

DM

**Aplicação de Retroanálise
na Escavação de um Túnel
na Ilha da Madeira**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Tiago Sousa Melo Gouveia Caldeira

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL



UNIVERSIDADE da MADEIRA

A Nossa Universidade

www.uma.pt

Novembro | 2015

Aplicação de Retroanálise na Escavação de um Túnel na Ilha da Madeira

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Tiago Sousa Melo Gouveia Caldeira

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

ORIENTADOR

João Paulo Martins da Silva Lobo

CO-ORIENTADOR

Tiago Filipe da Silva Miranda



Aplicação de Retroanálise na Escavação de um Túnel na Ilha da Madeira

Dissertação submetida para o grau de Mestre em Engenharia Civil na Universidade da
Madeira

por

Tiago Sousa Melo Gouveia Caldeira

Orientador

João Paulo Martins da Silva Lobo

(Faculdade de Ciências Exatas e da Engenharia, Universidade da Madeira, Funchal, Portugal)

Coorientador

Tiago Filipe da Silva Miranda

(Departamento de Engenharia Civil, ISISE, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal)

Título: Aplicação de Retroanálise na Escavação de um Túnel na Ilha da Madeira.

Palavras-chave: retroanálise; túnel; parâmetros elásticos; parâmetros de resistência; instrumentação; flac3D; Ilha da Madeira;

Keywords: back-analysis; tunnel; elastic parameters; strength parameters; instrumentation; flac3D ; Madeira Island;

Autor: TIAGO G CALDEIRA

FCEE – Faculdade de Ciências Exatas e da Engenharia

Campus Universitário da Penteada

9020 - 105 Funchal – Portugal, s/n

Telefone + 351 291 705 000

Correio eletrónico: secretariadointerno@uma.pt

Júri:

- Presidente: Doutor Paulo Renato Camacho da Silva Lobo
- Vogal (Arguente): Doutor José Manuel Martins Neto dos Santos
- Vogal (Orientador): Doutor João Paulo Martins da Silva Lobo

Funchal, Madeira

Para a minha família

RESUMO

Pretende-se determinar os parâmetros geomecânicos de um maciço atravessado por um túnel construído na ilha da Madeira, através de retroanálise. Para tal, recorre-se a um modelo numérico tridimensional para simular o avanço da escavação e a dados obtidos a partir da instrumentação da obra, nomeadamente, através da medição de convergências e deslocamentos superficiais.

A análise numérica é aplicada a um problema de identificação de parâmetros geomecânicos, em três secções localizadas muito próximas do emboquilhamento do Faial, do túnel do Faial/Cortado. Este problema rege-se por um comportamento elástico perfeitamente plástico e um critério de rotura de Mohr-Coulomb. Para a resolução do problema recorreu-se à utilização do *software* de diferenças finitas, FLAC3D, tendo-se usufruído da sua base de programação para modelar o processo complexo de escavação e suporte do túnel.

A modelação tridimensional no FLAC3D é conseguida através da sua linguagem de programação interna, *FISH*, criando funções capazes de simular o processo da escavação parcial, instalação dos elementos de suporte, e monitorizar e extrair as variáveis pretendidas.

Numa primeira fase realizou-se uma análise paramétrica relativamente ao comportamento do maciço fazendo variar alguns parâmetros geomecânicos deste. Numa segunda fase do estudo, procedeu-se à otimização de um conjunto de parâmetros elásticos e resistentes, intrínsecos ao material envolvente do túnel, através de retroanálise. A otimização dos parâmetros foi realizada por meio da utilização de expressões de cálculo de medida de dispersão estatística entre os dados obtidos a partir da instrumentação em obra e os resultados correspondentes obtidos a partir da análise numérica. Os valores obtidos para os diferentes parâmetros do maciço rochoso foram comparados com os respetivos valores recolhidos na bibliografia para maciços da ilha da Madeira, bem como com os valores previstos pela caracterização geomecânica efetuada durante a fase de construção do túnel objeto de estudo.

ABSTRACT

It is intended to determine the geotechnical parameters of a rock mass crossed by a tunnel built in Madeira Island through back analysis. For such purpose, it is made use of a three dimensional numerical model to simulate the excavation advancement, and of data obtained from the works instrumentation, namely, tunnel convergence and surface displacement measurements.

A numerical analysis is applied to a geomechanical parameter identification problem, on three sections located very close to the Faial portal of the Cortado tunnel. This problem is governed by an elastic perfectly plastic behavior considering a Mohr-Coulomb failure criterion. The problem resolution was dealt using the finite difference software, FLAC3D, having taken advantage of its complex programming base to model the intricate process of excavation and tunnel support.

The three-dimensional modeling in FLAC3D is achieved through its internal programming language, FISH, creating functions capable of simulating the process of the partial excavation, installation of the support elements, and monitoring and extracting the desired variable results.

At an initial stage, a sensitivity analysis is carried out regarding the mass behavior by varying its geomechanical parameters. At a second stage, is proceeded to optimize a set of strength and elastic parameters, belonging to the mass surrounding the tunnel, through backanalysis. The optimization of these parameters is achieved with the aid of statistical scatter measurement calculation expressions with the data obtained from the instrumentation works and the corresponding results obtained from the numerical analysis. The values obtained for the different rock mass parameters were compared with the respective values collected in the Madeira Island rock mass parameters bibliography, as well as with the values predicted by the geomechanical characterization made during the construction stage of the studied tunnel.

ÍNDICE

Resumo.....	v
Abstract	vii
Índice.....	ix
Índice de Figuras	xiii
Lista de Acrónimos e Simbologia.....	xvii
Agradecimentos.....	xix
1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.1. Introdução.....	1
1.2. Objetivos	2
1.3. Estrutura da Dissertação.....	3
2. MODELAÇÃO DE ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS	5
2.1. Efeitos da Escavação	5
2.2. Modelação.....	9
2.2.1. Modelos Bidimensionais	9
2.2.2. Modelos Tridimensionais	14
2.3. Métodos Computacionais	17
2.4. Aplicabilidade	18
2.5. FLAC3D	25
3. EXECUÇÃO DE TÚNEIS EM FORMAÇÕES VULCÂNICAS	27
3.1. Métodos de Escavação	27
3.1.1. Método Explosivo (<i>Drilling & Blasting</i>)	29
3.1.2. Método Sequencial (<i>NATM</i>).....	29
3.1.3. Método Mecanizado (<i>TBM</i>)	32
3.2. Estruturas de Suporte	34
3.2.1. Betão Projetado	34
3.2.2. Cambotas Metálicas	35
3.2.3. Rede Metálica / Malhasol	36
3.2.4. Pregagens.....	36
3.2.5. Enfilagens	37
3.2.6. Suporte Secundário / Final.....	38
3.3. Instrumentação / Monitorização	38

3.3.1. Inclínómetro	39
3.3.2. Extensómetro	40
3.3.3. Piezómetro	40
3.3.4. Marcas de Nivelamento Topográfico (<i>Benchmark</i>).....	40
3.3.5. Marcas de Nivelamento	40
3.3.6. Células de Tensão / Carga	41
3.3.7. Células de Pressão	41
3.3.8. Alvos Topográficos	41
3.3.9. Convergências	42
4. CASO DE ESTUDO: TUNEL DO FAIAL/CORTADO	43
4.1. Enquadramento Geográfico e Geológico	43
4.2. Classificação Geomecânica	45
4.3. Traçado do Túnel.....	46
4.4. Zonamento Geotécnico	47
4.5. Perfis Transversais Tipo	48
4.6. Método Construtivo	50
4.7. Sustimento	53
4.8. Instrumentação	58
4.9. Emboquilhamento do Faial.....	60
4.9.1. Cartografia Geotécnica/Geomecânica	60
4.9.2. Caracterização Geomecânica	61
4.9.3. Instrumentação	65
5. MODELAÇÃO NUMÉRICA.....	67
5.1. Metodologia.....	67
5.1.1. Criação do Modelo e Discretização	69
5.1.2. Simulação do Processo Construtivo	70
5.1.3. Sustimento	71
5.2. Análise Paramétrica.....	72
5.2.1. Processo Construtivo.....	72
5.2.2. Estado de Tensão Inicial	74
5.2.3. Módulo de Deformabilidade – E	75
5.2.4. Parâmetros de Resistência – Φ' e C'	76
5.2.5. Ângulo de Dilatância – ψ	78
5.2.6. Resistência à Tração – σ^t	80
5.2.7. Discussão de Resultados	81

5.3. Retroanálise	83
5.3.1. Processo de Otimização	84
5.3.2. Resultados	85
5.3.3. Resultados da Retroanálise vs Revisão Bibliográfica.....	96
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	99
6.1. Conclusões.....	99
6.2. Trabalhos Futuros.....	101
REFERÊNCIAS.....	103
ANEXOS	111
Anexo A.1	111
Anexo A.2	115
Anexo A.3	130
A.3.1. Pk 0+672	130
A.3.2. Pk 0+662	136
A.3.3. Pk 0+652	141
Anexo A.4	146

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Simplificação por simetria (modelos 2D e 3D)	6
Figura 2 – Tridimensionalidade presente na frente de escavação (adaptado de GNILSEN, 1989)	8
Figura 3 – Modelos axissimétricos (exemplos).....	10
Figura 4 – Modelo bidimensional longitudinal (exemplo).....	10
Figura 5 – Modelo bidimensional transversal (exemplo).....	11
Figura 6 – Visualização dos parâmetros <i>GAP</i> segundo Lee e Rowe (1991).....	12
Figura 7 – Deslocamento radial atrás da face de escavação segundo Panet & Guenot (1982)	13
Figura 8 – Redução progressiva do módulo de elasticidade	13
Figura 9 – a) Método de controlo de perda de volume; b) Modelação dos elementos segundo Kakarus (2007)	14
Figura 10 – Zonas do modelo sujeitas à interpretação de resultados (adaptado de GNILSEN, 1989) .	16
Figura 11 – Métodos e modelos numéricos para engenharia de túneis (adaptado de GNILSEN, 1989)	21
Figura 12 – Fatores condicionantes do método de escavação	28
Figura 13 – Construção sequencial de um túnel no sul da Austria (Rabcewicz, 1964; Janeiro de 1965)	30
Figura 14 – Vários tipos de escavação sequencial (Kolymbas, 2005)	31
Figura 15 – Escudos de frente fechada (esquerda e centro) e aberta (direita) (Kolymbas, 2005).....	32
Figura 16 – Vários tipos de tuneladoras (ITA - AITES, 2000).....	34
Figura 17 – a) Betão projetado via húmida; b) Adição de fibras metálicas (Kolymbas, 2005)	35
Figura 18 – Pregagens tipo SWELLEX (Kolymbas, 2005)	36
Figura 19 – Aspeto típico do revestimento de um túnel (Hoek, et al., 2008).....	38
Figura 20 – Inclínómetro digital (Geokon, 2015)	39
Figura 21 – Alvos topográficos (Rothbucher Systeme, 2015) (Sisgeo, 2015).....	42
Figura 22 – a) Convergenciómetro do LNEC; b) Fita extensométrica (Geokon, 2015)	42
Figura 23 – Localização geográfica e geológica do túnel do Faial/Cortado	43
Figura 24 – Localização geográfica e geológica do túnel do Faial/Cortado (aproximação invertida)..	44
Figura 25 – Complexos Vulcânicos segundo: Zbyszewski et al. (1974), em cima; b) Brum da Silveira et al. (2010), em baixo	45
Figura 26 – Sobreposição dos traçados iniciais e finais do túnel do Faial/Cortado	46
Figura 27 – a) Secção corrente; b) Secção corrente c/ faixa de aceleração/desaceleração	48
Figura 28 – Zona de divergência do ramo B	49
Figura 29 – Galeria de evacuação de emergência a) com revestimento; b) sem revestimento	49
Figura 30 – Secção corrente - ZG2	50

Figura 31 – Secção corrente – ZG3	51
Figura 32 – Secção de alargamento - ZG3 (HEB180).....	52
Figura 33 – Secção de alargamento - ZG3 (HEB200 e HEB220).....	53
Figura 34 – Sustimento primário ZG2 - Faial	53
Figura 35 – Sustimento primário ZG2 - Cortado.....	54
Figura 36 – Sustimento primário ZG2 – secção alargamento	54
Figura 37 – Sustimento primário ZG3 - Faial	55
Figura 38 – Sustimento primário ZG3 – secção alargamento	55
Figura 39 – Sustimento secundário ZG2 – secção corrente	57
Figura 40 – Sustimento secundário ZG3 – secção corrente	57
Figura 41 – Instrumentação: Marcas topográficas.....	58
Figura 42 – Instrumentação: Convergências	59
Figura 43 – Instrumentação: Extensómetros	59
Figura 44 – Frente de escavação PK 0+622 (Frente 1)	60
Figura 45 – Esboço e legenda da frente de escavação PK 0+622 (Frente 1).....	60
Figura 46 – Parâmetros de resistência das formações da ilha da Madeira segundo Lourenço et al. (2010)	62
Figura 47 – Testes à compressão uniaxial segundo Rosa, S. et al. (1997)	62
Figura 48 – Modelação do túnel St. Cruz segundo Brito, J. (2000)	63
Figura 49 – Zonamento geotécnico do túnel (PISTONE, Raúl – 2006).....	64
Figura 50 – Localização dos dispositivos de instrumentação e zonamento	65
Figura 51 – Fluxograma do método de retroanálise	68
Figura 52 – Modelo tridimensional FLAC3D	69
Figura 53 – Hipóteses da modelação do faseamento construtivo: a) Fatia; b) Metade; c) Total.....	70
Figura 54 – a) Corte longitudinal do túnel; b) Elementos de suporte <i>SHELL</i>	70
Figura 55 – Modelação do sustimento segundo Hoek, E. (2008).....	71
Figura 56 – Hipóteses da modelação do faseamento construtivo a) Fatia; b) Metade; c) Total	72
Figura 57 – Sensibilidade do faseamento construtivo (deslocamentos)	73
Figura 58 – Sensibilidade do faseamento construtivo (convergências).....	73
Figura 59 – Sensibilidade do parâmetro K_0 (deslocamentos)	74
Figura 60 – Sensibilidade do parâmetro K_0 (convergências).....	75
Figura 61 – Sensibilidade do parâmetro E (deslocamentos)	76
Figura 62 – Sensibilidade do parâmetro E (convergências)	76
Figura 63 – Sensibilidade do parâmetro ϕ' (deslocamentos).....	77
Figura 64 – Sensibilidade do parâmetro ϕ' (convergências)	77
Figura 65 – Sensibilidade do parâmetro c' (deslocamentos)	78

Figura 66 – Sensibilidade do parâmetro c' (convergências).....	78
Figura 67 – Sensibilidade do parâmetro Ψ (deslocamentos).....	79
Figura 68 – Sensibilidade do parâmetro Ψ (convergências)	79
Figura 69 – Sensibilidade do parâmetro σ^t (deslocamentos).....	80
Figura 70 – Sensibilidade do parâmetro σ^t (convergências)	80
Figura 71 – Influência na amplitude dos Deslocamentos X, Y, e Z.....	81
Figura 72 – Influência na amplitude das Convergências	81
Figura 73 – Influência na grandeza dos Deslocamentos e Convergências.....	82
Figura 74 – Modelo tridimensional final FLAC3D.....	83
Figura 75 – Deslocamentos PK 0+672 a) marca 1; b) marca 2; c) marca 3; d) marca 4.....	87
Figura 76 – Deslocamentos PK 0+662 a) marca 1; b) marca 2; c) marca 3; d) marca 4.....	88
Figura 77 – Deslocamentos PK 0+652 a) marca 1; b) marca 2; c) marca 3.....	89
Figura 78 – Identificação das cordas de medição de convergências	90
Figura 79 – Gráfico de convergências (medidas vs. calculadas).....	90
Figura 80 – Deslocamentos Totais	91
Figura 81 – Deslocamentos Totais (pós escavação da bancada).....	91
Figura 82 – Deslocamentos Verticais.....	92
Figura 83 – Deslocamentos Verticais (frontal)	92
Figura 84 – Deslocamentos Horizontais Transversais	93
Figura 85 – Deslocamentos Horizontais Transversais (frontal).....	93
Figura 86 – Deslocamentos Horizontais Longitudinais	94
Figura 87 – Deslocamentos Horizontais Longitudinais (frontal).....	94
Figura 88 – Tensões principais mínimas (σ_3).....	95
Figura 89 – Tensões principais máximas (σ_1)	95
Figura 90 – Zonas em cedência.....	96
Figura 91 – Complexos Vulcânicos segundo Zbyszewski et al. (1974).....	112
Figura 92 – Complexos Vulcânicos segundo Brum da Silveira et al. (2010)	114
Figura 93 – Procedimento de medição e cálculo do RQD	115
Figura 94 – Sistema de classificação RMR.....	117
Figura 95 – Orientação dos planos de descontinuidade	118
Figura 96 – Classes de maciços - RMR	118
Figura 97 – Relação entre vão livre, período de estabilidade sem revestimento e índice RMR	119
Figura 98 – Relação índice RMR e Módulo de Deformabilidade E_m	119
Figura 99 – Classificação individual de cada parâmetro do sistema Q (a)	121
Figura 100 – Classificação individual de cada parâmetro do sistema Q (b)	122
Figura 101 – Relação categorias de suporte, índice Q (Palmström, A. and Broch, E. 2006).....	123

Figura 102 – Fator de segurança - ESR	123
Figura 103 – Diferentes correlações entre os índices RMR e Q.....	125
Figura 104 – Classificação GSI.....	126
Figura 105 – Classificação GSI adaptada para maciços de piores qualidades	127
Figura 106 – Classificação GSI adaptada para maciços de heterogéneos	128
Figura 107 – Secção transversal PK 0+672 - localização provável da superfície	130
Figura 108 – Secção transversal PK 0+672 - localização dos dispositivos de instrumentação	130
Figura 109 – Deslocamentos PK 0+672 medidos em obra (1.1).....	131
Figura 110 – Deslocamentos PK 0+672 medidos em obra (1.2).....	132
Figura 111 – Deslocamentos PK 0+672 medidos em obra (1.3).....	133
Figura 112 – Deslocamentos PK 0+672 medidos em obra (1.4).....	134
Figura 113 – Identificação das cordas de medição de convergências	135
Figura 114 – Convergências PK 0+672 medidas em obra	135
Figura 115 – Secção transversal PK 0+662 - localização provável da superfície	136
Figura 116 – Secção transversal PK 0+662 - localização dos dispositivos de instrumentação	136
Figura 117 – Deslocamentos PK 0+662 medidos em obra (2.1).....	137
Figura 118 – Deslocamentos PK 0+662 medidos em obra (2.2).....	138
Figura 119 – Deslocamentos PK 0+662 medidos em obra (2.3).....	139
Figura 120 – Deslocamentos PK 0+662 medidos em obra (2.4).....	140
Figura 121 – Secção transversal PK 0+652 - localização provável da superfície	141
Figura 122 – Secção transversal PK 0+652 - localização dos dispositivos de instrumentação	141
Figura 123 – Deslocamentos PK 0+652 medidos em obra (3.1).....	142
Figura 124 – Deslocamentos PK 0+652 medidos em obra (3.2).....	143
Figura 125 – Deslocamentos PK 0+652 medidos em obra (3.3).....	144

LISTA DE ACRÓNIMOS E SIMBOLOGIA

Acrónimos

2D – Bidimensional

3D – Tridimensional

ERM – Erro Relativo Médio

FLAC3D – Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3D

GSI – Geological Strength Index

NATM – New Austrian Tunneling Method

MDF – Método das Diferenças Finitas

MEC – Método dos Elementos de Contorno

MEF – Método dos Elementos Finitos

PK – Ponto Quilométrico

REMQ – Raiz do Erro Médio Quadrático

RMR – Rock Mass Rating

RQD – Rock Quality Designation

TBM – Tunneling Boring Machine

ZG – Zonamento Geotécnico

Simbologia

Letras minúsculas

c' – coesão efetiva

r – Raio do túnel (método GAP)

$u_r(x)$ – Deslocamento radial localizado a uma distância x atrás da face de escavação (método GAP)

u_r^∞ – Deslocamento radial localizado a uma distância infinita atrás da face de escavação (método GAP)

Letras maiúsculas

E – Módulo de Young

E_s – módulo de elasticidade do núcleo de suporte (método de redução da rigidez)

F_0 – Forças nodais equivalentes (método controlo de perda de volume)

G – Módulo de Distorção

GAP – Parâmetro de frincha (método GAP)

K_0 – Coeficiente de impulso em repouso

K – Módulo de Compressibilidade

U_{3D}^* – Assentamento máximo na face (método GAP)

Letras Gregas

α – Fator de amolecimento do material (método de redução da rigidez)

β_n – Complexos vulcânicos da ilha da Madeira (Zbyszewski, 1974)

γ – Peso volúmico

Δ – Espessura do escudo (método GAP)

δ – Espaçamento necessário para a instalação do suporte (método GAP)

λ – Fator de redução da tensão inicial (método convergência confinamento)

ν – Coeficiente de Poisson

σ^t – Resistência à tração

ϕ' – Ângulo de atrito efetivo

σ^0 – Tensão inicial (método convergência confinamento)

σ_r – tensão radial na periferia do túnel (método convergência confinamento)

τ – Resistência ao corte

ψ – Dilatância

ω – Parâmetro de perda de material resultante dos trabalhos de escavação (método GAP)

AGRADECIMENTOS

A realização desta dissertação marca o fim de uma importante etapa da minha vida e o início de uma nova etapa, e por essa razão dedico este espaço àqueles que contribuíram de alguma maneira para a realização desta dissertação:

Ao meu orientador, Professor Dr. João Martins, pela atenção e pelo tempo despendido para me auxiliar a cada momento. O seu apoio, disponibilidade e confiança depositada, foram um enorme alicerce para a realização e conclusão deste trabalho. Agradeço todas as suas correções e sugestões que sem dúvida enriqueceram o meu trabalho.

Ao meu coorientador, professor Dr. Tiago Miranda, pela orientação, correção e informação disponibilizada através do professor Dr. João Martins. Foi decididamente uma peça importante que contribuiu para que este trabalho se pudesse concretizar.

Ao meu colega de Mestrado em Engenharia Civil 2013/2014, Amaro Cró, que me auxiliou imenso na fase inicial do trabalho, fornecendo-me toda a informação e dados que lhe foram disponibilizados, impulsionando e valorizando o conteúdo do meu trabalho.

Ao meu amigo Roberto Nuno, ex-aluno de Universidade da Madeira, pelas dúvidas que me tirou e conselhos que me deu durante o meu Mestrado em Engenharia Civil, e durante a realização da dissertação.

Agradeço, ainda, aos restantes colegas de curso, de mestrado em engenharia civil e outros da Universidade da Madeira, que direta e indiretamente me ajudaram e me motivaram a pretender mais e melhor e poder alcançar o sucesso.

Por fim, à minha família, à minha irmã e em especial aos meus pais, por me terem proporcionado a minha formação académica, retificado os meus erros, por me incentivarem a combater os desafios e continuar a me esforçar. Aos meus avós, pelo seu apoio incondicional ao longo destes anos e paciência, pelas palavras de motivação nos momentos mais difíceis, e por toda a sua dedicação.

Obrigado a todos, por tudo...

Funchal, Novembro 2015

Tiago G Caldeira

1

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

1.1. INTRODUÇÃO

Tendo em conta os recentes desenvolvimentos tecnológicos, aliados aos conhecimentos de engenharia civil empregues na execução de projetos na área dos transportes e vias de comunicação na ilha da Madeira, os túneis tornaram-se numa ferramenta de extrema utilidade para funcionalidade e eficiência daquelas. Não só pela maior conveniência e desembaraço nos acessos que as vias anteriores não proporcionavam, quer pela qualidade, sinuosidade ou inclinação das vias, mas pelo menor desgaste assimilado pelos veículos e também pela brevidade e segurança com que se concluem esses trajetos.

No entanto, as vantagens trazidas pela construção deste tipo de obra são atenuadas pelos custos a que estas estão implícitas, visto que são estruturas de elevada complexidade às quais são incumbidas a execução a engenheiros técnicos de empresas altamente especializadas com grande historial de obras geotécnicas. Atendendo à construção de um número significativo de túneis rodoviários e hidráulicos a que se tem assistido na última década, entende-se que um estudo mais aprofundado deste tipo de obras permitirá um maior conhecimento do comportamento dos maciços da ilha da Madeira. Por isso, é conveniente ao realizar este tipo de obras, o conhecimento e previsibilidade do comportamento do maciço rochoso ou terroso associado à obra. Daí que se torne primordial a concretização da caracterização geológica e geotécnica, prévia e concomitantemente da realização da obra para garantir a sua segurança na fase de construção e durante a vida útil da estrutura.

Não é descabido hoje em dia realizarem-se estudos de retroanálise, em tempo real, através da modelação e inserção de modelos bi, ou tridimensionais para casos mais complexos, em *softwares* de cálculo de elementos finitos para assistir à construção do túnel e providenciar alguma compreensão de possíveis alterações do estado do maciço e, conseqüentemente, conduzir a modificações de projeto de execução.

Por outro lado, é através deste tipo de estudos, realizados *à posteriori*, que se pretende contribuir para o elevar do conhecimento geológico e geotécnico dos maciços da ilha da Madeira e desta área da engenharia, a geotecnia.

É à luz do trabalho de Cró (2014) que se inicia o desenvolver desta tese, pretendendo-se estimar as propriedades geomecânicas do maciço através da metodologia de retroanálise. Metodologia esta que estabelece a introdução de parâmetros geomecânicos num modelo numérico, do qual resultam medições que se pretende aproximar ao máximo das medições registadas *in situ*. Cró (2014) aplica uma metodologia de retroanálise recorrendo a modelos numéricos 2D, em estado plano de deformação, utilizando uma ferramenta de cálculo de elementos finitos para aproximar deslocamentos superficiais verticais e cordas de medição de convergências. Tal análise 2D focou-se em 14 seções localizadas ao longo do túnel do Faial/Cortado, onde os parâmetros foram determinados segundo o critério de Hoek-Brown (Cró, 2014).

No presente trabalho avalia-se uma zona de emboquilhamento do mesmo túnel, razão pela qual se recorre a um modelo tridimensional. O programa de cálculo utilizado foi o FLAC3D (Itasca Consulting Group, Inc, 2002) que dispõe de uma interface de linha de comandos que permite, através da sua exclusiva sintaxe de programação, definir todos os componentes necessários para a criação de um modelo de escavação complexo.

1.2. OBJETIVOS

Este trabalho tem como principal objetivo a determinação dos parâmetros geomecânicos das formações vulcânicas envolventes ao túnel rodoviário na ilha da Madeira, Túnel do Faial/Cortado, implementando uma metodologia de retroanálise, com os seguintes objetivos complementares:

- Obtenção e discriminação da informação relativa à fase de projeto e de construção da obra;
- Levantamento bibliográfico de conhecimento experienciado em outras obras geotécnicas na ilha da Madeira;
- Realização de análise numérica, através de modelos tridimensionais, recorrendo a um programa de diferenças finitas (FLAC3D);
- Validação do modelo através da otimização de um conjunto de parâmetros geomecânicos;
- Comparação dos parâmetros geomecânicos alcançados através da retroanálise, com os do levantamento bibliográfico.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A estrutura da dissertação obedece a uma divisão em cinco capítulos, dos quais o primeiro é a presente introdução, onde são apresentados os objetivos subjacentes à realização deste estudo, bem como a estrutura da dissertação.

O segundo capítulo consiste em fazer referência aos efeitos sentidos nos túneis causados pelos processos de escavação e de que maneira se podem representar através de simplificação em modelos numéricos. Em seguida, mostram-se os vários tipos de modelação e representação mais utilizados nas análises numéricas, e os métodos computacionais numéricos capazes de os resolver. Terminando, faz-se uma introdução ao programa de computação numérica aplicado neste trabalho, FLAC3D.

No terceiro capítulo são abordados os métodos mais comuns de escavação, de suporte, e de instrumentação utilizados na construção de túneis em formações rochosas.

No quarto capítulo é feito um enquadramento geográfico do caso de estudo, o túnel do Faial/Cortado, em que se apresentam os métodos de escavação, de suporte, e de instrumentação empregues durante a construção deste túnel. É feita uma breve alusão aos sistemas de classificação geomecânica mais comuns e descrição da geologia das formações vulcânicas presentes na ilha da Madeira. Em seguida apresenta-se o levantamento bibliográfico realizado, que faz uma caracterização geomecânica das mesmas formações vulcânicas tendo em conta o caso de estudo, o túnel do Faial/Cortado.

No quinto capítulo apresenta-se a metodologia de retroanálise implementada na análise numérica e o processo de criação do modelo. É exposta a análise paramétrica realizada, de modo a compreender a influência dos parâmetros nos resultados numéricos antes de realizar a análise final. Em seguida são expostos os resultados obtidos das análises de paramétrica e final.

O último capítulo apresenta as notas finais, as principais conclusões obtidas e perspectivas futuras de pesquisa e desenvolvimento para investigações posteriores relacionadas com o tema.

2

MODELAÇÃO DE ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS

2.1. EFEITOS DA ESCAVAÇÃO

A tridimensionalidade do maciço pode ser observada de várias formas, como por exemplo, na anisotropia, heterogeneidade e descontinuidades presentes no maciço. A geometria espacial do problema como a proximidade aos emboquilhamentos, o avançar da frente de escavação, alteração de geometria ou de direção e interseção de túneis, também induzem alguns efeitos evidentes (Gerçek, 2005): a transferência de cargas devido à redistribuição de tensões ocorre em ambas as direções transversal e longitudinal; os deslocamentos ocorrem ao longo da circunferência do túnel, adiante da frente de escavação e na face de escavação (Gnilsen, 1989).

Apesar das características de tridimensionalidade frequentemente encontradas, não significa que seja necessária a realização de uma análise 3D. Em alternativa, um modelo 2D poderá servir adequadamente as exigências da análise. Esta decisão estará dependente das seguintes considerações:

- A complexidade e dimensão associada ao modelo 3D, aliada às imperfeições e limitações do programa podem ter efeitos adversos à obtenção de resultados. Além disso, o processamento de modelos complicados e muito pormenorizados promovem imprecisões e erros humanos. O elevado número de parâmetros resultantes da análise poderá se tornar de difícil interpretação. É aconselhável a utilização de programas de pré e pós processamento de dados e resultados;
- Os custos inerentes à realização de uma análise 3D excedem os de uma análise 2D. Estes custos estão ligados ao número de horas de trabalho no processamento e preparação de dados, e utilização de computadores equipados com as exigências necessárias para tornar a análise exequível (Gnilsen, 1989).

A simplificação de modelos 3D em modelos 2D requer muita experiência e compreensão das relações entre os dois tipos de modelos. Uma análise 2D que consiga adequadamente reproduzir os efeitos tridimensionais na proximidade da face de escavação tem-se mostrado particularmente importante para a obtenção de resultados de cálculo numérico válidos. A simplificação destes modelos poderá ser cumprida através de: a) simetria; b) geologia; e c) processo construtivo, que serão descritos em seguida.

a) Simetria

Quando se verificam condições de simetria em relação às geometrias adotadas, propriedades do maciço e distribuição de tensões, é aceitável que se faça este tipo de simplificação (Figura 1). Apenas uma metade será alvo de análise, tendo em conta que os resultados na outra metade serão idênticos.

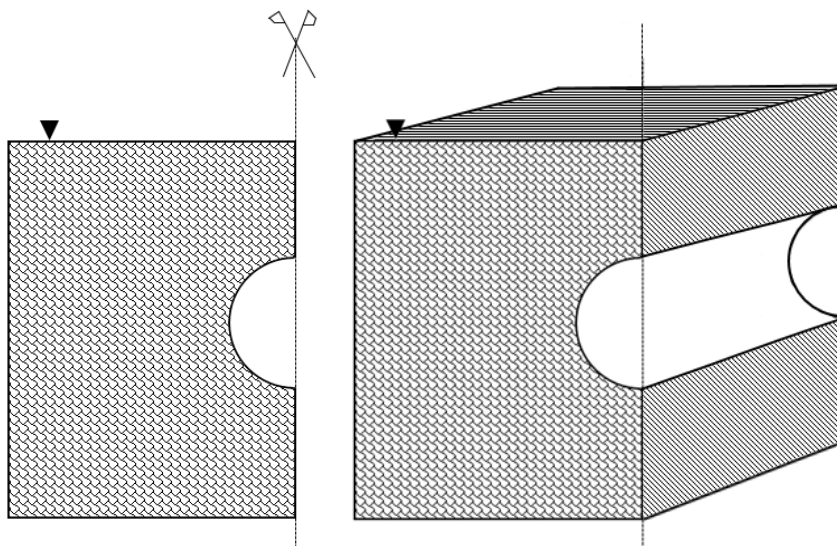


Figura 1 – Simplificação por simetria (modelos 2D e 3D)

b) Geologia

Muito frequentemente, a complexidade geológica do maciço e parâmetros caracterizadores correspondentes, exigem que sejam realizadas simplificações para garantir a viabilidade do modelo. É também importante que o modelo tenha uma discretização adequada ao problema, de modo a garantir resultados coerentes, convergência do modelo e redução de erros durante a computação numérica. Uma maior discretização resultará em resultados mais corretos e precisos, no entanto, necessitará de mais tempo de computação e melhores capacidades do computador, o que resultará em maiores custos. A discretização também não deverá conter grandes variações dentro do modelo.

É frequente a introdução de leis constitutivas para que estas definam o tipo de comportamento do maciço durante a análise. As leis constitutivas utilizadas na engenharia geotécnica poderão ser elásticas lineares, elástica não linear, viscoelástica linear, elasto-plástica, elastovisco-plástica, isotrópica, anisotrópica, termo dependente e estocástica (Gnilsen, 1989). A abordagem à simplificação da geologia poderá ser dividida em três tipos diferentes que dependem da situação encontrada em obra: i) Maciços rochosos; ii) Maciços terrosos; e iii) Irregularidades subterrâneas, que serão discutidos em seguida:

i. Maciços rochosos

Os maciços rochosos são normalmente compostos por conjuntos de rocha intacta e descontinuidades ou falhas. As características e propriedades de ambos os conjuntos governam o comportamento do maciço rochoso. Em consequência, poder-se-ão modelar os maciços rochosos em condições de isotropia ou anisotropia, continuidade ou descontinuidade, e homogeneidade ou heterogeneidade.

No âmbito da engenharia, os maciços rochosos são frequentemente modelados como meios contínuos e homogêneos, como seria idealmente desejado. Por vezes é considerada a heterogeneidade, anisotropia ou descontinuidades, mas muito raramente se consideram estas características, todas ao mesmo tempo em apenas uma análise.

Os maciços rochosos exibem frequentemente alguma forma de descontinuidade como por exemplo quando se atravessam falhas ou fraturas (diaclasses). Modelar com pormenor estas descontinuidades, torna-se numa tarefa muito difícil e geralmente inviável. Como alternativa, a modelação das descontinuidades pode ser realizada através de simplificações dos efeitos destas, usando métodos de análise em meios descontínuos ou híbridos. No entanto, a aplicação destes meios apenas se justifica se o padrão das falhas estiver bem definido e se o espaçamento entre descontinuidades for relativamente grande em relação à dimensão do túnel (Gnilsen, 1989).

ii. Maciços terrosos

A modelação considerada para um maciço terroso difere da adotada para um maciço rochoso pelo facto de que ao contrário do maciço rochoso, não se encontram descontinuidades vincadas neste tipo de maciços. Os seguintes pontos descrevem os problemas tipicamente associados aos maciços terrosos:

- A variabilidade de valores dos parâmetros do solo, obtidos a partir de ensaios, é demasiado alta para que se possam determinar valores reais;
- Os parâmetros do solo podem variar com o passar do tempo devido à alteração das condições subterrâneas causadas pela escavação. Estas alterações poderão estar relacionadas com a variação de nível freático ou por efeitos de fluência;
- A alteração das condições de carregamento e do estado de tensão no solo influenciam o comportamento reológico do maciço. O comportamento de maciços complexos sob condições de carregamento complexas representa uma das maiores dificuldades na modelação deste tipo de maciços (Gnilsen, 1989).

iii. Irregularidades subterrâneas

Para além das descontinuidades presentes nos maciços rochosos, existem outros tipos de irregularidades encontradas quer nos maciços rochosos quer nos terrosos. Por exemplo, a existência de zonas no maciço em que os seus parâmetros diferem da restante seção. Estas heterogeneidades locais são de extensão e localização desconhecida o que poderá conduzir a estudos paramétricos.

c) Processo construtivo

De modo a obter resultados “realistas” é necessário ter em conta as medidas reais de construção implementadas e sua ordenação. O processo de escavação e instalação da estrutura de suporte são critérios de construção fulcrais, no entanto, como mencionado anteriormente, será necessário a realização de um modelo simplificado que adequadamente represente estas condições de construção. Por exemplo, o impacto e características de uma escavação realizada por meios de TBM e respetivos métodos de suporte serão diferentes dos de uma escavação sequencial NATM.

A geração de uma “estrutura” tridimensional na frente de escavação é comum a toda a escavação de túneis onde as tensões e deformações ocorrem em três dimensões (Figura 2). O avanço da frente de escavação do túnel provoca a mobilização do maciço para o interior deste, fazendo-se notar em redor e à frente da face de escavação (Gnilsen, 1989).

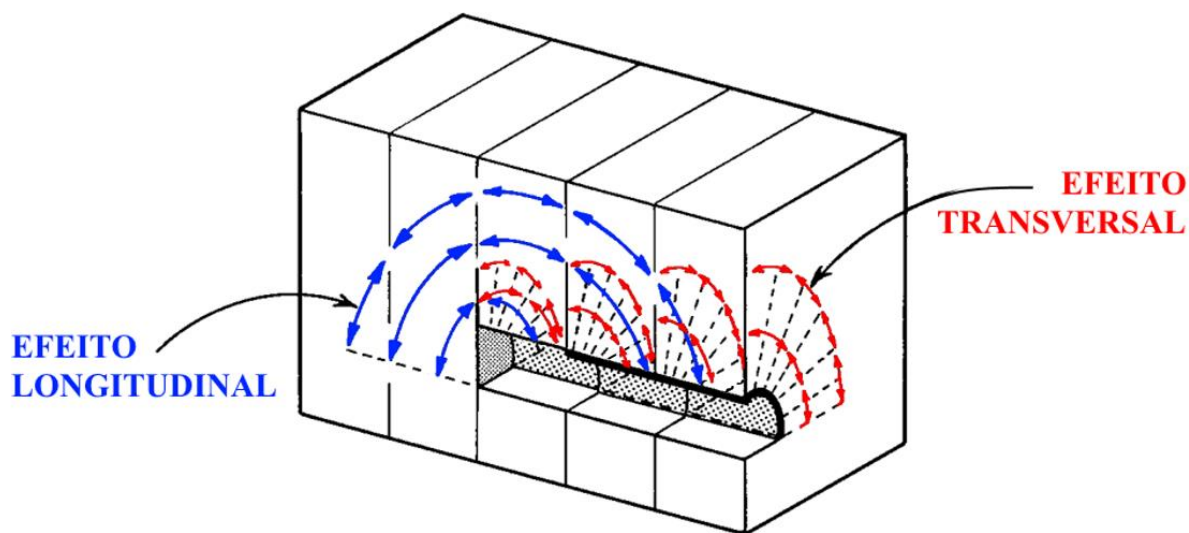


Figura 2 – Tridimensionalidade presente na frente de escavação (adaptado de GNILSEN, 1989)

2.2. MODELAÇÃO

As computações numéricas como ferramenta auxiliar da engenharia, pretendem analisar, explicar, e prever o comportamento e resposta das estruturas originado pelo processo de construção. A definição de um modelo que consiga reunir todas as condições reais, é fundamental para que os conceitos físicos e matemáticos sejam aplicados com sucesso na análise. Estas condições reais são muito difíceis de se definir, pois existem muitas incertezas inerentes ao maciço, à complexidade que este possa ter e aos problemas associados com a definição de uma lei constitutiva adequada ao comportamento deste.

Partindo do princípio que não é possível nem útil tentar recriar todas estas condições e parâmetros em pormenor, deve ser criado um modelo simplificado. É aqui que entra em jogo a experiência do engenheiro, quer na interpretação dos resultados, quer na compreensão do funcionamento do código numérico. As simplificações do modelo poderão ser realizadas através de uma ou várias maneiras, das quais poderão resultar em modelo 2D ou 3D (Gnilsen, 1989).

2.2.1. MODELOS BIDIMENSIONAIS

Este tipo de representação pode ser sumarizado como um método de aproximação às condições tridimensionais que surgem nas seções transversais de maior interesse e relevância numa construção subterrânea (Figura 3). Surgem devido às dificuldades do procedimento das análises tridimensionais, associadas aos altos custos computacionais, e à dificuldade de preparação de dados e tratamento de resultados. Por isso, no dimensionamento, e previsão do comportamento estrutural de túneis, tem-se recorrido preferencialmente a modelos bidimensionais.

Em casos de túneis profundos, de seção transversal circular e estado de tensão isotrópico uniforme, onde os deslocamentos à superfície sejam desprezáveis, o equilíbrio é considerado axissimétrico. Esta condição de axissimetria é conseguida pela existência de infinitos planos de simetria coincidentes com o eixo do túnel e invariância das suas características e carregamentos. Este método de simplificação implica algumas limitações a certas características (Gomes, 2006):

- Seção do túnel circular
- Coeficiente de impulso em repouso igual à unidade ($K_0 = 1$)
- Variação da tensão com as dimensões verticais da abertura é desprezada
- Heterogeneidade considerada simétrica em relação ao eixo do túnel

Nestas condições, e desde que a escavação se processe em secção plena, são suficiente para a definição do comportamento estrutural, quatro componentes de tensão e deformação e dois de deslocamentos. O problema é então resolvido mediante a utilização de uma malha plana, embora com três graus de liberdade por nó. Propõe-se o método de tratamento de estruturas axissimétricas, sujeitas a carregamentos não axissimétricos, em que os três graus de liberdade existentes nos nós de cada elemento finito, e respetivos carregamentos, sejam representados por séries de Fourier com funções harmónicas circulares (Wilson, 1965).

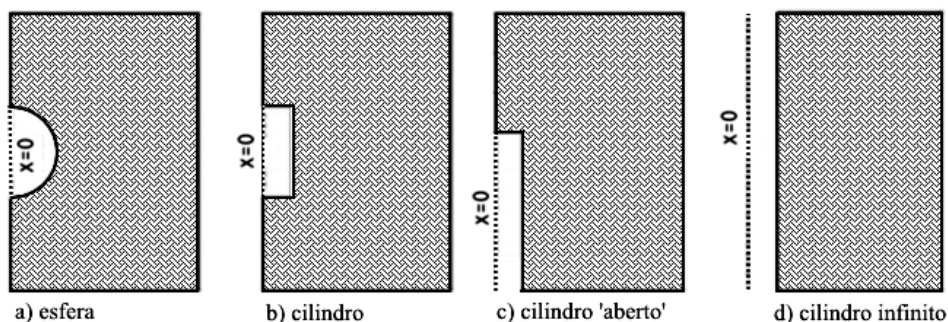


Figura 3 – Modelos axissimétricos (exemplos)

Embora seja possível a representação de solicitações não simétricas por meio de harmónicas, não é aceitável o seu uso para a modelação de túneis superficiais, pois não contempla a presença da superfície livre, como são a grande maioria dos túneis abertos em maciços terrosos (Rodrigues, 2009).

Outro método de análise em deformação plana, contendo o eixo longitudinal do túnel, permite a avaliação de deslocamentos e tensões que ocorrem adiante da frente e evolução consequente do avanço desta e análise do equilíbrio na frente de escavação (Figura 4). No entanto, por se tratar de um método excessivamente conservativo torna o seu interesse algo limitado.

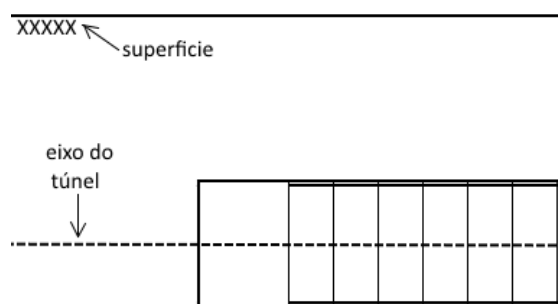


Figura 4 – Modelo bidimensional longitudinal (exemplo)

Finalmente, de longe o método de análise mais comum, correspondente a uma análise em deformação plana da secção transversal no plano perpendicular ao eixo do túnel (Figura 5). Toma partido do fato do equilíbrio se verificar em zonas fora do alcance dos efeitos tridimensionais, razoavelmente distantes da frente, em condições próximas do estado plano de deformação. É uma simplificação aceitável tendo em

conta a consideração da invariabilidade das características geométrico-estruturais do maciço e da geometria da seção do túnel. Na presença de um problema que envolva vários túneis superficiais, ou se a resposta superficial do maciço é de grande importância para a análise, será opção viável a representação em estado plano de deformação da seção transversal do túnel.

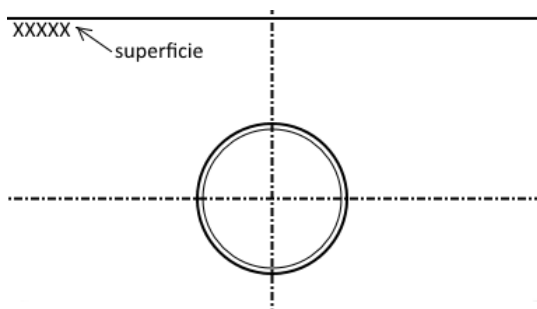


Figura 5 – Modelo bidimensional transversal (exemplo)

A escolha do método bidimensional a utilizar poderá estar dependente da capacidade de performance do computador ou do *software*, ou mesmo por questões de preferência profissionais do utilizador. Independentemente do método ou modelo, as simplificações bidimensionais serão sempre representações algo grosseiras, suscitam dificuldades que poderão inviabilizar a sua realização, mais precisamente na modelação de túneis de faseamento mais complexo, e na imprecisão dos fatores de alívio consequentes da escavação e deformação verificada antes da instalação do suporte (Gomes, 2006).

Método GAP

Introduzido por (Rowe, et al., 1983) e melhorado por (Lee, et al., 1991), o método *gap*, que calcula a diferença de volume referente o diâmetro teórico da escavação e ao diâmetro exterior da estrutura de suporte (Figura 6). A aplicação dos parâmetros *gap* para o cálculo da perda de volume associada ao processo de escavação sob a proteção de escudos perfuradores.

$$GAP = U + (2 \cdot \Delta + \delta) \quad (1)$$

$$U = U_{3D}^* + \omega \quad (2)$$

Onde o parâmetro GAP é a distância vertical entre a coroa do túnel e a posição pré escavação, e ω é o parâmetro de perda de material resultante dos trabalhos de escavação, U_{3D}^* é o assentamento máximo na face e $(2 \cdot \Delta + \delta)$ é o espaço físico observado entre o exterior do escudo protetor e a estrutura de suporte. Finalmente, Δ é a espessura do escudo e δ o espaçamento necessário para a instalação do suporte (Zdravkovic, et al., 2001) (Moldovan, et al., 2012) (Üçer, 2006).

Uma abertura predefinida é introduzida na malha de elementos finitos que representa a perda total expectável do solo. Diferentes métodos construtivos podem ser considerados através da alteração do tamanho da abertura. A abertura é colocada em torno da posição final túnel e então localiza o limite do solo antes da escavação. Isto é conseguido colocando o invertido do túnel no solo subjacente e prescrever a diferença no parâmetro de coroa. A análise continua, removendo condições de fronteira no perímetro da abertura e monitorizando os deslocamentos nodais resultantes. Quando o deslocamento de um nó indica que a abertura foi fechada e o solo está em contacto com a posição final, a interação do solo e de revestimento é ativada a esse nó. O solo e revestimento são tratados separadamente, relacionados apenas por forças nodais (Zdravkovic, et al., 2001).

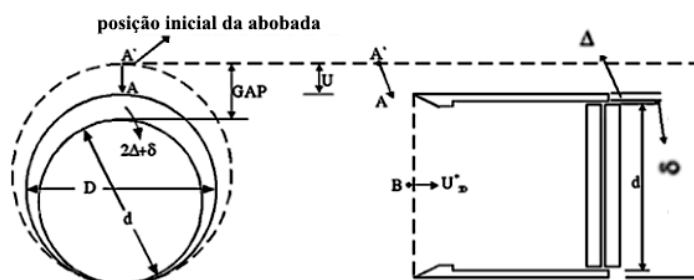


Figura 6 – Visualização dos parâmetros GAP segundo Lee e Rowe (1991)

Método de Convergência-Confinamento

O método de convergência-confinamento ou de alívio de tensões, introduzido por (Panet, et al., 1982), é um dos métodos utilizados para considerare o efeito tridimensional durante o avanço da frente de escavação assumindo um estado plano de deformação. De acordo com este método, a tensão radial, σ_r , na periferia do túnel, é dada pelas seguintes expressões:

$$\sigma_r = (1 - \lambda) \cdot \sigma^0 \quad (3)$$

$$\lambda = \frac{u_r(x)}{u_r^\infty} \quad (4)$$

$$u_r^\infty = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \sigma^0 \cdot r \quad (5)$$

Onde r é o raio do túnel e o parâmetro λ é o fator de redução da tensão inicial, σ^0 , que varia entre 0 e 1. No problema de estado plano de deformação é aplicada uma tensão radial na periferia do túnel, σ_r , e que é reduzida até zero, fase que exprime a situação de túnel escavado sem suporte. Na segunda equação, $u_r(x)$ é a componente de deslocamento radial localizada a uma distância x atrás da face de escavação, u_r^∞ é o deslocamento radial localizado a uma distância infinita atrás da face (Figura 7). Representando

os valores de λ em função da relação distância à face do túnel e o diâmetro do mesmo, pode-se descobrir o fator de redução da tensão inicial que atua sobre a face do túnel. A aplicação deste fator numa análise de estado plano de deformação possibilita a determinação das deformações (Zdravkovic, et al., 2001) (Kakarus, 2007).

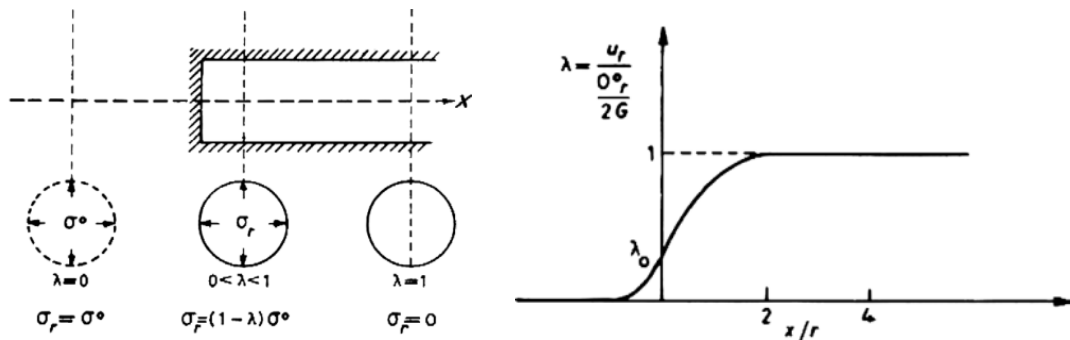


Figura 7 – Deslocamento radial atrás da face de escavação segundo Panet & Guenet (1982)

Método da Redução de Rigidez

Segundo Swoboda (1979), este método foi desenvolvido especificamente para túneis construídos de acordo com os princípios NATM, e faz uso de um núcleo de suporte com um módulo de elasticidade alterado de modo a ter em conta o amolecimento do material. A área de escavação na face túnel é introduzida com um módulo de elasticidade para cada fase de escavação. A modificação do módulo de elasticidade original, E , para o módulo de elasticidade do núcleo de suporte, E_s , é dada pela expressão seguinte, onde o parâmetro α se trata de um fator de redução do módulo de elasticidade interior.

$$E_s = \alpha \cdot E \quad (6)$$

Inicialmente o fator α toma o valor 1, o que significa que a rigidez do futuro túnel não sofre qualquer alteração e é igual à rigidez global do maciço. Antes da instalação de algum suporte, é reduzida rigidez interior de modo a ter em conta o fator de amolecimento do material ($0 < \alpha < 1$), derivado do processo de escavação (Figura 8). O maciço deforma-se e uma redistribuição das tensões é originada. A redução gradual deste parâmetro é concluída após instalação do suporte final, onde depois α toma o valor 0 (Moldovan, et al., 2012) (Kakarus, 2007).

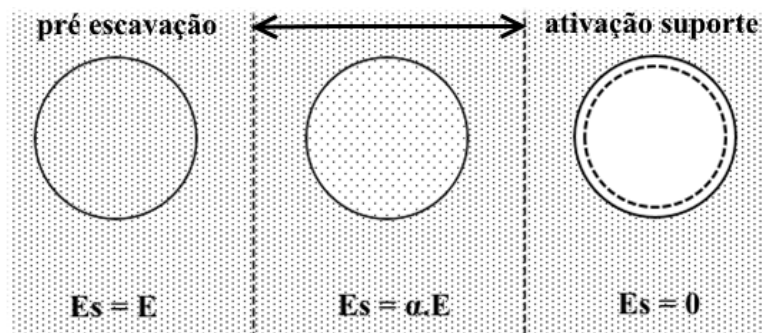


Figura 8 – Redução progressiva do módulo de elasticidade

Método de controlo da perda de volume

Semelhante ao método de convergência-confinamento, em alternativa a estabelecer a percentagem de descarregamento, é estabelecida a perda de volume final que se obteria após a escavação. É um método adequado para análises de escavação previsíveis, em maciços que se possam confiantemente prever a perda de volume, dado o método de escavação aplicado. O método assume que a pressão de suporte na periferia do túnel se reduz por incrementos, possibilitando a monitorização da perda de volume (Figura 9). Uma alternativa passa pelo cálculo das forças nodais equivalentes, F_0 , que representam a pressão exercida pelo solo nas fronteiras do túnel. Estas forças são divididas pelo número de incrementos, n , que simula as etapas de escavação. A cada n incremento, são aplicadas forças de igual magnitude mas de sentido oposto, $-\Delta F$, nas fronteiras do túnel. A cada incremento é possível a monitorização da perda de volume. Mesmo depois da instalação do suporte, é mantida a condição de carregamento oposta, $-\Delta F$, gerando um estado de tensão inicial na estrutura de suporte (Zdravkovic, et al., 2001) (Moldovan, et al., 2012).



Figura 9 – a) Método de controlo de perda de volume; b) Modelação dos elementos segundo Kakarus (2007)

2.2.2. MODELOS TRIDIMENSIONAIS

Durante o processo de escavação de um túnel é possível verificar deslocamentos que se manifestam não apenas nas direções perpendiculares ao eixo, mas também na direção segundo o eixo. Adiante da frente de escavação os deslocamentos processam-se fundamentalmente na direção longitudinal, atingindo um valor máximo aquando da passagem da frente. Os deslocamentos radiais têm uma evolução crescente até à situação de equilíbrio final, a determinada distância após a passagem da frente, apresentando uma taxa de variação máxima aquando da passagem desta. Segundo Panet et al. (1982), pelo menos 27% dos assentamentos superficiais ocorrem antes da passagem da frente de escavação, para uma determinada seção transversal de um túnel sem pré-suporte.

Este tipo de modelação permite a análise numérica de qualquer tipo de túnel, independentemente da sua geometria ou profundidade, introduzido em qualquer tipo de maciço, heterogéneo ou homogéneo em condições anisotrópicas se assim for o caso. Possibilita a definição do estado de tensão inicial desejado, em função do coeficiente de impulso em repouso (K_0), a simulação realista da concentração de tensões na frente de escavação e a simulação do método construtivo com instalação do sistema de suporte com o atraso pretendido.

A maior dificuldade encontra-se na criação de uma malha de elementos finitos que consiga definir inicialmente, os elementos integrantes da escavação como o suporte primário, métodos de reforço do solo, e as sucessivas fases de escavação. Existe também a possibilidade de atribuição de diferentes propriedades mecânicas a cada elemento de suporte, como o betão projetado e cambotas, e que as suas características mecânicas aumentem em consequência do progressivo ganho de presa ao longo da escavação.

Os resultados oriundos de uma análise bidimensional ou tridimensional, depende não só do estado de tensão inicial, mas também das suas propriedades resistentes e elásticas do material, e da lei constitutiva selecionada para simular o comportamento do maciço. Por essa razão, a falta de conformidade verificada entre medições de deformações ou de tensões, deve-se principalmente à má definição do estado de tensão inicial adotado e aos parâmetros introduzidos não serem representativos das propriedades verdadeiras do maciço. É possível definir intervalos de confiança, delimitativos das propriedades do maciço, e em consequência obter um intervalo de resultados que também abranja as medições que pretendemos alcançar (Martins, 2006).

Embora a análise tridimensional seja uma hipótese bastante viável, devido às limitações anteriormente referidas há uma preferência dominante pelos modelos bidimensionais. A utilização das análises tridimensionais restringe-se a fins de investigação ou ao projeto de grandes obras, devido aos altos consumos de memória no processamento e armazenamento de dados, tempo de cálculo crescente com a dimensão da malha, grau de dificuldade na definição da malha proporcional à complexidade da construção do túnel, e interpretação de resultados complexa.

Resultados e medições

Os dados obtidos das computações numéricas são normalmente investigados durante e após a construção do túnel. Estes dados são normalmente medições análogas às registadas em obra, por exemplo, de assentamentos superficiais, de deslocamentos das paredes e sustimentos do túnel, de tensões no solo, na estrutura de suporte e entre estas duas. A comparação entre os valores calculados e medidos tem vários objetivos, entre eles os seguintes pontos (Gnilsen, 1989):

- Validação das condições de projeto;
- Interpretação dos valores medidos;
- Calibração do modelo numérico.

A validação e calibração do modelo é indispensável para avaliar os efeitos da simplificação do modelo e assegurar as condições de projeto inicialmente estabelecidas. Sem a experiência e compreensão adquirida através da análise de medições da obra, não é possível realizar uma seleção adequada de parâmetros de tensão ou de rigidez. A congruência de resultados medidos e calculados poderá ainda exigir ajustes, de modo a ter em conta as limitações que cada método impõe ou mesmo do programa de cálculo. O descarregar do maciço devido à escavação poderá provocar o exagerar de relaxação local no modelo, exigindo valores de rigidez locais superiores aos valores reais. Tal manipulação poderá ser realizada por meio da experiência e conhecimento do utilizador (Gnilsen, 1989).

A não ser que o modelo esteja calibrado e validado, ou que sejam realizados ajustes necessários ao modelo, a precisão dos resultados calculados é de difícil determinação. Enquanto uns resultados poderão exibir desvios das medições reais, outros resultados poderão estar em concordância. Além da validação e ajuste do modelo, os resultados calculados deverão ser alvo de interpretação detalhada de modo a excluir quaisquer falhas do processo numérico. Além disso, os modelos poderão deter características que possivelmente exageraram as condições reais e em consequência os resultados numéricos (Figura 10).

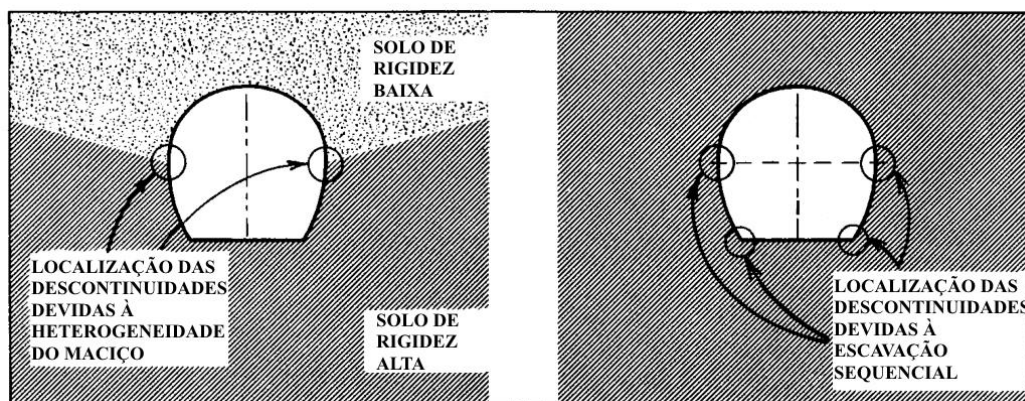


Figura 10 – Zonas do modelo sujeitas à interpretação de resultados (adaptado de GNILSEN, 1989)

Conclusão

Devido aos efeitos tridimensionais originados pela localização próxima do emboquilhamento, pela proximidade à superfície, declive significativo, e condições de heterogeneidade complexas, optou-se pela utilização de modelos 3D para esta análise. O emboquilhamento é uma zona de tridimensionalidade relevante, que exige maior atenção. Em comparação com outras zonas do túnel, o emboquilhamento é uma zona de presença elevada de descontinuidades e geralmente de má qualidade devido aos níveis de alteração a que está sujeito. É a zona mais importante e requer um nível de autoportância mais elevado. O avançar da frente de escavação poderá afetar a estabilidade dos taludes frontais, quer pelo método utilizado ou pelo relaxamento imposto pela escavação. As tensões geradas pela topografia e geologia do local podem ser altamente não uniformes, e o seu efeito na estabilidade poderá não ser tão previsível. O momento da escavação do emboquilhamento é geralmente uma fase muito precoce para desenvolver uma compreensão do maciço rochoso (Gerçek, 2005). A consideração de um modelo homogéneo trata-se de uma simplificação provável de ocorrer, devido à dificuldade inerente em alcançar um modelo heterogéneo similar ao cenário real.

2.3. MÉTODOS COMPUTACIONAIS

Atualmente recorrem-se a métodos computacionais para o dimensionamento do suporte e averiguação da estabilidade do maciço, por fornecerem resultados bastante fiáveis simulando todo o processo de escavação e suporte de maneira muito precisa. Através da introdução de leis constitutivas, de um grande número de cálculos e simulações, é possível garantir um elevado grau de precisão que se desejaria quer na fase de projeto, quer na fase de obra. Análise de tensões e deformações, de geometrias complexas de túneis, interseções de túneis e de ambiente geológicos complexos requerem uma maior e melhor discretização dos elementos e materiais. Estas análises são muito complexas e são preferencialmente resolvidas por métodos numéricos.

Os métodos numéricos representam o grupo mais complexo e versátil de métodos computacionais utilizado para a engenharia de túneis. O uso de análises numéricas na área da geotecnia torna-se mais comum a cada dia que passa, em que devido aos avassaladores avanços tecnológicos e de desenvolvimento de *software*, seria descabido não tirar maior partido do seu potencial. Existem vários procedimentos possíveis de aplicação na realização métodos computacionais (Gnilsen, 1989):

- Métodos de forma fechada;
- Métodos analíticos;
- Métodos numéricos.

Estes métodos diferem todos eles na capacidade de simular as condições reais do problema em questão, e além disso, cada um terá custos correspondentes diferentes. O método computacional deve ser utilizado de acordo com as necessidades específicas do problema. Se estamos perante um problema simples, um método computacional simples será suficiente. O uso de uma análise numérica para um problema simples poderá significar uma utilização não eficiente dos recursos computacionais (Gnilsen, 1989). No caso de um problema de complexidade mais elevada, já justificará a sua utilização. Mais do que um método, poderá ser adequado, se utilizados consecutivamente durante fases diferentes de um projeto de túneis. Por exemplo, na fase preliminar de projeto, um método analítico será adequado de maneira a averiguar a exequibilidade, ou pré-dimensionar geometria do túnel e sustimentos respetivos. Uma análise numérica será necessário numa fase posterior de maneira a verificar as hipóteses iniciais e realizar uma análise mais detalhada (Gnilsen, 1989).

Uma característica distinta das análises numéricas é a de discretização do problema em análise. Isto é necessário para analisar condições altamente complexas de maneira igualmente precisa. Esta discretização elevada necessita de um grande número de equações correspondentes a cada elemento para que possa descrever o seu comportamento e relação com os elementos vizinhos. Para que este método seja viável são utilizados computadores para o realizar, e por isso quando se falam em métodos numéricos, a utilização de computadores já se considera implícita (Gnilsen, 1989).

2.4. APLICABILIDADE

As análises numéricas são aplicadas em todas as áreas da engenharia. Em aplicações da engenharia civil, os problemas focam-se em análises de tensões e deformações. Análises de escoamento de fluído e transferência de calor através de meios porosos são também realizadas com estes métodos numéricos. A engenharia de túneis, para propósitos civis ou mineiros, poderá envolver todas estas aplicações mencionadas. Códigos de computador criados para estas aplicações existem em grande número hoje em dia, e continuam a ser criados novos mesmo que sem fins lucrativos apenas para o exclusivo uso da entidade. O propósito e objetivo destas computações numéricas variam de projeto para projeto na engenharia de túneis. Uma distinção pode ser feita se o principal objetivo da análise é obter resultados 1) quantitativos; ou 2) qualitativos. Estes dois tipos de análise são explicados nas página seguintes.

