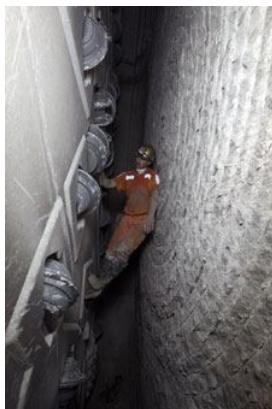







Figura 5.31: Frente de escavação de uma tuneladora (robbinstbm.com).

Finalizando, as tuneladoras são utilizadas em túneis de grandes extensões, em áreas urbanas onde método *drill & blast* está bastante condicionado e em situações onde é necessário limitar os assentamentos, evitando danos nas estruturas. A evolução dos equipamentos hidráulicos assim como a vasta gama de tuneladoras disponíveis (quadro

5.5), veio alargar a sua faixa de acção no que respeita à capacidade de desmonte de vários tipos de rocha, conferindo a este equipamento uma grande versatilidade.

Quadro 5.5: Tipos de tuneladoras.

<p>Com <i>grippers</i></p>	 <p>(darkroastedblend.com)</p>
<p>Escudo Simples</p>	 <p>(herrenknecht.com)</p>
<p>Duplo Escudo</p>	 <p>(directindustry.com)</p>
<p>E.P.B.M.</p>	 <p>(CARDONA, 2008)</p>
<p>Hidroescudos</p>	 <p>(CARDONA, 2008)</p>

5.4.3. Desmonte com explosivos – o sistema *drill & blast*

A escavação de túneis usando explosivos é uma técnica desenvolvida nos últimos 300 anos, que permite a escavação em formações com vários tipos de litologias, a definição de varias secções de túnel assim como elevados ritmos de avanço a um relativo baixo

custo. Este método apresenta ainda uma vantagem em relação aos equipamentos de escavação mecânica que possuem limites de aplicação no que diz respeito a resistência e abrasividade das rochas, pois pode ser aplicado em rochas com resistência à compressão a partir dos 80 MPa até as rochas mais duras e resistentes, sem grandes perdas de rendimentos nem desgaste de equipamento.

Em relação as secções, podem ser escavadas a secção completa ou, no caso de se tratar de secções de grandes dimensões, por fases com galerias de avanço, destroças laterais e rebaixos. Os jumbos modernos conseguem efectuar vários tipos de secção, com grandes variações de forma e dimensões, algo que é mais condicionado com as roçadoras e com as tuneladoras. Por outro lado, para além de efectuarem os furos, os jumbos podem ser igualmente utilizados na perfuração para o sustimento (pregagens, ancoragens e outros) e permitir o deslocamento entre as frentes.

Por fim, o investimento nos equipamentos de perfuração para a mesma secção de escavação, é inferior ao custo de uma roçadora ou de uma tuneladora, sendo este motivo o sistema mais indicado para obras de pequena longitude, para além de poderem ainda ser utilizados na execução de outras obras.

Actualmente este método é utilizado na escavação de túneis de comunicação, túneis hidráulicos de grande comprimento, assim como para complexos de variadas dimensões e formas, construídos em maciços competentes.

Na figura 5.32 pode ser observado o ciclo do método *drill & blast*, com a sequência de todas as etapas.

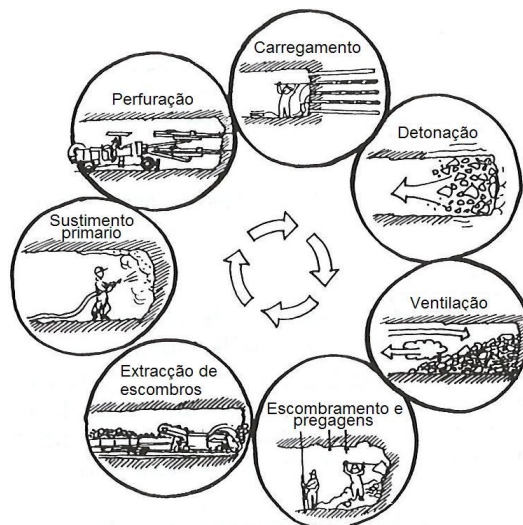


Figura 5.32: Ciclo do método *drill & blast* (adaptado de JIMENO, 1997).

Actualmente a tendência dos países mais desenvolvidos é usar este método em casos singulares, devido aos impactos ambientais causados pelas detonações e as maiores exigências sobre a segurança, saúde e higiene. O uso de explosivos em zonas urbanas é cada vez mais limitado pois as vibrações geradas pelas detonações podem causar danos nas estruturas e nas populações, aumentando os custos da obra.

Também as maiores sobreescavações obtidas pela detonação, originam perfis de escavação mais irregulares e uma maior alteração do maciço, aumentando os custos de sustimento, sobretudo ao nível da quantidade de betão projectado.

Outro factor que contribui para o abandono deste método é o terrorismo, que faz com que os países adoptem leis apertadas para reduzir o risco de ser comercializado explosivos de maneira ilegal.

5.4.3.1. Perfuração

A perfuração consiste em efectuar furos horizontais no maciço, para posterior carregamento com explosivos. Actualmente os trabalhos de perfuração são efectuados por jumbos (figura 5.33), que são unidades de perfuração equipadas com um ou vários

martelos e cujas principais aplicações são a perfuração transversal e horizontal, a colocação de pregagens, facilitar a colocação de iluminação, ventilação e a realização de trabalhos acima da cota do piso do túnel. A perfuração em poços e em chaminés não será abordada neste trabalho.



Figura 5.33: Jumbo H135 Atlas Copco.

De acordo com MELLO MENDES (1982), os jumbos são máquinas autopropulsionadas podendo o seu sistema de rodagem ser pneumático, rastos ou montado sobre carris. O sistema pneumático é o mais usado devido a grande mobilidade proporcionada (até 15 km/h), pela resistência a águas corrosivas e pelo menor desgaste em pisos irregulares. Os chassis na grande maioria são articulados, possibilitando os trabalhos de escavação em curva.

As fontes de energia do jumbo podem ser a diesel, diesel-eléctrico ou eléctrica. O usual é a utilização do motor diesel para a deslocação do equipamento e um motor eléctrico para o funcionamento dos elementos de perfuração, o que torna necessária uma estação de distribuição de energia eléctrica na obra (PT). Também é comum disporem de um compressor de ar, usado para a lubrificação dos martelos e para saneamento.

Os martelos hidráulicos dos jumbos (figura 5.34) são alimentados por um conjunto de bombas, que fornecem um caudal de óleo que acciona todos os componentes, constituídos por um cilindro fechado, onde um pistão golpeia o cilindro, transmitindo ondas de choque à barrena. Possuem ainda um mecanismo de rotação e um sistema de saneamento que permite a passagem de água até ao interior da barrena.



Figura 5.34: Martelo hidráulico de uma perfuradora do jumbo.

Os martelos hidráulicos classificam-se de acordo com a potência gerada pelo seu mecanismo de impacto. Esta potência dá uma ideia do rendimento do equipamento pois quanto maior for a sua potencia de impacto (em kW) maior é a velocidade de penetração. Por outro lado, cada perfuradora hidráulica está vinculada a uma barrena de uma dimensão específica, que é o diâmetro óptimo para suportar as tensões geradas pelo

mecanismo de impacto do martelo. A harmonia entre a perfuradora e barrena proporciona uma optimização da velocidade de perfuração, juntamente com uma vida de serviço maior da barrena.

De realçar que, segundo JIMENO (1997), a perfuração resulta da combinação da percussão (os impactos produzidos pelo movimento do pistão originam ondas de choques que são transmitidas à broca), da rotação (movimento que faz girar a broca para que os impactos sejam produzidos sobre as rochas em distintas posições), do mecanismo de avanço (mantém em contacto o equipamento de perfuração com a rocha, exercendo um impulso sobre a linha de perfuração) e pelo saneamento dos furos (injecção de ar ou fluidos nos furos que permitem extrair os detritos do fundo do furo), tal como indicado na figura 5.35.

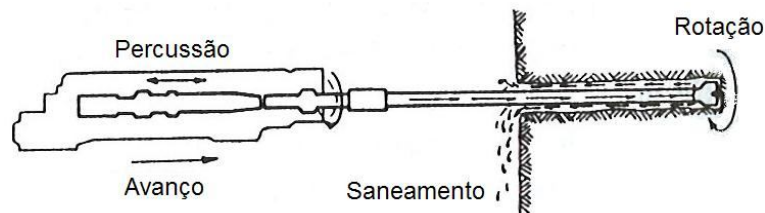


Figura 5.35: Metodologia de perfuração (adaptado de JIMENO, 1997).

Os braços dos jumbos modernos são accionados hidraulicamente, existindo uma grande variedade de desenhos que podem classificar-se em três tipos: triplo, giratório na base ou em linha (figura 5.36). A cobertura e as possibilidades de trabalho dos jumbos dependem do número braços e dos movimentos permitidos pelos cilindros hidráulicos, pelo que a escolha deverá ser feita tendo em conta os trabalhos a serem realizados.

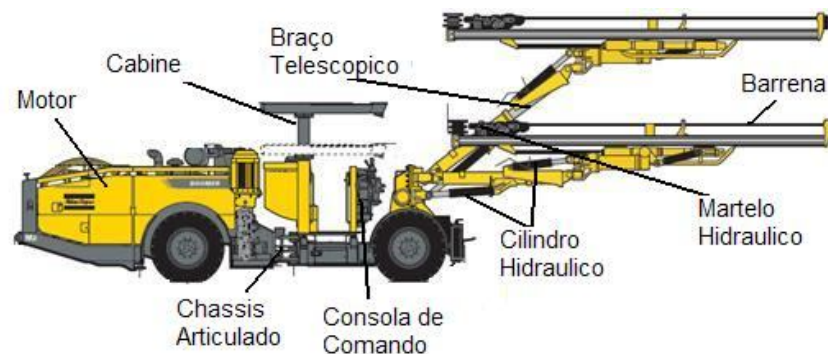


Figura 5.36: Jumbo M2 D da Atlas Copco (adaptado de AtlasCopco.com).

Os braços possuem deslizadores, que são constituídos por vigas de alumínio que proporcionam uma elevada resistência à torção e um baixo peso. Quando o operador executa vários furos, o controlo dos deslizadores pode ser feito de forma automática com a paragem da perfuração quando é alcançada a profundidade pré-determinada, ou então quando o martelo efectua todo o seu curso.

Para obter um rendimento elevado, as brocas devem estar em contacto com a rocha no momento em que o pistão transmite a sua energia mediante o mecanismo de impactos (figura 5.37).

Todas as ferramentas utilizadas na perfuração são fabricadas com aços resistentes (figura 5.38) à fadiga, à flexão, aos impactos e ao desgaste nas roscas. O ideal será a utilização de aços com um núcleo não muito duro, com uma superfície endurecida e resistente ao desgaste.



Figura 5.37: Perfuradora hidráulica.

Os elementos de prolongação do martelo são as barrenas. As barrenas são utilizadas quando se perfura com o martelo e podem ter secção hexagonal ou redonda. As barras tem roscas externas macho para que as brocas possam ser colocadas mais facilmente. Para túneis e galerias são usadas barras convencionais de secção hexagonal, com um extremo coincida com as dimensões do pistão, e um extremo para a broca com uma rosca mais fina que permita efectuar furos o mais pequeno possível, resultando numa barra que consegue resistir a uma elevada força de impacto e rotação.



Figura 5.38: Acessórios de perfuração.

As brocas usadas na perfuração são de dois tipos: brocas de pastilhas e brocas de botões. As brocas de pastilhas podem ter uma configuração em cruz construída com quatro placas de carboneto de tungsténio dispostas em ângulo recto ou em X com as quatro placas colocadas com ângulos de 75° e 105° umas com as outras. As brocas de botões são constituídas por cortantes cilíndricos de carboneto de tungsténio distribuídos sobre a superfície da mesma. A forma dos botões pode ser esférica ou balística (figura 5.39).

Estas brocas possuem características comuns, como existir uma grande variedade de diâmetros, necessitarem serem aparafusadas até o fundo da rosca da broca, para que a transmissão da energia de impacto seja o mais directa possível sobre a rocha, possuírem uma serie de orifícios centrais e laterais por onde é feito o saneamento para remover os detritos e têm umas aberturas por onde as partículas de rochas produzidas passam. São ainda desenhadas com uma pequena conicidade, sendo a parte mais larga a que fica em contacto com a rocha, com o fim de compensar o desgaste sofrido e evitar um ajuste excessivo com as paredes do furo.

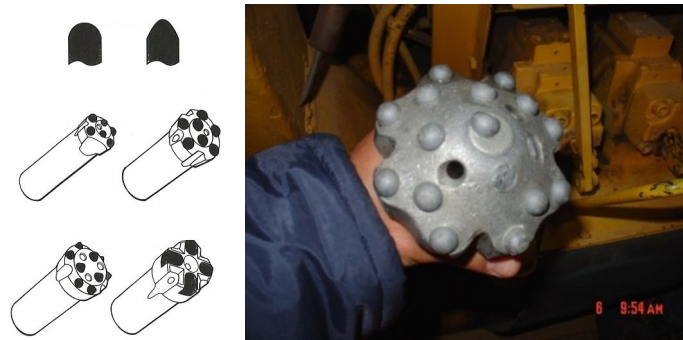


Figura 5.39: Tipos de bites e brocas à esquerda (adaptado de JIMENO, 1997) e broca de 110mm com orifício para saneamento dos furos à direita.

Nos últimos anos a técnica de perfuração subterrânea têm sofrido um grande desenvolvimento, nomeadamente no desenvolvimento de martelos com maior potência de percussão e na robotização dos equipamentos. O controlo informático permite a medição de todos os parâmetros da perfuração e adapta-los as necessidades requeridas. Para mais, a utilização de sensores permite efectuar os furos na posição exacta, reduzindo as imprecisões provocadas por erros humanos.

As principais vantagens da informatização aplicadas aos jumbos de perfuração (figura 5.40) são a poupança de mão-de-obra, menor tempo de perfuração, menor probabilidade da ocorrência de furos desnecessários, maior controlo das operações, maior avanço por pega, redução do desgaste dos equipamentos e no consumo de explosivos, menores custos de escavação e aumento da segurança nos trabalhos.



Figura 5.40: Jumbo robotizado (adaptado de BeverControl.com).

Os esquemas de perfuração são elaborados num computador e posteriormente instalados nos jumbos (figura 5.41). Em cada esquema de perfuração atribui a cada furo a seguinte informação: número do furo, coordenadas X e Y, divergência e o tipo de furo (vazio, de caldeira, de contorno, de desmonte ou de sapata). Aparecem igualmente nos esquemas de perfuração furos imaginários que representam o ponto de referência e as posições de descanso dos braços quando não estão perfurando.

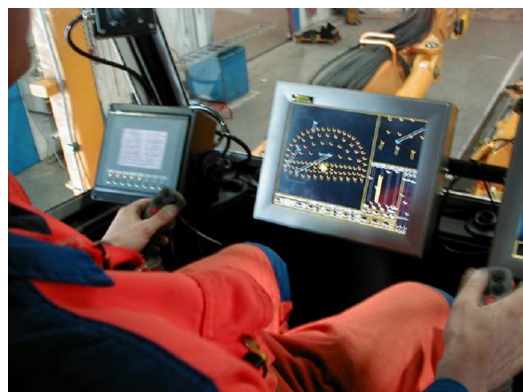


Figura 5.41: Interior de um jumbo robotizado (adaptado de BeverControl.com).

Os jumbos robotizados podem escavar facilmente túneis com curvas programando no sistema de controlo, os valores de compensação das direcções, sendo estas ajustadas automaticamente. Durante a operação de perfuração de uma pega, o sistema de controlo actualiza continuamente o esquema de perfuração mostrando no monitor o estado dos furos (perfurados, a perfurando, a perfurar) com os furos da caldeira a serem mostrados num menu específico pois estes encontram-se a distâncias muito pequenas.

Este equipamento robotizado permite também a obtenção de um conjunto de dados de cada furo, fornecendo informações sobre a velocidade de penetração, a pressão de percussão, a pressão de avanço, a pressão de rotação e a pressão do fluido de saneamento. Este registo contínuo proporciona informação valiosa sobre as condições geológicas do maciço assim como sobre a própria máquina (rendimento, tempos de execução, avarias e outros).

Após a detonação da pega, e através de um perfilómetro, é obtido o perfil do túnel, ajudando assim a corrigir os ângulos dos furos de contorno, evitando sobreescavações.











<p>Rocket Boomer 104 Typical min. drift width 1.8 m</p> 	<p>Coverage 6 - 20 m²</p> 	<p>Main Specifications</p> <ul style="list-style-type: none"> Rock drill: 1 x COP 1838ME Feed: 1 x BMH 2825 - BMH 2837 Boom: 1 x BUT 4 Drilling system: DCS Length: 9710 mm (with BMH 2831) Width: 1220 Height: 1985 mm (2685 mm roof up) Turning radius: 2539/4400 mm Weight: 12500 kg
<p>Rocket Boomer 281 Typical min. drift width 2.7 m</p> 	<p>Coverage 8 - 31 m²</p> 	<p>Main Specifications</p> <ul style="list-style-type: none"> Rock drill: 1 x COP 1838ME/COP 1838HF Feed: 1 x BMH 2831 - BMH 2849 Boom: 1 x BUT 28 Drilling system: DCS Length: 11700 mm (with BMH 2843) Width: 1700 Height: 2100 mm (2800 mm roof up) Turning radius: 2800/4400 mm Weight: 9300 kg
<p>Rocket Boomer L1 C Typical min. drift width 3.2 m</p> 	<p>Coverage 10 - 70 m²</p> 	<p>Main Specifications</p> <ul style="list-style-type: none"> Rock drill: 1 x COP 1838ME/COP 1838HF Feed: 1 x BMH 6814 - BMH 6820 Boom: 1 x BUT 35G Drilling system: RCS Length: 14220 mm (with BMH 6818) Width: 2210 Height: 3010 mm Turning radius: 3750/6250 mm Weight: 17800 kg
<p>Rocket Boomer 282 Typical min. drift width 3.0 m</p> 	<p>Coverage 8 - 45 m²</p> 	<p>Main Specifications</p> <ul style="list-style-type: none"> Rock drill: 2 x COP 1838ME Feed: 2 x BMH 2831 - BMH 2849 Boom: 2 x BUT 28 Drilling system: RCS Length: 11820 mm (with BMH 2843) Width: 1980 Height: 2300 mm (3000 mm roof up) Turning radius: 3000/5500 mm Weight: 17500 kg
<p>Rocket Boomer M2 C Typical min. drift width 3.2 m</p> 	<p>Coverage 10 - 45 m²</p> 	<p>Main Specifications</p> <ul style="list-style-type: none"> Rock drill: 2 x COP 1838ME/COP 1838HF Feed: 2 x BMH 6814 - BMH 6820 Boom: 2 x BUT 32 Drilling system: RCS Length: 13610 mm (with BMH 6816) Width: 2210 Height: 3010 mm Turning radius: 3800/6250 mm Weight: 19600 kg

Figura 5.42: Alguns jumbos e as suas características (adaptado de AtlasCopco.com).

5.4.3.2. Explosivos

Os explosivos usados em aberturas de túneis e galerias constituem uma ferramenta fundamental na escavação de maciços, originando rendimentos elevados a um relativo baixo custo, desde que sejam utilizados em condições de segurança e os seus efeitos controlados.

De acordo com MARTINS (1997), um explosivo é toda a substância ou mistura capaz de reagir quimicamente quando devidamente iniciado, originando uma reacção rápida, desenvolvendo grandes quantidades de calor, de gases a alta pressão e temperatura, de tal forma que o calor acumulado sobre o gás, transforma energia em trabalho mecânico.

Os explosivos podem ser classificados quanto à forma como são manipulados, armazenados e transportados, atendendo ao risco de detonação por simpatia entre vários tipos (detonação em massa), quanto à composição química (compostos químicos, misturas), quanto à função a que destina e consoante a velocidade de propagação.

Os principais tipos de explosivos aplicados na construção civil são explosivos primários e secundários. Os explosivos primários ou iniciadores são todos aqueles que ao contacto com a chama (detonadores pirotécnicos), com fio quente (detonadores eléctricos), ou submetidos ao efeito de choque (cápsulas de iniciação), entram rapidamente em regime de detonação. Os explosivos secundários não detonam sem serem fortemente iniciados pelos explosivos primários, e quando colocados em presença de uma chama, apresentam uma combustão lenta.

Os explosivos para fins industriais são constituídos por misturas físicas e químicas de diversos componentes, sendo que os mais utilizados são as dinamites baseadas em composições de nitroglicerina, nitrocelulose e outras., com uma velocidade de detonação da ordem dos 6000 m/s e que mantém as suas características de velocidade de detonação, propagação, força e outras, durante 6 a 12 meses.

As características básicas de um explosivo são apresentadas no quadro 5.6.

Quadro 5.6: Características principais do explosivo (adaptado de MARTINS, 1997).

	Descrição
Estabilidade Química	A estabilidade química de um explosivo é a capacidade que este possui para se manter quimicamente inalterado durante um certo tempo. Esta estabilidade do explosivo pode diminuir bastante quando verifica-se um prolongado armazenamento em locais de deficiente ventilação originando a sua inutilização.
Densidade de encartuchamento	Pode ser descrita como massa por unidade de volume, que depende em grande parte da granulometria dos componentes sólidos e do tipo de matérias-primas utilizadas na fabricação do cartucho. Os explosivos que possuem maior densidade apresentam maiores velocidades de detonação. A densidade é um dos parâmetros a ter em conta em trabalhos com presença de água, pois explosivos com boa resistência à água e de densidade inferior a 1 (um) flutuam, contrariamente aos explosivos com densidade superior a 1 (um).
Potencial	A potência de um explosivo é o trabalho máximo que este poderia produzir se toda a sua energia térmica fosse transformada em trabalho.
Calor de Combustão	O calor de combustão, também chamado calor de detonação ou calor de explosão, é o calor desenvolvido durante a decomposição química de uma substância explosiva. Os calores de combustão variam de material para material, sendo normalmente conhecidos valores tabelados para substâncias puras, através dos quais se calcula o valor correspondente de quaisquer misturas.
Volume Gasoso	É o volume do explosivo medido a 0°C e a 760mm Hg dos produtos e da sua decomposição.
Produto Característico	É o resultado da multiplicação do calor de explosão pelo volume específico.
Temperatura de detonação	Trata-se da temperatura máxima a que são levados os gases produzidos pela decomposição explosiva por força do calor de combustão. É uma temperatura máxima e constante para qualquer quantidade de massa explosiva. O valor da temperatura de detonação é de grande importância para o cálculo teórico e prático dos explosivos, pois permite não só determinar as pressões alcançadas durante a explosão como também corrigir e ajustar a velocidade da onda explosiva.
Força	Denominada força teórica ou força de um explosivo à pressão desenvolvida pela decomposição, de um quilograma quando encerrado num recipiente fechado com a capacidade de um litro.
Pressão	É a pressão máxima desenvolvida pelos gases originados pela decomposição de um explosivo no volume de câmara onde é aplicado. A pressão de um explosivo está ligada ao seu volume específico temperatura de explosão e densidade da massa, motivo pelo qual é sensivelmente proporcional ao efeito destrutivo do mesmo.

➤ Tipo de Explosivos

Os explosivos utilizados em trabalhos de construção civil são compostos por uma série de produtos que possuem características que diferem de explosivo para explosivo.

Pólvora Seca

São um tipo de explosivos deflagrantes que geram um grande volume de gases, tendo uma acção não de fracturação mas sim de remoção da rocha, com maior aplicação em rochas brandas. Para ser iniciada não são necessários detonadores sendo suficiente o uso de rastilho. Os fumos produzidos na combustão de pólvora são tóxicos o que implica no caso do seu uso em trabalhos subterrâneos, um cuidado especial na garantia de uma boa ventilação.

As pólvoras apresentam uma forma granular e os grãos estão recobertos por uma camada de grafite o que proporciona uma fluidez adequada para a carga dos furos. No entanto, o carregamento deverá ser realizado cuidadosamente a fim de evitar vazios pois estes podem afectar a propagação.

Explosivos Granulados

Também conhecidos como amónoleos (figura 5.43) são explosivos granulados de baixa densidade à base de nitrato de amónio poroso e gasóleo, vulgarmente designado por ANFO ou *Amonium Nitrate e Fuel-Oil*, que não possuem nitroglicerina na sua composição, tornando-se desta forma mais insensíveis. De acordo com DANIEL (2000), o ANFO é constituído por uma mistura de nitrato de amónio com um combustível, normalmente o fuelóleo ou o gasóleo numa proporção de 94% de nitrato e 6% de gasóleo. A variação da quantidade de gasóleo tem um efeito pernicioso sobre a qualidade dos gases produzidos na explosão, havendo excesso de produção de NO₂ quando se reduz o gasóleo e de CO quando se excede a percentagem indicada. O ANFO pode ser utilizado a granel ou encartuchado, devendo ter-se em atenção que, para ser usado a granel, os furos devem estar limpos e sem água pois a água dissolve facilmente o nitrato de amónio, inutilizando o explosivo. A produção dos fumos tóxicos provenientes da detonação com ANFO obriga a um controlo conveniente das condições de ventilação.

Os explosivos granulados têm pouca resistência à humidade pelo que a sua utilização em furos deve ser feita em cartuchos de plástico. A sua característica granular possibilita que em furos secos, o carregamento seja efectuado usando meios mecânicos tornando a operação mais rápida e segura. São explosivos que têm uma velocidade de detonação relativamente baixa e que criam um bom volume de gases, daí terem maior aplicação em rochas como margas e calcários (quadro 5.7).



Figura 5.43: Explosivo granulado (adaptado de GJR – Pirotecnia e Explosivos, S.A., 2009).

Quadro 5.7: Características dos amónoleos (adaptado de MARTINS, 1997).

Densidade	0,8 a 0,9 (g/cc)
Velocidade de Detonação	2300 a 2600 (m/s)
Volume de gases	966 (l/kg)
Potência	18 x 10 ⁸ (kg/m/s)
Resistência à água	Muito má

Explosivos Pulverulentos

Os explosivos pulverulentos ou amonites são explosivos que levam nitroglicerina na sua constituição como composto responsável pela reacção explosiva. As amonites apresentam maior densidade que os amónoleos, maior velocidade de detonação, maior potência e geram menor volume de gases (quadro 5.8). Possuem uma fraca resistência à água sendo necessário nestas condições, a sua aplicação encartuchada em manga plástica. O seu campo de aplicação mais adequado é como carga de fundo em rochas brandas.

Quadro 5.8: Características da amonite (adaptado de MARTINS, 1997).

Densidade	1,1 a 1,15 (g/cc)
Velocidade de Detonação	4200 a 4600 (m/s)
Volume de gases	901 (l/kg)
Potência	33 x 108 (kg/m/s)
Resistência à água	Má

Explosivos Gelatinosos

São explosivos que possuem na sua constituição como agentes responsáveis pela reacção explosiva, nitroglicerina e nitroglicol, conferindo-lhe uma consistência gelatinosa. Em Portugal tomam o nome gelamonites 20 e 33 e as gelatinas I, II e III. As gelamonites (figura 5.44) por terem uma velocidade de detonação, densidade e potência elevadas, são normalmente utilizadas como carga de fundo, apresentando uma boa resistência à água, obtendo bons resultados quando a sua aplicação é feita em rochas duras ou semi-duras.



Figura 5.44: Cartucho de gelamonite Goma 2 Eco.

Podem em casos específicos serem aplicadas em rochas brandas, sendo colocados cartuchos espaçados no furo. As gelamonites são especialmente recomendadas para trabalhos que exijam elevada potência e resistência á água, sob pressões hidrostáticas significativas (quadro 5.9).

Quadro 5.9: Características das gelamonites e das gelatinas (adaptado de MARTINS, 1997).

	Gelamonites		Gelatinas		
	20	33	I	II	III
Densidade (g/cc)	1,35 a 1,4	1,4 a 1,45	1,45 a 1,5	1,5 a 1,6	1,45 a 1,5
Velocidade de detonação (m/s)	5400 a 58000	5600 a 6000	5700 a 6100	5800 a 6300	6000 a 6500
Volume de gases (l/kg)	890	890	685	490	600
Potência (kg/m/s)	46 x 108	51 x 108	50 x 108	52 x 108	58 x 108
Resistência à água	Boa	Boa	Muito Boa	Muito Boa	Muito Boa

Emulsões

As emulsões explosivas (figura 5.45) são formadas por produtos que não são substâncias explosivas, mas que quando adequadamente misturadas e correctamente iniciadas reagem como explosivos de elevadas características, apresentando uma excelente resistência á água. As vantagens da utilização de emulsões residem no facto de serem produtos de fabricação e o seu manuseamento ser muito seguro. Este facto permite também a utilização de meios mecânicos para o carregamento dos furos, proporcionando uma economia em tempo e em mão de obra. As emulsões podem ser fabricadas usando diversas formulações variando em função das características que se pretende obter.



Figura 5.45: Emulsão explosiva (adaptado de GJR – Pirotecnia e Explosivos, S.A., 2009).

➤ **Seleção do explosivo**

Para seleccionar um explosivo deverá ser consideradas as condições que vêm impostas pela própria legislação e as relacionadas com as características do trabalho e do próprio explosivo. Os principais parâmetros a considerar são indicados no quadro 5.10.

Quadro 5.10: Parâmetros para selecção do explosivo (adaptado de MARTINS, 1997).

	Descrição
Características da rocha a desmontar	O explosivo utilizado para o desmonte de rochas duras e pouco fissuradas terá que ser um explosivo de alta potência e de elevada velocidade de detonação. No caso de rochas brandas e plásticas, os explosivos mais indicados são os que produzem elevada quantidade de gases, com baixas velocidades de detonação, capazes de efectuar o desmonte.
Tipo de trabalho a executar	A natureza do trabalho a executar pode limitar a escolha do explosivo mais indicado para os efeitos pretendidos. Um dos factores condicionantes é a necessidade de se utilizar furos de grande diâmetro, situação em que pode ser utilizado explosivo a granel, devido à grande quantidade de explosivo a utilizar.
Diâmetro dos furos	A maioria dos explosivos existentes está capacitada para serem aplicados em qualquer diâmetro de furo, devendo ser seleccionado o tipo de encartuchamento desejado.
Presença de água nos furos	A existência de água no interior dos furos de uma pega é um dos factores limitativos para a selecção do explosivo. Neste caso o explosivo mais indicado será do tipo gelatinoso pois apresenta boa resistência à água, ao contrário dos explosivos pulverulentos. Um explosivo que apresenta boa resistência à água e que pode ser utilizado em furos com água é as emulsões.
Toxicidade dos gases da pega	Um dos resultados da detonação de qualquer tipo de explosivos é a produção de uma certa quantidade de gases tóxicos, que depende das condições de aplicação e da composição do explosivo, características que condicionam a escolha do explosivo mais indicado para utilizar em subterrâneo. As emulsões apresentam menor quantidade de gases tóxicos sendo que não é recomendável a utilização do ANFO em trabalhos subterrâneos.
Segurança do explosivo	Em termos de segurança de um explosivo, esta tem a ver com maior ou menor resistência quer ao choque, quer à fricção que o explosivo apresenta. No caso de explosivos gelatinosos, a sensibilidade que estes apresentam depende da sua composição, principalmente da sua proporção em nitroglicerina.

➤ **Principais acessórios de tiro**

A iniciação de um explosivo significa provocar a sua explosão e poderá ser feita através da introdução de um detonador num cartucho explosivo, que está em contacto com o resto da carga, ou através da ligação de um detonador colocado no fundo do furo ao cordão detonante, que se encontra em contacto ao longo de toda a carga transmitindo-lhe a detonação (figura 5.46). O detonador é o dispositivo destinado a transmitir a iniciação (detonação) aos explosivos. São também designados por cápsulas detonadoras sendo que a potência dos detonadores é expressa por números correspondentes a determinados pesos de fulminato de mercúrio.

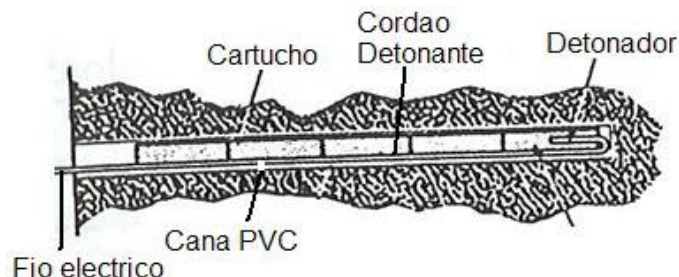


Figura 5.46: Colocação dos explosivos no furo (adaptado de JIMENO, 1997).

Actualmente os detonadores mais utilizados, são os detonadores eléctricos (figura 5.47) que são activados pela passagem de uma corrente eléctrica através de uma resistência ligada a uma massa combustível de alta sensibilidade, proporcionando melhores resultados nas pegas de fogo.

O princípio em que se baseiam é o da transformação da energia eléctrica em calor que se realiza no interior dos detonadores, que são ligados por fios condutores a uma fonte de energia eléctrica exterior. Um detonador eléctrico deve ter um comprimento de fios suficiente para sair da boca do furo em cerca de 2,0 metros para facilitar as ligações exteriores. Por fim, e após a verificação do circuito através de um ohmímetro, o disparo é feito com um explosor com capacidade suficiente para accionar a totalidade dos detonadores da pega de fogo.



Figura 5.47: Detonadores eléctricos (adaptado de GJR – Pirotecnica e Explosivos, S.A., 2009).

De acordo com MARTINS (1997), os detonadores eléctricos são constituídos por duas partes (detonadores instantâneos) ou três partes (detonadores de retardo), que estão dentro de um casquilho metálico de alumínio ou cobre (figura 5.48). A parte eléctrica, que se situa na zona superior do casquilho é constituída pelo inflamador, pelos fios de ligação, com tonalidades de cores consoante as suas características, e por outros elementos de protecção.

O inflamador é constituído por uma pequena resistência, coberta por pasta combustível e ligada aos fios que asseguram a passagem da corrente eléctrica ao inflamador. Quando há passagem de corrente eléctrica pela ponte de incandescência, e se esta for de intensidade suficientemente grande, a resistência aquece até atingir uma temperatura que provoca a inflamação da pequena quantidade de pasta combustível. Após a inflamação da pasta combustível, e se o detonador for de retardo, dá-se a iniciação da carga retardadora que se encontra abaixo de inflamador, que regula o tempo que leva o detonador a actuar. O tipo e a quantidade de carga retardadora, define o tempo que o detonador leva a actuar.

Após a combustão de carga retardadora é iniciada a combustão da carga primária, sendo que no caso de detonadores instantâneos ou de tempo zero, após a incandescência do inflamador e a combustão da pasta que o envolve, inicia-se a combustão da carga primária. Por fim e após a combustão da carga primária, tanto para os detonadores instantâneos como para os de retardo verifica-se a combustão da carga base.

Em relação ao mecanismo de iniciação, este é condicionado pela sensibilidade ou quantidade de energia eléctrica que cada tipo de detonador eléctrico necessita para a sua iniciação. Existem detonadores sensíveis (**S**), detonadores insensíveis (**I**), detonadores muito insensíveis (**MI**) e detonadores altamente insensíveis (**AI**), sendo que os detonadores eléctricos, em função da sua sensibilidade, necessitam de mais ou menos intensidade de corrente eléctrica para a sua iniciação (quadro 5.11). Para cada um destes tipos de sensibilidade, independentemente do seu tempo de atraso, os detonadores eléctricos têm uma ignição simultânea. Esta exactidão só é garantida quando os detonadores são atravessados por uma corrente chamada de “Corrente Recomendada

pelos Fabricantes” e tem um valor ligeiramente superior ao valor mínimo necessário para a sua ignição.

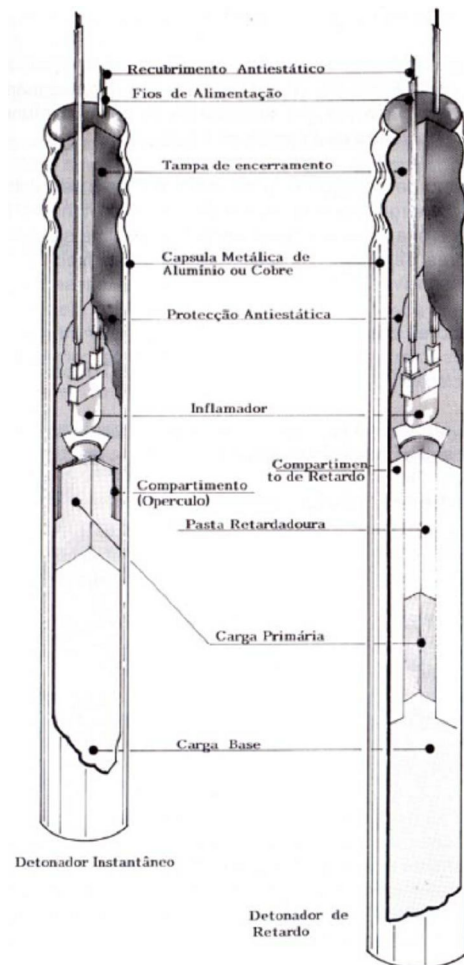


Figura 5.48: Corte de detonadores instantâneo e retardo (adaptado de MARTINS, 1997).

Em função dos tempos de detonação, e para a obtenção de bons resultados nas pegas de fogo, é conveniente que furos vão rebentando segundo uma ordem pré estabelecida e com uma diferença de tempos determinada. Dependendo do intervalo de tempo entre a inflamação da ponte de incandescência até ao instante da explosão, os detonadores podem ser instantâneos pelo facto de não possuírem explosivo retardador, dando-se a iniciação da carga primária, seguindo-se a detonação da carga base. Este tipo de detonadores apresenta uma sequência de tempos que varia desde o 1 ao 18, diferenciando-se em alguns milisegundos.

A técnica dos disparos micro-retardados foi introduzida por se ter verificado, que decorriam cerca de 30 milisegundos entre o rebentamento dum explosivo e o início da deslocação da rocha em que o mesmo se encontrava colocado. Assim, fazendo rebentamentos com intervalos de tempo entre si, aproximadamente daquela grandeza, um rebentamento de ordem n ajudará à deslocação da rocha afectada pelo rebentamento de ordem $n-1$ e começará a pôr sob tensão a que vai ser arrancada pelo rebentamento de ordem $n+1$, conseguindo-se um melhor aproveitamento da acção dos explosivos e uma fragmentação da rocha muito superior à verificada utilizando detonadores apenas retardados. Outra grande vantagem dos disparos micro-retardados reside no facto de reduzirem diversos efeitos nocivos dos rebentamentos, tais como os provenientes de projecções de blocos, de vibrações do terreno e dos “sopros” das explosões. Estes efeitos são bastante atenuados devido a fenómenos de interferência motivados pelos pequeníssimos intervalos que separam as explosões, que individualmente não conseguem desenvolver os efeitos destrutivos de uma só detonação.

Quadro 5.11: Características eléctricas e o código das cores dos detonadores (adaptado de MARTINS, 1997).

Tipo de detonador	Resistência da ponte (Ω)	Impulso de ignição (mws/ Ω)	Corrente de segurança (A)	Intensidade de corrente recomendada (A)	Sensibilidade (cor)	Tempo	Descrição
Detonadores sensíveis (S)	1,2-1,6	0,8-3	0,18	1,2	Vermelho	-	São os mais utilizados e os mais apropriados para locais onde não exista perigo de correntes estáticas e estranhas, produzidas por linhas eléctricas e tempestades. A distinção deste tipo de sensibilidade das outras é feita através da cor de um dos fios do detonador. O outro fio apresenta a cor referente ao tipo de retardo.
Detonadores insensíveis (I)	0,4-0,5	0,8-3	0,45	2,5	Rosa	Azul – 500 ms	Estes detonadores são mais seguros que o tipo “S” perante a ocorrência de correntes estranhas, ou seja, necessitam de mais corrente para serem iniciados, e a corrente de segurança é duas vezes maior em relação aos “S”. São utilizados em casos onde se pretende ter uma maior margem de segurança apesar de não ser previsível a existência de correntes estranhas.
Detonadores muito insensíveis (MI)	0,08-0,12	300-800	3	13	Cinzento	Amarelo – 30 ms	Estes detonadores são ainda mais seguros que os tipo “I”, perante a ocorrência de correntes estranhas, necessitando por isso, mais corrente para serem iniciados.
Detonadores altamente insensíveis (AI)	0,03-0,05	1100-2500	4	25	Verde	Branco – 0 ms	Este tipo de detonadores reduz grandemente os riscos de iniciação quando existam correntes perigosas, devidas a linhas eléctricas, emissoras e tempestades. A sua corrente de segurança é vinte vezes maior e o impulso de iniciação é 300 vezes maior que os detonadores tipo “S”.

Ainda nos detonadores realce para o sistema Nonel, que é um detonador não eléctrico composto por um detonador e um tubo plástico revestido interiormente com uma substância reactiva. Este sistema não tendo qualquer circuito eléctrico, tem a vantagem de não ser sensível a qualquer tipo de corrente eléctrica, sobretudo a correntes induzidas ou à electricidade estática e são comercializados em diferentes retardamentos. Segundo DANIEL (2000), a iniciação do sistema Nonel é feita com um detonador de qualquer tipo (pirotécnico ou eléctrico) sendo os detonadores dos furos detonados por onda de choque. A ligação dos vários detonadores deste sistema é feita por ligadores.

➤ Diagramas de fogo

O uso do método *drill and blast* prevê a criação de diagramas de fogo adequados a cada situação. O projecto dos diagramas de fogo assenta no princípio que uma carga explosiva, situada no interior dum maciço, só tem possibilidade de desenvolver um efeito útil de arranque, se o confinamento proporcionado pela rocha circundante não impedir, fisicamente, a respectiva acção. O facto de que a acção provocada pelo rebentamento duma carga vai esvanecendo, no interior dum maciço, com a distância ao ponto de rebentamento, significa que só haverá um arranque efectivo se a carga se situar para além duma determinada distância em relação a uma superfície livre.

No interior dum maciço onde é rebentada uma carga explosiva, a detonação produz superfícies esféricas, se a carga for esférica. Se a carga for cilíndrica são produzidas superfícies cilíndricas. Este último caso corresponde ao de um explosivo aplicado num furo, no qual a carga total utilizada origina maiores efeitos normalmente ao eixo do furo do que segundo a direcção desse eixo. Para aproveitar da melhor maneira os efeitos duma carga de explosivo que, sob a forma alongada está distribuída ao longo dum furo, há que dispor esse furo paralelamente a uma superfície livre do maciço a arrancar, a uma distância conveniente dessa superfície (figura 5.49).



Figura 5.49: Carregamento de uma pega de fogo.

Segundo MELLO MENDES (1982), a determinação da quantidade óptima de explosivo a utilizar para o carregamento dos furos é ainda essencialmente empírica, existindo várias fórmulas aplicáveis ao carregamento de tiros. Todas baseiam-se porém, na experiencia de situações análogas, introduzindo geralmente constantes determinadas experimentalmente, relativas ao maciço rochoso em questão e ao explosivo a utilizar.

O princípio fundamental do arranque em degrau, ou seja, a colocação de tiros paralelos a uma face livre do maciço, é utilizado em inúmeras variantes de diagramas de fogo, havendo sempre a preocupação de, após o disparo duma pega, manter a configuração geométrica de duas superfícies livres que permita a perfuração de uma pega subsequente. Na execução de túneis não esta disponível mais do que uma superfície livre do maciço, perpendicularmente à qual há que realizar o avanço, com confinamento em torno de toda a secção a atacar.

Nestas condições, recorre-se a dois tipos de pegas de fogo:

- Pegas com os primeiros tiros inclinados em relação à frente de ataque;
- Pegas com furos não carregados;

Com as pegas com os primeiros tiros inclinados em relação à frente de ataque o objectivo é o arranque de volumes iniciais de rocha, criando superfícies livres, em relação às quais possam depois actuar os tiros subsequentes das pegas. A ideia é conseguir que os primeiros tiros das pegas rebentem, não contra as frentes de ataque mas sim contra as superfícies livres de um ou mais furos adicionais, que são abertos mas não são carregados.

Esta metodologia permite que a totalidade dos tiros numa pega seja aberta normalmente à frente de ataque, o que se traduz em evidentes facilidades para a perfuração e na possibilidade de atingir melhores avanços.

Por outro lado, rebentando todos os tiros na direcção perpendicular ao eixo do trabalho, reduzem-se as projecções, que são praticamente inevitáveis no rebentamento das caldeiras. É sempre necessário que parte a rocha quebrada pelos primeiros tiros abandone o vazio criado, caso contrário o empolamento do material fracturado acaba por impedir a criação de superfícies livres para a descarga dos tiros subsequentes.

Para evitar esta situação, os furos não carregados não podem constituir um volume de vazios considerável, e os tiros que primeiro rebentam devem ser instalados no centro de rigidez do maciço.

A localização e o carregamento dos tiros da caldeira arrastam a dificuldade de conseguir que na perfuração os furos não se desviem da posição que lhes foi determinada. Se as posições das várias cargas variarem, toda a operação poderá ficar comprometida pois os volumes de rocha arrancados também irão variar. Além disso, ao utilizar as técnicas do disparo retardado ou micro-retardado, pode acontecer que as cargas rebentem por simpatia por estarem demasiado próximas, inutilizando a pega.

Resumindo, as pegas com furos não carregados produzem bons resultados desde que sejam estudadas, ensaiadas e executadas, adaptando cada plano de fogo às características do maciço a escavar.

➤ **Definição das zonas na frente de ataque do túnel**

A única superfície livre que as pegas possuem é a frente de ataque, o que significa que são executadas em condições de grande confinamento. Quanto mais pequena é a secção da frente de ataque, mais confinada está a rocha, o que implica maior consumo de explosivo para realizar o desmonte e consequentemente, um aumento de carga específica.

Em qualquer galeria ou túnel distinguem-se cinco zonas fundamentais indicadas na figura 5.50 e que normalmente seguem a seguinte ordem de rebentamento:

- 1º- Caldeira (A);
- 2º- Contra caldeira (B);
- 3º- Desmonte ou destroça (C);
- 4º- Contorno (D);
- 5º- Sapateira (E);

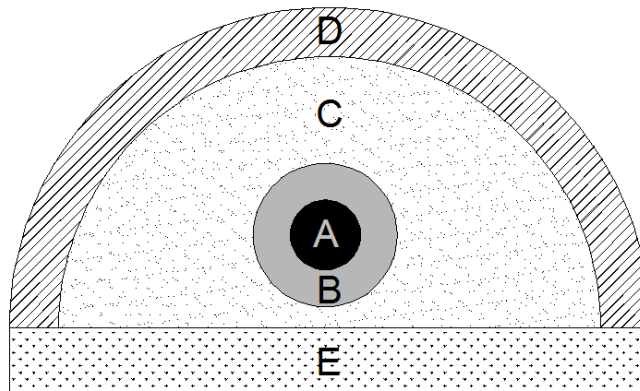


Figura 5.50: Zonas de rebentamento da frente de ataque num túnel.

Zona da caldeira

Na zona da caldeira encontram-se os furos que podem ou não ser carregados na sua totalidade, tendo como objectivo a criação de uma cavidade inicial na frente de ataque, permitindo que os furos posteriores encontrem o espaço livre necessário à remoção da rocha facturada.

Habitualmente a caldeira está situada no centro da galeria ou túnel, não sendo uma condição vinculativa, pois o ideal é estar localizada no centro de rigidez da frente de escavação (figura 5.51).



Figura 5.51: Caldeira.

Aos tiros dispostos de modo a conseguir o arranque dos volumes iniciais de rocha chamam-se tiros de colo ou tiros de caldeira. Por caldeira entende-se quer o conjunto desses tiros quer o vazio a que o respectivo disparo dá lugar.

Há varias disposições praticas de tiros de caldeira que podem ser consideradas, na sua maioria, como variantes dum numero relativamente pequeno de disposições clássicas. A opção escolhida depende das características do maciço a escavar, da secção e orientação do trabalho a abrir, do avanço por pega pretendido e do equipamento de perfuração a utilizar.

Regra geral, a caldeira deve ser tão pequena quanto possível de forma a economizar perfuração e a não desperdiçar explosivo exageradamente, isto porque os tiros de caldeira devem sempre ser carregados para além do estritamente necessário, para que não exista o risco de, ao não ser criado o conveniente vazio inicial, a pega ficar comprometida.

Nos furos de caldeira há que ter em conta o paralelismo dos furos pois um desvio provocara a obtenção de um menor rendimento do explosivo utilizado, implicando um menor avanço da frente, pois a superfície livre gerada será mais pequena. Deverão ser usados detonadores de micro-retardo (30ms), mas com números da série que não sejam muito desfasados, a fim de evitar que alguns furos possam ser danificados dos anteriores.

Segundo MARTINS (1997), existem vários tipos de esquemas de perfuração para a zona de caldeira, dependendo a sua aplicação das características da rocha a explorar e do tipo de equipamento disponível. Os esquemas mais conhecidos são:

- Caldeira paralela: são usados três furos vazios, sendo os restantes carregados.

Para rochas muito duras, pode usar-se uma variante, que consiste em alargar a dimensão da caldeira, alternando os furos vazios, e carregados (caldeira em cremalheira).

O esquema Sarrois (figura 5.52) utiliza um furo central vazio que servirá de saída e alívio das pressões dos gases criados pela detonação do explosivo.

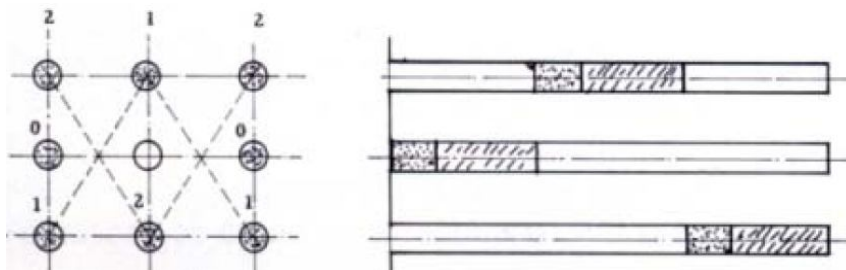


Figura 5.52: Esquema Sarrois (adaptado de MARTINS, 1997).

- Caldeira em cunha: o uso deste método (figura 5.53) está condicionado pelo tipo de equipamento ao dispor e pela largura da frente, visto ser necessário efectuar furos com determinado ângulo e com diferentes comprimentos, sendo mais facilmente executada por martelos pneumáticos manuais, As cargas são duplicadas pois é necessário fazer o disparo de duas em duas filas simultâneas. É utilizado em maciços que apresentam uma estratificação próxima da horizontal ou com uma pequena pendente, sendo realizados furos de pequeno comprimento e apresenta poucas projecções.

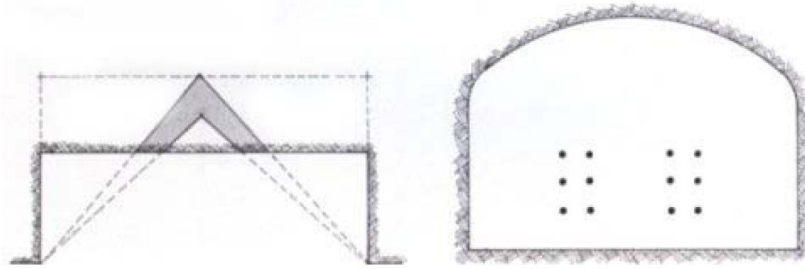


Figura 5.53: Esquema de furos de caldeira em cunha (adaptado de MARTINS, 1997).

- Caldeira Michigan: é realizado um furo central não carregado, com diâmetro até 100mm, em torno do qual são abertos oito furos com diâmetros correntes. Como vantagens apresenta facilidade de perfuração, pelo facto desta ser toda feita normalmente à frente e a obtenção de apreciáveis avanços por pega em galerias de pequena secção. Como inconvenientes tem a necessidade de abertura de um furo de grande diâmetro, origina um maior número de metros de furo e exige um maior consumo de explosivo por metro cúbico do que as caldeiras com os primeiros tiros inclinados em relação à frente.

- Caldeira em fenda: comporta um alinhamento constituído por tiros carregados e furos não carregados, todos abertos normalmente à frente de ataque, sendo em geral completada por uma ou mais ordens de tiros inclinados em relação à frente.

Neste esquema os furos não carregados têm o mesmo diâmetro que os tiros carregados e possui como desvantagem o facto de só ser eficiente para determinados tipos de rocha.

- Caldeira de quatro furos não carregados: os furos são abertos normalmente à frente de ataque segundo os vértices dum quadrado, com um tiro carregado no centro deste e oito colos dispostos segundo um quadrado exterior, ligeiramente inclinados em relação à normal da frente, com toda a perfuração do mesmo diâmetro.

- Caldeira em espiral: constituída por um furo não carregado de maior diâmetro, e quatro furos de diâmetro corrente, dispostos segundo uma espiral, toda a perfuração é normal à frente (figura 5.54). O rebentamento dos tiros processa-se por ordem das suas distâncias crescentes em relação ao furo não carregado, cada vez contra uma superfície livre de maior largura.

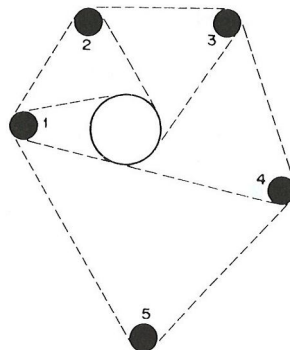


Figura 5.54: Caldeira em espiral (adaptado de JIMENO, 1997).

- Caldeira Coromant: considerada uma adaptação da caldeira em espiral (figura 5.55), obedece à preocupação de poder ser totalmente executada com material de perfuração ligeiro (martelo pneumático), evitando o emprego de equipamento mais complicado para garantia do paralelismo dos colos em relação aos furos não carregados. A caldeira Coromant comporta dois furos não carregados, secantes, e em torno destes, seis colos dispostos em dupla espiral.

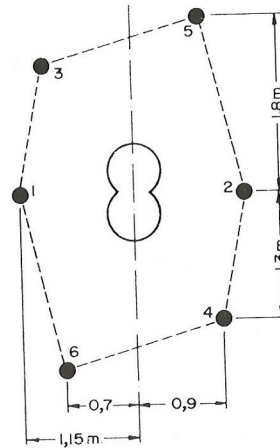


Figura 5.55: Caldeira Coromant (adaptado de JIMENO, 1997).

Zona de contra-caldeira

Alem dos tiros de caldeira, e a fim de alargar o vazio por eles criado, as pegas de fogo comportam ainda ordens de tiros, a que se pode dar a designação geral de tiros de alargamento. Aos tiros de colo, constituintes da caldeira, seguem-se varias ordens de tiros que recebem a designação de contracolos.

A contra-caldeira é apresentada pelos furos realizados em torno da caldeira, tendo por objectivo aumentar o espaço criado pelos furos daquela. Nos furos de contra-caldeira há que ter em consideração que todos os furos efectuados nesta zona devem ser carregados, devendo ser utilizados detonadores de micro-retardo (30ms).

Zona de desmonte

É estabelecida uma última ordem de tiros destinados a conferir à secção a configuração e as dimensões pretendidas. Estes tiros devem ser emboquilhados tão perto da periferia da secção quanto o permita o material de perfuração utilizado, possuindo uma ligeira inclinação no sentido da rocha que rodeará a cavidade a abrir. Sem esta precaução, é inevitável um decréscimo gradual de secção com as sucessivas pegas de fogo.

Os furos efectuados na zona de desmonte (figura 5.56) são responsáveis pelo desmonte do maior volume de rocha da frente, tendo um esquema de furação mais aberto e apresentam um menor consumo específico de explosivo. Nestes furos é necessário ter em conta que no carregamento destes furos poderá ser utilizado um explosivo de menor densidade, tendo em conta o posicionamento dos furos e a influência que a acção do peso próprio da rocha possui relativamente a esse posicionamento. Devem ser usados detonadores de retardo (500ms), pois mantêm o escombro mais concentrado, aumentando o rendimento do equipamento de carga.

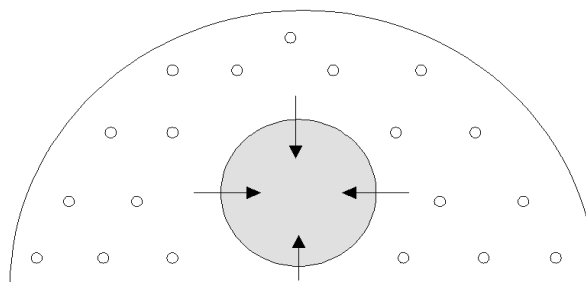


Figura 5.56: Zona de desmonte (adaptado de MARTINS, 1997).

Zona de Contorno

Os furos de contorno são responsáveis pela definição da secção do túnel, no tecto e nos hasteais e são sempre realizados com uma inclinação que permita a regularidade das dimensões do túnel (figura 5.57), ao longo da sua abertura. Os detonadores usados são os de retardo (500ms).

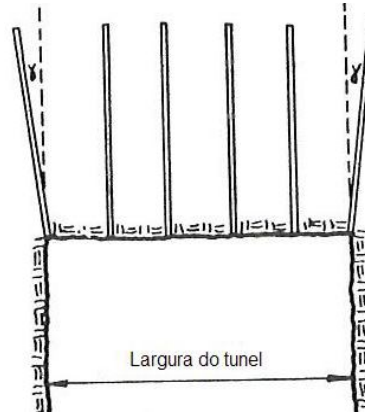


Figura 5.57: Furos inclinados para evitar a redução da secção (adaptado de JIMENO, 1997).

Zona de Sapateira

Os furos realizados na zona de sapateira definem a regularidade do piso e a distância tecto-piso (figura 5.58). Em geral, são os últimos a serem disparados e os que têm maior quantidade de explosivo por furo, visto que têm maior suporte com todo o material já saído anteriormente. São usados detonadores de retardo (500ms) para efectuar o disparo.

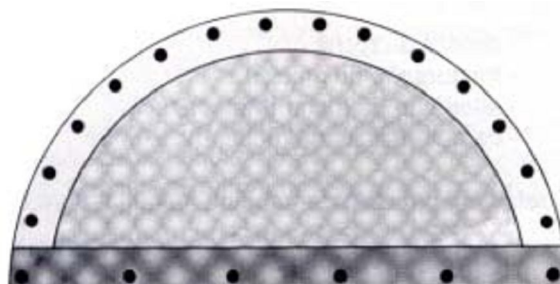


Figura 5.58: Furos do contorno e da sapateira (adaptado de MARTINS, 1997).

O exemplo de um diagrama de fogo é apresentado na figura 5.59, com a numeração árabe a referir-se aos detonadores eléctricos de micro-retardo (30ms), a numeração romana refere-se aos detonadores eléctricos de retardo (500ms) e na numeração fraccionária o numerador indica o número de cartuchos de carga de fundo e o denominador indica o número de cartuchos da carga de coluna.

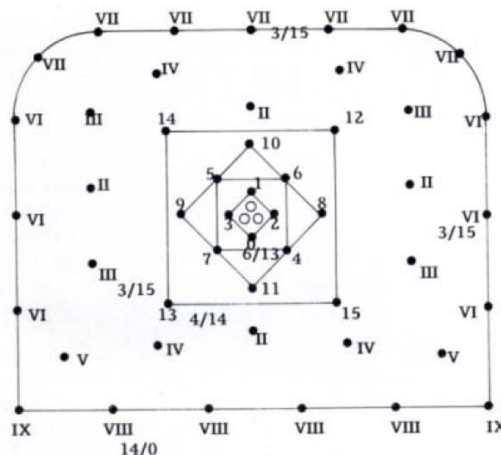


Figura 5.59: Exemplo de um plano de fogo (adaptado de MARTINS, 1997).

Segundo MELLO MENDES (1982), numa pega de fogo bem projectada e executada o monte de escombros resultante não deve abranger, a partir da nova posição da frente mais de duas vezes o comprimento da pega. Se assim não acontecer, não só a projecção dos blocos pode causar estragos nas entivações já instaladas como a remoção do escombros torna-se mais difícil e cara.

Quando se trata de obras subterrâneas com grandes secções, o avanço é feito parcialmente, optando-se por razões de economia e de segurança por abrir apenas uma secção mais reduzida. O alargamento dessa secção inicial até à secção máxima pretendida, pode ser conseguido com tiros paralelos ao eixo da primeira escavação, descarregando para o interior dela ou então, utilizando o piso criado pelo trabalho anterior para, efectuar o arranque do resto da secção como se tratasse dum degrau.

Uma variante deste último processo consiste em avançar com uma galeria piloto, de pequena secção, na parte central da grande secção a escavar, recorrendo depois a perfurações radiais feitas a partir daquela, arrancando sucessivas coroas de rocha.

Ao alargamento a partir dum trabalho de secção pequena, até se atingirem os limites exteriores pretendidos, designa-se por destroça.