1. Análise qualitativa

Os resultados qualitativos não são expressos em forma de números absolutos ou quantidades, em alternativa, melhoram a compreensão conceptual dos princípios de engenharia que governam a solução do problema em estudo. Por exemplo, a compreensão da influência que certos parâmetros têm sobre as tensões e deformações no túnel, é classificada como compreensão qualitativa. Para melhor entender a aproximação qualitativa dividiu-se as análises numéricas em dois grupos: i) Estudos comparativos, que são divididos em dois outros grupos: a) Paramétricos; e b) de Sensibilidade, e ii) estudos dos princípios básicos (Gnilsen, 1989).

i. Estudos Comparativos:

a) Paramétricos

Os estudos paramétricos visam contabilizar incógnitas inerentes às condições subterrâneas, onde se pretende analisar o impacto de um certo intervalo de possíveis parâmetros geomecânicos nas estruturas sobre e sob a superfície do solo. A incerteza acerca destes parâmetros, ou a sua variabilidade, avaliada num programa pode ser ultrapassada realizando uma análise para os valores extremos e esperados do intervalo assumido (Gnilsen, 1989).

b) Sensibilidade

A análise de sensibilidade ajuda a evitar erros devido a pressupostos aparentes. Cada conjunto de parâmetros possui diferentes ordens de sensibilidade e por esta razão, a análise de sensibilidade de parâmetros deve ser destinada a problemas de engenharia específicos, de modo a distinguir os parâmetros chave do maciço. Estes parâmetros chave variam de problema para problema (Zhao, et al., 2004).

ii. Estudos de Princípios Básicos

São realizados com ambos os parâmetros da estrutura do túnel e do maciço envolvente, mantidos constantes. O objetivo passa por melhorar a compreensão dos princípios de engenharia que determinam os requisitos de projeto. Por exemplo, a análise e compreensão das tensões entre dois túneis adjacentes poderá ajudar à otimização do projeto do túnel. O estudo dos efeitos sísmicos ou de explosivos na estrutura do túnel é também outra aplicação possível. O estudo dos mecanismos cinemáticos mais prováveis de levar à rotura do túnel (Gnilsen, 1989).

2. Análises quantitativas

Estes são expressos em valores absolutos e são geralmente aceites como resultado útil de métodos numéricos aplicados no projeto. Em comparação aos qualitativos, os resultados quantitativos são encarados com algum ceticismo. Para melhor entender a aproximação quantitativa dividiu-se a análise quantitativa em duas, análise de projeto e retroanálise.

i. Análise de Projeto

Os requisitos e exigências na conceção de túneis são determinados através de análises de projeto. As deformações do maciço envolvente, assentamentos superficiais, e impacto nas estruturas vizinhas poderão ser alvo desta análise. A avaliação da deformação máxima admissível do túnel também pode ser determinada através desta análise, embora não muito aceite pela comunidade de engenharia. Os problemas associados e experiência exigida para uma análise de sucesso recai na dificuldade de validar e calibrar os resultados quantitativos das computações numéricas. Um meio de validação de resultados quantitativos denomina-se de retroanálise (Gnilsen, 1989).

ii. Retroanálise

A retroanálise pode ser efetuada para validação de resultados quantitativos, obtidos de uma análise numérica e para a determinação dos parâmetros reais para uma análise numérica futura. Por exemplo, o dimensionamento de um túnel baseado nos deslocamentos resultantes da escavação de um túnel piloto poderá ser realizado através de retroanálise. Neste caso seria realizada uma análise numérica para o túnel piloto onde em seguida, as deformações resultantes seriam utilizadas para calibração do modelo numérico. Outro exemplo, envolve medições realizadas durante a construção do túnel principal que depois são comparadas com as deformações obtidas de uma análise numérica. Se as deformações forem diferentes, o valor medido pode ser utilizado para calibrar o modelo onde depois é utilizado para simular a restante escavação (Gnilsen, 1989). Dependendo da natureza dos parâmetros desconhecidos, a metodologia de retroanálise pode ser subdividida nas seguintes três categorias relativas à determinação de incógnitas (Cividini, et al., 1981):

- a) Caraterísticas geométricas;
- b) Parâmetros dos materiais;
- c) Cargas ou tensões.

A retroanálise destas incógnitas representa um problema não linear, mesmo em casos simples de comportamento de material elástico linear. Este problema pode ser solucionado através de uma de duas abordagens: determinística ou probabilística, em que a primeira pode ser resolvida pela técnica inversa ou direta.

A técnica inversa estabelece-se pela inversão das equações pelas quais o comportamento da estrutura se rege, ou seja, a resposta é introduzida e os parâmetros do modelo são obtidos. A relação entre a resposta do modelo com os parâmetros corresponde a um conjunto de equações não lineares, pelo que a sua aplicação em problemas de engenharia incide sobre modelos simples (Cividini, et al., 2003). A técnica direta baseia-se na minimização da diferença entre as medições do campo e as correspondentes calculadas numericamente. Esta abordagem apresenta a vantagem de se evitar a inversão das equações de análise das tensões, funcionando através da variação direta dos seus parâmetros por forma a obter resultados desejados. Métodos deste tipo são procedimentos iterativos que realizam o processo de minimização por sucessivas avaliações da função de erro (Gioda, et al., 1987).

O uso de abordagens probabilísticas, para calibração de modelos numéricos, é relativamente frequente na área de geomecânica. As medições de campo que representam os dados de retroanálise são, em geral, afetadas por erros que dependem da natureza das grandezas medidas, das características dos dispositivos adotados, condições de campo, etc. Na verdade, aspetos práticos importantes podem ser tomados em conta por meio destas abordagens, tais como: incertezas quanto à definição das diferentes camadas do maciço ou quanto à distribuição espacial das propriedades mecânicas. Entre as várias abordagens probabilísticas, destaca-se a abordagem Bayesiana que apresenta a grande vantagem de poder combinar diferentes tipos de informação, atualizar a informação de variáveis aleatórias à medida que nova informação é criada e a sua forma racional de lidar com incertezas utilizando ferramentas probabilísticas (Gioda, et al., 1987).

Métodos Numéricos

Cada método envolve discretização do modelo, à qual depois é processada facilmente por análises computacionais. Três modelos distintos são identificados como base para os diferentes métodos numéricos: Modelo contínuo, modelo descontínuo e modelo de reação do subsolo. No entanto, ir-se-á fazer apenas alusão aos modelos contínuos tendo em conta que o trabalho realizado nesta dissertação apenas aproximou os modelos contínuos. A Figura 11 faz um resumo dos métodos numéricos.

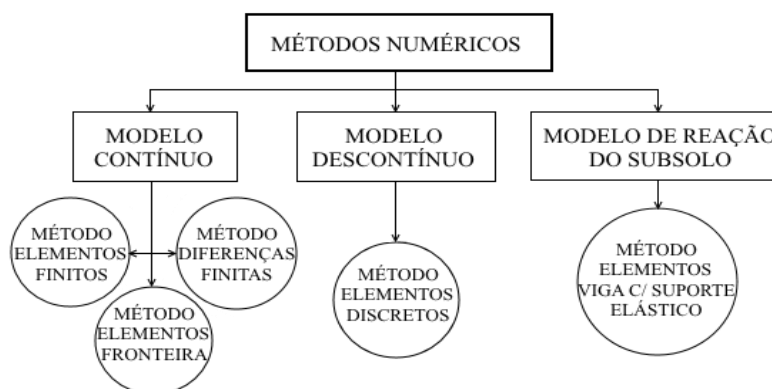


Figura 11 – Métodos e modelos numéricos para engenharia de túneis (adaptado de GNILSEN, 1989)

Estes modelos contínuos podem ser resolvidos através de vários métodos, entre os quais: a) método dos elementos finitos; b) método das diferenças finitas; e c) métodos dos elementos de contorno, que serão descritos em seguida:

a) Método dos elementos finitos (MEF)

Neste método o maciço é modelado como um meio contínuo onde as discontinuidades podem ser modeladas à parte, individualmente. Utilizando funções de forma, o problema pode ser discretizado na forma desejada, em um número limitado de elementos ligados por pontos nodais, sendo cada elemento geometricamente definido e limitado na dimensão, o que é apropriado ao nome do método, método dos elementos finitos (Eide, 2014). A relação tensão-deslocamento do maciço é simulada através de uma lei constitutiva adequada do material que o compõe. As tensões e deformações analisadas são causadas por alterações das condições originais do maciço, como por exemplo, induzidas pelo processo de escavação do túnel ou por fluência. As tensões e deformações originadas irão influenciar o comportamento desse elemento finito, seus elementos vizinhos e assim por diante (Gnilsen, 1989).

As inter-relações complexas entre os elementos produzem um problema matemático de dificuldade elevada, sendo este resolvido através de uma matriz de equações diferenciais parciais a partir da função de forma utilizada na discretização dos elementos. A aproximação é feita para cada elemento através de “funções tentativa”, que calculam o deslocamento nodal dos elementos devidos à carga aplicada, de onde são calculadas as tensões e deformações. A precisão e duração da análise será dependente da “função tentativa” aplicada, que caso não seja muito precisa, é possível aumentar o número de elementos para contrariar a falta de precisão (Eide, 2014). Isto é, criando um sistema de equações que relaciona quantidades conhecidas e desconhecidas através da matriz global de rigidez. Por exemplo, a relação entre forças nodais e deslocamentos é analisada desta maneira ao longo de toda a malha de elementos finitos. Este conceito de apurar valores desconhecidos em todos os pontos em um determinado tempo denomina-se de aproximação implícita. Neste método é possível identificar as seguintes vantagens:

- Permite a análise de situações geológicas e características do túnel de complexidade elevada;
- Possibilita a simulação de leis constitutivas complexas, heterogeneidades e a consideração da influência do avanço da escavação em função do tempo.

E também as seguintes desvantagens:

- A resolução do complexo problema numérico requer um computador com grande capacidade de processamento e de armazenamento;
- Mais do que qualquer outro método, requer programas adicionais de pré e pós-processamento de dados para facilitar a organização e leitura de dados;
- Quantidade extensa de dados extraídos do programa o que dificulta a compreensão dos resultados;

b) Método das diferenças finitas (MDF)

Método semelhante ao MEF em que o maciço também é modelado como um meio contínuo e que é constituído por um número de elementos interligados nos seus nós. A principal diferença reside na aproximação explícita utilizada para resolver o sistema de equações diferenciais parciais. Ao contrário do MEF, o MDF não aplica funções de forma e faz a aproximação das equações diferenciais parciais através da série de Taylor, tornando-a mais simples e rápido o processo de derivação (Eide, 2014). Tal aproximação explícita conta que para um tempo ínfimo de ciclos, qualquer alteração sofrida num ponto da malha é apenas sentida pelos seus vizinhos imediatos. Isto implica que o tempo de um ciclo seja menor que o tempo que leva às alterações a se propagarem entre 2 pontos adjacentes (Gnilsen, 1989).

Para a maioria dos programas de diferenças finitas, cada ciclo de cálculo (*step*) é automaticamente determinado de modo que o equilíbrio numérico seja preservado. Inicialmente concebido para computações dinâmicas, em função do tempo, o MDF pode ser utilizado para resolver problemas estáticos através da amortização da solução dinâmica. Então, cada ciclo apenas se refere ao tempo de solução do problema estático (Eide, 2014). No entanto, o MDF utiliza malhas de elementos finitos estruturadas (usualmente malhas retangulares) para modelar o domínio do problema, e em alguns casos mais complexos, é muito difícil adaptar este tipo de malha ao problema desejado.

Existem dois tipos de MDF: o Lagrangeano e o Euleriano, sendo este último o mais antigo e o qual se refere quando se fala do MDF. O Euleriano fixa a malha de elementos, mantendo as aproximações internamente o que impossibilita de modelar grandes deformações. O Lagrangeano possibilita a modelação da deformação devido à malha de elementos não uniforme sem uma estrutura fixa. Mas apesar desta vantagem, continua não sendo possível simular os processos de fracturação e ocorrência de falhas do maciço sem ter de refazer a malha de elementos finitos (Eide, 2014). Neste método é possível identificar as seguintes vantagens:

- A aproximação explícita facilita a análise do comportamento do domínio do problema ao longo do tempo. Isto permite uma análise passo a passo dos possíveis mecanismos de rotura;
- Visto que não há formação de matrizes a capacidade de processamento e armazenamento do computador não necessita ser muito grande;
- A solução sem matrizes permite que a análise de deslocamentos maiores seja realizada sem grandes esforços pelo computador;
- Maior eficiência em computações dinâmicas.

E também as seguintes desvantagens:

- A utilização em problemas estáticos poderá exigir mais tempo de computação do que os restantes métodos numéricos (Gnilsen, 1989).

c) Método dos elementos de contorno (MEC)

Este método apenas recentemente ganhou alguma popularidade na comunidade de engenharia tendo sido mais utilizado em análises lineares e não lineares estáticas, análises dinâmicas e termodinâmicas. Análises de condução transiente de calor e visco-plasticidade térmica transiente também podem ser simuladas através deste método. O uso do MEC para engenharia de túneis também tem crescido, e tal como o MEF, MDF, o MEC simulam o maciço como um meio contínuo (Gnilsen, 1989).

Este método difere dos anteriores no facto de apenas ser necessária uma discretização dos limites da escavação, a não ser que sejam necessárias modelações de singularidades do maciço. O cálculo numérico é confinado dentro destes limites onde o meio é tipicamente simulado através de equações diferenciais parciais. Tais equações são na maior parte lineares e representam formulações aproximadas das condições reais ou desejadas. Ao contrário do MEF e MDF, o problema é resolvido pela integração das equações diferenciais parciais. Esta aproximação do MEC também se pode designar de método integral.

Os limites da escavação são também designadores de fronteiras externas. Se existirem descontinuidades interiores a estas fronteiras, serão criadas fronteiras interiores que modelam heterogeneidades dentro do maciço ou descontinuidades entre os materiais. Este método envolvendo fronteiras interiores é também designado de Método de Deslocamentos Descontínuos e representa um género específico de MEC (Gnilsen, 1989). Neste método é possível identificar as seguintes vantagens:

- O sistema de equações é relativamente pequeno, comparado ao do MEF, o que uma capacidade menor de processamento e armazenamento do computador é suficiente para o método;
- Introdução e extração de dados é relativamente simples e de processamento fácil;
- É um método eficiente e económico para modelos 2D e 3D quando as fronteiras dos modelos são de grande preocupação.

E também as seguintes desvantagens:

- Hoje em dia a capacidade da maior parte dos programas de elementos de contorno, com algumas exceções, estão limitados ao comportamento linear constitutivo do maciço;
- Características mais complexas de construção e simulação em função do tempo não são de fácil modelação (Gnilsen, 1989).

2.5. FLAC3D

O FLAC3D trata-se de um código de modelação numérica de diferenças finitas Lagrangeana, utilizado em análises tridimensionais de solos, rochas e vários tipos de suportes estruturais. É aplicado em análises, experiências e projetos relacionados com as áreas da engenharia geotécnica, civil e mineira. Foi idealizado para que pudesse simular qualquer tipo de projeto de engenharia geotécnica em que seja necessária a análise de meios contínuos. É uma ferramenta de análise precisa e eficiente que faz uso de uma formulação explícita de diferenças finitas. Este tipo de formulação consegue acomodar análises com grandes deslocamentos, deformações e comportamento não linear do material mesmo que este ultrapasse os patamares de cedência, rotura ou mesmo ocorrência de colapso. Contém também uma linguagem de programação integrada denominada de FISH, que permite ao utilizador tirar maiores proveitos das capacidades do programa (Itasca Consulting Group, Inc, 2002).

Embora seja um programa de diferenças finitas, o FLAC3D é semelhante aos programas convencionais de elementos finitos. A partir das funções que descrevem o comportamento dos elementos, é construído um sistema de equações algébricas que faz a relação entre os deslocamentos e forças nodais. Contudo, este sistema de equações é resolvido através de relaxação dinâmica, um procedimento explícito em função do tempo no qual as equações dinâmicas do movimento são integradas em cada avanço de ciclo. As soluções estáticas são obtidas por meio de inclusão de fatores de amortização que gradualmente removem energia cinética do sistema. Embora não seja um algoritmo particularmente rápido, a relaxação dinâmica é um processo simples e sólido (Michalowski, et al., 2002).

Embora haja uma grande variedade de elementos estruturais possíveis de aplicar na análise, utilizou-se apenas um para modelar as estruturas de suporte: o elemento estrutural *SHELL* (casca). Os elementos estruturais *SHELL* são constituídos por elementos finitos planos de três nós. Existem cinco tipos de elementos finitos: 2 elementos membrana, 2 elementos casca e 1 elemento de placa (*plate-bending*). A resposta estrutural do elemento *SHELL* é controlada pelo tipo de elemento finito (para resistir a carregamento de membrana, a carregamento de flexão ou a ambos em simultâneo). Cada elemento *SHELL* poderá ter um comportamento isotrópico ou ortotrópico, linearmente elástico sem limite de rotura. Podem ser rigidamente ligados à malha para que as tensões se desenvolvam dentro do elemento *SHELL* à medida que a malha se deforma. Utilizam-se para modelar suportes estruturais que possuam uma espessura relativamente delgada em que os deslocamentos causados por deformações transversas ou de corte possam ser desprezados. São utilizados elementos *SHELL* isotrópicos para modelar a combinação betão projetado e cambotas e outro para as enfilagens (Itasca Consulting Group, Inc, 2002).

Semelhante a qualquer outro programa de modelação numérica todos têm suas vantagens e desvantagens específicas. Durante a investigação e utilização do FLAC3D, puderam-se identificar as seguintes vantagens:

- Após alguma pesquisa se percebeu que o *software* FLAC3D é uma ferramenta de uso frequente em modelações numérica e por conseguinte se encontraram alguns exemplos de aplicação em casos de semelhantes;
- A edição dos ficheiros de FLAC3D é possível através de um editor de texto simples como o *notepad* podendo-se corrigir qualquer erro de forma muito rápida;
- Rápida consulta e representação dos resultados obtidos. Criação de vistas com cortes de planos de modo a visualizar os contornos coloridos do estado de tensão, campo de deslocamentos, tensões máximas e mínimas, entre outros;

E também as seguintes desvantagens:

- De modo a assimilar o funcionamento do programa, da linguagem de programação intrínseca ao FLAC3D é necessário despende um período elevado de tempo, tal como seria de esperar em qualquer outra linguagem de computação;
- De maneira a programar de forma precisa e eficaz no FLAC3D é requerida muita experiência. É muito fácil incorrer em erros e difícil de os localizar;
- A versão disponibilizada do FLAC3D, 2.10, não possui interface gráfica e a introdução de dados é possível apenas por linha de comandos, o que torna o processo de modelação mais inacessível;
- Devido à inicial ausência de experiência em programação e no FLAC3D foi necessário realizar uma leitura extensa do manual antes de efetuar quaisquer tentativas de modelação. Mais, todos os resultados obtidos tiveram de ser cuidadosamente analisados para assegurar resultados coerentes e lógicos, como por exemplo a monitorização da relação entre forças desestabilizadoras e forças internas para confirmação de estabilidade global.

3

EXECUÇÃO DE TÚNEIS EM FORMAÇÕES VULCÂNICAS

No âmbito da engenharia civil, alguns dos projetos mais desafiantes encontram-se muitas vezes associados à área de geotecnia pois situam-se normalmente em meios subterrâneos, onde o conhecimento total das características do maciço torna-se numa tarefa quase impossível devido à complexidade correspondente à composição e formação das rochas. Daí que se torne muito importante esta caracterização, e que se gaste o mais tempo possível nesta fase do projeto antes de se proceder à realização de trabalhos. Esta caracterização do maciço poderá ser realizada com eficiência, utilizando um conjunto de métodos, ensaios de caracterização e sistemas de classificação, desenvolvidos por diversos autores ao longo do último século que permitiram fazer uma seleção cuidadosa dos métodos para a realização da obra.

3.1. MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO

Para a realização da escavação de obras subterrâneas em maciços vulcânicos, existem várias hipóteses que dependerão de vários fatores. Todos estes fatores revertem num estudo prévio à decisão do tipo de método construtivo empregue. Essencialmente, o estudo geológico e geotécnico é o mais pertinente visto se tratar de uma obra de natureza subterrânea e apurar estes parâmetros torna-se imperativo independentemente de qualquer outro condicionalismo externo. Referente a isto, está a definição dos zonamentos geotécnicos da obra que serão condicionados pela definição destes parâmetros mecânicos. Cada zonamento geotécnico será um indicador de uma zona à qual está associada um método de escavação e de suporte. Este é um dos principais motivos de interesse no que toca ao sucesso de uma obra.

Quanto às condicionantes ambientais, que resultantes principalmente do método de desmonte possam fraturar maciço, poderão afetar cursos de água bem como aquíferos existentes rebaixando-os ou ligando diferentes níveis. Isto poderá acarretar alterações da geologia e propriedades mecânicas, situação que poderá acarretar danos retroativos irreversíveis, podendo estender-se inclusivamente a comprometer a viabilidade da obra decorrente e de obras futuras. Além disso, aliada a esta condicionante, estão os âmbitos da agricultura, fauna, flora, que quando alvos de tais transtornos poderão ter um impacte muito grande na região (Bastos, 1998). A poluição, também dentro do fator ambiental, surge durante e após a construção do túnel. Durante a obra são libertadas poeiras, gases, líquidos vertidos pelas máquinas, e muita energia é consumida pelos equipamentos neste procedimento libertando muito calor para não falar da projeção de ruído. Após a obra é normal haver muita emissão de fumo por parte dos veículos, que de dentro do túnel é enviado para a atmosfera através de ventilação (ITA - AITES, 1998).

O tipo de utilização, imposto pelo dono de obra, é considerado também uma condicionante, pois irá refletir sobre a geometria a adotar no projeto. O tipo de secção adotado poderá limitar a gama de equipamentos ou mesmo os métodos de escavação viáveis. Os condicionalismos tecnológicos, que são colocados pela disponibilidade dos equipamentos, pelo nível de desenvolvimento tecnológico em posse, pelos custos que lhes são inerentes e à da experiencia dos construtores que estará à mercê da dificuldade técnica da obra.

Em geral, nos maciços vulcânicos, a possibilidade de encarar diferentes tipos de materiais no decorrer de uma obra subterrânea é elevada, o que implica uma variabilidade imprevisível das características resistentes do maciço. Devido às condições de elevada heterogeneidade e complexidade estrutural, as formações vulcânicas condicionam a construção de túneis de maneira a que sejam empregues metodologias de construção que sejam facilmente adaptáveis face ao tipo de condições encontradas na frente de escavação. A figura 12 resume os fatores associados à escolha do método utilizado.

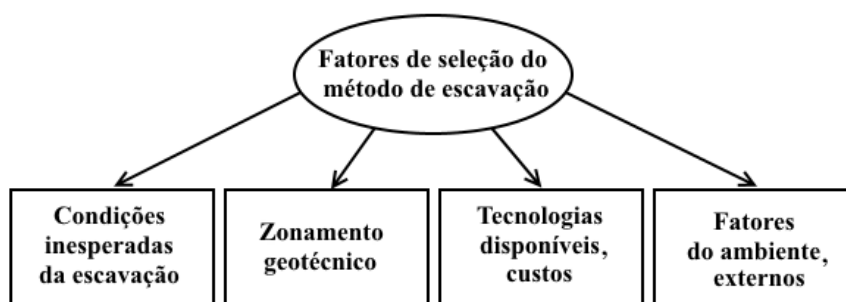


Figura 12 – Fatores condicionantes do método de escavação

3.1.1. MÉTODO EXPLOSIVO (*DRILLING & BLASTING*)

Trata-se do método de escavação mais comum até à data da criação da *TBM*, que se faz por meio da perfuração da frente do túnel e da sucessiva inserção, detonação de explosivos e remoção de escombros. Os explosivos são introduzidos numa configuração previamente estudada, favorável à segurança e continuidade da escavação. É um método adequado para maciços rochosos como também para maciços terrosos, sendo assim, aplicável para maciços com características inconstantes. O seu uso torna-se muito vantajoso em situações de construção de túneis de seção variável ou não circulares, e também no caso de túneis de desenvolvimento curto.

O procedimento começa no perfurar da parede, que com o auxílio de equipamento especializado computadorizado, os “Jumbos”, mantem as posições, orientações e comprimentos o mais preciso possível de maneira a garantir um bom desmonte do maciço (Zare, et al., 2007), seguindo-se a inserção e ativação das cargas explosivas. As cargas explosivas são cobertas, tentando compactá-las no interior do maciço para que a explosão seja mais robusta. Isto é conseguido sem muito engenho, pois trata-se de uma reação tão rápida que o simples introduzir de areia ou uma carga com água produz o efeito desejado (Kolymbas, 2005). A disposição dos explosivos é concebida tendo em conta as diferentes aproximações para uma solução viável face ao estado do maciço e geometria desejada. Em geral, as principais finalidades são o desmonte do maciço em blocos de dimensão adequada para extração, evitar o desmonte deficiente quer por excesso quer por insuficiência e ainda evitar o distúrbio do maciço ao seu redor (Ramulu, 2012).

Este processo de rebentação exige uma evacuação do pessoal para um local ao ar livre ou isolado do túnel e do fumo até que a ventilação consiga baixar os níveis de toxicidade até níveis considerados normais. Trata-se de um método deveras dispendioso, devido ao alto consumo de explosivos e de tempo que leva a carregar todos os explosivos, tendo em conta que apenas trabalhadores habilitados para tal poderão manuseá-los (Kolymbas, 2005).

3.1.2. MÉTODO SEQUENCIAL (*NATM*)

Trata-se de um método no qual a escavação do túnel é realizada por etapas, das quais permitem a colocação de suporte ou utilização de métodos de melhoramento de solo, garantindo assim a integridade do maciço evitando o indesejado colapso deste, reduzindo as convergências no túnel (Figura 13).

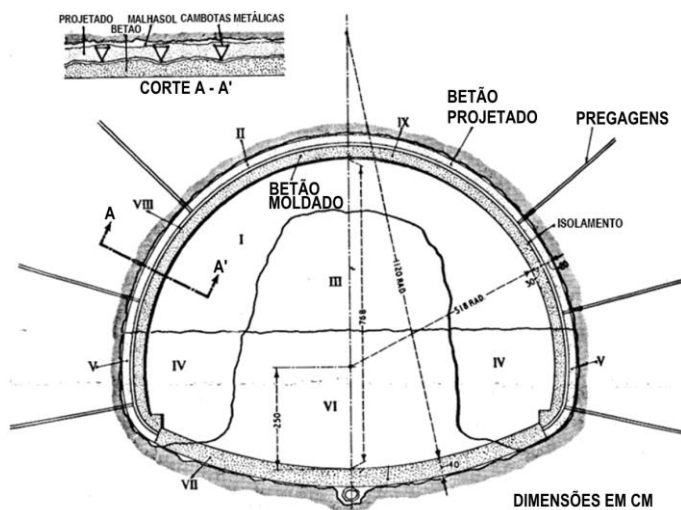


Figura 13 – Construção sequencial de um túnel no sul da Austria (Rabcewicz, 1964; Janeiro de 1965)

O Novo Método Austríaco de Tunelagem é um método que se fundamenta em mais de 50 anos de sucesso em vários projetos desafiadores no mundo todo. O termo NATM foi exposto pelo professor Rabcewicz ao apresentar o seu artigo no Colóquio da Geomecânica de Outubro de 1962 para o diferenciar do que até ao momento se chamava de Método Austríaco de Tunelagem (Stipek, 2012). O NATM é um método do qual se baseiam outros diversos métodos de escavação, alguns dos quais precedentes ao NATM, no qual se reúnem alguns princípios que se propõem ser obedecidos para a execução.

Transmitindo a ideia de que o maciço envolvente ao túnel torna-se no seu principal suporte, através da preservação da capacidade resistente do maciço que se faz notar após o processo de escavação, e da interação entre sustimento e maciço, da qual através de deformações seguras é possível mobilizar zonas do maciço, à volta do túnel, chamados de anéis exteriores ou zona de alívio de tensões (Kovari, 1993). Estas tensões são redistribuídas através do fenómeno do efeito de arco, viabilizado pelo suporte primário. Por fim, o constante registo, leitura e interpretação de medições torna-se imperativo para o funcionamento deste método pois viabiliza a correção constante das características do suporte, o ajuste do método e avanço da escavação. A utilização de betão projetado é um elemento que completa este método, e do qual se tirará maiores proveitos. Trata-se de um método delicado ao qual se necessita maior experiência e conhecimento durante a sua aplicação, e se aconselha maior colaboração entre o engenheiro e geólogo (Rabcewicz, 1964; Janeiro de 1965).

A técnica de desmonte faseado ocorre mais frequentemente em túneis de maiores dimensões, onde é necessário controlar a estabilidade da frente de escavação, da abóbada e dos hasteais tentando sempre limitar as convergências no túnel para níveis seguros de deformação. A escolha do esquema do faseamento de escavação é todo ele influenciado por um conjunto de fatores, dos quais se evidenciam a geometria do túnel, condições geológicas e hidrológicas, propriedades mecânicas e resistentes do

maciço (Figura 14). O número de fases de escavação aumenta de acordo com estes fatores. Uma área de túnel elevada, aliada a uma resistência baixa, deformabilidade alta e presença de nível freático significaria um maior número de fases de escavação.

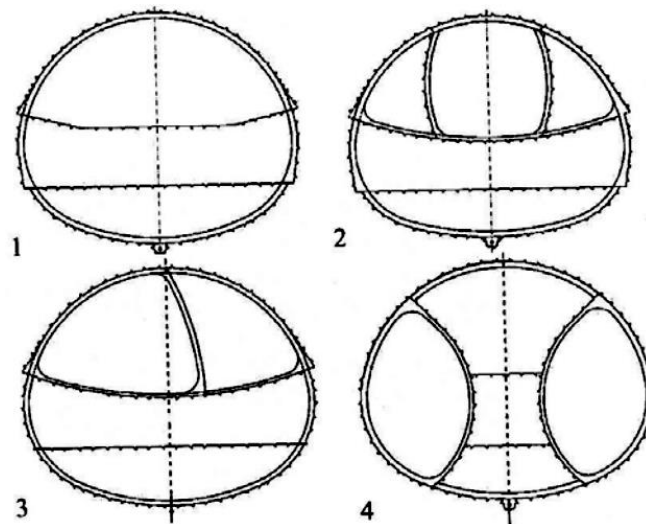


Figura 14 – Vários tipos de escavação sequencial (Kolymbas, 2005)

Normalmente a escavação inicia-se na seção do túnel de maior risco de instabilidade, que costuma ser a área da abóbada, onde usualmente se realiza a escavação de um túnel piloto ou galeria de inspeção, para averiguar o estado do maciço. Cumprindo a sequência do esquema de faseamento proposto, deve-se proceder à instalação do suporte primário logo após o desmonte de cada seção e com algum atraso proceder à próxima seção. Existem vários procedimentos de escavação em secção parcial, podendo ser classificados de acordo com o país de origem (Gomes, 2008).

No entanto, desde que este método surgiu muita contestação e controvérsia se levantou à sua volta devido à sua credibilidade, argumentação pouco desenvolvida e de se fundamentar em estimativas e em presunções não muito claras. O princípio NATM, de ativação de um anel de suporte no maciço que rodeia o túnel, é uma afirmação que não está bem explicada, tendo em conta que qualquer abertura realizada é parcialmente suportada pelo próprio maciço, independentemente do método aplicado (Kovari, 1993). No final de contas, o NATM deve ser utilizado como guia teórico ou filosofia construtiva onde se reúnem vários princípios, para garantir o avanço da escavação de maneira segura. Não deve ser considerado como uma técnica construtiva concreta, no entanto a aplicação correta dos seus princípios básicos significa o sucesso deste método e êxito da obra.

3.1.3. MÉTODO MECANIZADO (TBM)

Trata-se de um método de escavação, que ao contrário das técnicas convencionais, a escavação é executada mecanicamente por meio de máquinas, equipadas com escudos e discos de corte rotativos, normalmente designadas de *TBM* ou *Tunnelling Boring Machine*. Estes escudos, constituem suportes temporários do maciço, ao qual permitem a sua escavação e instalação de revestimento definitivo em condições de segurança (Moreira, 2006). A escavação é realizada uniformemente e normalmente conforme a sua geometria, ou seja, em seção total.

Os maciços rochosos, constituem elementos geológicos complexos, que muito raramente possuem as características de homogeneidade, isotropia e continuidade que lhes são frequentemente atribuídos. Daí que existam vários tipos de tuneladoras TBM, a fim de contornar a ilimitada complexidade geológica presente adiante deste tipo de construção. Podemos dividir os vários tipos de TBM existentes em duas aplicações distintas, associadas ao processo da estabilização da frente de escavação, que são os escudos de frente aberta e fechada (Figura 15).

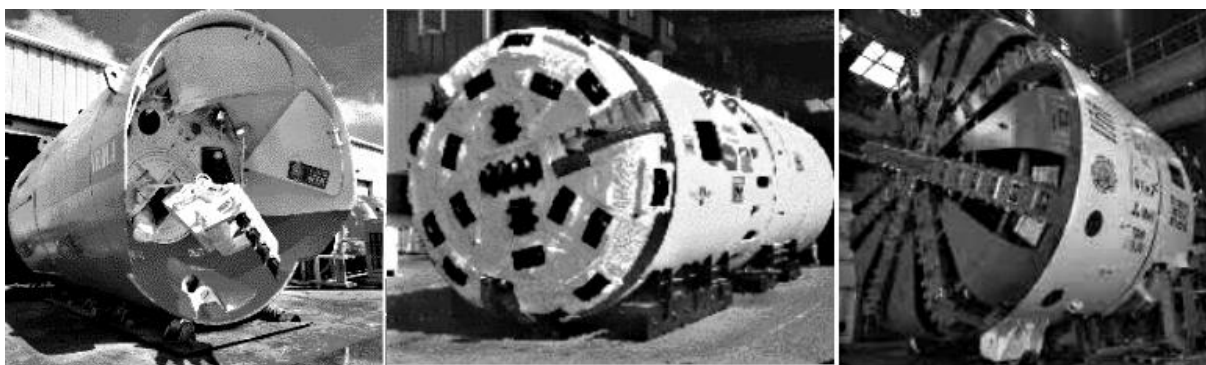


Figura 15 – Escudos de frente fechada (esquerda e centro) e aberta (direita) (Kolymbas, 2005)

O primeiro sendo usado quando não há necessidade de suporte, sendo um maciço autoportante, e não haja presença de nível freático significativo. O segundo vem ao encontro da necessidade de normalizar as pressões geradas pela frente de escavação e de um sistema estanque devido à presença de nível freático (Moreira, 2006). O escudo trata-se de uma estrutura cilíndrica metálica com bordos cortantes que penetra o terreno por meios de pressões, geradas por macacos hidráulicos que adquirem reação nos anéis de suporte que vão sendo colocados à medida que este avança.

Quando a frente é aberta, é possível realizar o acesso à frente de escavação e inspecionar as condições do maciço. A escavação pode ser realizada via métodos convencionais ou através de uma cabeça rotativa cortante munida com vários equipamentos de corte. Em caso de se necessitar de uma frente fechada, é instalada a cabeça de corte na frente do escudo, e confinamento é garantido através vários métodos, dos

quais implicam a instalação de uma câmara selada, instalada imediatamente atrás da cabeça cortante, que gera pressões na frente de escavação funcionando através de ar ou fluido comprimido.

Um desses métodos denomina-se de confinamento sob ar comprimido, no qual ar comprimido providencia suporte contra o solo e pressões originadas pela água. É também capaz de melhorar as características resistentes do maciço adiante da face pela expulsão da água dos vazios do maciço. No entanto todo este processo torna a escavação mais difícil e demorada visto que é necessário realizar a escavação sob a ação do ar comprimido. Além do mais, está suscetível de sofrer perdas de pressão devido a fugas de ar nos vazios do maciço.

Outro método chamado de *Slurry Shields* consegue a estabilização da frente de escavação através da introdução de lamas bentoníticas, na tal câmara selada anterior à cabeça cortante, que conseqüentemente irá infiltrar no maciço adiante da frente. Este fluido, em contato com o maciço, irá criar uma película que diminuirá a permeabilidade do terreno melhorando a sua resistência. É também um método interessante na medida em que é possível extrair os desperdícios oriundos da escavação, via bombas centrífugas, e numa estação de tratamento, separar o líquido das impurezas por meio de decantação e sendo este reutilizado e reenviado para a frente (Moreira, 2006). Trata-se de um método mais eficaz que o de ar comprimido, pois consegue-se controlar a pressão atuante com maior precisão (Kolymbas, 2005).

Semelhante método de confinamento, denominado de confinamento por contrapressão (*Earth Pressure Balance – EPB*), é resultante do aproveitamento do solo escavado como fonte de material regulador de pressões da frente de escavação. À medida que a escavação avança, a cabeça cortante efetua o desmonte do maciço e este é simultaneamente absorvido para o interior do escudo. Estes detritos são mantidos numa câmara anterior à cabeça cortante e são progressivamente retirados por um sem-fim de modo a manter as pressões equilibradas.

O sustimento utilizado em túneis escavados via TBM varia consoante o tipo da máquina utilizada. Habitualmente a utilização de TBM de escudo fechado acarreta a aplicação de revestimento definitivo composto por anéis fechados formados por aduelas pré fabricadas em betão, que por sua vez, são erguidas por um braço mecânico controlado por controlo remoto, e encaixadas umas nas outras ao longo do diâmetro do túnel, no entanto, se for essencial poderá ser aplicado revestimento de betão secundário. A Figura 16 faz um apanhado dos vários tipos de tuneladoras existentes de acordo com ITA – AITES, 2000.

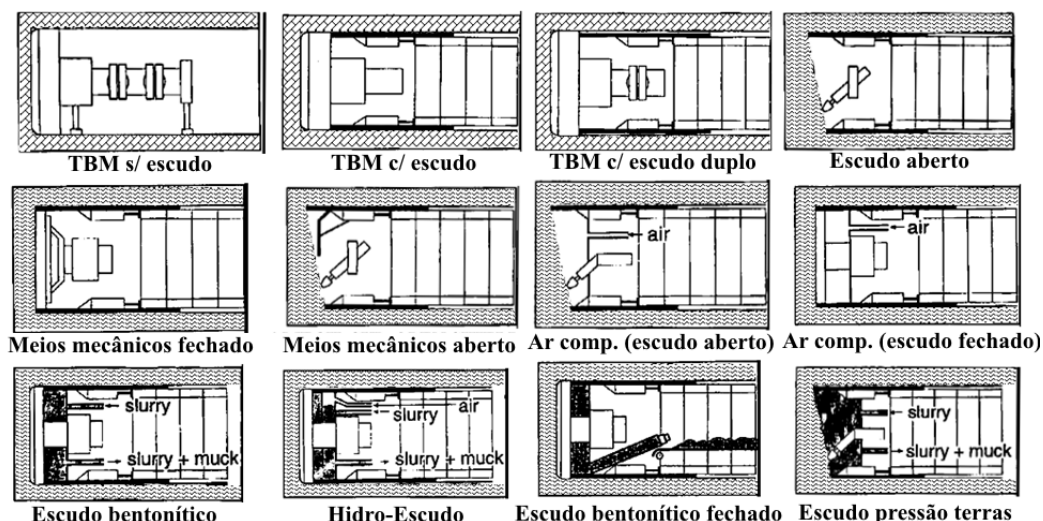


Figura 16 – Vários tipos de tuneladoras (ITA - AITES, 2000)

No entanto, este método de escavação implica um estudo prévio extenso para entender se traz mais benefícios que prejuízos. É necessário averiguar qual o método mais proficiente, tendo em conta que a TBM ainda terá de ser montada no subsolo, e que será mais económico em túneis de grande distância. A geometria e traçado do túnel também serão fatores influentes na escolha deste método. As TBM, mesmo articuladas, estão limitadas até um certo raio de curvatura do traçado do túnel (ITA - AITES, 2000).

3.2. ESTRUTURAS DE SUPORTE

3.2.1. BETÃO PROJETADO

Trata-se de um método de suporte primário utilizado em muitas obras subterrâneas devido às várias características vantajosas que detém como a sua elevada resistência inicial, aplicação rápida e simples, boa adaptação às diferentes geometrias e aderência ao terreno. Permite suporte imediato após a escavação, deformação em simultâneo com o maciço possibilitada pela aplicação em todo o seu contorno e hipótese de uniões com outros tipos de suporte (Amaral, 2006). Existem dois métodos de aplicação do betão projetado: por via seca e via húmida. Por via seca, o cimento e agregados são bombeados à parte, e são misturados com água à saída do bico de projeção. Esta técnica é vantajosa pois conduz a menores custos de manutenção e limpeza, o equipamento é mais económico e de tamanho reduzido, permite bombagens de longas distâncias e maior precisão nas dosagens de aditivos, controlo da porção de água adicionada à mistura e maior rapidez na ação de parar e recomeçar. Por via húmida, a mistura de agregados e cimento é antes misturada com água, e é bombeado por meio de ar comprimido. Esta técnica permite maiores capacidades de projeção de betão, menor eventualidade de respingos e betão com características mais uniformes (Figura 17 .a).

Uma maneira de melhorar as características dúcteis do betão projetado passa pelo adicionar de fibras metálicas à mistura podendo dispensar-se o tradicional reforço de aço (Figura 17 .b). Se à camada de betão estiver prevista a aplicação de uma membrana de impermeabilização, dever-se-á aplicar uma camada de betão projetado sem fibras metálicas, caso contrário a membrana poderá ser danificada. Embora seja uma técnica muito utilizada, com ela, acarretam-se gastos devido aos excessos de consumo de betão causados pelos salpicos, sobreaplicação de betão nas faces do túnel e retenção por parte do equipamento utilizado para projetar (Kolymbas, 2005).

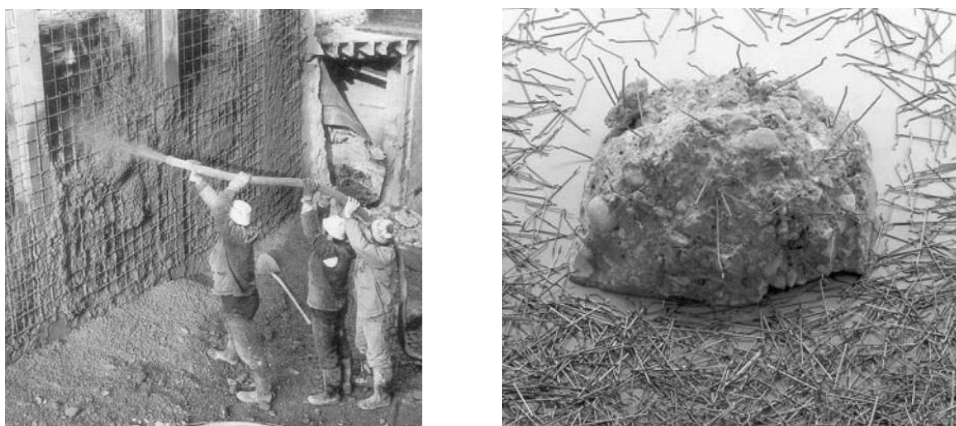


Figura 17 – a) Betão projetado via húmida; b) Adição de fibras metálicas (Kolymbas, 2005)

3.2.2. CAMBOTAS METÁLICAS

O sustimento por este método, muito utilizado em solos e rochas fraturadas, é constituído por peças em aço laminadas ou treliçadas, podendo ser instaladas em secção completa ou meia secção. Possuem grandes vantagens relativamente à excelente resistência mecânica aos esforços de tração e de compressão devido aos elevados momentos flectores, módulos de elasticidade e ductilidade elevados, fácil fabricação e modelação, homogeneidade e fácil controlo de qualidade e atuação em condições favoráveis após o seu limite elástico. No entanto, os custos associados a estes elementos metálicos e os tratamentos de anti corrosão a que são sujeitos são o maior inconveniente da sua aplicação (Bastos, 1998). Os perfis em treliça são bastante vantajosos em relação aos perfis laminados, pois acarretam custos de instalação menores, são mais simples na execução de emendas, podem ser fabricadas em obra ou no estaleiro e são mais leves tendo em conta que possuem as mesmas características de rigidez que os perfis laminados. Estes elementos são colocados ao longo da escavação em que o seu espaçamento dependerá do comprimento das etapas de escavação e conseqüentemente da qualidade do maciço. Além disso é comum a aplicação de elementos metálicos separadores entre os perfis, que conferem uma maior rigidez à estrutura (Amaral, 2006).

3.2.3. REDE METÁLICA / MALHASOL

Este tipo de suporte é usualmente aplicado como revestimento das paredes do túnel, em todo o seu perímetro. É costume a combinação desta rede com betão projetado e pregagens dependendo do estado do maciço. Estas redes metálicas são normalmente montadas manualmente, e por essa razão não deverão ser muito pesadas. A instalação é um trabalho árduo e relativamente perigoso devido à exposição que os trabalhadores enfrentam de quedas de rocha ou mesmo o colapso da parede do túnel. De mencionar que durante o processo de desmonte da frente, por meio de explosão, poderá danificar a rede adjacente à face de desmonte de esta estiver muito próxima da frente (Kolymbas, 2005).

3.2.4. PREGAGENS

Método no qual se instalam no maciço tipos de tirantes que consistem em tubos, varões, cabos ou barras de aço, a partir do interior da cavidade, com comprimentos variando entre os 3 e os 6 metros. Estas podem ser aplicadas em zonas significativas de maior instabilidade, ou ao longo da abertura do túnel como forma de conferir ao maciço uma maior capacidade autoportante. Esta técnica é usualmente aliada à aplicação de malhas metálicas para garantir um grau de segurança satisfatório ao maciço durante a aplicação do sustimento primário.

As pregagens mais comuns são realizadas por meios de injeções de calda de cimento de maneira a garantir a sua ligação ao maciço. É aberto um furo no qual é introduzido um varão de aço nervurado ou uma treliça de cabos de aço, para um comportamento mais flexível, e posteriormente selado com uma argamassa seca.

As pregagens expansivas, ou ocas do tipo “*SWELLEX*”, são pregagens que garantem o contato com o maciço através da expansão da sua tubagem, conseguida por meios de pressão de água, ao longo de todo o seu comprimento (Figura 18). A injeção de água a alta pressão, obriga a tubagem a expandir-se e a se ajustar conforme o relevo do furo. De notar que estas funcionam apenas por atrito sem necessitar de injeção de caldas ou resinas para tal (Bastos, 1998).



Figura 18 – Pregagens tipo SWELLEX (Kolymbas, 2005)

Outro tipo de pregagens são as denominadas de pregagens de injeção. Consistem em tubagens de aço perfuradas que são preenchidas interiormente, com argamassas de cimento ou resinas, onde posteriormente é introduzido o varão na tubagem fazendo sair a argamassa pelos orifícios da tubagem à medida que avança pelo tubo. Deve-se assegurar que o furo está limpo para garantir uma boa pregagem (Kolymbas, 2005).

Finalmente, as pregagens auto perfurantes de tubagem de aço parcialmente oca equipadas com uma rosca contínua na extremidade interior do maciço. A injeção é realizada através da tubagem oca completando a ligação da pregagem ao maciço

3.2.5. ENFILAGENS

Esta técnica é mais utilizada em maciços terrosos pouco coesivos, incrementando a sua capacidade resistente e reduzindo seguidamente as convergências e assentamentos. É um tipo de pré-revestimento que possibilita a escavação sob a ação estabilizadora de um ‘chapéu’ protetor. Este método pode ser diferenciado em duas designações: o forepoling e os guarda-chuvas.

O forepoling consiste na perfuração ou cravagem sub horizontal de varões ou tubos de aço na periferia da abobada do túnel com uma profundidade de entre o 2 e os 3 m. Os furos são de diâmetro pequeno e afastados entre si entre os 20 e 30 cm. Posterior à introdução das tubagens ou varões de aço são injetadas caldas de cimento ou de resinas o que originará a formação de uma casca sob a abobada e imediatamente atrás da frente de escavação que amplificará o efeito de arco sentido entre os varões. É vantajoso em situações de instabilidade local na frente de escavação, conseguindo sustentar deslocamentos da abobada e da face.

Os guarda-chuvas podem ser considerados uma extensão do forepoling de maneira a poder interseccionar superfícies de instabilidade mais atrás da frente de escavação, na mesma ordem de grandeza que o diâmetro de abertura do túnel. Podem ser utilizados barras ou tubagens de aço, e inclusive colunas de jet-grouting que são instaladas com afastamentos entre si variando entre 20 os 60 cm. Garantem uma maior segurança na frente possibilitando uma escavação mais segura, no entanto, não parecem reduzir relevantemente os deslocamentos devido à sua flexibilidade transversal elevada (Kolymbas, 2005).

3.2.6. SUPORTE SECUNDÁRIO / FINAL

Este tipo de suporte é vulgarmente designado por revestimento definitivo, por se tratar da última etapa de revestimento e suporte do túnel. É normalmente constituído por betão moldado, com a aplicação prévia de uma membrana de impermeabilização e camada de drenagem de tecido geotêxtil ligada a um sistema de drenagem (Amaral, 2006) (Hoek, et al., 2008) como ilustra a Figura 19.



Figura 19 – Aspeto típico do revestimento de um túnel (Hoek, et al., 2008)

3.3. INSTRUMENTAÇÃO / MONITORIZAÇÃO

De um modo geral, a inspeção de medições do maciço durante o processo de construção do túnel, é fundamental para verificação da adequabilidade do processo construtivo e o presente estado do maciço escavado, e poder precaver gastos desnecessários através da atualização das propriedades de suporte e garantir segurança em obra através da conservação do estado do maciço. Hoje em dia, com os avanços tecnológicos e maior número de ferramentas disponíveis para concretizar estas medições, é possível obter um relatório de monitorização altamente rigoroso, todo ele automatizado e para locais do outro lado do mundo onde são processados e analisados por computadores de alta performance para se poderem efetuar cálculos de previsão com modelos bidimensionais ou mesmo tridimensionais se se tratar de um problema de maior complexidade.

Estas medições registam alterações de pressão, de tensão e deformações acomodadas pelo maciço ao praticar o processo de escavação, e com elas é possível realizar análises ao maciço em tempo real como meio de atualização de parâmetros geomecânicos e consequentemente do método construtivo e de suporte. Uma vez que a monitorização protagoniza uma quantia relevante no orçamento, torna-se fundamental averiguar a adequabilidade dos instrumentos relativamente ao tipo de medições que se

pretende medir e se as condições presentes em obra permitem a sua colocação de maneira a realizar o seu desígnio de modo fiável. Se a monitorização for realizada com precisão e rapidez poderá compensar os gastos nos instrumentos e prospeção geotécnica, no custo total da obra, em virtude do concluir desta sem a ocorrência de quaisquer incidentes.

3.3.1. INCLINÓMETRO

É um instrumento que permite medir deslocamentos transversais ao longo da sua extensão, em duas direções ortogonais. Estes deslocamentos podem ser verticais ou horizontais, dependendo da maneira como é instalado o inclinómetro. A instalação dá-se pela execução de um orifício até a profundidade desejada, onde seguidamente é inserida a calha inclinométrica que é fixada com bentoníte ou calda de cimento e o espaço anelar preenchido com areia (Pinto, 2010).

A medição dos deslocamentos é conseguida através da inserção de uma sonda que faz a avaliação da variação angular entre as secções da tubagem, percorrida por sensores eletromagnéticos (Figura 20). Normalmente são feitas leituras regulares em várias posições de cerca de 500mm a 1000mm de intervalo. Os mesmos pontos são observados em função do tempo para dar uma perspectiva evolutiva do deslocamento. Além dos deslocamentos sofridos em cada ponto, é possível obter um gráfico de desenvolvimento do deslocamento horizontal em profundidade através da soma dos valores anteriores. É geralmente utilizado em monitorização de deslizamentos e estabilidade de taludes, mas hoje em dia é cada vez mais requisitado para controlo do impacto das escavações em infraestruturas próximas, de deformações de estruturas, e assentamentos em aterros e subcamadas de pavimento (Machan, et al., 2008). São também instalados na periferia dos túneis de maneira a obter-se deslocamentos horizontais no plano da secção transversal e no longitudinal.



Figura 20 – Inclínómetro digital (Geokon, 2015)

3.3.2. EXTENSÓMETRO

Tem como objetivo medir deslocamentos verticais ou horizontais diferenciais sofridos pelo maciço, aquando da abertura de um túnel ou escavação, entre a superfície e as várias profundidades do maciço ou também a partir do interior da cavidade. A medição dos deslocamentos é realizada segundo a direção da extensão do extensómetro. Os sistemas mais comuns são os extensómetros de barras e de fios. São constituídos por várias ancoragens situadas em diferentes profundidades, conectadas por conjunto de barras ou fios tensionados, permitindo assim a medição das distâncias axiais das ancoragens à principal cabeça fixada à boca do furo. A medição do deslocamento pode ser considerada relativa entre pontos ao longo do furo ou absoluta se uma das cabeças ou ancoragens for considerada fixa (Amaral, 2006).

3.3.3. PIEZÓMETRO

Em escavações com presença de nível freático, relevante ou não, por vezes há interesse em avaliar as pressões hidrostáticas sofridas pelos suportes causadas pela água. Isto poderá ser conseguido por meio de piezómetros, inseridos nos furos de sondagem no intradorso do suporte. Existem vários tipos de piezómetros, mas os mais habitualmente utilizados são os piezómetros de corda vibrante e os piezómetros de Casagrande, e também os piezómetros hidráulicos e pneumáticos.

3.3.4. MARCAS DE NIVELAMENTO TOPOGRÁFICO (*BENCHMARK*)

São marcas que são instaladas fora da influência perturbadora da obra para que a sua posição não seja afetada nem alterada ao longo do tempo. A partir desta marca, é possível ao topógrafo realizar as medições dos alvos topográficos, réguas e marcas superficiais com o mínimo de erro possível, proporcionado pela localização estável da marca de nivelamento. Para garantir que não existam deformações, são realizados furos a grande profundidade, onde são inseridos um tubo de PVC onde é introduzido outro tubo, mas este de aço galvanizado, e são fixos no fundo por um bolbo de selagem. Normalmente é construída uma caixa de proteção na parte superior, à superfície, onde se encontra o suporte para a colocação da mira (Amaral, 2006).

3.3.5. MARCAS DE NIVELAMENTO

São marcas instaladas na superfície do terreno da obra, de uma forma semelhante à marca de nivelamento topográfico (*benchmark*) mas de profundidade inferior, variando entre os 0,5 e 1,5m dependendo das condições do terreno. Possuem igualmente um suporte para mira, na parte superior, protegido com uma tampa metálica. São baratas e por essa razão também são, geralmente, colocadas em grande número na superfície do terreno (Torres, 2010).

3.3.6. CÉLULAS DE TENSÃO / CARGA

São normalmente utilizadas em obras que recorram da aplicação de sistemas de contenção, com o objetivo de controlar os carregamentos dos cordões e pregagens ao longo da obra. Existem células de carga de vários tipos em que a sua escolha dependerá do momento da sua aplicação. As células de carga hidráulicas são utilizadas após a ativação das ancoragens para fins de controlo das perdas do pré-esforço ao longo de toda a vida da estrutura. Estas são constituídas por duas placas com forma de anel em aço inoxidável, soldadas a volta da circunferência. O espaço restante, entre as duas placas é ocupado em vácuo por um fluido próprio. A medição das tensões é realizada diretamente por um manómetro de Bourdon ligado à célula, no qual é reajustado para permitir leituras diretas nas unidades desejadas (kN). As células de carga elétricas são instaladas após a execução do ensaio de carga de receção da ancoragem. A medição é conseguida através da ligação por cabo elétrico a cada célula, que é encaminhado a uma ficha de ligação terminal. Estes modelos podem ser examinados de forma remota a partir de transdutores de pressão incorporados na ligação elétrica (Torres, 2010). A colocação das células é de alta importância pois o seu suporte deve assegurar distribuição de carga igual pela superfície da célula, e impedir rotações que alterem a posição do plano desta.

3.3.7. CÉLULAS DE PRESSÃO

Estas são de funcionamento semelhante às células de carga, pois requerem da ação do terreno para obter as tensões totais instaladas neste. A constituição deste instrumento passa pela selagem de um fluido não compressível entre duas chapas metálicas, cujas bordas são soldadas para o efeito. A instalação deste instrumento é essencial na medida em que este, quando introduzido no terreno, necessita de estar disposto numa posição em que a sua face sensível esteja em contacto direto com o terreno, e que seja na direção perpendicular ao seu plano para que as medições sejam precisas e corretas. As medições são asseguradas por um transdutor pneumático ou de corda vibrante, que quantifica a pressão exercida na face da célula e naturalmente ao fluido contido (Torres, 2010).

3.3.8. ALVOS TOPOGRÁFICOS

Possibilitam a medição de deslocamentos tridimensionais, através da leitura de ângulos e distâncias pelo equipamento digital de uma estação total. São geralmente instalados em contenções, taludes, túneis e estruturas adjacentes às obras. A instalação do suporte destes alvos é realizada por meio de varões de aço, encastrados a sensivelmente a 200mm do suporte. A fixação do suporte é conseguida com resina em furo aberto onde o alvo refletor será enroscado ao varão (Figura 21). Em infraestruturas a fixação é conseguida via colagem, de placas metálicas onde serão depois colocados os alvos (Torres, 2010). A

localização destes alvos deve ser estudada para que estejam dentro do limite de viabilidade do aparelho, tendo em conta a precisão que se pretende para este tipo de monitorização (Pinto, 2010).



Figura 21 – Alvos topográficos (Rothbucher Systeme, 2015) (Sisgeo, 2015)

3.3.9. CONVERGÊNCIAS

Convencionalmente é utilizada a medição de convergências no interior dos túneis como forma de quantificar as deformações ocorridas no decorrer da obra. Estas medidas poderão dar a conhecer elementos acerca da grandeza, tempo da deformação e por conseguinte o tempo e atraso necessário para a colocação do suporte primário (Torres, 2010). São instalados alvos para medição contínua de deslocamentos dados nas direções ortogonais, de um sistema de coordenadas estabelecido tendo como base a seção transversal e longitudinal do túnel. É possível o cálculo de convergências em seções transversais de larguras até, aproximadamente, 40 metros (Pinto, 2010). As medições dos alvos dar-se-ão por meio de equipamentos fotogramétricos ou topográficos. Outro método de medição de convergências dá-se pela utilização de um instrumento denominado de convergenciómetro que se trata de um instrumento digital ou analógico que mede os deslocamentos relativos entre os pontos definidores das cordas a medir. É constituído por um sistema de fios tensionados, equipado com dinamómetro e defletómetro (Giannotti, 2003). Um extensómetro de fita também fará a mesma medição (Figura 22).

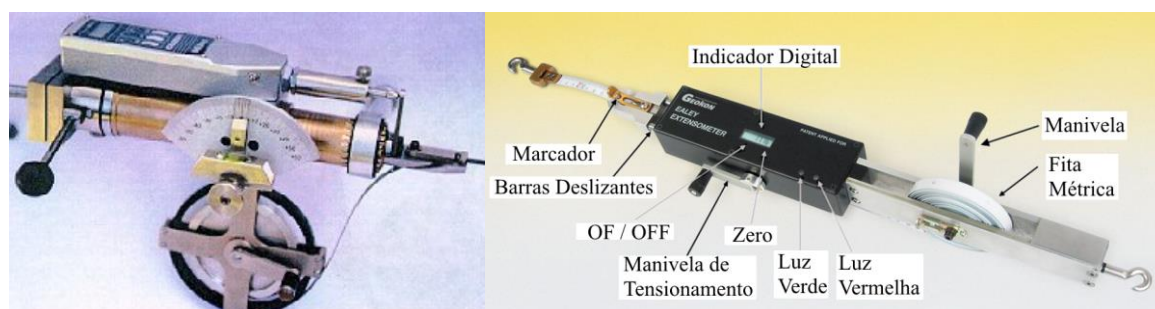


Figura 22 – a) Convergenciómetro do LNEC; b) Fita extensométrica (Geokon, 2015)

Alternativamente é possível instalar um sistema de barras metálicas interligadas entre si no perímetro do túnel, equipadas com sensores eletrónicos. Trata-se de um sistema de medição totalmente automatizado permitindo o registo e leitura quase em tempo real. É uma opção de alta precisão devido aos erros reduzidos associados ao laser (Torres, 2010).

CASO DE ESTUDO: TUNEL DO FAIAL/CORTADO

4.1. ENQUADRAMENTO GEOGRÁFICO E GEOLÓGICO

O túnel do Faial/Cortado está localizado na encosta Norte da Ilha da Madeira (Figura 23 e Figura 24), no concelho de Santana, estabelecendo a ligação entre a Freguesia do Faial a Santana integrando no seguimento da Via Expresso Machico-Faial. Iniciaram-se as obras de construção em 2003 finalizando em 2004. A sua construção teve início no ano de 2003, aquando do início da construção da Via Expresso Faial-Santana, tendo entrado em serviço no ano de 2004. Desde o emboquilhamento sul junto a Faial até ao emboquilhamento norte na zona de Santana detém uma extensão de 3168 m, sendo até à data da sua construção o maior túnel rodoviário do país (Bandeira, 2008).

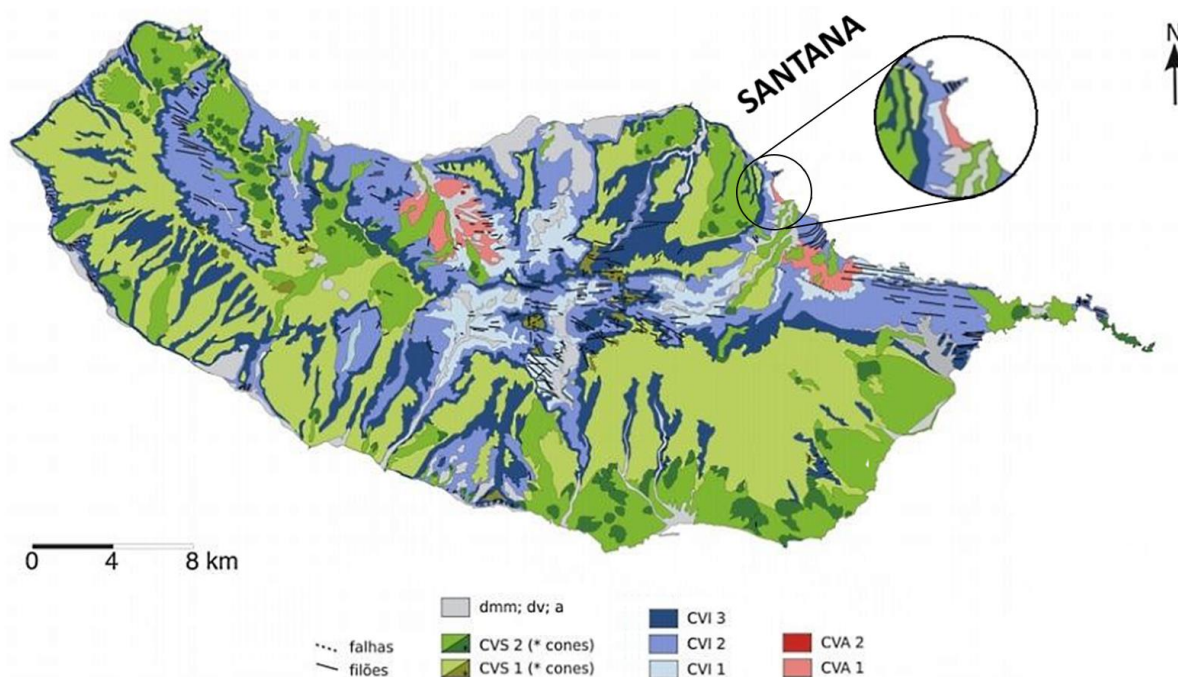


Figura 23 – Localização geográfica e geológica do túnel do Faial/Cortado



Figura 24 – Localização geográfica e geológica do túnel do Faial/Cortado (aproximação invertida)

A primeira carta geológica da ilha da Madeira foi publicada em 1974 (Zbyszewski et al., 1974) na escala 1:50000. Esta carta faz distinção de dois tipos principais de rochas da ilha da Madeira designadas de ígneas e de sedimentares. As primeiras são integralmente descendentes do vulcanismo que originou a ilha, e as segundas associadas à erosão das ígneas, ou de procedências externas, correspondendo sobretudo a materiais vulcânicos ocorridos em fases diferentes, tendo as litologias daí resultantes sido agrupadas e reproduzidas na cartografia geológica em complexos vulcânicos, ordenados do mais antigo para o mais recente, β_1 a β_6 respetivamente.

Em 2010 foi publicada uma nova carta geológica da Madeira, na escala 1:50000, (Brum da Silveira et al., 2010). Nesta carta são identificados três complexos vulcânicos principais: Complexo Vulcânico Inferior (CVI), Complexo Vulcânico Intermédio (CVM), e Complexo Vulcânico Superior (CVS). Estes complexos são por sua vez subdivididos em unidades: Unidade do Porto da Cruz (CVI 1), Unidade dos Lameiros (CVI 2), Unidade da Encumeada (CVM 1), Unidade da Penha d'Águia (CVM 2), Unidade do Curral das Freiras (CVM 3), Unidade dos Lombos (CVS 1), e Unidade do Funchal (CVS 2).

Apesar da existência da carta geológica de Brum da Silveira et al. (2010), ir-se-á utilizar a nomenclatura utilizada na carta geológica de Zbyszewski et al. (1974), (β_1 a β_6) para identificação dos complexos vulcânicos, também utilizada no relatório de obra. Para melhor descrição e pormenor destas cartas geológicas, aconselha-se a consulta das referências aludidas ou do Anexo A.1.

Na Figura 25 estão representadas as duas cartas geológicas, mencionadas anteriormente, de onde se pode verificar a grande diferença, a nível do detalhe e minúcia na carta de Brum da Silveira et al (2010) em comparação com a primeira.