5.4.4. NATM – O novo método Austríaco

O NATM foi patenteado em 1958 por A. Brunner e difundido mundialmente por L. Muller e L. V. Rabcewicz em 1959. Constitui uma filosofia onde a formação circundante do maciço integra-se dentro do arco resistente total, tornando-se parte integrante da estrutura. Assim e de acordo com FERNÁNDEZ (1997), o NATM define 3 princípios fundamentais:

- Procedimentos de escavação cuidadosos e execução com cautela.
- Eleição da melhor secção de escavação (figura 5.60) e que permita a sua adaptação às propriedades mecânicas do maciço, sobretudo quando o equilíbrio tensional do maciço é alterado.
- O sistema de escavação deverá adaptar-se às propriedades do maciço encontrado. A estabilidade da frente sem sustimento, a eleição correcta do plano de fogo e o comprimento de avanço são os factores mais importantes na escolha do método operacional mais prático e económico.



Figura 5.60: Escavação segundo a filosofia NATM (túnel piloto e alargamento da meia secção superior) no emboquilhamento Leste do túnel de S. Cruz Oeste (adaptado de BRITO *et al*, 2000).

Este método apresenta a vantagem de possibilitar a definição da constituição e da aplicação do suporte primário, em função do seu comportamento, dos registos na obra, nomeadamente através da leitura das convergências e da experiência de quem projecta. O processo construtivo depende também, como é óbvio do equipamento disponível para a execução deste tipo de trabalhos.

A definição da sequência construtiva a aplicar na execução dos túneis (figura 5.61), fundamenta-se na análise das características dos maciços, das secções de escavação, dos tipos de suporte e na utilização de equipamentos existentes para a realização dos trabalhos.



Figura 5.61: Rebaixo de um túnel (adaptado de Laabmayr.at).

Segundo FERNÁNDEZ (1997) as linhas orientadoras do NATM são:

- O sistema está concebido como uma estrutura combinada, entre o maciço ao redor da escavação e os vários métodos de sustimento como betão projectado, armaduras, pregagens, cambotas e outros (figura 5.62).

- O estado tridimensional da tensão e dos esforços é compatível com as propriedades geomecânicas do maciço.

- Estudo de amostras do maciço, tanto em ensaios de laboratório como *in situ*.

Os valores mecânicos do maciço, a sua variabilidade, sobretudo a longo prazo e os efeitos das filtrações de água são também considerados.

- A elasticidade da estrutura de suporte é muito importante.

- O sustimento e as pregagens são efectuados no momento apropriado, para formar a estrutura combinada com o maciço ao redor da escavação.

- O período de escavação sem sustimento e a realização da contra abóbada, são consideradas em função da distribuição da pressão do maciço, tendo em conta as características geológicas do mesmo e os tempos das operações de escavação.

- As constantes medições e inspecções visuais do maciço, assim como os diferentes meios e secções de sustimento são características do NATM. O dimensionamento pré-calculado do sustimento e a sua optimização de acordo com as deformações admissíveis, garantem às operações de escavação uma maior segurança. Estas medições são validas para os aspectos de avaliação operacional e também servem como documentação geomecânica posterior.

- O revestimento definitivo é dimensionado de acordo com a variação de pressão resultantes do maciço e a debilidade do anel de sustimento.

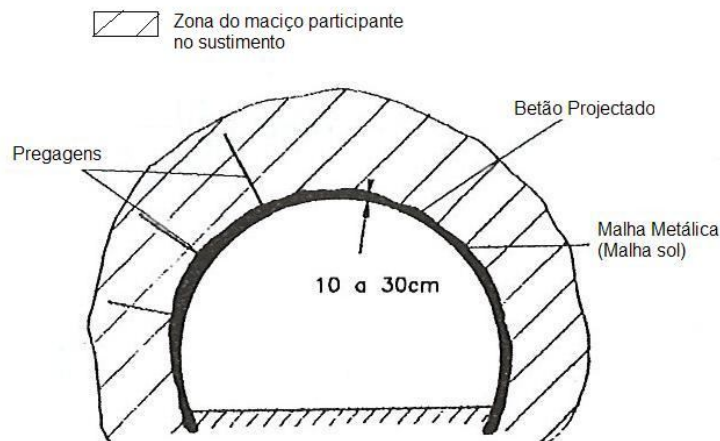


Figura 5.62: Novo Método Austríaco (adaptado de FERNÁNDEZ, 1997).

O NATM é um método que só resulta satisfatoriamente se a rapidez de sustimento for respeitada. Se decorrer demasiado tempo entre a escavação e a aplicação do sustimento, é dada a possibilidade ao maciço para se expandir no sentido do vazio, permitindo uma eventual ocorrência de deformações plásticas ou de rupturas, deixando a camada do maciço auto-sustido afastar-se para o interior e aumentar a importância dos volumes de rocha descomprimida e fracturada, que actuam pelas acções do peso. Consequentemente passa a ser necessário um sustimento mais resistente, por vezes até muito mais resistente, que o que teria que ser se fosse aplicado imediatamente após a escavação.

A aplicação do sustimento primário minimiza os riscos para o pessoal e para os equipamentos utilizados. Poderá depois ser substituído ou completado, de modo a constituir-se um sustimento definitivo, muitas vezes com a forma dum revestimento (figura 5.63).

O revestimento definitivo só poderá ser dimensionado correctamente quando estiver disponível informação sobre o sustimento primário e sobre o comportamento do conjunto deste com o maciço. Isto significa que o estabelecimento das características do revestimento definitivo dum escavação, não deve constituir um dos objectivos do correspondente projecto inicial.

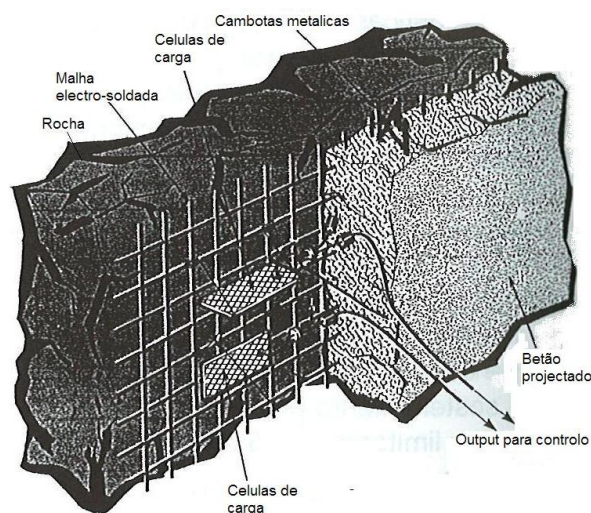


Figura 5.63: Metodologia do NATM (adaptado de FERNÁNDEZ, 1997).

5.4.5. Emboquilhamentos

Os emboquilhamentos são zonas sensíveis, pois são o primeiro contacto com o maciço. Quando a escavação do emboquilhamento começa é induzido um fenómeno de instabilidade na pendente do talude situado imediatamente acima, alterando as condições de equilíbrio pré-existentes. É necessário uma rápida e correcta execução de todos os trabalhos de emboquilhamento com o propósito de começar o túnel no menor espaço de tempo possível e com a maior segurança.

Os primeiros metros de túnel apresentam condicionantes especiais que complicam a sua execução. Por serem zonas mais próximas da superfície, a rocha está mais fracturada e meteorizada, sendo deste modo necessário um sustimento mais potente, pois qualquer tipo de desprendimento pode alcançar a superfície do maciço, sendo nesta zona que se podem juntar as instabilidades do túnel com as do talude, no caso de escassos recobrimentos. Devido a esta situação é muito comum que nos emboquilhamentos sejam realizadas chapéus de enfilagens, para melhorar as condições do maciço e proporcionar uma maior segurança aos operários e equipamento.

As bocas causam situações de grande dificuldade devido fundamentalmente a estabilidade dos taludes de desmonte do emboquilhamento e à própria estabilidade da

zona mais exterior do túnel. As instabilidades dos taludes correspondem a desprendimentos, deslizamentos planos e rotacionais, queda de estratos e outros.

Segundo LÓPEZ (1997), os meios mais comuns para corrigir as instabilidades dos taludes são:

- Modificação da geometria: é a solução mais económica e para a sua realização requer equipamento geralmente já existente em obra (figura 5.64).

- Drenagem: com o fim de diminuir o confinamento da água no talude, utiliza-se drenos horizontais ou verticais, reduzindo a instabilidade.

- Ancoragens: proporcionam forças contrárias à instabilidade, evitando deslizamentos e são utilizadas quando a rocha é resistente, ou em conjunto com outros métodos, como muros de contenção.

Outro aspecto refere-se a que as bocas ou emboquilhamentos, são a única parte do túnel visível pelo que é importante que o seu desenho e execução sejam as mais adequadas, enquadrando-se na zona em redor.



Figura 5.64: Execução do chapéu de enfilagens após contenção do talude.

CAPÍTULO 6 – ESTUDO DAS VIBRAÇÕES CAUSADAS PELO DESMONTE COM RECURSO A EXPLOSIVOS

6.1. Introdução

Desde as primeiras aplicações de explosivos em trabalhos mineiros e de engenharia civil, que levanta-se o problema dos efeitos nas construções das vibrações dos maciços e do ar originadas pela sua detonação. Este problema é especialmente importante quando são realizadas escavações de maciços, empregando explosivos nas proximidades de zonas habitadas e junto de obras em construção.

Dentro dos impactos produzidos pelo desmonte por explosivos figuram as vibrações transmitidas à atmosfera (mais conhecidas por ruído ou onda aérea) e as vibrações que se propagam pelo maciço, ambas susceptíveis de ocasionar desconforto e incomodidade às pessoas situadas na vizinhança, além de danos físicos às estruturas adjacentes. O estudo da onda aérea não será abordado neste trabalho.

O uso de explosivos poderá ainda causar uma sobrefracturação do maciço possibilitando a criação de instabilidades as zonas próximas das detonações.

Em relação à legislação reguladora, não existe um critério de segurança igualmente seguido em todos os países, que defina o máximo nível de vibrações, provocadas pela aplicação de explosivos em trabalhos de construção civil, que não devem ser ultrapassados sob pena de ocorrerem danos nos edifícios situados nas suas imediações. Também não existe um consenso na definição das cargas máximas por atraso a utilizar de modo a não ultrapassar os níveis máximos de vibração.

Esta indefinição deve-se em parte à necessidade de haver um conhecimento rigoroso dos processos intervenientes no fenómeno de desmonte com recurso a explosivos, antes da adopção de critérios ou níveis de prevenção de vibrações. Isto porque a adopção de critérios largos podem levar ao aparecimento de danos nas estruturas, sendo que critérios muito apertados podem levantar dificuldades ou inviabilizar determinadas obras.

O problema das vibrações provocadas pelas detonações de explosivos é visto com muito interesse por partes dos governos, companhias de seguros, fabricantes de explosivos e por toda a indústria construtora e mineira, havendo uma preocupação em controlar e minimizar as alterações provocados pelas vibrações, evitando processos, indemnizações e os seus impactos no meio ambiente envolvente à escavação.

6.2. Alterações provocadas pelas pegas de fogo

De acordo com JIMENO (1997), as pegas efectuadas nas escavações subterrâneas geram vibrações no maciço, pois uma parte da energia do explosivo transforma-se em ondas elásticas que se transmitem através do meio rochoso circundante (figura 6.1). Estas vibrações podem provocar danos a estruturas próximas tais como edifícios, obras subterrâneas, pondo inclusive em perigo pessoas que residem em zonas próximas à obra. Outro factor a ter em conta nas pegas de fogo são as projecções de fragmentos de rocha e a sobrepressão aérea, que num espaço confinado como é um túnel, podem produzir danos em instalações e equipamentos.

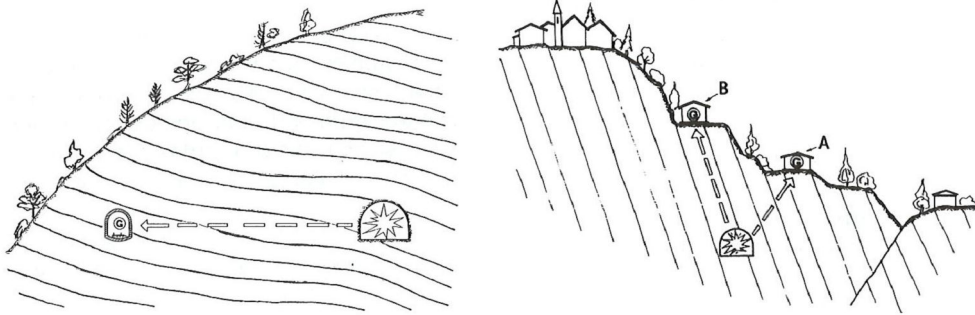


Figura 6.1: Efeito nas estruturas pelas vibrações de um pega de fogo (adaptado de JIMENO, 1997).

6.3. Vibrações

Segundo JIMENO (1997), no campo da engenharia sísmica distingue-se dois grupos de ondas: as internas e as superficiais (figura 6.2). As ondas internas viajam no maciço rochoso e transmitem-se de forma esférica nos mesmos. Dentro deste grupo distinguem-se as ondas primárias ou P, que são ondas com maior velocidade de propagação e que deformam a rocha na mesma direcção de propagação, esticando e comprimindo com se esta fosse uma mola, e as ondas secundárias ou S, que são ondas com uma menor velocidade de propagação e fazem vibrar a rocha perpendicularmente à direcção de propagação criando esforços de corte, sendo por esse motivo designada por onda transversal.

As ondas superficiais transmitem-se numa superfície, geralmente a do maciço, e também podem propagar-se em qualquer outra superfície, onde entrem em contacto dois materiais distintos: rocha-ar, rocha-agua, rochas de características diferentes e outros. Os principais tipos de ondas superficiais são as de Rayleigh e as de Love.

As ondas de Love, não se propagam na água e varrem a superfície terrestre, horizontalmente, da direita para a esquerda, segundo movimentos de torção.

As ondas de Rayleigh agitam o solo segundo uma trajectória elíptica, semelhante à das ondas do mar, propagando-se em meios sólidos e líquidos.

As ondas de Love e as de Rayleigh são ondas de grande amplitude, podendo, por isso, também ser designadas ondas longas ou L. Se o interior da terra fosse homogéneo, a energia sísmica propagar-se-ia com a mesma velocidade em todas as direcções. A velocidade de propagação das ondas sísmicas internas depende das propriedades físicas das rochas que atravessam, nomeadamente, da rigidez (quanto maior for a rigidez, maior é a velocidade), da densidade (quanto maior for a densidade, menor é a velocidade de propagação) e da incompressibilidade.

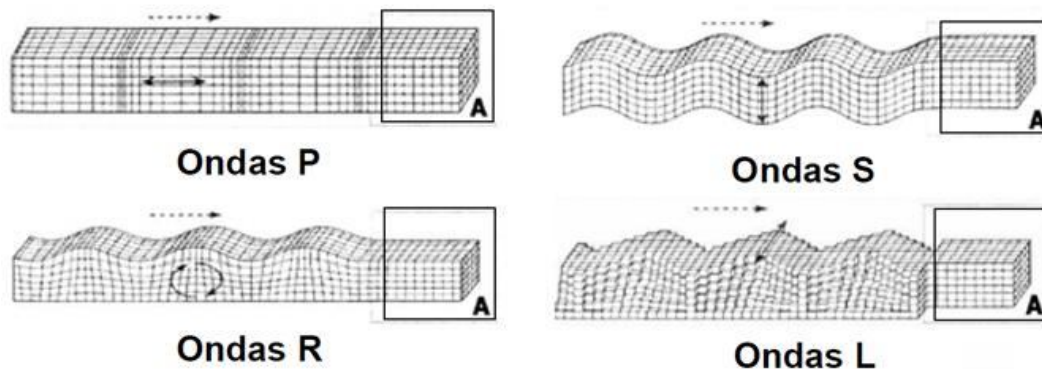


Figura 6.2: Propagação das ondas (adaptado de PANEIRO, 2006).

As ondas superficiais têm uma velocidade de transmissão menor que as internas e as suas frequências são mais baixas, sendo menos amortecidas do que as ondas internas. De acordo com JIMENO (1997), às series de ondas reais vão sobrepostas várias ondas independentes, não existindo apenas uma frequência de vibração, mas sim uma ampla

margem de frequências com um valor dominante. No entanto, passagem das ondas por um ponto é assimilada como um movimento sinusoidal simples, cujas equações do movimento são:

$$V_{\max} = A_{\max} \cdot 2\pi f \quad (\text{equação 6.1})$$

$$a_{\max} = A_{\max} \cdot (2\pi f)^2 = V_{\max} \cdot 2\pi f \quad (\text{equação 6.2})$$

Com:

V_{\max} – velocidade de vibração máxima.

a_{\max} – aceleração de vibração máxima.

A_{\max} – deslocamento máximo do ponto de passagem da onda.

f – frequência de vibração.

A serie de ondas produzidas vai sendo amortizado paulatinamente, sendo representado matematicamente por:

$$A_{\max} = A_{\max} \cdot e^{-\alpha t} \cdot \sin \omega t \quad (\text{equação 6.3})$$

Onde:

α - coeficiente de amortização.

t - tempo.

ω - período ($2\pi f$).

➤ Estudo de vibrações

Segundo DINIS DA GAMA (1998), da energia total libertada pelas detonações de explosivos, apenas cerca de 5 a 15 % são efectivamente usados na fragmentação da rocha, constituindo o fim útil do seu emprego, o que significa que, cerca de 90% da energia contida nos explosivos é transferida ao ambiente circundante sob a forma de calor, de ruído e de vibrações susceptíveis de causar impactos significativos.

A metodologia actual consiste na previsão das amplitudes verificadas em pontos afastados da explosão tendo em consideração as propriedades geomecânicas dos maciços rochosos, os diversos tipos de diagramas de fogo e os pesos de explosivos detonados (figura 6.3).

Investigações efectuadas em diversos países (E.U.A., Japão, Suécia, Inglaterra e outros), apontam para que os danos em estruturas se correlacionam com a amplitude das ondas sísmicas que as atingem, sendo a velocidade vibratória, a grandeza que mais se ajusta à referida correlação.

Existem diversos tipos de critérios, de vários autores, resumidos no quadro 6.1.

Quadro 6.1: Principais critérios de danos para estruturas submetidas a vibrações (adaptado de DINIS DA GAMA, 1998).

Parâmetro	Autores	Critério
Aceleração das vibrações (g - acel. da gravidade)	Thoenen & Windes (1942)	< 0,1 g – segurança 0,1 a 1 g – precaução > 1 g - perigo
Relação de energia $RE = (a^2)/(f^2)$ a – aceleração f- frequência	Crandell (1949)	RE: < 3 – segurança 3 a 6 – precaução > 6 - perigo
Velocidade de vibração máxima ou de pico	Langefors (1958) Edwards (1960) Duvall e Fogelson (1962)	< 5cm/s – segurança 5 a 10 cm/s - danos menores 0 a < 5cm/s – segurança 5 a 10 cm/s - danos menores 10 a 16 cm/s - danos moderados 16 a 23cm/s - danos sérios > 23cm/s - colapso parcial ou total

O objectivo de um estudo de vibrações baseia-se em conhecer a lei da propagação, que relaciona as cargas detonadas e distâncias com a intensidade máxima de vibração gerada. Existem metodologias que permitem uma previsão realista dos efeitos causados por uma detonação, relativamente à vibração resultante e aos valores que a sua velocidade atinge nas imediações do local de origem.

O parâmetro geralmente utilizado para caracterizar a magnitude da vibração é a velocidade da partícula, por ser a grandeza que melhor correlaciona com o risco de danos em estruturas. De acordo com PATRICIO *et al* (2008), a fórmula da velocidade de vibração de Johnson (1971) é da forma:

$$v = K \left[\frac{D}{Q^\alpha} \right]^\beta \quad (\text{equação 6.4})$$

Onde:

v- velocidade da partícula (mm/s).

Q- carga de explosivo detonado (kg).

D- distancia à estrutura a proteger (m).

$\alpha = 1/3$ se a energia se propagar por uma onda esférica ou $\alpha = 1/2$ se for gerada uma onda de superfície (onda de Rayleigh).

K e β - constantes a determinar com base nas medições obtidas.

Segundo DINIS DA GAMA (2008), a fórmula da velocidade de vibração é da forma:

$$v = a Q^b D^{-c} \quad (\text{equação 6.5})$$

Onde:

a, b e c – constantes que dependem das características da rocha, do tipo de explosivo e da técnica de desmonte (quadro 6.2).

Quadro 6.2: Valores de referência para os parâmetros da equação da velocidade da vibração (adaptado de DINIS DA GAMA, 2008).

Maciço Rochoso	Fonte	a [mm/s]	b	c
Xisto-grauvaque (Beliche, Algarve)	Remísio (1994)	1598	0,88	-2,06
Granito, Gneiss, Pegmatito	Holmberg (1982)	700	0,7	-1,5
Hematite	Dinis da Gama (1979)	380	0,73	-1,87
Calcário	Dinis da Gama (1997)	580	0,6	-1,4
Calcário pisolítico	VISA Consultores (1999)	500	0,42	-1,22
Basalto	Dinis da Gama (1997)	2000	0,7	-1,9

Segundo este autor, disparando cargas individuais e medindo a velocidade de vibração que induzem, a uma distancia conhecida, pode ser feito um ajuste dos parâmetros referidos no quadro 6.2, obtendo assim os valores a, b e c, que serão valores característicos do maciço sujeito à escavação.

De acordo com o U.S. Bureau of Mines, quando não existem registos de vibrações, numa primeira aproximação, a distância de segurança D (m) deverá estar relacionada com a carga de explosivo por retardo Q (kg), da seguinte forma:

$$D \geq 22,5 \times Q^{\frac{1}{2}} \quad (\text{equação 6.6})$$

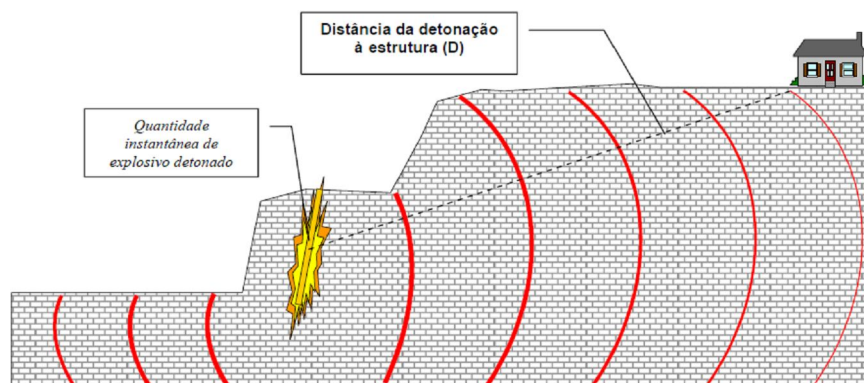


Figura 6.3: Principais variáveis que influenciam as vibrações (adaptado de DINIS DA GAMA, 2008).

O facto de estas equações não terem em consideração as características do maciço, implica que os resultados fornecidos por estas, possuam uma grande margem de segurança, não podendo ser considerados como valores reais.

➤ **Obtenção da equação característica**

Para obter uma equação característica da velocidade das vibrações no maciço, deverá seguir-se uma série de etapas, descritas na figura 6.4. Assim, antes do início das medições das vibrações deverá ser realizado um reconhecimento da natureza e a estrutura geológica das formações, com a identificação de falhas, diáclases, estados de alteração e a ocorrência de água, pois poderão existir singularidades a ter em conta na escolha da direcção de observação ou na análise dos valores medidos.

Depois deverá ser utilizado um equipamento suficientemente sensível e versátil, para determinar não só a velocidade de vibração num ponto segundo três direcções ortogonais mas também a frequência do fenómeno vibratório.

Após a realização das primeiras pegadas de fogo é possível, com base nas leituras dos sísmógrafos, estabelecer correlações que levem à determinação das constantes da expressão de Johnson (1971, para o tipo de maciço em causa. Este procedimento deve ser repetido sempre que as características do maciço se alteram, de forma a calibrar as constantes referidas de acordo com as condições do maciço.

Segundo PATRICIO *et al* (2008), os valores limites da velocidade de vibração que devem ser considerados são de 5mm/s, para o qual não ocorre incomodidade para as pessoas, de 10mm/s, para o qual poderão ocorrer danos em construção corrente e de 30mm/s, que pode originar danos nas edificações mais reforçadas.

Depois da obtenção da equação característica da velocidade das vibrações, e com recurso à função inversa, obtêm-se uma equação das distâncias limite para cada um das velocidades pré-estabelecidas.

Com base nestas distâncias, é elaborado um mapa de vibrações, definindo os limites e as zonas de influência correspondentes, traçando-se linhas delimitadoras correspondentes para os valores de velocidade previamente estabelecidos.

Finalmente é construída a linha envolvente geral correspondentes a cada uma das velocidades, para o conjunto total de pegadas monitorizadas, definindo-se assim a área de influência correspondente a cada velocidade de vibração predefinidas.

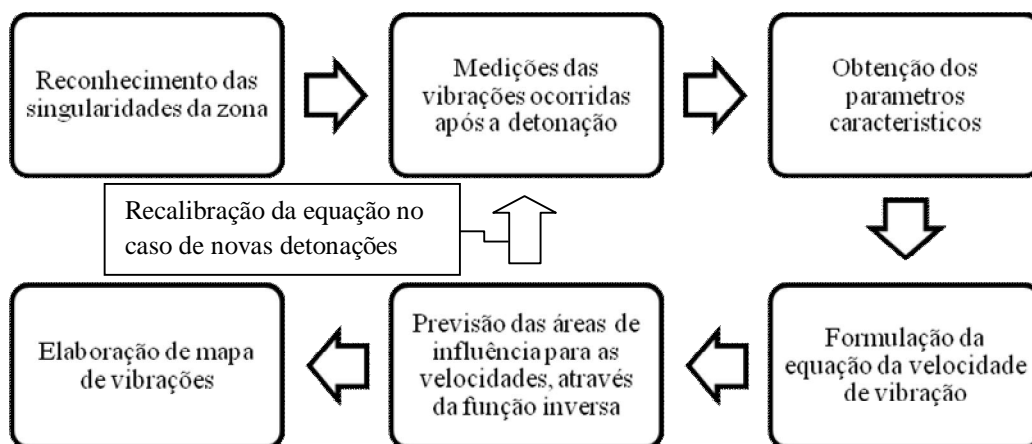


Figura 6.4: Metodologia para obtenção dos mapas de vibrações.

6.4. Norma Portuguesa NP 2074

Os efeitos nocivos que as vibrações causadas pela detonação de explosivos provocam em estruturas, estão limitados pelo valor de pico da velocidade vibratória, prevista na NP 2074 de 1983, "Avaliação da influência em construções de vibrações provocadas por explosões ou solicitações similares".

A avaliação de eventuais danos em construções devido a vibrações provocadas por explosões, implica a medição de velocidades de vibração das partículas no maciço onde estão implantadas essas estruturas. O nível das vibrações tolerável depende sobretudo do tipo de edificação, da natureza e características dinâmicas dos maciços, devendo por isso ser determinado a velocidade de propagação das ondas de vibração nas fundações das construções. Após a definição das características do maciço, o critério de segurança é estabelecido em função do tipo de obra em causa e avaliado grau de eventuais danos.

Estabelecido o valor da velocidade de vibração das partículas, tomado para o limiar de segurança, o plano de fogo a executar pode ser apreciado, em primeira aproximação de leis empíricas expressas em gráficos onde são relacionado o nível de vibração num ponto, com a distância à explosão e a raiz cúbica da carga instantânea.

Em obras subterrâneas surge por vezes, a necessidade de realizar simultaneamente o desmonte de rocha com explosivos e a betonagens das obras definitivas. Nestas condições haverá que programar a execução de dois trabalhos de modo a que os betões, relativamente frescos, não sofram danos pela acção das vibrações provenientes do desmonte a fogo.

A vibração de pico para a qual existem os limites da NP-2074 é calculada com base nas três direcções da onda vibratória (longitudinal, transversal e vertical), descritas na figura 6.5.

$$V_R = \sqrt{V_L^2 + V_T^2 + V_V^2} \quad (\text{equação 6.7})$$

A NP-2074 estabelece valores para a velocidade de vibração de pico v_L (m/s), de acordo com a expressão:

$$v_L = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \quad (\text{equação 6.8})$$

Com:

α - Factor numérico que diz respeito às características do terreno onde se propagam as vibrações (quadro 6.3).

β - Tipo e/ou sensibilidade das construções a monitorizar (quadro 6.4).

γ - Frequência diária de ocorrência de eventos causadores de vibrações (quadro 6.5).

Quadro 6.3: Obtenção de α .

Características do terreno	α
Rochas e solos coerentes rijos ($v > 2000$ m/s)	2
Solos coerentes muito duros e de consistência média; solos incoerentes compactos: areias e misturas areia-seixo bem graduadas, areias uniformes (1000 m/s $< v < 2000$ m/s)	1
Solos incoerentes soltos; areias e misturas areia-seixo bem graduadas, areias uniformes, solos coerentes moles e muito moles ($v < 1000$ m/s)	0,5

Quadro 6.4: Obtenção de β .

Tipo de construção	β
Construções que exigem cuidados especiais (ex: monumentos históricos, hospitais, depósitos de água, chaminés)	0,5
Construções correntes	1
Construções reforçadas	3

Quadro 6.5: Obtenção de γ .

Numero médio diário de solicitações	γ
≤ 3	1
> 3	0,7

Relativamente à validade da NP-2074, DINIS DA GAMA (2008) alerta para que a NP-2074 não imponha quaisquer limites para a frequência das vibrações, sabendo-se que a proximidade de frequências das vibrações e da ressonância dos materiais de construção poderá induzir danos importantes às estruturas.

Ressalva ainda o facto de, segundo a NP-2074, a velocidade vibratória de pico ser a mesma para estes dois exemplos (20 mm/s), 1º) $V_t=11,5$ mm/s; $V_l=11,5$ mm/s; $V_v=11,5$ mm/s; 2º) $V_t=0$ mm/s; $V_l=20$ mm/s; $V_v=0$ mm/s, sendo que os efeitos sobre as estruturas deverão ser piores no segundo caso.

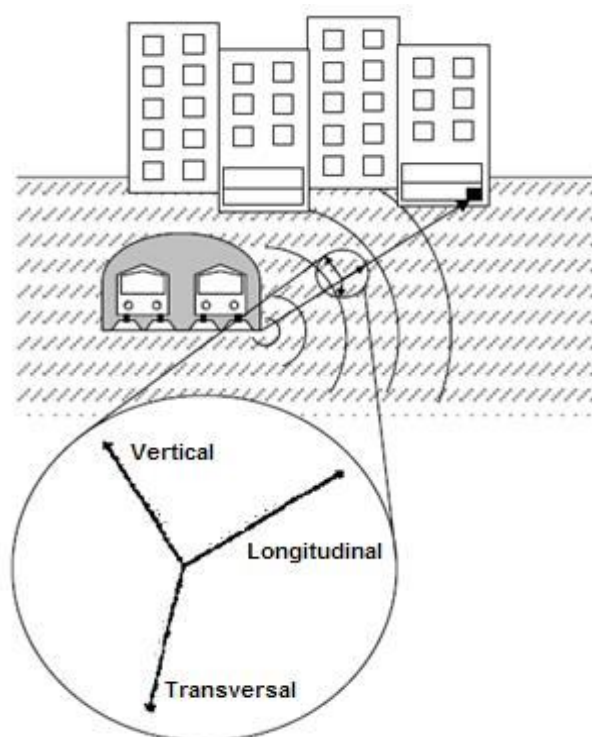


Figura 6.5: Direções da onda vibratória (adaptado de PANEIRO, 2006).

➤ Influência de diversas variáveis nas vibrações

Segundo MARTINS (1997), existem vários factores que contribuem para a variação das vibrações. O aumento do diâmetro de perfuração tem um efeito negativo, pois a quantidade de explosivo por furo é proporcional ao quadrado do diâmetro, resultando muitas vezes em cargas por atraso superiores às aconselháveis pelos critérios de segurança. De igual forma, se o comprimento dos furos for excessivo, os gases provenientes da detonação do explosivo encontram uma grande resistência para fragmentar e descolar a rocha e, por conseguinte, parte da energia do explosivo é transferida para a rocha sob a forma de energia sísmica, aumentando deste modo a intensidade de vibração. Se essa distância for insuficiente, os gases atingem rapidamente a superfície livre, impulsionando os fragmentos de rocha de forma descontrolada e aumentando a onda aérea e o ruído.

Se a subperfuração possuir uma dimensão superior à necessária, aumentará substancialmente a intensidade de vibração e deixará um piso irregular, para além de conduzir a um custo adicional de explosivos e perfuração.

Outro factor condicionante é um comprimento excessivo do atacamento aumentar o confinamento, podendo dar origem a um acréscimo do nível de vibrações.

A carga de retardo é o factor mais importante na criação de vibrações, pois as intensidades das vibrações de solos e aéreas num determinado ponto dependem, quase exclusivamente, da carga máxima por retardo e da distância do referido ponto ao local do desmonte. Em desmontes em que se empregam detonadores com diferentes tempos de atraso é a maior carga de retardo que condiciona a intensidade de vibração gerada e não a carga total do desmonte.

Por fim, quando existem problemas de vibrações, é intuitivo pensar que a diminuição das cargas específicas das suas pegas diminui as vibrações. Contudo, o efeito é exactamente o contrário devido ao aumento do confinamento e má distribuição espacial explosivo.

6.5. Medidas para reduzir os níveis de vibração

Tendo em consideração que cada situação deverá ser objecto de uma análise particular, atendendo as particularidades de cada obra e de cada zona, as principais medidas para minimizar as vibrações geradas pelas pegas de fogo, propostas por MARTINS (1997), são:

- Minimizar a carga de explosivo por unidade de micro-retardo, reduzindo o diâmetro de perfuração ou diminuindo o comprimento dos furos, espaçando as cargas dentro dos furos, iniciando-as em tempos distintos e utilizando o maior número de detonadores ou tempos de retardo possíveis.
- Reduzir o numero de furos com detonadores instantâneos pois estes apresentam menor dispersão que os números mais altos da serie.
- Eleger um tempo de retardo entre furos que evite uma forte sobreposição de ondas e permita um bom deslocamento da rocha.
- Dispor as frentes com a maior superfície livre possível.
- Criar barreiras ou descontinuidades entre as estruturas a proteger e os maciços a desmontar.

CAPÍTULO 7 – TÚNEL 1 DA NOVA LIGAÇÃO VASCO GIL- - FUNDOA, À COTA 500

7.1. Introdução

A Nova Ligação Vasco Gil – Fundoa, à cota 500, é uma estrada da rede regional principal e trata-se de uma nova via transversal, situada a norte da actual Estrada Comandante Camacho de Freitas e destina-se a fazer a interligação a uma cota mais alta entre os diversos lombos, com uma orientação longitudinal.

O objectivo é criar uma nova via que permita uma melhor ligação entre a zona do Vasco Gil e a Fundoa assim como uma maior facilidade de circulação entre os diversos lombos, assumindo características não só de via distribuidora mas também de via local.

O túnel 1 está inserido na 1ª fase da nova ligação (figura 7.1), que se desenvolve entre os PK 0+000 e 1+700 que irá ligar o Vasco Gil ao Lombo dos Aguiares, num percurso que devido a orografia extremamente acidentada da zona juntamente com a intensa ocupação habitacional desorganizada ao longo dos lombos e algumas linhas de água existentes, levou à concepção várias soluções construtivas, havendo a necessidade de harmonizar túneis, viadutos, ligações, orografia e densidade populacional num equilíbrio delicado.

Para além destes aspectos, a grande heterogeneidade litológica e a variabilidade espacial dos maciços vulcânicos característicos da Ilha da Madeira, fazem com que as caracterizações geológicas-geotécnicas do ambiente de implantação da obra assumam um papel primordial na concepção das soluções de projecto adoptadas.

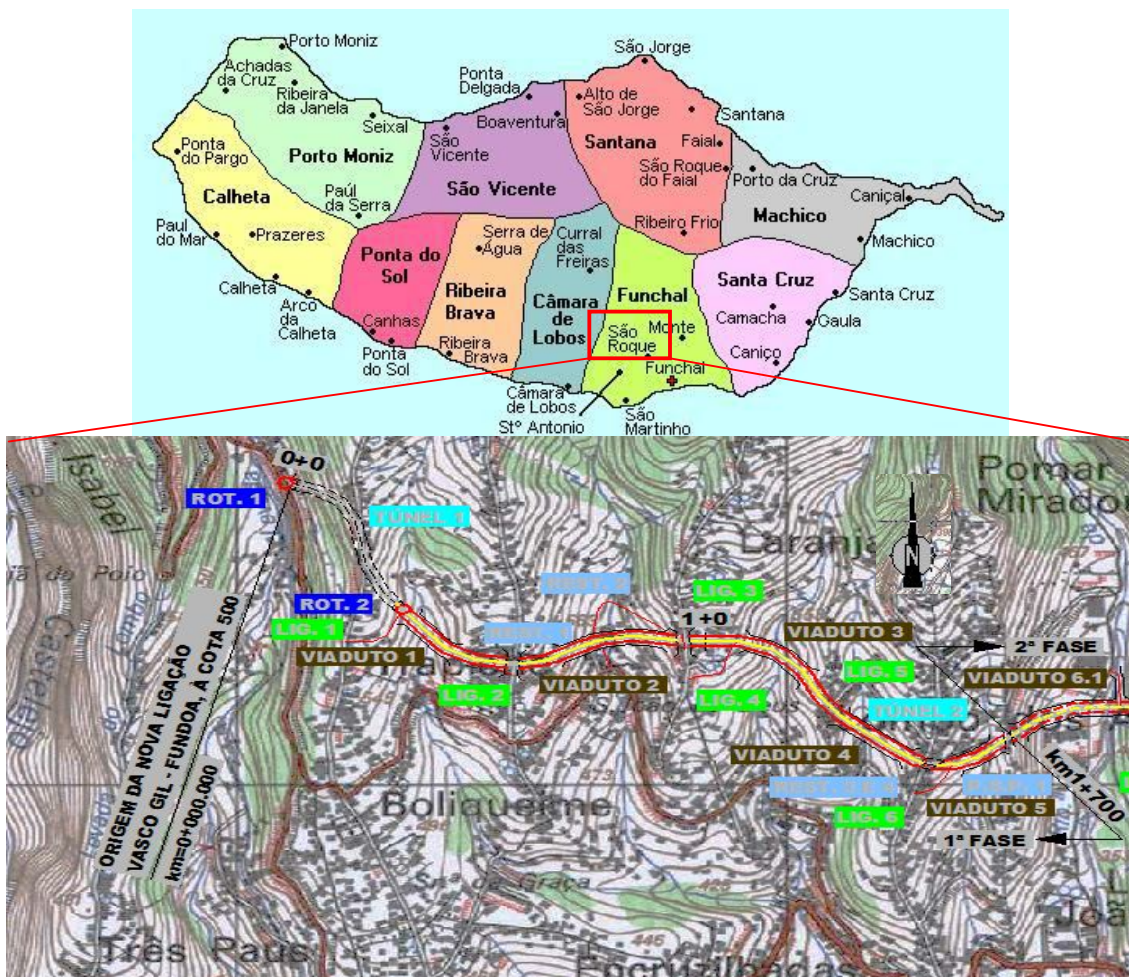


Figura 7.1: Localização e traçado à escala 1:12500, da 1ª fase da nova ligação Vasco Gil – Fundoa.

7.2. Geometria do túnel 1 e geomorfologia da zona de implantação

O túnel 1, que foi executado por meios mineiros, localiza-se no início do traçado da Cota 500, com cerca 364,20 m de comprimento. É composto por uma galeria rodoviária do tipo bidireccional e desenvolve-se nos arredores noroeste da cidade do Funchal, na freguesia de Santo Antonio, iniciando-se na rotunda 1 ao PK 0+004,2 no Vasco Gil, atravessando o lombo onde se localiza o Caminho da Barreira, e finalizando na rotunda 2, ao PK 0+368,4, sob um meio de carácter essencialmente rural/florestal com ocupação urbana dispersa. As características base do túnel 1 são descritas no quadro 7.1.

Quadro 7.1: Características base do túnel 1.

Escavação			Estrutura			Abóbada		
Início	Fim	Total	Início	Fim	Total	Início	Fim	Total
PK 0+006,75	PK 0+365,75	359 m	PK 0+004,2	PK 0+368,4	364,2 m	PK 0+003,3	PK 0+367,5	364,2 m

A geometria do túnel, referenciando o seu início no Vasco Gil (figura 7.2), é caracterizada com uma recta de 49 m no sentido poente-nascente, seguido de uma curva à direita com um raio de 120 m com o comprimento de 104 m, surgindo depois uma nova recta de 105 m, seguida de uma nova curva à esquerda de raio 200 m com 70 m de comprimento e por fim uma recta de 40 m ate ao emboquilhamento nascente. A inclinação média do túnel ronda os 4% no sentido poente-nascente.

Para além das definições em planta e em perfil do traçado foi tido em conta na definição das secções tipo da galeria mineira um perfil transversal tipo inserido num *gabarit* de 4,70 x 8,20 m (h x l), com 2 x 3,50 m de via e 0,60 m de berma e passeios com cerca de 1,20 m de largura no interior da galeria. A largura de 8,20 m do *gabarit* é a que permite, em caso de avaria de um pesado a continuidade de circulação a velocidade de passo.



Figura 7.2: Zona do emboquilhamento poente.

O maciço atravessado pelo túnel 1 está localizado, do ponto de vista geológico, no complexo vulcânico principal, designado por Complexo Vulcânico Periférico, B2, sendo que a geomorfologia da zona é fortemente influenciada pelas litologias presentes, nomeadamente pela sua composição química e mineralógica, estado de alteração e grau de fracturação, bem como pelo sistema estrutural ocorrente, pelo modelo de formação e instalação das formações e pela presença de água.

O traçado do túnel 1 insere-se em zona semi-urbana a uma profundidade máxima de cerca de 80 m, numa encosta com forte inclinação geral para Sul, cuja superfície se encontra sulcada por linhas de água relativamente encaixadas alinhadas em geral na direcção N-S e que constituem vales com vertentes de relevo irregular, com acentuadas variações altimétricas.

A acidentada orografia da zona e os condicionamentos de ocupação urbana, obrigaram a que na implantação do traçado se recorresse a soluções de atravessamento em túnel e em viaduto, bem como a execução de muros de contenção em geral.

Trata-se de uma zona que foi objecto de trabalhos de regularização e da realização de socalcos, suportados por muros. Estes trabalhos permitiram a fixação de vegetação arbórea e previnem a erosão acelerada do maciço, favorecendo assim a estabilização dos solos de cobertura das vertentes. As linhas de água com pendentes longitudinais acentuadas encontram-se regularizadas em alguns troços, confinando os cursos de água entre muros.

Devido à natureza dos materiais que constituem o depósito de cobertura do maciço e à deficiente manutenção dos socalcos e dos cursos de água existentes, não ocorre uma drenagem suficiente por parte dos solos, o que origina caudais de água que provocam fenómenos de instabilização nas vertentes a montante da zona de implantação do túnel.

Resumindo trata-se de um zona onde o complexo geológico ocorrente é predominantemente constituído por escoadas basálticas intercaladas com materiais de menor qualidade (tufos e brechas), conferindo ao maciço uma grande heterogeneidade em termos geológicos e geotécnicos, que juntamente com a orografia da zona, originam certas precauções durante a execução da obra.

7.3. Caracterização geológico-geotécnica

De forma a caracterizar o maciço a ser atravessado pelo túnel 1, foram feitos estudos com a execução de uma campanha de sondagens, juntamente com ensaios *in situ* e laboratoriais com o objectivo de ser elaborado um modelo geológico interpretativo do maciço de forma a caracterizar as formações geológicas ocorrentes no que diz respeito à sua natureza e ao seu comportamento, essenciais para definir o método de escavação o dimensionamento do sustimento primário a adoptar.

De realçar que nos maciços vulcânicos estes modelos raramente se confirmam em obra devido à grande variabilidade dos materiais e a sua díspar disposição sendo que para o dimensionamento do revestimento definitivo o modelo geológico deverá ser alterado consoante as condições encontradas em obra.

Em relação à hidrogeologia os maciços rochosos constituem essencialmente meios fracturados onde a permeabilidade é sobretudo por fissuração. A circulação da água nestes maciços encontra-se dependente fundamentalmente dos seus vazios e das características das diaclases, nomeadamente abertura e preenchimento. A ligação destes níveis aquíferos entre si depende essencialmente das características das diaclases e dos níveis que os separam. Nestes maciços, os aquíferos subterrâneos surgem associados quer pelo contacto entre materiais de permeabilidades distintas quer pela circulação de água por cavidades de antigos tubos de lava que podem ocorrer perto da superfície. Estes aquíferos são por vezes intersectados pela superfície, originando nascentes.

7.3.1. Prospeccção geotécnica e ensaios *in situ*

Para a caracterização do túnel 1, o plano de prospeccção e ensaios realizados consistiram em 5 sondagens mecânicas à rotação e 3 perfis sísmicos de refração assim como recolha de amostras para ensaios laboratoriais, segundo o alinhamento do túnel.

Os perfis sísmicos de refração tiveram como principal objectivo avaliar as características do maciço em termos de velocidades de propagação das ondas sísmicas longitudinais (VP), permitindo avaliar o estado de alteração e de fracturação em profundidade bem como avaliar as condições locais de escavabilidade e de fundação das estruturas de suporte. Estes ensaios geofísicos foram realizados com alinhamentos de 60 e 120 m de comprimento, tendo-se utilizado para tal geofones colocados de 5 em 5 m, perfazendo um alinhamento de 12 geofones nos perfis de 60 m e 24 geofones nos perfis de 120 m de comprimento, sendo disparados 3 e 5 tiros respectivamente.

Para cada perfil sísmico traçaram-se as respectivas dromocrónicas (curvas tempo-espaço), sendo apresentado no quadro 7.2 os principais resultados dos perfis sísmicos executados.

Quadro 7.2: Resumo das principais características dos perfis sísmicos de refração.

Perfis Sísmicos	Localização aproximada (km)	Vp (m/s)	Profundidades médias de ocorrência (m)
PS 1	0+000 (Túnel 1 – emboq. poente)	165	< 1,6 – 1,8
		765 – 960	1,6 – 1,8 a 5,5 – 10,4
		1375	> 5,5 – 10,4
PS 2	0+330 (Túnel 1 – emboq. nascente)	135 – 235	< 1,8
		330	0,0 – 1,0 a 5,0 – 13,8
		585	1,0 – 12,9 a 14,2 – 16,8
		870	3,8 – 5,8 a 14,2 – 16,8
		1480	12,9 – 16,8 a 21,6 – 46,5
		3225	> 21,6 – 46,5
PS 3	0+365 (Túnel 1 – emboq. nascente)	255	< 1,1
		385 – 545	0,0 – 1,1 a 2,7 – 5,2
		945 – 1180	2,7 – 5,2 a 6,7 – 15,8
		1670	> 6,7 – 15,8

As sondagens realizadas atingiram uma profundidade máxima de 65 m, sendo que as suas principais características se encontram resumidas no quadro 7.3 e foram acompanhadas, sempre que o maciço o permitiu, da execução de ensaios de penetração dinâmica do tipo SPT (“*Standard Penetration Test*”), espaçados de 1,5 metros.

Quadro 7.3: Resumo das principais características das sondagens.

Sondagem n.º	Loc. (km)	Prof. Atingida (m)	Geologia (prof. em m)		NSPT (prof. em m)	% Recuperação (prof. em m)	% RQD (prof. em m)	W (prof. em m)	F (prof. em m)
S1	0+010 (Túnel 1)	24,0	At/DC	(0.0-5.0)	32-35	20-50	-	-	-
			BrC	(5.0-6.0)	-	70	50	W3	F4
			β	(6.0-7.7)	-	100	55	W2	F3 / F5-4
			βbr	(7.7-11.5)	-	100	60	W3	F4
			β	(11.5-18.0)	-	100	70-90	W2	F3
			BrC	(18.0-19.5)	-	100	85	W3	F3
			β	(19.5-21.7)	-	80-100	60-65	W2	F3
BrC	(21.7-24.0)	-	100	45-80	W3	F3			
S2	0+250	65	β	(31.5-33.9)	-	90-100	90-100	W1 / W2	F3/F4
			BrC	(33.9-35.4)	-	100	100	W2 / W3	-
			TC/TBr	(35.4-38.5)	-	100/30	100/30	W3 / W3-4	-
			BrC	(38.5-40.0)	-	100	100	W2 / W3	-
			βC/βF	(40.0-43.4)	-	100/40	100/40	W1-2	F3 / F4
			BrD	(43.4-45.6)	-	25	25	W3	-
			β	(45.6-46.9)	-	100	100	W1-2	F3
			BrC/BrD	(46.9-50.1)	-	80/60	80/60	W3	-
			βC	(50.1-52.5)	-	100/70	100/70	W1-2	F3 / F4
			Br	(52.5-53.4)	-	70/100	70/100	W2	-
			TC	(53.4-55.0)	-	100	100	W3	-
			TBr	(55.0-58.2)	-	60/80	60/80	W3	-
			BrC/BrD	(58.2-65.0)	-	60/20	60/20	W2 / W3-4	-
S3	0+330 (Túnel 1)	31,4	Tv	(0.0-0.7)	-	15	-	-	-
			TB	(0.7-16.3)	2-60	15-90	-	-	-
			β	(16.3-22.5)	-	100	40-73	W2	F5 / F3 / F4-3
			BrC	(22.5-24.7)	-	100	73-90	W3	-
			B	(24.7-27.0)	-	100	65-75	W3	F4-3
			BrC	(27.0-27.7)	-	100	60	W3-4	-
			TC	(27.7-30.7)	-	100	30	-	-
β	(30.7-31.5)	-	100	50	W2	-			
S3A	0+360	25,0	Tv	(0.0-1.0)	-	17	-	-	-
			TD	(1.0-9.6)	8-60	8-80	60	W4-5	-
			βC/βF	(9.6-15.2)	-	80-100	20-52	W1-W2	F4-5 / F4/F3
			TBr	(15.2-16.6)	-	100	17-45	W3	-
			BrC/BrD	(16.6-19.0)	-	67-100	7-14	W2 / W4	-
			TC/TD	(19.0-20.3)	-	75	-	W3-W4 /	-
			BrC	(20.3-22.4)	-	75-100	8-60	W3-4	-
			BrC/BrD	(22.4-25.0)	-	-	-	W2 / W3-4	-
S 4	0+090 (muro/Lig .1)	15,0	At	(0.0-0.7)	-	35	-	-	-
			TD	(0.7-15.0)	10-33	25-100	-	-	-

A localização das sondagens mecânicas foi escolhida com vista a obtenção de dados relativos à definição do modelo geológico, avaliação da escavabilidade do maciço, definição da geometria de taludes de escavação tendo em vista a sua estabilidade e suporte, observação do material resultante das escavações que poderá ser reutilizado, aferição da capacidade de carga e avaliação da deformabilidade do maciço, através da análise laboratorial de amostras colhidas para o efeito, aferição da qualidade do maciço para avaliação das necessidades em termos de suporte primário das escavações subterrâneas e definição/dimensionamento dos revestimentos definitivos a aplicar. As sondagens com comprimentos variáveis entre os 12 e os 65 m, contabilizando um total de cerca de 208,9 m de comprimento, das quais foram ainda recolhidas amostras (figura 7.3) para ensaios de laboratório (compressão uniaxial e corte directo sobre amostra indeformada).



Figura 7.3: Testemunho da sondagem 2.

No que diz respeito à hidrogeologia presente no maciço os níveis de água registados nas sondagens indicam-se no quadro 7.4.

Quadro 7.4: Nível de água registado nas sondagens.

Nº Sondagem	Prof. nível de água (m)
S 1	Seco
S2	51,0
S 3	17,7
S 3A	Seco
S 4	7,9

Nas sondagens realizadas foram efectuados um total de 6 ensaios do tipo Lugeon a profundidades pré-estabelecidas ao longo da sondagem S2 realizadas na zona central do túnel 1, tendo por objectivo a avaliação das características de permeabilidade do maciço nas zonas de atravessamento em túnel (quadro 7.5). Os resultados dos ensaios tipo Lugeon, cruzados com a informação da execução das sondagens (medições do nível de água), levaram a concluir que a permeabilidade do maciço é elevada com valores de absorção igualmente elevados. Assim sendo, é possível que em épocas de pluviosidade continuada haja uma maior afluência de água no túnel, que estará concentrada nos caminhos preferenciais de escoamento estabelecidos.

Quadro 7.5: Resumo dos resultados dos ensaios tipo Lugeon.

Sondagem	Ensaio N.º	Profundidade (m)	Escoamento (Houlsby)	U.L.	Litologia
S2	1	38 – 41	C – Dilatação	1	Tbr/BrC
	2	50 - 53	C – Dilatação	16	βC
	3	53 – 56	B – Turbulento	12	TC
	4	56 – 59	C – Dilatação	12	Tbr
	5	59 – 62	C – Dilatação	14	BrC/BrD
	6	62 – 65	C – Dilatação	14	BrC/BrD

7.3.2. Ensaio Laboratoriais

Sobre as amostras de rocha colhidas dos testemunhos das sondagens foram realizados ensaios de determinação da resistência à compressão uniaxial (tensão de rotura), porosidade e peso volúmico, descritos no quadro 7.6.

Quadro 7.6: Parâmetros geomecânicos de laboratório.

Sondagem	Profundidade (m)	Litologia	Grau de Alteração	RCU (MPa)	Porosidade (0,01%)	Peso Volúmico (kg/m³)
S 1	6,23 - 6,53	βC	W2	74,76	3,0	28,685
	11,4 - 11,68	βC	W2	-	4,4	28,740
	12,5 - 12,9	βC	W1-2	218,29	1,7	28,522
S 3	24,05 - 24,45	BrC	W3-4	2,56	28,8	20,201
	25,85 - 26,2	βC	W2	-	4,5	27,852
	27,7 - 27,95	TC	-	-	38,8	11,256

Efectivamente, e de acordo com o quadro 7.7, os materiais mais resistentes e menos deformáveis correspondem aos basaltos compactos, revelando um decréscimo destas características com o aumento do grau de alteração. Por outro lado, verifica-se que aos materiais piroclásticos (tufos e brechas) correspondem os materiais com menor resistência à compressão e maior porosidade.

Quadro 7.7: Características geomecânicas das amostras.

Litologia	Grau de Alteração	n.º de amostras (n)	Resistência à compressão σ_r (MPa)	Porosidade (0,01%)	Peso Volúmico (KN/m³)
βC	W ₁₋₂	2	218,29 – 254,29	1,7 – 2,2	28,52 – 28,73
	W ₂	5	74,76	2,4 – 9,6	25,48 – 28,74
BrC	W ₃₋₄	1	2,56	28,8	20,20
TC	-	1	-	38,8	11,26

De acordo com a sua natureza litológica, os materiais rochosos interessados pela obra integram-se na classe R6 da Classificação SETRA-RTR. Os basaltos compactos integram-se claramente na subclasse R61, eventualmente R62, nos casos de maciço mais fracturado e/ou vacuolar.

No caso das litologias brechóides e tufíticas, os materiais enquadram-se em geral, na categoria de rochas brandas, pelo que estas correspondem com grande probabilidade à classe R63 e eventualmente na classe R62 no que se refere às brechas compactas.

7.3.3. Interpretação das prospecções

De acordo com os resultados dos trabalhos de prospecção geotécnica executados, as formações vulcânicas apresentam-se, em geral, pouco alteradas a sãs (W₁₋₂), variando com trechos medianamente a pouco alterados (W₂₋₃). Por vezes ocorrem na zona superior com maciço muito alterado (W₄) e por vezes decomposto.

Este maciço apresenta um espaçamento entre fracturas, em geral, muito variável em profundidade, enquadrando-se em geral no grau de fracturação F₃₋₄. Ocorrem ainda passagens F₂, e, por vezes níveis mais fracturados, F₄ e F₄₋₅, de um modo geral associados às zonas exteriores das escoadas lávicas.

No que respeita à percentagem de recuperação das sondagens, verificaram-se valores em geral elevados, frequentemente entre os 80-100% para os materiais basálticos e brechóides compactos, sendo que o valor cai abruptamente quando se trata de níveis piroclásticos (brechas e tufos) em estado desagregado.

Relativamente aos valores de RQD, regista-se um intervalo de variação considerável, entre 0 e 100%, consoante o grau de fracturação, sendo frequentemente da ordem dos 40-90%. O RQD assinalado nos materiais piroclásticos deve ser entendido como indicativo, uma vez que por definição este não se aplicaria a estes materiais.

De acordo com a proposta de classificação de maciços rochosos apresentada no quadro 7.8, foi considerado que o maciço basáltico possui maioritariamente boa qualidade, enquanto os trechos constituídos pelos tufos e brechas revelam uma qualidade muito fraca.

Quadro 7.8: Classificação dos maciços rochosos em termos de qualidade (com base no RQD).

RQD (%)	Qualidade
0 – 25	Muito fraca
25 – 50	Fraca
50 – 75	Razoável
75 – 90	Boa
90 – 100	Excelente

7.3.4. Modelo Geológico

O modelo geológico, apresentado na figura 7.4 é o resultado da interpretação dos trabalhos de prospecção efectuados e do reconhecimento de superfície.

A interpretação dos dados geológicos e a elaboração do modelo geológico geral leva a concluir que existem várias transições e descontinuidades estruturais lateralmente, conferindo às bancadas e níveis vulcânicos por vezes formas lenticulares com variações bruscas quer da orientação, quer das espessuras, quer ainda da própria natureza e comportamento geotécnico. Esta concepção de modelo geológico é compatível com o modelo de evolução vulcânico e deposicional conhecido, bem como experiências anteriores em obras deste tipo na região.

Assim sendo observa-se que as orientações das escoadas no maciço ocorrem no sentido sul, possivelmente ocupando um vale existente anteriormente. Após períodos de intensa actividade vulcânica, com emissão de materiais resultantes em escoadas basálticas e nuvens de tufos piroclásticos que alteraram substancialmente o relevo existente através do recobrimento contínuo ou do preenchimento de depressões e linhas de água, sucederam-se períodos de acalmia vulcânica e erosão dos depósitos que conduziram à formação de vales muito encaixados e de novos cursos de água com diferentes alinhamentos. Este conceito deposicional e erosivo conduz frequentemente à possibilidade de existência de transições bruscas da natureza dos maciços numa curta distância (entre sondagens contíguas), sem que para isso se considere a existência de falhas.

Na ligação de contactos litológicos entre sondagens adjacentes, resultaram numa inclinação do perfil para nascente na zona de entrada e para poente na zona de saída, formando uma ligeira inclinação assumida como regra na elaboração do modelo. Esta inclinação em perfil, é por um lado devido à própria estrutura geológica (correspondente a um antigo lombo, fossilizado pelos sucessivos episódios vulcânicos), e por outro lado, resulta do desenvolvimento em curva do traçado. A inclinação geral é de 10 a 15° para sudoeste na entrada e para sul na saída.

Em traços gerais, no extremo poente aparte dos depósitos superficiais de cobertura e aterros de socacos, trata-se de uma zona em que alternam as escoadas lávicas com piroclastos grosseiros. Na encosta nascente, os materiais ocorrem em intercalações e lenticulas menos espessas e menos extensas, sob um espesso manto de piroclastos mais finos que se apresentam desagregados nas sondagens realizadas.

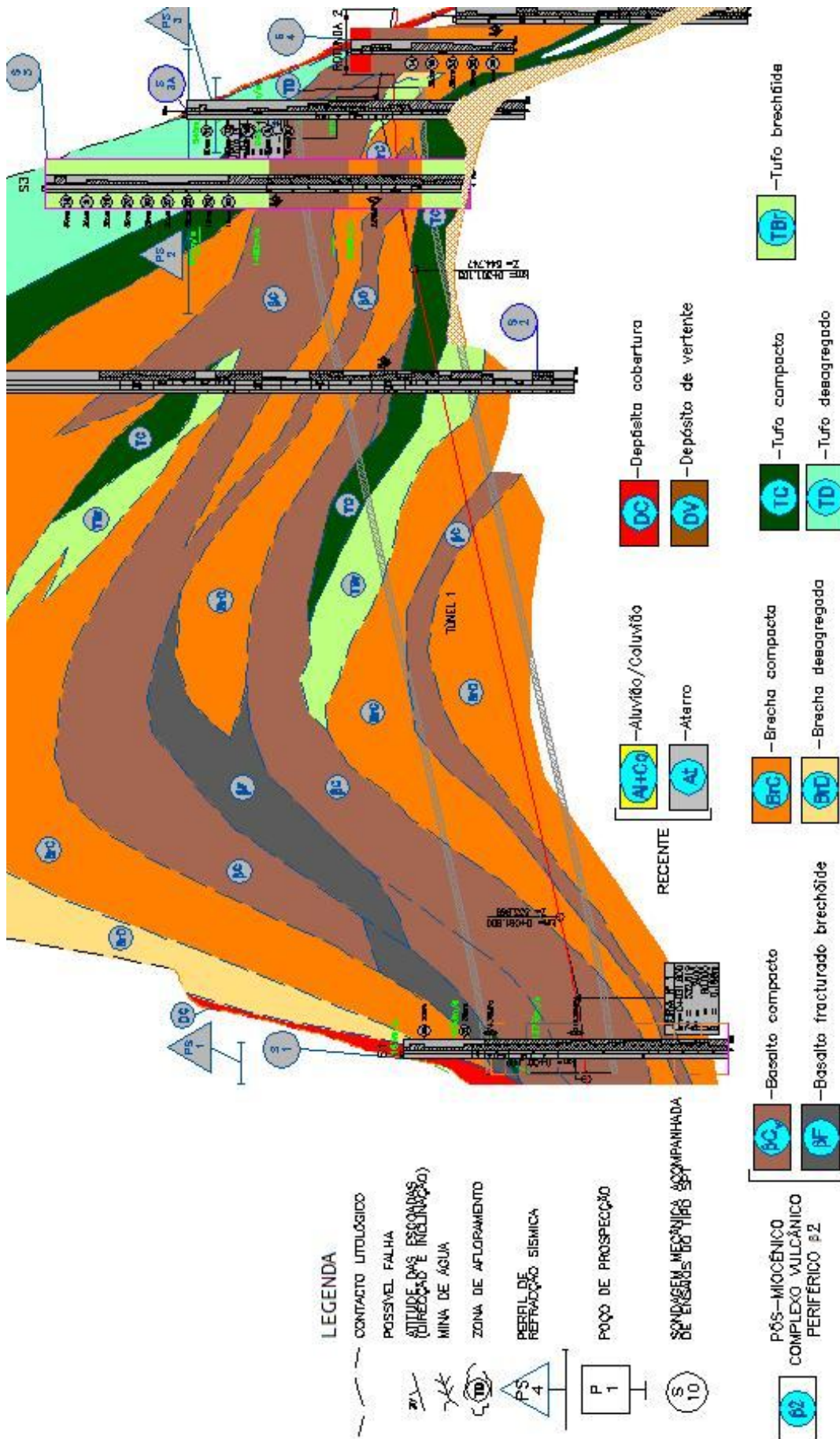


Figura 7.4: Perfil geológico interpretativo.