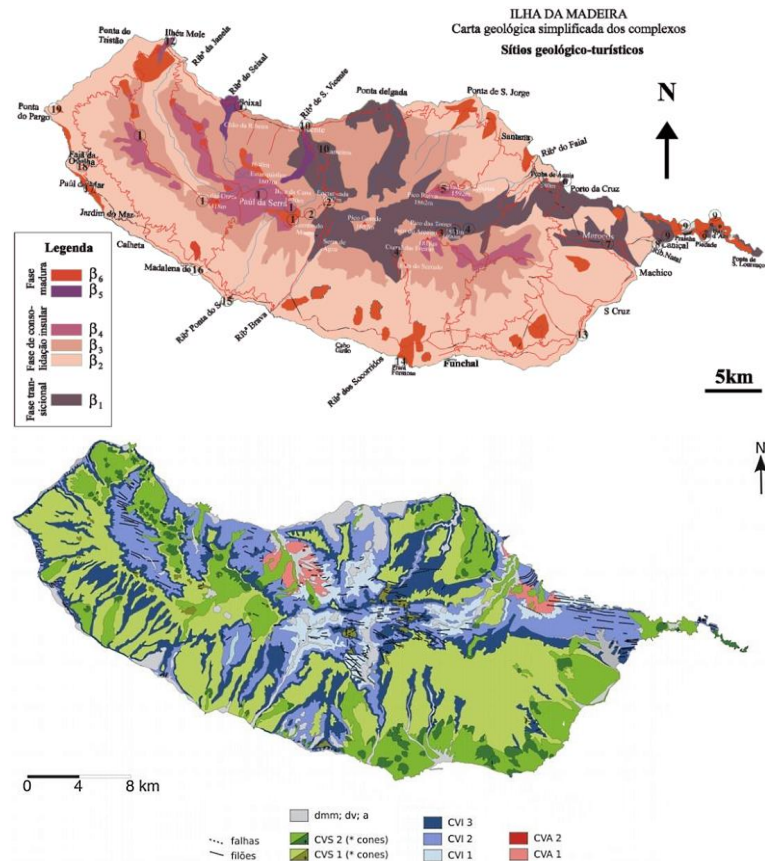


Figura 25 – Complexos Vulcânicos segundo: Zbyszewski et al. (1974), em cima; b) Brum da Silveira et al. (2010), em baixo

4.2. CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA

Durante a fase de pré-dimensionamento e averiguação da viabilidade do projeto, quando a informação acerca do maciço rochoso é escassa, é aconselhado o uso de sistemas de classificação geomecânica. Estes sistemas de classificação podem ser utilizados simultaneamente de maneira a fornecer estimativas iniciais das propriedades resistentes e elásticas do maciço e por conseguinte determinar os requisitos de suporte e, por isso, constituem uma forma de pré dimensionamento. No entanto é importante compreender as limitações dos sistemas de classificação (Palmström, et al., 2006) e que a sua utilização não substitui procedimentos de projeto mais complexos embora exijam o acesso a informação relativamente detalhada sobre o estado de tensão, propriedades do maciço e método de escavação, nenhum dos quais estão disponíveis na fase inicial no projeto. Atualmente existem vários sistemas de

classificação geomecânica propostos por diferentes autores, entre eles, os sistemas de classificação com maior interesse, o de Bieniawski (RMR), Barton (Q) e Hoek (GSI), por constituírem de base para aplicação mais frequente em obras e naturalmente as de maior experiência acumulada. O principal objetivo destas classificações consiste em reduzir o conjunto de elementos geotécnicos que interessa caracterizar em determinado maciço rochoso. Para maior aprofundar e entender dos sistemas de classificação existentes, consultar o Anexo A.2.

4.3. TRAÇADO DO TÚNEL

É constituído pela junção de dois túneis ininterruptos, o do Faial e o do Cortado, sendo o primeiro inicialmente composto por dois ramos, A e B, e o segundo composto por um único troço. Inicialmente o traçado do túnel Faial/Cortado previa emboquilhamentos na ribeira do guindaste do qual faziam parte as frentes de escavação descontinuadas e denominadas como T2F1a e T2F1b. Isto deveu-se às alterações sofridas pelo traçado do túnel durante a sua execução, que resultaram na desativação do ramo A do túnel do Faial que finalizava nos emboquilhamentos da Ribeira do Guindaste. Como se pode observar na Figura 26, o traçado sofre uma alteração relevante a partir da zona da Ribeira do Guindaste, segundo o sentido orientado para o Faial, tornando as curvas mais suaves com raios em planta superiores (Horgan, 2004).

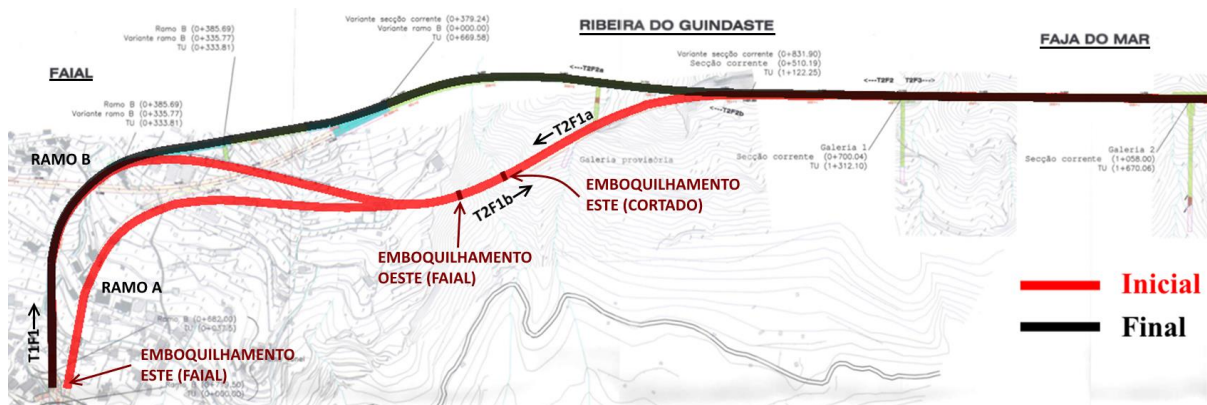


Figura 26 – Sobreposição dos traçados iniciais e finais do túnel do Faial/Cortado

4.4. ZONAMENTO GEOTÉCNICO

Foi definido um zonamento geotécnico dos maciços atravessados pela obra, com base nas características litológicas, estruturais e mecânicas das formações vulcânicas, abrangendo quatro classes, em que cada uma compreende um ou vários tipos litológicos que, em termos médios, mostram um comportamento bom, razoável, mau e muito mau (Horgan, 2004).

Na Tabela 1 é possível verificar esta distinção. Como se pode observar, foram estabelecidos quatro zonamentos geotécnicos para a realização da obra. No entanto apenas se realizaram os zonamentos ZG2, ZG3, pois foram os únicos que se verificaram em situações de escavação, na obra. Embora não esteja presente na Tabela 1, o zonamento ZG3* foi atribuído para as regiões dos emboquilhamentos, pois tratavam-se de zonas de maior risco de desmoronamento.

Tabela 1 - Zonas geotécnicas e respetivos revestimentos tipo

TIPO LITOLÓGICO		ZONA GEOTÉCNICA
DESCRIÇÃO	ALTERAÇÃO (W)	
Formações lávicas basálticas compactas, pouco alteradas e sãs (βC)	W2-1	ZG1
Formações lávicas basálticas fraturadas, medianamente a pouco alteradas (βF)	W3-4	ZG2
Formação piroclásticos brechóides, compactas, medianamente a pouco alteradas (βrC)	W3-2	ZG1
Formações piroclásticas brechóides, desagregáveis quando expostas, em geral lenticulares com alto índice de vazios (βrD)	W4-3	ZG3
Formações piroclásticas de tufos, compactos, medianamente a muito alterados por vezes com bombas vulcânicas (T e T_{BV})	W3-4	ZG3
Formações piroclásticas de tufos desagregáveis quando expostas, muito alteradas a decompostas por vezes com bombas vulcânicas (TD e TD_{BV})	W4-5	ZG4

Os maciços abrangidos pelo zonamento ZG2 apresentam uma estrutura muito heterogénea e complexa, sendo constituídos por rochas resistentes, basaltos fraturados (**βF**), por vezes com intercalações de materiais com piores características, mas com pequena espessura, tais como brechas desagregadas (**βrD**), tufos compactos (**T** e **T_{BV}**) ou desagregados (**TD** e **TD_{BV}**). Esta zona geotécnica acabou por ser a predominante durante o processo de escavação, correspondendo a cerca de 75% do troço.

Para o zonamento ZG3, foram considerados maciços constituídos, predominantemente, por formações friáveis e de fraca coesão, tais como as rochas de fraca resistência e solos compactos ou pouco consolidados (**βrD**, **T**, **T_{BV}**, **TD**, **TD_{BV}**). São portanto, formações de má qualidade.

Finalmente, para o zonamento ZG3*, tratando-se de uma zona geotécnica de características idênticas à anterior (ZG3), o suporte primário está associado à execução de enfilagens em zonas onde o maciço vulcânico apresentou elevado estado de alteração, correspondendo a trechos do túnel em que as suas formações se mostraram descomprimidas e se verificou a percolação de águas, reduzindo significativamente a sua resistência geomecânica (Horgan, 2004).

A classificação geomecânica do maciço rochoso perfurado foi realizada recorrendo às classificações de RMR e GSI. Obtiveram-se intervalos para os valores de RMR e GSI para as diferentes zonas geotécnicas, resumidos na Tabela 2 (Cró, 2014).

Tabela 2 - Classificações RMR e GSI relativas a cada zona geotécnica

Zona Geotécnica	Intervalo RMR	Intervalo GSI
ZG2	21 - 53	16 - 50
ZG3	17 - 45	15 - 42
ZG3*	21 - 31	16 - 28

4.5. PERFIS TRANSVERSAIS TIPO

Para a seção corrente estaria prevista uma largura entre hasteais de 9,6m com duas vias de circulação de 3,5m de largura, bermas adjacentes de 0,3m e passeios de 1m (Figura 27 a). Nas zonas com faixas de aceleração ou desaceleração nos ramos dos nós, é adicionada uma via com 3,5m de largura a somar à largura anteriormente existente (Figura 27 b).

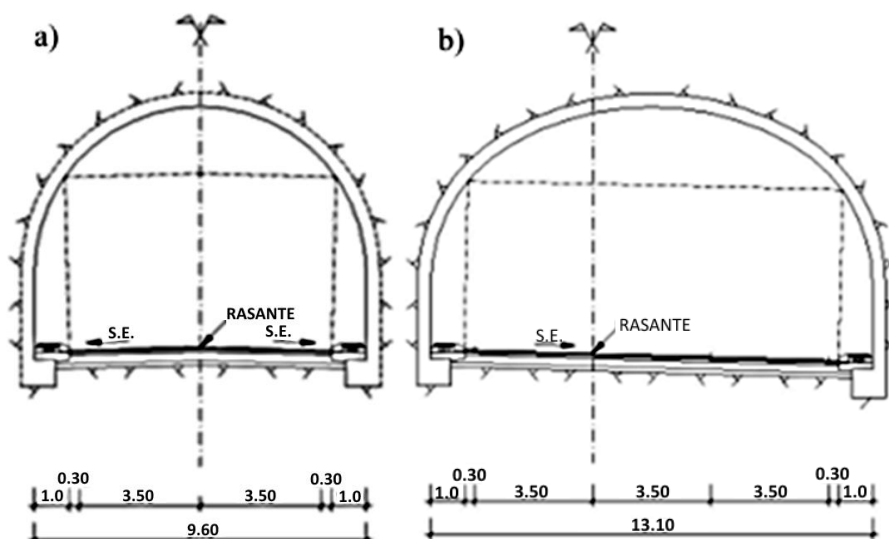


Figura 27 – a) Seção corrente; b) Seção corrente c/ faixa de aceleração/desaceleração

Na zona de divergência dos ramos B do túnel do Cortado, a seção transversal atinge uma largura, entre hasteais, de 20m (Figura 28).

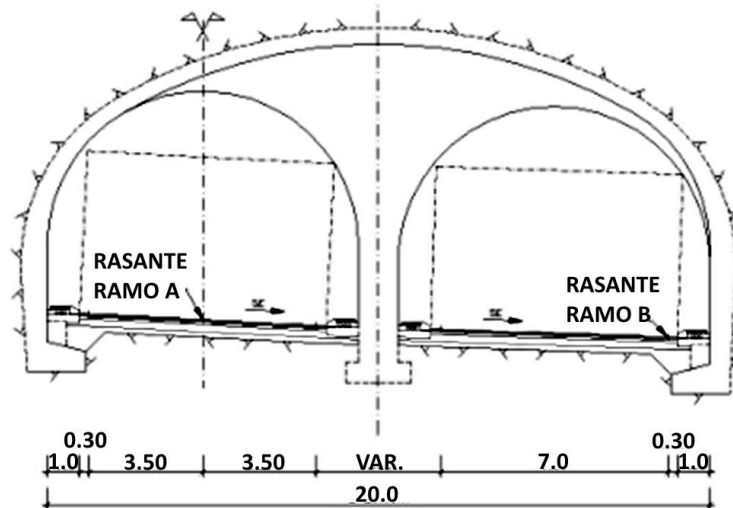


Figura 28 – Zona de divergência do ramo B

As galerias de evacuação de emergência apresentam perfil transversal tipo com uma seção de 5m de largura, medidos entre hasteais, uma abóbada semicircular de 2,5m de raio e uma altura máxima de 5 m. As suas secções podem apresentar, ou não revestimento em toda a sua extensão, dependendo das características dos terrenos atravessados.

O túnel do Cortado, dada a sua grande extensão contempla cinco galerias pedonais de evacuação de emergência, sensivelmente transversais ao túnel e estabelecem ligação direta ao ar livre na encosta norte sobranceira ao mar. Servem para a evacuação de emergência de peões e para acesso de veículos de bombeiros. Das cinco galerias, duas dispõem de uma plataforma ao ar livre sobranceiras à encosta sem qualquer saída viária ou pedonal (Figura 29).

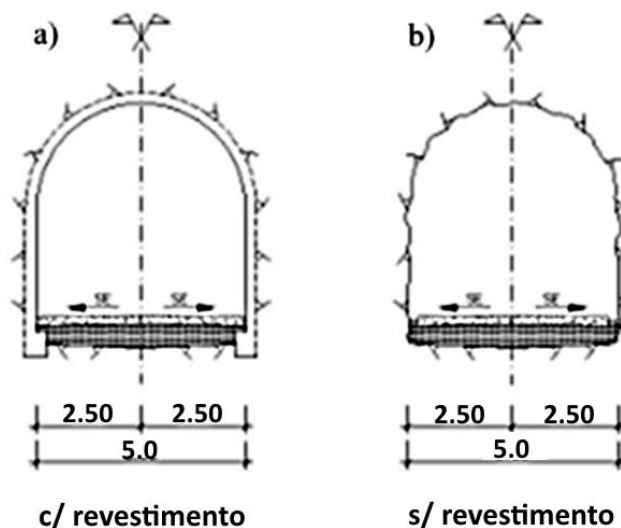


Figura 29 – Galeria de evacuação de emergência a) com revestimento; b) sem revestimento

4.6. MÉTODO CONSTRUTIVO

A escavação do túnel foi estabelecida de acordo com o zonamento geotécnico previamente determinado, de maneira a distinguir os diferentes métodos construtivos. A escavação parcial é também condicionada pela dimensão e geometria das seções do túnel e não apenas pelas propriedades de resistência e de deformação do maciço. Em seguida são apresentadas e descritas, por tópicos, as fases que ocorrem no faseamento construtivo referente a cada zona geotécnica e para cada tipo de seção, corrente e de alargamento.

- Zona geotécnica 2 (ZG2)

Seção corrente (Figura 30)

- 1) Escavação da meia secção superior (abóboda) e aplicação do sustimento por avanços com 2m de desenvolvimento máximo;
- 2) Desmonte da parte inferior (hasteais) e aplicação eventual do sustimento por avanços com 2m de desenvolvimento máximo, garantindo uma distância mínima à frente de escavação de 20m;
- 3) Execução da trincheira da drenagem da plataforma;
- 4) Betonagem das sapatas e parte inferior do revestimento;
- 5) Aplicação do sistema de drenagem e de impermeabilização nas zonas previamente definidas pela fiscalização;
- 6) Betonagem do revestimento (hasteais e abóbodas);
- 7) Execução das restantes obras na soleira: abertura da trincheira e execução das obras de drenagem.

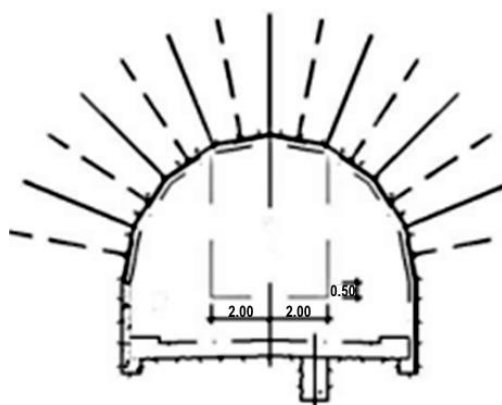


Figura 30 – Seção corrente - ZG2

- Zona geotécnica 3 (ZG3)

Secção corrente (Figura 31)

- 1) Escavação da meia secção superior (abóboda) e aplicação do sustimento por avanços com 1m de desenvolvimento máximo;
- 2) Desmonte da parte inferior (hasteais) e aplicação eventual do sustimento por avanços com 1m de desenvolvimento máximo, garantindo uma distância mínima à frente de escavação de 20m;
- 3) Execução da trincheira da drenagem da plataforma;
- 4) Betonagem das sapatas e parte inferior do revestimento;
- 5) Aplicação do sistema de drenagem e de impermeabilização nas zonas previamente definidas pela fiscalização;
- 6) Betonagem do revestimento (hasteais e abóbodas);
- 7) Execução das restantes obras na soleira: abertura da trincheira e execução das obras de drenagem.

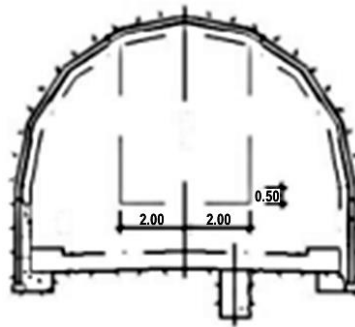


Figura 31 – Secção corrente – ZG3

Secção de alargamento (cambotas HEB180) (Figura 32)

- 1) Escavação do contorno da meia secção superior, com um avanço de 1m, deixando uma banquetta central com 1m na frente, e aplicação imediata do sustimento;
- 2) Escavação do contorno da meia secção superior, com um avanço de 1m, ficando a banquetta central com 2m na frente, e aplicação imediata do sustimento;
- 3) Escavação da banquetta central da meia secção superior, com um avanço de 1m, ficando a banquetta com 1m;
- 4) Escavação do caixão central, na meia secção inferior, com um avanço de 4m garantindo sempre um afastamento mínimo de 40m em relação à frente de escavação da meia secção superior;
- 5) Escavação da banquetta lateral esquerda, com um avanço de 1m e aplicação imediata de sustimento, garantindo sempre um afastamento mínimo de 2m em relação ao caixão central;
- 6) Escavação da banquetta lateral direita, com um avanço de 1m e aplicação imediata do sustimento, garantindo sempre um afastamento mínimo de 2m em relação à banquetta esquerda;

- 7) Execução da trincheira de drenagem da plataforma;
- 8) Betonagem das sapatas e da parte inferior do revestimento;
- 9) Aplicação do sistema de drenagem e impermeabilização;
- 10) Betonagem do revestimento (Hasteais e abóboda);
- 11) Execução das obras na soleira, abertura da trincheira e execução das obras de drenagem;

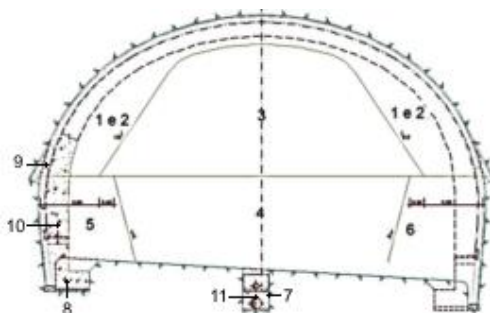


Figura 32 – Seção de alargamento - ZG3 (HEB180)

Seção de alargamento (cambotas HEB200 e HEB220) (Figura 33)

- 1) Escavação da galeria central superior em secção plena, por avanços de 2m de desenvolvimento máximo e aplicação imediata do sustimento na abobada e hasteais;
- 2) Escavação do alargamento lateral esquerdo da meia secção superior, em avanços de 1m de desenvolvimento máximo e aplicação imediata do sustimento na abóboda de túnel, garantindo sempre um afastamento mínimo de 4m em relação à frente de escavação da galeria central superior;
- 3) Remoção do sustimento do hasteal da galeria central superior escavada na fase 2;
- 4) Escavação do alargamento lateral direito da meia secção superior, por avanços de 1m de desenvolvimento máximo e aplicação imediata do sustimento na abóboda do túnel;
- 5) Remoção do sustimento do hasteal da galeria central superior escavada na fase 4;
- 6) Escavação do caixão central, por avanço de 6m de desenvolvimento máximo, garantindo sempre um afastamento mínimo de 40m em relação à frente de escavação do alargamento lateral direito da secção superior;
- 7) Escavação da banquetta lateral esquerda, por avanços de 1m de desenvolvimento máximo e aplicação imediata do sustimento no hasteal do túnel;
- 8) Escavação da banquetta lateral direita, por avanços de 1m de desenvolvimento máximo e aplicação imediata do sustimento no hasteal do túnel;
- 9) Escavação da trincheira de drenagem da plataforma e execução das obras de drenagem;
- 10) Betonagem das sapatas e da parte inferior do revestimento definitivo;
- 11) Aplicação do sistema de drenagem e de impermeabilização;
- 12) Betonagem do restante revestimento definitivo (hasteias e abóboda).

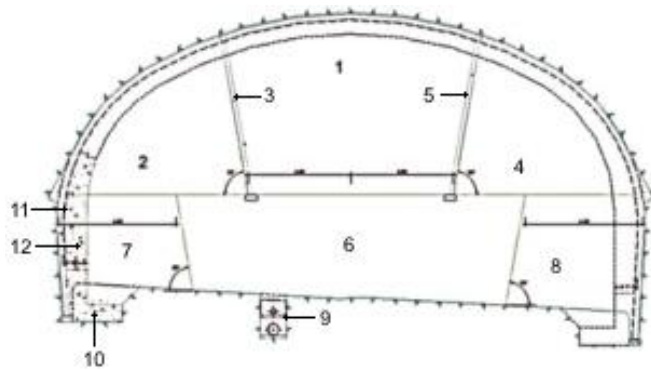


Figura 33 – Secção de alargamento - ZG3 (HEB200 e HEB220)

4.7. SUSTIMENTO

São definidos diferentes tipos de sustimentos para cada zonamento geotécnico. É de notar que no túnel do Cortado e do Faial, para os mesmos zonamentos geotécnicos, são definidos sustimentos primários diferentes. Em seguida são apresentados e descritos, por tópicos, os diferentes sustimentos primários:

- Zona geotécnica ZG2 (túnel do Faial)

Aplicação, ao longo das abóbodas e hasteais, de pregagens sistemáticas do tipo *Super Swellex* com 6m dispostas em quincôncio, numa malha de 1,5m x 2,0m, associadas a betão projetado com 15cm de espessura, aplicado em camadas sucessivas de 5cm incorporando fibras metálicas (Figura 34).

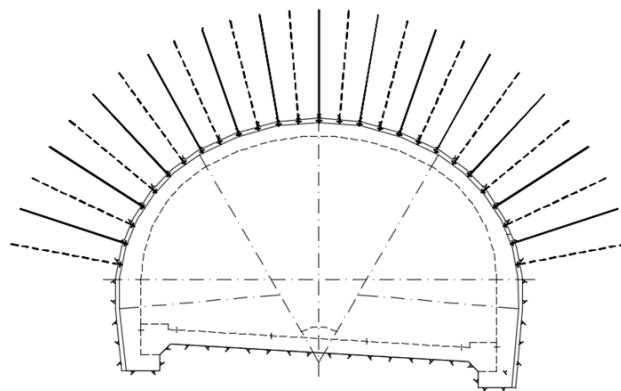


Figura 34 – Sustimento primário ZG2 - Faial

- Zona geotécnica ZG2 (túnel do Cortado)

Aplicação na zona da abóboda de pregagens sistemáticas do tipo *Swellex* com 4m de comprimento, dispostas em quincôncio numa malha de 2,0 x 2,0m, associadas a betão projetado com 5cm de espessura com a incorporação fibras metálicas. No caso de serem encontradas zonas de menor qualidade seria aplicada uma segunda camada de 5cm de betão projetado. Nos hasteais, o sustimento é utilizado, apenas, em zonas de pior qualidade e consiste na aplicação de 5cm de betão projetado, com fibras metálicas (Figura 35).

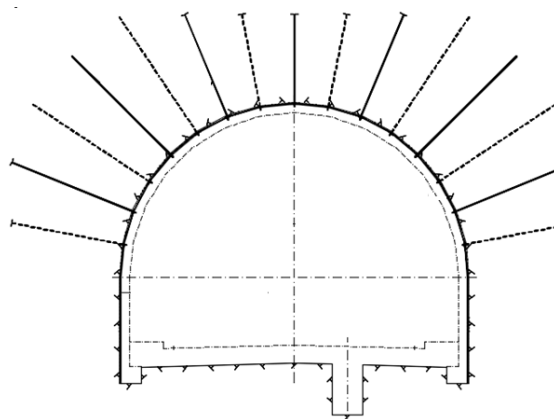


Figura 35 – Sustimento primário ZG2 - Cortado

Em secção de alargamento, a solução aplicada nas abóbodas e hasteais consistia em pregagens sistemáticas do tipo *Super Swellex*, com 6m de comprimento numa malha de 1,5m x 2,0m em quincôncio associadas a betão projetado com 10cm de espessura nas secções de alargamento variável e 15cm nas de alargamento constante, incorporando fibras metálicas (Figura 36).

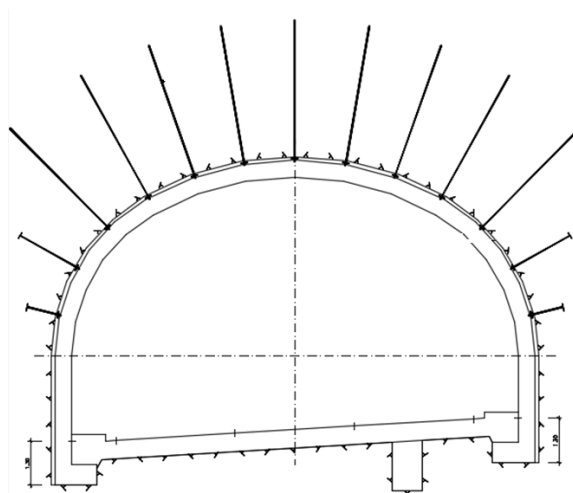


Figura 36 – Sustimento primário ZG2 – secção alargamento

- Zona geotécnica ZG3 (túnel do Faial)

Inicialmente a aplicação do sustimento passava pela aplicação, nas abóbodas e hasteais, de cambotas metálicas do tipo HEB (HEB180 entre os kms 0+531,58 e 0+551,58 (TU), HEB200 entre os kms 0+606,58 e 0+669,58 (TU) e HEB220 na restante zona geotécnica ZG3 afastadas de 1m, rede eletrossoldada AQ50 e 20cm de betão projetado. Em condições geológicas particularmente difíceis foram aplicadas chapas metálicas com 5mm de espessura apoiadas nas cambotas (Figura 37).

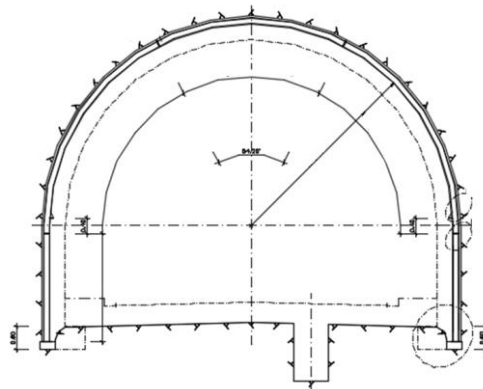


Figura 37 – Sustimento primário ZG3 - Faial

- Zona geotécnica ZG3 (túnel do Cortado)

Em secção corrente, inicialmente previsto, seriam também aplicados os mesmos suportes na zona da abóboda e dos hasteais, ou seja, aplicar-se-iam cambotas metálicas do tipo HEB160 ou equivalente, afastadas de 1m, rede eletrossoldada AQ50 e 10 cm de betão projetado. Em condições geológicas particularmente difíceis foram aplicadas chapas metálicas com 5mm de espessura apoiadas nas cambotas.

Na secção de alargamento a solução passou pela aplicação, nas abóbodas e hasteais, de cambotas metálicas do tipo HEB180, afastadas de 1m, rede eletrossoldada AQ50 e 15 cm de betão projetado. Em condições geológicas particularmente difíceis foram aplicadas chapas metálicas com 5mm de espessura apoiadas nas cambotas (Figura 38) (Horgan, 2004).

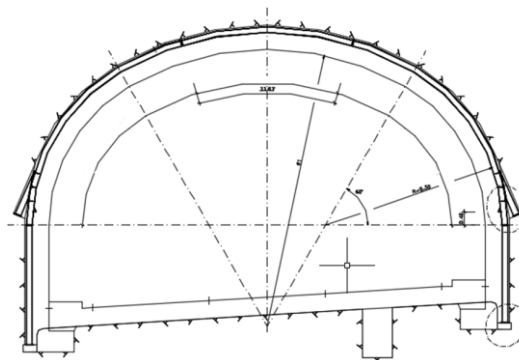


Figura 38 – Sustimento primário ZG3 – secção alargamento

- Zona geotécnica ZG3* (túnel do Cortado)

Em secção corrente, a solução passou pela aplicação de cambotas metálicas do tipo HEB160 afastadas de 0,50m, rede eletrossoldada AQ50 com 15 cm de betão projetado. Em condições geológicas particularmente difíceis foram aplicadas chapas metálicas com 5mm de espessura apoiadas nas cambotas. Aplicação de enfilagens em tubo metálico SCH Ø73, providas de manchetes espaçadas de 1m, com 6m de comprimento e com afastamento máximo de 0,30m, dispostas ao longo do perímetro exterior das cambotas.

Em secção de alargamento na abóboda e hasteais são aplicadas cambotas metálicas do tipo HEB180 afastadas de 0,50m, rede eletrossoldada AQ50 com 15cm de betão projetado. Em condições geológicas particularmente difíceis foram aplicadas chapas metálicas, com 5mm de espessura, apoiadas nas cambotas. Aplicação de enfilagens em tubo metálico SCH Ø73, providas de manchetes espaçadas de 1m, com 6m de comprimento e com o afastamento máximo de 0,30m ao longo do perímetro exterior das cambotas. Este zonamento geotécnico foi aplicado nas zonas dos emboquilhamentos por serem zonas instáveis (Horgan, 2004).

- Emboquilhamentos

Para o túnel I (Faial) foram realizadas enfilagens com 6m de comprimento e com afastamento máximo de 0,30m dispostas ao longo do perímetro exterior das cambotas, sendo aplicado depois um revestimento sistemático constituído por betão projetado sobre malhasol. O talude frontal foi realizado com um revestimento constituído por betão projetado e associado com pregagens Ø25, de comprimento máximo de 12m, em aço A400NR dispostas numa malha de 2,0 x 2,0m em quincôncio.

Referentes ao túnel II (Cortado) foram realizadas enfilagens com 6m de comprimento e com afastamento máximo de 0,30m, dispostas ao longo do contorno da abóboda do túnel, sendo aplicado depois um revestimento sistemático constituído por betão projetado sobre malhasol. O talude frontal foi realizado com um revestimento constituído por betão projetado, associado a pregagens Ø32, de comprimento máximo de 12m, em aço A400NR, dispostas numa malha de 1,50 x 1,50m em quincôncio.

Os taludes sobre os quais são executados muros de betão armado, são previamente revestidos por um betão projetado mais ligeiro, com cerca de 5cm de espessura, sobre malhasol CQ30 e respetivas pregagens. Os taludes restantes são realizados apenas em betão projetado com 10cm de espessura sobre malhasol AQ50 e respetivas pregagens.

- Sustimento Secundário / Definitivo

Este sustimento trata-se fundamentalmente de uma aplicação de betão armado ao longo de toda a extensão do túnel, revestindo o sustimento primário. A espessura do betão e correspondente quantidade de aço a aplicar na secção depende da zona geotécnica, ZG1, ZG2, ZG3 ou ZG3* em que se integra a secção no túnel. Para as secções correntes das zonas ZG2, o revestimento final aplicado seria o revestimento tipo A-I, que apresentava uma espessura de betão armado com 0,25cm (Figura 39).

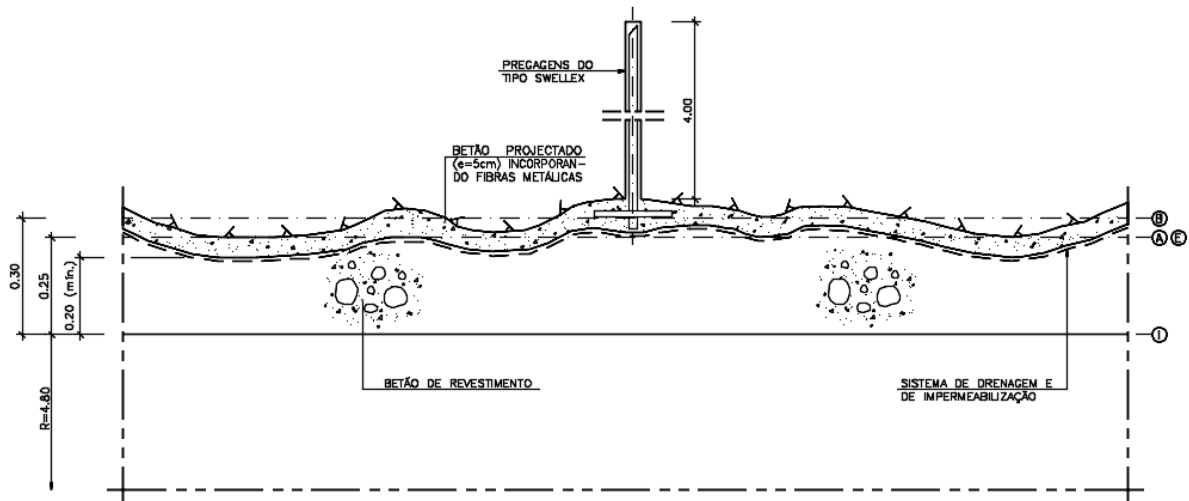


Figura 39 – Sustimento secundário ZG2 – secção corrente

Para as secções correntes das zonas ZG3, que apresentassem pior qualidade, o revestimento aplicado seria do tipo A-II. Na zona ZG3 a espessura aplicada seria de 0,40m, enquanto na zona ZG4 o revestimento final aplicado apresentaria uma espessura de 0,50m (Figura 40).

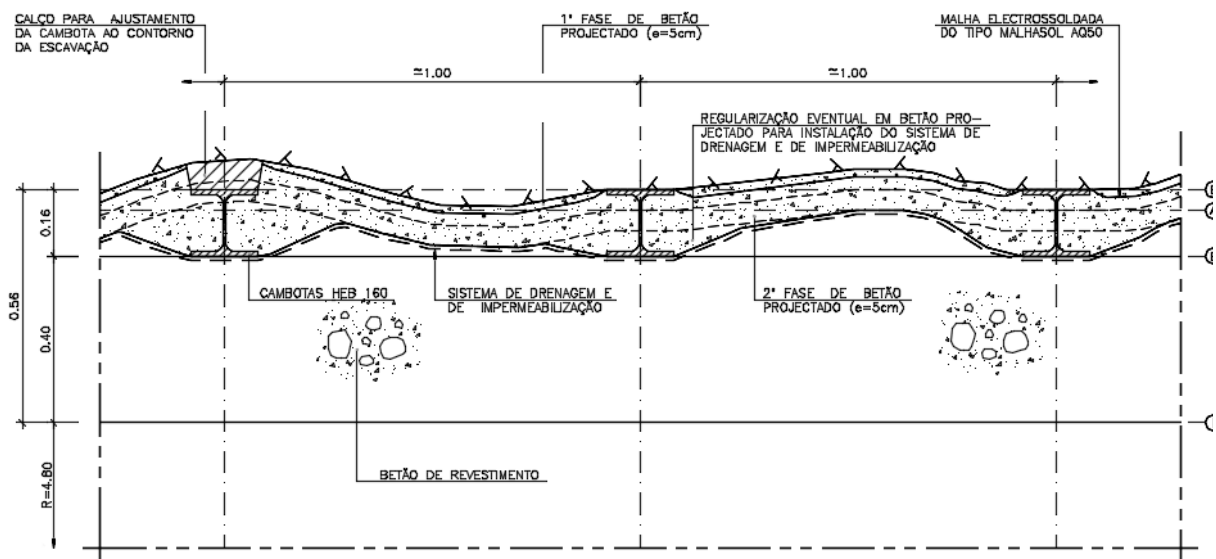


Figura 40 – Sustimento secundário ZG3 – secção corrente

Nas zonas da secção de alargamento constante de piores características geotécnicas optou-se pela utilização do revestimento tipo A-I com travamento com uma laje horizontal ao nível da soleira, definida em obra com a aprovação da fiscalização. Nas zonas geotécnicas ZG3 de pior qualidade encara-se a utilização do revestimento tipo A-II com travamento com uma laje horizontal ao nível da soleira, definida em obra com a aprovação da fiscalização.

4.8. INSTRUMENTAÇÃO

A observação através da instrumentação, no decorrer de uma obra, tem como objetivo verificar a adequabilidade não só da solução de suporte escolhida e implementada em obra, mas também das reais condições geológicas e geotécnicas do maciço e do método construtivo utilizado no decorrer da fase de escavação. No sentido de avaliar o modo de deformação do maciço e observar e controlar o comportamento dos suportes ao longo da escavação, recorreu-se à medição de convergências e de marcas topográficas. De modo a sintetizar a informação relativa à instrumentação foram apontadas em planta a localização das secções instrumentadas e criadas fichas individuais para cada secção do túnel monitorizada. Destas fichas fazem parte a informação relativa à localização da secção em túnel único, informação relativa à sua geometria, suportes aplicados, geologia e respetivos gráficos provenientes da recolha das leituras levadas a cabo no decorrer da obra.

- Marcas topográficas

Os perfis de marcas topográficas de observação são coincidentes com as secções de leitura de convergências, e sempre que as suas localizações não sejam definidas em desenho, têm um afastamento médio de 10m entre si. São constituídas por um apoio metálico, no entanto, se as marcas estiverem sobre o terreno, este é fixado a um maciço de betão com 0,30 x 0,30m, moldado no terreno e devidamente fundado em terreno com melhores características (Figura 41). As marcas topográficas são instaladas na totalidade antes do início da escavação do túnel, devendo fazer-se a primeira leitura aquando da sua instalação.

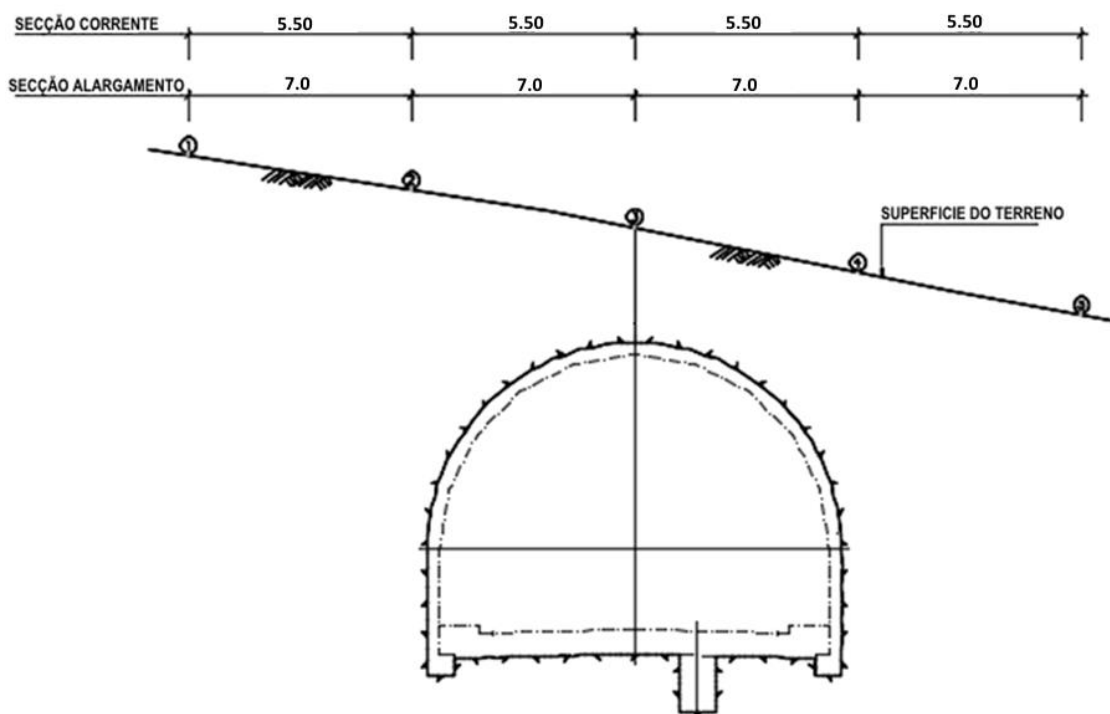


Figura 41 – Instrumentação: Marcas topográficas

- Convergências

Salvo definição diferente nos desenhos dos emboquilhamentos, são instaladas duas seções de medição de convergências a cerca de 10m e 20m de cada uma das bocas: as outras são colocadas nas zonas de pior qualidade do maciço, com um afastamento máximo de 75m em seção corrente e 50m em seção de alargamento. As bases de medição de convergências são colocadas na parede do túnel, logo a seguir ao último avanço da escavação, a cerca de 0,60m da frente (Figura 42).

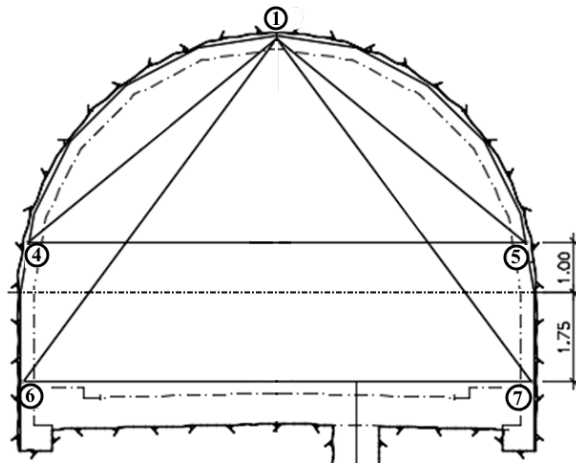


Figura 42 – Instrumentação: Convergências

- Extensómetros

Consideraram-se extensómetros de varas localizados ao eixo do túnel, sobre o primeiro perfil de marcas topográficas dos emboquilhamentos. Os extensómetros são instalados na totalidade antes do início da escavação do túnel, devendo fazer-se a primeira leitura aquando da sua instalação (Figura 43).

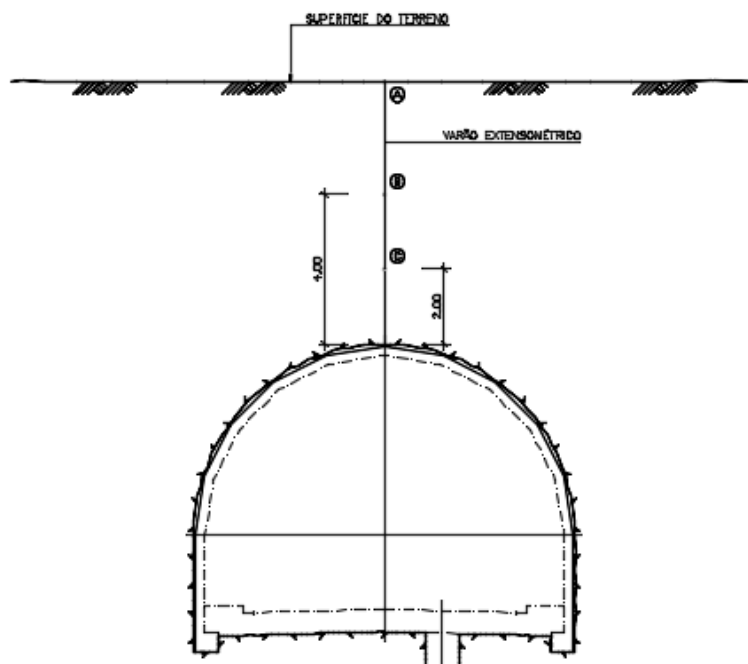


Figura 43 – Instrumentação: Extensómetros

4.9. EMBOQUILHAMENTO DO FAIAL

4.9.1. CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA/GEOMECÂNICA

Não existindo cartografia relativa ao emboquilhamento do Faial, a caracterização geológica e geotécnica das três secções analisadas apoiou-se na ficha de cartografia geológica da secção ao PK0+622, a 97 m de distância do emboquilhamento, e a 30 m da secção analisada ao PK 0+652. As Figuras 44 e 45 apresentam a frente de escavação encontrada na secção ao PK0+622, com esboço e legenda correspondente. Nesta ficha cartográfica também consta a classificação GSI e RMR. É possível resumir toda a informação retirada dessa ficha cartográfica na Tabela 3.

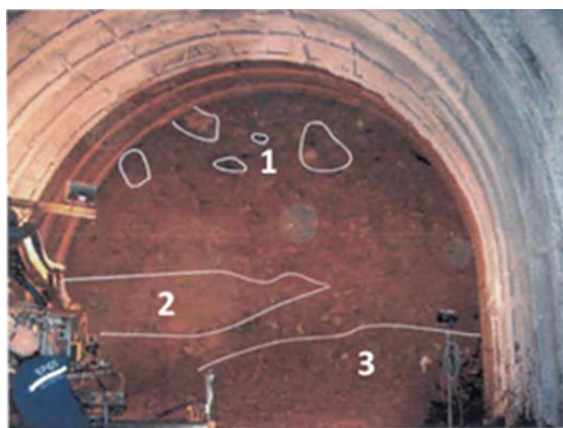


Figura 44 – Frente de escavação PK 0+622 (Frente 1)

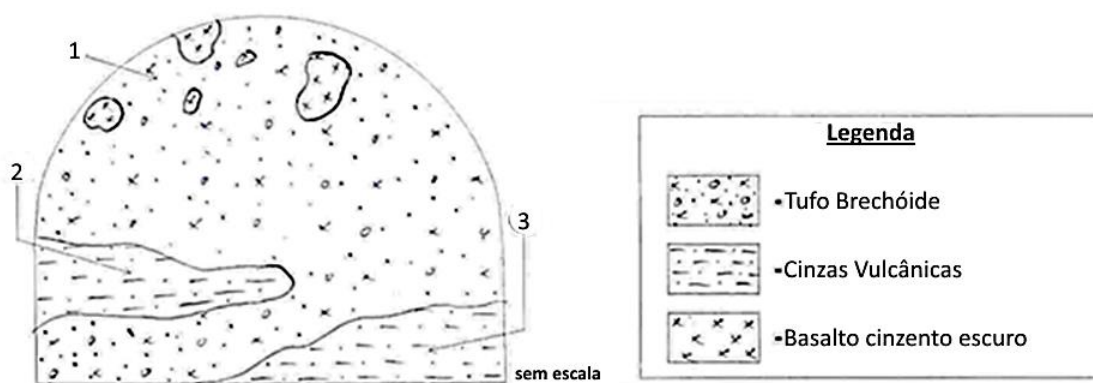


Figura 45 – Esboço e legenda da frente de escavação PK 0+622 (Frente 1)

Tabela 3 - Descrição da ficha cartográfica da secção ao PK 0+622

Blocos basálticos de grandes dimensões, presentes na abobada da galeria (Tufo brechóide);	
Zonas de tufo vulcânico de material argiloso menos resistente (W4-5);	
Tufos bastante alterados (W3-4), com pequenos a médios blocos de material vulcânico.	
Intervalo resistência do material rochoso intacto à compressão uniaxial: 5 a 25 MPa.	Intervalo GSI: 15 a 28 RMR básico = 34 RMR = 27
Intervalo coesão: 100 a 200 kPa	Intervalo angulo de atrito: 15 a 25

4.9.2. CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA

Face à elevada heterogeneidade e dispersão das formações vulcânicas da ilha da Madeira, verificou-se a necessidade da realização de um levantamento de bibliográfico das características mecânicas, baseado em teses, artigos, e relatórios acerca de obras realizadas em toda a ilha. Isto terá como função a criação de um suporte de partida para a delimitação dos possíveis valores dos parâmetros caracterizadores dos maciços encontrados no túnel do Faial/Cortado. Posto isto, notou-se a presença da elevada condição de heterogeneidade e complexidade litológica e estrutural presente nos maciços vulcânicos. O emboquilhamento do Faial atravessa um maciço rochoso com características geotécnicas fracas, variando entre formações piroclásticas brechóides, desagregáveis (βrD), de tufos, compactos, medianamente a muito alterados por vezes com bombas vulcânicas (T e T_{BV}) e de tufos desagregáveis, muito alterados a decompostos por vezes com bombas vulcânicas (TD e TD_{BV}).

Tendo em conta a classificação RMR e GSI realizadas na ficha cartográfica de caracterização geotécnica, foi possível determinar um intervalo de valores para os parâmetros resistentes do maciço. Segundo Hoek, et al (2002), é possível aplicar o critério Hoek-Brown para determinar os correspondentes parâmetros de resistência Mohr-Coulomb, c' e ϕ' para o caso específico de túneis, e o módulo de deformabilidade E (Hoek, et al., 2002). Resolvendo as equações, foram calculados os parâmetros respeitando os valores de GSI, da resistência à compressão uniaxial e RMR obtidos em obra (Tabela 4). Além disso, foi realizada uma compilação de artigos relativos à construção de túneis na Madeira de onde se puderam recolher informações e dados que fazem a descrição e caracterização de alguns tipos de rochas vulcânicas e solos da Ilha da Madeira.

Um desses trabalhos passa pela compilação de dados de projetos geotécnicos realizados na Ilha da Madeira, nos últimos 20 anos, a fim de descrever as condições geológicas e avaliar os parâmetros geotécnicos das principais formações vulcânicas tais como basaltos, brechas e tufos com base em dados de experiência, pesquisa de campo e testes laboratoriais. O gráfico na Figura 46 ilustra um resumo dos parâmetros de resistência mais expectáveis para os diferentes tipos de formações geológicas, e poderá servir como um guia preliminar de projeto (Lourenço, et al., 2010). Deste gráfico pôde-se determinar um intervalo de valores expectáveis para o modelo de estudo presente, demarcado a vermelho, onde se integram os basaltos altamente alterados e vacuolares, brechas medianamente alteradas e parcialmente vacuolares, e ainda as brechas altamente alteradas, vacuolares e solos. Através de testes compressivos uniaxiais, as brechas verificaram possuir um coeficiente de Poisson entre os 0,15 e os 0,25.

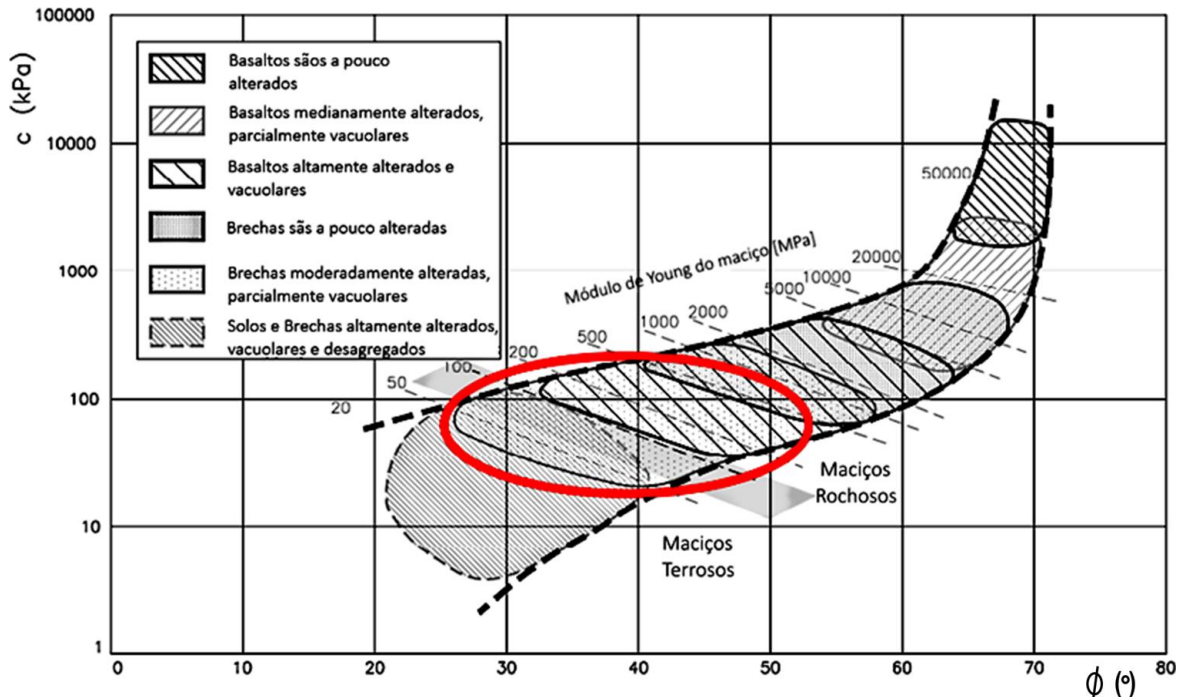


Figura 46 – Parâmetros de resistência das formações da ilha da Madeira segundo Lourenço et al. (2010)

Outros artigos consultados abrangem a caracterização geológico-geotécnica realizada durante a construção das vias rápidas da zona Leste da ilha da Madeira (Brito, et al., 2000) (Rosa, et al., 1997). Na Figura 47, pode-se analisar os testes à compressão uniaxial realizados aos solos atravessados no túnel de Santa Cruz, que fazem parte do complexo vulcânico Pós-Miocénico, e que foram agrupados em três zonamentos geotécnicos muito semelhantes aos do túnel do Faial/Cortado (Figura 48).

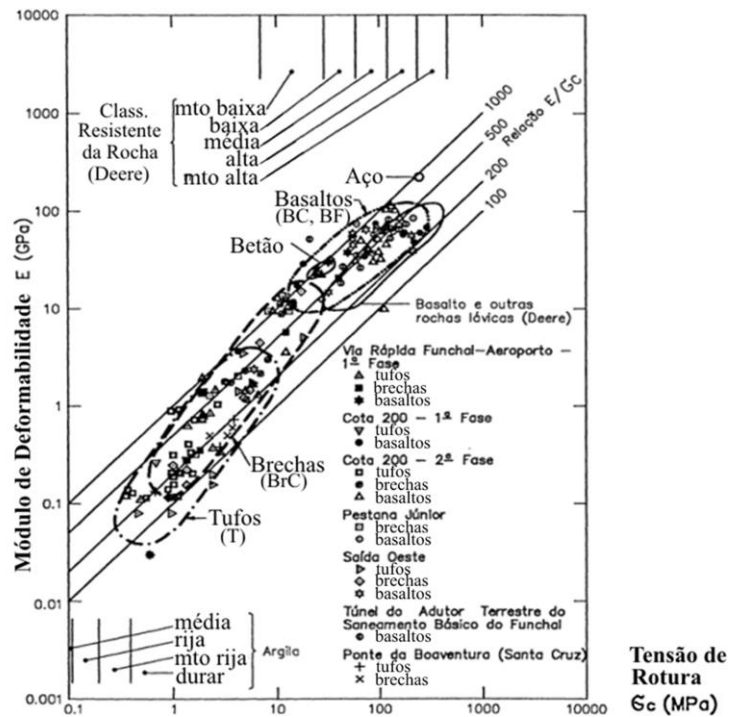


Figura 47 – Testes à compressão uniaxial segundo Rosa, S. et al. (1997)

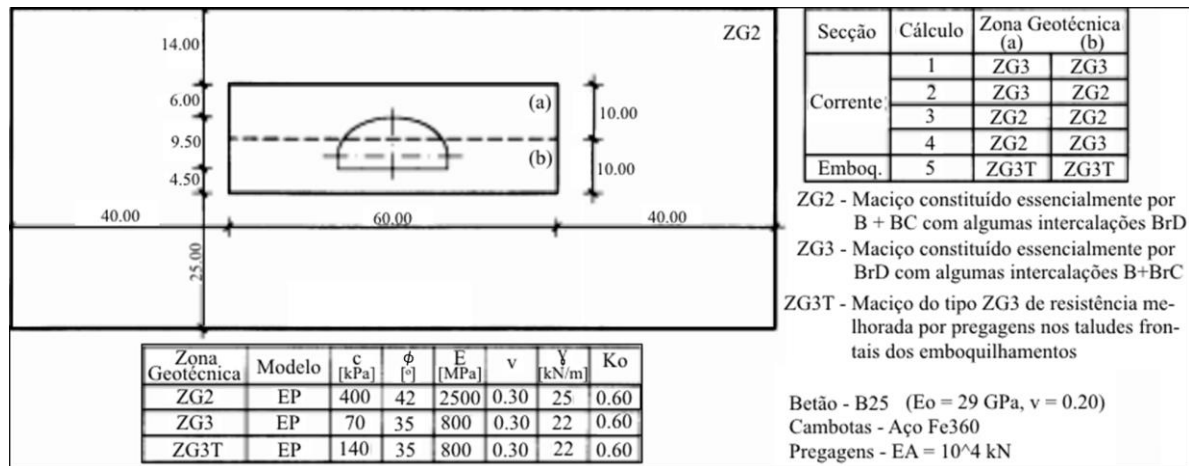


Figura 48 – Modelação do túnel St. Cruz segundo Brito, J. (2000)

A dissertação de mestrado de Gonçalves (2009), estuda do túnel 1 da nova ligação Vasco Gil-Fundoa, à cota 500, que atravessa geologias do Complexo Vulcânico Pós-Miocénico, onde foram realizadas sondagens, ensaios *in situ* e laboratoriais de maneira a elaborar um modelo geológico interpretativo do maciço. De igual maneira, foram propostos três zonamentos geotécnicos, dos quais o ZG3 se revela muito semelhante ao do túnel do Faial/Cortado, sendo composto por, tufos brechóides, brechas desagregadas, e basaltos fraturados. Daí que os parâmetros se tenham encaixado dentro do perfil geológico que pretendemos simular.

Também na ilha da Madeira, no Cabo girão, foi realizado um projeto e assessoria técnica às obras geotécnicas de um aldeamento turístico (Sousa, et al., 2006). De acordo com este estudo, verificou-se que à superfície ocorriam depósitos de cobertura resultantes da alteração das formações subjacentes, as quais são predominantemente constituídas por tufos desagregados, por vezes argilificados, com níveis de bombas vulcânicas, cobrindo sobretudo a parte Norte do aldeamento. Considerou-se que também se tratava de um maciço semelhante ao encarado no Faial.

No âmbito de estruturas de suporte e taludes na Madeira, foi publicado um artigo da construção do nó de Machico Sul, da Via Rápida Machico/Caniçal (Pereira, et al., 2004), no qual se determinaram vários parâmetros geomecânicos, de acordo com os resultados dos ensaios realizados no âmbito do estudo geológico e geotécnico. É de notar que estas estruturas de contenção foram construídas num local onde surge o complexo vulcânico pós-miocénico β^2 , detentor de tufos, desagregados ou compactos com bombas vulcânicas.

Finalmente, ainda relativo a obras de túneis na Madeira, há um estudo geológico-geomecânico do túnel que faz ligação da Quinta Magnólia até a avenida Calouste Gulbenkian (Pistone, et al., 2006). Atravessa formações geológicas do Complexo Vulcânico Periférico, β^2 , avistando materiais piroclásticos, bombas vulcânicas e cinzas, brechas e tufos brechóides e compactos. O zonamento geotécnico deste túnel foi

definido em 4 zonas, apresentadas na Figura 49. As pontes adjacentes ao túnel, inseridas no mesmo maciço, resultaram num estudo das fundações e estimativa dos respetivos parâmetros geomecânicos:

Zona	RMR	Material	W	F	RQD	γ (kN/m ³)	σ_{ci} (Mpa)	GSI	mi	mb	s	ϕ (°)	C (kPa)	E (Gpa)	Rock Load (m)
ZG1	>60	β C - BrC	1-2	2-3	>60%	25	100	70	28	4.70	0,0106	50	500	15	2
ZG2	41-60	BrC - β F	3-4	3-4	>30%	22	15	45	19	0,72	0,0002	40	90	1.5	4
ZG3	25-40	TC	3-4	-	-	20	5-8	25-35	15	1,03	0,0002	30-35	60-80	0.5-1	8
ZG4	<25	TBr	4-5	-	-	19	8	20	14	0,80	0,0001	40	35	0.5	10
		BrD	4			19	2,5	18	13	0,70	0,0001	35	10	0.25	
		TD (5m)	4									25	35		
		TD(25m)	4									19	20	15	
DC / Landfill	4-5	19	20	15	0.02										

β C - Basalto compacto ; BrC - Brecha Compacta; β F - Basalto fract.; TBr - Tufo brechoso; BrD - Brecha desintegrada; TD - Tufo desintegrado DC - Depósitos superficiais

Figura 49 – Zonamento geotécnico do túnel (PISTONE, Raúl – 2006)

Por fim, pôde-se estabelecer um limite superior e inferior, a partir da análise dos dados retirados dos artigos anteriores resumido na Tabela 4:

Tabela 4 - Resumo de intervalo dos parâmetros

Autor (ano)	σ_{ci} [MPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]	E [MPa]	ν	γ [kN/m ³]	Ko
Rosa, S. (1997) & Brito (2000)	-	70 - 140	35 - 42	100 - 1000	0,3	22 - 25	-
Horgan, Sara (2004)	5 - 25	100 - 200	15 - 25	-	-	-	-
Pereira, Ana et al. (2004)	-	15 - 20	25 - 30	-	-	19	-
Sousa, Filipe et al. (2006)	-	10	30	-	-	19	-
Pistone, Raúl et al. (2006)	-	35 - 80	30 - 40	500 - 1000	-	19 - 21	-
Ribeiro, Luís et al. (2007)	0,9 - 18	7,88 - 9,72	36,6 - 36,8	100 - 5000	0,25	25	0,8
Lourenço et al. (2008)	0,3 - 6,9	30 - 300	25 - 50	50 - 800	0,15 - 0,25	-	-
Gonçalves, António (2009)	-	10 - 40	30 - 35	10 - 150	0,25 - 0,30	19 - 20	-
Alves, Emanuel (2012)	-	80	42	500	0,38	22	0,6
Cró, Amaro (2014)	0,5 - 7	80 - 177	25,5 - 57	80 - 250	0,3	20 - 25	0,6
Hoek-Brown - Mohr-Coulomb	5 - 25	40 - 110	35 - 52	57,0 - 537,8	-	22	-

Para simulação do comportamento mecânico do maciço considerou-se o critério de rotura tipo Mohr-Coulomb e um modelo elástico perfeitamente plástico. Trata-se de um modelo simples, amplamente utilizado, que leva em conta as características elementares do comportamento do solo e cujos parâmetros, que podem ser determinados a partir de ensaios de uso generalizado, têm significado físico preciso e entendível. Este modelo elástico perfeitamente plástico requer a introdução de 5 parâmetros nomeadamente o módulo de deformabilidade, E; o coeficiente de Poisson, ν ; a coesão, c; ângulo de atrito interno, ϕ e ângulo de dilatação, ψ . A resistência do material, definida pelo ângulo de atrito e coesão, mantém-se constante durante a fase de carregamento. As deformações são controladas pelo módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson, E e ν , na fase elástica e pelo ângulo de dilatação, ψ , na fase plástica após ocorrência de cedência.

4.9.3. INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação nesta frente de escavação consiste na medição de deformações superficiais, em 3 perfis (Figura 50), localizados nos PK's 0+672, 0+662 e 0+652 (T1F1), perpendiculares ao eixo do túnel, dois dos quais constituídos por 4 marcas topográficas, duas na direção dos hasteais, uma ao eixo e outra coincidente com a diretriz do túnel, e o outro constituído por 3 marcas topográficas, duas na direção dos hasteais e a outra ao eixo. Na medição de cordas (distancias entre alvos), de uma secção de convergência, no interior do túnel, constituída por 5 alvos, localizada ao PK 0+672. Apesar deste emboquilhamento se localizar numa zona de tufo brechóide, que se apresenta pouco consolidado (fracas características geotécnicas) e de o recobrimento se apresentar baixo, com percolação de águas (infiltradas no maciço através dos espaços vazios existentes), os dispositivos de instrumentação instalados, no geral, não registaram acentuadas deformações.