Como conclusão, de referir que devido à grande heterogeneidade dos materiais presentes, houve a necessidade de um apertado controle das condições geológicas em obra, indispensável a uma rápida e correcta adaptação do projecto, tanto na escavação como no dimensionamento e aplicação do sustimento primário.

7.3.5. Classificações geotécnicas

7.3.5.1. Classificação de Bieniawski – Índice RMR

Utilizando os parâmetros e características definidas para cada uma das zonas geotécnicas, procedeu-se à classificação geotécnica do maciço rochoso (quadro 7.9), recorrendo-se à classificação geomecânica de Bieniawski (1989). Esta classificação e outras similares assumem alguma importância, pelo facto de permitir uma indicação preliminar do suporte primário necessário.

Quadro 7.9: Classificação geomecânica (Bieniawski, 1989).

Pesos	RCU (MPa)	RQD (MPa)	Descontinuidades		Água	RMR			Classe	Classificação do maciço
			Afastamento	Condições		Básico	Corrigido	Adoptado no zonamento		
ZG1	7	13	12	25	15	72	67	> 60	II	Bom
ZG2	2	8	8	15	15	48	43	40 – 60	III	Razoável
ZG3	1	3	5	7	10	26	21	< 40	IV a V	Muito Fraco

7.3.5.2. Sistema GSI – Índice GSI

O GSI, *Geological Strength Index*, avalia a qualidade do maciço em função do grau e das características da fracturação, estrutura geológica, tamanho dos blocos e alteração das descontinuidades. Deverá ter-se em conta que na aplicação do critério de Hoek e Brown e na interpretação dos valores de resistência obtidos que o índice GSI baseia-se em estimativas qualitativas e em modelos simplificados.

Na figura 7.5 são apresentados os valores do sistema GSI estimados para cada zona geotécnica.

7.3.6. Zonamento geotécnico e parâmetros geomecânicos utilizados

Um dos principais objectivos pretendidos com os trabalhos de prospecção e ensaios foi o de efectuar o zonamento geotécnico do maciço interessado pela abertura do túnel.

Zonar o maciço significa dividi-lo em elementos de volume para os quais determinadas propriedades se mantêm dentro de certos intervalos com significado para o projecto da obra. Na realidade este zonamento é o ponto de partida para a tipificação do método de escavação, do dimensionamento dos suportes, bem como da definição do programa de auscultação e de acompanhamento da obra. Em suma, permite elaborar uma metodologia de construção, pré-dimensionar o suporte e estimar custos de obra.

Após cuidadosa observação das sondagens, e tendo o cuidado de recorrer a parâmetros facilmente quantificáveis na frente de escavação, adoptam-se os seguintes parâmetros para servirem de base ao zonamento geotécnico:

- Litologia
- Graus de alteração e fracturação
- RQD (Rock Quality Designation)
- RMR (Rock Mass Rating, Bieniawski 1989)

Deste modo, definiram-se 3 zonas geotécnicas: ZG1, ZG2 e ZG3, cujas características principais são as indicadas no quadro 7.10.

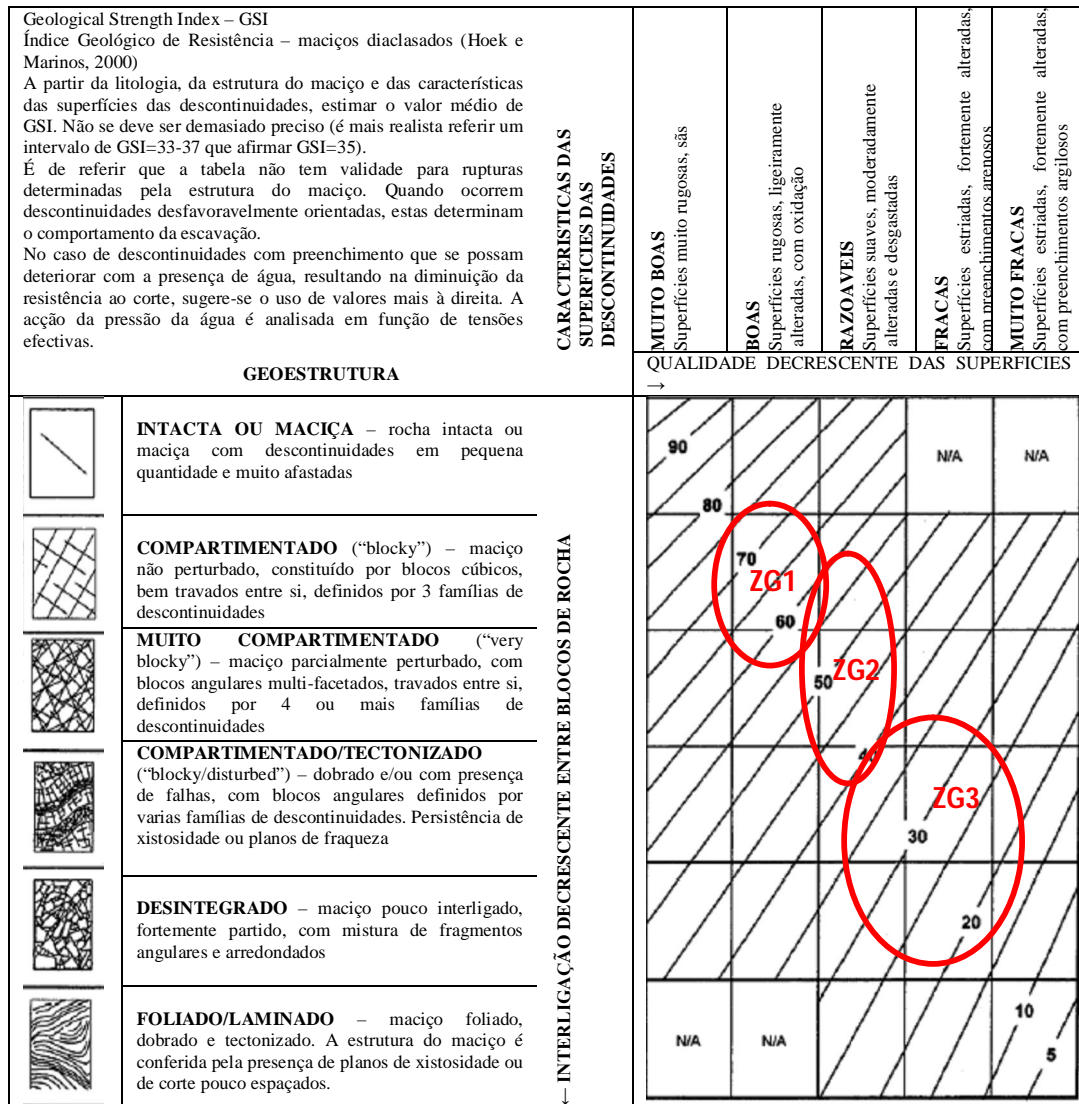


Figura 7.5: Distribuição estimada para os valores de GSI para cada zona geotécnica.

Quadro 7.10: Zonamento geotécnico adoptado.

Zona	RMR	Litologia	W	F	RQD	Classificação do maciço
ZG1	> 60	βC	1 - 2	2 - 3	> 60% > 50%	Maciço de boa qualidade associado à presença de escoadas lávicas e piroclastos grosseiros (brechas) compacta.
		BrC	2 - 3			
ZG2	41 – 60	βF	2 - 3	3 - 4	> 30% > 30%	Maciço de qualidade intermédia associado ao atravessamento de basalto e brechas compactas fracturadas, e ainda de tufo compactos de boa qualidade.
		BrC	3 - 4			
		TC	2 - 3	-	-	
ZG3	20 – 40	βF	4 - 5	5	-	Maciço de fraca qualidade associado à presença de piroclastos desagregados.
		TD a TC	3 - 4	4		
		Tbr/Tbv	4			
		BrD				
			Dv*	-		
	< 20	TD	5	-	-	
		Tbr/Tbv				
		BrD				
Dv						
		DC/Aterro	-			

De seguida é apresentado o quadro 7.11 dos parâmetros geológicos e geomecânicos associados às zonas geotécnicas do túnel. Os parâmetros de cálculo adoptados tiveram em conta os resultados obtidos nos diversos trabalhos de prospecção geotécnica e ensaios efectuados e da caracterização e classificação geomecânica do maciço, confrontados como conhecimento e experiência adquirida pelo projectista em outras obras do mesmo tipo.

Quadro 7.11: Parâmetros geomecânicos adoptados.

Zona	γ (KN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	E (Gpa)	ν
ZG1	25	500	50	15	0,2
ZG2	22	80	40	1,5	0,2
ZG3	20	20-40	35	0,15	0,25
Emboquilhamentos	19	10	30	0,01	0,3

7.3.7. Secções tipo

Face às condicionantes impostas e referidas anteriormente, a geometria interior das galerias foi definida de forma a circunscrever um *gabarit* rodoviário de 4,70 x 8,20 (h x l), tendo-se procurado uma estrutura em arco circular e ao mesmo tempo criar condições para instalação de um sistema de ventilação. Por outro lado, para instalar as diversas redes e sistemas - abastecimento de energia, iluminação, sinalização e segurança - foi previsto, sob os passeios em betonilha esquadrelada, espaço para colocação das condutas.

De igual forma, para prever a eventualidade de derrames no interior do túnel e escoamento das águas de lavagem, foram colocados colectores ao longo da galeria, que irão conduzir as águas de lavagem ao exterior, de forma independente, relativamente às águas limpas do maciço.

Para compatibilizar a colocação destes equipamentos e, ao mesmo tempo conseguir uma secção de comportamento geomecânico e estrutural satisfatório, a secção de escavação definida é circular com raio interior de 5,41 m.

Como as características do maciço condicionam o tipo de fundação necessário em cada zona geotécnica, para as zonas de galeria corrente foram adoptadas duas secções tipo, diferindo no processo construtivo, na espessura do revestimento e no modo de fundação, descritas no quadro 7.12.

Quadro 7.12: Secções tipo.

Secções	Zonamento	Espessura betão (m)	Vol. betão
Tipo I	ZG1 e ZG2	0,3	9,30 m ³ /m
Tipo I-A	Emboquilhamento de entrada	0,4	11,70 m ³ /m
Tipo II	ZG3 e Emboquilhamento de saída	0,4	15,87 m ³ /m

Secção Tipo I e I-A

Para as zonas do maciço com índices de fracturação e alteração médios a baixos, correspondentes a materiais de melhor qualidade, a secção é semelhante em toda a extensão (ZG1 e ZG2), sem laje de soleira e com espessura de 0.3 m (figura 7.6).

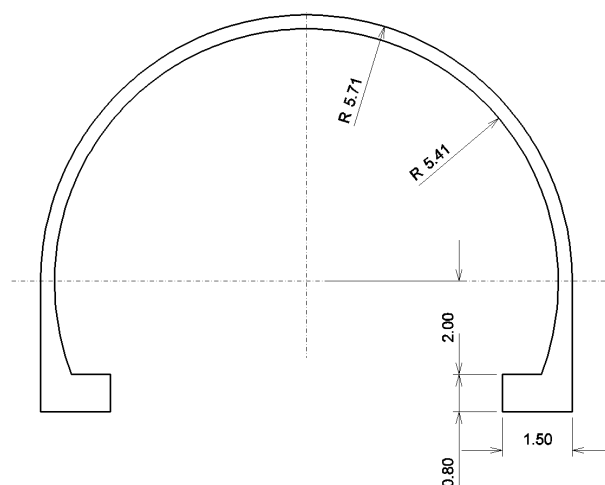


Figura 7.6: Secção tipo I.

A secção tipo I-A foi definida para a zona do emboquilhamento de entrada, tem 0,4 m de espessura e é idêntica à do tipo I.

Secção Tipo II – ZG3 e Emboquilhamento de saída

Esta secção foi definida para condições geotécnicas e hidrogeológicas desfavoráveis. A estrutura da galeria possui uma secção transversal semi-circular, com espessura constante igual a 0,40 m até aos hasteais de espessura variável, assim como a soleira de contorno curvo (figura 7.7). Com esta secção procurou-se um melhor equilíbrio da geocavidade, minorando-se os efeitos de descompressão do maciço sobre a estrutura e procurando-se um bom comportamento estrutural por aproximação ao comportamento de uma cavidade de contorno circular.

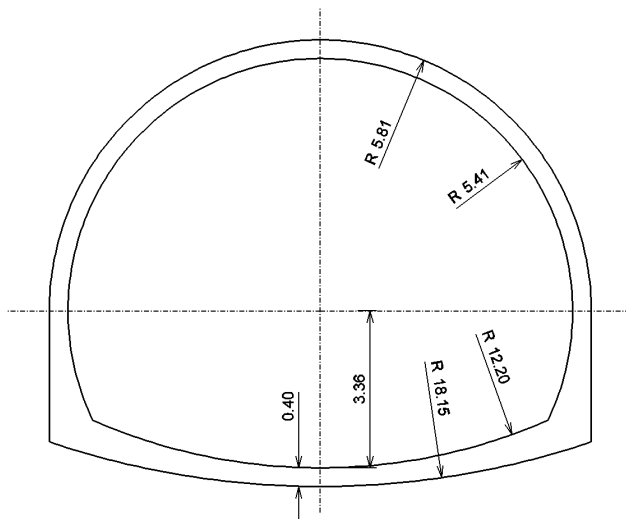


Figura 7.7 Secção tipo II.

7.3.8. Emboquilhamentos

Os emboquilhamentos são normalmente pontos críticos das obras subterrâneas. Em virtude das condições geológicas, a metodologia adoptada foi a de aceder às cotas de implantação do túnel, com taludes de escavação provisórios (suportados mediante a aplicação de betão projectado reforçado com malha electro-soldada e pregagens) no caso do emboquilhamento poente e, no emboquilhamento nascente, a solução foi um muro de suporte ancorado (figura 7.8). Estas soluções restabelecem em parte a topografia original e melhoram o conjunto paisagístico final.

No início das escavações em ambos os emboquilhamentos foram realizados chapéus de enfilagens, com o comprimento de 12m afastadas 0,30m entre si, devido ao pouco recobrimento existente e a fraca qualidade dos materiais próprios dos depósitos de vertente, garantindo uma maior segurança durante a escavação.



Figura 7.8: Emboquilhamento nascente.

7.4. Método de escavação

Relativamente às condições de desmonte nas zonas ZG1 e ZG2 foram utilizados explosivos, sendo que pontualmente na zona ZG2 foram usados meios mecânicos (escavadoras hidráulicas). O raio de escavação definido pelo projectista foi de 5,71 m, o que traduzia-se numa secção de escavação de 74,2 m²/m para ZG1 e ZG2 e devido à necessidade de ser utilizada uma soleira invertida, em ZG3 a secção de material escavado era de 83,6 m²/m.

A escolha do método a utilizar (quadro 7.13) era consoante a qualidade do material encontrado na frente sendo que muitas vezes foram utilizados os dois métodos conjuntamente, nomeadamente no uso de meios mecânicos para escombramento e definição de secção após cada pega de fogo, especialmente quando o plano de fogo era para meia secção.

Sempre que foram usados explosivos recorreu-se a técnicas de *drill & blast* com furos e tiros de recorte no contorno da secção e utilização de sequências de tempos adequados a cada situação, sendo respeitada a Norma Portuguesa (NP-2074/83) relativa aos efeitos de vibrações sobre edificações. Este método foi utilizado sempre que o material da frente de escavação apresentava boas características resistentes

As zonas onde o maciço era de pouca qualidade foram escavadas maioritariamente com recurso às escavadoras hidráulicas pois sendo materiais de fraca resistência evitou-se o recurso à utilização de explosivos, uma vez que o seu uso conduziria à degradação das características mecânicas do maciço remanescente no contorno da escavação, minorando o desejável efeito arco e potenciando sobreescavações desnecessárias.

Quadro 7.13: Escavação e suporte conforme zonamento.

Zona Geotécnica (RMR)	Classe (RMR)	Escavação (Avanço)	Tipo de desmonte	Sustimento		
				Pregagens	Betão Projectado	Cambotas Metálicas
ZG1 (>60)	II Boa (61-80)	Secção completa (3-4 m).	Uso de explosivos	Localmente no tecto . L=3 m. Espaçadas de 2.5 m com malha ocasional.	5 cm de espessura	Não necessárias.
ZG2 (41-60)	III Média (41-60)	Secção completa (3-3,5 m em avanço)	Uso de explosivos complementado com meios mecânicos	Sistemáticas no tecto e hasteal. L=4 m. Espaçadas de 1.5 a 2.0 m. Malha no tecto.	5 cm de espessura	HEB160 espaçadas a 1,5 m
ZG3 (<40)	IV Má (21-40)	Secção completa (1,5-3 m em avanço) frente	Uso de meios mecânicos	Sistemáticas no tecto e hasteal. L=4 a 5 m. Espaçadas a 1.0-1.5 m. Com malha.	10 cm de espessura	HEB160 espaçadas a 0,75 m

A filosofia de escavação utilizada foi a do NATM com avanços em secção completa, em que o sustimento primário era aplicado imediatamente após cada avanço. Foram utilizados dois métodos distintos de avanço consoante o zonamento geotécnico mas fundamentalmente tendo em consideração os materiais encontrados na frente.

Assim, uma metodologia consistia em usar escavadoras hidráulicas equipadas com martelos hidráulicos pesados, que desmontavam pequenas secções junto aos hasteais, nos quais eram colocados 3 perfis metálicos HEB160 (pés direitos) espaçados 0,75 m entre si, escorados com travessas metálicas sendo colocada malhasol AQ50 por detrás das cambotas. Após esta fase, era aplicado betão projectado que poderia ou não conter fibras metálicas conforme a qualidade do maciço. Em seguida era escavado o resto da secção sendo colocados perfis metálicos HEB160 em arco (cambotas), aparafusadas aos perfis anteriormente colocados e contraventadas com travessas e varões de aço, com a colocação de malhasol AQ50. Depois era novamente aplicado betão projectado com uma espessura de 5 cm. Esta metodologia é apresentada na figura 7.9.

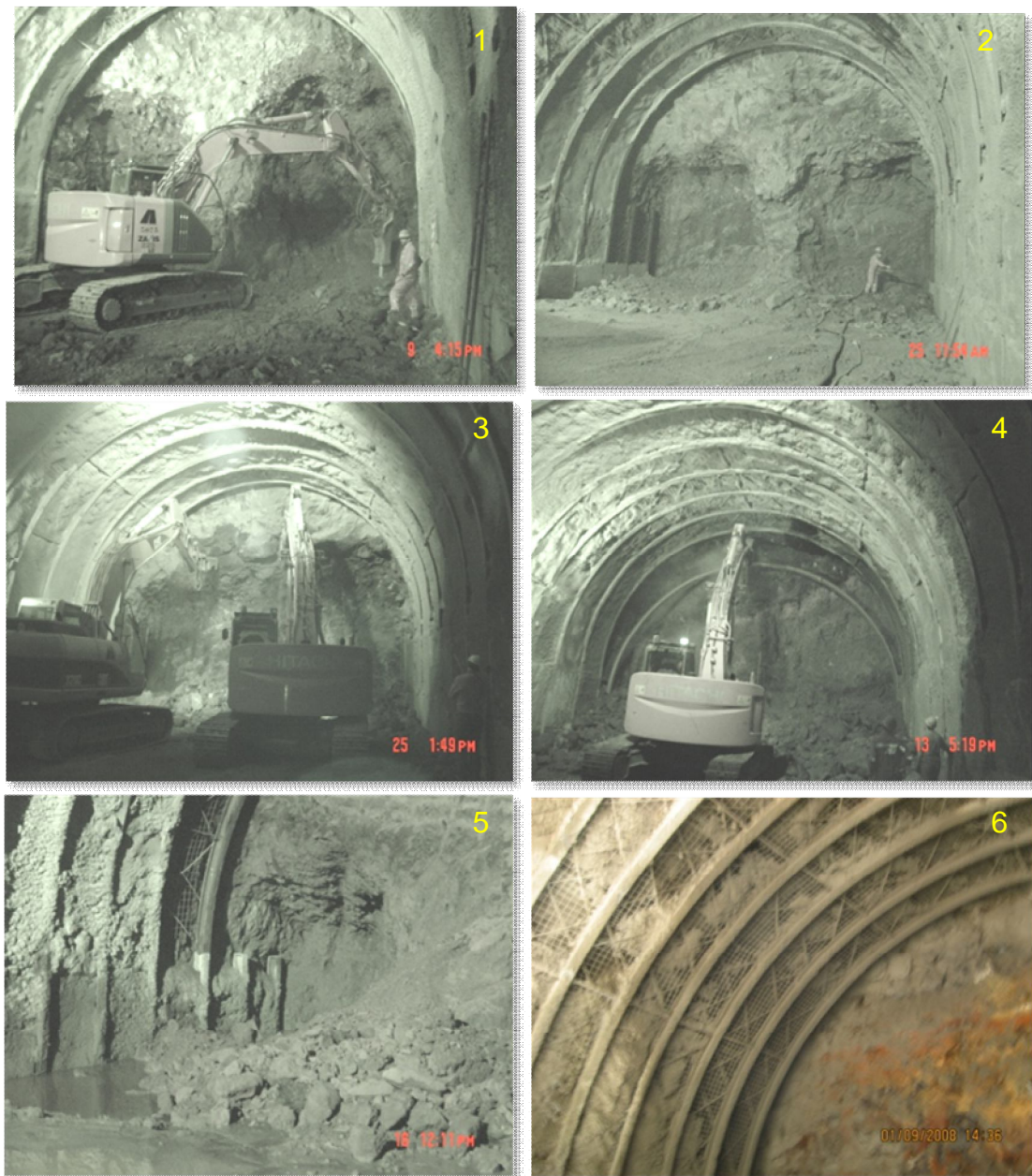


Figura 7.9: Metodologia de avanço com meios mecânicos (1-Escavação pés direitos, 2-Colocação e projecção pés direitos, 3-Escavação da secção, 4-Colocação de cambota metálica, 5-Colocação de malhasol e contraventamentos, 6-Sustimento primário).

O outro método utilizado demonstrado na figura 7.10, foi o *drill & blast*, ou seja, a escavação do maciço utilizando explosivos, que consistia na abertura de furos horizontais com 4 m através de um jumbo ALTAS COPCO Boomer H135, que posteriormente eram carregados com cartuchos de gelamonite colocadas em varas PVC de maneira a facilitar a sua introdução nos furos. Depois e de acordo com o plano de fogo, eram colocados os detonadores de retardo e de micro-retardo no fundo dos furos, para que a sequência de desmonte fosse a mais eficaz possível. Após a verificação de todas as ligações dos detonadores com um ohmímetro, o túnel era evacuado e a electricidade cortada, antes da detonação.



Figura 7.10: Metodologia de avanço com explosivos (1-Perfuração, 2 e 3-Carregamento dos furos, 4-Detonação, 5-Desmonte da frente, 6- Sustimento com pregagens).

Foram utilizados dois planos de fogo. Assim para ZG1, foi utilizado um plano de fogo de secção completa, com 172 furos e uma quantidade de explosivo de 227,36 kg de gelamonite, tal como é descrito na figura 7.11. O sustimento primário utilizou pregagens sistemáticas do tipo Swellex em malha e aplicado betão projectado com 10 cm de espessura. Para ZG2 e de acordo com a figura 7.12, foi usado um plano de fogo de meia secção devido ao facto das capacidades dos materiais serem menores, o que levou a diminuição de quantidade de explosivo para 112,28 kg e do número de furos para 96. Ao nível do revestimento também sofreu alterações, sendo que houve a necessidade de utilizar cambotas metálicas e aplicação de betão projectado.

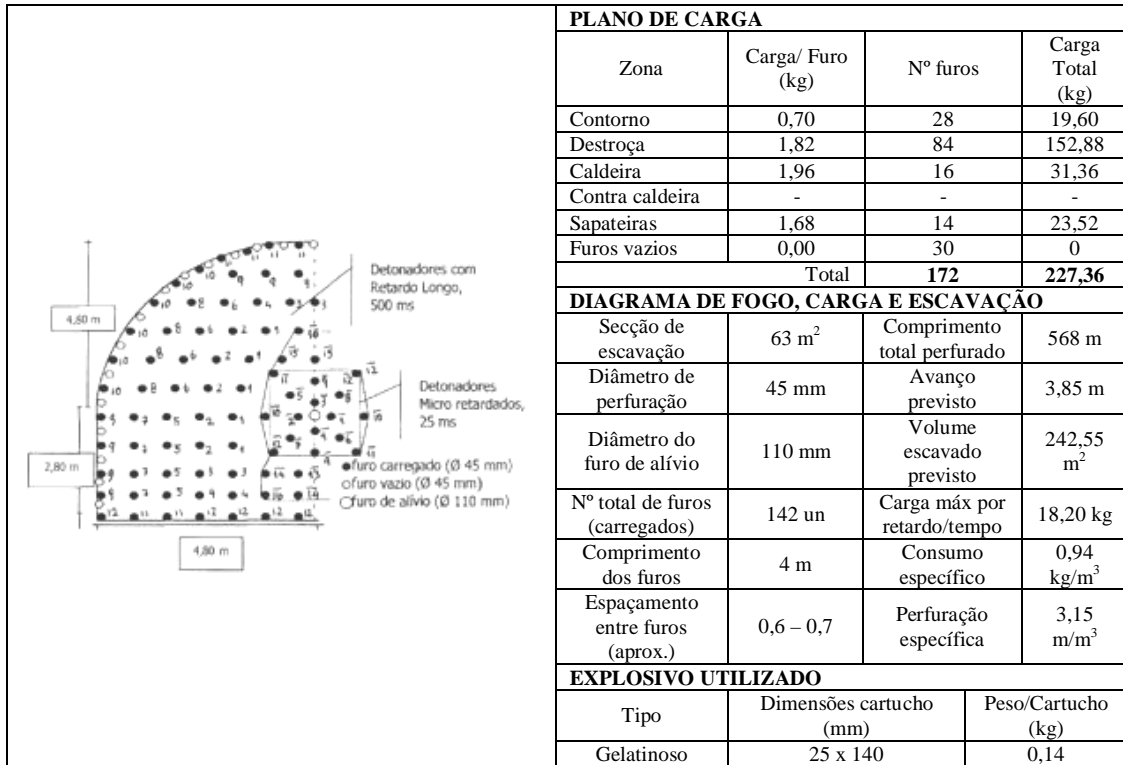


Figura 7.11: Plano de fogo para ZG1.

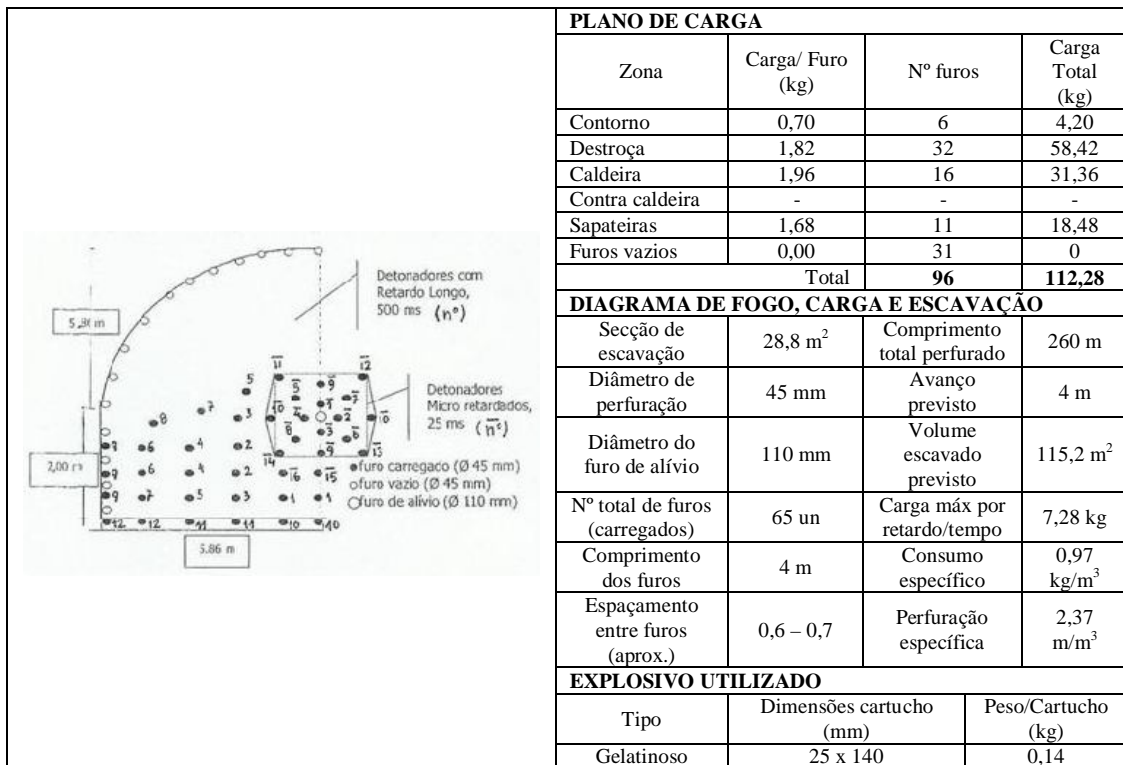


Figura 7.12: Plano de fogo para ZG2.

7.5. Caracterização geológico-geotécnica real do maciço

Embora o modelo geológico apresente algumas garantias sobre quais as possíveis litologias a encontrar durante a escavação, raramente o modelo geológico confirma-se totalmente na realidade, para mais tratando-se de uma região vulcânica, muito heterogéneas e com enorme variabilidade na disposição dos materiais. Assim é apresentado no anexo 4, um quadro com as litologias encontradas no decorrer da escavação do túnel 1 assim como a cronologia dos trabalhos realizados.

7.6. Monitorização das vibrações resultantes do uso de explosivos

O objectivo do controlo de vibrações causadas pelo uso de explosivos em obras é o de garantir que nas estruturas próximas ao desenrolar da obra, os valores dos parâmetros quantificadores das vibrações estimadas, nomeadamente no interior das estruturas, não ultrapassem os limites admissíveis estabelecidos na Norma Portuguesa 2074, ou seja, para construções correntes em terreno com rochas e solos coerentes rijos ($v > 2000\text{m/s}$) e para 3 solicitações médias diárias, o valor limite da velocidade máxima de vibração é de 20 mm/s.

Com este controlo é possível elaborar um mapa de vibrações que proporciona informação sobre as áreas de influência do campo de vibrações estabelecido na envolvente dos locais em apreciação, constituindo assim um instrumento de diagnóstico e avaliação dos valores de velocidade de vibração. Este instrumento é cada vez mais imprescindível no panorama actual, nomeadamente na aferição da razoabilidade da existência de reclamações na vizinhança das obras, tanto na forma de desconforto para as pessoas como a nível de danos de estruturais, visto que qualquer dano causado devido ao uso de explosivos na escavação do túnel dão origem a custos acrescidos.

A onda aérea produzida pelo desmonte com explosivos não será abordada neste trabalho.

7.6.1. Estimativa das vibrações expectáveis

A equação usada para estimar as vibrações produzidas pelas pegas de fogo durante a escavação do túnel 1 (quadro 7.14), em função da carga instantânea e da distância, foi a da fórmula de Ambraseys & Hendron (1968) adaptada por Murphy, Dey, Munshi e Kumar (2003):

$$v_{\text{exp}} = 339,25 \times \left(\frac{D}{Q^{\frac{1}{3}}} \right)^{-1,1574} \quad (\text{equação 7.1})$$

Quadro 7.14: Valores estimados da velocidade de vibração.

	Q=18,20 kg	Q=7,28 kg
Distância, D (m)	v_{exp} (mm/s)	v_{exp} (mm/s)
50	11,23	7,88
100	5,03	3,53
150	3,15	2,21
200	2,26	1,58
250	1,74	1,22
300	1,41	0,99
350	1,18	0,83
400	1,01	0,71
450	0,88	0,62

7.6.2. Equipamento utilizado

A monitorização das vibrações induzidas pelos desmontes com explosivos foi realizada com dois sismógrafos da marca Instanet Minimate Plus devidamente calibrados (figura 7.13), com as características descritas no anexo 7.



Figura 7.13: Sismógrafo Instanet Minimate Plus.

7.6.3. Locais monitorizados

Foram realizadas cerca de 40 pegas de fogo, sendo que para este trabalho foram consideradas cerca de 23 detonações (figura 7.14), com cada pega monitorizada em dois pontos distintos consoante o avanço da escavação do túnel. As cotas e os recobrimentos dos locais de medição pontos estão descritos no quadro 7.15.

Quadro 7.15: Localização dos pontos de medição.

Nº	Localização	PK (≈)	Cota	Recobrimento
1	Emboquilhamento Poente	0,00	535,00	Zero
2	Acima do túnel	100,00	620,00	75,70
3	Acima do túnel	150,00	617,31	73,01
4	Acima do túnel	185,00	613,65	67,95
5	Acima do túnel	275,00	596,87	52,48
6	Estrutura 1	300,00	556,10	14,50

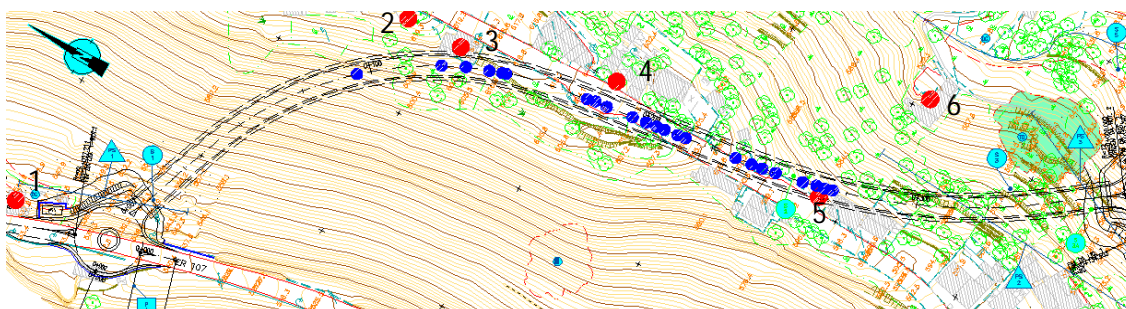


Figura 7.14: Localização das pegas (a azul) e dos locais de medição (a vermelho) à escala 1:2625.

7.6.4. Resultados obtidos

O tratamento dos dados obtidos pelos sismógrafos foi efectuado no software Blastware 8 (figura 7.15), que reproduz gráficos e valores das três componentes da velocidade (vertical, longitudinal e transversal) e a frequência, entre outros dados.

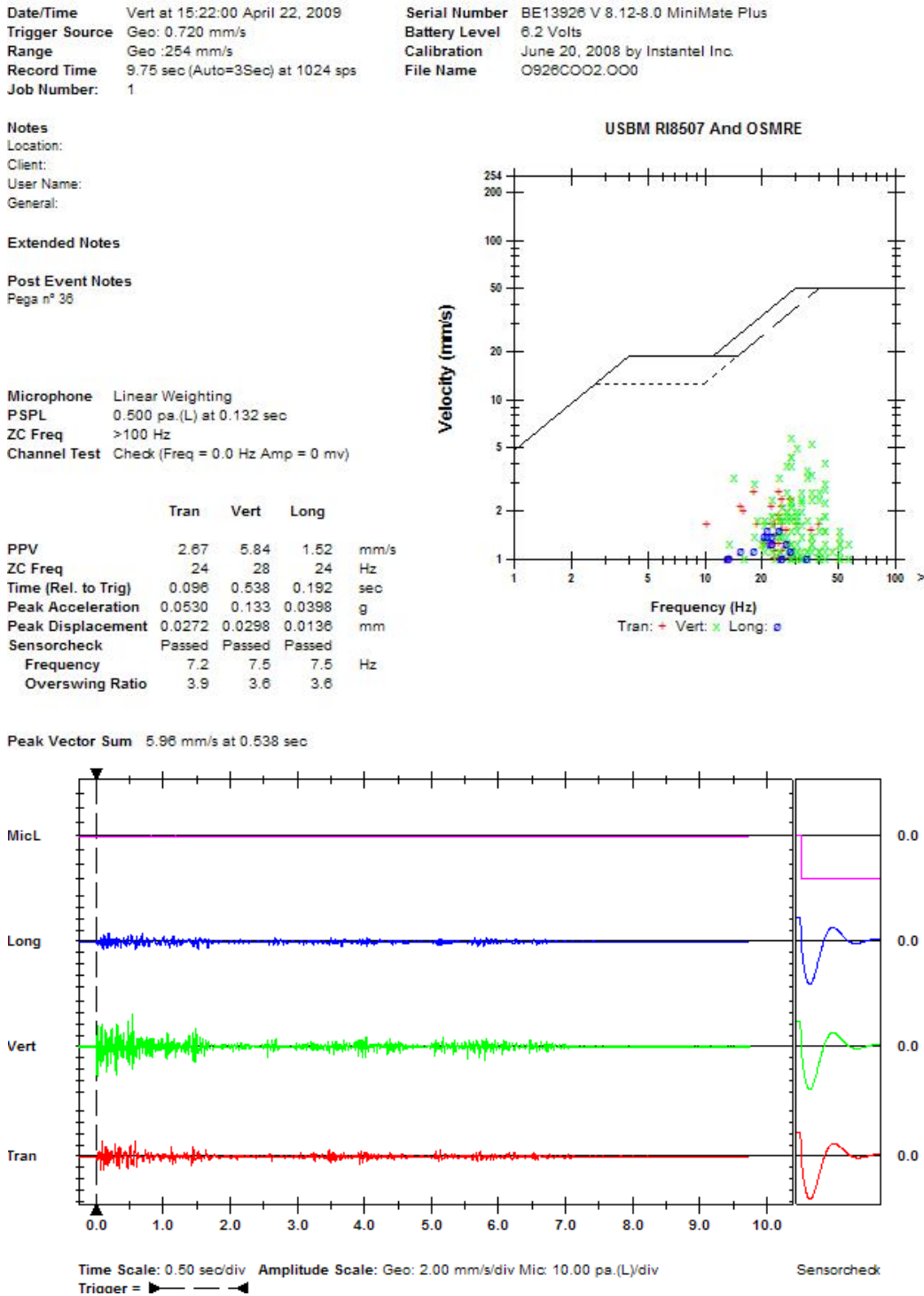


Figura 7.15: Layout do Blastware 8.

As distâncias foram calculadas pela fórmula:

$$d(m) = \sqrt{l_x^2 + l_y^2} \quad (\text{equação 7.2})$$

Com:

l_x - distância horizontal

l_y - distância vertical em relação ao PK de cada pega realizada em metros.

De notar que para efeitos de medição das distâncias, o ponto de origem em cada pega, situa-se a meia altura do túnel. As distâncias verticais assim como as distâncias horizontais foram medidas no Autocad nas plantas e cortes usados pelo Empreiteiro.

A velocidade obtida foi calculada com base nas 3 componentes registadas, de acordo com a equação 7.3 enquanto que a v_{exp} é calculada pela equação 7.1.

$$v \text{ (mm/s)} = \sqrt{v_{long}^2 + v_{vert}^2 + v_{trau}^2} \quad (\text{equação 7.3})$$

Quadro7.16: Resultados obtidos.

Local de Medição	PK da pega	Distância para o foco da pega [m]	Carga Instantânea [kg]	v [mm/s]	v_{exp} [mm/s]
1	0+094	127,96	7,28	2,48	2,66
1	0+125	157,03	18,20	2,19	2,99
1	0+141	172,50	18,20	1,25	2,68
1	0+146	176,72	18,20	1,06	2,60
2	0+094	79,31	7,28	1,47	4,62
2	0+125	82,59	18,20	2,35	6,28
2	0+133	85,77	18,20	3,23	6,01
3	0+138	73,38	18,20	3,77	7,20
3	0+141	74,18	18,20	2,73	7,11
3	0+146	75,04	18,20	3,15	7,02
3	0+147	75,35	18,20	3,09	6,98
3	0+187	89,12	18,20	2,72	5,75
4	0+147	78,22	18,20	1,19	6,69
4	0+180	69,05	18,20	4,46	7,73
4	0+183	68,71	18,20	3,87	7,77
4	0+187	68,64	18,20	8,92	7,78
4	0+195	69,37	18,20	4,13	7,69
4	0+200	70,27	18,20	3,42	7,57
4	0+204	71,23	7,28	2,44	5,23
4	0+207	72,09	7,28	2,28	5,16
4	0+212	73,77	7,28	2,25	5,03
4	0+215	74,92	7,28	2,16	4,94
4	0+234	84,35	7,28	3,17	4,30
4	0+240	88,12	7,28	1,99	4,09
5	0+234	61,63	7,28	3,28	6,19
5	0+240	58,71	7,28	2,39	6,55
5	0+244	57,04	7,28	2,62	6,77
5	0+249	55,27	7,28	6,92	7,02
5	0+259	53,06	7,28	6,60	7,36
5	0+264	52,64	7,28	8,17	7,43
5	0+267	52,61	7,28	8,62	7,43
5	0+270	53,23	7,28	4,56	7,33
6	0+244	65,63	7,28	2,59	5,75
6	0+249	62,08	7,28	3,58	6,14
6	0+259	55,68	7,28	6,42	6,96
6	0+264	52,58	7,28	15,10	7,44
6	0+267	50,54	7,28	10,48	7,79
6	0+270	47,56	7,28	10,71	8,35

Com os valores obtidos da velocidade de vibração em relação às distâncias reduzidas observadas, obtemos a equação característica da velocidade de vibração do maciço atravessado pelo túnel 1 (figura 7.16).

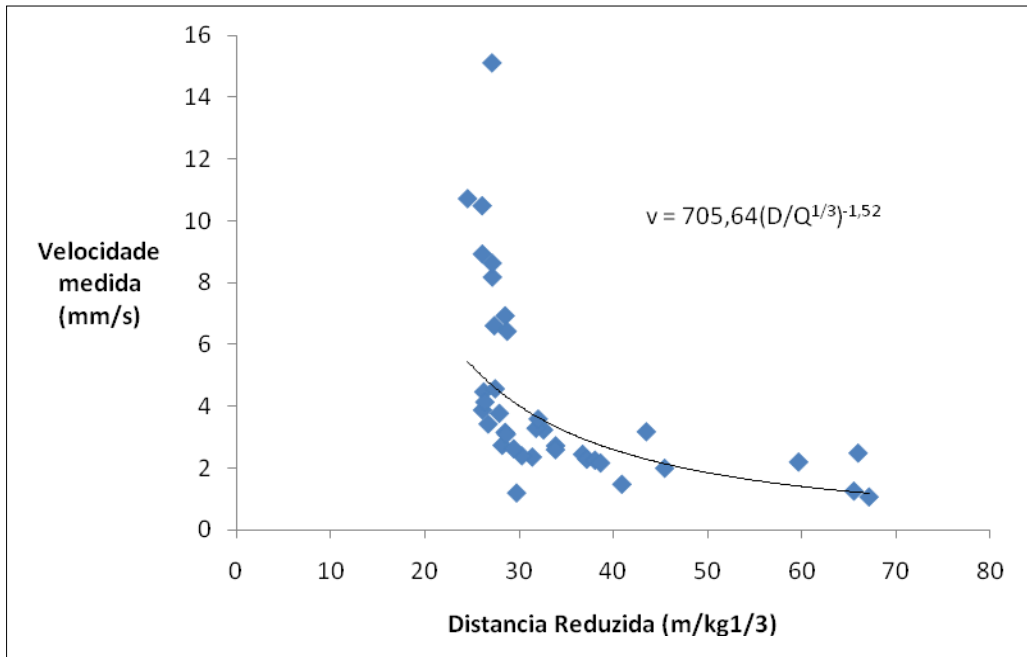


Figura 7.16: Obtenção da equação característica.

Assim, e utilizando equação de Johnson para ondas esféricas (equação 6.5), proposta por PATRICIO *et al* (2008), que traduz a propagação das ondas sísmicas no maciço atravessado pelo túnel 1 é:

$$v = 705,64 \times \left(\frac{D}{Q^{1/3}} \right)^{-1,52} \quad \text{(equação 7.4)}$$

Com:

- V – velocidade de vibração (mm/s)
- D - distancia ao foco (m);
- Q - carga explosiva instantânea (kg);

A partir desta equação e por recurso à função inversa, consegue-se elaborar um mapa de vibrações, tendo em consideração os limites máximos fixados pela norma NP2074:

$$D = Q^{1/3} \left(\frac{v}{705,64} \right)^{1,52} \quad \text{(equação 7.5)}$$

De acordo com PATRICIO *et al* (2008), os valores limite de velocidade de vibração que devem ser considerados são de 5, 10 e 30 mm/s, que são respectivamente: os valores para os quais não ocorre incomodidade para pessoas, os valores para os quais poderão ocorrer danos em construção corrente e os valores que podem originar danos nas edificações mais reforçadas.

7.6.5. Mapa de vibrações

Com base no cálculo das distâncias limite para cada uma das pegas, e para cada uma das velocidades pré-estabelecidas (quadro 7.17), é elaborado o mapa de vibrações com os limites e as zonas de influência correspondentes a cada pega, traçando-se as linhas delimitadoras correspondentes e valores de velocidade previamente estabelecidos. Seguidamente, é estabelecida a linha envolvente geral correspondente a cada uma das velocidades, para o conjunto total de pegas, definindo-se deste modo a área de influência correspondente a cada velocidade de vibração limite.

Assim para $Q=18,20$ kg e $Q=7,28$ kg e introduzindo na equação 7.5 os valores pré-definidos da velocidade v , obtemos as distâncias em relação ao local da pega que esses valores das velocidades podem ocorrer (quadro 7.17).

Quadro 7.17: Distâncias em relação ao local da pega em função da velocidade e da carga instantânea (equação 7.5).

Q [kg]	v [mm/s]	D [m]	Q [kg]	v [mm/s]	D [m]
18,20	1	196,83	7,28	1	145,03
18,20	2	124,75	7,28	2	91,92
18,20	3	95,54	7,28	3	70,40
18,20	4	79,07	7,28	4	58,26
18,20	5	68,27	7,28	5	50,30
18,20	6	60,56	7,28	6	44,62
18,20	7	54,71	7,28	7	40,31
18,20	8	50,11	7,28	8	36,92
18,20	9	46,38	7,28	9	34,17
18,20	10	43,27	7,28	10	31,88
18,20	11	40,64	7,28	11	29,94
18,20	12	38,38	7,28	12	28,28
18,20	13	36,41	7,28	13	26,83
18,20	14	34,68	7,28	14	25,55
18,20	15	33,14	7,28	15	24,42
18,20	16	31,76	7,28	16	23,40
18,20	17	30,52	7,28	17	22,49
18,20	18	29,39	7,28	18	21,66
18,20	19	28,37	7,28	19	20,90
18,20	20	27,43	7,28	20	20,21
18,20	21	26,56	7,28	21	19,57
18,20	22	25,76	7,28	22	18,98
18,20	23	25,02	7,28	23	18,43
18,20	24	24,33	7,28	24	17,92
18,20	25	23,68	7,28	25	17,45
18,20	26	23,08	7,28	26	17,00
18,20	27	22,51	7,28	27	16,59
18,20	28	21,98	7,28	28	16,19
18,20	29	21,48	7,28	29	15,82
18,20	30	21,00	7,28	30	15,48
18,20	31	20,56	7,28	31	15,15
18,20	32	20,13	7,28	32	14,83
18,20	33	19,73	7,28	33	14,54
18,20	34	19,34	7,28	34	14,25
18,20	35	18,98	7,28	35	13,98
18,20	36	18,63	7,28	36	13,73
18,20	37	18,30	7,28	37	13,48
18,20	38	17,98	7,28	38	13,25
18,20	39	17,67	7,28	39	13,02
18,20	40	17,38	7,28	40	12,81

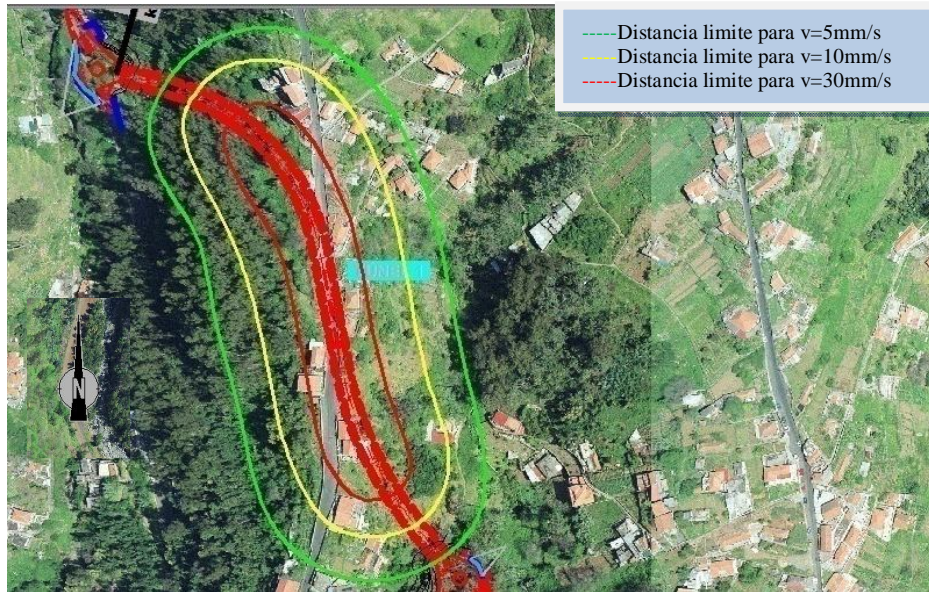


Figura 7.17: Mapa de vibrações para $Q=18,20\text{ kg}$ (escala 1:350).

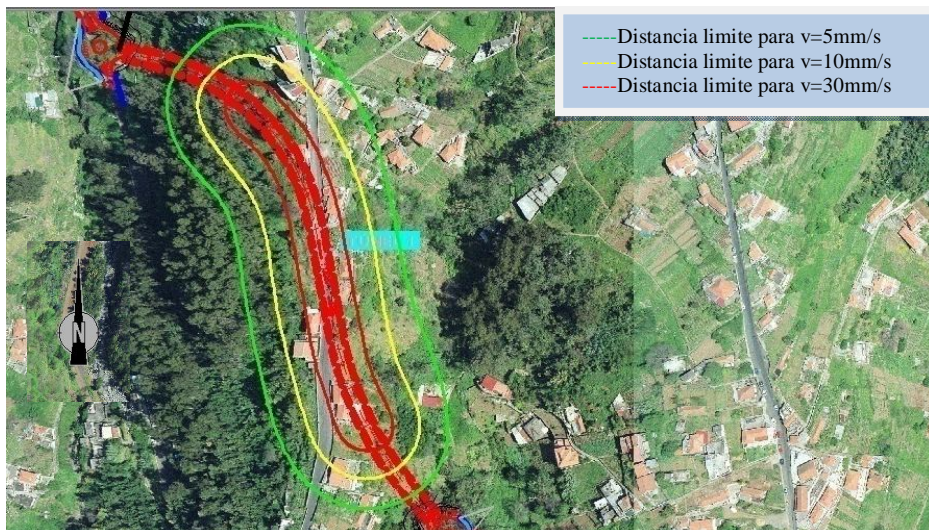


Figura 7.18: Mapa de vibrações para $Q=7,28\text{ kg}$ (escala 1:350).

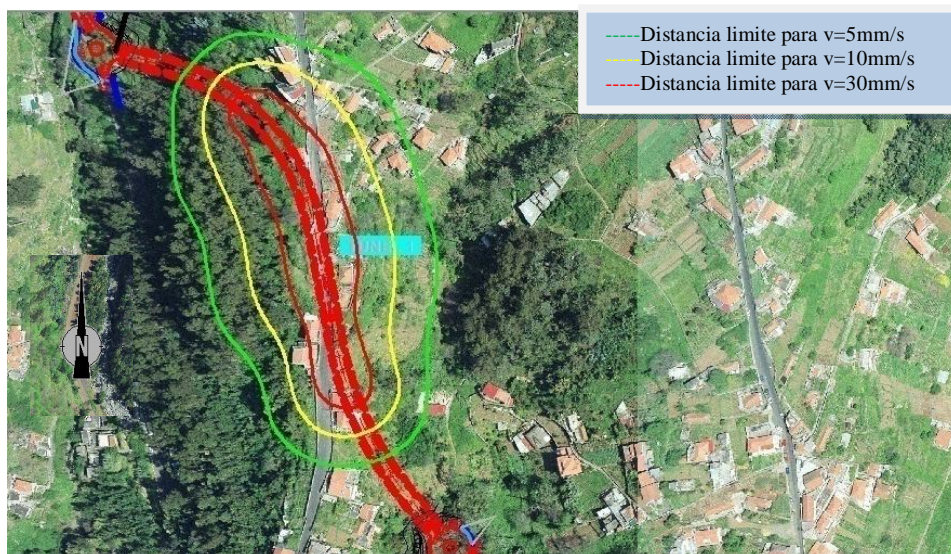


Figura 7.19: Mapa de vibrações para o túnel 1 (escala 1:350).

Tendo em conta os valores da velocidade para 5, 10 e 30 mm/s, e para as cargas utilizadas nos planos de fogo de 18,20kg e 7,28kg, através da equação 7.5, obteve-se as distâncias limite para cada velocidade (quadro 7.17).

Assim na figura 7.17 é possível observar-se as distâncias limites para o caso de em toda a escavação ser utilizado o plano de fogo de secção completa enquanto na figura 7.18, são descritas as distâncias limites para o caso de ser usado o plano de fogo de meia secção durante a escavação do túnel 1.

Na figura 7.19, é possível visualizar o mapa de vibrações obtido para o túnel 1, com as distâncias limites para cada plano de fogo utilizado nas pegas consideradas (figura 7.14). Através deste mapa é possível verificar a execução alternada de zonas onde foram utilizados os dois planos de fogo, sendo visíveis as diferentes distâncias em relação ao foco de detonação, ao longo do comprimento do túnel.

A variação das distâncias onde se verificam estes valores da velocidade, para além de estarem directamente relacionadas com os planos de fogo, também vem afectadas pelas características do maciço e também porque foi considerado, que em certas fases do avanço da escavação, foram utilizados apenas meios mecânicos, contribuindo igualmente para a não linearidade das distâncias limite.

7.6.6. Condicionalismos

De notar que estes valores limites foram obtidos através das observações feitas e acima referidas, o que significa que a sua precisão e fiabilidade estão intrinsecamente relacionados com o método utilizado na medição das vibrações ocorridas e na quantidade de medições efectuada.

A própria litologia do maciço (figura 7.20), com camadas inclinadas de vários materiais, contribui para que a propagação das vibrações não ocorra de forma linear, o que pode originar locais mais distantes do foco mas onde as velocidades de vibração são maiores (no caso desse local estar sobre um filão de basalto) do que locais mais próximos à pega que registem valores menores.

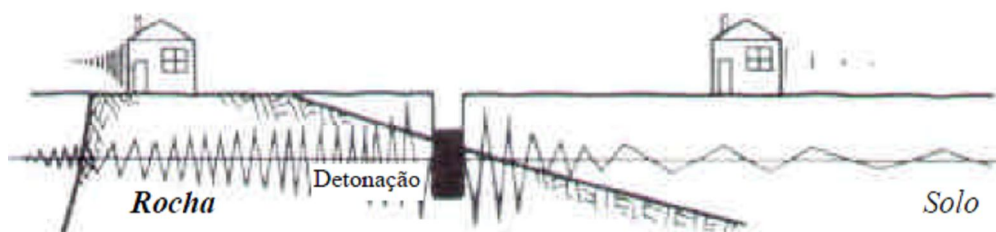


Figura 7.20: Efeito da litologia do solo de fundação nas velocidades vibratórias, em duas estruturas equidistantes a uma detonação.

A possibilidade da obstrução de furos e da não detonação de alguns furos poderá implicar uma maior margem de erro dos dados, pois a equação obtida teve em conta a detonação cargas fixas, não salvaguardando a ocorrência destes factores que diminuem a precisão da equação final.

A utilização de apenas dois sismógrafos resultou numa amostra pequena no que diz respeito a obtenção da medição das vibrações, que embora caracterizem minimamente o maciço, o ideal seria uma amostra de maior dimensão.

As distâncias entre os locais de medição e o foco das pegas de fogo, foram calculadas pelos cortes e plantas do projecto, não havendo dados reais que comprovem essas distâncias.

Também não foi realizado um tratamento estatístico aos resultados, o que resulta num menor grau de confiança, nomeadamente no que diz respeito à construção das zonas de influência das vibrações.

7.6.7. Medidas de otimização

Devido aos condicionaismos acima descritos, apresenta-se em seguida algumas medidas que visam a otimização do método de monitorização e recolha de dados com vista a melhorar a precisão da equação da velocidade de vibração.

Assim, uma amostra maior, o que implicava um maior número de pegadas de fogo assim como uma maior monitorização e registo de vibrações, traduziria de forma ainda mais realista o comportamento geomecânico do maciço, otimizando a equação característica obtida.

A detonação de cargas de teste em várias zonas do maciço e a sua respectiva monitorização traria mais informação sobre o comportamento das vibrações no maciço.

O aumento do número de sismógrafos dispostos em malha ao longo do traçado do túnel, mantendo locais fixos de forma a referenciar e acompanhar o desenvolvimento das vibrações com o avanço da escavação aumentaria a quantidade de dados obtidos.

Os locais de medição e o foco da pega deveriam ser localizados topograficamente ou através de GPS diferencial, de forma a reduzir o erro no cálculo das distâncias entre o ponto de obtenção de dados e foco de detonação, que teoricamente está situada ao meio da secção de escavação mas que na realidade é localizada dependendo das reais condições encontradas na frente.

7.7. Análise dos resultados obtidos

Analisando a figura 7.21, observa-se que a equação 7.4 obtida através das medições é a menos conservativa nos primeiros 100 metros, o que é justificado por ser uma equação proveniente das auscultações no próprio maciço e sem factores de segurança, ao contrário das outras duas equações, que foram formuladas não apenas para um caso singular mas sim para abranger uma vasta gama de maciços com características semelhantes. O uso deste tipo de equações genéricas têm a vantagem de enquanto não obtermos a equação característica, dar uma margem de segurança e permitir o desenrolar dos trabalhos sem o receio de criar danos nas estruturas adjacentes.

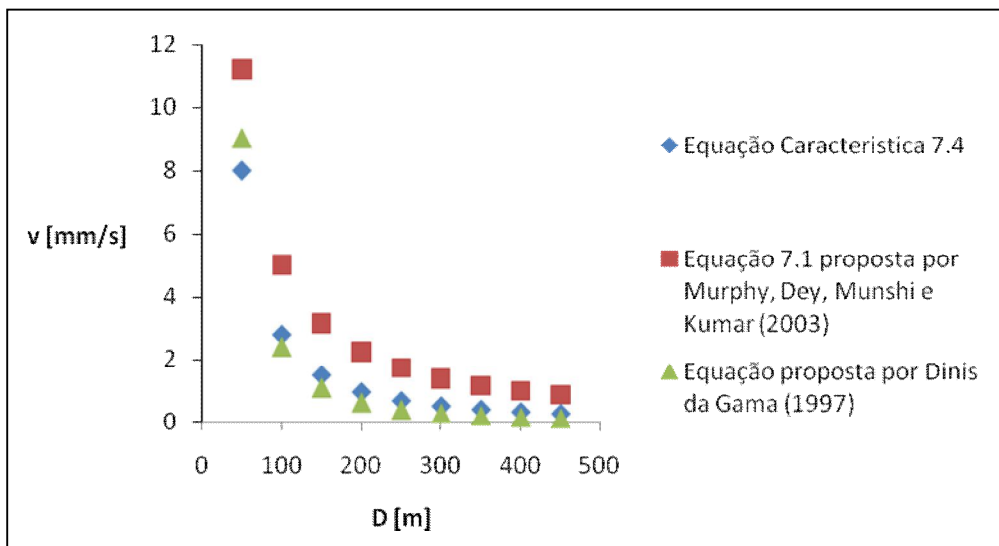


Figura 7.21: Análise das várias equações propostas para a velocidade das vibrações para uma carga fixa de 18,2kg.