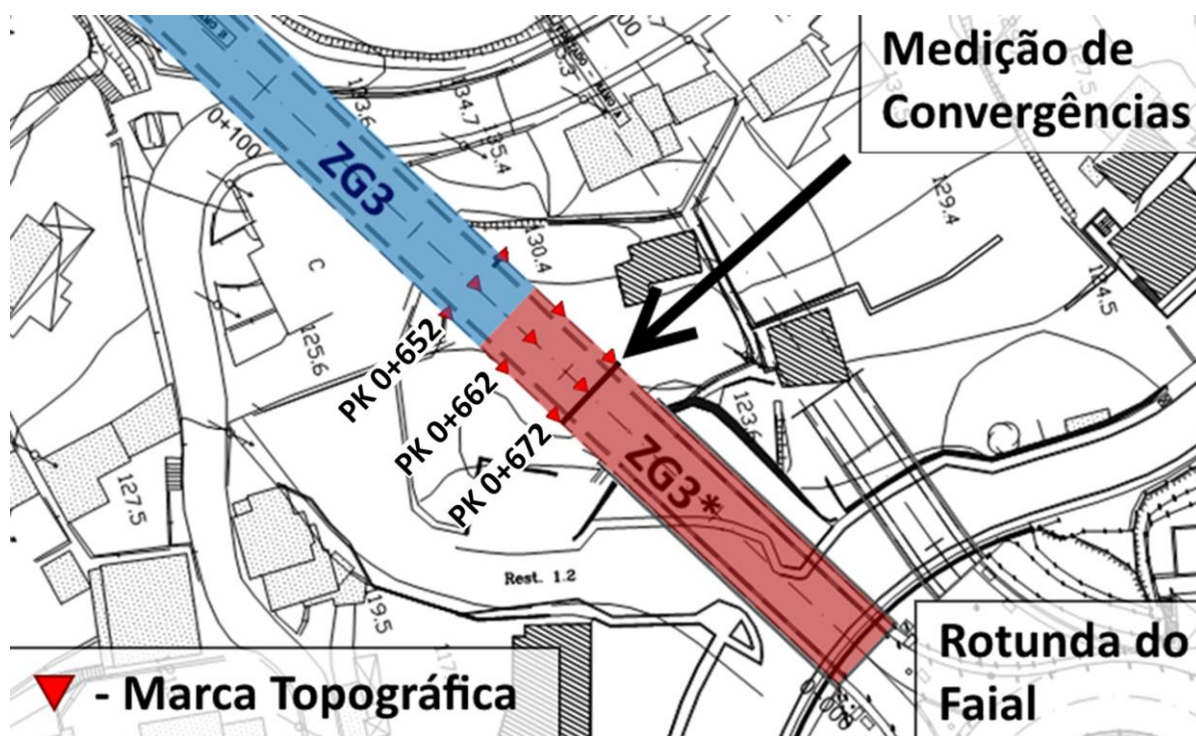


Figura 50 – Localização dos dispositivos de instrumentação e zonamento

Neste emboquilhamento o zonamento geotécnico ZG3 começa aos km's 0+658,5 (Ramo B, Frente 1) durante 272,8m até ao km 0+385,7 (Horgan, 2004). Para analisar as medições de deslocamentos registados em obra de marcas topográficas e convergências é favor consultar o Anexo A.3.

5

MODELAÇÃO NUMÉRICA

5.1. METODOLOGIA

Com a finalidade de simular o comportamento do túnel realizou-se uma análise paramétrica utilizando um modelo tridimensional, focando três secções instrumentadas do emboquilhamento do Faial. Para tal foi utilizado o método dos elementos finitos, recorrendo ao programa de cálculo FLAC3D, desenvolvido pela *Itasca Consulting Group Inc*, na versão 2.10, disponibilizado para a realização deste trabalho. O FLAC 3D utiliza as capacidades de análise das diferenças finitas em três dimensões, simulando o comportamento de estruturas tridimensionais construídas em solos, rochas ou outros materiais que iniciam um comportamento plástico quando os seus limites de cedência são atingidos (Itasca Consulting Group, Inc, 2002). Permite controlar o método da escavação e colocação do suporte através da linguagem de programação *FISH*, e analisar a resposta do maciço ao avanço da escavação. Foram efetuadas análises, alterando o tipo de faseamento e as características geotécnicas do maciço, de maneira a tentar compreender qual o modelo que melhor simula as medições registadas em obra. No Anexo A.4 pode ser consultada a programação implementada nesta análise. O objetivo principal da retroanálise de deslocamentos medidos e de cargas, utilizando um método numérico, passa pela calibração dos parâmetros geomecânicos estimados inicialmente. Esta consiste na determinação de um conjunto de parâmetros do maciço de maneira a reduzir a diferença entre os resultados medidos e calculados. Para realizar uma retroanálise é necessário definir os seguintes elementos:

- a) Um modelo representativo que seja capaz de estabelecer o estado de tensão e de deformação do maciço, e processos de escavação;
- b) Uma função de avaliação do erro;
- c) Um algoritmo eficiente para redução da diferença do erro entre os resultados calculados e medidos (Oreste, 2005).

Estudou-se três hipóteses de faseamento construtivo, face à possibilidade do faseamento construtivo previsto não ter sido respeitado. Desta forma, realizou-se uma análise paramétrica aos parâmetros elásticos e resistentes considerados, onde se estabeleceram limites superiores e inferiores para testar a sensibilidade do modelo à variação destes. Finalmente, foi posto em prática um processo iterativo ao qual se aplicaram métodos estatísticos de modo a reduzir o erro verificado nos resultados. Terminado este processo, determinou-se um conjunto de parâmetros adequado à representação do comportamento do maciço. O seguinte fluxograma (Figura 51) faz uma sinopse da metodologia de retroanálise:

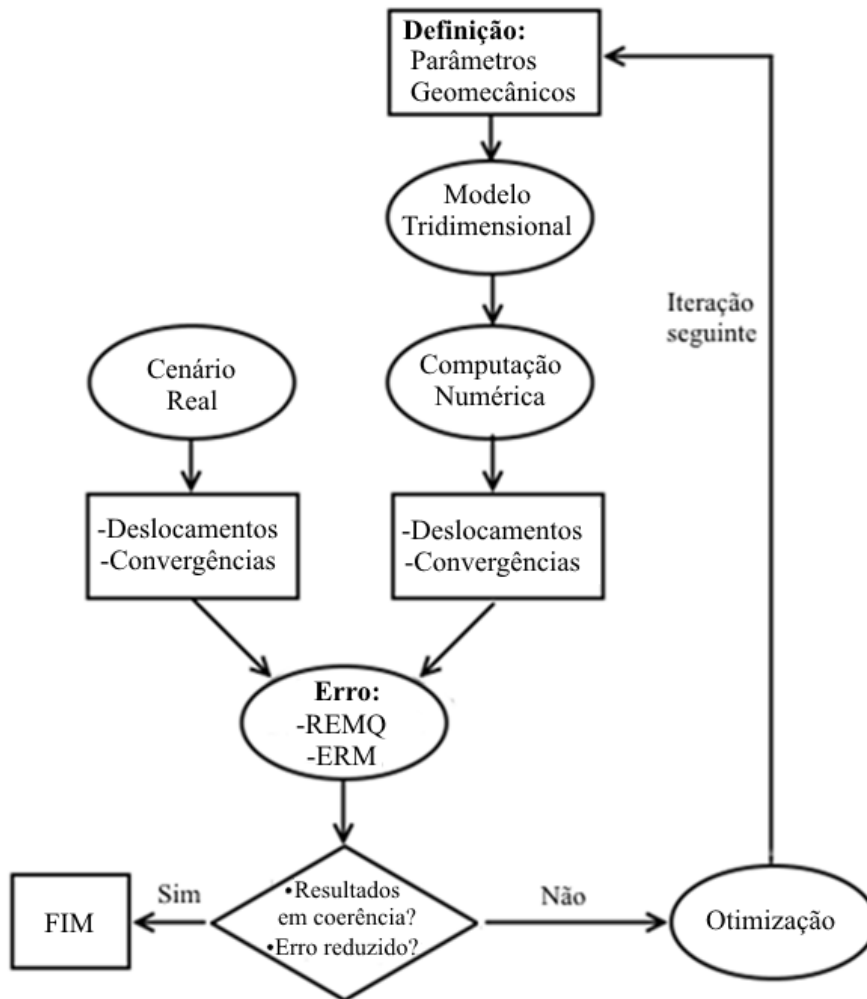


Figura 51 – Fluxograma do método de retroanálise

O módulo de compressibilidade (K), módulo de distorção (G), ângulo de atrito (φ'), coesão (c') e resistência à tração (σ'), são os parâmetros introduzidos no *software*. Inicialmente são adotados valores elevados para a coesão e ângulo de atrito, durante a fase de geração do estado de tensão gravitacional do modelo tridimensional. Desta maneira, é imposto ao modelo um comportamento elástico durante a fase de desenvolvimento do estado de tensão inicial, impedindo a ocorrência de zonas de cedência (Itasca Consulting Group, Inc, 2002).

5.1.1. CRIAÇÃO DO MODELO E DISCRETIZAÇÃO

O modelo tridimensional do emboquilhamento do Faial do túnel do Faial/Cortado passou por várias fases de testes, nas quais se excluíram os modelos que não se adequavam à simulação do método construtivo, e cujos tempos de computação excediam o desejável. Após consulta do manual do *software*, no qual se incluem vários exemplos de modelação de túneis, foi possível criar o modelo final. Foram utilizados exemplos do manual como guia para a elaboração deste modelo. O relevo superficial foi criado com uma função *FISH*, introduzindo tabelas com dados topográficos (Itasca, 2002). A malha contém 115670 nós e 109108 elementos isoparamétricos de oito nós (Figura 52). Na fronteira inferior da malha são travados os deslocamentos verticais negativos, enquanto nas fronteiras laterais são travados os deslocamentos horizontais no respetivo sentido exterior. Na face frontal abaixo do nível da soleira, são travados os deslocamentos no sentido exterior, enquanto acima da soleira se encontra em condições livres de maneira a se poder considerar o talude frontal. Este modelo possui 28m de largura, 97m de comprimento

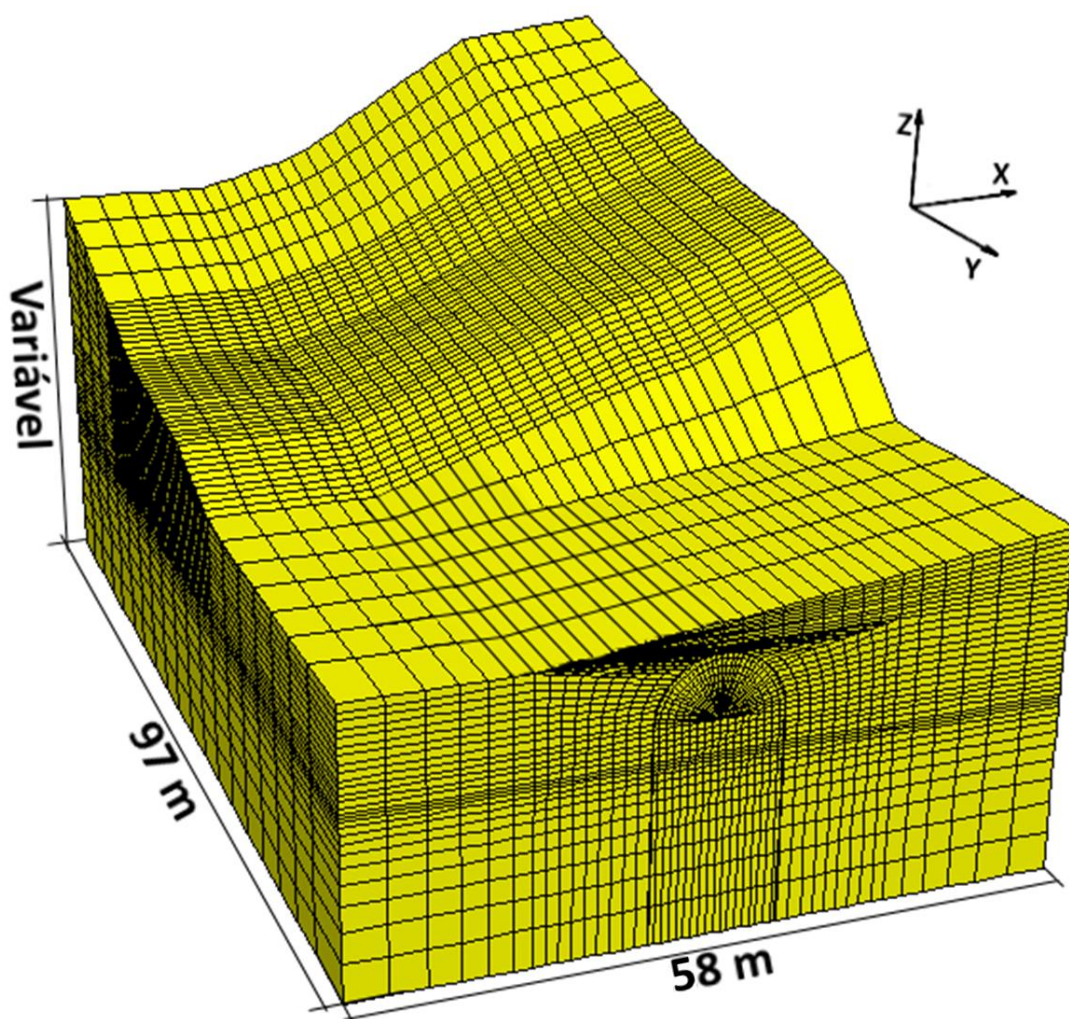


Figura 52 – Modelo tridimensional FLAC3D

5.1.2. SIMULAÇÃO DO PROCESSO CONSTRUTIVO

Quer para a zona ZG3 quer para a ZG3*, estão previstas escavações faseadas a dois tempos, com a realização de um túnel piloto, em primeira fase, e escavação da restante seção na segunda fase com um atraso de 20m. Todavia, após estudo da cartografia realizada em obra, análise do registo fotográfico e relatório geotécnico, ponderou-se a possibilidade de o faseamento não ter sido respeitado. Desse modo, foram ponderadas algumas alternativas b), e c), ao faseamento original proposto, que se consideraram ser apropriadas devido à maior simplicidade de concretização em obra. Uma das alternativas, b), passa pela escavação em primeira fase, da metade superior do túnel ao invés do túnel piloto, e na segunda fase a escavação da metade inferior com um atraso de 20m em relação à primeira fase. A alternativa final, c), passa pela realização da escavação em seção total, desprezando qualquer tipo de faseamento construtivo. A Figura 53 ilustra as tais hipóteses, a), b), e c), descritas anteriormente.

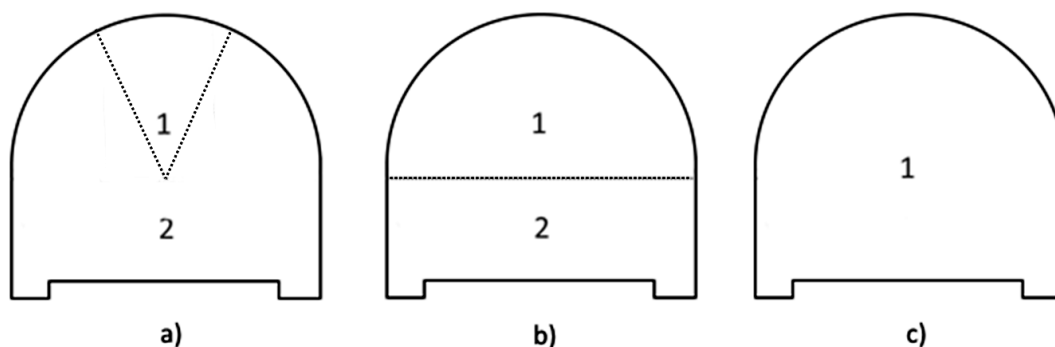


Figura 53 – Hipóteses da modelação do faseamento construtivo: a) Fatia; b) Metade; c) Total.

Na Figura 54 a) é possível observar o corte longitudinal do túnel, modelado com a hipótese de faseamento construtivo b), e na Figura 54 b), a vermelho, os diferentes elementos de suporte *SHELL* utilizados para simular as enfilagens, betão projetado e cambotas.

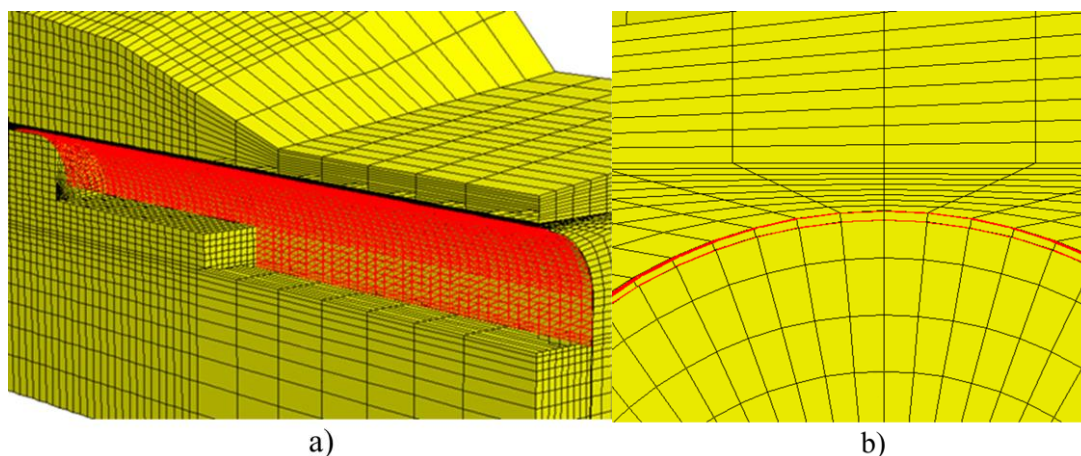


Figura 54 – a) Corte longitudinal do túnel; b) Elementos de suporte *SHELL*

5.1.3. SUSTIMENTO

Os parâmetros do sustimento foram determinados através da metodologia descrita em Hoek et al., (2008), na qual se analisa uma seção de material compósito (Figura 55), o sustimento, de largura b contendo n perfis metálicos e elementos de betão projetado. Foi admitido uma largura b de 1m, e a variável n tomará valores diferentes dependendo do zonamento geotécnico (ZG3, $n=1$; ZG3*, $n=2$).

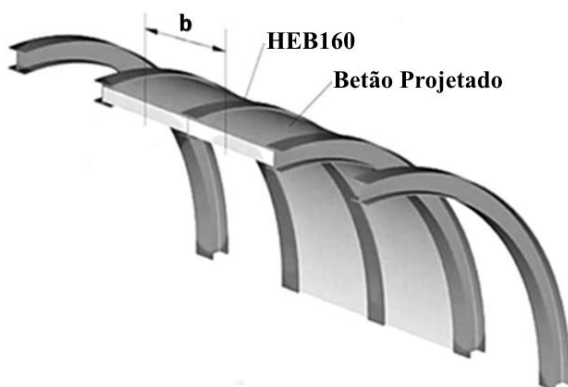


Figura 55 – Modelação do sustimento segundo Hoek, E. (2008)

A partir deste momento calculam-se os módulos de distorção e de compressibilidade do aço e do betão.

$$G = \frac{E \cdot A}{1 - \nu^2} \quad (7)$$

$$K = \frac{E \cdot I}{1 - \nu^2} \quad (8)$$

Ao determinar os coeficientes de cada material é possível calcular os coeficientes de rigidez e de compressibilidade equivalentes, para o material compósito.

$$G_{eq} = n \cdot (G_a + G_b) \quad (9)$$

$$K_{eq} = n \cdot (K_a + K_b) \quad (10)$$

Depois, determina-se a espessura equivalente, t_{eq} , e o módulo de deformabilidade equivalente, E_{eq} .

$$t_{eq} = \sqrt{\frac{12 \cdot K_{eq}}{G_{eq}}} \quad (11)$$

$$E_{eq} = \frac{G_{eq}}{b \cdot t_{eq}} \quad (12)$$

Para cada zona geotécnica, o módulo de deformabilidade equivalente determinado é apresentado na Tabela 5, assim como as propriedades de cada material:

Tabela 5 - Determinação do E_{eq} do suporte correspondente a cada zona geotécnica						
Zonamento	Material	E [GPa]	A [m ²]	I [m ⁴]	ν [-]	E_{eq} [GPa]
ZG3	Betão	30	94,6 E-3	8,333 E-5	0,2	36,1
	Aço	200	54,3 E-4	8,892 E-6	0,3	
ZG3*	Betão	30	69,6 E-3	4,167 E-5	0,2	62,5
	Aço	200	54,3 E-4	8,892 E-6	0,3	

Nas enfilagens adotou-se o valor característico do betão C20/25, utilizado nesta fase da construção, e foram modeladas com elementos casca, isotrópicos, com comportamento elástico linear.

5.2. ANÁLISE PARAMÉTRICA

Nesta etapa procedeu-se ao estudo paramétrico do modelo tridimensional, onde cada parâmetro é variado individualmente, assegurando que os resultados e diferenças obtidas são derivados única e exclusivamente da alteração do parâmetro em observação. Assim consegue-se compreender e prever a resposta do modelo às alterações dos parâmetros, numa tentativa de auxiliar a retroanálise final realizada posteriormente. Tendo em conta o número de variáveis em relação ao número limitado de medições e informações disponíveis, fixaram-se alguns parâmetros de maneira a poder viabilizar esta análise. Inicialmente foram fixadas as condições de fronteira, no entanto, após alguns testes resolveu-se aumentar a largura do modelo de modo a evitar influência das fronteiras nos resultados. Em seguida, optou-se por fixar o coeficiente de Poisson, influenciado pelos estudos de caracterização geotécnica realizados na ilha da Madeira (Lourenço, et al., 2010), no valor de 0,25. Finalmente, o estado de tensão é determinado pela ação gravítica do peso volúmico aparente seco do maciço. O peso volúmico, também influenciado por vários estudos de caracterização geotécnica realizados na ilha da Madeira, discutidos anteriormente em 4.9.2., fixou-se no valor de 22 kN/m³. Na Tabela 6 verificam-se os intervalos de valores adotados e fixados para a modelação.

Tabela 6 - Parâmetros adotados / fixados para a análise paramétrica

c' [kPa]	ϕ' [°]	E [MPa]	ν	γ [kN/m ³]	Ko	σ ^t [MPa]	Ψ [°]
50 – 500	15 – 45	150 – 550	0,20 – 0,30	19 – 25	0,6 – 1,6	0,1 – 2,5	-15 – 15
			↓	↓			
			0,25	22			

Terminada esta breve introdução, será iniciada a discussão dos vários resultados desta análise paramétrica.

5.2.1. PROCESSO CONSTRUTIVO

Cada hipótese de modelação do faseamento construtivo, ilustradas anteriormente em 5.1.2., foi posta à prova de sensibilidade para um conjunto de parâmetros geomecânicos fixos de maneira a poder avaliar o impacto que cada hipótese submete no modelo. A Figura 56 mostra as diferentes hipóteses da modelação do faseamento construtivo em andamento, no programa FLAC3D.

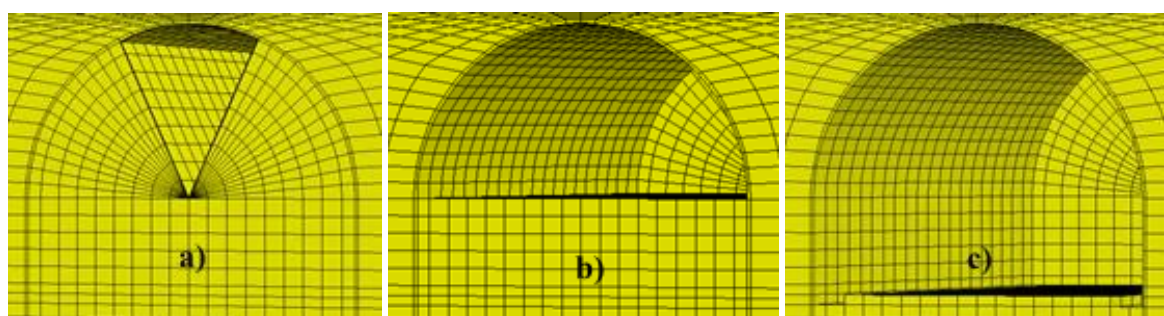


Figura 56 – Hipóteses da modelação do faseamento construtivo a) Fatia; b) Metade; c) Total

São analisadas as curvas dos deslocamentos x, y, e z (Figura 57) da marca topográfica sobre o eixo do túnel ao PK0+672, e de medição convergências no interior do túnel (Figura 58), de onde se retiram os seguintes resultados:

1. As duas primeiras hipóteses (Fatia e Metade) exibiram comportamentos muito parecidos, havendo ligeira diferença nos deslocamentos verticais (z). A terceira hipótese (Total) exhibe uma curva de deslocamento ligeiramente diferente: Segundo o eixo z, exhibe uma curva de menor inclinação, e deslocamentos menores; Segundo o eixo y, exhibe uma curva menos acentuada, com deslocamentos idênticos; Segundo o eixo x, exhibe deslocamentos próximo de 0.0 mm, quase inexistentes.
2. A corda com maior deslocamento relativo é a corda 6-7, no entanto a hipótese de escavação em seção total exhibe um deslocamento inferior. Isto pode dever-se ao facto da estrutura de suporte ser colocada na sua totalidade ao contrário das hipóteses de escavação sequencial.
3. Optou-se pela solução que retrata o que estaria previsto ser efetuada em obra, isto é, 2 fases de escavação. Entre a 1ª e a 2ª hipótese, optou-se pela 2ª, já que as diferenças entre os resultados não são conclusivas.

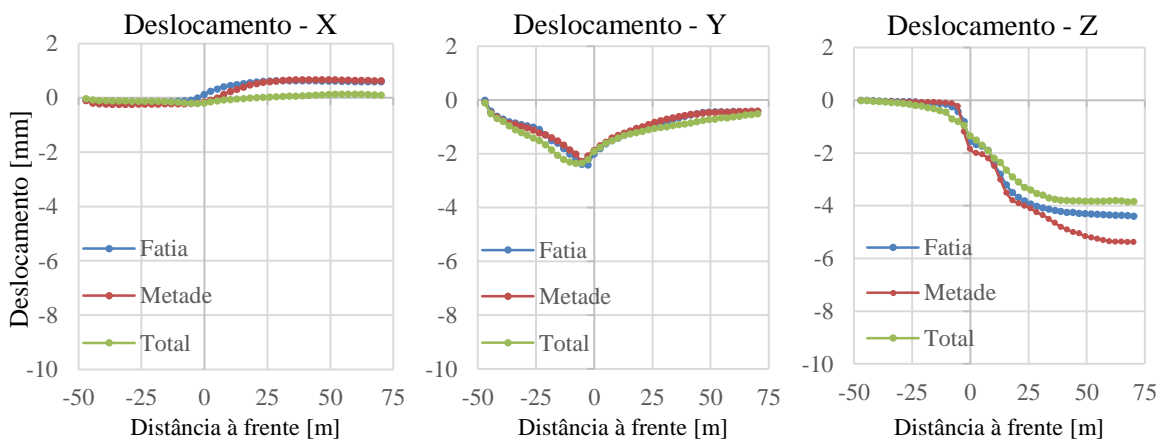


Figura 57 – Sensibilidade do faseamento construtivo (deslocamentos)

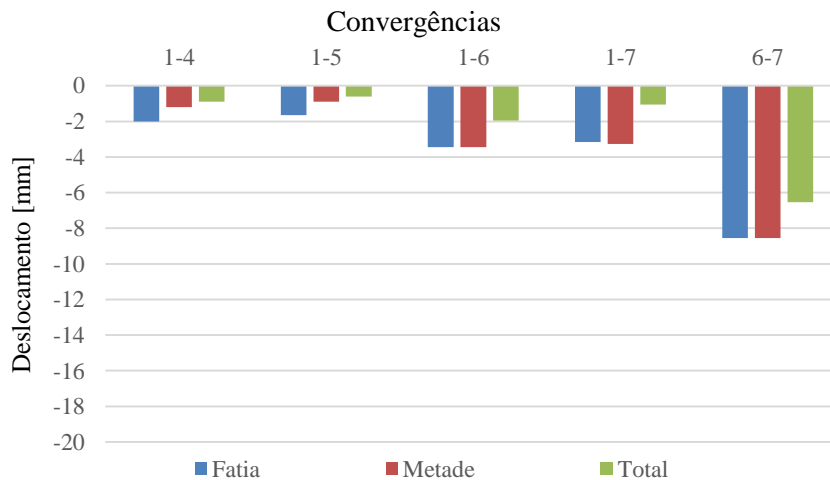


Figura 58 – Sensibilidade do faseamento construtivo (convergências)

5.2.2. ESTADO DE TENSÃO INICIAL

A partir deste subcapítulo, serão avaliados os deslocamentos x, y, e z, de todas as marcas topográficas existentes no modelo, e de convergências no interior do túnel. O coeficiente de impulso, K_0 , determinará a redistribuição de tensões verticais e horizontais, afetando as deformações causadas pela escavação. Tal coeficiente é determinado pela equação 13:

$$K_0 = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} \quad (13)$$

Tabela 7 - Coeficiente de Impulso em Repouso (K_0)

Limite	K_0
Superior	1.6
Médio	1.0
Inferior	0.5

Os resultados apresentados nas Figuras 59 e 60 permitem tecer as seguintes observações:

1. É um parâmetro importante em relação à amplitude de deslocamentos segundo o eixo z.
2. Segundo o eixo z, é possível obter deslocamentos entre os -1.0 e os -10.0 mm para o limite superior, e entre os -2.0 e os -4.0 mm para o limite inferior.
3. Segundo os eixos x e y não se verificam diferenças pertinentes.
4. A corda 6-7 demonstrou deslocamentos relativos importantes, de -7.5 e -13.0 mm para o limite inferior e superior correspondentemente.

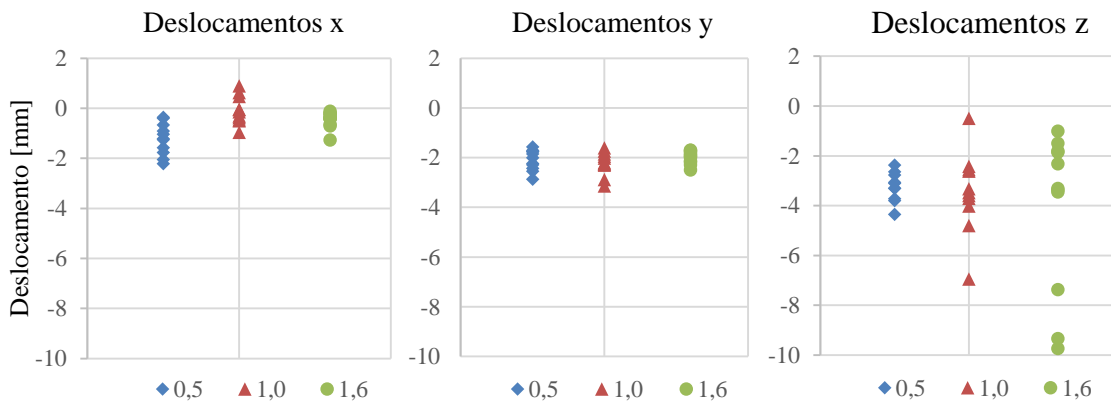


Figura 59 – Sensibilidade do parâmetro K_0 (deslocamentos)

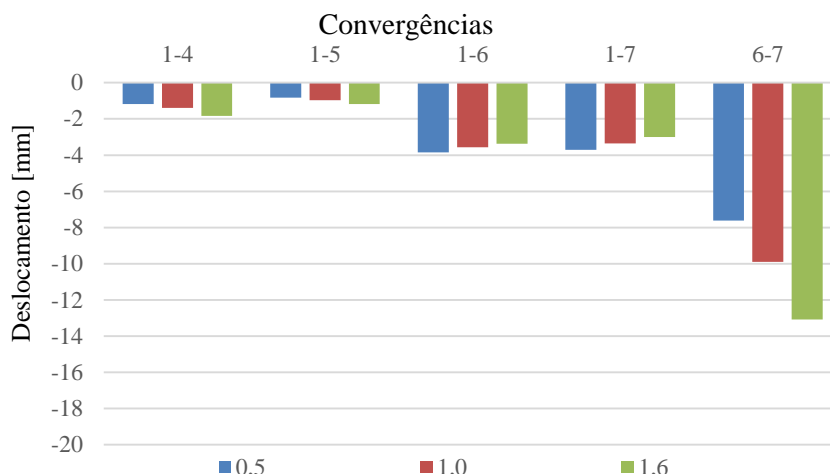


Figura 60 – Sensibilidade do parâmetro Ko (convergências)

5.2.3. MÓDULO DE DEFORMABILIDADE – E

Este é um parâmetro de entrada importante para a análise do comportamento de qualquer maciço. No entanto, este parâmetro não é uma característica intrínseca do material, uma vez que relaciona o nível de tensão associado a uma deformação. Existem vários parâmetros elásticos diferentes que podem ser definidos. Este parâmetro é introduzido no FLAC3D através dos módulos de distorção (G) e compressibilidade (K) que se relacionam através das expressões seguintes, (14) e (15):

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad (14) \quad G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (15)$$

Tabela 8 - Módulo de Deformabilidade (E)

Limite	E [MPa]	K [MPa]	G [MPa]
Superior	550	366	220
Médio	350	233	140
Inferior	250	166	100

A partir da Figuras 61 e 62 é possível verificar que:

1. O módulo de deformabilidade é um parâmetro considerável em relação à amplitude de deslocamentos segundo o eixo z.
2. Segundo o eixo z, verificam-se maiores diferenças entre o limite inferior e o superior. Entre os -2.5 e -5.2 mm e entre os -1.2 e -2.5 mm, para o limite inferior e superior correspondentemente.
3. Segundo o eixo y, os deslocamentos variam entre -2.5 e -3.3 mm e entre -1.0 e -1.6 mm, para o limite inferior e superior correspondentemente
4. Segundo o eixo x, para qualquer limite os deslocamentos aproximam-se de 0.0 mm.
5. As convergências para a corda 6-7 demonstraram deslocamentos relativos de -13.3 e -6.6 mm para os valores 250 e 550 MPa respetivamente. As restantes cordas, 1-4, 1-5, 1-6 e 1-7 manifestaram o mesmo tipo de comportamento mas com menor preponderância.

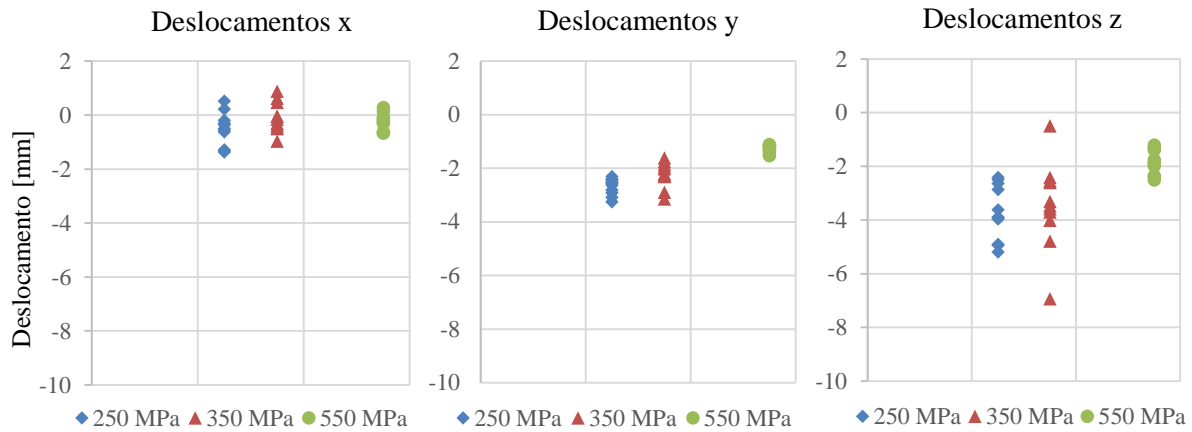


Figura 61 – Sensibilidade do parâmetro E (deslocamentos)

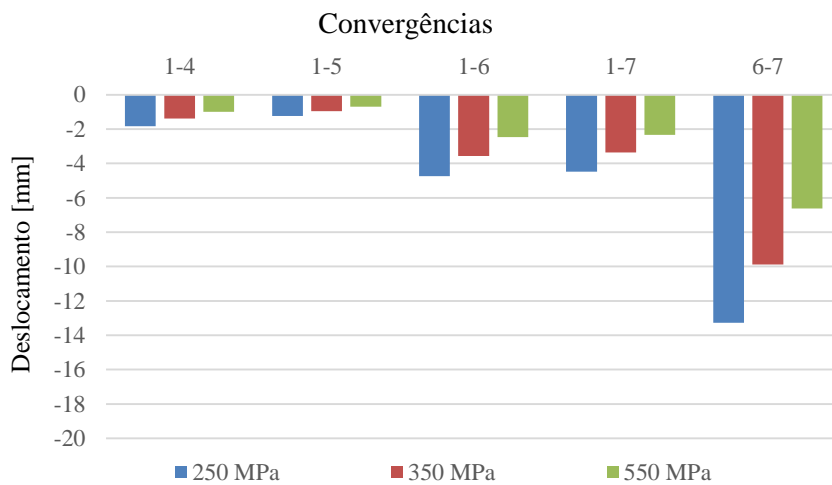


Figura 62 – Sensibilidade do parâmetro E (convergências)

5.2.4. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA – Φ' E C'

- Ângulo de atrito – ϕ'

Trata-se de um parâmetro fundamental do maciço, pois define a sua resistência. Estabelece a inclinação da linha de rotura do critério de Mohr-Coulomb.

Tabela 9 - Ângulo de atrito (ϕ')

Limite	ϕ' [°]
Superior	45
Médio	25
Inferior	15

De acordo com os resultados obtidos (Figuras 63 e 64), constata-se que:

1. O ângulo de atrito é um parâmetro com menor relevância em relação à amplitude de deslocamentos segundo o eixo z.
2. Segundo o eixo z, obteve-se deslocamentos entre os -2.0 e -5.0 mm e entre os -1.5 e -3.3 mm para o limite inferior e superior correspondentemente.

3. Segundo os eixos x e y, os valores não exibem diferenças relevantes, no entanto o valor médio (25°) exibe valores de menor dimensão em relação aos limites inferior e superior.
4. As convergências não demonstraram quaisquer discrepâncias relevantes.
5. Por se tratar de um túnel superficial, as tensões são tão baixas que mesmo ao variar o ângulo de atrito bruscamente, este não irá influenciar a resistência do maciço ($\tau = c' + \sigma \tan \phi'$).

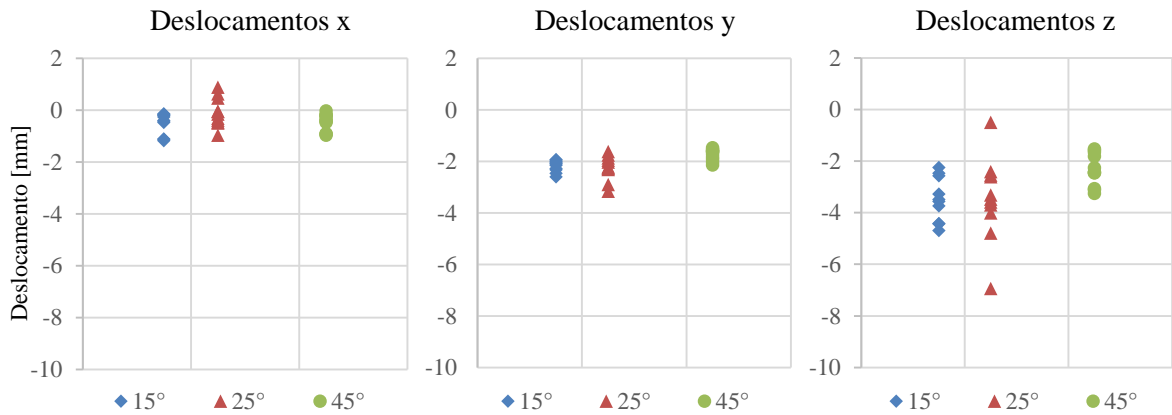


Figura 63 – Sensibilidade do parâmetro ϕ' (deslocamentos)

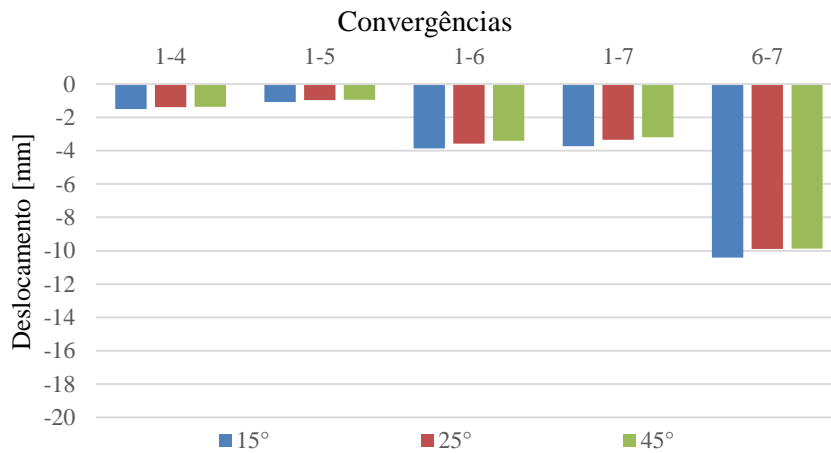


Figura 64 – Sensibilidade do parâmetro ϕ' (convergências)

o Coesão – c'

No critério de Mohr-Coulomb, a coesão é determinada a partir da interseção da linha de rotura com o eixo da resistência ao corte.

Limite	c' [kPa]
Superior	500
Médio	150
Inferior	50

Através da análise das Figuras 65 e 66 verifica-se que:

1. A coesão é um parâmetro algo significativo em relação à amplitude de deslocamentos obtidos.

- Segundo o eixo z, verifica-se um aumento de 50% dos deslocamentos no limite inferior em relação ao limite superior e médio.
- Os deslocamentos y variam entre -1.4 e -2.1 mm e entre -2.6 e -3.4 mm para o limite superior e inferior correspondentemente.
- Segundo o eixo x, os deslocamentos aproximam-se de 0.0 mm, no entanto o limite inferior exhibe um campo de deslocamentos ligeiramente mais amplo.
- A corda 6-7 demonstrou deslocamentos relativos entre os -9.9 e os -20.4 mm para o valor máximo e mínimo. O valor médio não revela qualquer diferença relevante em relação ao valor superior.

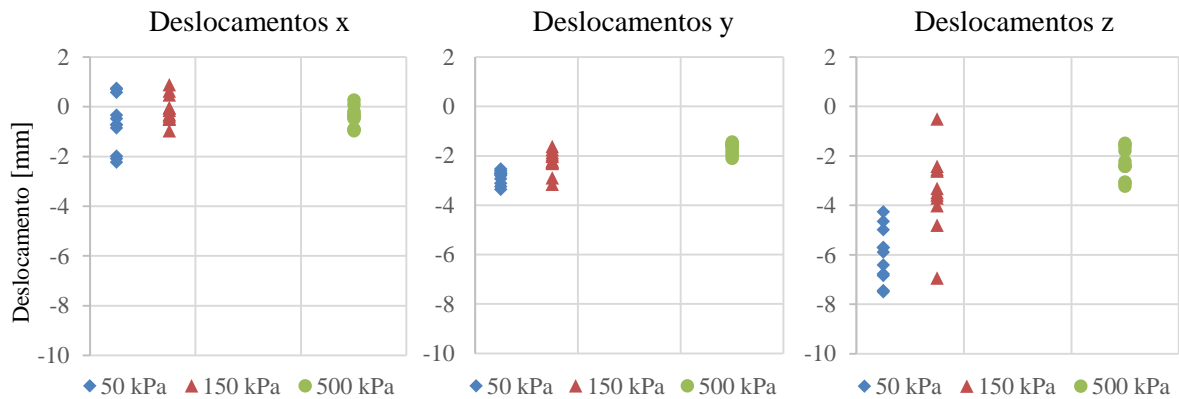


Figura 65 – Sensibilidade do parâmetro c' (deslocamentos)

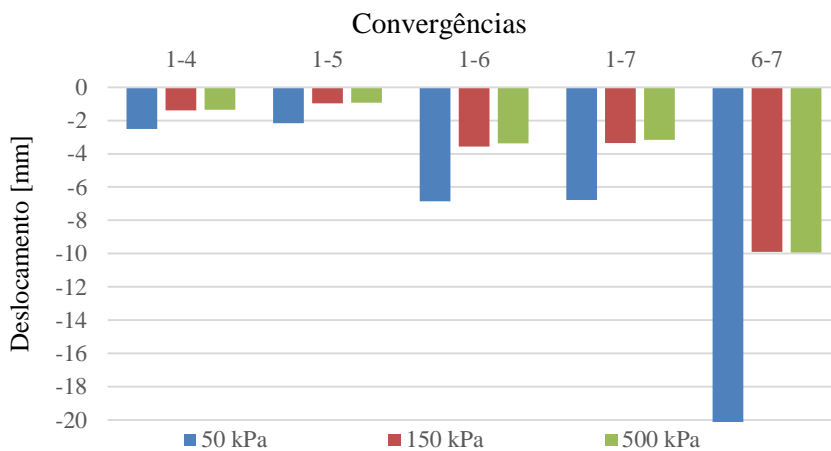


Figura 66 – Sensibilidade do parâmetro c' (convergências)

5.2.5. ÂNGULO DE DILATÂNCIA – Ψ

Define a variação volumétrica plástica do material e que se assume constante durante a cedência plástica. Quando toma valores nulos ou quase nulos ($\psi \approx 0$), como é o caso das argilas, é correspondente a uma deformação onde existe conservação do volume durante o corte. Na grande maioria dos casos a hipótese de $\psi = 0$ pode ser adotada (Bartlett, 2012). A predominância de formações friáveis e de fraca coesão, tais como rochas de fraca resistência e solos compactos ou pouco consolidados, prevê que possa haver

alteração volumétrica ($\psi \neq 0$) originada pela escavação. O aumento dos espaços vazios é provocado pela reestruturação dos blocos piroclásticos (Horgan, 2004).

Tabela 11 - Dilatância (ψ)

Limite	ψ [°]
Superior	15
Médio	0
Inferior	-15

A análise das Figuras 67 e 68 permitem concluir que:

1. Este é um dos parâmetros com menor importância em relação à amplitude de deslocamentos.
2. Segundo x, y e z, não se verificaram diferenças relevantes entre o limite superior e inferior.
3. Para o valor médio observa-se um maior campo de deslocamentos segundo y e z. Os deslocamentos segundo x não exibiram grandes diferenças.
4. Nas cordas de convergências, verificaram-se diferenças mínimas.
5. Não foi considerado na análise final, pelo que se lhe atribuiu valor nulo ($\psi = 0$).

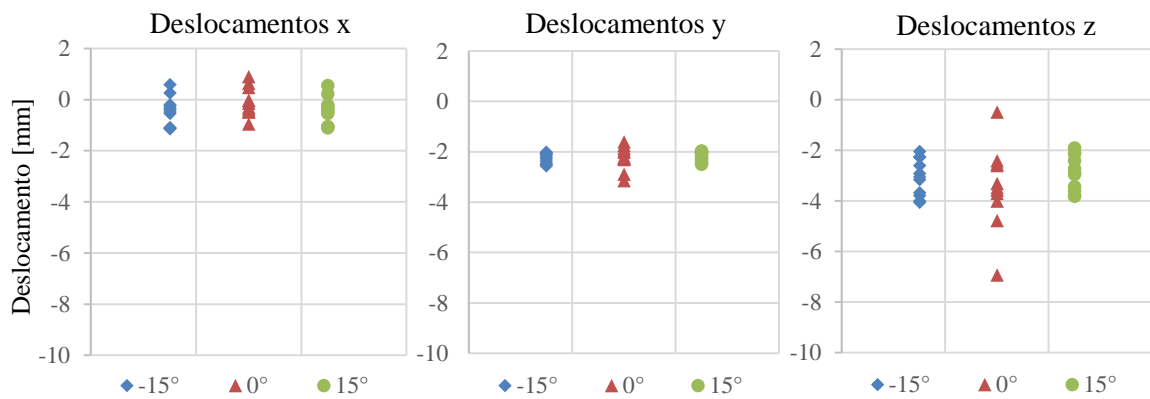


Figura 67 – Sensibilidade do parâmetro Ψ (deslocamentos)

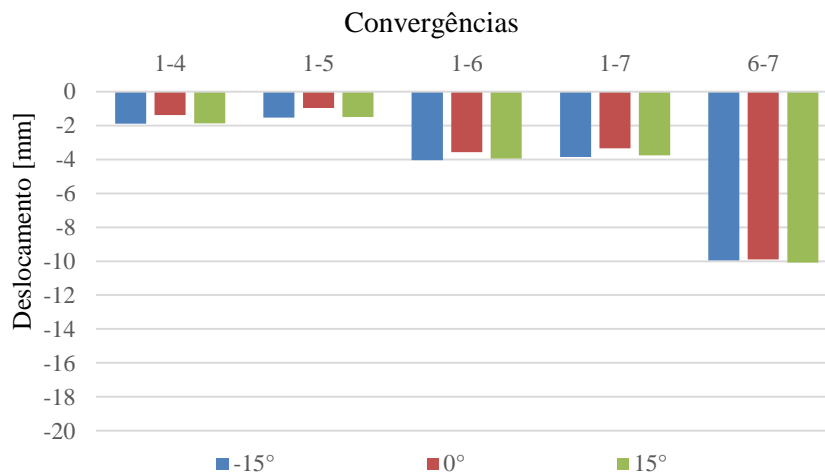


Figura 68 – Sensibilidade do parâmetro Ψ (convergências)

5.2.6. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO – σ^t

Devido à falta de dados e de informações, decidiu-se analisar este parâmetro para valores que se julgaram adequados.

Tabela 12 - Resistência à tração (σ^t)

Limite	σ^t [MPa]
Superior	2.5
Médio	1.0
Inferior	0

A partir dos resultados para deslocamentos (Figura 69) e convergências (Figura 70) verifica-se que:

1. Este é um parâmetro com menor importância em relação à amplitude de deslocamentos obtidos.
2. Segundo z, os deslocamentos encontram-se maioritariamente entre os -1.7 e os -3.3 mm não registando diferenças claras entre o valor superior e inferior.
3. Segundo y, os deslocamentos aproximam-se de -1.0 mm para o valor superior e entre os -2.0 mm para o valor inferior. O valor médio abrange ambos os limites superior e inferior.
4. Segundo x, os deslocamentos aproximam-se dos 0.0 mm, incluindo valores positivos e negativos. Não se vislumbram diferenças relevantes entre o limite superior e inferior.
5. Apenas para a corda 6-7 se revelaram diferenças relevantes para os diferentes valores de σ^t .

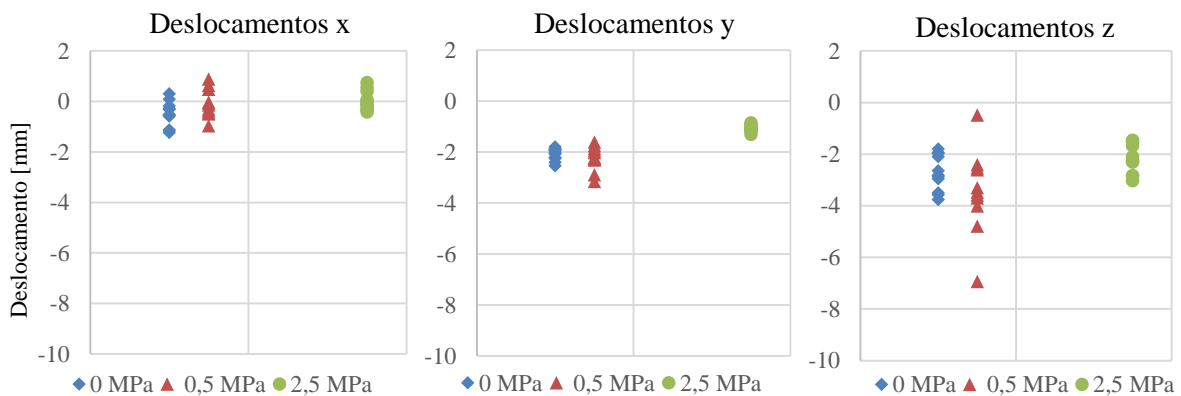


Figura 69 – Sensibilidade do parâmetro σ^t (deslocamentos)

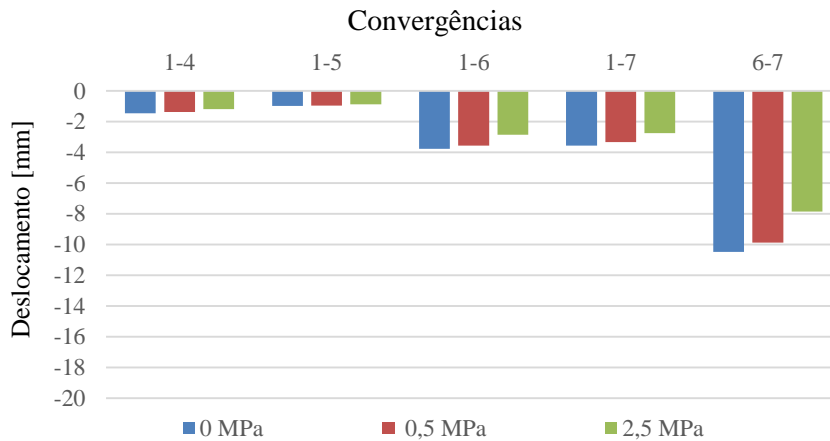


Figura 70 – Sensibilidade do parâmetro σ^t (convergências)

5.2.7. DISCUSSÃO DE RESULTADOS

A realização desta análise paramétrica é de importância vital para a compreensão da resposta do modelo à variação dos parâmetros que o caracterizam. Não só auxilia na obtenção de sensibilidade aos parâmetros, mas também indiretamente na metodologia de retroanálise, conseguindo alcançar uma maior eficiência no processo de otimização.

Os gráficos circulares da Figura 71 e Figura 72 fazem uma síntese dos resultados da análise paramétrica, apresentando em percentagem a amplitude de deslocamentos (δ), obtidos derivados da variação de cada parâmetro ($E, K_o, \phi', c', \psi, \sigma^t$), em relação ao seu valor médio de cada (Equação 16(17)). A percentagem é calculada tendo em conta as amplitudes relativas médias (ARM) de todos os parâmetros.

$$ARM_{(E, K_o, \phi', c', \psi, \sigma^t)} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{\delta_{sup,n} - \delta_{inf,n}}{\delta_{méd,n}} \right) \quad (16)$$

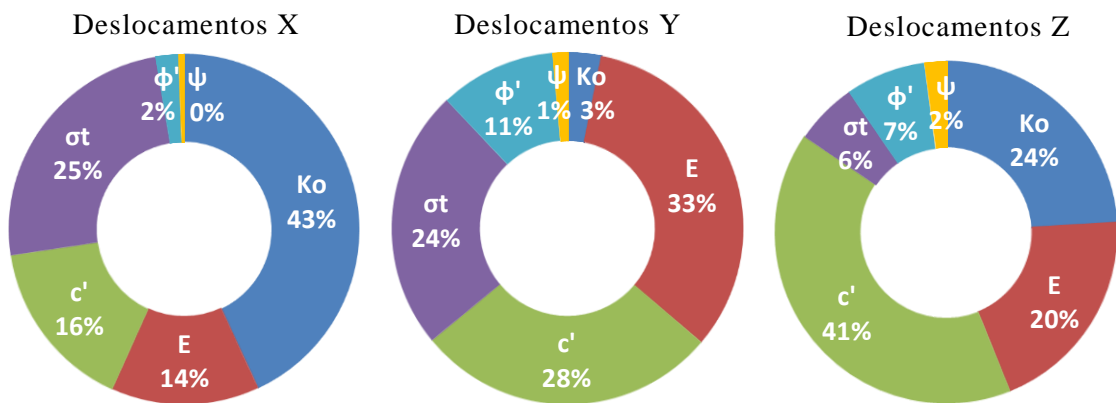


Figura 71 – Influência na amplitude dos Deslocamentos X, Y, e Z

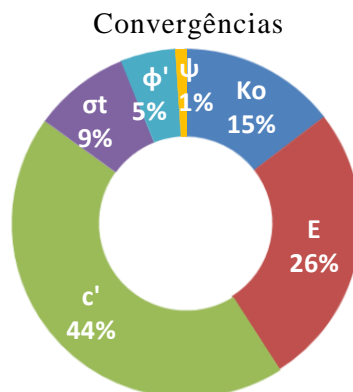


Figura 72 – Influência na amplitude das Convergências

Os gráficos em teia da Figura 73 fazem a síntese dos resultados da análise de sensibilidade, apresentando em milímetros, a grandeza dos deslocamentos (δ) obtidos em função da variação de cada parâmetro

($E, K_o, \phi', c', \psi, \sigma^t$). Esta grandeza é calculada através média dos deslocamentos absolutos (Equação 17) referentes aos limites inferior, médio, e superior, provocados pela variação de cada parâmetro.

$$DMA_{(E, K_o, \phi', c', \psi, \sigma^t)} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{\delta_{inf,n} + \delta_{méd,n} + \delta_{sup,n}}{3} \right) \quad (17)$$

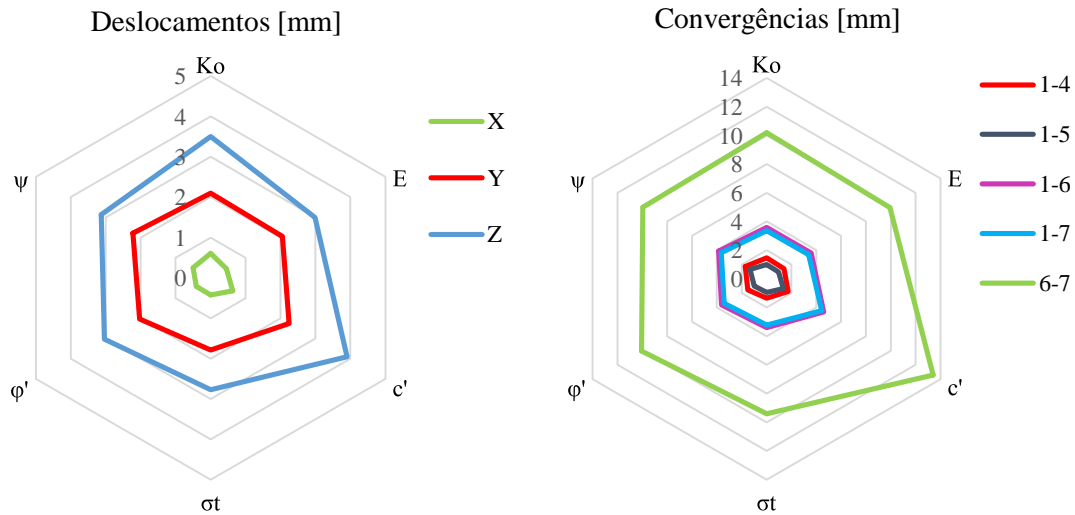


Figura 73 – Influência na grandeza dos Deslocamentos e Convergências

Os parâmetros com maior influência são a coesão (c'), coeficiente de impulso (K_o), e módulo de deformação (E), por esta ordem. Os restantes parâmetros, pelo contrário, mostram menor influência no comportamento do modelo. De acordo com Hoek, para maciços rochosos de fracas características, os parâmetros de pico e residuais podem ser considerados semelhantes já que se assume o comportamento perfeitamente plástico após a cedência (Hoek, 2001). Desta maneira, entende-se que os valores residuais dos parâmetros resistentes já são indiretamente considerados nesta análise. Na otimização da análise final procurou-se variar os parâmetros mais importantes (c' , K_o , E) e fixar os menos importantes como ϕ' , σ^t , ψ , apesar de também demonstrarem alguma influência menor.

5.3. RETROANÁLISE

Concluída a análise paramétrica, procedeu-se à análise final do modelo agora com um conjunto de parâmetros ponderados. O valor de cada parâmetro foi determinado de acordo com os resultados anteriores, com os valores que se julgaram melhor simular o comportamento do maciço. De reforçar o facto de se ter adotado um maciço homogéneo para a totalidade do modelo devido à dificuldade inerente ao processo de iteração e consequente processamento de dados que levariam vários dias para realizar. Para esta análise gerou-se um modelo tridimensional de discretização elevada de maneira a alcançar um nível de precisão e rigor mais elevado em todo o modelo. O modelo final contém 185464 pontos nodais e 193060 elementos isoparamétricos com oito pontos nodais (Figura 74).

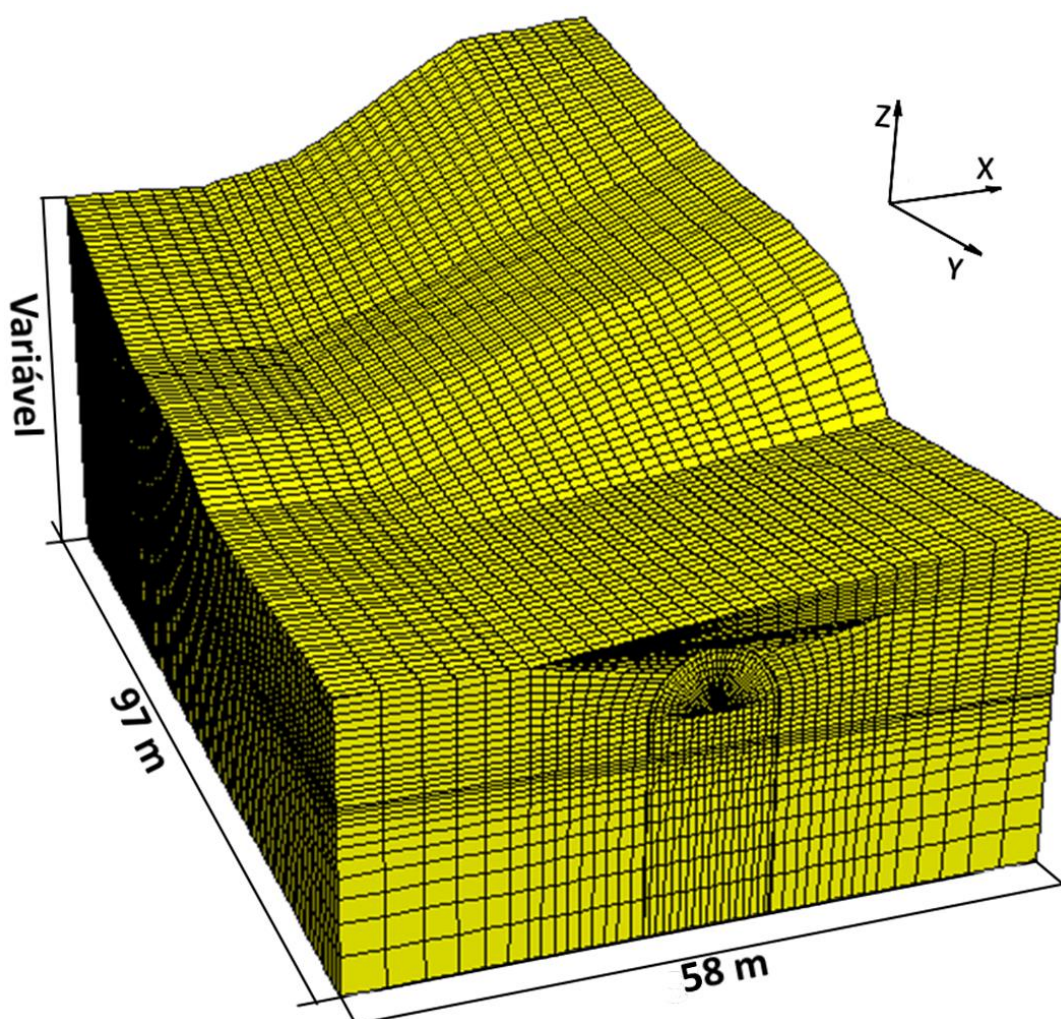


Figura 74 – Modelo tridimensional final FLAC3D

A retroanálise efetuada teve como base de referência os resultados obtidos através da instrumentação realizada em obra em três diferentes seções próximas do emboquilhamento (ver secção 4.9.3.). A instrumentação reúne medições de deslocamentos tridimensionais superficiais e de convergências no interior do túnel.

A medição de convergências é efetuada apenas na seção mais próxima da entrada do túnel ao PK 0+672 (Túnel 1, Frente 1) enquanto a medição de deslocamentos tridimensionais é realizada em onze pontos diferentes distribuídos pelas três seções. Devido ao número elevado deste tipo de medições consideraram-se as medições de convergências complementares ou secundárias.

Os deslocamentos registados em obra foram medidos ao longo de cerca de 8 meses (entre 26/06/2003 e 01/03/2004) enquanto a análise numérica apenas simula as várias etapas de escavação, metro após metro, e não intervalos de tempo. O relatório de obra também não faz registo da velocidade do avanço da escavação, não sendo possível determinar em que data se atingiu a frente de escavação de cada seção instrumentada. De modo a contornar esta discordância de escalas, a curva de deslocamentos calculada foi ajustada de modo a corresponder a escala temporal das curvas de deslocamentos de obra. Refira-se também que as curvas calculadas foram estudadas em três pontos distintos no seu desenvolvimento, conseguindo assim afinar os resultados tendo em conta não apenas os valores finais dos deslocamentos, mas também a sua evolução.

5.3.1. PROCESSO DE OTIMIZAÇÃO

Com o objetivo de obter uma boa aproximação entre resultados da modelação numérica com os resultados registados em obra, recorreu-se ao uso das expressões da Raiz do Erro Médio Quadrático (REM) e do Erro Relativo Médio (ERM). Estas duas expressões de cálculo de medida de dispersão estatística auxiliam na verificação do ajuste de um determinado conjunto de parâmetros para a correta reprodução dos resultados das medições.

$$REM = \sqrt{\frac{\sum (y_m - y_i)^2}{N}} \quad (18)$$

$$ERM = \frac{\sum \left| \frac{y_m - y_i}{y_m} \right|}{N} \quad (19)$$

Após cada iteração (computação numérica) são extraídos os valores dos deslocamentos e convergências para uma folha de cálculo Excel onde são automaticamente calculados os índices REM e ERM de modo a poder examinar a evolução dos erros em relação às iterações anteriores. Quando se verifica diminuição do erro, é explorado o parâmetro suscitador até se demonstrar o contrário onde depois se altera o parâmetro a variar. Tendo em conta o número elevado de iterações realizadas, superior a 50, na Tabela 13 são apresentadas várias iterações realizadas no decorrer do processo de otimização. As iterações estão identificadas alfabeticamente de A a H, em nenhuma ordem em especial, e reforça-se que os parâmetros foram variados individualmente e não em simultâneo.