Esta figura mostra o porquê de a fórmula de MURPHY *et al* (2003) ser muito utilizada na Ilha da Madeira na previsão de vibrações pois é a que maior margem de segurança oferece em relação a velocidade das vibrações em maciços vulcânicos, especialmente a partir dos 50 metros de distância em relação ao foco.

Por outro lado, de realçar que a equação 6.5 proposta por DINIS DA GAMA (1997), a partir dos 100 metros de distância, apresenta valores ligeiramente inferiores aos da equação característica do maciço, o que poderá levar a alguma prudência na sua utilização.

Paradoxalmente, nos casos limites, observa-se que para uma distância muito pequena da detonação, a equação mais preventiva é de DINIS DA GAMA (1997), sendo que a de MURPHY *et al* (2003) revela valores de velocidades de vibração abaixo das registadas pela equação 7.4. Notar que para distancias elevadas (acima dos 400 metros) as equações são praticamente equivalentes.

Este estudo revela que a equação característica obtida da velocidade das vibrações no maciço, apresenta uma formulação muito semelhante às equações propostas por vários autores, produzindo resultados coerentes e fornecendo informações sobre o comportamento das vibrações no maciço atravessado pelo túnel 1, sendo que a sua precisão e calibração depende de mais medições de pegas fogo no maciço em questão.

CAPÍTULO 8 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho visa efectuar uma revisão do estado do conhecimento na execução de túneis nas formações vulcânicas da Ilha da Madeira.

Esta região devido ao grande investimento efectuado no desenvolvimento das vias de comunicação e aproveitamento hidráulico, é uma área privilegiada para o estudo da arte da construção dos túneis, pois existe uma vasta quantidade de obras realizadas e a decorrer, fornecendo vários tipos de dados, experiências e metodologias próprias sobre a execução de túneis em maciços vulcânicos.

Quando se trata de maciços vulcânicos, a realização de um estudo prévio sobre as características geológicas e geotécnicas do maciço a escavar significa a diferença entre uma execução segura e sem custos inesperados e uma execução em que os imprevistos para além de encarecem a obra, aumentam a insegurança podendo até inviabilizar o projecto.

Este tipo de formações vulcânicas, com a grande heterogeneidade litológica que as caracterizam, implica uma monitorização constante das condições da frente de trabalhos de forma a haver uma adaptação das metodologias de escavação e de suporte primário. A experiência acumulada na Ilha da Madeira resultante da execução de vários tipos de túneis nestas formações faz com que exista um conhecimento alargado acerca das características dos materiais.

Todos os métodos de execução apresentados neste trabalho já foram utilizados em formações vulcânicas sendo que a escolha de um método está sobretudo dependente do das características do túnel e do maciço a escavar.

O método mais utilizado na escavação de túneis na Madeira é o *drill & blast*, devido ao seu relativo custo comparativamente com os outros métodos e pelos bons rendimentos obtidos por este método (figura 8.1). O uso de explosivos juntamente com a utilização de escavadoras hidráulicas equipadas com martelos é a metodologia mais utilizada na escavação da grande maioria dos túneis existentes, operando em conjunto de acordo com a variação das características do maciço, sendo que normalmente são utilizados explosivos para a classificação geotécnica ZG1 e em alguns casos ZG2, sendo que para classes de menor qualidade são utilizadas as escavadoras hidráulicas.



Figura 8.1: Carregamento de uma pega de fogo.

Realce para o facto de estes métodos serem utilizados juntamente com a filosofia do NATM, que basicamente defende que após cada avanço (em secção completa ou parcial) deverá ser aplicado o sustimento primário dimensionado e adequado para a

qualidade dos materiais presentes, o que no caso do *drill & blast* é traduzido na aplicação de pregagens e betão projectado em cada avanço conseguido e, no caso de serem utilizados meios mecânicos, o sustimento consiste na aplicação de cambotas metálicas afastadas consoante a qualidade dos materiais, malha electro-soldada, pregagens pontuais e por fim betão projectado. Geralmente na utilização dos meios mecânicos o avanço nunca é superior aos 3m.

A utilização das roçadoras só se justifica em casos onde os estudos prévios indiciam que o traçado do túnel irá atravessar uma grande quantidade de rochas desagregadas como a lapilli, tal como sucedeu na escavação do túnel da Caldeira na Via Rápida, pois a heterogeneidade das formações vulcânicas não permite a obtenção de rendimentos significativos com este equipamento. O mais usual é estarem disponíveis em obra cabeças roçadoras, que são acopladas às escavadoras hidráulicas (figura 8.2).



Figura 8.2: Cabeça roçadora acoplada a uma escavadora hidráulica no emboquilhamento ponte do acesso oeste ao porto do Funchal (adaptado de BENTO *et al*, 2003).

Por fim uma tuneladora foi utilizada uma única vez na execução do túnel hidráulico do Covão com a extensão de 5 km e um diâmetro de 2,80 m (figura 8.3). A escassa utilização deste equipamento deve-se ao facto de o basalto ser uma rocha vulcânica extremamente abrasiva o que implica uma manutenção constante e de a maioria dos túneis não possuírem a extensão necessária para tornar viável a utilização deste método.



Figura 8.3: Sistema de extracção da tuneladora usada no túnel do Covão.

Devido ao facto do *drill & blast* ser o método maioritariamente utilizado é importante controlar as vibrações causadas pelas detonações dos explosivos de forma a evitar não só custos inesperados, processos judiciais e indemnizações mas também reduzir o mais possível os impactos sobre o meio ambiente.

A construção de um mapa de vibrações para a zona envolvente ao túnel 1 visou constituir uma ferramenta na previsão da ocorrência de efeitos no maciço e nas estruturas adjacentes à obra.

A obtenção de uma equação da velocidade das vibrações a partir das medições recolhidas, caracteriza a propagação das vibrações no maciço onde o túnel 1 está implantado, tendo em consideração a heterogeneidade do maciço, as suas singularidades assim como os planos de fogo utilizados. Esta equação fornece informações mais precisas sobre a propagação das vibrações no maciço em questão comparativamente às equações genéricas de DINIS DA GAMA (1998) e de MURPHY *et al* (2003) para formações vulcânicas.

Tendo em conta a equação característica do maciço foi elaborado um mapa de vibrações que assume papel importante na previsão do comportamento das vibrações no maciço indicando as zonas mais susceptíveis de ocorrerem alterações, tais como danos nas estruturas adjacentes e a criação de instabilidades em todo o maciço devido à sobrefracturação induzida pelos explosivos. De notar que a precisão de um mapa de vibrações depende essencialmente da quantidade e da qualidade das medições obtidas, sendo que uma maior amostra refinará ainda mais a equação o que significará dados mais precisos.

Com base nas isolinhas da amplitude das vibrações, é possível ter-se uma perspectiva das vibrações nos edifícios e no maciço envolvente, efectuar o respectivo controlo e gerir acções preventivas

A utilização de mapas de vibração deverá assumir um papel importante na previsão de efeitos induzidos ao meio ambiente e nas estruturas adjacentes, pois fornece uma noção do comportamento das vibrações no maciço, permitindo a adaptação dos planos de fogo e da metodologia de avanço às características do maciço, reduzindo assim os impactos induzidos pelo desenrolar da escavação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ATLAS COPCO. Homepage of Atlas Copco products. <http://www.atlascopco.com>. Acedido em 10 de Maio de 2009.
- BARRETO, J. (2000). “Túnel da Quinta Grande – Via Rápida Câmara de Lobos / Ribeira Brava”. VII Congresso Nacional de Geotecnia. Porto. Abril de 2000.
- BERNARDO, P., DINIS DA GAMA, C., (2006). “Sugestões para melhoria da norma portuguesa de controle de vibrações em construções”. Centro de Geotecnia do Instituto Superior Técnico. Lisboa
- BEVER CONTROL. Homepage of Bever Control products. <http://www.bever.no>. Acedido em 14 de Maio.
- BRITO, J. A. M., OLIVEIRA BAIAO, C. J., AMBRÓSIO, A. C. F. S., PARADA ROSA, S. P., SANTOS, J. A., ALMEIDA SOUSA, J. (2000). “Projecto dos Túneis Rodoviários de Santa Cruz da Via Rápida Funchal-Aeroporto”. VII Congresso Nacional de Geotecnia. Porto. Abril de 2000.
- BRITO, J. A. M., OLIVEIRA BAIAO, C. J., PARADA ROSA, S. P., SANTOS, J. A. (2008). Seminário “Fundações em formações geológicas da Ilha da Madeira”. Funchal. Dezembro de 2008.
- CARDONA, M. (2008). “Conducciones realizadas com tuneladora”. X Jornada Internacional de Tecnología Sin Zanja. Barcelona. Novembro de 2008.
- CASTELLS FERNÁNDEZ, E. (1997). “Sostenimiento com hormigón proyectado” in López Jimeno, C. (Ed). Manual de túneles y obras subterranas, p. 475-511. Entorno Grafico. Madrid.
- CATERPILLAR. Homepage of Caterpillar products. <http://www.cat.com>. Acedido em 30 de Abril de 2009.
- COSTA E SILVA, M. M., FALCAO NEVES, A. P., CARANHOLA PEREIRA, H., REIS E SOUSA, M. (2001). “Critérios para a caracterização geotécnica de maciços rochosos para obras subterrâneas”. Congresso de Engenheiros. Ordem dos Engenheiros. Vidago. 2001.
- DANIEL, F. (2000). “Manual de Utilização de Explosivos em Explorações a Céu Aberto”. Divisão de Minas e Pedreiras do Instituto Geológico e Mineiro. Lisboa.
- DINIS DA GAMA, C. (1998), “Ruídos e vibrações ligados à utilização dos explosivos e equipamentos”. Comunicações do 1º Seminário de Auditorias Ambientais Internas. Divisão de Minas e Pedreiras do Instituto Geológico e Mineiro. Lisboa.
- DINIS DA GAMA, C. (2006). “Monitorização geotécnica de túneis a longo prazo”. Tunnelling 2006. Universidade Técnica Lisboa. Lisboa. Maio de 2006.
- DINIS DA GAMA, C. (2008). “Vibrações na atmosfera e nos terrenos adjacentes pós detonação de explosivos – quantificação da sua afectação ambiental”. V Congresso Iberico de Acústica. Coimbra. Outubro de 2008.

FERNÁNDEZ, J. M. G. (1997). “Caracterización geotécnica de macizos rocosos” in López Jimeno, C. (Ed). Manual de túneles y obras subterráneas, p. 143-181. Entorno Grafico. Madrid.

GJR – Pirotecnia e Explosivos, S.A.. <http://explosivos.gjr.pt/produtos.html>. Acedido em 10 de Novembro de 2009.

GONZÁLEZ, R. F.(1997). “Excavación com máquinas integrales: topos y escudos” in López Jimeno, C. (Ed). Manual de túneles y obras subterráneas, p. 265-286. Entorno Grafico. Madrid.

JIMENO, C. L. (1997). “Métodos de excavación com perforación y voladura” in López Jimeno, C. (Ed). Manual de túneles y obras subterráneas, p. 313-375. Entorno Grafico. Madrid.

JIMENO, C. L.; BERMÚDEZ, P. G.(1997). “Excavación con minadores” in López Jimeno, C. (Ed). Manual de túneles y obras subterráneas, p. 239-263. Entorno Grafico. Madrid.

JIMENO, C. L.; MÉNDEZ, B. D. (1997). “Classificación de los terrenos según su excavabilidad” in López Jimeno, C. (Ed). Manual de túneles y obras subterráneas, p. 183-210. Entorno Grafico. Madrid.

KOMATSU, Homepage of Komatsu products. <http://www.komatsu.com>. Acedido em 30 de Abril de 2009.

LÓPEZ, J. R. D. (1997). “Influencia de las condiciones geológicas del terreno en el diseño y construcción de túneles” in López Jimeno, C. (Ed). Manual de túneles y obras subterráneas, p.107-141. Entorno Grafico. Madrid.

LNEC. http://www.lnec.pt/organizacao/dg/ngea/prospeccion_geofisica. Acedido a 10 de Setembro de 2009.

MARQUES, M. S. F. M. (2005). “Introdução à mecânica das rochas”. Sebenta. Licenciatura em Geologia Aplicada e do Ambiente. Departamento de Geologia, Faculdade de Ciências de Lisboa. Lisboa. 2005.

MARTINS, A. R.(1997). “Segurança na aplicação de explosivos na indústria da construção civil”. 1º Curso de especialização em segurança, higiene e saúde no trabalho. Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa. Outubro de 1997.

MATA, J. (1996). “Petrologia e geoquímica das lavas da ilha da Madeira: implicações para os modelos de evolução mantélica”. Tese de doutoramento. Universidade de Lisboa. Lisboa. 1996.

MELLO MENDES, F. (1982). “Considerações gerais sobre a escavação de maciços rochosos”. in Anexos – Escavações em maciços rochosos. Publicado pelo LNEC. Lisboa.

MIRANDA, T. (2003). “Contribuição para a obtenção de parâmetros geomecânicos para a modelação de obras subterrâneas em maciços graníticos”. Tese de Mestrado. Universidade do Minho. Guimarães. Setembro de 2003.

MIRANDA, T., GOMES CORREIA, A., RIBEIRO e SOUSA, L. (2006). “Determinação de parâmetros geomecânicos em formações rochosas e maciços heterogêneos”. Universidade do Minho. Guimarães. Janeiro de 2006.

MONTEIRO, B. P. B., PISTONE, P. (2000). “Estudos geológicos e geotécnicos para túneis rodoviários em maciços rochosos”. VII Congresso Nacional de Geotecnia. Porto. Abril de 2000.

MOURA, F. (2006). “Os túneis rodoviários da Ilha da Madeira - Metodologias relativas à segurança durante a construção”. Tese de Mestrado. Universidade do Minho. Guimarães. 2006.

NASCIMENTO BASTOS, M. J. (1998). “A geotecnia na concepção, projecto e execução de túneis em maciços rochosos”. Tese de Mestrado. Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa. Junho de 1998.

NAVARRO TORRES, V., DINIS DA GAMA, C. (2002). “Prediction of EDZ (excavation damaged zone) from explosive detonation in underground openings”. ISRM International Symposium on Rock Engineering for Mountainous Regions – Eurock 2002. Funchal. 2002.

NAVARRO TORRES, V., DINIS DA GAMA, C. (2004). “Predição do DTW (Damaged to tunnel wall) na escavação de túneis com explosivo, baseado na velocidade de propagação das ondas P no maciço rochoso”. 9º Congresso de Geotecnia. Aveiro. 2004.

NP 2074 (1983). “Avaliação da influência em construções de vibrações provocadas por explosões ou solicitações similares”. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Lisboa.

ROCKMASS. <http://www.rockmass.net>. Acedido em 20 Junho de 2009.

PANEIRO, G. (2006). “Medição de ruídos e vibrações para avaliar a incomodidade humana”. Tunneling 2006. Universidade Técnica de Lisboa. Maio de 2006.

PATRICIO, J., SCHIAPPA, F., PATRÍCIO, V. (2008). “Desmonte de rochas. O mapa de vibrações como ferramenta de diagnóstico e avaliação”. Revista Ingenium, Nº 108. p. 70-73. Dezembro de 2008.

PISTONE, R.; FREITAS, R.; BENTO, J. (2006). “Acesso Oeste ao Porto do Funchal. Aspectos geológico-geotécnicos e projecto em ambiente vulcânico”. 10º Congresso Nacional de Geotecnia. Lisboa. Maio de 2006.

SANDVIK. Homepage of Sandvik products. <http://www.sandvik.com>. Acedido em 12 de Maio de 2009.

UBIARNA, J. A. J. (1997). “Historia de los túneles y su evolución tecnológica” in López Jimeno, C. (Ed). Manual de túneles y obras subterráneas, p.31-67. Entorno Grafico. Madrid.

VALLEJO, L. I. (2002). “Ingeniería geológica”. Edição de Prentice Hall. Pearson education. Madrid. 2002.

ANEXOS

ANEXO 1 – INDICES MR e RSR

A.1.1. Índice MR

O sistema MR proposto em 1976 por Rocha consiste no pressuposto de que a pressão no suporte é imposta por um volume de rocha susceptível de desprender do maciço rochoso após a escavação. O volume de rocha mobilizável é determinado principalmente pelas características das discontinuidades presentes e da geometria da escavação. O sistema MR é muito simples e de aplicação expedita, adoptando quatro parâmetros para quantificar a qualidade de um maciço rochoso:

- Espaçamento das fracturas (P_e).
- Sistema de fracturas (P_s).
- Resistência das fracturas ao corte (P_r).
- Percolação de água (P_p).

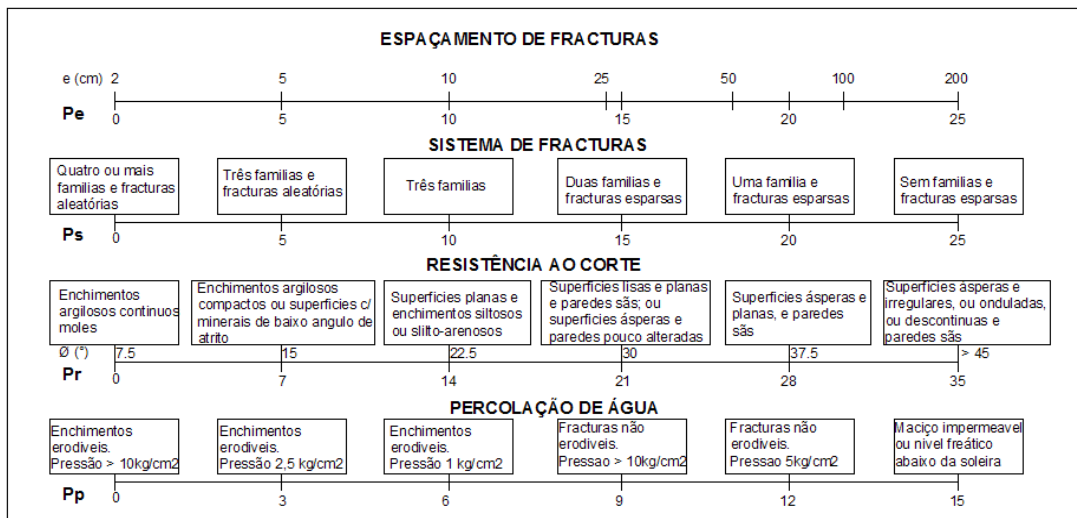


Figura A.1.1: Ábaco para dimensionamento empírico de suportes em maciços rochosos através do índice Manuel Rocha (MR), (Rocha, 1976).

Atribuindo diferentes valores aos parâmetros da figura A.1.1, o cálculo do índice MR é obtido através da equação:

$$MR = P_e + P_s + P_r + P_p \quad (\text{equação A.1.1})$$

A figura A.1.2 permite determinar o coeficiente k em função do índice MR calculado através da equação A.1.

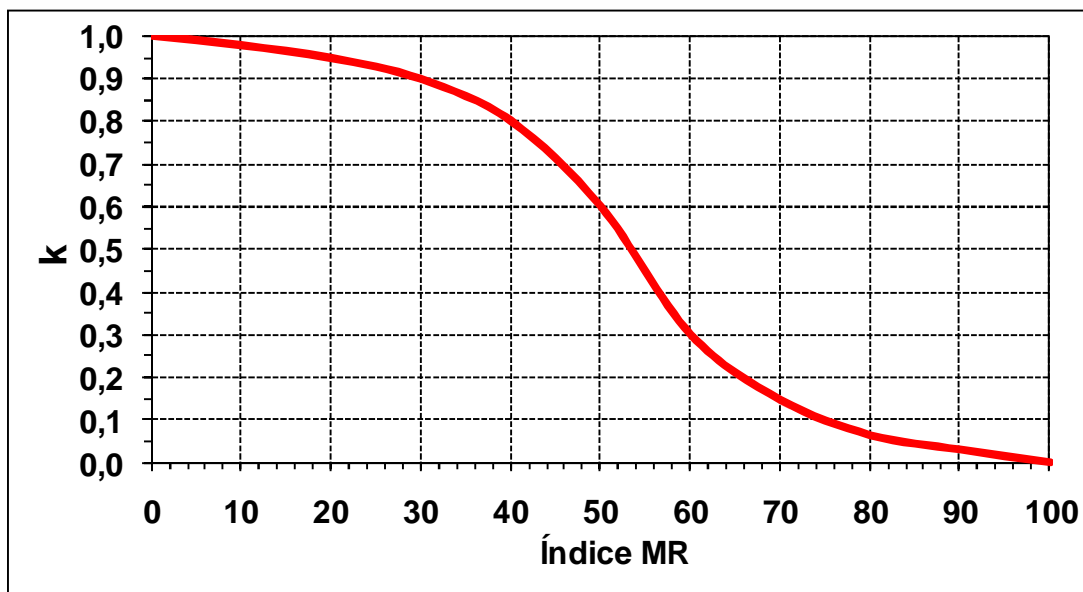


Figura A.1.2: Gráfico representativo dos valores k em função do índice MR.

O coeficiente k possibilita inferir o carregamento h_c no tecto da escavação em função da máxima largura L da escavação:

$$h_c = k \times L \quad (\text{equação A.1.2})$$

O carregamento lateral h_n depende de h_c e do índice MR , podendo ser obtido através do quadro A.1.1.

Quadro A.1.1: Obtenção de h_n .

MR	h_n
≥ 60	0
50-60	$0-0,5h_c$
< 50	$0,5h_c$

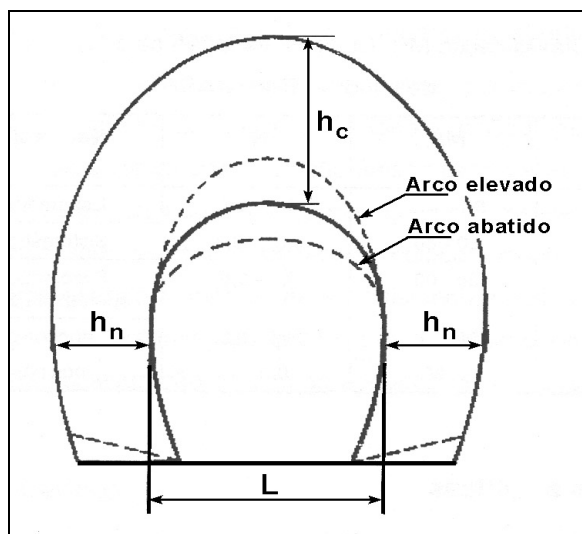


Figura A.1.3: Solicitação do maciço devido ao peso do terreno envolvente.

O quadro A.1.2 apresenta os intervalos do índice MR e do parâmetro k das cinco classes de maciços rochosos definidas pelo sistema MR , assim como os respectivos suportes de escavação.

Quadro A.1.2: Classes de classificação de maciços rochosos através do índice Manuel Rocha (MR) e necessidades de suporte (Rocha, 1976).

Classe	Índice MR	k	Necessidade de suporte
I	80 a 100	0 a 0,05	Esporádico no tecto
II	60 a 80	0,05 a 0,3	Sistemático no tecto
III	50 a 60	0,3 a 0,6	Sistemático no tecto Esporádico nos hasteais
IV	30 a 50	0,6 a 0,9	Sistemático no tecto
V	0 a 30	0,9 a 1,0	Sistemático no tecto e nos hasteais

A.1.2. Índice RSR

O índice RSR, *Rock Structure Rating*, foi desenvolvido por Classificação de Wickham, Tiedemann e Skinner (1972), com vista à definição do revestimento necessário em escavações subterrâneas. É um método da descrição da qualidade de maciços rochosos, com o valor RSR a ser obtido a partir da quantificação de determinados parâmetros das formações geológicas dentro de limites definidos pelos autores.

O cálculo do índice RSR é obtido através da equação:

$$RSR = A + B + C \quad (\text{equação A.1.3})$$

A cada parâmetro corresponde o valor máximo de 30, 50 e 20, num total de 100, sendo que quanto maior for o valor de RSR, maior é a qualidade do maciço.

O parâmetro A (quadro A.1.3) diz respeito à estrutura geológica do maciço e tem em consideração:

- O tipo de rocha (ígnea, metafórica, sedimentar).
- A dureza da rocha (dura, média, mole, decomposta).
- Estrutura geológica (maciça, pouco dobrada ou fracturada, medianamente dobrada ou fracturada, intensamente dobrada ou fracturada).

Quadro A.1.3: Características geológicas gerais do maciço rochoso.

Parâmetro A								
Características gerais do maciço rochoso								
Valor máximo 30								
Tipo de rocha				Estruturas geológicas				
	a	b	c	d	Maciça	Pouco dobrada ou fracturada	Medianamente dobrada ou fracturada	Intensamente dobrada ou fracturada
Ígnea	1	2	3	4				
Metafórica	1	2	3	4				
Sedimentar	2	3	4	4				
Tipo 1					30	22	15	9
Tipo 2					27	20	13	8
Tipo 3					24	18	12	7
Tipo 4					19	15	10	6

a=Dura

b=Média

c=Mole

d=Decompsta

O parâmetro B (quadro A.1.4) diz respeito às características das descontinuidades relativamente à direcção da escavação, considerando:

- Espaçamento das descontinuidades.
- Orientação das descontinuidades.
- Orientação da escavação.

Quadro A.1.4: Características das descontinuidades relativamente à direcção da escavação.

Parâmetro B								
Características das descontinuidades relativamente à direcção da escavação.								
Valor máximo 45								
Espaçamento entre as descontinuidades (cm)	Orientação da escavação							
	Direcção normal ao eixo				Direcção paralela ao eixo			
	Orientação da escavação				Orientação da escavação			
	α	β	γ		α			
	Inclinação das fracturas				Inclinação das fracturas			
	1	2	3	2	3	1	2	3
< 3	9	11	13	10	12	9	9	7
3 – 15	13	16	19	15	17	14	14	11
15 – 28	23	24	28	19	22	23	23	19
28 – 54	30	32	36	25	28	30	28	24
54 – 108	36	38	40	33	35	36	34	28
>108	40	43	45	37	40	40	38	34

α = Inclinação a favor e contra o pendor
1 – Pendor < 20°

β = Contra o pendor
2 – Pendor 20° - 50°

γ = A favor do pendor
3 – Pendor 50° - 90°

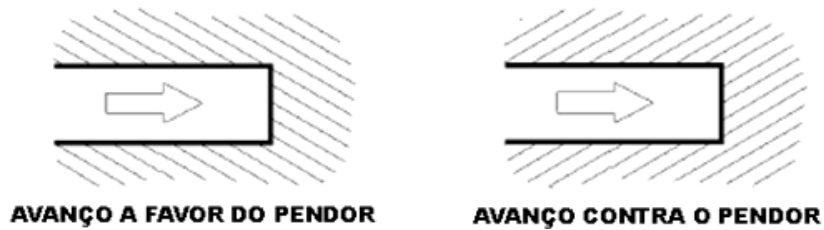


Figura A.1.4: Orientação da escavação.

Por fim, o parâmetro C (quadro A.1.5) descreve as características hidrogeológicas do maciço, atendendo aos seguintes aspectos:

- Qualidade do maciço com base nos parâmetros A e B.
- Características das descontinuidades.
- Caudais de água (l/min).

Quadro A.1.5: Características hidrogeológicas de escavação.

Parâmetro C Características hidrogeológicas de escavação Valor máximo 25						
Caudal l/min/300m	Soma dos parâmetros A + B					
	13 -44			45 - 75		
	Características das descontinuidades			Características das descontinuidades		
	I	II	III	I	II	III
Nulo	22	18	12	25	22	18
Pequeno (<760)	19	15	9	23	19	14
Médio (760-3800)	15	11	7	21	16	12
Elevado (>3800)	10	8	6	18	14	10

I – Fechadas ou cimentadas II – Pouco alteradas III – Muito alteradas ou abertas

Após o cálculo do índice RSR através da equação A.1.3, é possível estimar o suporte para um túnel circular com um diâmetro de 7,3m, pela figura A.1.5.

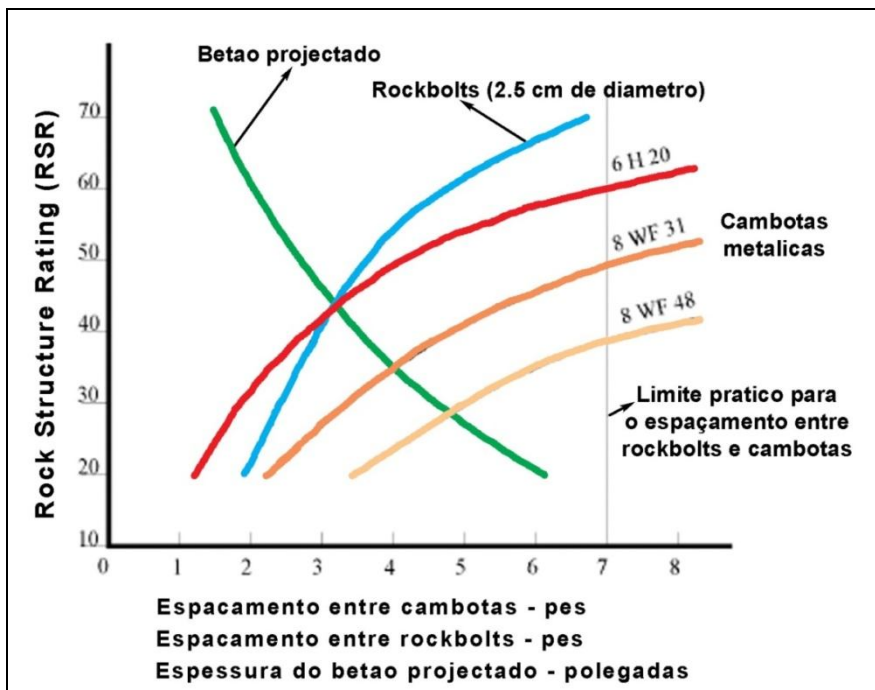


Figura A.1.5: Gráfico do índice RSR usado para estimar o suporte para um túnel circular com um diâmetro de 7,3m. Os rockbolts e o betão projectado são geralmente usados em conjunto (adaptado de Wickham *et al.*, 1972).

De notar que maciços rochosos com RSR inferior a 27 só serão estáveis com revestimento estrutural contínuo e que maciços rochosos com RSR superior a 77 não necessitam de revestimento.

ANEXO 2 – PEÇAS DESENHADAS DO TÚNEL 1

Nº Desenho	Título
1170-PE-01-0102-003	- Modelo geológico e geotécnico - Perfil Longitudinal
1170-PE-01-0901-002	- Modelo Geológico - Zonamento
1170-PE-01-0901-003	- Modelo Geológico - Emboquilhamentos (Pormenores)
1170-PE-01-0901-010-A	- Planta e Perfil. Secções Tipo.

ANEXO 3 – SONDAGENS E PERFIS SÍSMICOS

ANEXO 4 – LITOGIA ENCONTRADA DURANTE A ESCAVAÇÃO DO TÚNEL 1

Quadro A.4: Litologia encontrada durante a escavação do túnel 1.

PK Valor atribuído	Litologias observadas	Índice RMR	Classe
Pk 0+050 a Pk 0+045	Basalto medianamente a pouco alterado (W2/3), medianamente fracturado (F3), cinzento. Brecha de matriz silto-arenosa alterada (W3), medianamente compacta, castanha amarelada. Tufo silto-argiloso, medianamente compacto, medianamente a muito alterado, vermelho.	65	II
Pk 0+055 a Pk 0+050	Basalto medianamente a pouco alterado (W2/3), medianamente fracturado (F3), cinzento. Brecha de matriz silto-arenosa alterada (W3), medianamente compacta, castanha amarelada. Tufo silto-argiloso, medianamente compacto, medianamente a muito alterado, vermelho.	66	II
Pk 0+060 a Pk 0+055	Basalto medianamente a pouco alterado (W2/3), medianamente a muito fracturado (F3/4), cinzento. Brecha de matriz silto-arenosa alterada a muito alterada (W3/4), medianamente compacta a desagregada, castanha-amarelada. Medianamente a muito alterado (W3/4), vermelho.	51	III
Pk 0+078 a Pk 0+070	Basalto fracturado, medianamente alterado, cinzento. Brecha de matriz silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente alterada, castanha-acinzentada.	64	II
Pk 0+080 a Pk 0+083	Basalto fracturado, medianamente alterado a são, cinzento. Brecha de matriz silto-arenosa, compacta a medianamente compacta, medianamente alterada, cinzenta acastanhada.	79	II
Pk 0+090 a Pk 0+085	Basalto fracturado, medianamente alterado, cinzento. Brecha de matriz silto-arenosa, medianamente alterada, cinzenta acastanhada.	74	II
Pk 0+100 a Pk 0+105	Brecha de matriz silto-arenosa desagregada, medianamente alterada com elevado índice de vazios, castanha. Brecha de matriz silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente alterada, castanha acinzentada. Basalto fracturado a muito fracturado, medianamente alterado, cinzento.	53	III
Pk 0+136 a Pk 0+141	Brecha silto-arenosa, medianamente compacta a desagregada, medianamente alterada, cinzenta acastanhada. Basalto fracturada a muito fracturado, medianamente alterado, cinzento.	52	III
Pk 0+141 a Pk 0+146	Tufo silto-argiloso compacto, medianamente a muito alterado, vermelho. Brecha silto-arenosa, compacta a medianamente compacta, medianamente alterada, castanha acinzentada. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta a desagregada, medianamente alterada, cinzenta-acastanhada. Basalto muito fracturado, medianamente alterado, cinzento.	52	III
Pk 0+151 a Pk 0+155	Brecha silto-arenosa, medianamente compacta a desagregada, medianamente alterada, cinzenta-acastanhada. Brecha silto-arenosa, compacta a medianamente compacta, medianamente alterada, castanha acinzentada. Basalto muito fracturado, medianamente alterado, cinzento.	52	III
Pk 0+155 a Pk 0+159	Brecha silto-arenosa, compacta a medianamente compacta, medianamente alterada, castanha acinzentada. Basalto muito fracturado, medianamente alterado, cinzento.	57	III
Pk 0+157 a Pk 0+167	Brecha silto-arenosa, compacta a medianamente compacta, medianamente alterada, castanha acinzentada. Basalto muito fracturado (F3/4), medianamente alterado, cinzento. Tufo silto-argiloso, medianamente compacto a desagregado, alterado, com bombas vulcânicas, vermelho.	47	III
Pk 0+167 a Pk 0+171	Brecha silto-arenosa compacta, medianamente alterada, cinzenta acastanhada. Basalto fracturado a muito fracturado, medianamente a pouco alterado, cinzento. Tufo silto-argiloso compacto, medianamente alterado, com bombas vulcânicas, vermelho.	59	III
Pk 0+171 a Pk 0+175	Basalto fracturado a muito fracturado, medianamente a pouco alterado, cinzento. Tufo silto-argiloso compacto, medianamente alterado, com bombas vulcânicas, vermelho.	59	III
Pk 0+175 a Pk 0+180	Brecha silto-arenosa, compacta a medianamente compacta, medianamente alterada, cinzenta-acastanhada. Basalto fracturado a muito fracturado, medianamente alterado, cinzento. Tufo silto-argiloso compacto, medianamente alterado, com bombas vulcânicas, vermelho.	57	III
Pk 0+180 a Pk 0+185	Brecha silto-arenosa, compacta a medianamente compacta, medianamente alterada, cinzenta-acastanhada. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta a desagregada, medianamente alterada, cinzenta-acastanhada. Basalto fracturado a muito fracturado, medianamente alterado, cinzento. Tufo silto-argiloso compacto, medianamente alterado, com bombas vulcânicas, vermelho.	55	III
Pk 0+185 a Pk 0+190	Brecha silto-arenosa, compacta a medianamente compacta, medianamente alterada, cinzenta-acastanhada. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta a desagregada, medianamente alterada, cinzenta-acastanhada. Basalto fracturado a muito fracturado, medianamente alterado, cinzento. Tufo silto-argiloso compacto, medianamente alterado, com bombas vulcânicas, vermelho.	55	III

Quadro A.4 (continuação): Litologia encontrada durante a escavação do túnel 1.

Pk 0+190 a Pk 0+195	Brecha silto-arenosa, compacta a medianamente compacta, medianamente alterada, cinzenta-acastanhada. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta a desagregada, medianamente alterada, cinzenta-acastanhada. Basalto fracturado a muito fracturado, medianamente alterado, cinzento. Tufo silto-argiloso compacto, medianamente alterado, com bombas vulcânicas, vermelho.	50	III
Pk 0+190 a Pk 0+200	Brecha silto-arenosa, medianamente compacta a desagregada, medianamente alterada, cinzenta-acastanhada. Brecha silto-arenosa, compacta a medianamente compacta, medianamente alterada, cinzenta-acastanhada. Basalto fracturado a muito fracturado, medianamente alterado, cinzento.	47	III
Pk 0+196 a Pk 0+206	Brecha silto-arenosa desagregada a muito desagregada, principalmente na calote, muito alterada, castanha-acinzentada. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente a muito alterada, castanha acinzentada. Basalto muito fracturado, medianamente alterado, cinzento. As diáclases encontram se abertas e preenchidas com óxidos. Tufo silto-argiloso, compacto a medianamente compacto, alterado, vermelho. Ocorrência de água.	37	IV
Pk 0+194 a Pk 0+204	Brecha silto-arenosa desagregada a muito desagregada, principalmente na calote, muito alterada, castanha-acinzentada a castanha-amarelada. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente a muito alterada, castanha acinzentada. Basalto muito fracturado (F4/5), medianamente alterado, cinzento. As diáclases encontram se abertas e preenchidas com óxidos. Tufo silto-argiloso, compacto a medianamente compacto, alterado, vermelho. Ocorrência de água.	37	IV
Pk 0+198 a Pk 0+208	Brecha silto-arenosa desagregada a muito desagregada, principalmente na calote, muito alterada, castanha. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente a muito alterada, castanha acinzentada. Basalto muito fracturado, medianamente alterado, cinzento. Ocorrência de água.	32	IV
Pk 0+200 a Pk 0+210	Brecha silto-arenosa desagregada a muito desagregada, principalmente na calote, muito alterada, castanha-amarelada. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente a muito alterada, castanha acinzentada. Basalto muito fracturado, medianamente alterado, cinzento. Ocorrência de água.	32	IV
Pk 0+202 a Pk 0+212	Brecha silto-arenosa desagregada a muito desagregada, principalmente na calote, muito alterada, castanha-amarelada. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente a muito alterada, castanha acinzentada. Basalto muito fracturado, medianamente alterado, cinzento. Ocorrência de água.	32	IV
Pk 0+204 a Pk 0+214	Brecha silto-arenosa desagregada a muito desagregada, principalmente na calote, muito alterada, castanha. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente a muito alterada, castanha acinzentada. Basalto muito fracturado, medianamente alterado, cinzento. Ocorrência de água.	32	IV
Pk 0+206 a Pk 0+216	Brecha silto-arenosa desagregada a muito desagregada muito alterada, castanha. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente a muito alterada, castanha acinzentada. Basalto muito fracturado, medianamente alterado, cinzento. Tufo silto-argiloso medianamente compacto, castanho avermelhado. Ocorrência de água.	37	IV
Pk 0+208 a Pk 0+218	Brecha silto-arenosa desagregada a muito desagregada, muito alterada, castanha acinzentada. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente a muito alterada, castanha acinzentada. Basalto muito fracturado, medianamente alterado, cinzento. Ocorrência de água.	32	IV
Pk 0+210 a Pk 0+220	Brecha silto-arenosa desagregada a muito desagregada, muito alterada, castanha amarelada. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente a muito alterada, castanha. Basalto muito fracturado, medianamente alterado, cinzento. Ocorrência de água.	32	IV
Pk 0+213 a Pk 0+223	Brecha silto-arenosa desagregada a muito desagregada, muito alterada, castanha acinzentada. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente a muito alterada, castanha. Basalto muito fracturado, medianamente alterado, cinzento.	32	IV
Pk 0+216 a Pk 0+226	Brecha silto-arenosa desagregada a muito desagregada, muito alterada, castanha acinzentada. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente a muito alterada, castanha. Basalto muito fracturado, medianamente alterado, cinzento. Ocorrência de água.	32	IV
Pk 0+219 a Pk 0+229	Brecha silto-arenosa desagregada a muito desagregada, muito alterada, castanha acinzentada. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente a muito alterada, castanha. Basalto muito fracturado, medianamente alterado, cinzento.	32	IV

Quadro A.4 (continuação): Litologia encontrada durante a escavação do túnel 1.





Pk 0+222 a Pk 0+232	Brecha silto-arenosa desagregada, medianamente a muito alterada, castanha. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente alterada, castanha acastanhada. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água.	32	IV
Pk 0+225 a Pk 0+235	Tufo silto-argiloso, medianamente compacto a desagregado, medianamente a muito alterado, vermelho. Brecha silto-arenosa desagregada, medianamente a muito alterada, cinzenta acastanhada. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente alterada, cinzenta acastanhada. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água.	32	IV
Pk 0+229 a Pk 0+239	Tufo silto-argiloso, medianamente compacto a desagregado, medianamente a muito alterado, vermelho. Brecha silto-arenosa desagregada, medianamente a muito alterada, cinzenta acastanhada. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente alterada, cinzenta acastanhada. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água.	28	IV
Pk 0+231 a Pk 0+241	Tufo silto-argiloso, medianamente compacto a desagregado, medianamente a muito alterado, vermelho. Brecha silto-arenosa desagregada, medianamente a muito alterada, cinzenta acastanhada. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente alterada, cinzenta acastanhada. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água.	28	IV
Pk 0+234 a Pk 0+244	Tufo silto-argiloso, medianamente compacto a desagregado, medianamente a muito alterado, vermelho. Brecha silto-arenosa desagregada, medianamente a muito alterada, cinzenta acastanhada. Muito alterada, cinzenta acastanhada. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente alterada, cinzenta acastanhada. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água.	28	IV
Pk 0+237 a Pk 0+247	Brecha silto-arenosa desagregada, medianamente a muito alterada, cinzenta acastanhada. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente alterada, cinzenta acastanhada. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água.	31	IV
Pk 0+240 a Pk 0+250	Brecha silto-arenosa desagregada, medianamente a muito alterada, cinzenta acastanhada. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente alterada, cinzenta acastanhada. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água.	35	IV
Pk 0+243 a Pk 0+253	Brecha silto-arenosa desagregada, muito alterada, cinzenta acastanhada. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente alterada, cinzenta acastanhada. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água.	35	IV
Pk 0+246 a Pk 0+256	Brecha silto-arenosa desagregada, muito alterada, castanha. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente alterada, cinzenta acastanhada. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água.	35	IV
Pk 0+249 a Pk 0+259	Brecha silto-arenosa desagregada, muito alterada, castanha. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente alterada, cinzenta acastanhada. Tufo silto-argiloso desagregado a medianamente compacto, medianamente a muito alterado, vermelho acastanhado Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água.	35	IV
Pk 0+252 a Pk 0+262	Brecha silto-arenosa desagregada, muito alterada, castanha. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente alterada, castanha. Tufo silto-argiloso desagregado a medianamente compacto, medianamente a muito alterado, vermelho acastanhado Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água.	35	IV
Pk 0+255 a Pk 0+265	Brecha silto-arenosa desagregada, muito alterada, castanha. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente alterada, cinzenta acastanhada. Tufo silto-argiloso desagregado a medianamente compacto, medianamente a muito alterado, vermelho acastanhado Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água.	35	IV
Pk 0+258 a Pk 0+268	Tufo silto-argiloso medianamente compacto a desagregado, medianamente a muito alterado, vermelho acastanhado. Brecha silto-arenosa desagregada, muito alterada, castanha. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente alterada, castanha. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água.	35	IV
Pk 0+261 a Pk 0+271	Tufo silto-argiloso medianamente compacto a desagregado, medianamente a muito alterado, vermelho acastanhado. Brecha silto-arenosa desagregada, muito alterada, castanha. Brecha silto-arenosa, medianamente compacta, medianamente alterada, castanha. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água.	35	IV

Quadro A.4 (continuação): Litologia encontrada durante a escavação do túnel 1.




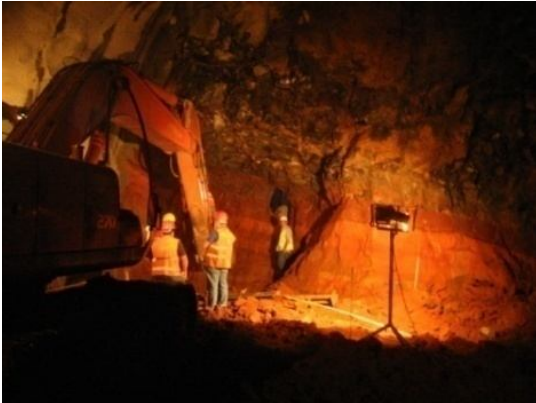
Pk 0+264 a Pk 0+274	Tufo silto-argiloso medianamente compacto a desagregado, alterado, castanho amarelado. Tufo silto-argiloso medianamente compacto a desagregado, medianamente a muito alterado, vermelho-acastanhado. Brecha silto-arenosa desagregada, muito alterada, castanha. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água	35	IV
Pk 0+267 a Pk 0+277	Tufo silto-argiloso medianamente compacto a desagregado, muito alterado, castanho amarelado. Tufo silto-argiloso medianamente compacto a desagregado, medianamente a muito alterado, vermelho-acastanhado. Brecha silto-arenosa desagregada, muito alterada, castanha. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água	32	IV
Pk 0+270 a Pk 0+280	Tufo silto-argiloso medianamente compacto a desagregado, muito alterado, castanho amarelado. Tufo silto-argiloso medianamente compacto a desagregado, medianamente a muito alterado, com bombas vulcânicas, vermelho-acastanhado. Brecha silto-arenosa desagregada, muito alterada, castanha. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água	32	IV
Pk 0+273 a Pk 0+283	Tufo silto-argiloso medianamente compacto a desagregado, muito alterado, castanho amarelado. Tufo silto-argiloso medianamente compacto a desagregado, medianamente a muito alterado, vermelho-acastanhado. Brecha silto-arenosa desagregada, muito alterada, castanha. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água	32	IV
Pk 0+331 a Pk 0+321	Tufo silto-argiloso desagregado a medianamente compacto, muito alterado, castanho-amarelado. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água.	31	IV
Pk 0+334 a Pk 0+324	Tufo silto-argiloso desagregado a medianamente compacto, muito alterado, castanho-amarelado. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água.	33	IV
Pk 0+337 a Pk 0+327	Tufo silto-argiloso desagregado a medianamente compacto, muito alterado, castanho-amarelado. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água.	33	IV
Pk 0+340 a Pk 0+330	Tufo silto-argiloso medianamente compacto a desagregado, muito alterado, castanho amarelado. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água.	35	IV
Pk 0+343 a Pk 0+333	Tufo silto-argiloso medianamente compacto a desagregado, muito alterado, castanho amarelado. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água.	35	IV
Pk 0+346 a Pk 0+336	Tufo silto-argiloso medianamente compacto a desagregado, muito alterado, castanho amarelado. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento. Ocorrência de água.	35	IV
Pk 0+349 a Pk 0+339	Tufo silto-argiloso medianamente compacto a desagregado, muito alterado, castanho. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento, as diaclases encontram se muito abertas e preenchidas com óxidos e argilas. Ocorrência de água.	40	IV
Pk 0+352 a Pk 0+342	Tufo silto-argiloso, brechoide, medianamente compacto a desagregado, muito alterado, castanho. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, as diaclases encontram se muito abertas e preenchidas com óxidos e argilas.	40	IV
Pk 0+355 a Pk 0+345	Tufo silto-argiloso, medianamente compacto a desagregado, muito alterado, castanho. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento, as diaclases encontram se muito abertas e preenchidas com óxidos e argilas.	43	III
Pk 0+358 a Pk 0+348	Tufo silto-argiloso, medianamente compacto a desagregado, muito alterado, castanho-avermelhado. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento, as diaclases encontram se muito abertas e preenchidas com óxidos e argilas.	43	III
Pk 0+361 a Pk 0+351	Tufo silto-argiloso desagregado, muito alterado, castanho-avermelhado. Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento, as diaclases encontram se muito abertas e preenchidas com óxidos e argilas.	43	III
Pk 0+364 a Pk 0+354	Basalto muito fracturado, medianamente a muito alterado, as diaclases encontram se muito abertas e preenchidas com óxidos e argilas. Tufo silto-argiloso desagregado, muito alterado, castanho-avermelhado.	43	III
Pk 0+367 a Pk 0+357	Basalto fracturado a muito fracturado, medianamente a muito alterado, as diaclases encontram se muito abertas e preenchidas. Tufo silto-argiloso desagregado a medianamente compacto, muito alterado, vermelho-acastanhado	47	III
Pk 0+366 a Pk 0+360	Basalto fracturado a muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento, as diaclases encontram se muito abertas e preenchidas com óxidos. Tufo compacto a medianamente compacto, medianamente a muito alterado, vermelho-acastanhado.	52	III
Pk 0+366 a Pk 0+363	Basalto fracturado a muito fracturado, medianamente a muito alterado, cinzento, as diaclases encontram se muito abertas e preenchidas com óxidos. Tufo compacto a medianamente compacto, medianamente a muito alterado, vermelho-acastanhado.	52	III

ANEXO 5 – CRONOLOGIA DOS TRABALHOS DO TÚNEL 1

Quadro A.5: Cronologia dos trabalhos do túnel 1.

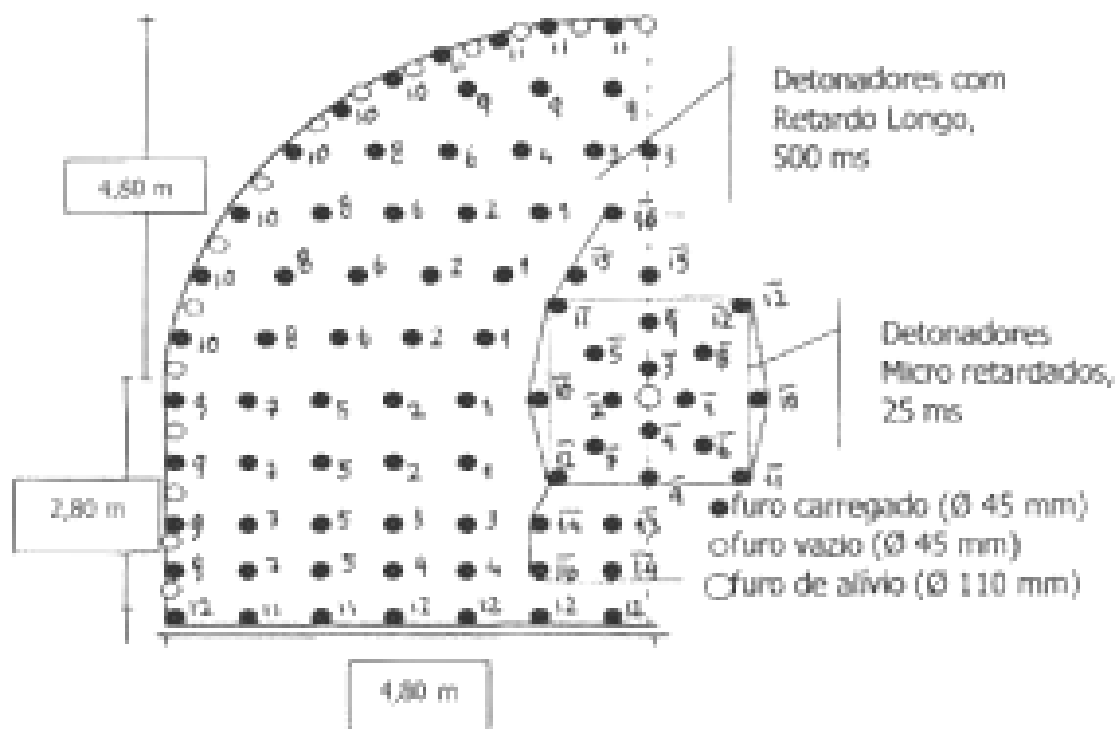
<p>3 de Abril de 2008</p>	<p>Início da desmatação e escavação da zona do emboquilhamento poente.</p>	
<p>23 de Maio de 2008</p>	<p>Início dos trabalhos de contenção do talude sobranceiro ao emboquilhamento poente.</p>	
<p>7 de Agosto de 2008</p>	<p>Início da escavação por meios mecânicos do túnel 1 pelo emboquilhamento poente.</p>	
<p>1 de Setembro de 2008</p>	<p>Início da desmatação e escavação da zona do emboquilhamento nascente.</p>	

Quadro A.5 (continuação): Cronologia dos trabalhos do túnel 1.

<p>12 de Setembro de 2008</p>	<p>Início dos trabalhos de contenção do talude sobranceiro ao emboquilhamento nascente.</p>	
<p>11 de Novembro de 2008</p>	<p>Início da escavação usando explosivos ao PK 0+078.</p>	
<p>20 de Março de 2009</p>	<p>Início da escavação por meios mecânicos do túnel 1 pelo emboquilhamento nascente.</p>	
<p>29 de Maio de 2009</p>	<p>Fim da escavação do túnel 1 ao PK 0+300.</p>	

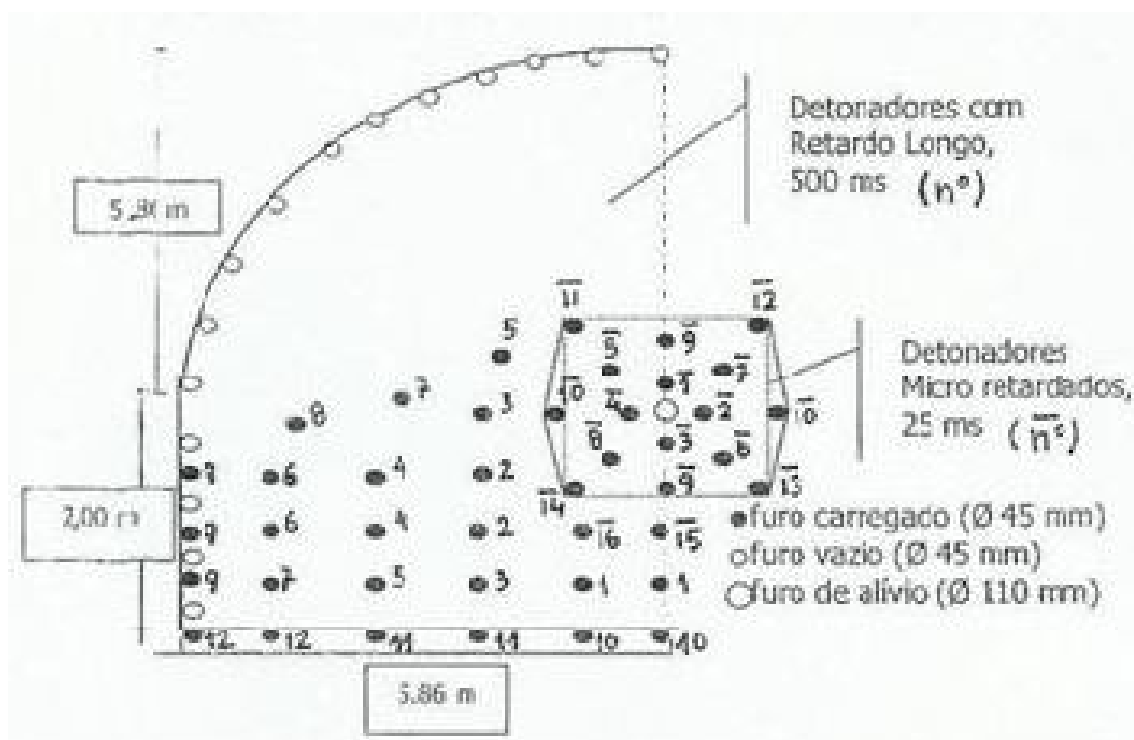
ANEXO 6 – PLANOS DE FOGO UTILIZADOS NO TÚNEL 1

➤ Plano de fogo para ZG1



PLANO DE CARGA			
Zona	Carga/ Furo (kg)	Nº furos	Carga Total (kg)
Contorno	0,70	28	19,60
Destroça	1,82	84	152,88
Caldeira	1,96	16	31,36
Contra caldeira	-	-	-
Sapateiras	1,68	14	23,52
Furos vazios	0,00	30	0
Total		172	227,36
DIAGRAMA DE FOGO, CARGA E ESCAVAÇÃO			
Secção de escavação	63 m ²	Comprimento total perfurado	568 m
Diâmetro de perfuração	45 mm	Avanço previsto	3,85 m
Diâmetro do furo de alívio	110 mm	Volume escavado previsto	242,55 m ²
Nº total de furos (carregados)	142 un	Carga máx por retardo/tempo	18,20 kg
Comprimento dos furos	4 m	Consumo específico	0,94 kg/m ³
Espaçamento entre furos (aprox.)	0,6 – 0,7	Perfuração específica	3,15 m/m ³
EXPLOSIVO UTILIZADO			
Tipo	Dimensões cartucho (mm)	Peso/Cartucho (kg)	
Gelatinoso	25 x 140	0,14	

➤ Plano de fogo para ZG2



PLANO DE CARGA			
Zona	Carga/ Furo (kg)	Nº furos	Carga Total (kg)
Contorno	0,70	6	4,20
Destroça	1,82	32	58,42
Caldeira	1,96	16	31,36
Contra caldeira	-	-	-
Sapateiras	1,68	11	18,48
Furos vazios	0,00	31	0
Total		96	112,28
DIAGRAMA DE FOGO, CARGA E ESCAVAÇÃO			
Secção de escavação	28,8 m ²	Comprimento total perfurado	260 m
Diâmetro de perfuração	45 mm	Avanço previsto	4 m
Diâmetro do furo de alívio	110 mm	Volume escavado previsto	115,2 m ³
Nº total de furos (carregados)	65 un	Carga máx por retardo/tempo	7,28 kg
Comprimento dos furos	4 m	Consumo específico	0,97 kg/m ³
Espaçamento entre furos (aprox.)	0,6 – 0,7	Perfuração específica	2,37 m/m ³
EXPLOSIVO UTILIZADO			
Tipo	Dimensões cartucho (mm)	Peso/Cartucho (kg)	
Gelatinoso	25 x 140	0,14	

ANEXO 7 – CARACTERÍSTICAS DO SISMOGRAFO UTILIZADO

- Características do Sismógrafo InstanTel Minimate Plus utilizado na monitorização das vibrações.

Minimate Plus™

General Specifications	Minimate Plus
Channels	Microphone and Triaxial Geophone or 4 independent user-configurable channels (two Microphones and two Triaxial Geophones or 8 independent channels with optional 8-channel upgrade)
Vibration Monitoring (with Standard Triaxial Geophone)	
Range	Up to 254 mm/s (10 in/s)
Resolution	0.127 mm/s (0.005 in/s) or 0.0159 mm/s (0.000625 in/s) with built-in preamp
Accuracy (ISEE / DIN)	+/- 5% or 0.5 mm/s (0.02 in/s), whichever is larger, between 4 and 125 Hz / DIN 45669-1 standard
Transducer Density	2.13 g/cc (133 lbs/ft ³)
Frequency Range (ISEE / DIN)	2 to 250 Hz, within zero to -3 dB of an ideal flat response / 1 to 315 Hz
Maximum Cable Length (ISEE / DIN)	75 m (250 ft) / 1,000 m (3,280 ft)
Air Overpressure Monitoring	
Weighting Scales	Linear or A-weight
Linear Range	88 to 148 dB (500 Pa (0.072 PSI) Peak)
Linear Resolution	0.25 Pa (0.0000363 PSI)
Linear Accuracy	+/- 10% or +/- 1 dB, whichever is larger, between 4 and 125 Hz
Linear Frequency Response	2 to 250 Hz between -3 dB roll off points
A-weight Range	50 to 110 dBA
A-weight Resolution	0.1 dBA
Waveform Recording	
Record Modes	Manual, Single-shot, Continuous
Seismic Trigger	0.125 to 254 mm/s (0.005 to 10 in/s)
Acoustic Triggers	
Linear	100 to 148 dB
A-weight	55 to 110 dBA
Sample Rate	1,024 to 16,384 S/s per channel (independent of record time), up to 65,536 S/s in single-channel mode with advanced software (max 8,192 S/s per channel for 8 channels)
Record Stop Mode	Fixed record time, InstanTel® AutoRecord™ record stop mode
Record Time	1 to 100 seconds (programmable in one-second steps) or 500 seconds plus 0.25 seconds pre-trigger
AutoRecord Time	Auto window programmable from 1 to 9 seconds, plus a 0.25 second pre-trigger. Event is recorded until activity remains below trigger level for duration of auto window, or until available memory is filled. Recording uninterrupted by event processing - no dead time
Cycle Time	
Storage Capacity	
Full Waveform Events	300 one-second events at 1,024 S/s sample rate (1,500 event capacity with optional memory upgrade)
Event Summaries	1,750 (8,750 event capacity with optional memory upgrade)