Tabela 13 – Iterações consequentes da otimização

Iteração	Ko	E [MPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]	σ' [MPa]
A	0,67	300	150	27	0,3
B	1,00	350	150	35	0,3
C	0,50	300	80	30	0,3
D	0,70	187	150	27	0,3
E	0,67	187	150	27	0,3
F	0,70	190	150	25	0,3
G	0,70	184	150	27	0,3
H	0,50	190	250	30	0,1

5.3.2. RESULTADOS

Os erros foram avaliados para o conjunto total de deslocamentos medidos, para os conjuntos totais dos diferentes tipos de deslocamentos (X, Y, e Z), para o conjunto total de deslocamentos medidos em dada secção (PK0+652, PK0+662, PK0+672), para os conjuntos de diferentes tipos de deslocamentos medidos em dada secção, e finalmente para o conjunto de convergências.

Analisando a tabela 14, pode-se verificar o erro total correspondente a cada tipo de deslocamento: transversal (X), longitudinal (Y), e vertical (Z). Os deslocamentos Y aparecem com o menor erro (1,09) enquanto os deslocamentos X e Z apresentam o maior erro (1,90 e 1,85 correspondentemente). Note-se que se faz uso do gradiente de cor para proporcionar uma interpretação mais fácil da evolução do erro.

Tabela 14 – ERM e REMQ (total)

Iteração	Erro Relativo Médio								Raiz do Erro Médio Quadrático [mm]							
	H	G	F	E	D	C	B	A	H	G	F	E	D	C	B	A
Total	3,17	3,48	3,42	3,37	3,33	3,54	2,80	2,26	2,18	2,22	2,26	2,24	2,21	2,13	1,65	1,66
X	1,78	1,59	1,59	1,58	1,57	1,89	1,87	1,39	2,12	1,97	1,97	1,97	1,97	2,09	2,01	1,90
Y	2,88	3,47	3,34	3,26	3,21	3,24	3,10	2,10	1,07	1,09	1,38	1,35	1,34	1,35	1,32	1,09
Z	4,86	5,38	5,32	5,26	5,20	5,50	3,43	3,28	2,93	3,10	3,08	3,05	2,99	2,73	1,55	1,85

A tabela 15 apresenta os valores dos erros correspondentes aos deslocamentos X, Y, Z e totais, referentes à secção ao PK0+672.

Tabela 15 - ERM e REMQ (PK 0+672)

Iteração	Erro Relativo Médio								Raiz do Erro Médio Quadrático [mm]							
	H	G	F	E	D	C	B	A	H	G	F	E	D	C	B	A
PK 0+672	2,89	2,76	2,94	2,90	2,85	2,96	2,64	1,95	1,61	1,55	1,68	1,66	1,63	1,58	1,22	1,17
X	2,31	1,95	1,95	1,95	1,93	2,32	2,24	1,63	1,15	1,11	1,11	1,11	1,10	1,13	1,04	1,01
Y	3,25	3,27	3,85	3,76	3,68	3,73	3,80	2,34	1,12	1,04	1,53	1,50	1,49	1,49	1,43	1,09
Z	3,13	3,05	3,03	2,98	2,94	2,84	1,86	1,88	2,27	2,22	2,21	2,19	2,14	1,99	1,16	1,38

A tabela 16 apresenta os valores dos erros correspondentes aos deslocamentos X, Y, Z e totais, referentes à secção ao PK0+662.

Tabela 16 - ERM e REMQ (PK 0+662)

Iteração	Erro Relativo Médio								Raiz do Erro Médio Quadrático [mm]							
	H	G	F	E	D	C	B	A	H	G	F	E	D	C	B	A
PK 0+662	2,90	3,16	3,04	3,00	2,97	3,11	2,60	2,03	2,40	2,42	2,45	2,43	2,39	2,28	1,67	1,75
X	1,75	1,60	1,58	1,58	1,58	2,13	2,14	1,38	1,97	1,91	1,91	1,90	1,90	2,10	2,06	1,84
Y	2,64	3,25	2,96	2,88	2,87	2,87	3,05	1,94	1,01	1,10	1,33	1,31	1,29	1,30	1,21	1,07
Z	4,31	4,63	4,58	4,54	4,47	4,32	2,61	2,75	3,51	3,57	3,55	3,52	3,45	3,08	1,63	2,15

A tabela 17 apresenta os valores dos erros correspondentes aos deslocamentos X, Y, Z e totais, referentes à secção ao PK0+652.

Tabela 17 - ERM e REMQ (PK 0+652)

Iteração	Erro Relativo Médio								Raiz do Erro Médio Quadrático [mm]							
	H	G	F	E	D	C	B	A	H	G	F	E	D	C	B	A
PK 0+652	3,91	4,88	4,55	4,49	4,44	4,90	3,28	2,97	2,51	2,64	2,63	2,60	2,59	2,53	2,08	2,04
X	1,12	1,11	1,11	1,10	1,10	1,00	1,01	1,07	3,09	2,79	2,79	2,79	2,78	2,91	2,78	2,72
Y	2,71	4,04	3,17	3,09	3,04	3,07	2,21	1,98	1,05	1,16	1,21	1,20	1,19	1,19	1,32	1,14
Z	7,90	9,49	9,37	9,27	9,19	10,64	6,61	5,87	2,88	3,43	3,40	3,33	3,30	3,06	1,87	1,96

Tendo analisado as tabelas anteriores, pode-se afirmar que a secção ao PK0+672 foi a que apresentou menor erro (1,17), por mais de 30% a menos que em relação às restantes duas secções (1,75 e 2,04).

Por fim, a tabela 18 apresenta os valores dos erros correspondentes às convergências das cordas 1-4, 1-5, 1-6, 1-7, 6-7, e totais, referentes à secção ao PK0+672. Verifica-se que para a iteração B obteve-se o erro total menor para os resultados das convergências. No entanto, a iteração que resultou em menor erro para a corda de medição 6-7, corda com o deslocamento mais significativo, foi a iteração A.

Tabela 18 - ERM e REMQ (Convergências)

Iteração	Erro Relativo Médio								Raiz do Erro Médio Quadrático [mm]							
	H	G	F	E	D	C	B	A	H	G	F	E	D	C	B	A
Total	4,09	4,44	4,37	4,32	4,31	3,30	2,25	2,91	4,29	4,86	4,80	4,71	4,72	3,73	3,02	3,19
1-4	1,02	1,20	1,17	1,15	1,17	0,91	0,48	0,90	0,50	0,62	0,59	0,57	0,59	0,36	0,35	0,36
1-5	1,61	1,63	1,63	1,62	1,62	1,54	1,27	1,51	3,01	3,06	3,05	3,04	3,04	2,80	2,42	2,75
1-6	9,38	9,85	9,70	9,63	9,53	7,49	4,34	5,99	4,34	4,70	4,63	4,58	4,54	3,58	2,21	2,80
1-7	6,97	7,05	6,99	6,96	6,87	5,79	3,44	4,92	7,02	7,42	7,40	7,32	7,26	6,40	4,66	5,47
6-7	1,47	2,47	2,37	2,25	2,38	0,75	1,69	1,21	3,82	5,57	5,41	5,17	5,32	2,82	3,59	2,30

Nas figuras 75 a 77, podem-se observar as curvas dos deslocamentos obtidas através do FLAC3D, sobrepostas às curvas medidas em obra, relativas aos PK 0+672, 0+662 e 0+652 (Frente 1, Ramo B). Estes gráficos correspondem à iteração final resultante do processo de otimização que melhor aproxima os resultados calculados às medições de obra.

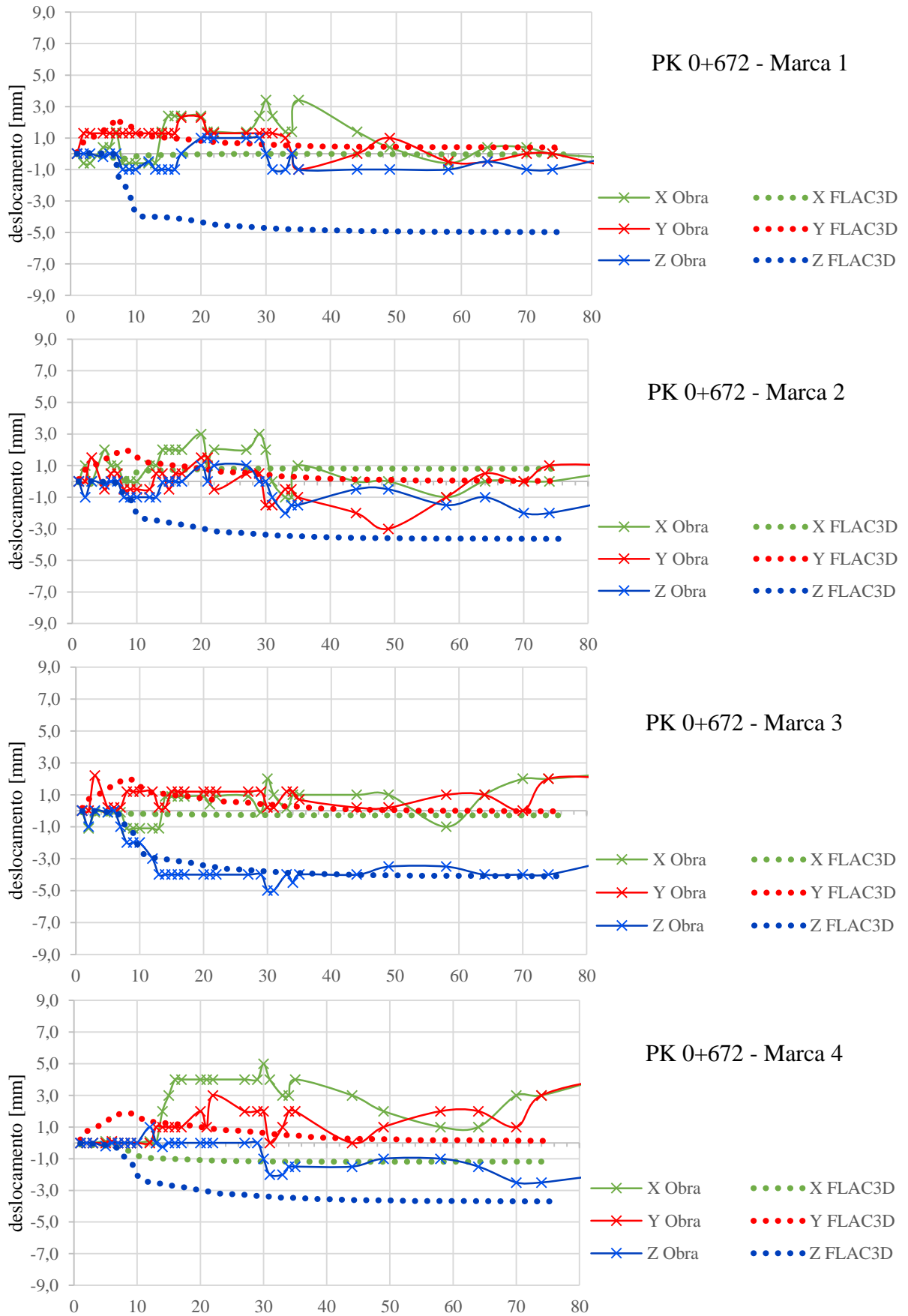


Figura 75 – Deslocamentos PK 0+672 a) marca 1; b) marca 2; c) marca 3; d) marca 4

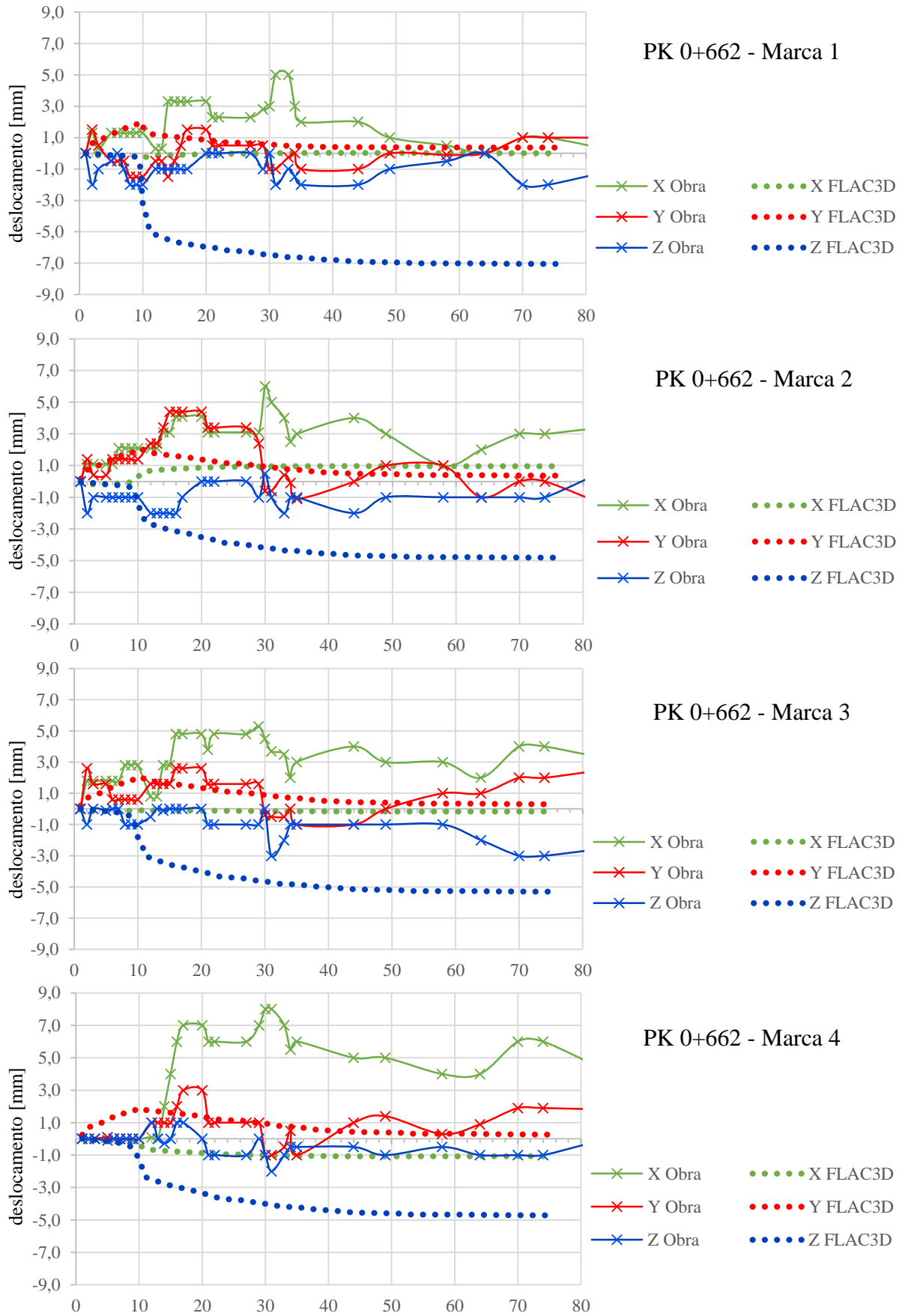


Figura 76 – Deslocamentos PK 0+662 a) marca 1; b) marca 2; c) marca 3; d) marca 4

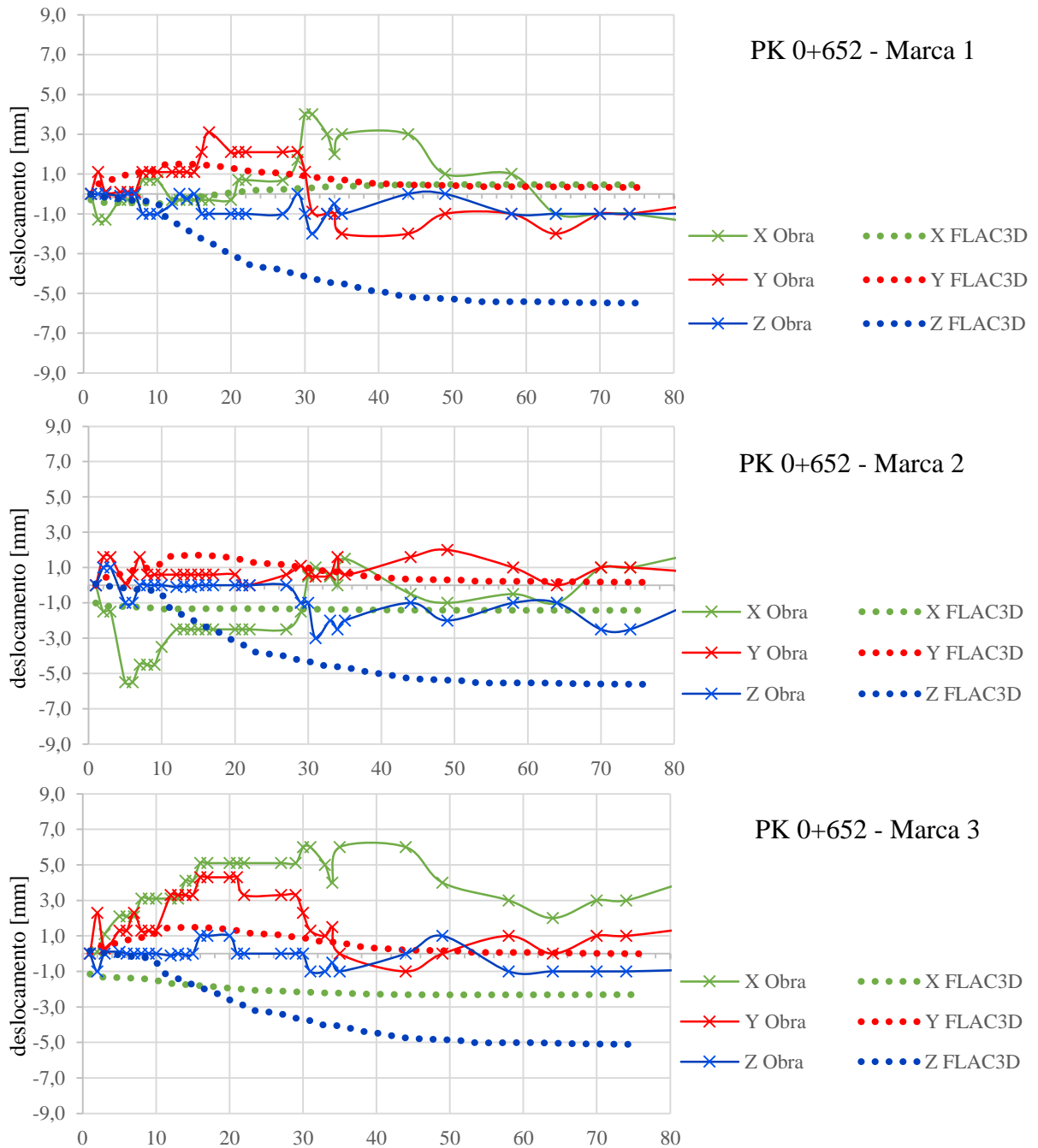


Figura 77 – Deslocamentos PK 0+652 a) marca 1; b) marca 2; c) marca 3

Analisando globalmente o comportamento de cada tipo de deslocamentos, X, Y, e Z, é possível observar que uns se ajustam melhor que outros aos deslocamentos medidos em obra. As configurações dos deslocamentos Y adequam-se às registadas em obra, ao contrário dos deslocamentos X, que erram inteiramente o comportamento desejado. Já os deslocamentos Z calculados conseguem ajustar-se ao comportamento inicial das curvas medidas, no entanto, tende a exagerar os deslocamentos no desenvolvimento restante da curva. Apenas a marca 3 ao PK0+672 consegue imitar o deslocamento Z total da curva medida em obra (Figura 75 c)). Destaca-se a importância desta observação visual, tendo em conta o facto de não ser possível a determinação da altura exata da escavação de cada seção.

No que concerne às convergências, na Figura 79 pode observar-se a comparação dos resultados obtidos através do programa de cálculo FLAC3D para iteração final com as medições em obra. Note-se que na Figura 78 estão representadas os alvos de medição de convergências.

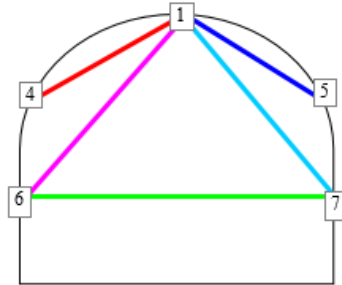


Figura 78 – Identificação das cordas de medição de convergências

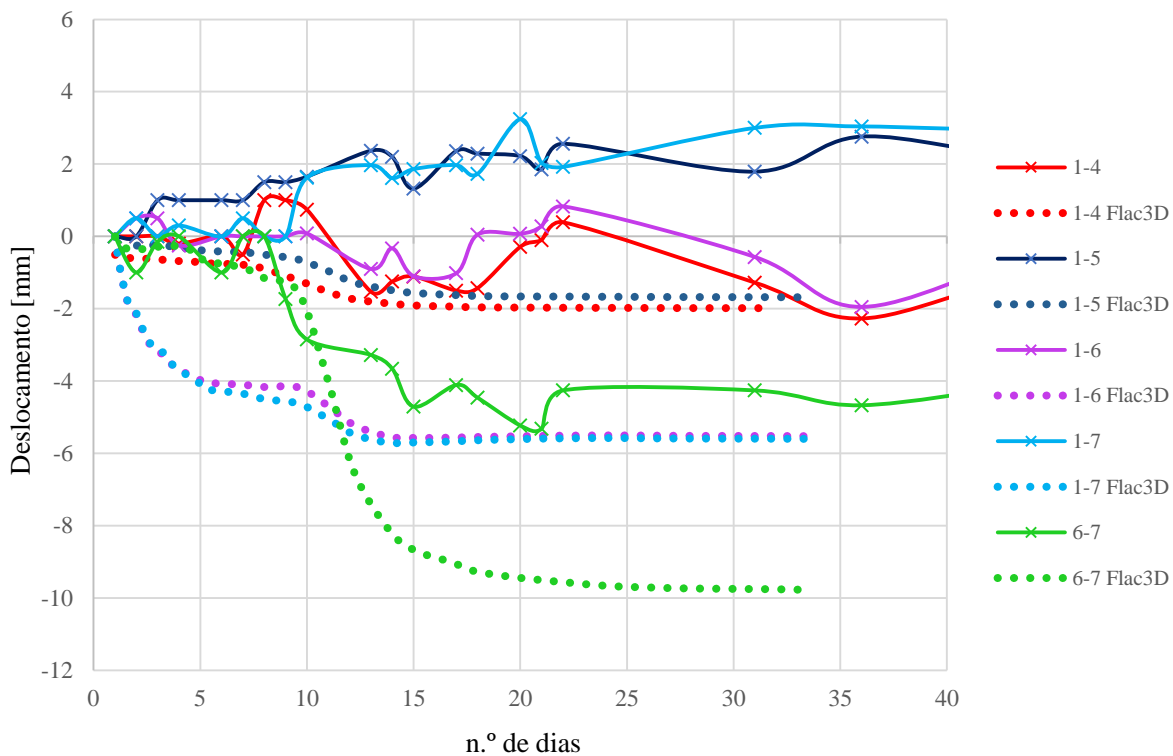


Figura 79 – Gráfico de convergências (medidas vs. calculadas)

O relatório de instrumentação descreve que nesta secção, o único deslocamento significativo pertence à corda horizontal 6-7. É nesta corda que dependeria o sucesso para a aproximação às medições de convergência. Ajustou-se a curva calculada de modo a coincidir com a configuração da curva medida embora o deslocamento final obtido seja exagerado. O deslocamento da corda 6-7 faz-se sentir algum tempo depois do início da medição, corroborando a realização da escavação parcial da banquetta após a passagem da frente de escavação. Embora as convergências tivessem um peso inferior para a otimização, era necessário averiguar a possibilidade de aproximação.

Visando a compreensão do comportamento tridimensional do maciço com o avanço da escavação, e com objetivo de confirmar os resultados obtidos da análise, em seguida apresentam-se os resultados obtidos para a iteração final, da qual se obteve o conjunto de parâmetros finais. Serão analisados os seguintes campos: deslocamentos; tensões; e cedência.

- Deslocamentos

- a) Totais

Na Figura 80 e Figura 81 é possível visualizar os contornos coloridos de deformação total ao PK0+652. Verifica-se que na bancada e na soleira ocorrem os maiores níveis de deslocamento (≈ 9.0 mm). Outras zonas de alguma relevância são o hasteal, na região anterior à escavação da bancada, e a frente de escavação (entre 3.0 a 5.0 mm). Pode-se também notar a definição de uma bacia de subsidência superficial que acompanha a região acima da bancada (entre 1.0 e 2.0 mm à superfície).

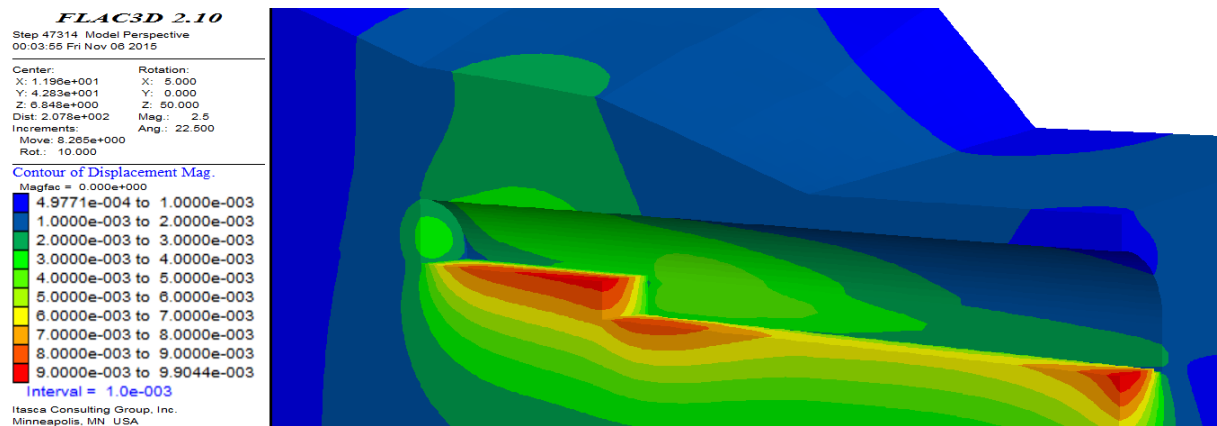


Figura 80 – Deslocamentos Totais

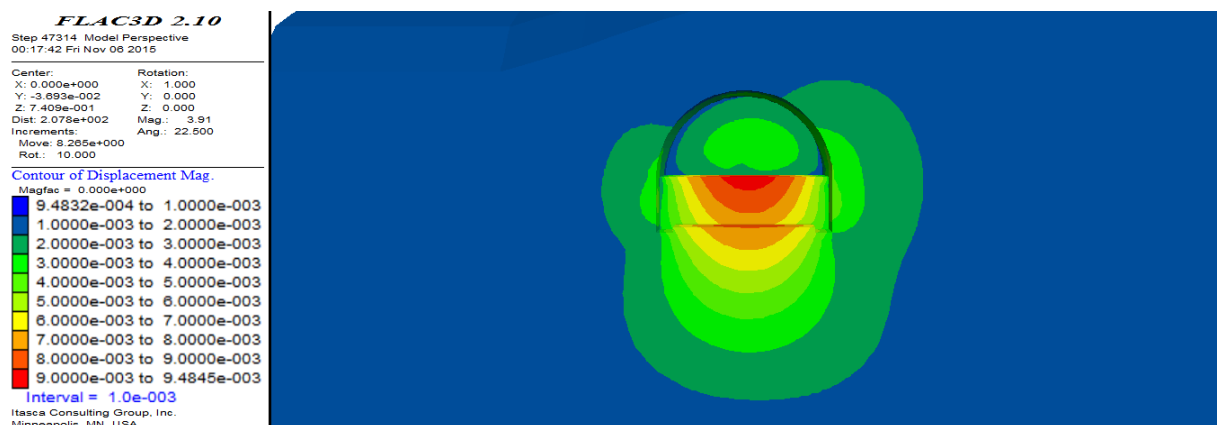


Figura 81 – Deslocamentos Totais (pós escavação da bancada)

b) Verticais (z)

Na Figura 82 e Figura 83 destacam-se os deslocamentos verticais negativos no lado direito da abóbada e hasteal, devido à escavação e ao aumento de recobrimento causado pela inclinação do relevo (≈ -3.0 mm). Na soleira surgem deslocamentos verticais positivos de maior grandeza ($\approx +9.0$ mm). Esta evidência é a razão provável pela qual se optou por uma escavação faseada, em que numa primeira fase se escava a abóboda, mantendo-se uma banqueteta para reduzir o levantamento da soleira

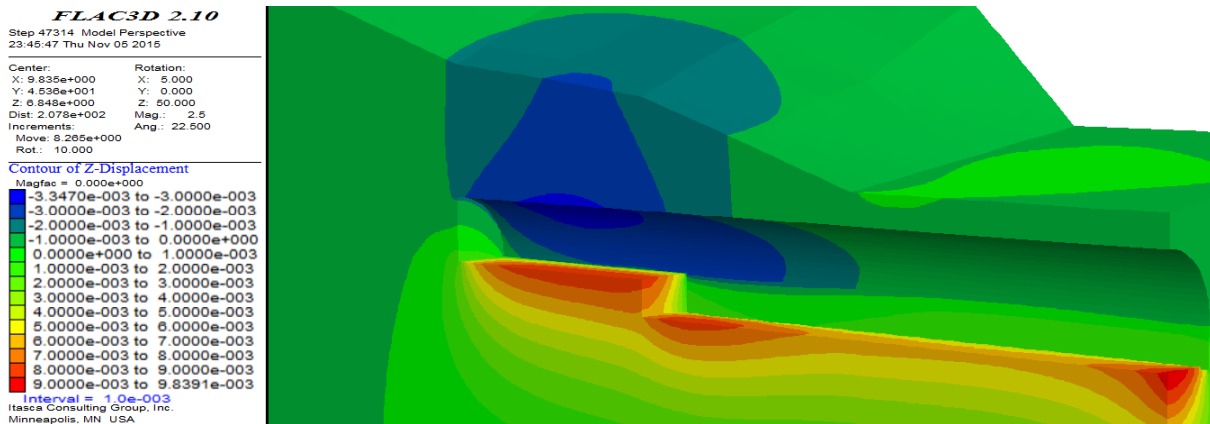


Figura 82 – Deslocamentos Verticais

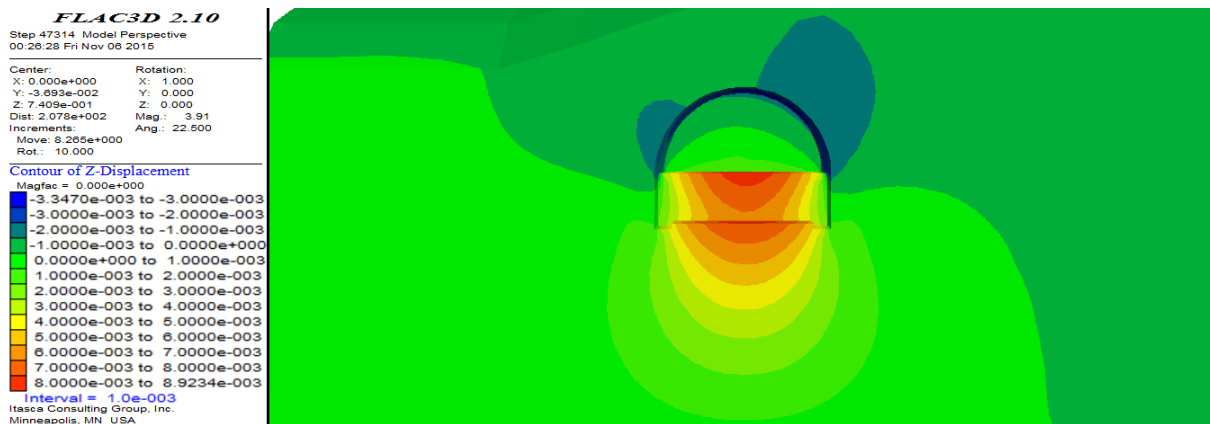


Figura 83 – Deslocamentos Verticais (frontal)

A Figura 83 representa a seção após escavação e suporte do faseamento final. Pode-se notar novamente na zona superior direita uma maior afluência de deslocamentos verticais, no entanto menores que na zona de escavação parcial. Esta redução também é conseguida devido à instalação total da estrutura de suporte.

c) Horizontais Transversais (x)

Como se vislumbra na Figura 84, os deslocamentos transversais horizontais desenvolvem-se concentrados nas zonas dos hasteais e soleira junto à face do hasteal. Nos hasteais existem deslocamentos máximos de -4.1 mm, no sentido do interior do túnel, e na soleira os deslocamentos máximos atingem aproximadamente os +3.5 mm no sentido exterior à escavação. Na Figura 85, observa-se a representação do corte da seção posterior à escavação parcial e instalação total do suporte. Nota-se que os deslocamentos são de magnitude superior do lado direito, o que significa que a influência da inclinação do relevo se faz sentir no hasteal direito com maiores deslocamentos.

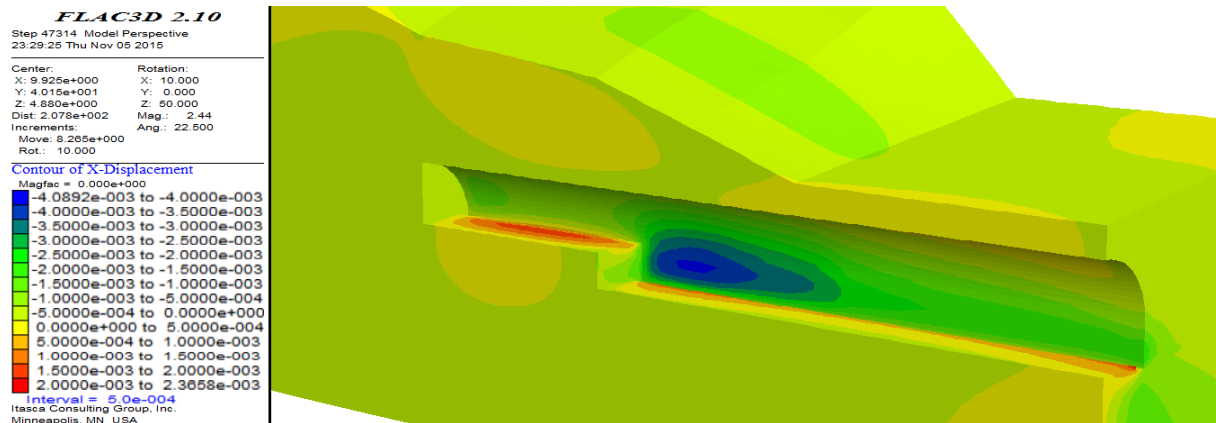


Figura 84 – Deslocamentos Horizontais Transversais

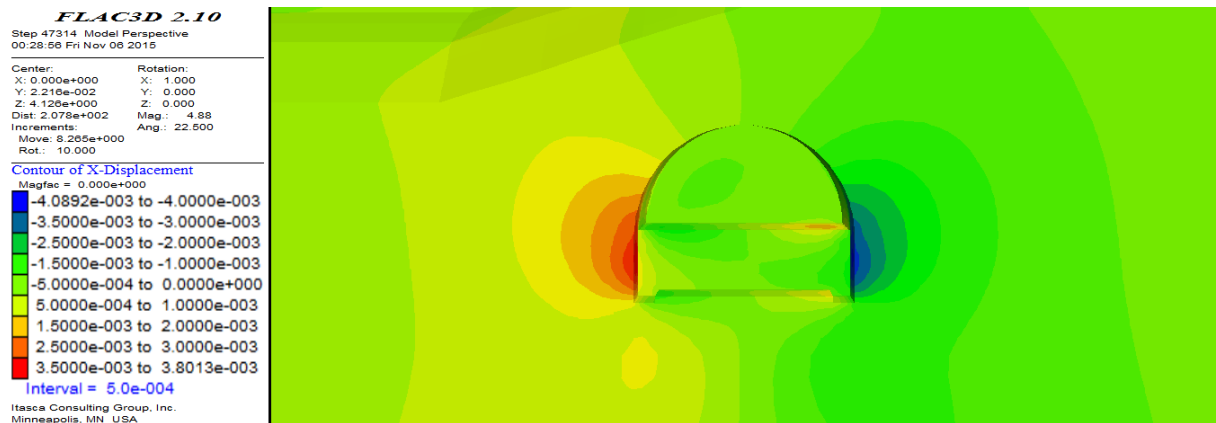


Figura 85 – Deslocamentos Horizontais Transversais (frontal)

d) Horizontais Longitudinais (y)

Os deslocamentos longitudinais horizontais desenvolvem-se principalmente na direção negativa com maior destaque na banqueteta, com cerca de -4.3 mm. Este efeito é amplificado na banqueteta pela mudança brusca de geometria (Figura 86). Idealmente seria desejável realizá-la com uma inclinação em direção à face de escavação. Na face de escavação o deslocamento aproxima-se dos -3.5 mm. Na Figura 87 pode-se notar o deslocamento longitudinal superior na região do hastead direito, onde se observam deslocamentos na ordem dos -3.0 mm. Esta ocorrência pode ser novamente atribuída à inclinação da superfície, quer no plano longitudinal quer no transversal. Na entrada do túnel, os deslocamentos mostram tendência para se voltarem para o interior da escavação, o que também pode ser exagerado pela condição da fronteira do túnel que impede deslocamentos longitudinais na direção oposta.

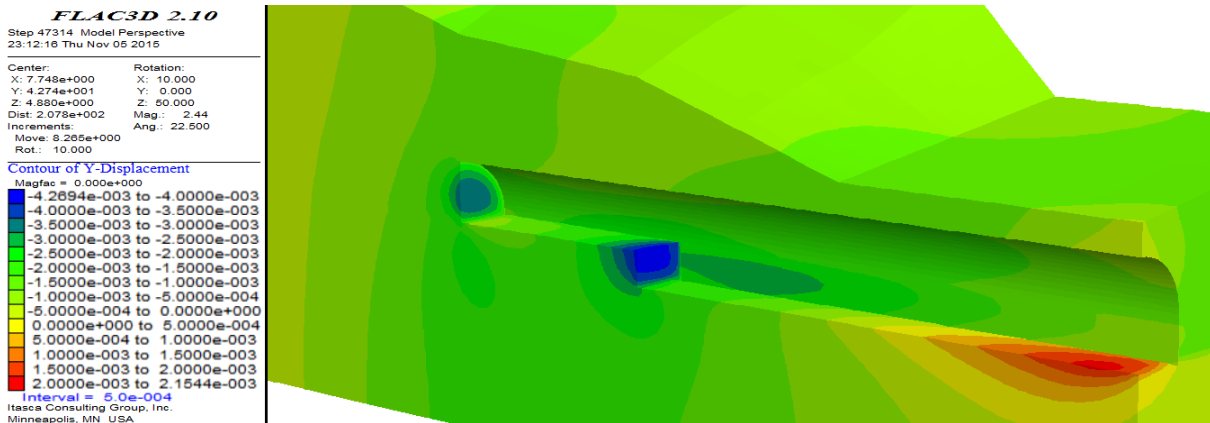


Figura 86 – Deslocamentos Horizontais Longitudinais

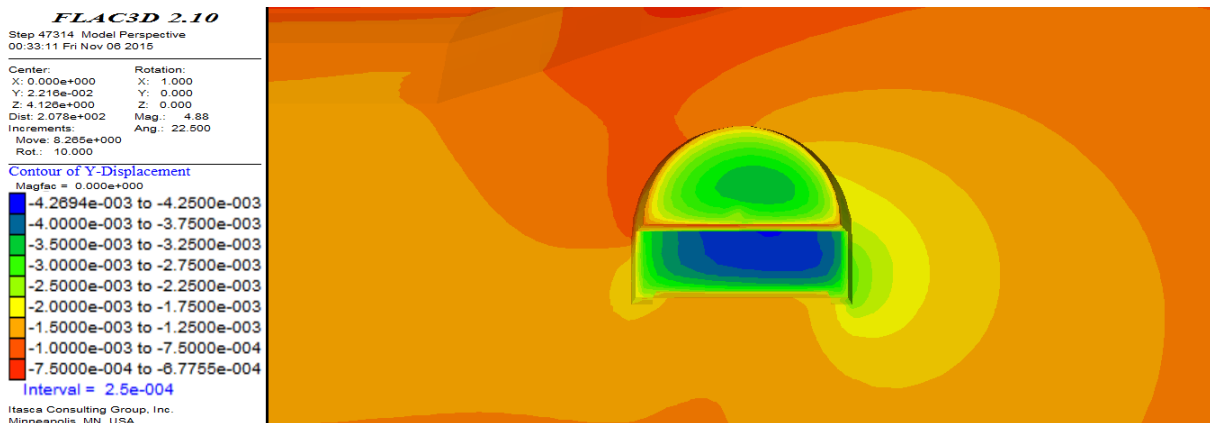


Figura 87 – Deslocamentos Horizontais Longitudinais (frontal)

- Tensões

- a) Principais Mínimas (σ_3)

Em termos de tensões, o maciço envolvente do túnel está predominantemente sob a ação de compressão (Figura 88), onde os valores negativos expressam compressões. A tensão de compressão máxima, de cerca de -1.0 MPa, encontra-se nas zonas de alteração de geometria hasteal - bancada e hasteal - soleira.

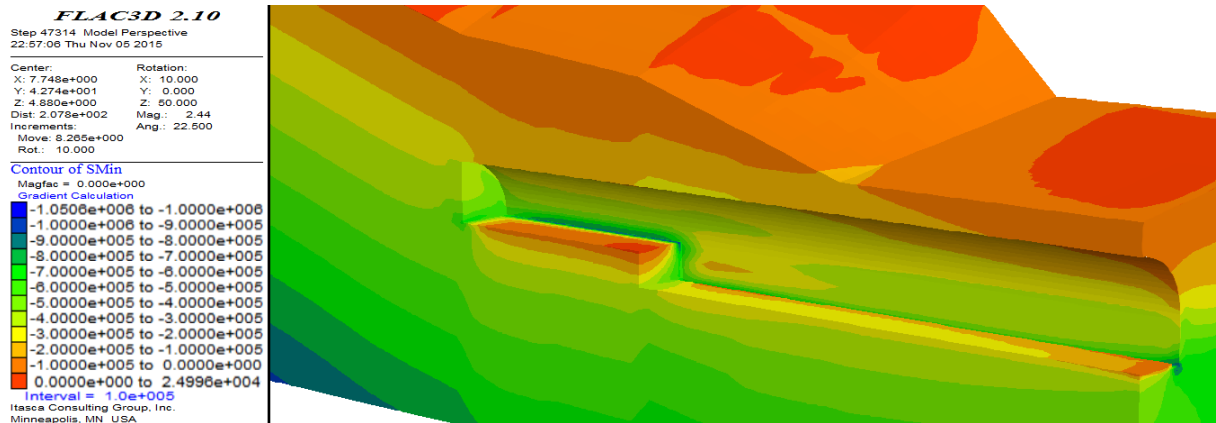


Figura 88 – Tensões principais mínimas (σ_3)

- b) Principais Máximas (σ_1)

Como se pode observar na Figura 89, as tensões de tração (valores positivos) apenas se observam nos hasteais, na fase posterior à escavação parcial e colocação total da estrutura de suporte primário. No entanto a tensão máxima não atinge valores superiores a 0.2 MPa.

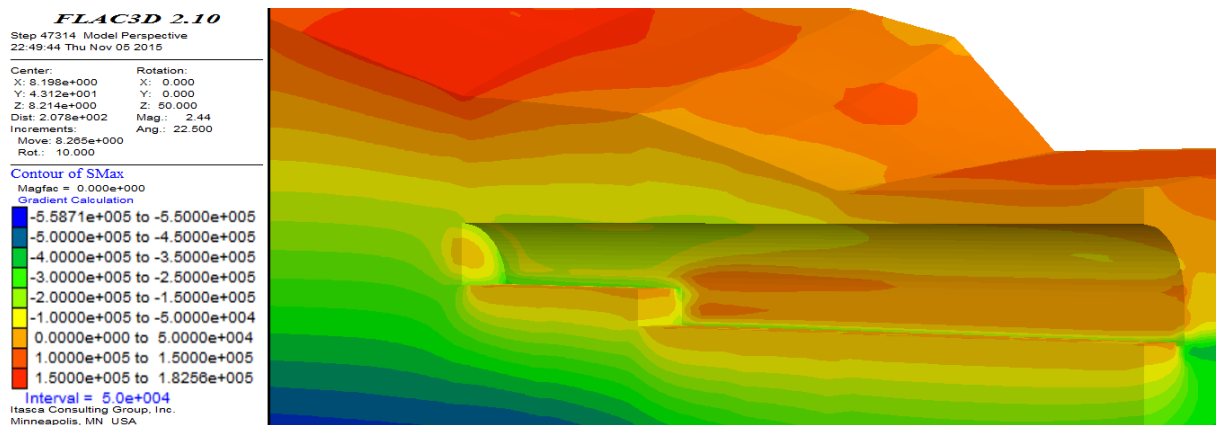


Figura 89 – Tensões principais máximas (σ_1)

- Cedência

Tendo em conta as características resistentes conferidas ao maciço seria expectável que surgissem algumas zonas em cedência. A Figura 90 faz identificação da distribuição das zonas que exibem comportamento plástico e correspondente mecanismo de deformação plástica (*Shear, Tension*). Neste caso, o principal mecanismo de deformação exibido é causado pela ação de tensões de corte. No entanto, o maciço em geral exibe um comportamento elástico (blocos azuis). Tal significa que o nível de deformação resultante da escavação é reduzido (aproximadamente...), pelo que a redistribuição de tensões dá-se dentro dos limites de cedência do maciço. Note-se, contudo, que existem algumas zonas em cedência, nomeadamente ao nível dos hasteais. Este comportamento deve-se ao coeficiente de impulso em repouso inferior a 1 ($K_0 < 1$), o que implica uma maior percentagem de resistência ao corte mobilizada nestas zonas da escavação. Deste modo, devido ao alívio de tensões horizontais nos hasteais decorrentes da escavação, a resistência ao corte será mobilizada na totalidade em primeiro lugar pelo que é nestas zonas que o maciço entrará em cedência.

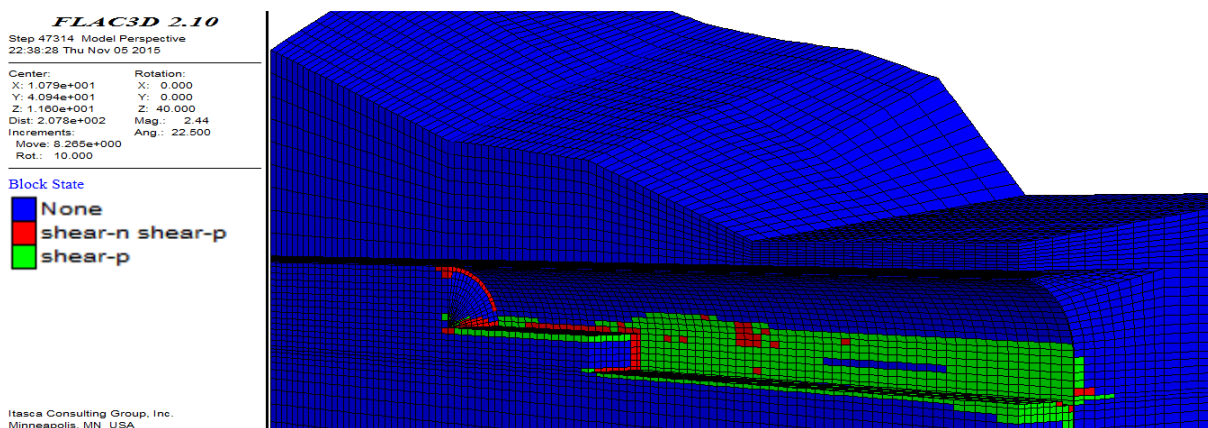


Figura 90 – Zonas em cedência

5.3.3. RESULTADOS DA RETROANÁLISE VS REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Na Tabela 19, é possível rever e comparar os intervalos definidos através da revisão bibliográfica, descrita no capítulo 4.9.2., com os valores obtidos no Flac3D referentes à iteração A.

Para os intervalos correspondentes à classe de RMR estabelecida em obra (Horgan 2004), apresentados na Tabela 19, o valor da coesão encontra-se dentro do intervalo estabelecido, enquanto o valor do ângulo de atrito não se ajusta no intervalo de valores previstos, excedendo o limite superior. Apesar desta última discordância no valor do ângulo de atrito, e tendo em conta a sua baixa influência nos resultados, seria possível ajusta-lo de modo a respeitar o intervalo RMR obtendo resultados semelhantes. No entanto não seria consequente da otimização praticada.

Através da relação entre o critério de Hoek-Brown e o de Mohr-Coulomb (Hoek, et al., 2002), determinou-se um intervalo de parâmetros, utilizando o GSI e σ_{ci} determinados em obra. O sistema GSI, apesar de operar através de observações de campo para estimar a redução da resistência do maciço rochoso, é capaz de estabelecer um intervalo amplo para os parâmetros de resistência e de deformação, no entanto, peca por falta de precisão, não se adequando aos resultados obtidos da retroanálise.

Através da revisão bibliográfica, resumida na Tabela 19, pode-se afirmar que apenas os intervalos de parâmetros identificados por Lourenço et al. (2008), e Cró (2014), conseguem compreender os valores dos parâmetros alcançados através da retroanálise.

Tabela 19 – Valores bibliográficos vs. Flac3D

Autor (ano)	σ_{ci} [MPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]	E [MPa]	ν	γ [kN/m ³]	Ko
Rosa, S. (1997) & Brito (2000)	-	70 - 140	35 - 42	100 - 1000	0,3	22 - 25	-
Horgan, Sara (2004)	5 - 25	100 - 200	15 - 25	-	-	-	-
Pereira, Ana et al. (2004)	-	15 - 20	25 - 30	-	-	19	-
Sousa, Filipe et al. (2006)	-	10	30	-	-	19	-
Pistone, Raúl et al. (2006)	-	35 - 80	30 - 40	500 - 1000	-	19 - 21	-
Ribeiro, Luís et al. (2007)	0,9 - 18	7,88 - 9,7	36,6 - 36,8	100 - 5000	0,25	25	0,8
Lourenço et al. (2008)	0,3 - 6,9	30 - 300	25 - 50	50 - 800	0,15 - 0,25	-	-
Gonçalves, António (2009)	-	10 - 40	30 - 35	10 - 150	0,25 - 0,30	19 - 20	-
Alves, Emanuel (2012)	-	80	42	500	0,38	22	0,6
Cró, Amaro (2014)	0,5 - 7	80 - 177	25,5 - 57	80 - 250	0,3	20 - 25	0,6
Hoek-Brown / Mohr-Coulomb	5 - 25	40 - 110	35 - 52	57,0 - 537,8	-	22	-
Flac3D	-	150	27	300	0,25	22	0,67

A dificuldade existente na caracterização de maciços heterogéneos através de sistemas como o RMR e o GSI, revela o interesse na implementação de metodologias de retroanálise, pois permitem determinar parâmetros que melhor representam o comportamento destes maciços, tornando-se num complemento a ter em conta para a elaboração de projetos futuros.

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. CONCLUSÕES

O projeto geotécnico trata-se de um processo muito difícil no que diz respeito à obtenção de resultados fiáveis sem a realização de uma caracterização rigorosa do maciço. No caso da ilha da Madeira, a grande maioria das obras subterrâneas é executada em formações de elevada heterogeneidade, pelo que a caracterização geomecânica acarreta um elevado grau de incerteza e que pode variar inesperadamente no espaço de poucos metros.

A revisão bibliográfica possibilitou a determinação de vários intervalos de valores expectáveis para os parâmetros geomecânicos das formações vulcânicas da ilha da Madeira, com base em vários artigos científicos, e experiências em várias obras geotécnicas realizadas na mesma ilha. O relatório geológico-geotécnico final da obra também determinou valores RMR e GSI para diferentes secções ao longo do túnel, e por conseguinte, possíveis intervalos para os valores da coesão e ângulo de atrito.

Procedente da análise paramétrica conseguiu-se estudar a importância dos parâmetros geomecânicos para depois facilitar o processo de otimização da retroanálise. Para este problema, os parâmetros mais importantes foram a coesão (c'), o coeficiente de impulso (K_0), e módulo de deformabilidade (E), e os menos importantes, o ângulo de atrito (ϕ'), resistência à tração (σ^t), e dilatância (ψ).

A metodologia de retroanálise possibilitou a obtenção de um conjunto de parâmetros capazes de reduzir a diferença entre os deslocamentos registados e os calculados, e que melhor representam o comportamento registado do maciço, tendo como referência as medições registadas através da instrumentação, cartografia, e classificação geomecânica efetuadas durante a construção do túnel.

Esta análise teve em foco 3 secções transversais da zona do emboquilhamento do túnel do Faial/Cortado, zona onde se efetuaram medições de cordas de convergências e marcas topográficas. Das três secções analisadas, a que apresentou melhores resultados foi a secção ao PK0+672, mais próxima ao emboquilhamento, e a pior foi a secção ao PK0+652, mais distante do emboquilhamento. Os deslocamentos que melhor se ajustaram aos registados em obra foram os horizontais longitudinais (y), ao contrário dos deslocamentos horizontais transversais (x) que apresentaram piores resultados.

No decorrer da realização deste trabalho foram encontrados alguns contratemplos e pontos fracos que revelaram ser condicionantes, e que poderiam pôr em causa o cumprimento dos objetivos propostos e que em seguida se descrevem:

- Análise de uma grande diversidade de dados como registos das medições, relatório de instrumentação, relatório geológico-geotécnico e cartográfico das diferentes frentes de escavação, plantas de localização geográficas e desenhos referentes aos métodos de escavação e suporte, geometrias, e geologia. Menciona-se também a existência de alguns documentos e desenhos em falta que poderiam dar maior compreensão da obra;
- Utilização de um modelo tridimensional de características homogéneas devido à dificuldade na modelação e interpretação da interação entre as diferentes zonas de heterogeneidade;
- O elevado tempo de computação limitou o número de iterações possíveis de realizar.
- A não utilização de ferramentas de otimização automática de resultados submeteu a retroanálise a um processo de otimização manual por tentativa e erro.

Em seguida, evidenciam-se as principais conclusões resultantes deste trabalho:

- Deu-se a entender que os maciços encontrados no decorrer de obras subterrâneas, na ilha da Madeira, exibem condições muito semelhantes de heterogeneidade geológica e de características geomecânicas. Apesar destas condições agravarem o nível de fiabilidade dos resultados obtidos através de retroanálise, é possível atribuir um conjunto de parâmetros a uma dada zona do túnel, capaz de representar o comportamento global do maciço que o envolve;
- Através de uma análise paramétrica conseguiu-se averiguar, para este caso de estudo, quais os parâmetros mais influentes, e importantes para o campo de deslocamentos obtidos na análise ao modelo tridimensional. Além disso, teve um peso importante no trabalho auxiliando o processo de otimização;
- Através de uma metodologia de retroanálise, conseguiu-se otimizar um conjunto de parâmetros que conseguiu corresponder ao campo de deslocamentos pretendidos com um erro total médio inferior a 2 mm;
- O conjunto de parâmetros final, resultante da otimização, está em melhor conformidade com os intervalos de valores estabelecidos por Lourenço et al. (2008), e Cró (2014), enquanto os restantes autores apenas se adequam parcialmente.

6.2. TRABALHOS FUTUROS

Nesta dissertação, visou-se estender a compreensão do comportamento de túneis escavados em formações vulcânicas, particularmente da ilha da Madeira. Visto se tratar de um tema de elevada complexidade, existem muitos aspetos que não foram tocados. A metodologia de retroanálise possui um grande potencial no que refere à determinação de parâmetros geotécnicos, e é neste entender que se julgou adequada a consideração das seguintes melhorias aquando da possível aplicação deste tipo de análises a outros túneis da região, de modo a desenvolver o conhecimento sobre os parâmetros geomecânicos dos maciços da ilha:

- Uso de *hardware* de performance superior e de *software* de cálculo numérico alternativo, mais eficiente e sofisticado;
- Criação de um modelo tridimensional mais eficiente, capaz de reduzir o tempo de computação respeitando o nível de precisão dos resultados desejados. Isto é possível através da utilização de ferramentas de modelação geométrica 3D e de discretização de objetos, possibilitando o gradual adensamento da malha nas regiões mais importantes, inserindo diferentes tipos de discretização (tetraédrica, hexaédrica e octaédrica) na mesma malha;
- Modelação mais realista do suporte através da introdução de outros elementos estruturais, providenciados pelo *software*, capazes de melhor reproduzir o comportamento das enfilagens, betão projetado e cambotas metálicas, como os elementos de viga, cabo, estaca, geogrelha, casca, e *liner*;
- Consideração do aumento das características mecânicas do betão projetado, com o decorrer da escavação, assim como o reduzir dos parâmetros resistentes (valores residuais) após a cedência;
- Aplicação / criação de uma lei constitutiva alternativa que melhor represente o comportamento real do maciço e que exiba resultados melhores;
- Aplicação de ferramentas de otimização automática para implementação de algoritmos de redução do erro;
- Recomenda-se a criação de meios automatizados que possibilitem o armazenamento e consulta de dados extraídos do programa de cálculo para posterior análise e preparação destes.

REFERÊNCIAS

- Amaral, Maria João Salgueiro** Análise dos resultados de observação dos túneis do metropolitano de Lisboa [Dissertação de Mestrado] : Departamento de Engenharia Civil ; Faculdade de Engenharia do Porto. - Porto : [s.n.], 2006.
- Bandeira, Carlos** O túnel do Faial/Cortado (Madeira) [Conferência] // Seminário gestão da segurança e da operação e manutenção de redes rodoviárias e aeroportuárias. - Lisboa : [s.n.], 2008.
- Bartlett, Steven F** Numerical Methods in Geotechnical Engineering [Apontamentos] : Department of Civil & Environmental Engineering ; The University of Utah. - Utah : [s.n.], 2012.
- Barton, N** Comparison of prediction and performance for a 62 m span sports hall in jointed gneiss. [Conferência] // Proc. 4th. int. rock mechanics and rock engineering conf.. - Torino : [s.n.], 1992.
- Barton, N e Quadros E F** Engineering and Hydraulics in Jointed Rock Masses [Conferência] // EUROCK 2002 – Curso A. - Funchal : [s.n.], 2002.
- Barton, N R, Lien R e Lunde J** Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support [Secção do Livro] // Rock Mechanics and Rock Engineering 6(4). - 1974.
- Bastos, Mário José Nascimento** A geotecnia na concepção, projecto e execução de túneis em maciços rochosos [Dissertação de Mestrado] : Instituto Superior Técnico ; Universidade Técnica de Lisboa. - Lisboa : [s.n.], 1998.
- Bieniawski, Z T** Determining rock mass deformability: Experience from case histories [Artigo] // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. - 1978. - Vol. 15.
- Bieniawski, Z T** Engineering rock mass classifications [Livro]. - New York : John Wiley & Sons, 1989. - p. 251.
- Bieniawski, Z T** Rock mass classification in rock engineering [Conferência] // Exploration for rock engineering. - Cape Town : [s.n.], 1976. - pp. 97-106.

Brito, José A. Mateus [et al.] Projecto dos túneis rodoviários de Santa Cruz da via rápida Funchal-Aeroporto [Conferência] // VII Congresso Nacional de Geotecnia. - Porto : Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 2000. - Vol. Vol 2. - pp. 873-884.

Brum, da Silveira António [et al.] Notícia Explicativa da Carta Geológica da Ilha da Madeira, Folhas A e B [Livro]. - Funchal : Secretaria Regional do Ambiente e Recursos Naturais, 2010.

Castro, Fresno D [et al.] Correlation between Bieniawski's RMR and Barton's Q index in lo quality soils [Secção de Livro] // Revista de la Construcción nº1. - Santiago : [s.n.], Agosto de 2010. - Vol. Vol 9. - pp. 107-119.

Cividini, Annamaria e Gioda Giancarlo Back analysis of geotechnical problems [Secção do Livro] // Numerical Analysis and Modelling in Geomechanics / ed. Bull W John. - 2003.

Cividini, Annamaria, Jurina Lorenzo e Gioda Giancarlo Some aspects of characterization problems in geomechanics [Secção do Livro] // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. - 1981. - Vol. 18.

Cró, Amaro José Sousa Chaves Estudo geomecânico do Tunel do Cortado na Ilha da Madeira [Dissertação de Mestrado] : Faculdade de Ciências Exactas da Engenharia ; Universidade da Madeira. - Funchal : [s.n.], 2014.

Deere, D U [et al.] Design of surface and near surface construction in rock [Conferência] // Failure and breakage of rock. proc. 8th U.S. symp. rock mech.. - 1967. - pp. 237-302.

Eide, Vegard Veiteberg Numerical Simulation of Extended Leak-Off Tests [Dissertação de Mestrado] : Department of Petroleum Engineering and Applied Geophysics ; Norwegian University of Science and Technology. - 2014.

Geokon Products [Online] // Geokon, Inc.. - September de 2015. - <http://www.geokon.com/Products>.

Gerçek, Hasan Three-dimensional regions in tunnels [Secção do Livro] // Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future / Solak Erdem - Taylor & Francis Group : [s.n.], 2005.

Giannotti, Waldir José Instrumentação de Túneis Urbanos [Relatório] : Trabalho de Conclusão de Curso / Universidade Anhembi Morumbi. - São Paulo : [s.n.], 2003.

Gioda, Giancarlo e Sakurai, Shunsuke Back analysis procedures for the interpretation of field measurements in geomechanics [Secção do Livro] // *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. - 1987. - Vol. 11.

Gnilsen, Reinhard Numerical Methods [Secção do Livro] // *Developments in Geotechnical Engineering – Underground Structures: Design and Instrumentation* / ed. Sinha R. S.. - 1989. - Vol. 59. - 978-0-444-87462-7.

Gomes, Carlos Filipe Guerreiro Túnel ferroviário do Rossio – Acompanhamento e análise das obras de reabilitação [Relatório]: Dissertação de Mestrado / Instituto Superior Técnico; Universidade Técnica de Lisboa. - 2008.

Gomes, Ricardo Adriano Martoni Pereira Análise tridimensional de túneis considerando o comportamento dependente do tempo na interação maciço-suporte [Tese de Doutorado]: escola de Engenharia de São Carlos; Universidade de São Paulo. - São Carlos: [s.n.], 2006.

Gonçalves, Antónia João Rodrigues Execução de túneis nas formações vulcânicas da ilha da Madeira: O caso do túnel 1 da nova ligação Vasco Gil-Fundoa à cota 500 [Dissertação de Mestrado]: Faculdade de Ciências Exactas da Engenharia; Universidade da Madeira. - Funchal: [s.n.], 2009.

Griffith, A A The theory of rupture [Conferência] // *Proceedings of the First International Congress for Applied Mechanics*. - 1924. - pp. 55–63.

Grimstad, E e Barton, N R Updating the Q-System for NMT [Conferência] // *Proc. int. symp. on sprayed concrete - modern use of wet mix sprayed concrete for underground support*. - Oslo: [s.n.], 1993. - pp. 46-66.

Hoek, E e Brown, E T *Underground excavations in rock* [Artigo]. - London: The Institution of Mining and Metallurgy, 1980.

Hoek, E e Diedrichs, M S Empirical estimation of rock mass modulus [Artigo] // *Int. Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*. - 2006. - Vol. 43. - pp. 203-215.

Hoek, E Strength of rock and rock masses [Artigo] // *ISRM News Journal* 2 (2). - 1994. - pp. 4-16.

Hoek, E, Carranza-Torres, C T e Corkum, B Hoek–Brown failure criterion [Conferência] // *Proceedings of the Fifth North American Rock Mechanics Symposium*. - Toronto: [s.n.], 2002. - pp. 267-273.

Hoek, E, Kaiser, P K e Bawden, W F Support of underground excavations in hard rock [Livro]. - 1995.

Hoek, Evert [et al.] The 2008 Kersten Lecture. Integration of geotechnical and structural design in tunnelling [Conferência] // Proceedings University of Minnesota 56 th Annual Geotechnical Engineering Conference. - Minneapolis : [s.n.], 2008. - pp. 1-53.

Hoek, Evert Rock mass properties for underground mines [Secção do Livro] // Underground Mining Methods: Engineering Fundamentals and International Case Studies. - Littleton, Colorado : [s.n.], 2001.

Hoek, Evert, Marinos, Paul e Bessini, M. Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist formation [Secção de Livro] // Bulletin of Engineering Geology and the Environment. - 1998. - Vol. Vol 57. - pp. 151-160.

Horgan, Sara Relatório geológico-geotécnico final. Ligação rodoviária Faial-Santana. 1ª Fase - túneis [Relatório]. - Faial : [s.n.], 2004.

ITA - AITES Mechanized Tunnelling – Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBM) [Relatório] : Final Report. - [s.l.] : Working Group 14, 2000.

ITA - AITES Underground & Environment – Underground Works and the Environment [Relatório] : Final Report. - [s.l.] : Working Group 15, 1998.

Itasca Consulting Group, Inc FLAC3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions [Manual] : User's Manual. - Minneapolis : [s.n.], 2002.

Kakarus, Murat Appraising the methods accounting for 3D tunnelling effects in 2D plane strain FE analysis [Secção de Livro] // Tunnelling and Underground Space Technology. - 2007. - Vol. Vol. 22. - pp. 47-56.

Kolymbas, Dimitrios Tunnelling and Tunnel Mechanics. A rational approach to tunnelling [Livro]. - 2005. - 3-540-25196-0.

Kovari, Kalman Erroneous Concepts Behind NATM [Artigo]. - Salzburg : Rabcewicz Geomechanical Colloquium, 1993.

Lee, K M e Rowe, R K An analysis of three-dimensional ground movements: the Thunder Bay tunnel [Artigo] // Canadian Geotechnical Journal. - 1991. - Vol. 28. - pp. 25-41.

Lourenço, J. C. [et al.] Geotechnical characterization of volcanic rocks and soil of Madeira island [Conferência] // 3rd International Workshop on Volcanic Rock Mechanics. - London : [s.n.], 2010.

Machan, George e Bennett Victoria G. E-C129: Use of Inclinometers for Geotechnical Instrumentation on Transportation Projects. State of the practice. [Secção do Livro] // Transportation Research Circular. - Washington, DC : [s.n.], 2008. - ISSN 0097-8515.

Marinos, Paul e Hoek, Evert The geological strength index (GSI): A characterization tool for assessing engineering properties [Secção do Livro] // Underground Works Under Special Conditions / ed. Olalla C, Perucho A e Romana M. - 2007.

Martins, Júlio B Curta análise dos problemas e do cálculo da estabilidade e dos assentamentos de túneis pouco profundos [Conferência] // X Congresso Nacional de Geotecnia. - Lisboa : Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 2006. - pp. 1341-1352.

Michalowski, Radoslaw L and Dawson, Ethan M Three-dimensional analysis of limit loads on Mohr-Coulomb soil [Artigo] // Foundations of Civil and Environmental Engineering. - Poznan : Poznan University of Technology, 2002. - Vol. 1.

Moldovan, Alexandra Raluca e Popa Augustin Finite element modelling for tunneling excavation [Secção do Livro] // Acta Technica Napocensis: Civil Engineering & Architecture. - 2012. - Vol. Vol. 55 No.1.

Moreira, Carlos Manuel da Cruz Túneis, uma herança ancestral rumo ao futuro [Artigo] // Revista de arquitectura da Universidade Fernando Pessoa. - Porto : [s.n.], 2006. - Vol. N. 3. - pp. 92-115.

Oreste, Pierpaolo Back-analysis techniques for the improvement of the understanding of rock in underground constructions [Secção de Livro] // Tunnelling and Underground Space Technology. - 2005. - Vol. 20. - pp. 7-21.

Palmström, A e Broch, E Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q-system [Secção do Livro] // Tunnels and Underground Space Technology. - 2006. - Vol. 21.

Palmström, A The volumetric joint count - a useful and simple measure of the degree of rock jointing [Conferência] // Proc. 4th Congr. Int. Assn Engng Geol.. - Delhi : [s.n.], 1982. - pp. 221-228.

Panet, M e Guenot, A Analysis of convergence behind the face of a tunnel [Secção de Livro] // Tunnelling. - London : [s.n.], 1982. - Vol. 82. - pp. 197-203.

Pereira, Ana Correia [et al.] Estruturas de Suporte e Consolidação de Taludes do nó de Machico Sul da Via Rápida Machico/Caniçal na ilha da Madeira [Conferência] // IX Congresso Nacional de Geotecnia. - Aveiro : Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 2004. - pp. 265-276.

Pinto, Tiago Azeredo Construção e Instrumentação dos Túneis do Marão [Dissertação de Mestrado] : Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro. - Vila Real : [s.n.], 2010.

Pistone, Raúl, Freitas, Rui e Bento, Jorge Acesso oeste ao porto do Funchal. Aspectos geológico-geotécnicos e projecto em ambiente vulcânico [Conferência] // X Congresso Nacional de Geotecnia. - Lisboa : Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 2006. - pp. 123-132.

Rabcewicz, Ladislaus von The New Austrian Tunnelling Method [Secção de Livro] // Water Power. - 1964; Janeiro de 1965. - Vol. Part One; Part Two; Part Three.

Ramulu, More Special Tunnel Blasting Techniques for Railway Projects [Secção do Livro] // Infrastructure Design, Signalling and Security in Railway / ed. Perpinya Xavier. - 2012. - ISBN 978-953-51-0448-3.

Ribeiro, M. Luísa e Ramalho, Miguel Uma visita geológica ao arquipélago da Madeira. Principais locais geo-turísticos. [Livro]. - [s.l.] : DRCIERAM/INETI, 2007.

Rodrigues, Cristiano Yudok Chung Análise de Estruturas Axissimétricas. Aplicação a Reservatórios Circulares. [Dissertação de Mestrado] : Instituto Superior Técnico ; Universidade Técnica de Lisboa. - Lisboa : [s.n.], 2009.

Rosa, Sérgio Parada, Brito José Mateus e Baptista Joaquim Paz Condições geológico-geotécnicas das obras das novas Vias Rápidas da zona Leste da ilha da Madeira [Conferência] // VI Congresso Nacional de Geotecnia. - Lisboa : Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 1997. - pp. 289-298.

Rothbucher, Systeme Datum Markers and Smart Targets [Catálogo] : Product Catalog. - 2015.

Rowe, R K, Lo, K Y e Kack, K J A method of estimating surface settlement above shallow tunnels constructed in soft ground [Artigo] // Canadian Geotechnical Journal. - 1983. - Vol. 20. - pp. 11-22.

Serafim, J L e Pereira, J P Consideration of the geomechanics classification of Bieniawski [Conferência] // Proc. Int. Symp. on Engineering Geology and Underground Constructions. - 1983. - pp. 1133-1144.

Sisgeo Bolts, Prisms and Targets: Settlement gauges [Catálogo]. - 2015.

Sousa, Filipe Almeida, Baião, Carlos Oliveira e Brito, José Mateus Projecto e assessoria técnica às obras geotécnicas do aldeamento turístico Cabo Girão localizado na ilha da Madeira [Conferência] // X

Congresso Nacional de Geotecnia. - Lisboa : Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 2006. - Vol. Vol. 4. - pp. 1099-1109.

Stipek, Wolfgang Introduction [Secção do Livro] // 50 Years of NATM – Experience Reports. - [s.l.] : ITA - Austria, 2012. - ISBN 978-3-200-02801-2.

Swoboda, G Finite element analysis of the New Austrian Tunnelling Method (NATM) [Conferência] // Proceedings of the 3rd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics. - Aachen : [s.n.], 1979. - pp. 581-586.

Torres, José Manuel dos Santos Moreira Métodos de observação durante a execução de obras subterrâneas [Dissertação de Mestrado] : Departamento de Engenharia Geotécnica ; Instituto Superior de Engenharia do Porto. - Porto : [s.n.], 2010.

Üçer, Serkan Comparison of 2D and 3D Finite Element Models of Tunnel Advance in Soft Ground. A Case Study: Bolu Tunnels [Dissertação de Mestrado] : Department of Civil Engineering ; Graduate School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical University. - 2006.

Wilson, Edward L Structural analysis of axi-symmetric solids [Publicação] // A.I.A.A. Journal. - 1965. - pp. 2269-2274.

Zare, S e Bruland, B Progress of drill and blast tunnelling efficiency with relation to excavation time and costs [Secção de Livro] // Underground Space – the 4 th Dimension of Metropolises / ed. Barták Jirí [et al.]. - 2007. - pp. 805-809. - ISBN 978-0-415-40807-3.

Zbyszewski, G [et al.] Folha "A" e folha "B" da ilha da Madeira [Carta Geológica] : Carta geológica de Portugal na escala 1/50000. - [s.l.] : Serviços Geológicos de Portugal, 1974.

Zbyszewski, G [et al.] Notícia explicativa das folhas "A" e "B" da ilha da Madeira. [Livro] : Carta geológica de Portugal na escala 1/50000. - [s.l.] : Serviços Geológicos de Portugal, 1975.

Zdravkovic, Lidija e Potts, M David Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Application [Livro]. - London : [s.n.], 2001. - Vol. 2. - ISBN: 0-7277-2783-4.

Zhao, Jian e Zhu, Weishen Sensitivity analysis of rock mass parameters [Secção do Livro] // Stability Analysis and Modelling of Underground Excavations in Fractured Rocks. - 2004.

ANEXO A.1

Geologia da ilha da Madeira (Zbyszewski, et al., 1974)

Esta carta faz distinção de dois tipos principais de rochas da ilha da Madeira designadas de ígneas e de sedimentares. As primeiras são integralmente descendentes do vulcanismo que originou a ilha, e as segundas principalmente associadas à erosão das ígneas, ou de procedências externas. A carta geológica faz representação gráfica, habitualmente colorida, dos tipos de rocha distinguindo-as segundo a sua idade e outras relações de interesse.

As rochas ígneas na ilha da Madeira correspondem principalmente a materiais vulcânicos ocorridos em etapas diferentes, tendo as litologias daí resultantes sido agrupadas e reproduzidas na cartografia geológica em complexos vulcânicos, ordenados do mais antigo para o mais recente, β_1 a β_6 respetivamente. As rochas sedimentares são constituídas por depósitos de cobertura, encontrando-se dispersos por toda a ilha (cascalheiras de vertente, fluviais e marinhas, aluviões, areias de praia, dunas), por depósitos mistos (sedimentos contemporâneos do magmatismo (cascalheiras de origem torrencial e ou sedimentos finos intercalados de camadas piroclásticas de granulometria ampla, ou separando derrames basálticos).

O complexo β_1 , constituído por litologias formadas, presumivelmente, antes da passagem do Miocénico ao Pliocénico, sugerido pelos fósseis descobertos no Vale de S. Vicente. É principalmente composto por materiais piroclásticos grosseiros (blocos angulosos, bombas, escórias, etc.) com ocorrências de intercalações basálticas adelgaçadas na parte superior. Portanto, tudo indica que a sua origem está associada a uma fase, sobretudo explosiva, da origem da ilha.

O complexo β_2 constitui-se por alternâncias de escoadas lávicas e camadas de piroclastos, estreitando à medida que se afasta dos centros de emissão. Nos picos mais altos podem-se observar zonas com piroclastos grosseiros, com presença de blocos angulosos até 1m de diâmetro. No entanto, as escoadas lávicas são mais abundantes que no complexo β_1 formando amontoações lávicas com intercalações de níveis de piroclastos. Estes depósitos são cortados verticalmente por filões de rochas básicas. Podem ser

vislumbrados afloramentos em toda a ilha, sendo este o complexo vulcânico que ocupa a maior área de exposição.

O complexo β_3 , ocupa uma porção relevante da superfície de exposição, recortada pelas grandes ribeiras (da Janela, do Seixal, de S. Vicente, do Porco, do Faial, dos Socorridos, Brava e da Ponta do Sol) que chegam a estabelecer algumas áreas de afloramentos. É normalmente verificada uma alternância de bancadas de lavas basálticas e de materiais piroclásticos.

No complexo β_4 , sobreposto ao anterior, verifica-se um grande decréscimo de área de afloramento em relação aos complexos mais antigos. Semelhante ao antecedente, é constituído por alternâncias de escoadas lávicas e de materiais piroclásticos. A tendência crescente da preponderância das lavas sobre os piroclastos demonstra que a sua emissão estaria associada a uma fase vulcânica efusiva.

O complexo β_5 é meramente constituído pelas escoadas basálticas do Porto Moniz e dos vales das ribeiras de S. Vicente e do Seixal.

Ao complexo vulcânico β_6 , correspondem-lhe manifestações vulcânicas finais que afloram como cones de escórias e piroclastos, chaminés e filões. As grutas de S. Vicente são resultantes de filões, que após encontrarem a superfície, esvaziaram o seu conteúdo para o exterior deixando abertos os túneis de passagem das respetivas lavas (Ribeiro, et al., 2007) (Zbyszewski, et al., 1975).

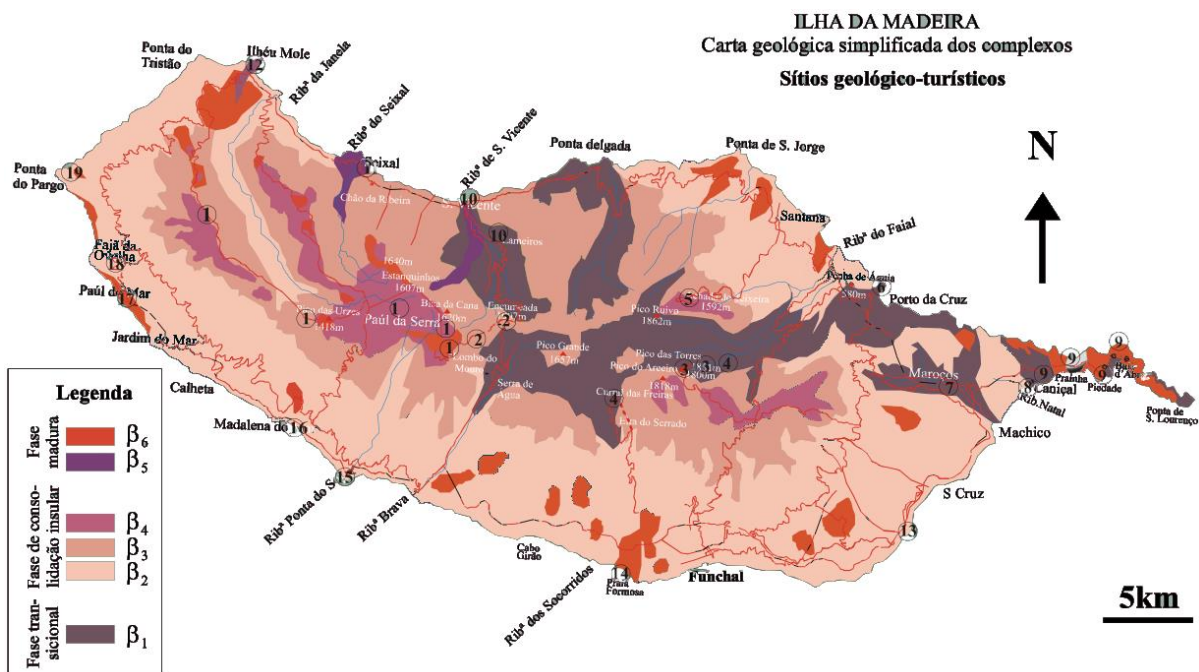


Figura 91 – Complexos Vulcânicos segundo Zbyszewski et al. (1974)

Geologia da ilha da Madeira (Brum da Silveira, et al., 2010)

Com base nos trabalhos efetuados no âmbito desta carta geológica, reconheceram-se três fases principais de construção do grande vulcão escudo da Madeira que se traduzem numa estratigrafia composta por três complexos vulcânicos principais:

O Complexo Vulcânico Inferior (CVI), com mais de 5,57 Ma, formou-se na época do Miocénico, e é composto da base para o topo por duas unidades vulcano-estratigráficas. Ambas as unidades, que corresponderão ao final da fase imersa do edifício vulcânico, foram atuadas por importantes movimentos verticais positivos (de soerguimento ou uplift), de origem ainda mal conhecida.

1. Unidade do Porto da Cruz (CVI 1): relacionada com o final da fase submarina do vulcão escudo, é constituída por rochas muito alteradas, de possível origem hidromagmática (hialoclastitos, brechas hialoclastíficas e derrames lávicos submarinos), cortadas por uma rede densa de filões;
2. Unidade dos Lameiros (CVI 2): constituída por uma sequência de sedimentos carbonatados marinhos de baixa profundidade que assenta em inconformidade sobre CVI1.

O Complexo Vulcânico Intermédio (CVM), corresponde à segunda grande fase de atividade vulcânica edificante, já em situação emersa, compreende períodos de atividade entre os 5,57 Ma e os 1,8 Ma, aproximadamente. As lavas provenientes destas erupções originaram raros basaltos e basanitos, estruturando três unidades estratigráficas seguintes (da base para o topo):

1. Unidade da Encumeada (CVM 1): primeira etapa de construção do vulcão escudo em ambiente subaéreo, caracterizada por erupções de estilo estromboliano e vulcaniano em cones ou sistemas fissurais situados ao longo de uma zona de rift de direção E-W, abrangendo os atuais sectores central e oriental, respetivamente, Maciço Central e Ponta de S. Lourenço;
2. Unidade da Penha d'Águia (CVM 2): segunda etapa de atividade vulcânica em ambiente subaéreo, caracterizada por um elevado número de erupções (de estilo estromboliano e havaiano) com emissão de grandes volumes de lava a partir de centros eruptivos localizados fundamentalmente na região do Maciço Central, contribuindo assim para um aumento significativo do volume insular imerso;
3. Unidade do Curral das Freiras (CVM 3): terceira etapa de atividade eruptiva em ambiente subaéreo, caracterizada por vulcanismo de estilo essencialmente havaiano (ou estromboliano) em bocas fissurais situadas provavelmente na região do Paul da Serra; durante este período inicia-se a fase de crescimento da ilha no sector oeste.

O Complexo Vulcânico Superior (CVS) reúne as manifestações eruptivas mais recentes da ilha da Madeira, enquadra-se cronologicamente entre os 1,8 Ma e os 7000 anos, e relaciona-se diretamente com a geomorfologia atual da ilha. As lavas expelidas são alcalinas, originando basaltos e basanitos, tendo também ocorrido rochas intermédias do tipo mugearito e pedra-pomes traquítica. Este complexo divide-se nas duas unidades seguintes:

1. Unidade dos Lombos (CVS 1): etapa de revestimento vulcânico insular em posição morfológica culminante e, nalguns casos, preenchimento de vales relacionados com a morfologia atual.
2. Unidade do Funchal (CVS 2): etapa de vulcanismo pós-erosão, isto é, contemporâneo da morfologia atual.

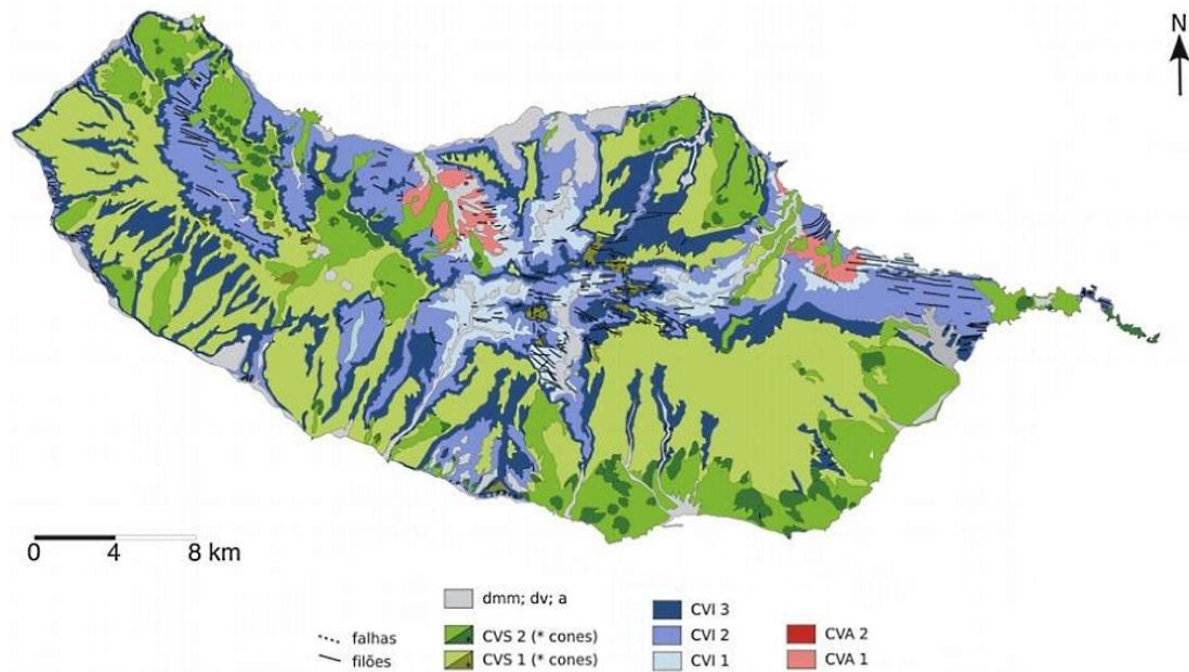


Figura 92 – Complexos Vulcânicos segundo Brum da Silveira et al. (2010)

ANEXO A.2

- RQD – Rock Quality Designation (Deere et al., 1967)

O sistema de classificação RQD, concebido por (Deere, et al., 1967), foi concebido de maneira a fornecer um método de quantitativo de estimativa de qualidade do maciço rochoso a partir dos testemunhos de sondagens realizadas com recuperação contínua de amostra. O RQD define-se como a percentagem de troços intactos com comprimento maior que 100mm na total extensão da peça extraída. As sondagens devem ser realizadas com furos de diâmetro superior a 55 mm, cuidadosamente utilizando amostradores de tubagem dupla. A Figure 93 sumariza os processos para a correta medição dos troços e cálculo do RQD.

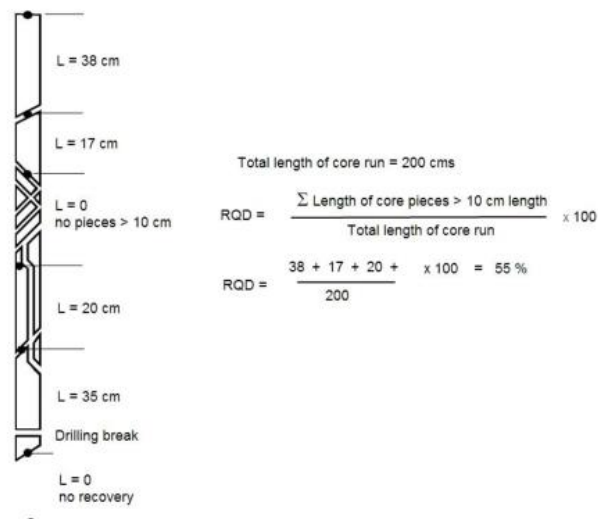


Figura 93 – Procedimento de medição e cálculo do RQD

Segundo Palmström (1982), quando não há amostragens, mas que ainda se consigam identificar os traços das discontinuidades, em afloramentos rochosos ou em escavações, é possível estimar o valor do RQD utilizando seguinte relação, proposta pelo mesmo autor para rochas sem presença de argila:

$$RQD = 115 - 3,3 \cdot J_v \quad (20)$$

em que o índice volumétrico J_v representa o somatório do número de discontinuidades por unidade de comprimento, para o conjunto das famílias. O RQD é um parâmetro que depende da direção da amostragem e o seu valor pode-se alterar significativamente dependendo da direção do furo. O uso do índice volumétrico pode revelar-se benéfico na redução desta dependência direcional.

O RQD é representativo da qualidade do maciço rochoso in situ. As sondagens devem ser realizadas com precaução para prevenir o aparecimento de novas fraturas na amostra ou que pelo menos sejam identificáveis para que possam ser desprezadas no momento de determinação do valor do RQD.

O sistema de classificação RQD é útil mas no entanto limitado, pelo que por si só, não é suficiente para uma classificação precisa dos maciços rochosos. É também relevante mencionar que o RQD serve de componente base para os sistemas de classificação RMR e Q em seguida descritas.

- RMR – Rock Mass Rating (Bieniawski, 1976)

Publicado por Bieniawski (1976), foi proposto este sistema de classificação tendo como base uma vasta experiência obtida em várias obras subterrâneas. É um sistema que tem sido refinado e alterado ao longo dos anos, e que a maior parte dos parâmetros foram reconsiderados em relação ao peso que cada um acarreta. O somatório destes parâmetros constitui um índice, designado de RMR que pode ser correspondido a uma de cinco classes de qualidade de maciços. Para classificar um maciço rochoso utilizando o sistema RMR é necessário ter em conta seis parâmetros.

1. Resistência à compressão uniaxial da rocha intata;
2. RQD (“Rock Quality Designation”), relativo à qualidade de perfuração;
3. Espaçamento das descontinuidades;
4. Condição das descontinuidades;
5. Condições hidrogeológicas;
6. Orientação das descontinuidades.

Normalmente, o maciço deve ser separado em zonas estruturais distintas para que possam ser classificadas separadamente. Estas zonas estruturais são limitadas geralmente por falhas, mudanças do tipo de rocha, alterações profundas no espaçamento de descontinuidades ou nas características da rocha. O sistema RMR é apresentado da maneira representada na Figura 94, expondo os intervalos de valores possíveis para cada um dos seis parâmetros anteriormente descritos.

Anexos

1	Resistência do material rochoso intacto	Índice Point Load	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	Para valores de ordem de grandeza inferiores a 2 MPa só se deve correlacionar com a resistência à compressão uniaxial		
		Resist. compressão uniaxial	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1 MPa
		Valor	15	12	7	4	2	1	0
2	Rock Quality Designation (RQD)		100% - 90%	90% - 75%	75% - 50%	50% - 25%	<25%		
	Valor		20	17	13	8	3		
3	Espaçamento das descontinuidades (F - SIMR)		>2m (F ₁)	0,6 - 2m (F ₂)	200 - 600mm (F ₃)	60 - 200mm (F ₄)	<60mm (F ₅)		
	Valor		20	15	10	8	5		
4	Características das descontinuidades (ver Quadro C - abaixo -)		paredes rugosas; descontinuas; fechadas; paredes sem alteração	paredes ligeiramente rugosas; abertura <1mm; paredes ligeiramente alteradas	paredes ligeiramente rugosas; abertura <1mm; paredes muito alteradas	paredes lisas ou preenchimento argiloso <5mm; contínuas; abertura 1-5mm	paredes lisas ou preenchimento argiloso >5mm; contínuas; abertura >5mm		
	Valor		30	25	20	10	0		
5	Água subterrânea	Fluxo por 10m de túnel (l/m)	nulo	<10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		Pressão hidráulica diaclases / Tensão principal	0	< 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
		Condições gerais	seco	húmido	saturado	gotejante	escorrência		
		Valor	15	10	7	4	0		

Quadro A - efeito da direção e inclinação das descontinuidades

6	Direção perpendicular ao eixo do Túnel				Direção paralela ao eixo do Túnel		Independente da direção
	A favor da escavação		Contra a escavação		45°-90°	20°-45°	
	45° - 90°	20° - 45°	45° - 90°	20° - 45°			0° - 20°
	Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável	Razoável	Razoável

Quadro B - índice de ajuste relativo à orientação das descontinuidades

Direção e inclinação	Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
Valor	0	-2	-5	-10	-12

Quadro C - classificação das características das descontinuidades

Comprimento da descontinuidade (persistência)	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20m
	6	4	2	1	0
Separação (abertura)	fechada	< 0,1 mm	0,1 - 1,0 mm	1 - 5 mm	> 5mm
		6	5	4	1
Rugosidade	muito rugosa	rugosa	ligeira/ rugosa	lisa	espelhada
		6	5	3	1
Enchimento	nenhum	< 5mm, duro	> 5mm, duro	< 5mm, mole	> 5mm, mole
		6	4	2	2
Alteração	não alterada	ligeira	moderada	muito alterada	decomposta
		6	5	3	1

Quadro D - Classe do maciço rochoso

RMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	<21
Classe	I	II	III	IV	V
Descrição	Muito bom	Bom	Razoável	Fraco	Muito Fraco
Capacidade de autoprotância média	20 anos para 15m de vão	1 ano para 10m de vão	1 semana para 5m de vão	10 horas para 2,5m de vão	30 min para 1m de vão
Coesão (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	<100
Ângulo de atrito	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	<15

Figura 94 – Sistema de classificação RMR

O sexto parâmetro, relativo à orientação das descontinuidades, traduz-se num fator que constitui uma correção do somatório total dos parâmetros. A direção das descontinuidades deste fator são caracterizadas por serem favoráveis ou não à escavação (Figura 95).



Figura 95 – Orientação dos planos de descontinuidade

Após a correção do valor do RMR, podemos inserir o maciço numa das 5 classes que o classificam qualitativamente, tendo em conta que quanto maior é este índice, maior será a qualidade do maciço. Baseando-se nestas 5 classes é possível a associação a valores de utilidade na caracterização do maciço rochoso, como o RMR, coesão, ângulo de atrito, requisitos de suporte e escavação, o vão máximo e o tempo de autosustentação. A Figure 96 sumariza algumas das relações e recomendações que se retiram do sistema RMR (Bieniawski, 1989):

Classe	I	II	III	IV	V
Descrição da qualidade	Muito boa	Boa	Razoável	Má	Muito má
RMR	100-90	90-70	70-50	50-25	<25
Coesão do maciço rochoso	>300 KPa	300-200 KPa	200-150 KPa	150-100 KPa	<100 KPa
Ângulo de atrito do maciço	>45°	45°-40°	40°-35°	35°-30°	<30°
Período da estabilidade sem revestimento	10 anos para um vão de 4 m	6 meses para um vão de 4 m	1 semana para um vão de 3 m	5 horas para um vão de 1,5 m	10 minutos para um vão de 0,5 m
Tipos de revestimento (vãos de 5 a 15 m e escavações com explosivos)	Ancoragens	Ancoragens espaçadas 1,0 a 2 m mais malha metálica em certas zonas do tecto	Ancoragens espaçadas 1,0 a 1,5 m aplicadas com rede metálica mais betão projectado com 3 cm de espessura no tecto quando necessário	Ancoragens espaçadas 0,5-1m sobre rede metálica mais 3 a 5 cm de betão projectado no tecto e paredes	Não se recomenda só pregagens
	Betão projectado	Betão projectado com 5 cm de espessura apenas no coroamento	Betão projectado com 10 cm de espessura no tecto e 5cm nas paredes mais malha metálica em certas zonas e ancoragens sempre que necessário	Betão projectado com 15 cm de espessura no tecto e 10 cm nas paredes mais rede metálica e ancoragens afastadas 1,5 a 3 m	Betão projectado com 20 cm de espessura no tecto e 15 cm nas paredes sobre rede metálica mais pregagens e cimbres metálicos ligeiros
	Cimbres	Em geral não é económico	Cimbres ligeiros afastados 1,5 a 2m	Cimbres médios espaçados 0,7 a 1,5 m mais 5 cm de betão projectado no tecto e paredes	Cimbres resistentes espaçados 0,7 m Betão projectado com 8 cm de espessura a aplicar logo após o desmonte a fogo

Figura 96 – Classes de maciços - RMR



Figura 97 – Relação entre vão livre, período de estabilidade sem revestimento e índice RMR

A partir desta classificação, Bieniawski ainda propôs uma relação numérica com base no método dos mínimos quadrados em uma tentativa de relacionar o módulo de deformabilidade com o índice RMR, para valores de $RMR > 50$, a partir de uma expressão que mais tarde foi simplificada da seguinte maneira: (Bieniawski, 1978)

$$E_M = 2 \cdot RMR - 100 \quad (21)$$

E mais tarde por (Serafim, et al., 1983) para valores de $RMR < 85$:

$$E_M = 10^{(RMR-10)/40} \quad (22)$$

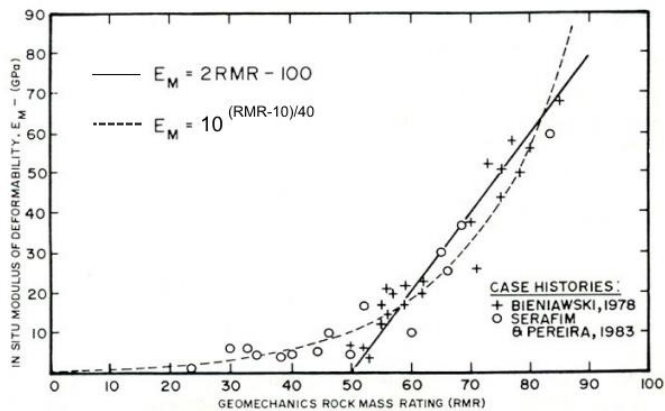


Figura 98 – Relação índice RMR e Módulo de Deformabilidade E_m

- Q – Rock Tunneling Quality Index (Barton et al, 1974)

O sistema de (Barton, et al., 1974) baseia-se na observação e na experiência obtida em vários casos de obras subterrâneas e como tal, propõe este sistema para determinação de características do maciço rochoso e correspondente sustimento primário adequado. O valor do índice Q varia numa escala logarítmica de 0,001 a 1000 e é definido pela seguinte expressão:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (23)$$

- RQD (“Rock Quality Designation”) é o índice de qualidade da rocha;
- J_n é o número de famílias de fraturas;
- J_r traduz o nível de rugosidade das fraturas;
- J_a traduz o nível de alteração das paredes das fraturas;
- J_w é o caudal;
- SRF é um fator relacionado com o estado de tensão (“Stress Reduction Factor”),

A primeira parcela da expressão representa a estrutura do maciço rochoso, é uma medição grosseira da dimensão dos blocos ou tamanho das partículas, que poderá variar entre 0,5 e os 200cm sendo estes valores extremos dessa parcela.

No entanto tratam-se apenas de aproximações pelo que poderão haver blocos de maiores dimensões e igualmente mais finos. A segunda parcela traduz-se nas características de atrito e de rugosidade das discontinuidades e ou do seu enchimento. Esta parcela é crescente com o aumento das rugosidades e com grau de alteração reduzido. É expetável que essas superfícies estejam no máximo da resistência ao corte, e que sejam favoráveis à estabilidade.

A terceira e última parcela da expressão é um fator empírico composto por dois parâmetros de tensão que exprime o estado de tensão ativo. Nas Figuras 99 e 100 é possível consultar os vários parâmetros condicionantes da classificação de Barton e os seus valores possíveis:

Anexos

FACTOR ESR - Excavation Support Ratio		ESR	
A. Aberturas mineiras temporárias		ca.3-5	
B. Poços de minas			
1. com secção circular		ca.2,5	
2. com secção quadrada ou rectangular		ca.2,0	
C. Aberturas mineiras permanentes; túneis hidráulicos para centrais hidroeléctricas (excluindo comportas de alta pressão); túneis piloto, galerias para grandes escavações, etc.....		1,6	
D. Câmaras de armazenamento, estações de tratamento de água, estradas menores e túneis ferroviários (cavernas hemisféricas)		1,3	
E. Estações eléctricas, túneis maiores para estradas e ferrovias, câmaras de protecção civil, etc.....		1	
F. Estações nucleares subterráneas, estações ferroviárias, fabricas, etc.....		ca.0,8	
FACTOR DE RUGOSIDADE DAS DESCONTINUIDADES		Jr	
(a) Contacto entre as paredes da descontinuidade e			
(b) Contacto entre as paredes da descontinuidade com deslocamento relativo < 10 cm			
A. Juntas descontinuas		4	
B. Rugosas ou irregulares, ondulantes		3	
C. Pouco rugosas, ondulantes		2	
D. Polidas, ondulantes		1,5	
E. Rugosas ou irregulares, planas		1,5	
F. Pouco rugosas, planas		1,0	
G. Polidas, planas		0,5	
(c) Falta de contacto entre as paredes da descontinuidade, após deslocamento relativo			
H. Zona com minerais argilosos suficientemente espessa para impedir contacto entre as paredes da descontinuidade		1,0	
I. Zona com areia, cascalho ou material fragmentado, suficientemente espessa para impedir o contacto entre as paredes das descontinuidades		1,0	
OBS.			
(1) As descrições referem-se a características de pequena escala e escala intermédia, por essa ordem; (A a G);			
(2) Acrescentar 1,0 se o espaçamento médio da família da descontinuidade em causa for superior a 3 m;			
(3) Jr = 0,5 pode utilizar-se para descontinuidades planas e polidas, com fissões, desde que estas estejam orientadas para resistência mínima.			
FACTOR DE Nº DE DESCONTINUIDADE		Jn	
A. Rocha maciça ou com apenas algumas fracturas dispersas		0,5 - 1,0	
B. Uma família de descontinuidades		2	
C. Uma família de descontinuidades mais algumas fracturas dispersas		3	
D. Duas famílias de descontinuidades		4	
E. Duas famílias de descontinuidades mais algumas fracturas dispersas		6	
F. Três famílias de descontinuidades		9	
G. Três famílias de descontinuidades mais algumas fracturas dispersas		12	
H. Quatro ou mais famílias de descontinuidades dispersas, muito próximas,		15	
I. Rocha decomposta, com comportamento de solo.....		20	
OBS. (1) No caso de intersecções de fracturas usar 3xJn; (2) No caso dos enboquiamentos usar 2xJn			
FACTOR DE ALTERAÇÃO DA DESCONTINUIDADE		Ja	φr
(a) Contacto entre as paredes das descontinuidades			
A. Paredes duras, compactas, preenclimentos impermeáveis (quartzo ou epidoto) ...	0,75		(-)
B. Paredes sem alteração, somente ligeira coloração	1		25-35°
C. Paredes ligeiramente alteradas, com partículas arenosas e de rochas desintegradas sem argila	2		25-30°
D. Paredes com películas siltosas ou areno-argilosas e pequena quantidade de argila	3		20-25°
E. Paredes com películas de materiais moles ou de pequeno ângulo de atrito (caolite ou mica). Também clorite, talco, gesso, grafite, e pequenas quantidades de argilas expansivas	4		8-16°
(b) Contacto entre as paredes das descontinuidades com deslocamento relativo < 10 cm			
F. Paredes com partículas de areia, rocha desintegrada sem argila	4		25-30°
G. Fracturas com preenclimento argiloso muito sobreconsolidado (contínuo, espessura < 5mm)	6		16-24°
H. Fracturas com preenclimento argiloso com média a baixa sobreconsolidação (contínuo, espessura < 5 mm)	8		12-16°
A. Fracturas com preenclimento argiloso expansivo, por exemplo, montmorilonite (contínuo, espessura < 5mm). O valor de Ja depende da percentagem de argila expansiva, do acesso à água, etc.....	8-12		6-12°
(c) Não há contacto entre as paredes das descontinuidades, com deslocamento relativo			
K,L,M. Zonas ou faixas com rocha desintegrada ou fracturada e argila (ver G, H, J para condições do material argiloso)	6, 8 ou 8-12		6-24°
N. Zonas ou faixas siltosas ou areno-argilosas com pequenas quantidades de argila	5		(-)
O, P, R. Zonas ou faixas espessas e contínuas de argila (ver G, H, J para condições do material argiloso)	10, 13 ou 13-20		6-24°

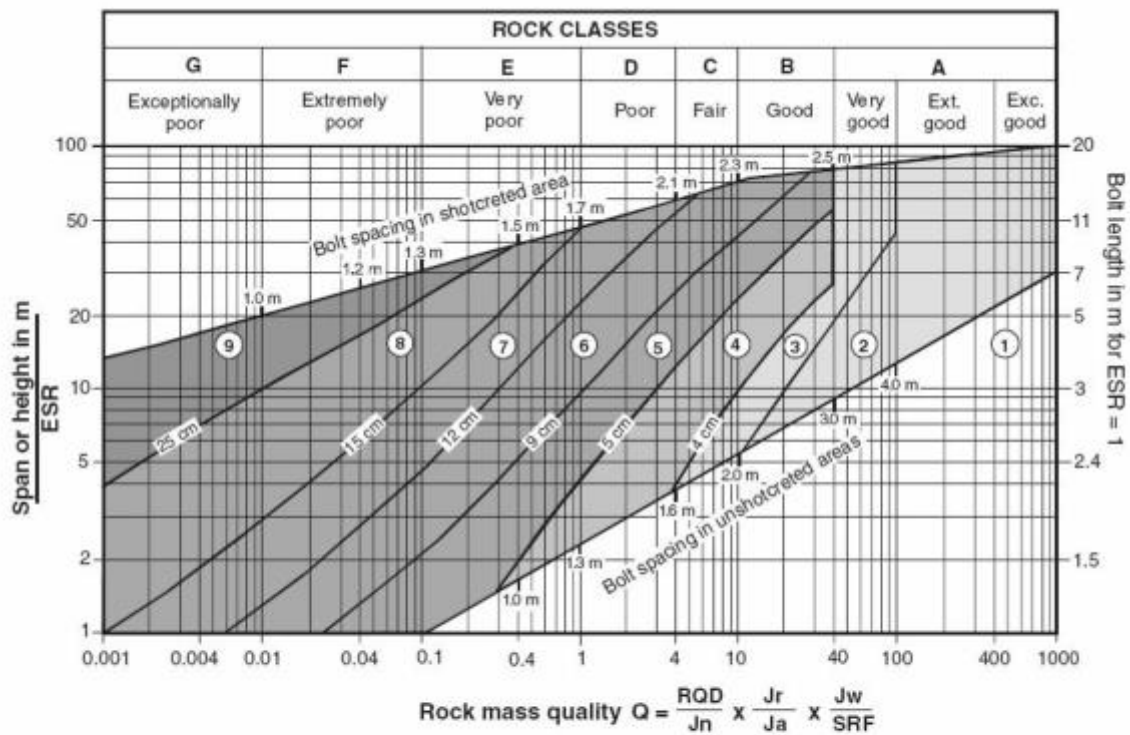
Figura 99 – Classificação individual de cada parâmetro do sistema Q (a)

FACTOR DE REDUÇÃO HIDRÁULICA	Jw	P _w (MPa)
A. Escavações a seco, ou mínimas aflúncias de água, isto é, < 5 l/min, localmente	1	<0,1
B. Aflúncias ou pressões médias, lavagem dos preenchimentos, ocasionalmente ..	0,66	0,1-0,25
C. Aflúncias elevadas ou pressões elevadas em rocha competente com fracturas sem preenchimentos	0,5	0,25-1
D. Aflúncias elevadas ou pressões elevadas com lavagens consideráveis dos preenchimentos	0,33	0,25-1
E. Aflúncias excepcionalmente elevadas ou pressões de água "explosivas", decaindo com o tempo	0,2-0,1	>1
F. Aflúncias excepcionalmente elevadas ou pressões de água "explosivas", contínuas sem diminuição com o tempo	0,1-0,05	>1
OBS. (1) Os valores de C e F são estimativas grosseiras. Se forem instaladas medidas de drenagem, aumentar Jw; (2) Não foram considerados problemas específicos causados pela formação de gelo.		
FACTOR SFR (Stress Reduction Factor)	SFR	
(a) Zonas fracas intersectadas pela escavação que poderão causar perda de maciço rochoso quando o túnel for escavado		
A. Ocorrência de múltiplas zonas fracas, contendo argila ou rocha decomposta (quimicamente); rocha envolvente muito solta (qualquer profundidade)	10	
B. Zona fraca única contendo argila ou rocha decomposta quimicamente (profundidade de escavação ≤50m)	5	
C. Zona fraca única contendo argila ou rocha decomposta quimicamente (profundidade de escavação >50m)	2,5	
D. Zonas de corte múltiplo em rocha competente (sem argila), rocha envolvente solta (qualquer profundidade)	7,5	
E. Zona de corte única em rocha competente e sem argila (profundidade de escavação ≤ 50 m)	5	
F. Zona de corte única em rocha competente e sem argila (profundidade de escavação > 50 m)	2,5	
G. Fracturas abertas, muito próximas, tipo "cubo de açúcar" (qualquer profundidade)	5	
(b) Rocha competente, problemas de tensão		
H. Baixa tensão; próximo da superfície ($\sigma_2/\sigma_1 > 200$ e $\sigma_2/\sigma_1 > 13$)	2,5	
I. Tensão média ($10 < \sigma_2/\sigma_1 < 200$; $0,66 < \sigma_2/\sigma_1 < 13$)	1	
J. Tensão elevada, estrutura muito compacta, usualmente favorável à estabilidade, poderá ser desfavorável à estabilidade das paredes ($5 < \sigma_2/\sigma_1 < 10$; $0,33 < \sigma_2/\sigma_1 < 0,33$)	0,5-2	
K. "Golpe de terreno" suave ($2,5 < \sigma_2/\sigma_1 < 5$; $0,16 < \sigma_2/\sigma_1 < 0,33$)	5-10	
L. "Golpe de terreno" ($\sigma_2/\sigma_1 < 2,5$ e $\sigma_2/\sigma_1 < 0,16$)	10-20	
(c) Rocha compressível; fluência plástica de rocha branda sob influência de elevada pressão rochosa		
M. Pressão rochosa média de compressibilidade	5-10	
N. Pressão rochosa elevada de compressibilidade	10-20	
(d) Rocha expansiva, dependente da presença de água		
O. Pressão rochosa média de expansibilidade	5-10	
P. Pressão rochosa elevada de expansibilidade	10-15	
OBS. (1) De A a G, reduzir os valores de SRF em 50% se as zonas de corte só influenciarem mas não intersectarem a escavação. (2) De H a L, para um campo de tensões <i>in situ</i> fortemente anisotrópico (caso medido); quando $5 < \sigma_2/\sigma_1 \leq 10$, reduzir σ_2 e σ_1 para 0,8 σ_2 e 0,8 σ_1 . Quando $\sigma_1/\sigma_2 > 10$, reduzir σ_2 e σ_1 para 0,6 σ_2 e 0,6 σ_1 , onde σ_2 corresponde à tensão de compressão não confinada e σ_1 à resistência à tracção (Point Load) e σ_1 e σ_2 as tensões principais máxima e mínima. (3) Existem poucos casos disponíveis, onde a profundidade do tecto abaixo da superfície é menor do que a largura do vão. Nestes casos, sugere-se que SRF seja aumentado de 2,5 para 5 (ver H).		

Figura 100 – Classificação individual de cada parâmetro do sistema Q (b)

Sem dúvida que outros fatores de correção poderiam ser adicionados de maneira a melhorar a exatidão do sistema de classificação, como por exemplo um fator de orientação de descontinuidades. Os parâmetros J_n , J_r e J_a têm uma importância superior à orientação de descontinuidade, pois o sistema de classificação foi concebido de uma maneira geral e simplista de aplicação ao mais variado tipo de maciço verificado, e por isso não necessita de tais correções.

Após a determinação no valor do índice Q, tal como no sistema RMR procuram-se obter recomendações para a aplicação de um sistema de suporte, e para tal (Grimstad, et al., 1993) propuseram o seguinte ábaco, reproduzido por (Palmström, et al., 2006), em que a dimensão equivalente, De , é igual ao quociente do vão, diâmetro ou altura de escavação pelo valor de ESR (“Excavation Support Ratio”) que determina a tipologia da escavação e a segurança que lhe é exigida.



REINFORCEMENT CATEGORIES:

- | | |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> 1) Unsupported 2) Spot bolting 3) Systematic bolting 4) Systematic bolting, (and unreinforced shotcrete, 4 - 10 cm) 5) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 5 - 9 cm | <ul style="list-style-type: none"> 6) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 9 - 12 cm 7) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 12 - 15 cm 8) Fibre reinforced shotcrete, > 15 cm, reinforced ribs of shotcrete and bolting 9) Cast concrete lining |
|---|---|

Figura 101 – Relação categorias de suporte, índice Q (Palmström, A. and Broch, E. 2006)

FACTOR ESR - Excavation Support Ratio	ESR
A. Aberturas mineiras temporárias	ca.3-5
B. Poços de minas	
1. com secção circular	ca.2,5
2. com secção quadrada ou rectangular	ca.2,0
C. Aberturas mineiras permanentes; túneis hidráulicos para centrais hidroeléctricas (excluindo comportas de alta pressão); túneis piloto, galerias para grandes escavações, etc.....	1,6
D. Câmaras de armazenamento, estações de tratamento de água, estradas menores e túneis ferroviários (cavernas hemisféricas)	1,3
E. Estações eléctricas, túneis maiores para estradas e ferrovias, câmaras de protecção civil, etc.....	1
F. Estações nucleares subterrâneas, estações ferroviárias, fábricas, etc.....	ca.0.8

Figura 102 – Fator de segurança - ESR

Ainda é possível estimar o valor do módulo de deformabilidade através deste sistema utilizando a seguinte expressão (Barton, 1992):

$$E_M = 25 \cdot \log_{10} Q \quad (24)$$

E mais tarde (Barton, et al., 2002):

$$E_M = 10 \cdot Q^{\frac{1}{3}} \quad (25)$$

O sistema Q permite ainda estimar o comprimento de pregagens e ancoragens, em que B e H são a largura e altura da escavação respetivamente (Barton, et al., 1974):

Tabela 20 - Comprimento de pregagens e ancoragens (BARTON et al., 1974)

	Hasteais	Abóbada
Pregagens	$L = 2 + \frac{0,15 \cdot B}{ESR} \quad (26)$	$L = 2 + \frac{0,15 \cdot H}{ESR} \quad (27)$
Ancoragens	$L = \frac{0,40 \cdot B}{ESR} \quad (28)$	$L = \frac{0,35 \cdot H}{ESR} \quad (29)$

A pressão que se faz sentir na abóbada, sobre o suporte definitivo (Grimstad, et al., 1993):

$$P_{\text{roof}} = \frac{2 \cdot \sqrt{J_n} \cdot Q^{-\frac{1}{3}}}{3 \cdot J_r} \quad (30)$$

E a estimativa do vão máximo autossustentável (Barton, et al., 1974):

$$\text{Vão}_{\text{máx}} = 2 \cdot ESR \cdot Q^{0,4} \quad (31)$$

Existem também correlações entre os índices RMR e Q , propostas por vários autores como se pode verificar no gráfico seguinte (Figura 103) que exhibe as disparidades presentes entres os diversos autores (Castro, et al., 2010):

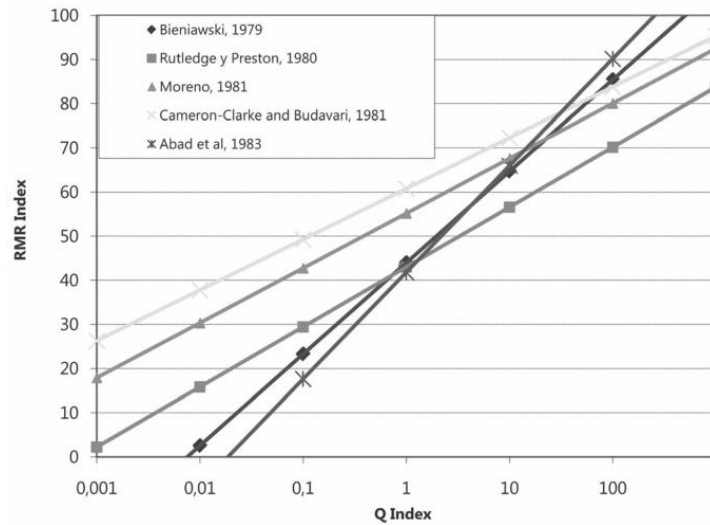


Figura 103 – Diferentes correlações entre os índices RMR e Q

- GSI – Geological Strength Index (Hoek 1994)

Complementar ao critério generalizado de Hoek e Brown, o sistema de classificação GSI (Hoek, 1994) destaca-se como sendo uma classificação qualitativa do maciço rochoso, que relaciona as propriedades da rocha intata, as condições das superfícies de fracturação e graus de liberdade que os blocos rochosos têm no escorregamento ou rotação sob diferentes estados de tensão.

De uma forma menos minuciosa, o critério generalizado de Hoek e Brown descende de experiências em rochas quebradiças e nas teorias de fratura frágil (Griffith, 1924) que deram origem ao critério de resistência de (Hoek, et al., 1980) que relaciona as tensões principais efetivas de rotura máxima (σ'_1) e mínima (σ'_3) de uma amostra de rocha intata, com a resistência à compressão simples (σ_c) e com uma constante referente à mineralogia da rocha intata (m_i). Inicialmente considerou-se satisfatório até começarem a existir dificuldades em determinar parâmetros de resistência aceitáveis para certos maciços rochosos mais complexos.

Mais tarde surgiu uma expressão atualizada e melhorada (Hoek, et al., 1995) onde é introduzida a constante referente à rocha fissurada (m_b) que deriva da constante m_i , o termo exponencial (a) foi introduzido para ajustar a curva do critério de rotura, de maneira a ter em conta as características dos maciços rochosos mais deteriorados. A constante D , designada de fator de perturbação, é adicionada de maneira a ter em conta o grau de dano infligido ao maciço e relaxação de tensões devidas aos métodos de escavação optados (explosivos). Finalmente, a constante s , já anteriormente introduzida, sofreu algumas modificações.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{ci}} + s \right)^a \quad (32)$$

Voltando à classificação GSI, a estrutura do maciço é dividida em 4 classes qualitativas, de acordo com o grau de fracturação e de perturbação presente no material rochoso, por sua vez, as condições em que se encontram as superfícies de diaclasamento, dividem-se em 5 classes qualitativas, de acordo com o grau de rugosidade, com o grau de alteração e com o preenchimento que apresentam. É tradicionalmente apresentado da seguinte forma na figura 104 (Hoek e Brown, 1994):

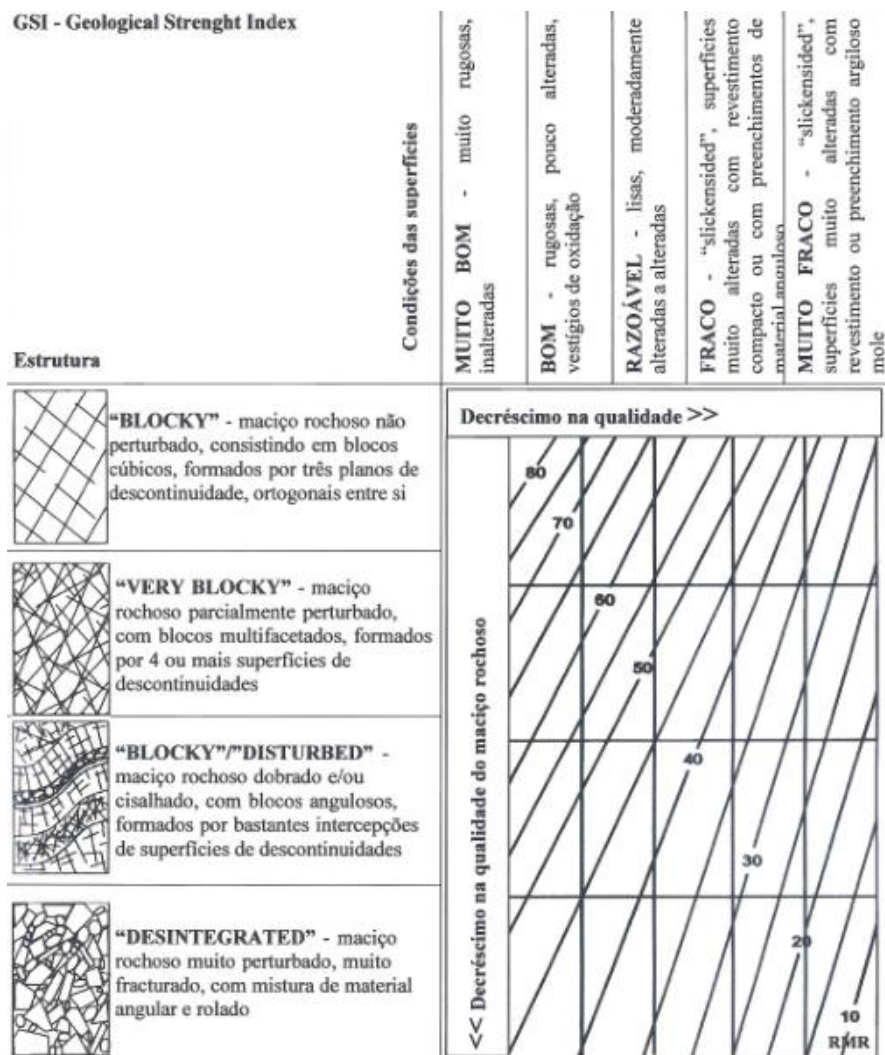


Figura 104 – Classificação GSI

Além desta, foi sugerida outra para maciços heterogéneos de depósito sedimentares que consistem em camadas finas de xistos ou margas intercalando com camadas mais grossas, tais como arenitos ou conglomerados.

Mais tarde atualizado e de utilização recomendada de maneira a incluir uma nova categoria estrutural de maciços rochosos, laminado e foliado, proposta para acomodar esse tipo de rochas na gama mais baixa de aplicabilidade do sistema GSI (Hoek, et al., 1998) (Figura 105).

**GEOLOGICAL STRENGTH INDEX (GSI)
PARA ROCHAS FRATURADAS** (Hoek & Marinos, 2000)







ESTRUTURA		CONDIÇÃO DA SUPERFÍCIE DA DESCONTINUIDADE				
		MUITO BOA superfície muito rugosa, inalterada	BOA superfície rugosa, levemente alterada, presença de manchas de óxido.	REGULAR superfícies lisas, moderadamente intemperizadas, superfícies alterada.	POBRE presença de slickensided, altamente intemperizada, fraturas preenchidas por material compacto ou fragmentos angulosos.	MUITO POBRE presença de slickensided, altamente intemperizada, fraturas preenchidas por material argiloso.
	ROCHA INTACTA OU MASSIVA - sem descontinuidades ou poucas descontinuidades com grandes espaçamentos.	90			N/A	N/A
	ROCHA FRATURADA - formação de blocos travados, não perturbado. Blocos cúbicos formados pela interseção de três sistemas de descontinuidades	80	70			
	ROCHA MUITO FRATURADA - formação de muitos blocos travados, parcialmente perturbado. Blocos angulares formados pela interseção de quatro ou mais sistemas de descontinuidades		60	50		
	ROCHA INTENSAMENTE FRATURADA/DISTURBADA - dobrado com blocos angulares formados pela interseção de muitos sistemas de fraturas. Persistência de planos de acamamento ou xistosidade.			40	30	
	DESINTEGRADO OU TRITURADO - pobremente travado, massa rochosa altamente quebrada com mistura de peças angulares e arredondadas.				20	
	LAMINADO - carência de blocos devido a um espaçamento fechado como planos de xistosidade ou planos de cisalhamento.	N/A	N/A			10

Figura 105 – Classificação GSI adaptada para maciços de piores qualidades

O sistema GSI foi estendido de maneira a acomodar o mais variável tipo de maciços rochosos, incluindo os de extremamente má qualidade compostos de massas rochosas de materiais xistosos fracos muitas vezes intercalados com rocha mais dura. Por isso a seguinte carta GSI foi concebida de maneira a acomodar esse tipo de maciços heterogêneos (Marinos, et al., 2007):

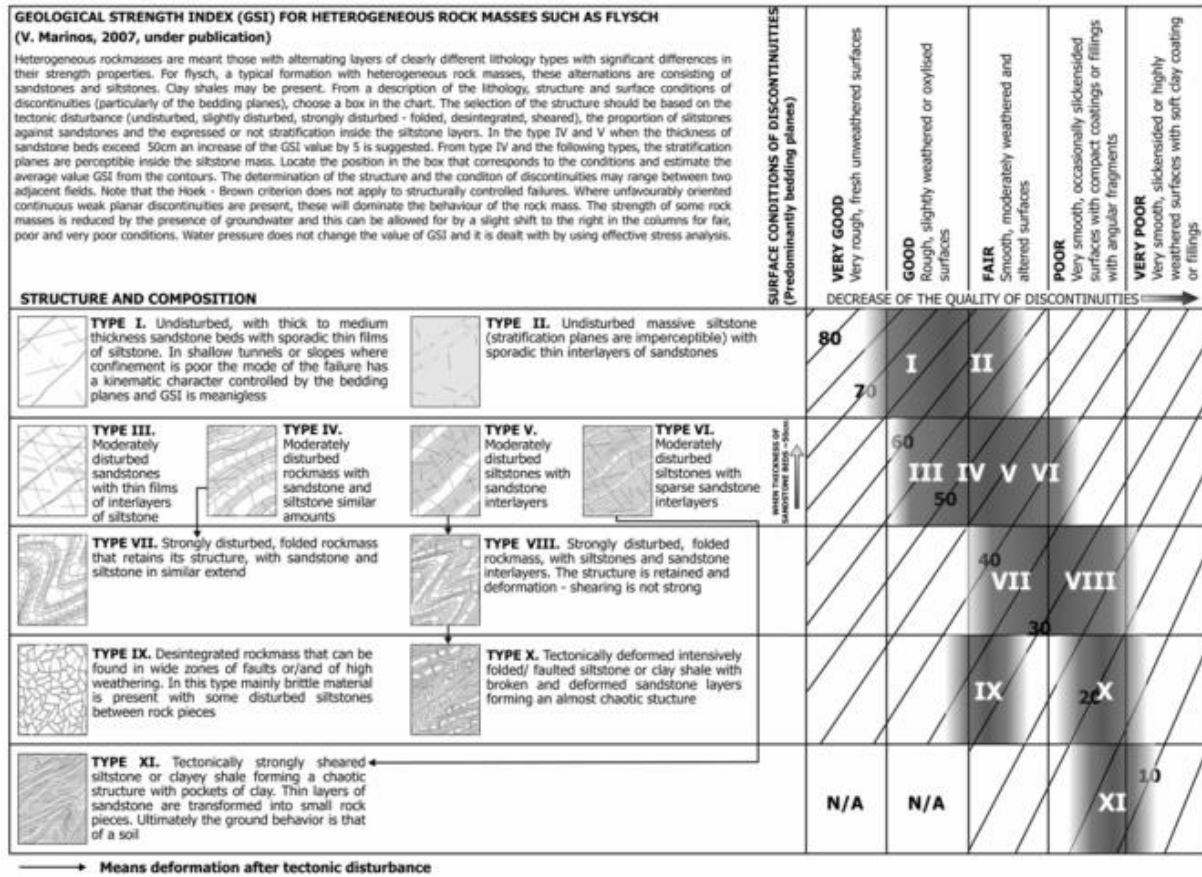


Figura 106 – Classificação GSI adaptada para maciços de heterogéneos

O seu índice é determinado com base em observações praticadas no reconhecimento de campo e nas sondagens e ensaios efetuados, que varia entre 0 e 100 dando uma estimativa da redução da resistência do maciço rochoso intato para diferentes condições geológicas. O seu índice pode ser calculado com base no valor resultante de RMR utilizando as seguintes expressões (Bieniawski, 1989) (Barton, et al., 1974):

$$GSI = RMR - 5, \quad \text{para } RMR \geq 23 \quad (33)$$

$$GSI = \ln\left(\frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a}\right) + 44, \quad \text{para } RMR < 23 \quad (34)$$

Após a determinação do valor do índice GSI procede-se ao cálculo dos parâmetros do critério de rotura de Hoek e Brown utilizando as seguintes expressões (35), (36) e (37) (Hoek, et al., 2002):

$$m_b = m_i \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14.D}\right)} \quad (35) \quad s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3.D}\right)} \quad (36) \quad a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}}\right) \quad (37)$$

Deste modo é possível determinar os parâmetros equivalentes do critério de rotura de Mohr Coloumb, angulo de atrito (38) e coesão (39):

$$\varnothing' = \sin^{-1} \left[\frac{6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{2 \cdot (1 + a) \cdot (2 + a) + 6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (38)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} \cdot [(1 + 2 \cdot a) \cdot s + (1 + a) \cdot m_b \cdot \sigma'_{3n}] \cdot (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1 + a) \cdot (2 + a) \cdot \sqrt{1 + \frac{(6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1})}{((1 + a) \cdot (2 + a))}}} \quad (39)$$

As seguintes expressões (40)(41) são sugeridas para o cálculo do valor do módulo de deformabilidade do maciço rochoso (Hoek, et al., 2002):

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad (40)$$

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad (41)$$

O módulo de deformação do maciço pode ser determinado a partir da relação (42) sugerida por (Hoek, et al., 2006) expressa pela seguinte expressão:

$$E_{rm} = E_i \cdot \left(0.02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\left(\frac{60+15.D-GSI}{11}\right)}}\right) \quad (42)$$

ANEXO A.3

A.3.1. Pk 0+672

PK0+672 (Ramo B)

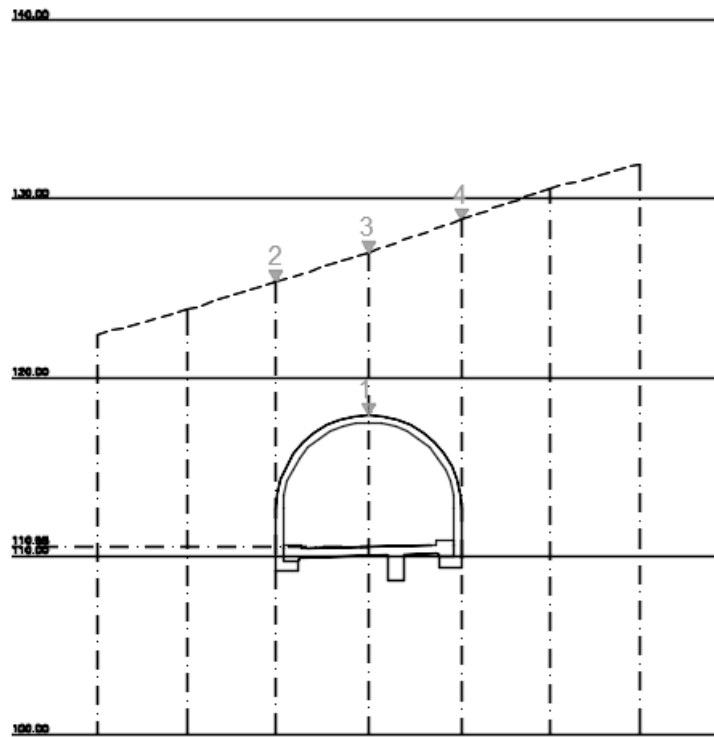


Figura 107 – Secção transversal PK 0+672 - localização provável da superfície

- Marcas Topográficas

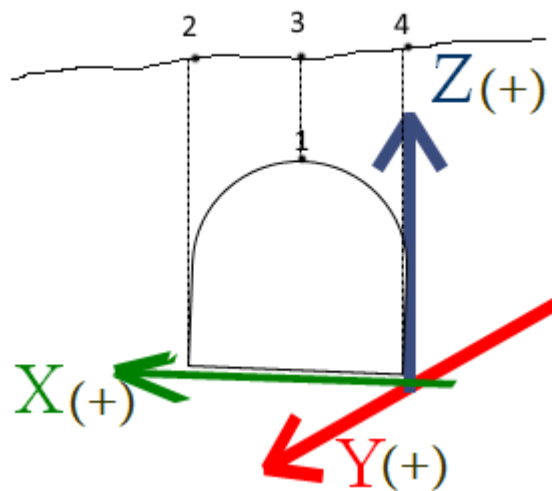
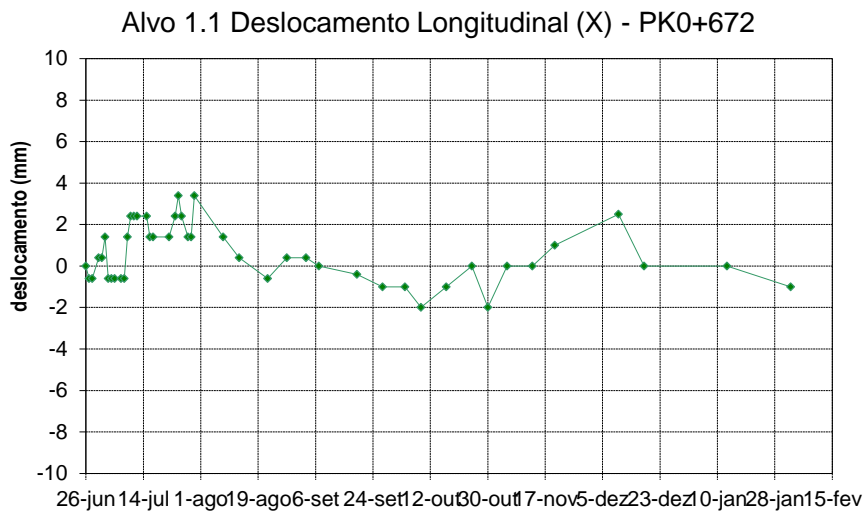


Figura 108 – Secção transversal PK 0+672 - localização dos dispositivos de instrumentação



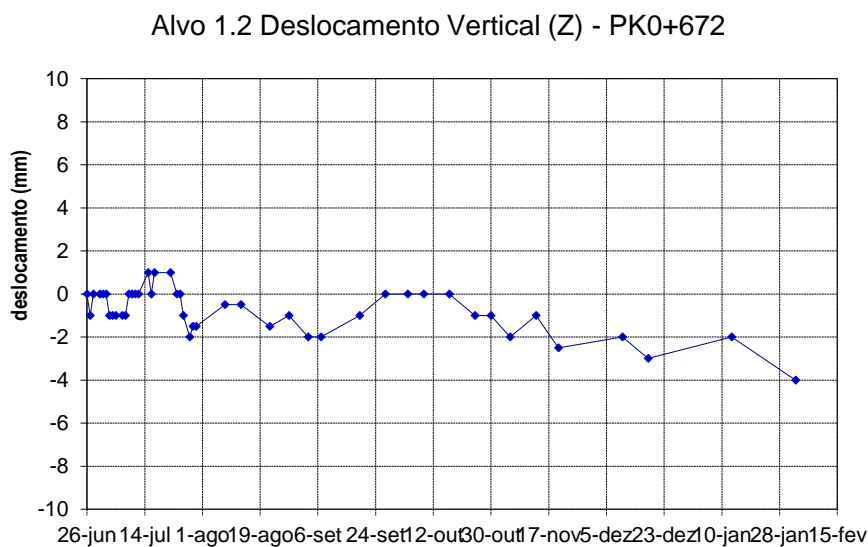
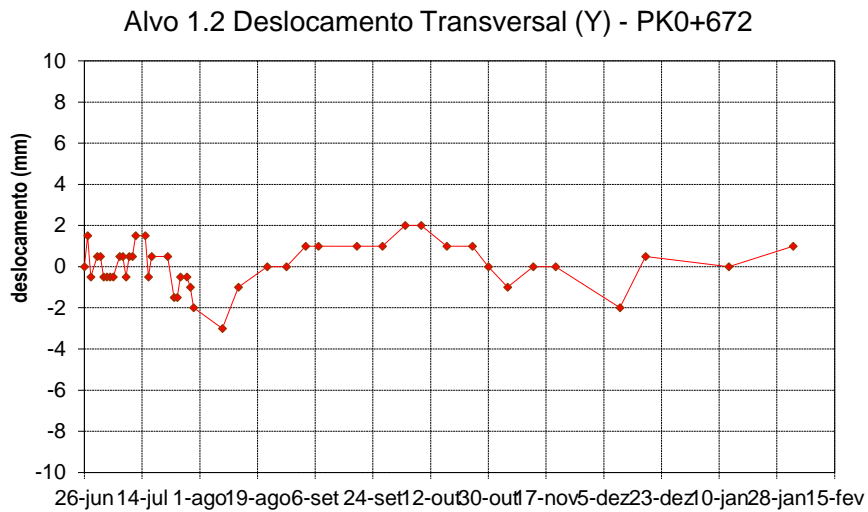
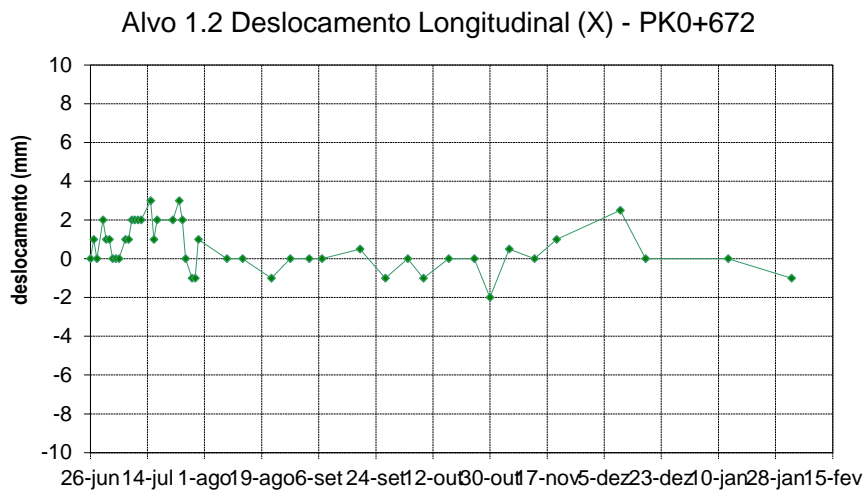


Figura 110 – Deslocamentos PK 0+672 medidos em obra (1.2)

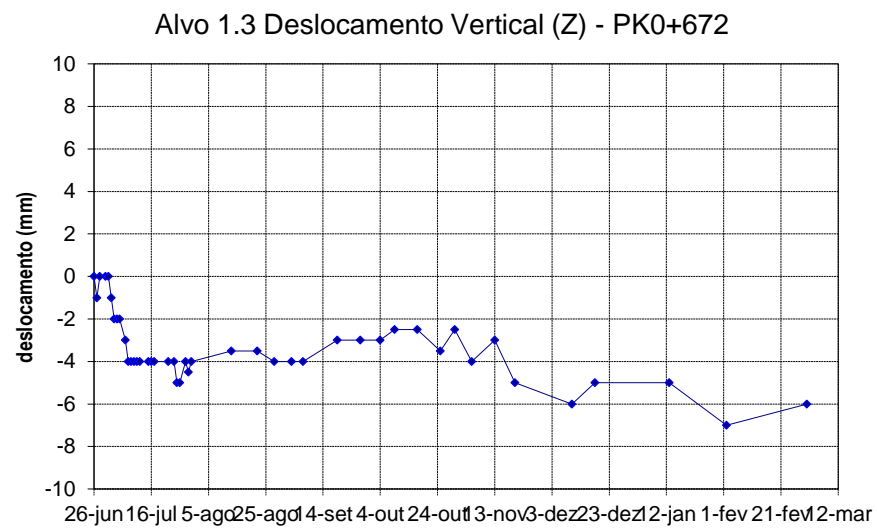
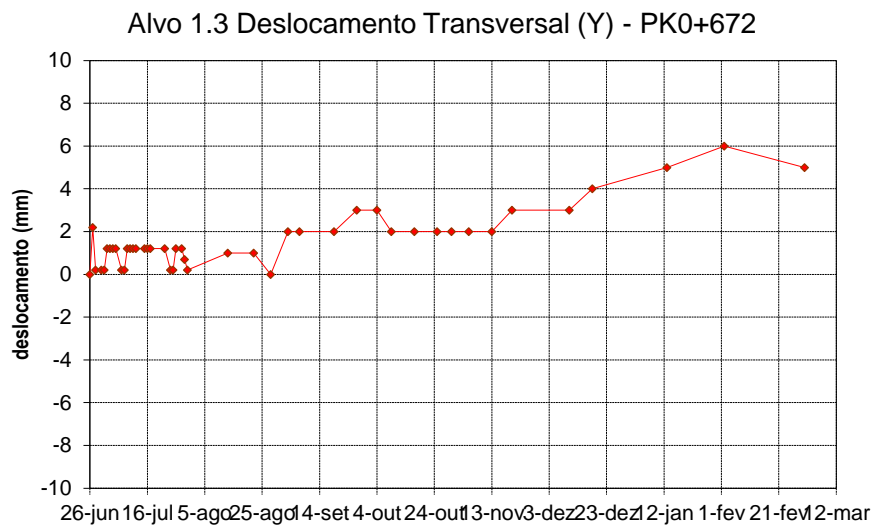
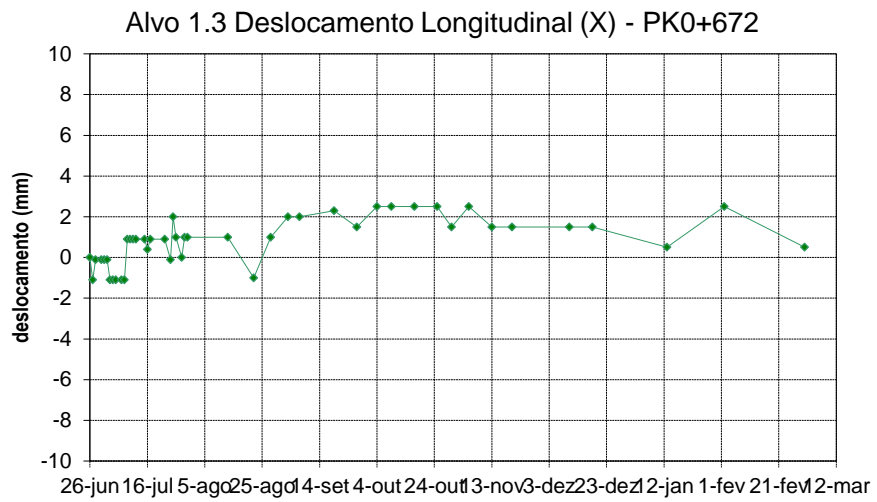
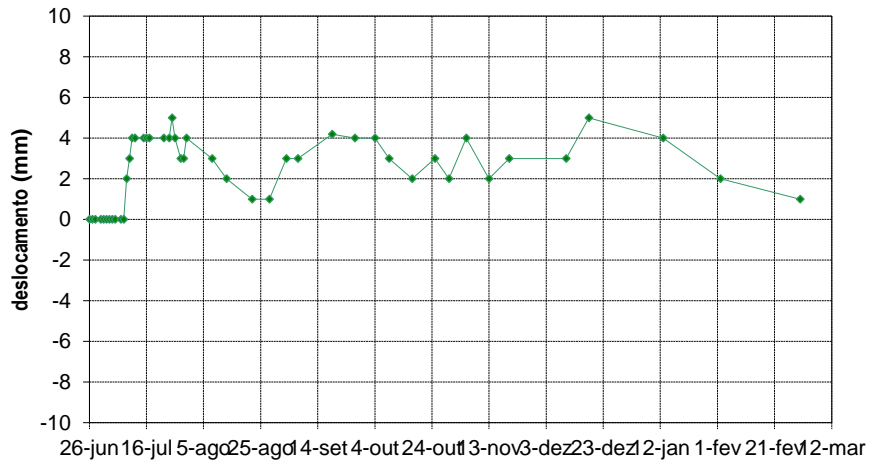
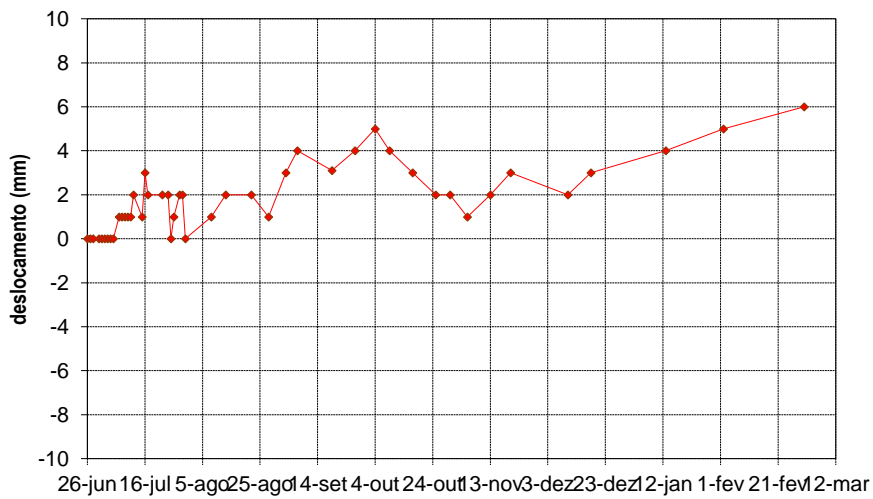


Figura 111 – Deslocamentos PK 0+672 medidos em obra (1.3)

Alvo 1.4 Deslocamento Longitudinal (X) - PK0+672



Alvo 1.4 Deslocamento Transversal (Y) - PK0+672



Alvo 1.4 Deslocamento Vertical (Z) - PK0+672

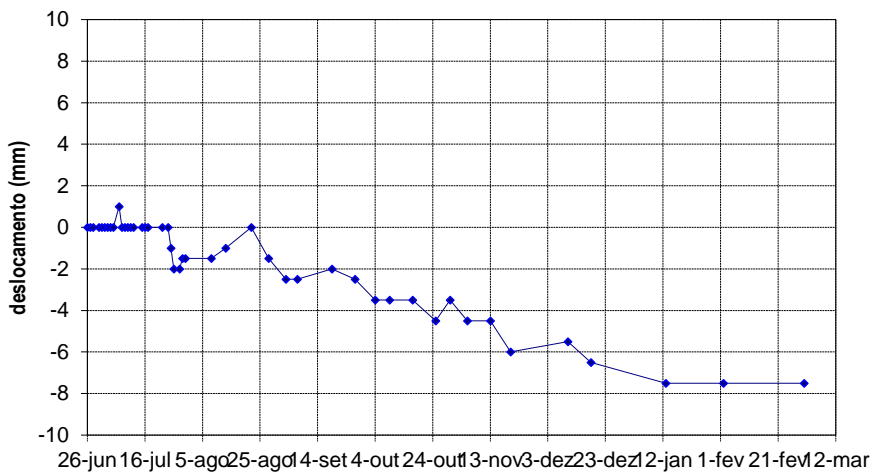


Figura 112 – Deslocamentos PK 0+672 medidos em obra (1.4)

NOTAS: A marca ao eixo (alvo 1.3) e a do hasteal direito (alvo 1.4) registaram um assentamento (Z (-)), de 6mm e 8mm respetivamente.

○ Convergências

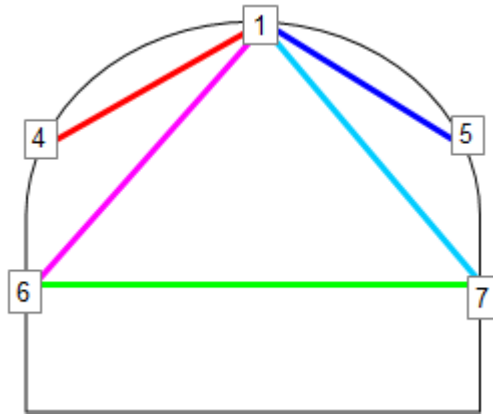


Figura 113 – Identificação das cordas de medição de convergências

Convergências

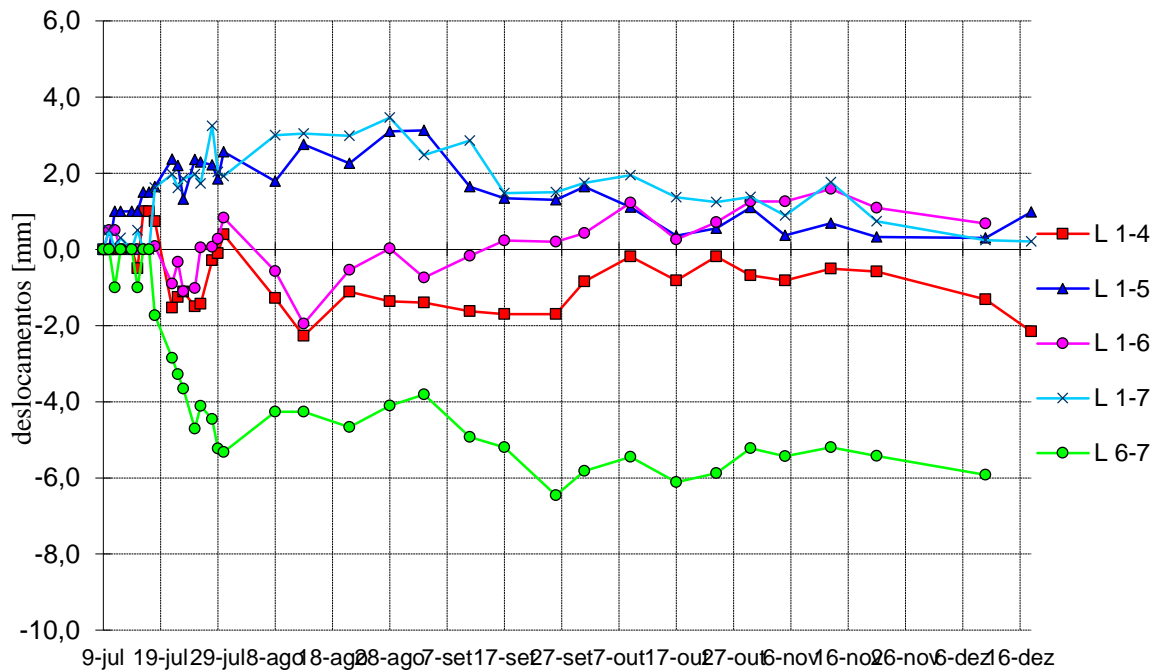


Figura 114 – Convergências PK 0+672 medidas em obra

NOTAS: Na medição desta secção de convergência, a única corda que registou ligeira deformação, foi a corda horizontal (corda 6-7), este movimento (6mm) foi de encurtamento da distância entre o alvo 6 e 7, localizados nos hasteais.

A.3.2. Pk 0+662

PK0+662 (Ramo B)

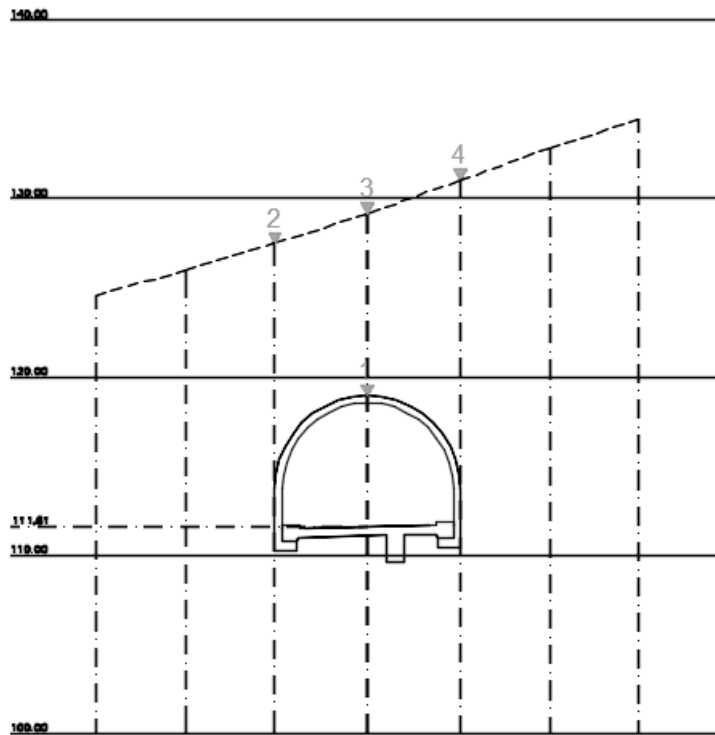


Figura 115 – Secção transversal PK 0+662 - localização provável da superfície

- Marcas Topográficas

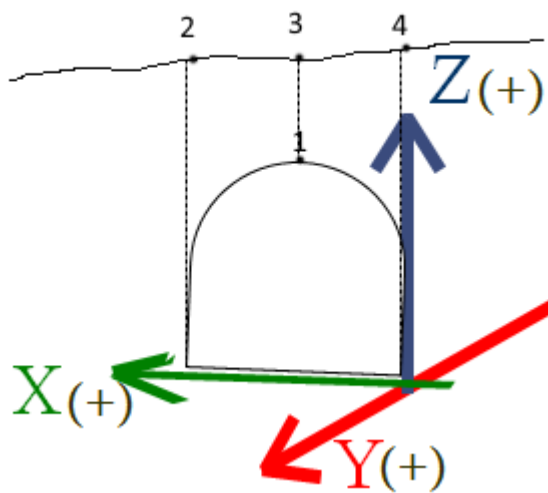
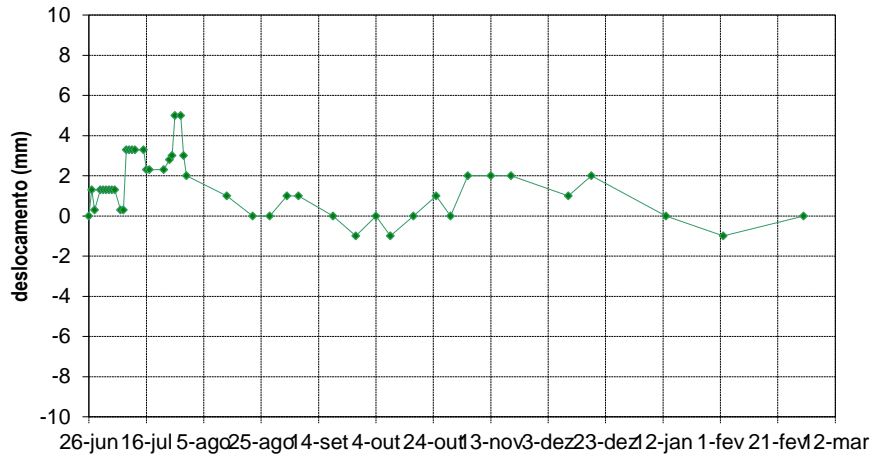
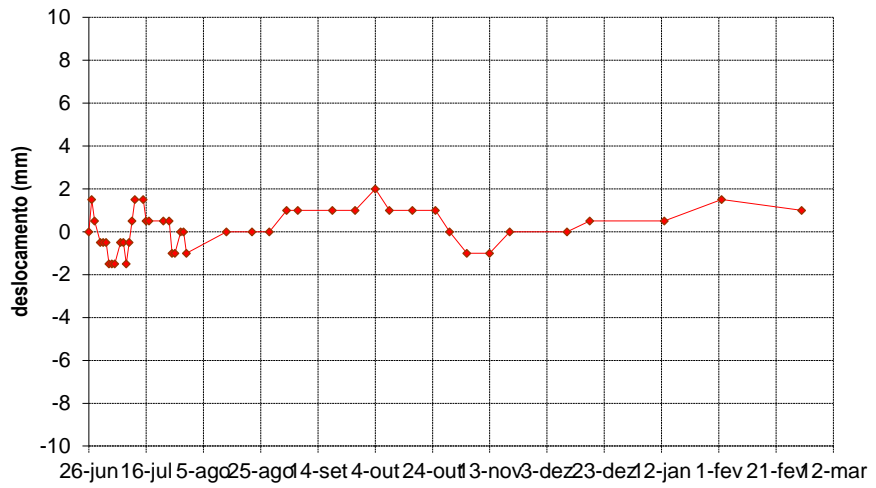


Figura 116 – Secção transversal PK 0+662 - localização dos dispositivos de instrumentação

Alvo 2.1 Deslocamento Longitudinal (X) - PK0+662



Alvo 2.1 Deslocamento Transversal (Y) - PK0+662



Alvo 2.1 Deslocamento Vertical (Z) - PK0+662

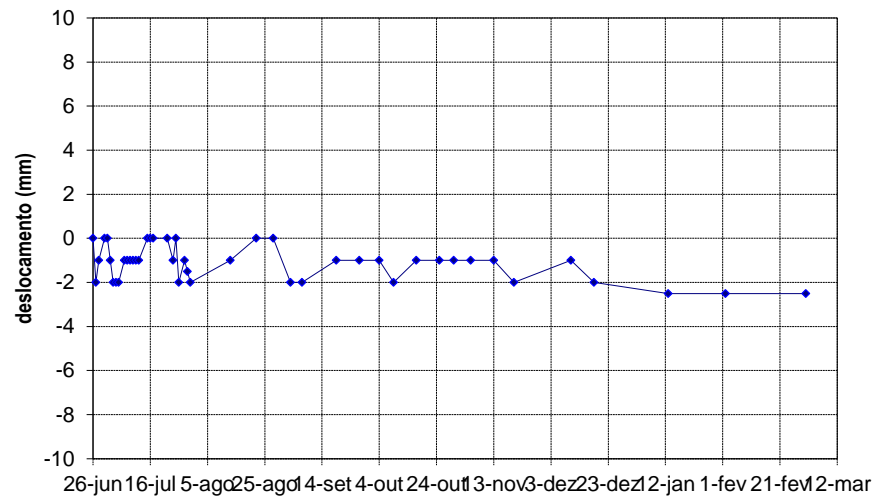
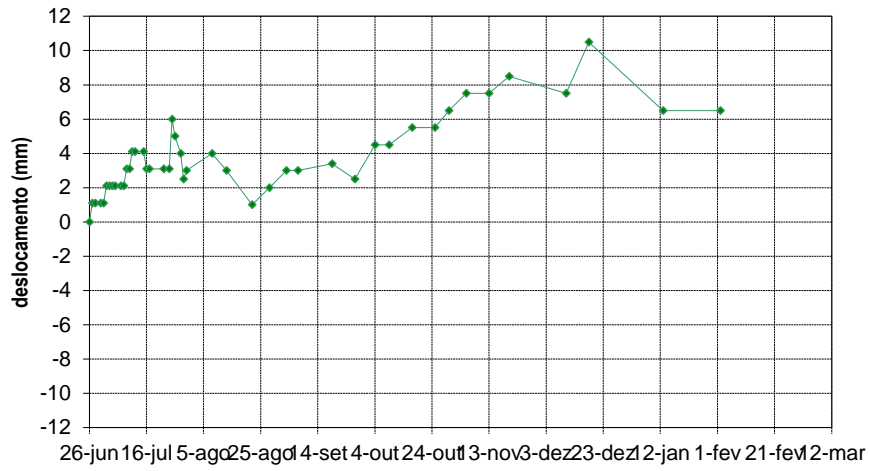
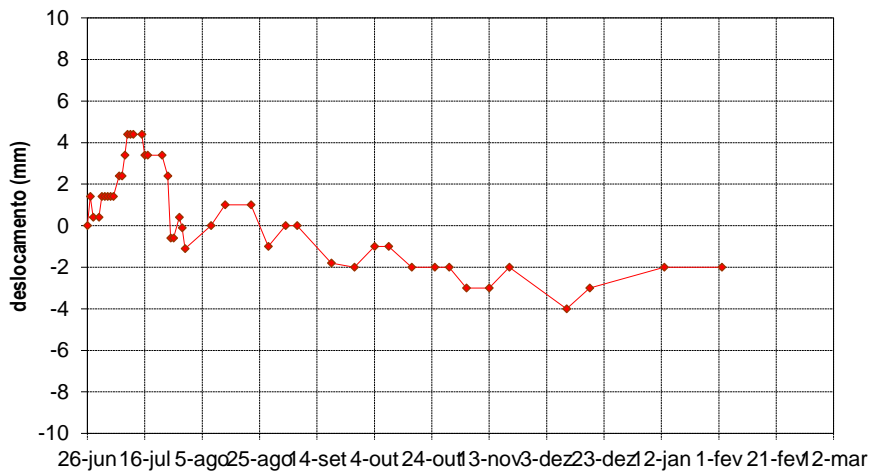


Figura 117 – Deslocamentos PK 0+662 medidos em obra (2.1)

Alvo 2.2 Deslocamento Longitudinal (X) - PK0+662



Alvo 2.2 Deslocamento Transversal (Y) - PK0+662



Alvo 2.2 Deslocamento Vertical (Z) - PK0+662

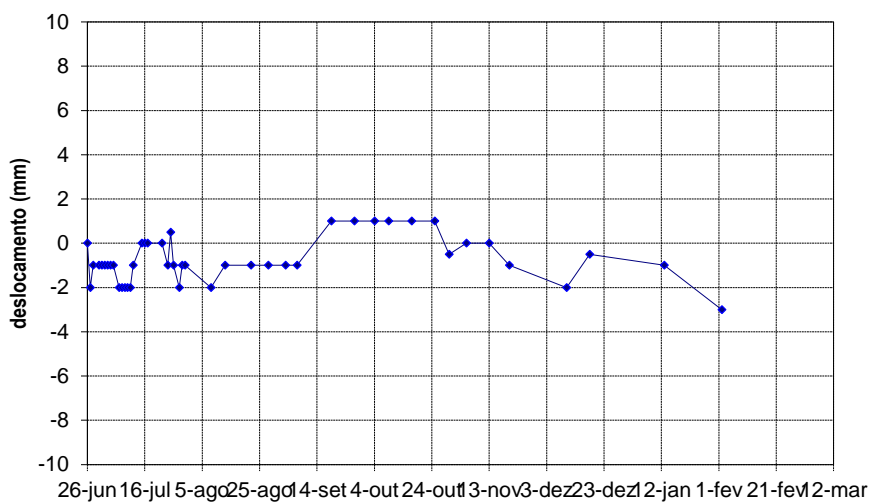
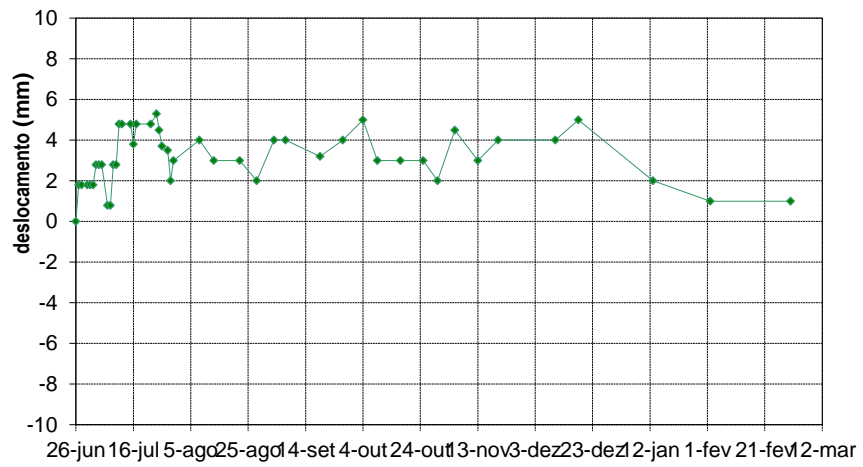
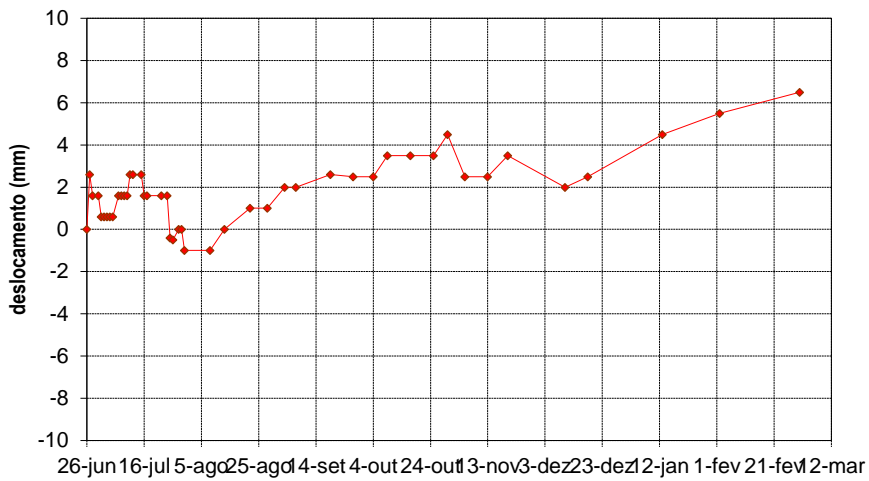


Figura 118 – Deslocamentos PK 0+662 medidos em obra (2.2)

Alvo 2.3 Deslocamento Longitudinal (X) - PK0+662



Alvo 2.3 Deslocamento Transversal (Y) - PK0+662



Alvo 2.3 Deslocamento Vertical (Z) - PK0+662

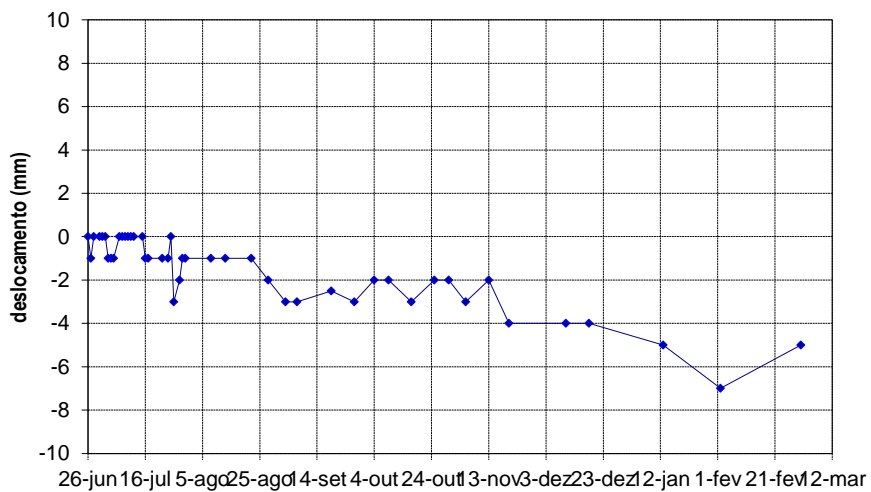


Figura 119 – Deslocamentos PK 0+662 medidos em obra (2.3)

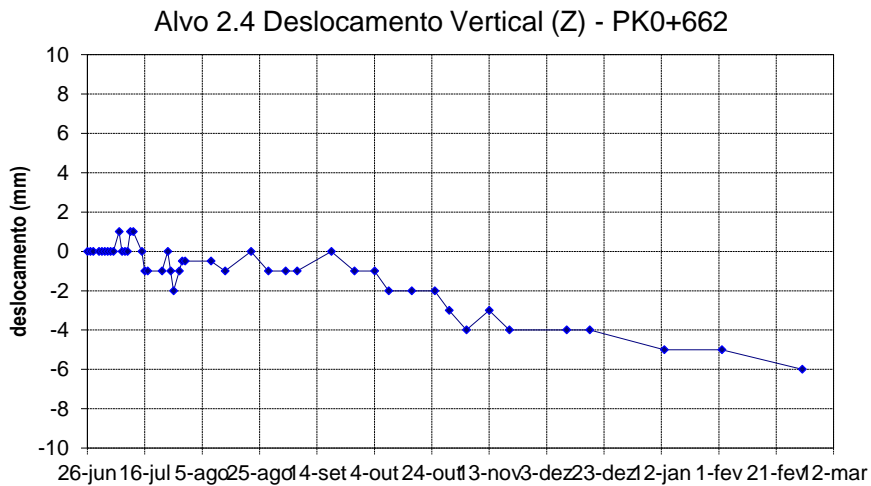
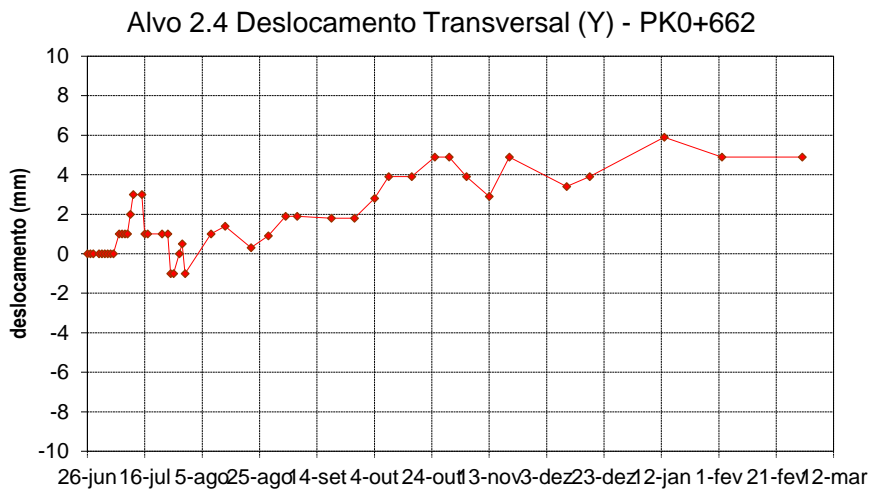
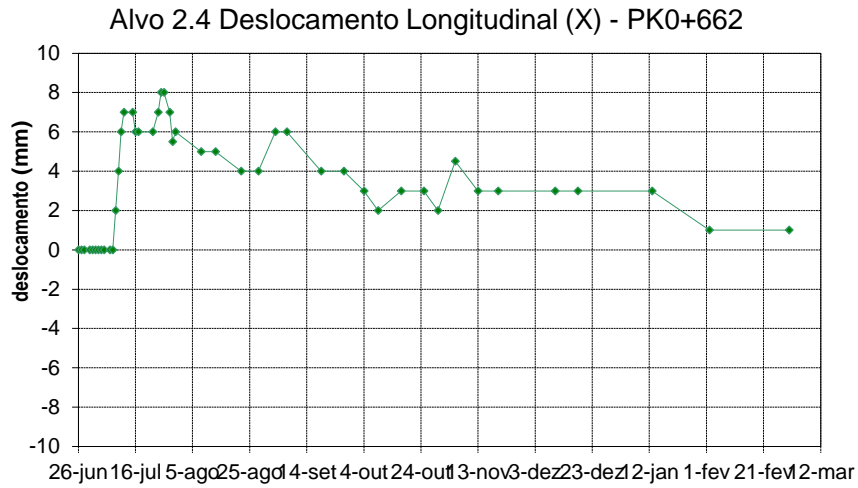


Figura 120 – Deslocamentos PK 0+662 medidos em obra (2.4)

NOTAS: A marca 2.2 registou um deslocamento em Y(+) de 8mm, no sentido Santana-Faial. A marca ao eixo (alvo 2.3) registou uma deformação de 6mm em Y(+) e assentou (Z(-)) cerca de 6mm. A marca do hasteal direito (alvo 2.4), com a passagem da frente de escavação, deslocou-se em X(+), ou seja

“tombou” para a esquerda, cerca de 6mm, mas logo a seguir estabilizou, e registou ligeiro assentamento (6mm), o mesmo verificado na marca ao eixo (Horgan, 2004).

A.3.3. Pk 0+652

PK0+652 (Ramo B)

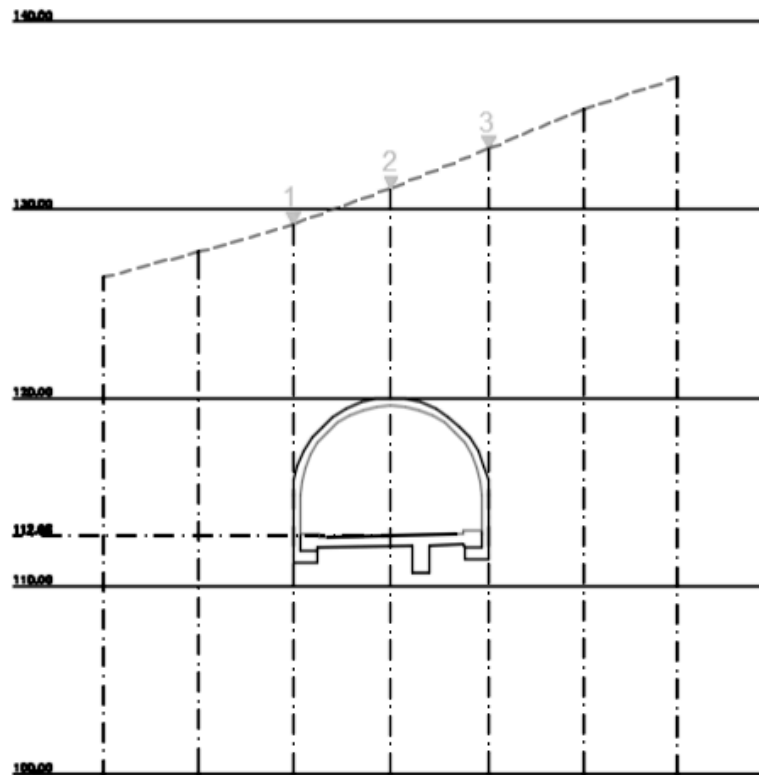


Figura 121 – Secção transversal PK 0+652 - localização provável da superfície

○ Marcas Topográficas

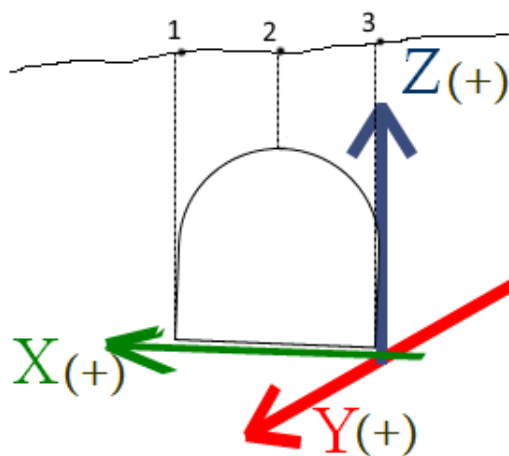


Figura 122 – Secção transversal PK 0+652 - localização dos dispositivos de instrumentação

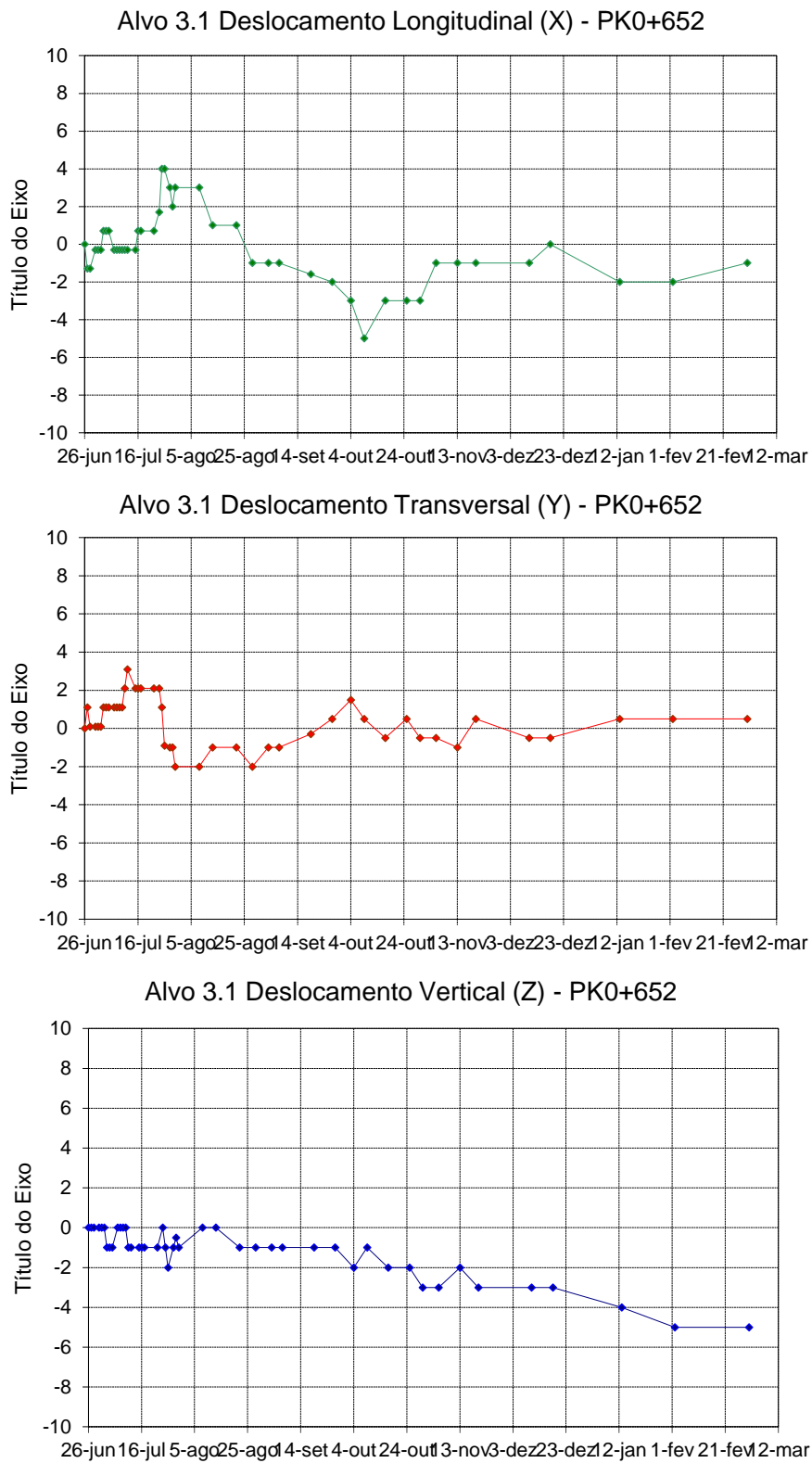


Figura 123 – Deslocamentos PK 0+652 medidos em obra (3.1)

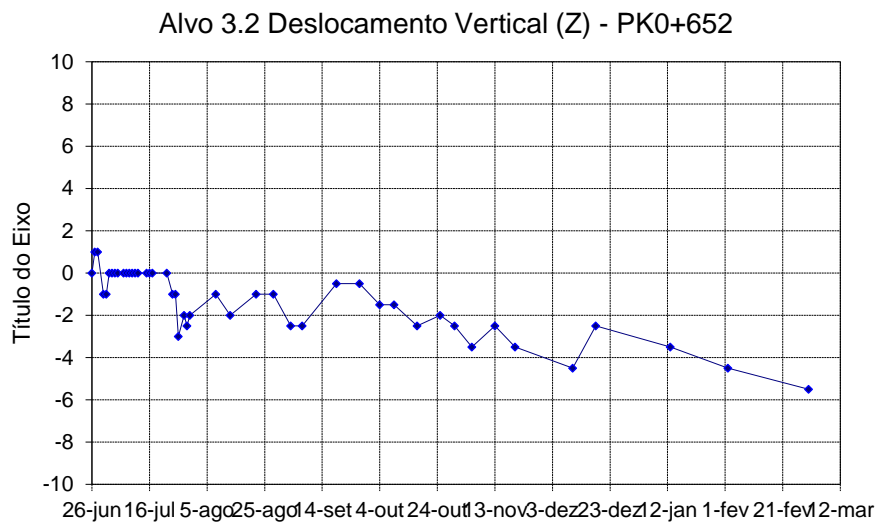
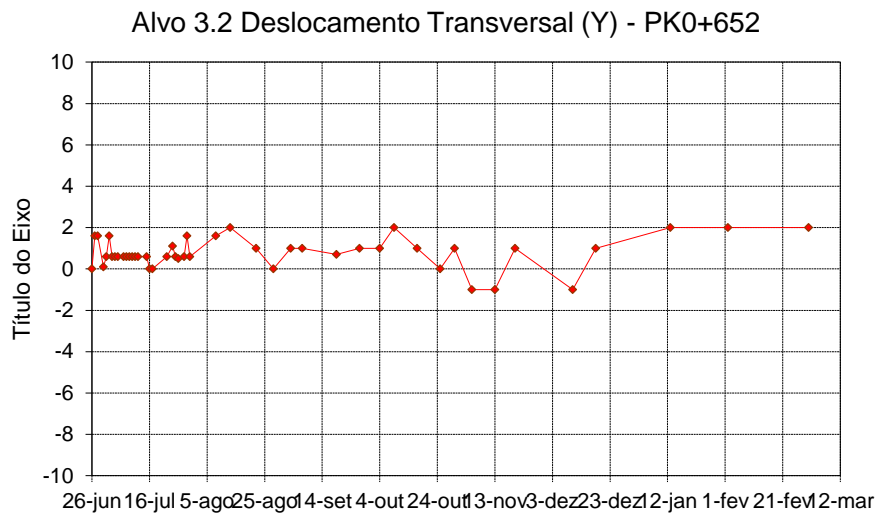
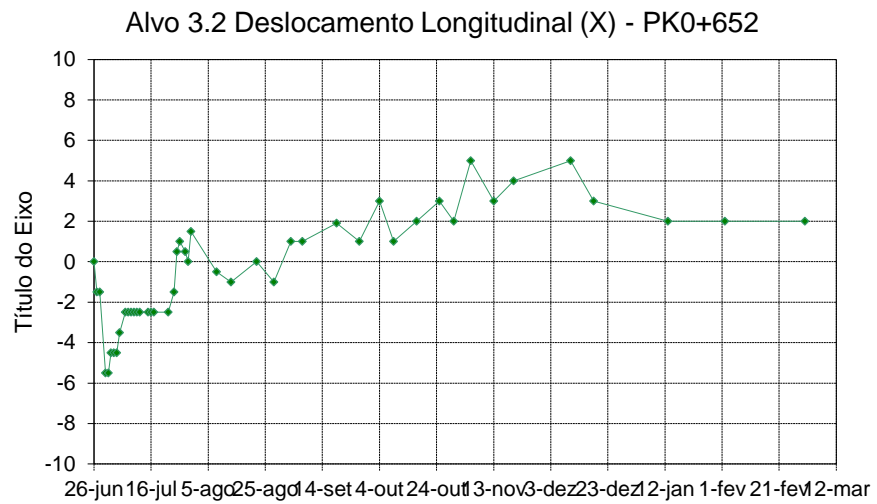


Figura 124 – Deslocamentos PK 0+652 medidos em obra (3.2)

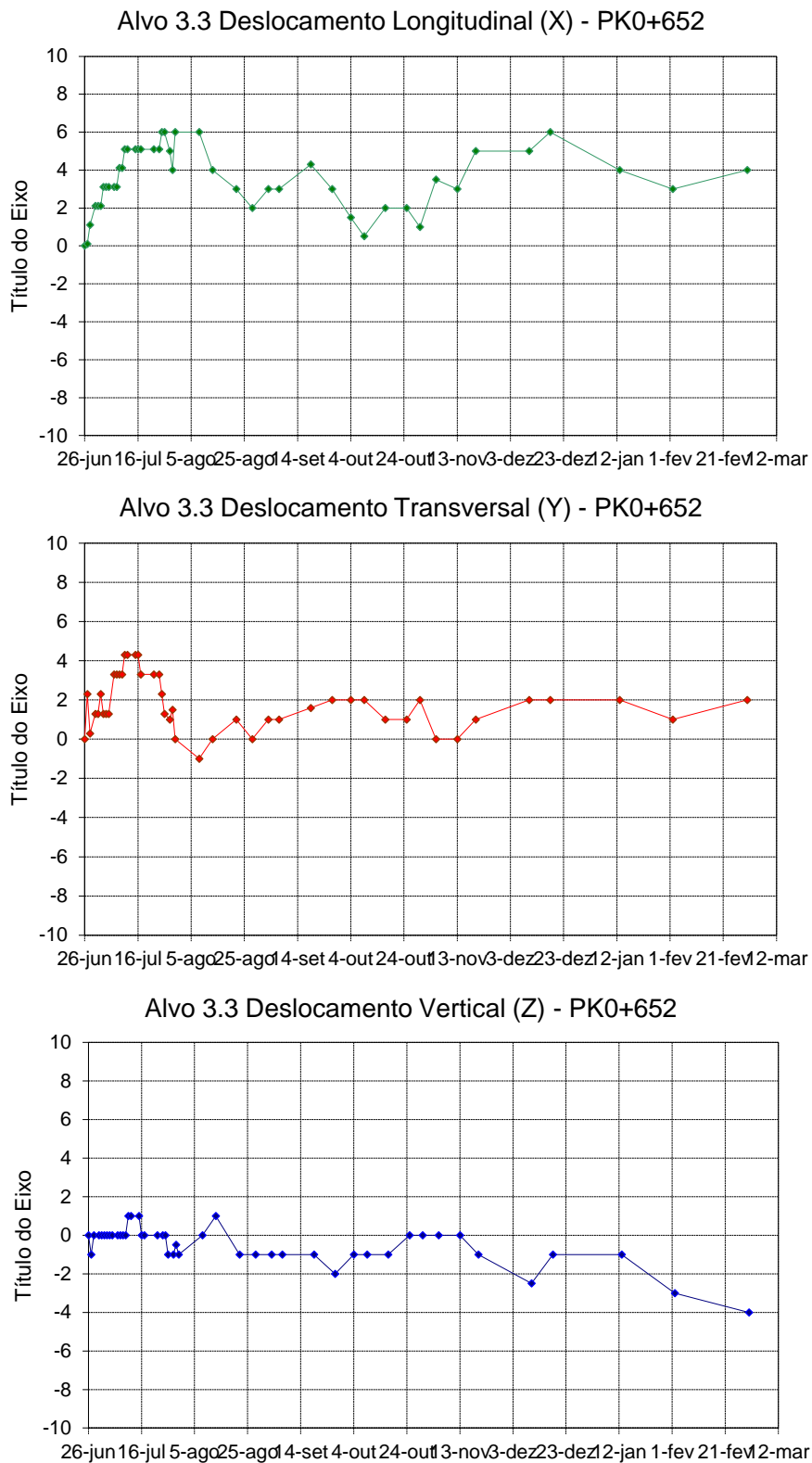


Figura 125 – Deslocamentos PK 0+652 medidos em obra (3.3)

NOTAS: Neste perfil não houve deformações significativas, apenas ligeiro assentamento (cerca de 5mm) na marca do hasteal esquerdo e na marca ao eixo.

○ Conclusão

As deformações registadas nos dispositivos de instrumentação instalados neste emboquilhamento, não foram significativas:

- Nas marcas superficiais, apenas se verificou ligeiro movimento no sentido contrario à escavação (sentido Santana-Faial) (Y(+)) e ligeiro assentamento (Z(-)) de algumas marcas;

- Na secção de convergência, a deformação que se registou, após a passagem da frente de escavação, depressa registou tendência a estabilizar (Horgan, 2004).

ANEXO A.4

```
; ----- Função FISH para a superfície
; ----- Tabela de coordenadas e cotas do terreno (TABTOPO1.dat)
; Table 2 @ y = 712 (7m)
      X      Z
table  2    -14.4  8.42
table  2     -9.6  9.01
table  2     -4.8  9.60
table  2      0.0 10.19
table  2      4.8 10.77
table  2      9.6 11.35
table  2     14.4 11.93
; Table 1 @ y = 719.5 (0m)
      X      Z
table  1    -14.4  8.42
table  1     -9.6  9.01
table  1     -4.8  9.60
table  1      0.0 10.19
table  1      4.8 10.77
table  1      9.6 11.35
table  1     14.4 11.93
ret
; ----- variáveis FISH e programação (FISTOPO1.fis)
; dx_size      : tamanho do elemento na direção x
; dy_size      : tamanho do elemento na direção y
; n_zon_col    : número de elementos na direção x
; n_zon_row    : número de elementos na direção y
; z_base       : cota z mínima da base
; z_size       : número de elementos na direção z
; xor          : coordenada x mínima
; yor          : coordenada y mínima
def topo1
loop i (1,n_zon_col)
  loop j(1,n_zon_row)
    x1=xor+dx_size*(i-1)
```

```

x2=x1+dx_size
y1=yor+dy_size*(j-1)
y2=y1+dy_size
z1=table(j,x1)
z2=table(j+1,x1)
z3=table(j+1,x2)
z4=table(j,x2)
zb=z_base
zs=z_size
command
    gen zon brick p0 x1 y1 zb p1 x2 y1 zb p2 x1 y2 zb p3 x1 y1 z1 &
        p4 x2 y2 zb p5 x1 y2 z2 p6 x2 y1 z4 p7 x2 y2 z3 &
        size 3 7 zs
end_command
end_loop
end_loop
end
; ----- chamar tabela e função anteriores (TOPO1.dat)
ca TABTOPO1.dat
ca FISTOPO1.fis
set n_zon_col=6 n_zon_row=1 z_base=8.40 z_size=9 dx_size=4.8 dy_size=7
set xor=-14.4 yor=0
topo1
; ----- Tabela de coordenadas e cotas do terreno (TABTOPO5.dat)
; Table 2 @ y = 712 (7m)
table 2 -28.8 8.42
table 2 -14.4 8.42
; Table 1 @ y = 719.5 (0m)
table 1 -28.8 8.42
table 1 -14.4 8.42
ret
; ----- variáveis FISH e programação (FISTOPO5.fis)
def topo5
loop i (1,n_zon_col)
loop j(1,n_zon_row)
    x1=xor+dx_size*(i-1)

```

```

x2=x1+dx_size
y1=yor+dy_size*(j-1)
y2=y1+dy_size
z1=table(j,x1)
z2=table(j+1,x1)
z3=table(j+1,x2)
z4=table(j,x2)
zb=z_base
zs=z_size
command
    gen zon brick p0 x1 y1 zb p1 x2 y1 zb p2 x1 y2 zb p3 x1 y1 z1 &
        p4 x2 y2 zb p5 x1 y2 z2 p6 x2 y1 z4 p7 x2 y2 z3 &
        size 6 7 zs ratio 0.85 1 1
end_command
end_loop
end_loop
end
; ----- chamar tabela e função anteriores (TOPO5.dat)
ca TABTOPO5.dat
ca FISTOPO5.fis
set n_zon_col=1 n_zon_row=1 z_base=8.40 z_size=9 dx_size=14.4 dy_size=7
set xor=-28.8 yor=0
topo5
; ----- tabela de coordenadas e cotas do terreno (TABTOPO9.dat)
; Table 2 @ y = 712 (7m)
table 2 14.4 11.93
table 2 28.8 13.70
; Table 1 @ y = 719.5 (0m)
table 1 14.4 11.93
table 1 28.8 13.69
ret
; ----- variáveis FISH e programação (FISTOPO9.fis)
def topo9
loop i (1,n_zon_col)
loop j(1,n_zon_row)
x1=xor+dx_size*(i-1)

```

```

x2=x1+dx_size
y1=yor+dy_size*(j-1)
y2=y1+dy_size
z1=table(j,x1)
z2=table(j+1,x1)
z3=table(j+1,x2)
z4=table(j,x2)
zb=z_base
zs=z_size
command
    gen zon brick p0 x1 y1 zb p1 x2 y1 zb p2 x1 y2 zb p3 x1 y1 z1 &
        p4 x2 y2 zb p5 x1 y2 z2 p6 x2 y1 z4 p7 x2 y2 z3 &
        size 6 7 zs ratio 1.15 1 1
end_command
end_loop
end_loop
end
; ----- chamar tabela e função anteriores (TOPO9.dat)
ca TABTOPO9.dat
ca FISTOPO9.fis
set n_zon_col=1 n_zon_row=1 z_base=8.40 z_size=9 dx_size=14.4 dy_size=7
set xor=14.4 yor=0
topo9
; ----- tabela de coordenadas e cotas do terreno (TABTOPO2.dat)
; Table 4 @ y = 682 (37m)
table 6 -14.4 8.85
table 6 -9.6 10.32
table 6 -4.8 11.96
table 6 0.0 13.37
table 6 4.8 14.93
table 6 9.6 16.37
table 6 14.4 17.36
; Table 3 @ y = 692 (27m)
table 5 -14.4 8.44
table 5 -9.6 9.03
table 5 -4.8 9.62

```

table 5 0.0 10.21

table 5 4.8 10.79

table 5 9.6 11.37

table 5 14.4 11.95

; Table 2 @ y = 702 (17m)

table 4 -14.4 8.43

table 4 -9.6 9.02

table 4 -4.8 9.61

table 4 0.0 10.20

table 4 4.8 10.78

table 4 9.6 11.36

table 4 14.4 11.94

; Table 1 @ y = 712 (7m)

table 3 -14.4 8.42

table 3 -9.6 9.01

table 3 -4.8 9.60

table 3 0.0 10.19

table 3 4.8 10.77

table 3 9.6 11.35

table 3 14.4 11.93

ret

; ----- variáveis FISH e programação (FISTOPO2.fis)

def topo2

loop i (1,n_zon_col)

loop j(3,2+n_zon_row)

x1=xor+dx_size*(i-1)

x2=x1+dx_size

y1=yor+dy_size*(j-1)

y2=y1+dy_size

z1=table(j,x1)

z2=table(j+1,x1)

z3=table(j+1,x2)

z4=table(j,x2)

zb=z_base

zs=z_size

command

```

gen zon brick p0 x1 y1 zb p1 x2 y1 zb p2 x1 y2 zb p3 x1 y1 z1 &
      p4 x2 y2 zb p5 x1 y2 z2 p6 x2 y1 z4 p7 x2 y2 z3 &
      size 3 10 zs
end_command
end_loop
end_loop
end
; ----- chamar tabela e função anteriores (TOPO2.dat)
ca TABTOPO2.dat
ca FISTOPO2.fis
set n_zon_col=6 n_zon_row=3 z_base=8.40 z_size=9 dx_size=4.8 dy_size=10
set xor=-14.4 yor=-13
topo2
; ----- tabela de coordenadas e cotas do terreno (TABTOPO6.dat)
; Table 4 @ y = 682 (37m)
table 6 -28.8 8.64
table 6 -14.4 8.85
; Table 3 @ y = 692 (27m)
table 5 -28.8 8.44
table 5 -14.4 8.44
; Table 2 @ y = 702 (17m)
table 4 -28.8 8.43
table 4 -14.4 8.43
; Table 1 @ y = 712 (7m)
table 3 -28.8 8.42
table 3 -14.4 8.42
ret
; ----- variáveis FISH e programação (FISTOPO6.fis)
def topo6
loop i (1,n_zon_col)
loop j(3,2+n_zon_row)
x1=xor+dx_size*(i-1)
x2=x1+dx_size
y1=yor+dy_size*(j-1)
y2=y1+dy_size
z1=table(j,x1)

```

```
z2=table(j+1,x1)
z3=table(j+1,x2)
z4=table(j,x2)
zb=z_base
zs=z_size
command
  gen zon brick p0 x1 y1 zb p1 x2 y1 zb p2 x1 y2 zb p3 x1 y1 z1 &
    p4 x2 y2 zb p5 x1 y2 z2 p6 x2 y1 z4 p7 x2 y2 z3 &
    size 6 10 zs ratio 0.85 1 1
end_command
end_loop
end_loop
end
; ----- chamar tabela e função anteriores (TOPO6.dat)
ca TABTOPO6.dat
ca FISTOPO6.fis
set n_zon_col=1 n_zon_row=3 z_base=8.40 z_size=9 dx_size=14.4 dy_size=10
set xor=-28.8 yor=-13
topo6
; ----- tabela de coordenadas e cotas do terreno (TABTOPO10.dat)
; Table 4 @ y = 682 (37m)
table 6 14.4 17.36
table 6 28.8 23.56
; Table 3 @ y = 692 (27m)
table 5 14.4 11.95
table 5 28.8 13.72
; Table 2 @ y = 702 (17m)
table 4 14.4 11.94
table 4 28.8 13.71
; Table 1 @ y = 712 (7m)
table 3 14.4 11.93
table 3 28.8 13.70
ret
; ----- variáveis FISH e programação (FISTOPO10.fis)
def topo10
loop i (1,n_zon_col)
```

```

loop j(3,2+n_zon_row)
  x1=xor+dx_size*(i-1)
  x2=x1+dx_size
  y1=yor+dy_size*(j-1)
  y2=y1+dy_size
  z1=table(j,x1)
  z2=table(j+1,x1)
  z3=table(j+1,x2)
  z4=table(j,x2)
  zb=z_base
  zs=z_size
  command
    gen zon brick p0 x1 y1 zb p1 x2 y1 zb p2 x1 y2 zb p3 x1 y1 z1 &
      p4 x2 y2 zb p5 x1 y2 z2 p6 x2 y1 z4 p7 x2 y2 z3 &
      size 6 10 zs ratio 1.15 1 1
  end_command
end_loop
end_loop
end
; ----- chamar tabela e função anteriores (TOPO10.dat)
ca TABTOPO10.dat
ca FISTOPO10.fis
set n_zon_col=1 n_zon_row=3 z_base=8.40 z_size=9 dx_size=14.4 dy_size=10
set xor=14.4 yor=-13
topo10
; ----- tabela de coordenadas e cotas do terreno (TABTOPO3.dat)
; Table 8 @ y = 642 (77m)
table 11 -14.4 16.74
table 11 -9.6 18.03
table 11 -4.8 19.40
table 11 0.0 21.56
table 11 4.8 23.96
table 11 9.6 26.33
table 11 14.4 28.40
; Table 7 @ y = 652 (67m)
table 10 -14.4 13.76

```

table	10	-9.6	15.11
table	10	-4.8	16.57
table	10	0.0	18.48
table	10	4.8	20.60
table	10	9.6	22.66
table	10	14.4	24.37

; Table 6 @ y = 662 (57m)

table	9	-14.4	12.98
table	9	-9.6	14.36
table	9	-4.8	15.89
table	9	0.0	17.54
table	9	4.8	19.42
table	9	9.6	21.23
table	9	14.4	22.81

; Table 5 @ y = 672 (47m)

table	8	-14.4	11.83
table	8	-9.6	13.24
table	8	-4.8	14.79
table	8	0.0	16.45
table	8	4.8	18.29
table	8	9.6	20.04
table	8	14.4	21.39

; Table 4 @ y = 682 (37m)

table	7	-14.4	8.85
table	7	-9.6	10.32
table	7	-4.8	11.96
table	7	0.0	13.37
table	7	4.8	14.93
table	7	9.6	16.37
table	7	14.4	17.36

ret

; ----- variáveis FISH e programação (FISTOPO3.fis)

def topo3

loop i (1,n_zon_col)

loop j(7,6+n_zon_row)

x1=xor+dx_size*(i-1)

```

x2=x1+dx_size
y1=yor+dy_size*(j-1)
y2=y1+dy_size
z1=table(j,x1)
z2=table(j+1,x1)
z3=table(j+1,x2)
z4=table(j,x2)
zb=z_base
zs=z_size
command
    gen zon brick p0 x1 y1 zb p1 x2 y1 zb p2 x1 y2 zb p3 x1 y1 z1 &
        p4 x2 y2 zb p5 x1 y2 z2 p6 x2 y1 z4 p7 x2 y2 z3 &
        size 3 10 zs
end_command
end_loop
end_loop
end
; ----- chamar tabela e função anteriores (TOPO3.dat)
ca TABTOPO3.dat
ca FISTOPO3.fis
set n_zon_col=6 n_zon_row=4 z_base=8.40 z_size=9 dx_size=4.8 dy_size=10
set xor=-14.4 yor=-23
topo3
; ----- tabela de coordenadas e cotas do terreno (TABTOPO7.dat)
; Table 8 @ y = 642 (77m)
table 11 -28.8 10.85
table 11 -14.4 16.74
; Table 7 @ y = 652 (67m)
table 10 -28.8 11.09
table 10 -14.4 13.76
; Table 6 @ y = 662 (57m)
table 9 -28.8 10.70
table 9 -14.4 12.98
; Table 5 @ y = 672 (47m)
table 8 -28.8 10.13
table 8 -14.4 11.83

```

```
; Table 4 @ y = 682 (37m)
table 7 -28.8 8.64
table 7 -14.4 8.85
ret
; ----- variáveis FISH e programação (FISTOPO7.fis)
def topo7
loop i (1,n_zon_col)
loop j(7,6+n_zon_row)
x1=xor+dx_size*(i-1)
x2=x1+dx_size
y1=yor+dy_size*(j-1)
y2=y1+dy_size
z1=table(j,x1)
z2=table(j+1,x1)
z3=table(j+1,x2)
z4=table(j,x2)
zb=z_base
zs=z_size
command
gen zon brick p0 x1 y1 zb p1 x2 y1 zb p2 x1 y2 zb p3 x1 y1 z1 &
p4 x2 y2 zb p5 x1 y2 z2 p6 x2 y1 z4 p7 x2 y2 z3 &
size 6 10 zs ratio 0.85 1 1
end_command
end_loop
end_loop
end
; ----- chamar tabela e função anteriores (TOPO7.dat)
ca TABTOPO7.dat
ca FISTOPO7.fis
set n_zon_col=1 n_zon_row=4 z_base=8.40 z_size=9 dx_size=14.4 dy_size=10
set xor=-28.8 yor=-23
topo7
; ----- tabela de coordenadas e cotas do terreno (TABTOPO11.dat)
; Table 8 @ y = 642 (77m)
table 11 14.4 28.40
table 11 28.8 32.54
```

```

; Table 7 @ y = 652 (67m)
table 10 14.4 24.37
table 10 28.8 29.71
; Table 6 @ y = 662 (57m)
table 9 14.4 22.81
table 9 28.8 27.77
; Table 5 @ y = 672 (47m)
table 8 14.4 21.39
table 8 28.8 26.39
; Table 4 @ y = 682 (37m)
table 7 14.4 17.36
table 7 28.8 23.56
ret
; ----- variáveis FISH e programação (FISTOPO11.fis)
def topo11
loop i (1,n_zon_col)
loop j(7,6+n_zon_row)
x1=xor+dx_size*(i-1)
x2=x1+dx_size
y1=yor+dy_size*(j-1)
y2=y1+dy_size
z1=table(j,x1)
z2=table(j+1,x1)
z3=table(j+1,x2)
z4=table(j,x2)
zb=z_base
zs=z_size
command
gen zon brick p0 x1 y1 zb p1 x2 y1 zb p2 x1 y2 zb p3 x1 y1 z1 &
p4 x2 y2 zb p5 x1 y2 z2 p6 x2 y1 z4 p7 x2 y2 z3 &
size 6 10 zs ratio 1.15 1 1
end_command
end_loop
end_loop
end

```

```
; ----- chamar tabela e função anteriores (TOPO11.dat)
ca TABTOPO11.dat
ca FISTOPO11.fis
set n_zon_col=1 n_zon_row=4 z_base=8.40 z_size=9 dx_size=14.4 dy_size=10
set xor=14.4 yor=-23
topo11
; ----- tabela de coordenadas e cotas do terreno (TABTOPO4.dat)
; Table 10 @ y = 622 (97m)
table 14 -14.4 22.70
table 14 -9.6 23.87
table 14 -4.8 25.06
table 14 0.0 27.72
table 14 4.8 30.68
table 14 9.6 33.67
table 14 14.4 36.46
; Table 9 @ y = 632 (87m)
table 13 -14.4 19.72
table 13 -9.6 20.95
table 13 -4.8 22.23
table 13 0.0 24.64
table 13 4.8 27.32
table 13 9.6 30.00
table 13 14.4 32.43
; Table 8 @ y = 642 (77m)
table 12 -14.4 16.74
table 12 -9.6 18.03
table 12 -4.8 19.40
table 12 0.0 21.56
table 12 4.8 23.96
table 12 9.6 26.33
table 12 14.4 28.40
ret
; ----- variáveis FISH e programação (FISTOPO4.fis)
def topo4
loop i (1,n_zon_col)
  loop j(12,11+n_zon_row)
```

```

x1=xor+dx_size*(i-1)
x2=x1+dx_size
y1=yor+dy_size*(j-1)
y2=y1+dy_size
z1=table(j,x1)
z2=table(j+1,x1)
z3=table(j+1,x2)
z4=table(j,x2)
zb=z_base
zs=z_size
command
    gen zon brick p0 x1 y1 zb p1 x2 y1 zb p2 x1 y2 zb p3 x1 y1 z1 &
        p4 x2 y2 zb p5 x1 y2 z2 p6 x2 y1 z4 p7 x2 y2 z3 &
        size 3 10 zs
end_command
end_loop
end_loop
end
; ----- chamar tabela e função anteriores (TOPO4.dat)
ca TABTOPO4.dat
ca FISTOPO4.fis
set n_zon_col=6 n_zon_row=2 z_base=8.40 z_size=9 dx_size=4.8 dy_size=10
set xor=-14.4 yor=-33
topo4
; ----- tabela de coordenadas e cotas do terreno (TABTOPO8.dat)
; Table 10 @ y = 622 (97m)
table 14 -28.8 16.81
table 14 -14.4 22.70
; Table 9 @ y = 632 (87m)
table 13 -28.8 13.83
table 13 -14.4 19.72
; Table 8 @ y = 642 (77m)
table 12 -28.8 10.85
table 12 -14.4 16.74
ret
; ----- variáveis FISH e programação (FISTOPO8.fis)

```

```
def topo8
loop i (1,n_zon_col)
  loop j(12,11+n_zon_row)
    x1=xor+dx_size*(i-1)
    x2=x1+dx_size
    y1=yor+dy_size*(j-1)
    y2=y1+dy_size
    z1=table(j,x1)
    z2=table(j+1,x1)
    z3=table(j+1,x2)
    z4=table(j,x2)
    zb=z_base
    zs=z_size
    command
      gen zon brick p0 x1 y1 zb p1 x2 y1 zb p2 x1 y2 zb p3 x1 y1 z1 &
        p4 x2 y2 zb p5 x1 y2 z2 p6 x2 y1 z4 p7 x2 y2 z3 &
        size 6 10 zs ratio 0.85 1 1
    end_command
  end_loop
end_loop
end

; ----- chamar tabela e função anteriores (TOPO8.dat)
ca TABTOPO8.dat
ca FISTOPO8.fis
set n_zon_col=1 n_zon_row=2 z_base=8.40 z_size=9 dx_size=14.4 dy_size=10
set xor=-28.8 yor=-33
topo8

; ----- tabela de coordenadas e cotas do terreno (TABTOPO12.dat)
; Table 10 @ y = 622 (97m)
table 14 14.4 36.46
table 14 28.8 38.20
; Table 9 @ y = 632 (87m)
table 13 14.4 32.43
table 13 28.8 35.37
; Table 8 @ y = 642 (77m)
table 12 14.4 28.40
```

```
table 12 28.8 32.54
```

```
ret
```

```
; ----- variáveis FISH e programação (FISTOPO12.fis)
```

```
def topo12
```

```
loop i (1,n_zon_col)
```

```
loop j(12,11+n_zon_row)
```

```
  x1=xor+dx_size*(i-1)
```

```
  x2=x1+dx_size
```

```
  y1=yor+dy_size*(j-1)
```

```
  y2=y1+dy_size
```

```
  z1=table(j,x1)
```

```
  z2=table(j+1,x1)
```

```
  z3=table(j+1,x2)
```

```
  z4=table(j,x2)
```

```
  zb=z_base
```

```
  zs=z_size
```

```
command
```

```
  gen zon brick p0 x1 y1 zb p1 x2 y1 zb p2 x1 y2 zb p3 x1 y1 z1 &
```

```
    p4 x2 y2 zb p5 x1 y2 z2 p6 x2 y1 z4 p7 x2 y2 z3 &
```

```
    size 6 10 zs ratio 1.15 1 1
```

```
end_command
```

```
end_loop
```

```
end_loop
```

```
end
```

```
; ----- chamar tabela e função anteriores (TOPO12.dat)
```

```
ca TABTOPO12.dat
```

```
ca FISTOPO12.fis
```

```
set n_zon_col=1 n_zon_row=2 z_base=8.40 z_size=9 dx_size=14.4 dy_size=10
```

```
set xor=14.4 yor=-33
```

```
topo12
```

```
; ----- ficheiro criação do modelo (0.dat)
```

```
; ----- sustimento (group => "concrete liner")
```

```
; ----- abobada
```

```
gen zon cshell p0 0 0 2.6 p1 5.2 0 2.6 p2 0 37 2.6 p3 0 0 7.8 p8 4.8 0 2.6 p9 0 0 7.4 p10 4.8 37 2.6 p11  
0 37 7.4 size 1 37 18
```

gen zon cshell p0 0 37 2.6 p1 5.2 37 2.6 p2 0 77 2.6 p3 0 37 7.8 p8 4.8 37 2.6 p9 0 37 7.4 p10 4.8 77 2.6
p11 0 77 7.4 size 1 40 18

gen zon cshell p0 0 77 2.6 p1 5.2 77 2.6 p2 0 97 2.6 p3 0 77 7.8 p8 4.8 77 2.6 p9 0 77 7.4 p10 4.8 97 2.6
p11 0 97 7.4 size 1 20 18

; ----- hasteais

gen zone brick p0 4.8 0 0 p1 5.2 0 0 p2 4.8 37 0 p3 4.8 0 2.6 size 1 37 5

gen zone brick p0 4.8 37 0 p1 5.2 37 0 p2 4.8 77 0 p3 4.8 37 2.6 size 1 40 5

gen zone brick p0 4.8 77 0 p1 5.2 77 0 p2 4.8 97 0 p3 4.8 77 2.6 size 1 20 5

; ----- sapatas

gen zone brick p0 4.8 0 -0.6 p1 5.2 0 -0.6 p2 4.8 37 -0.6 p3 4.8 0 0 size 1 37 2

gen zone brick p0 4.2 0 -0.6 p1 4.8 0 -0.6 p2 4.2 37 -0.6 p3 4.2 0 0 size 1 37 2

gen zone brick p0 4.8 37 -0.6 p1 5.2 37 -0.6 p2 4.8 77 -0.6 p3 4.8 37 0 size 1 40 2

gen zone brick p0 4.2 37 -0.6 p1 4.8 37 -0.6 p2 4.2 77 -0.6 p3 4.2 37 0 size 1 40 2

gen zone brick p0 4.8 77 -0.6 p1 5.2 77 -0.6 p2 4.8 97 -0.6 p3 4.8 77 0 size 1 20 2

gen zone brick p0 4.2 77 -0.6 p1 4.8 77 -0.6 p2 4.2 97 -0.6 p3 4.2 77 0 size 1 20 2

; ----- soleira

gen zone brick p0 0 0 -0.3 p1 4.2 0 -0.3 p2 0 37 -0.3 p3 0 0 0 size 7 37 1

gen zone brick p0 0 37 -0.3 p1 4.2 37 -0.3 p2 0 77 -0.3 p3 0 37 0 size 7 40 1

gen zone brick p0 0 77 -0.3 p1 4.2 77 -0.3 p2 0 97 -0.3 p3 0 77 0 size 7 20 1

; ----- lado esquerdo

gen zone reflect dip 90 dd 90 range y 0 97

; ----- agrupar

group "concrete liner"

; ----- escavação (group => "tunnel")

; ----- superior

gen zon cyl p0 0 0 2.6 p1 4.8 0 2.6 p2 0 37 2.6 p3 0 0 7.4 size 8 37 18

gen zon cyl p0 0 37 2.6 p1 4.8 37 2.6 p2 0 77 2.6 p3 0 37 7.4 size 8 40 18

gen zon cyl p0 0 77 2.6 p1 4.8 77 2.6 p2 0 97 2.6 p3 0 77 7.4 size 8 20 18

; ----- banquetta

gen zone brick p0 0 0 0 p1 4.8 0 0 p2 0 37 0 p3 0 0 2.6 size 8 37 5

gen zone brick p0 0 37 0 p1 4.8 37 0 p2 0 77 0 p3 0 37 2.6 size 8 40 5

gen zone brick p0 0 77 0 p1 4.8 77 0 p2 0 97 0 p3 0 77 2.6 size 8 20 5

; ----- lado esquerdo

gen zone reflect dip 90 dd 90 range y 0 97 group "concrete liner" not

; ----- agrupar

group tunnel range group "concrete liner" not

```

;----- maciço envolvente (group => "rock")
;----- superior à abobada
gen zone radcyl p0 0,0,2.6 p1 14.4,0,2.6 p2 0,7,2.6 p3 0,0,8.40 p8 5.3,0,2.6 p9 0,0,7.9 p10 5.3,7,2.6 p11
0,7,7.9 size 1 7 18 9
gen zone radcyl p0 0,7,2.6 p1 14.4,7,2.6 p2 0,37,2.6 p3 0,7,8.40 p8 5.3,7,2.6 p9 0,7,7.9 p10 5.3,37,2.6
p11 0,37,7.9 size 1 30 18 9
gen zone radcyl p0 0,37,2.6 p1 14.4,37,2.6 p2 0,77,2.6 p3 0,37,8.40 p8 5.3,37,2.6 p9 0,37,7.9 p10
5.3,77,2.6 p11 0,77,7.9 size 1 40 18 9
gen zone radcyl p0 0,77,2.6 p1 14.4,77,2.6 p2 0,97,2.6 p3 0,77,8.40 p8 5.3,77,2.6 p9 0,77,7.9 p10
5.3,97,2.6 p11 0,97,7.9 size 1 20 18 9
;----- inf
gen zone brick p0 5.2 0 -15 p1 5.3 0 -15 p2 5.2 7 -15 p3 5.2 0 -0.6 size 1 7 10 ratio 1 1 0.8
gen zone brick p0 5.2 7 -15 p1 5.3 7 -15 p2 5.2 37 -15 p3 5.2 7 -0.6 size 1 30 10 ratio 1 1 0.8
gen zone brick p0 5.2 37 -15 p1 5.3 37 -15 p2 5.2 77 -15 p3 5.2 37 -0.6 size 1 40 10 ratio 1 1 0.8
gen zone brick p0 5.2 77 -15 p1 5.3 77 -15 p2 5.2 97 -15 p3 5.2 77 -0.6 size 1 20 10 ratio 1 1 0.8
;----- lateral média
gen zone brick p0 5.3 0 0 p1 14.4 0 0 p2 5.3 7 0 p3 5.3 0 2.6 size 9 7 5 ratio 1 1 1
gen zone brick p0 5.3 7 0 p1 14.4 7 0 p2 5.3 37 0 p3 5.3 7 2.6 size 9 30 5 ratio 1 1 1
gen zone brick p0 5.3 37 0 p1 14.4 37 0 p2 5.3 77 0 p3 5.3 37 2.6 size 9 40 5 ratio 1 1 1
gen zone brick p0 5.3 77 0 p1 14.4 77 0 p2 5.3 97 0 p3 5.3 77 2.6 size 9 20 5 ratio 1 1 1
;----- lateral à sapata
gen zone brick p0 5.3 0 -0.6 p1 14.4 0 -0.6 p2 5.3 7 -0.6 p3 5.3 0 0 size 9 7 2 ratio 1 1 1
gen zone brick p0 5.3 7 -0.6 p1 14.4 7 -0.6 p2 5.3 37 -0.6 p3 5.3 7 0 size 9 30 2 ratio 1 1 1
gen zone brick p0 5.3 37 -0.6 p1 14.4 37 -0.6 p2 5.3 77 -0.6 p3 5.3 37 0 size 9 40 2 ratio 1 1 1
gen zone brick p0 5.3 77 -0.6 p1 14.4 77 -0.6 p2 5.3 97 -0.6 p3 5.3 77 0 size 9 20 2 ratio 1 1 1
;----- inferior à sapata
gen zone brick p0 4.2 0 -15 p1 4.8 0 -15 p2 4.2 7 -15 p3 4.2 0 -0.6 size 1 7 10 ratio 1 1 0.8
gen zone brick p0 4.8 0 -15 p1 5.2 0 -15 p2 4.8 7 -15 p3 4.8 0 -0.6 size 1 7 10 ratio 1 1 0.8
gen zone brick p0 4.2 7 -15 p1 4.8 7 -15 p2 4.2 37 -15 p3 4.2 7 -0.6 size 1 30 10 ratio 1 1 0.8
gen zone brick p0 4.8 7 -15 p1 5.2 7 -15 p2 4.8 37 -15 p3 4.8 7 -0.6 size 1 30 10 ratio 1 1 0.8
gen zone brick p0 4.2 37 -15 p1 4.8 37 -15 p2 4.2 77 -15 p3 4.2 37 -0.6 size 1 40 10 ratio 1 1 0.8
gen zone brick p0 4.8 37 -15 p1 5.2 37 -15 p2 4.8 77 -15 p3 4.8 37 -0.6 size 1 40 10 ratio 1 1 0.8
gen zone brick p0 4.2 77 -15 p1 4.8 77 -15 p2 4.2 97 -15 p3 4.2 77 -0.6 size 1 20 10 ratio 1 1 0.8
gen zone brick p0 4.8 77 -15 p1 5.2 77 -15 p2 4.8 97 -15 p3 4.8 77 -0.6 size 1 20 10 ratio 1 1 0.8
;----- inferior à soleira
gen zone brick p0 0 0 -0.6 p1 4.2 0 -0.6 p2 0 7 -0.6 p3 0 0 -0.3 size 7 7 1
gen zone brick p0 0 0 -15 p1 4.2 0 -15 p2 0 7 -15 p3 0 0 -0.6 size 7 7 10 ratio 1 1 0.8

```

gen zone brick p0 0 7 -0.6 p1 4.2 7 -0.6 p2 0 37 -0.6 p3 0 7 -0.3 size 7 30 1
gen zone brick p0 0 7 -15 p1 4.2 7 -15 p2 0 37 -15 p3 0 7 -0.6 size 7 30 10 ratio 1 1 0.8
gen zone brick p0 0 37 -0.6 p1 4.2 37 -0.6 p2 0 77 -0.6 p3 0 37 -0.3 size 7 40 1
gen zone brick p0 0 37 -15 p1 4.2 37 -15 p2 0 77 -15 p3 0 37 -0.6 size 7 40 10 ratio 1 1 0.8
gen zone brick p0 0 77 -0.6 p1 4.2 77 -0.6 p2 0 97 -0.6 p3 0 77 -0.3 size 7 20 1
gen zone brick p0 0 77 -15 p1 4.2 77 -15 p2 0 97 -15 p3 0 77 -0.6 size 7 20 10 ratio 1 1 0.8
; ----- blocos inferior direito
gen zone brick p0 5.3 0 -15 p1 14.4 0 -15 p2 5.3 7 -15 p3 5.3 0 -0.6 size 9 7 10 ratio 1 1 0.8
gen zone brick p0 5.3 7 -15 p1 14.4 7 -15 p2 5.3 37 -15 p3 5.3 7 -0.6 size 9 30 10 ratio 1 1 0.8
gen zone brick p0 5.3 37 -15 p1 14.4 37 -15 p2 5.3 77 -15 p3 5.3 37 -0.6 size 9 40 10 ratio 1 1 0.8
gen zone brick p0 5.3 77 -15 p1 14.4 77 -15 p2 5.3 97 -15 p3 5.3 77 -0.6 size 9 20 10 ratio 1 1 0.8
; ----- lado esquerdo
gen zone reflect dip 90 dd 90 range y 0 97 group "concrete liner" not group tunnel not
; ----- relevo direito inferior
gen zone brick p0 14.4 0 -15 p1 28.8 0 -15 p2 14.4 7 -15 p3 14.4 0 -0.6 size 6 7 10 ratio 1.15 1 0.8
gen zone brick p0 14.4 7 -15 p1 28.8 7 -15 p2 14.4 37 -15 p3 14.4 7 -0.6 size 6 30 10 ratio 1.15 1 0.8
gen zone brick p0 14.4 37 -15 p1 28.8 37 -15 p2 14.4 77 -15 p3 14.4 37 -0.6 size 6 40 10 ratio 1.15 1 0.8
gen zone brick p0 14.4 77 -15 p1 28.8 77 -15 p2 14.4 97 -15 p3 14.4 77 -0.6 size 6 20 10 ratio 1.15 1 0.8
; ----- relevo direito lateral à sapata
gen zone brick p0 14.4 0 -0.6 p1 28.8 0 -0.6 p2 14.4 7 -0.6 p3 14.4 0 0 size 6 7 2 ratio 1.15 1 1
gen zone brick p0 14.4 7 -0.6 p1 28.8 7 -0.6 p2 14.4 37 -0.6 p3 14.4 7 0 size 6 30 2 ratio 1.15 1 1
gen zone brick p0 14.4 37 -0.6 p1 28.8 37 -0.6 p2 14.4 77 -0.6 p3 14.4 37 0 size 6 40 2 ratio 1.15 1 1
gen zone brick p0 14.4 77 -0.6 p1 28.8 77 -0.6 p2 14.4 97 -0.6 p3 14.4 77 0 size 6 20 2 ratio 1.15 1 1
; ----- relevo direito lateral média
gen zone brick p0 14.4 0 0 p1 28.8 0 0 p2 14.4 7 0 p3 14.4 0 2.6 size 6 7 5 ratio 1.15 1 1
gen zone brick p0 14.4 7 0 p1 28.8 7 0 p2 14.4 37 0 p3 14.4 7 2.6 size 6 30 5 ratio 1.15 1 1
gen zone brick p0 14.4 37 0 p1 28.8 37 0 p2 14.4 77 0 p3 14.4 37 2.6 size 6 40 5 ratio 1.15 1 1
gen zone brick p0 14.4 77 0 p1 28.8 77 0 p2 14.4 97 0 p3 14.4 77 2.6 size 6 20 5 ratio 1.15 1 1
; ----- relevo direito lateral superior
gen zone brick p0 14.4 0 2.6 p1 28.8 0 2.6 p2 14.4 7 2.6 p3 14.4 0 8.4 size 6 7 9 ratio 1.15 1 1
gen zone brick p0 14.4 7 2.6 p1 28.8 7 2.6 p2 14.4 37 2.6 p3 14.4 7 8.4 size 6 30 9 ratio 1.15 1 1
gen zone brick p0 14.4 37 2.6 p1 28.8 37 2.6 p2 14.4 77 2.6 p3 14.4 37 8.4 size 6 40 9 ratio 1.15 1 1
gen zone brick p0 14.4 77 2.6 p1 28.8 77 2.6 p2 14.4 97 2.6 p3 14.4 77 8.4 size 6 20 9 ratio 1.15 1 1
; ----- relevo esquerdo inferior

```

gen zone brick p0 -28.8 0 -15 p1 -14.4 0 -15 p2 -28.8 7 -15 p3 -28.8 0 -0.6 size 6 7 10 ratio 0.85 1 0.8
gen zone brick p0 -28.8 7 -15 p1 -14.4 7 -15 p2 -28.8 37 -15 p3 -28.8 7 -0.6 size 6 30 10 ratio 0.85 1 0.8
gen zone brick p0 -28.8 37 -15 p1 -14.4 37 -15 p2 -28.8 77 -15 p3 -28.8 37 -0.6 size 6 40 10 ratio 0.85
1 0.8
gen zone brick p0 -28.8 77 -15 p1 -14.4 77 -15 p2 -28.8 97 -15 p3 -28.8 77 -0.6 size 6 20 10 ratio 0.85
1 0.8
; ----- relevo esquerdo lateral à sapata
gen zon brick p0 -28.8 0 -0.6 p1 -14.4 0 -0.6 p2 -28.8 7 -0.6 p3 -28.8 0 0 size 6 7 2 ratio 0.85 1 1
gen zon brick p0 -28.8 7 -0.6 p1 -14.4 7 -0.6 p2 -28.8 37 -0.6 p3 -28.8 7 0 size 6 30 2 ratio 0.85 1 1
gen zon brick p0 -28.8 37 -0.6 p1 -14.4 37 -0.6 p2 -28.8 77 -0.6 p3 -28.8 37 0 size 6 40 2 ratio 0.85 1 1
gen zon brick p0 -28.8 77 -0.6 p1 -14.4 77 -0.6 p2 -28.8 97 -0.6 p3 -28.8 77 0 size 6 20 2 ratio 0.85 1 1
; ----- relevo esquerdo lateral média
gen zone brick p0 -28.8 0 0 p1 -14.4 0 0 p2 -28.8 7 0 p3 -28.8 0 2.6 size 6 7 5 ratio 0.85 1 1
gen zone brick p0 -28.8 7 0 p1 -14.4 7 0 p2 -28.8 37 0 p3 -28.8 7 2.6 size 6 30 5 ratio 0.85 1 1
gen zone brick p0 -28.8 37 0 p1 -14.4 37 0 p2 -28.8 77 0 p3 -28.8 37 2.6 size 6 40 5 ratio 0.85 1 1
gen zone brick p0 -28.8 77 0 p1 -14.4 77 0 p2 -28.8 97 0 p3 -28.8 77 2.6 size 6 20 5 ratio 0.85 1 1
; ----- relevo esquerdo lateral superior
gen zone brick p0 -28.8 0 2.6 p1 -14.4 0 2.6 p2 -28.8 7 2.6 p3 -28.8 0 8.4 size 6 7 9 ratio 0.85 1 1
gen zone brick p0 -28.8 7 2.6 p1 -14.4 7 2.6 p2 -28.8 37 2.6 p3 -28.8 7 8.4 size 6 30 9 ratio 0.85 1 1
gen zone brick p0 -28.8 37 2.6 p1 -14.4 37 2.6 p2 -28.8 77 2.6 p3 -28.8 37 8.4 size 6 40 9 ratio 0.85 1 1
gen zone brick p0 -28.8 77 2.6 p1 -14.4 77 2.6 p2 -28.8 97 2.6 p3 -28.8 77 8.4 size 6 20 9 ratio 0.85 1 1
; ----- agrupar
group rock range group "concrete liner" not group tunnel not
;----- shotcrete (group => shotcrete)
; ----- shotcrete_sup
gen zon cshell p0 0 0 2.6 p1 5.3 0 2.6 p2 0 97 2.6 p3 0 0 7.9 p8 5.2 0 2.6 p9 0 0 7.8 p10 5.2 97 2.6 p11
0 97 7.8 size 1 97 18
; ----- shotcrete_lat_med
gen zone brick p0 5.2 0 0 p1 5.3 0 0 p2 5.2 97 0 p3 5.2 0 2.6 size 1 97 5
; ----- shotcrete_lat_inf
gen zone brick p0 5.2 0 -0.6 p1 5.3 0 -0.6 p2 5.2 97 -0.6 p3 5.2 0 0 size 1 97 2 ratio 1 1 1
; ----- lado esquerdo
gen zone reflect dip 90 dd 90 range y 0 97 group "concrete liner" not group tunnel not group rock not
; ----- agrupar
group shotcrete range group "concrete liner" not group tunnel not group rock not
;----- surface (group => surface")
; ----- (ate 7m) meio; esquerda; direita

```

```
call TOPO1.dat
call TOPO5.dat
call TOPO9.dat
; ----- (ate 37m) meio; esquerda; direita
call TOPO2.dat
call TOPO6.dat
call TOPO10.dat
; ----- (ate 77m) meio; esquerda; direita
call TOPO3.dat
call TOPO7.dat
call TOPO11.dat
; ----- (ate 97m) meio; esquerda; direita
call TOPO4.dat
call TOPO8.dat
call TOPO12.dat
; ----- agrupar
group surface range group "concrete liner" not group tunnel not group rock not group shotcrete not
; ----- unir e guardar
attach face
save _0
; ----- ficheiro atribuição de propriedades (1.dat)
; ----- atribuição de material Mohr-Coulomb
model mohr
pro bulk 1.246666667e8 coh 1e10 dil 0 fric 27 she 7.4800000e7 ten 1e10 range y 0 100
; ----- atribuição de condições de fronteira
fix z range z -15.1 -14.9
fix x range x -28.81 -28.79
fix x range x 28.79 28.81
fix y range y 96.9 97.1
fix y range y -0.1 0.1 z -15 -0.3
; ----- inicializar gravidade e densidade do material
set grav 0 0 -9.81
ini density 2200
set mechanical ratio 1e-4
hist unbal
; ----- estado de tensão inicial (Ko = 0.67)
```

Anexos

```

;          (x)   (y)   (z)
ini szz  97.20700e3  grad  -10.51e3 -7.71e3 22.00e3 range y 87 97
ini szz  97.20700e3  grad  -9.71e3 -7.71e3 22.00e3 range y 77 87
ini szz  97.20700e3  grad  -8.91e3 -7.71e3 22.00e3 range y 67 77
ini szz -239.12900e3 grad  -8.10e3 -2.57e3 22.00e3 range y 57 67
ini szz -239.12900e3 grad  -7.51e3 -2.83e3 22.00e3 range y 47 57
ini szz -30.49200e3  grad  -7.30e3 -7.71e3 22.00e3 range y 37 47
ini szz -52.14000e3  grad  -6.50e3 -6.40e3 22.00e3 range y 27 37
ini szz -223.69600e3 grad  -2.68e3 -0.02e3 22.00e3 range y 17 27
ini szz -223.82800e3 grad  -2.68e3 -0.02e3 22.00e3 range y 7 17
ini szz -223.85000e3 grad  -2.68e3 0.00e3 22.00e3 range y 0 7
ini sxx  65.12869e3  grad  -10.51e3 -7.71e3 22.00e3 range y 87 97
ini sxx  65.12869e3  grad  -9.71e3 -7.71e3 22.00e3 range y 77 87
ini sxx  65.12869e3  grad  -8.91e3 -7.71e3 22.00e3 range y 67 77
ini sxx -160.21643e3 grad  -8.10e3 -2.57e3 22.00e3 range y 57 67
ini sxx -160.21643e3 grad  -7.51e3 -2.83e3 22.00e3 range y 47 57
ini sxx -20.42964e3  grad  -7.30e3 -7.71e3 22.00e3 range y 37 47
ini sxx -34.93380e3  grad  -6.50e3 -6.40e3 22.00e3 range y 27 37
ini sxx -149.87632e3 grad  -2.68e3 -0.02e3 22.00e3 range y 17 27
ini sxx -149.96476e3 grad  -2.68e3 -0.02e3 22.00e3 range y 7 17
ini sxx -149.97950e3 grad  -2.68e3 0.00e3 22.00e3 range y 0 7
ini syy  65.12869e3  grad  -10.51e3 -7.71e3 22.00e3 range y 87 97
ini syy  65.12869e3  grad  -9.71e3 -7.71e3 22.00e3 range y 77 87
ini syy  65.12869e3  grad  -8.91e3 -7.71e3 22.00e3 range y 67 77
ini syy -160.21643e3 grad  -8.10e3 -2.57e3 22.00e3 range y 57 67
ini syy -160.21643e3 grad  -7.51e3 -2.83e3 22.00e3 range y 47 57
ini syy -20.42964e3  grad  -7.30e3 -7.71e3 22.00e3 range y 37 47
ini syy -34.93380e3  grad  -6.50e3 -6.40e3 22.00e3 range y 27 37
ini syy -149.87632e3 grad  -2.68e3 -0.02e3 22.00e3 range y 17 27
ini syy -149.96476e3 grad  -2.68e3 -0.02e3 22.00e3 range y 7 17
ini syy -149.97950e3 grad  -2.68e3 0.00e3 22.00e3 range y 0 7
; ----- resolver => equilíbrio
Solve
save _1
; ----- atribuir propriedades "reais"
pro bulk 2.00000000e8 coh 150000 dil 0 fric 27 she 1.20000000e8 ten 300000 range y 0 100

```

```
; ----- tarar deslocamentos após equilíbrio
ini xdisp 0 ydisp 0 zdisp 0
; ----- monitorizar deslocamentos X. Y. Z
; ----- definição de variáveis para registar em tabelas
def monit
; (PK 0+652 RB) 67m
surf652_1 = gp_near (-5.2,67,13.76)
surf652_2 = gp_near (0,67,18.48)
surf652_3 = gp_near (5.2,67,20.60)
; (PK 0+662 RB) 57m
surf662_1 = gp_near (0,57,7.8)
surf662_2 = gp_near (-5.2,57,15.89)
surf662_3 = gp_near (0,57,17.54)
surf662_4 = gp_near (5.2,57,19.42)
; PK 0+672 RB) 47m
surf672_1 = gp_near (0,47,7.8)
surf672_2 = gp_near (-5.2,47,14.79)
surf672_3 = gp_near (0,47,16.45)
surf672_4 = gp_near (5.2,47,18.29)
; Convergências
wall672_1 = gp_near (0,47,7.8)
wall672_4 = gp_near (-5.1,47,3.5)
wall672_5 = gp_near (5.1,47,3.5)
wall672_6 = gp_near (-5.2,47,1.0)
wall672_7 = gp_near (5.2,47,1.0)
end
monit
save _2
; ----- função FISH para escavação e suporte (2_1.dat)
def excav1
    loop cut (1,56)
        step_name = ' EXCAVATION STEP ' + string(cut)
        ii = out(step_name)
            y0 = 1*(cut-1) ;escavação fase 1 a
            y1 = cut      ;escavação fase 1 b
            yf0 = y0-20   ;escavação fase 2 a
```

```

        yf1 = y1-20      ;escavação fase 2 b
        yp0 = y1        ;enfilagens a
        yp1 = y1+6      ;enfilagens b
        ys0 = y0        ;betao projetadoI a
        ys1 = y1        ;betao projetadoI b
        yc0 = y0-20     ;betao projetadoII a
        yc1 = y1-20     ;betao projetadoII b
        id_ = 10        ;id do SEL
; ----- [SUPORTE PRIMARIO I]
command
    sel shell id id_ group "concrete liner" range cyl end1 0 ys0 2.6 end2 0 ys1 2.6 rad 5.25 &
        cyl end1 0 ys0 2.6 end2 0 ys1 2.6 rad 5.15 not z 2.6 7.85
    sel shell prop isotropic 62.5e9,0.25 thickness 0.11 density 2500 &
        range cyl end1 0 ys0 2.6 end2 0 ys1 2.6 rad 5.25 &
        cyl end1 0 ys0 2.6 end2 0 ys1 2.6 rad 5.15 not z 2.6 7.85
end_command
; ----- [ENFILAGENS]
command
    sel shell id id_ group rock range cyl end1 0 yp0 2.6 end2 0 yp1 2.6 rad 5.32 &
        cyl end1 0 yp0 2.6 end2 0 yp1 2.6 rad 5.26 not z 2.6 7.92
    sel shell prop isotropic 30e9,0.25 thickness 0.073 density 2500 &
        range cyl end1 0 yp0 2.6 end2 0 yp1 2.6 rad 5.32 &
        cyl end1 0 yp0 2.6 end2 0 yp1 2.6 rad 5.26 not z 2.6 7.92
end_command
; ----- [SUPORTE PRIMARIO II]
command
    sel shell id id_ group "concrete liner" range x -5.21 -5.18 y yc0 yc1 z -0.6 2.6
    sel shell id id_ group "concrete liner" range x 5.21 5.18 y yc0 yc1 z -0.6 2.6
    sel shell prop isotropic 62.5e9,0.25 thickness 0.11 density 2500 &
        range x -5.21 5.21 y yc0 yc1 z -0.6 2.6
end_command
; ----- [ESCAVAÇÃO I]
command
    mo null range group tunnel y y0 y1 z 2.6 7.4
    mo null range group "concrete liner" y y0 y1 z 2.6 7.8
end_command

```

```
; ----- [ESCAVAÇÃO II]
command
    mo null range group tunnel y yf0 yf1
    mo null range group "concrete liner" y yf0 yf1
end_command
; ----- [STEP] resolver
command
    step 700
end_command
; ----- CONVERGENCIAS (PK 0+672 RB) 47m
if cut > 46
    xx_1 = gp_xdisp(wall672_1)
    yy_1 = gp_ydisp(wall672_1)
    zz_1 = gp_zdisp(wall672_1)
    xx_4 = gp_xdisp(wall672_4)
    yy_4 = gp_ydisp(wall672_4)
    zz_4 = gp_zdisp(wall672_4)
    xx_5 = gp_xdisp(wall672_5)
    yy_5 = gp_ydisp(wall672_5)
    zz_5 = gp_zdisp(wall672_5)
    xx_6 = gp_xdisp(wall672_6)
    yy_6 = gp_ydisp(wall672_6)
    zz_6 = gp_zdisp(wall672_6)
    xx_7 = gp_xdisp(wall672_7)
    yy_7 = gp_ydisp(wall672_7)
    zz_7 = gp_zdisp(wall672_7)
; ----- medição das cordas de convergência em cut = 47
if cut = 47
c1_4 = SQRT( ((0.0+(xx_1)) - (-5.1+(xx_4)))^2 + ((47.0+(yy_1)) - (47.0+(yy_4)))^2 + ((7.8+(zz_1)) - (3.5+(zz_4)))^2)
c1_5 = SQRT( ((0.0+(xx_1)) - (5.1+(xx_5)))^2 + ((47.0+(yy_1)) - (47.0+(yy_5)))^2 + ((7.8+(zz_1)) - (3.5+(zz_5)))^2)
c1_6 = SQRT( ((0.0+(xx_1))-(-5.2+(xx_6)))^2+((47.0+(yy_1))-47.0+(yy_6)))^2+((7.8+(zz_1)) - (1.0+(zz_6)))^2)
c1_7 = SQRT( ((0.0+(xx_1)) - (5.2+(xx_7)))^2 + ((47.0+(yy_1)) - (47.0+(yy_7)))^2 + ((7.8+(zz_1)) - (1.0+(zz_7)))^2)
```

```

c6_7 = SQRT( ((5.2+(xx_7)) - (-5.2+(xx_6)))^2 + ((47.0+(yy_7)) - (47.0+(yy_6)))^2 + ((1+(zz_7)) -
(1.0+(zz_6)))^2)
end_if

; ----- Medição das cordas no decorrer da escavação cut > 46
corda1_4 = SQRT(((0.0+(xx_1))-(-5.1+(xx_4)))^2+((47.0+(yy_1))-(47.0+(yy_4)))^2+((7.8+(zz_1))-
(3.5+(zz_4)))^2) - c1_4
corda1_5 = SQRT(((0.0+(xx_1))-(-5.1+(xx_5)))^2+((47.0+(yy_1))-(47.0+(yy_5)))^2+((7.8+(zz_1))-
(3.5+(zz_5)))^2) - c1_5
corda1_6 = SQRT(((0.0+(xx_1))-(-5.2+(xx_6)))^2+((47.0+(yy_1))-(47.0+(yy_6)))^2+((7.8+(zz_1))-
(1.0+(zz_6)))^2) - c1_6
corda1_7 = SQRT(((0.0+(xx_1))-(-5.2+(xx_7)))^2+((47.0+(yy_1))-(47.0+(yy_7)))^2+((7.8+(zz_1))-
(1.0+(zz_7)))^2) - c1_7
corda6_7 = SQRT(((5.2+(xx_7))-(-5.2+(xx_6)))^2+((47.0+(yy_7))-(47.0+(yy_6)))^2+((1+(zz_7))-
(1.0+(zz_6)))^2) - c6_7

; ----- Convergências (tabela)
xtable(26,cut) = cut
ytable(26,cut) = corda1_4
xtable(27,cut) = cut
ytable(27,cut) = corda1_5
xtable(28,cut) = cut
ytable(28,cut) = corda1_6
xtable(29,cut) = cut
ytable(29,cut) = corda1_7
xtable(30,cut) = cut
ytable(30,cut) = corda6_7
end_if

; ----- Marcas Superficiais (tabela)
xtable(31,cut) = cut
ytable(31,cut) = gp_xdisp(surf672_1)
xtable(32,cut) = cut
ytable(32,cut) = gp_ydisp(surf672_1)
xtable(33,cut) = cut
ytable(33,cut) = gp_zdisp(surf672_1)
xtable(34,cut) = cut
ytable(34,cut) = gp_xdisp(surf672_2)
xtable(35,cut) = cut
ytable(35,cut) = gp_ydisp(surf672_2)
xtable(36,cut) = cut

```

```
ytable(36,cut) = gp_zdisp(surf672_2)
xtable(37,cut) = cut
ytable(37,cut) = gp_xdisp(surf672_3)
xtable(38,cut) = cut
ytable(38,cut) = gp_ydisp(surf672_3)
xtable(39,cut) = cut
ytable(39,cut) = gp_zdisp(surf672_3)
xtable(40,cut) = cut
ytable(40,cut) = gp_xdisp(surf672_4)
xtable(41,cut) = cut
ytable(41,cut) = gp_ydisp(surf672_4)
xtable(42,cut) = cut
ytable(42,cut) = gp_zdisp(surf672_4)
xtable(43,cut) = cut
ytable(43,cut) = gp_xdisp(surf662_1)
xtable(44,cut) = cut
ytable(44,cut) = gp_ydisp(surf662_1)
xtable(45,cut) = cut
ytable(45,cut) = gp_zdisp(surf662_1)
xtable(46,cut) = cut
ytable(46,cut) = gp_xdisp(surf662_2)
xtable(47,cut) = cut
ytable(47,cut) = gp_ydisp(surf662_2)
xtable(48,cut) = cut
ytable(48,cut) = gp_zdisp(surf662_2)
xtable(49,cut) = cut
ytable(49,cut) = gp_xdisp(surf662_3)
xtable(50,cut) = cut
ytable(50,cut) = gp_ydisp(surf662_3)
xtable(51,cut) = cut
ytable(51,cut) = gp_zdisp(surf662_3)
xtable(52,cut) = cut
ytable(52,cut) = gp_xdisp(surf662_4)
xtable(53,cut) = cut
ytable(53,cut) = gp_ydisp(surf662_4)
xtable(54,cut) = cut
```

```
ytable(54,cut) = gp_zdisp(surf662_4)
xtable(55,cut) = cut
ytable(55,cut) = gp_xdisp(surf652_1)
xtable(56,cut) = cut
ytable(56,cut) = gp_ydisp(surf652_1)
xtable(57,cut) = cut
ytable(57,cut) = gp_zdisp(surf652_1)
table(58,cut) = cut
ytable(58,cut) = gp_xdisp(surf652_2)
xtable(59,cut) = cut
ytable(59,cut) = gp_ydisp(surf652_2)
xtable(60,cut) = cut
ytable(60,cut) = gp_zdisp(surf652_2)
xtable(61,cut) = cut
ytable(61,cut) = gp_xdisp(surf652_3)
xtable(62,cut) = cut
ytable(62,cut) = gp_ydisp(surf652_3)
xtable(63,cut) = cut
ytable(63,cut) = gp_zdisp(surf652_3)
if cut=47 then
    command
        save _672.sav
    end_command
end_if
if cut=57 then
    command
        save _662.sav
    end_command
end_if
if cut=67 then
    command
        save _652.sav
    end_command
end_if
end_loop
end
```

```
excav1
save _3.sav

; ----- função para escavação e suporte (2_2.dat)
def excav2
  loop cut (57,97)
    step_name = ' EXCAVATION STEP ' + string(cut)
    ii = out(step_name)
      y0 = 1*(cut-1) ;escavação fase 1 a
      y1 = cut      ;escavação fase 1 b
      yf0 = y0-20  ;escavação fase 2 a
      yf1 = y1-20  ;escavação fase 2 b
      yp0 = y1     ;enfilagens a
      yp1 = y1+6   ;enfilagens b
      ys0 = y0     ;betao projetadoI a
      ys1 = y1     ;betao projetadoI b
      yc0 = y0-20  ;betao projetadoII a
      yc1 = y1-20  ;betao projetadoII b
      id_ = 10     ;id do SEL
; ----- [SUPORTE PRIMARIO I]
if cut < 63 then
  command
  sel shell id id_ group "concrete liner" range cyl end1 0 ys0 2.6 end2 0 ys1 2.6 rad 5.25 &
    cyl end1 0 ys0 2.6 end2 0 ys1 2.6 rad 5.15 not z 2.6 7.85
  sel shell prop isotropic 62.5e9,0.25 thickness 0.11 density 2500 &
    range cyl end1 0 ys0 2.6 end2 0 ys1 2.6 rad 5.25 &
    cyl end1 0 ys0 2.6 end2 0 ys1 2.6 rad 5.15 not z 2.6 7.85
  end_command
end_if
if cut > 62 then
  command
  sel shell id id_ group "concrete liner" range cyl end1 0 ys0 2.6 end2 0 ys1 2.6 rad 5.25 &
    cyl end1 0 ys0 2.6 end2 0 ys1 2.6 rad 5.15 not z 2.6 7.85
  sel shell prop isotropic 36.1e9,0.25 thickness 0.11 density 2500 &
    range cyl end1 0 ys0 2.6 end2 0 ys1 2.6 rad 5.25 &
    cyl end1 0 ys0 2.6 end2 0 ys1 2.6 rad 5.15 not z 2.6 7.85
```

```

        end_command
end_if
; ----- [SUPORTE PRIMARIO II]
if cut < 83 then
    command
    sel shell id id_group "concrete liner" range x -5.21 -5.18 y yc0 yc1 z -0.6 2.6
    sel shell id id_group "concrete liner" range x 5.21 5.18 y yc0 yc1 z -0.6 2.6
    sel shell prop isotropic 62.5e9,0.25 thickness 0.11 density 2500 &
        range x -5.21 5.21 y yc0 yc1 z -0.6 2.6
    end_command
end_if
if cut > 82 then
    command
    sel shell id id_group "concrete liner" range x -5.21 -5.18 y yc0 yc1 z -0.6 2.6
    sel shell id id_group "concrete liner" range x 5.21 5.18 y yc0 yc1 z -0.6 2.6
    sel shell prop isotropic 36.1e9,0.25 thickness 0.11 density 2500 &
        range x -5.21 5.21 y yc0 yc1 z -0.6 2.6
    end_command
end_if
; ----- [ESCAVAÇÃO I]
command
    mo null range group tunnel y y0 y1 z 2.6 7.4
    mo null range group "concrete liner" y y0 y1 z 2.6 7.8
end_command
; ----- [ESCAVAÇÃO II]
command
    mo null range group tunnel y yf0 yf1
    mo null range group "concrete liner" y yf0 yf1
end_command
; ----- [STEP] resolver
command
    step 700
end_command
; ----- CONVERGENCIAS (PK 0+672 RB) 47m
if cut > 46
    xx_1 = gp_xdisp(wall672_1)

```

```

yy_1 = gp_ydisp(wall672_1)
zz_1 = gp_zdisp(wall672_1)
xx_4 = gp_xdisp(wall672_4)
yy_4 = gp_ydisp(wall672_4)
zz_4 = gp_zdisp(wall672_4)
xx_5 = gp_xdisp(wall672_5)
yy_5 = gp_ydisp(wall672_5)
zz_5 = gp_zdisp(wall672_5)
xx_6 = gp_xdisp(wall672_6)
yy_6 = gp_ydisp(wall672_6)
zz_6 = gp_zdisp(wall672_6)
xx_7 = gp_xdisp(wall672_7)
yy_7 = gp_ydisp(wall672_7)
zz_7 = gp_zdisp(wall672_7)

; ----- medição das cordas de convergência em cut = 47
if cut = 47
c1_4 = SQRT( ((0.0+(xx_1)) - (-5.1+(xx_4)))^2 + ((47.0+(yy_1)) - (47.0+(yy_4)))^2 + ((7.8+(zz_1)) - (3.5+(zz_4)))^2)
c1_5 = SQRT( ((0.0+(xx_1)) - (5.1+(xx_5)))^2 + ((47.0+(yy_1)) - (47.0+(yy_5)))^2 + ((7.8+(zz_1)) - (3.5+(zz_5)))^2)
c1_6 = SQRT( ((0.0+(xx_1))-(-5.2+(xx_6)))^2+((47.0+(yy_1))-(47.0+(yy_6)))^2+((7.8+(zz_1)) - (1.0+(zz_6)))^2)
c1_7 = SQRT( ((0.0+(xx_1)) - (5.2+(xx_7)))^2 + ((47.0+(yy_1)) - (47.0+(yy_7)))^2 + ((7.8+(zz_1)) - (1.0+(zz_7)))^2)
c6_7 = SQRT( ((5.2+(xx_7)) - (-5.2+(xx_6)))^2 + ((47.0+(yy_7)) - (47.0+(yy_6)))^2 + ((1+(zz_7)) - (1.0+(zz_6)))^2)
end_if

; ----- Medição das cordas no decorrer da escavação cut > 46
corda1_4 = SQRT(((0.0+(xx_1))-(-5.1+(xx_4)))^2+((47.0+(yy_1))-(47.0+(yy_4)))^2+((7.8+(zz_1))-(3.5+(zz_4)))^2) - c1_4
corda1_5 = SQRT(((0.0+(xx_1))-(-5.1+(xx_5)))^2+((47.0+(yy_1))-(47.0+(yy_5)))^2+((7.8+(zz_1))-(3.5+(zz_5)))^2) - c1_5
corda1_6 = SQRT(((0.0+(xx_1))-(-5.2+(xx_6)))^2+((47.0+(yy_1))-(47.0+(yy_6)))^2+((7.8+(zz_1))-(1.0+(zz_6)))^2) - c1_6
corda1_7 = SQRT(((0.0+(xx_1))-(-5.2+(xx_7)))^2+((47.0+(yy_1))-(47.0+(yy_7)))^2+((7.8+(zz_1))-(1.0+(zz_7)))^2) - c1_7
corda6_7 = SQRT(((5.2+(xx_7))-(-5.2+(xx_6)))^2+((47.0+(yy_7))-(47.0+(yy_6)))^2+((1+(zz_7))-(1.0+(zz_6)))^2) - c6_7

; ----- Convergências (tabela)

```

```

xtable(26,cut) = cut
ytable(26,cut) = corda1_4
xtable(27,cut) = cut
ytable(27,cut) = corda1_5
xtable(28,cut) = cut
ytable(28,cut) = corda1_6
xtable(29,cut) = cut
ytable(29,cut) = corda1_7
xtable(30,cut) = cut
ytable(30,cut) = corda6_7
end_if
; ----- Marcas Superficiais (tabela)
xtable(31,cut) = cut
ytable(31,cut) = gp_xdisp(surf672_1)
xtable(32,cut) = cut
ytable(32,cut) = gp_ydisp(surf672_1)
xtable(33,cut) = cut
ytable(33,cut) = gp_zdisp(surf672_1)
xtable(34,cut) = cut
ytable(34,cut) = gp_xdisp(surf672_2)
xtable(35,cut) = cut
ytable(35,cut) = gp_ydisp(surf672_2)
xtable(36,cut) = cut
ytable(36,cut) = gp_zdisp(surf672_2)
xtable(37,cut) = cut
ytable(37,cut) = gp_xdisp(surf672_3)
xtable(38,cut) = cut
ytable(38,cut) = gp_ydisp(surf672_3)
xtable(39,cut) = cut
ytable(39,cut) = gp_zdisp(surf672_3)
xtable(40,cut) = cut
ytable(40,cut) = gp_xdisp(surf672_4)
xtable(41,cut) = cut
ytable(41,cut) = gp_ydisp(surf672_4)
xtable(42,cut) = cut
ytable(42,cut) = gp_zdisp(surf672_4)

```

```
xtable(43,cut) = cut
ytable(43,cut) = gp_xdisp(surf662_1)
xtable(44,cut) = cut
ytable(44,cut) = gp_ydisp(surf662_1)
xtable(45,cut) = cut
ytable(45,cut) = gp_zdisp(surf662_1)
xtable(46,cut) = cut
ytable(46,cut) = gp_xdisp(surf662_2)
xtable(47,cut) = cut
ytable(47,cut) = gp_ydisp(surf662_2)
xtable(48,cut) = cut
ytable(48,cut) = gp_zdisp(surf662_2)
xtable(49,cut) = cut
ytable(49,cut) = gp_xdisp(surf662_3)
xtable(50,cut) = cut
ytable(50,cut) = gp_ydisp(surf662_3)
xtable(51,cut) = cut
ytable(51,cut) = gp_zdisp(surf662_3)
xtable(52,cut) = cut
ytable(52,cut) = gp_xdisp(surf662_4)
xtable(53,cut) = cut
ytable(53,cut) = gp_ydisp(surf662_4)
xtable(54,cut) = cut
ytable(54,cut) = gp_zdisp(surf662_4)
xtable(55,cut) = cut
ytable(55,cut) = gp_xdisp(surf652_1)
xtable(56,cut) = cut
ytable(56,cut) = gp_ydisp(surf652_1)
xtable(57,cut) = cut
ytable(57,cut) = gp_zdisp(surf652_1)
table(58,cut) = cut
ytable(58,cut) = gp_xdisp(surf652_2)
xtable(59,cut) = cut
ytable(59,cut) = gp_ydisp(surf652_2)
xtable(60,cut) = cut
ytable(60,cut) = gp_zdisp(surf652_2)
```

```

xtable(61,cut) = cut
ytable(61,cut) = gp_xdisp(surf652_3)
xtable(62,cut) = cut
ytable(62,cut) = gp_ydisp(surf652_3)
xtable(63,cut) = cut
ytable(63,cut) = gp_zdisp(surf652_3)
if cut=47 then
  command
    save _672.sav
  end_command
end_if
if cut=57 then
  command
    save _662.sav
  end_command
end_if
if cut=67 then
  command
    save _652.sav
  end_command
end_if
end_loop
end
excav2
save _4.sav
; ----- função para escavação e suporte (2_3.dat)
def excav2
  loop cut (98,118)
    step_name = ' EXCAVATION STEP ' + string(cut)
    ii = out(step_name)
      y0 = 1*(cut-1) ;escavação fase 1 a
      y1 = cut      ;escavação fase 1 b
      yf0 = y0-20   ;escavação fase 2 a
      yf1 = y1-20   ;escavação fase 2 b
      yp0 = y1      ;enfilagens a
      yp1 = y1+6    ;enfilagens b

```

```
ys0 = y0      ;betao projetadoI a
ys1 = y1      ;betao projetadoI b
yc0 = y0-20   ;betao projetadoII a
yc1 = y1-20   ;betao projetadoII b
id_ = 10      ;id do SEL

; ----- [SUPORTE PRIMARIO II]
command
    sel shell id id_ group "concrete liner" range x -5.21 -5.18 y yc0 yc1 z -0.6 2.6
    sel shell id id_ group "concrete liner" range x 5.21 5.18 y yc0 yc1 z -0.6 2.6
    sel shell prop isotropic 36.1e9,0.25 thickness 0.11 density 2500 &
        range x -5.21 5.21 y yc0 yc1 z -0.6 2.6
end_command

; ----- [ESCAVAÇÃO II]
command
    mo null range group tunnel y yf0 yf1
    mo null range group "concrete liner" y yf0 yf1
end_command

; ----- [STEP] resolver
command
    step 700
end_command

; ----- CONVERGENCIAS (PK 0+672 RB) 47m
if cut > 46
    xx_1 = gp_xdisp(wall672_1)
    yy_1 = gp_ydisp(wall672_1)
    zz_1 = gp_zdisp(wall672_1)
    xx_4 = gp_xdisp(wall672_4)
    yy_4 = gp_ydisp(wall672_4)
    zz_4 = gp_zdisp(wall672_4)
    xx_5 = gp_xdisp(wall672_5)
    yy_5 = gp_ydisp(wall672_5)
    zz_5 = gp_zdisp(wall672_5)
    xx_6 = gp_xdisp(wall672_6)
    yy_6 = gp_ydisp(wall672_6)
    zz_6 = gp_zdisp(wall672_6)
    xx_7 = gp_xdisp(wall672_7)
```

```

yy_7 = gp_ydisp(wall672_7)
zz_7 = gp_zdisp(wall672_7)
; ----- medição das cordas de convergência em cut = 47
if cut = 47
c1_4 = SQRT( ((0.0+(xx_1)) - (-5.1+(xx_4)))^2 + ((47.0+(yy_1)) - (47.0+(yy_4)))^2 + ((7.8+(zz_1)) - (3.5+(zz_4)))^2)
c1_5 = SQRT( ((0.0+(xx_1)) - (5.1+(xx_5)))^2 + ((47.0+(yy_1)) - (47.0+(yy_5)))^2 + ((7.8+(zz_1)) - (3.5+(zz_5)))^2)
c1_6 = SQRT( ((0.0+(xx_1))-(-5.2+(xx_6)))^2+((47.0+(yy_1))-(47.0+(yy_6)))^2+((7.8+(zz_1)) - (1.0+(zz_6)))^2)
c1_7 = SQRT( ((0.0+(xx_1)) - (5.2+(xx_7)))^2 + ((47.0+(yy_1)) - (47.0+(yy_7)))^2 + ((7.8+(zz_1)) - (1.0+(zz_7)))^2)
c6_7 = SQRT( ((5.2+(xx_7)) - (-5.2+(xx_6)))^2 + ((47.0+(yy_7)) - (47.0+(yy_6)))^2 + ((1+(zz_7)) - (1.0+(zz_6)))^2)
end_if
; ----- Medição das cordas no decorrer da escavação cut > 46
corda1_4 = SQRT(((0.0+(xx_1))-(-5.1+(xx_4)))^2+((47.0+(yy_1))-(47.0+(yy_4)))^2+((7.8+(zz_1))-(3.5+(zz_4)))^2) - c1_4
corda1_5 = SQRT(((0.0+(xx_1))-(-5.1+(xx_5)))^2+((47.0+(yy_1))-(47.0+(yy_5)))^2+((7.8+(zz_1))-(3.5+(zz_5)))^2) - c1_5
corda1_6 = SQRT(((0.0+(xx_1))-(-5.2+(xx_6)))^2+((47.0+(yy_1))-(47.0+(yy_6)))^2+((7.8+(zz_1))-(1.0+(zz_6)))^2) - c1_6
corda1_7 = SQRT(((0.0+(xx_1))-(5.2+(xx_7)))^2+((47.0+(yy_1))-(47.0+(yy_7)))^2+((7.8+(zz_1))-(1.0+(zz_7)))^2) - c1_7
corda6_7 = SQRT(((5.2+(xx_7))-(-5.2+(xx_6)))^2+((47.0+(yy_7))-(47.0+(yy_6)))^2+((1+(zz_7))-(1.0+(zz_6)))^2) - c6_7
; ----- Convergências (tabela)
xtable(26,cut) = cut
ytable(26,cut) = corda1_4
xtable(27,cut) = cut
ytable(27,cut) = corda1_5
xtable(28,cut) = cut
ytable(28,cut) = corda1_6
xtable(29,cut) = cut
ytable(29,cut) = corda1_7
xtable(30,cut) = cut
ytable(30,cut) = corda6_7
end_if
; ----- Marcas topográficas (tabela)

```

```
xtable(31,cut) = cut
ytable(31,cut) = gp_xdisp(surf672_1)
xtable(32,cut) = cut
ytable(32,cut) = gp_ydisp(surf672_1)
xtable(33,cut) = cut
ytable(33,cut) = gp_zdisp(surf672_1)
xtable(34,cut) = cut
ytable(34,cut) = gp_xdisp(surf672_2)
xtable(35,cut) = cut
ytable(35,cut) = gp_ydisp(surf672_2)
xtable(36,cut) = cut
ytable(36,cut) = gp_zdisp(surf672_2)
xtable(37,cut) = cut
ytable(37,cut) = gp_xdisp(surf672_3)
xtable(38,cut) = cut
ytable(38,cut) = gp_ydisp(surf672_3)
xtable(39,cut) = cut
ytable(39,cut) = gp_zdisp(surf672_3)
xtable(40,cut) = cut
ytable(40,cut) = gp_xdisp(surf672_4)
xtable(41,cut) = cut
ytable(41,cut) = gp_ydisp(surf672_4)
xtable(42,cut) = cut
ytable(42,cut) = gp_zdisp(surf672_4)
xtable(43,cut) = cut
ytable(43,cut) = gp_xdisp(surf662_1)
xtable(44,cut) = cut
ytable(44,cut) = gp_ydisp(surf662_1)
xtable(45,cut) = cut
ytable(45,cut) = gp_zdisp(surf662_1)
xtable(46,cut) = cut
ytable(46,cut) = gp_xdisp(surf662_2)
xtable(47,cut) = cut
ytable(47,cut) = gp_ydisp(surf662_2)
xtable(48,cut) = cut
ytable(48,cut) = gp_zdisp(surf662_2)
```

```
xtable(49,cut) = cut
ytable(49,cut) = gp_xdisp(surf662_3)
xtable(50,cut) = cut
ytable(50,cut) = gp_ydisp(surf662_3)
xtable(51,cut) = cut
ytable(51,cut) = gp_zdisp(surf662_3)
xtable(52,cut) = cut
ytable(52,cut) = gp_xdisp(surf662_4)
xtable(53,cut) = cut
ytable(53,cut) = gp_ydisp(surf662_4)
xtable(54,cut) = cut
ytable(54,cut) = gp_zdisp(surf662_4)
xtable(55,cut) = cut
ytable(55,cut) = gp_xdisp(surf652_1)
xtable(56,cut) = cut
ytable(56,cut) = gp_ydisp(surf652_1)
xtable(57,cut) = cut
ytable(57,cut) = gp_zdisp(surf652_1)
table(58,cut) = cut
ytable(58,cut) = gp_xdisp(surf652_2)
xtable(59,cut) = cut
ytable(59,cut) = gp_ydisp(surf652_2)
xtable(60,cut) = cut
ytable(60,cut) = gp_zdisp(surf652_2)
xtable(61,cut) = cut
ytable(61,cut) = gp_xdisp(surf652_3)
xtable(62,cut) = cut
ytable(62,cut) = gp_ydisp(surf652_3)
xtable(63,cut) = cut
ytable(63,cut) = gp_zdisp(surf652_3)
if cut=47 then
    command
        save _672.sav
    end_command
end_if
if cut=57 then
```

```
command
    save _662.sav
end_command
end_if
if cut=67 then
command
    save _652.sav
end_command
end_if
end_loop
end
excav3
save _5.sav
; ----- extração as marcas topograficas (Marcas.dat)
set logfile marcas.log
set log on
;672_1
print table 31
print table 32
print table 33
;672_2
print table 34
print table 35
print table 36
;672_3
print table 37
print table 38
print table 39
;672_4
print table 40
print table 41
print table 42
;662_1
```

```
print table 43
print table 44
print table 45
;662_2
print table 46
print table 47
print table 48
;662_3
print table 49
print table 50
print table 51
;662_4
print table 52
print table 53
print table 54
;652_1
print table 55
print table 56
print table 57
;652_2
print table 58
print table 59
print table 60
;652_3
print table 61
print table 62
print table 63
set log off
; ----- extração das convergencias (Convergencias.dat)
set logfile convergencias.log
set log on
```

;672_1

print table 26

print table 27

print table 28

print table 29

print table 30

set log off