

CALIBRAÇÃO DE UMA CLASSIFICAÇÃO DE SUPORTES DE TÚNEIS COM O OBTIDO EM MODELO

JOÃO CARLOS NECHO MONTEIRO DE AGUIAR

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Manuel Barbot Campos e
Matos

Co-Orientador: Professor Doutor Paulo Lopes Pinto

JANEIRO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miiec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

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

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais e ao meu Irmão

"A vida é uma peça de teatro que não permite ensaios. Por isso cante, chore, dance, ria e viva intensamente; antes que a cortina se feche e a peça acabe sem aplausos"

Charlie Chaplin

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar a minha gratidão às várias pessoas que de algum modo contribuíram para a realização deste trabalho, nomeadamente:

- Ao Professor António Campos e Matos, orientador científico da presente dissertação, pela motivação e incentivo durante a realização do trabalho;
- Ao Professor Paulo Lopes Pinto, co-orientador científico desta dissertação, pelas sugestões e disponibilidade demonstrada, e pela paciência e conhecimento transmitido;
- Aos professores da secção de Geotecnia, pela disponibilidade ajuda e esclarecimentos prestados;
- Ao Leandro Abreu, pela amizade companheirismo e ajuda prestada ao longo de todo o curso;
- A todos os meus colegas e amigos, em especial aos de Geotecnia pelo companheirismo e amizade demonstrada;
- À minha família por todo o apoio e sentido de união familiar, pelo carinho e auxílio sempre que precisei;
- À Mariana pelo amor incondicional, pela paciência e pelo apoio que sempre me deu ao longo do curso.

RESUMO

O presente trabalho dedica-se à análise, através de modelos de cálculo numéricos, do dimensionamento de suportes provisórios em túneis, e avaliar sua adequabilidade e viabilidade em diferentes tipos de maciços, comparando as abordagens sugeridas com base em critérios empíricos de classificação geomecânica de maciços rochosos, com os resultados obtidos através do cálculo numérico baseado no método dos elementos finitos.

Para este efeito foram realizadas análises bidimensionais em elementos finitos, utilizando as potencialidades do programa comercial PHASE2, tentando seguir as recomendações para suportes sugeridas pelas classificações geomecânicas, analisando os processos construtivos e esforços obtidos para as diversas análises, sendo que estas variadas análises são efectuadas em função da divisão por classes dos vários tipos de maciços. Nesta pesquisa foram também realizados estudos paramétricos, procurando-se analisar a influência de vários factores sobre o comportamento dos túneis, como o estado de tensão inicial do maciço, parâmetros elásticos e plásticos residuais e modelos utilizados na representação do comportamento mecânico dos diversos materiais.

Na presente dissertação apresenta-se ainda uma curta revisão bibliográfica sobre as propriedades mecânicas e classificações de maciços rochosos, dos valores padrão de parâmetros resistentes e elásticos para diversos géneros de maciço, tipos de suporte primário e secundário, diversos processos construtivos utilizados e critérios de rotura normalmente utilizados.

PALAVRAS-CHAVE: Túneis, geotecnia, suporte primário, faseamento construtivo, análise numérica em elementos finitos.

ABSTRACT

The present work is dedicated to the analysis through numerical calculation models of the design of temporary supports in tunnels, assessing their suitability and viability in different types of rock masses, comparing the approaches suggested on the basis of empirical geomechanical classification of rock masses, with the results obtained by numerical calculation based on the finite element method.

For this purpose, a series of two-dimensional finite element analysis using the commercial program PHASE2, following the recommendations suggested by geomechanical classifications, analyzing the construction method and process and the stresses of the several strains observed on the supports. For a greater simplicity the calculations were carried out according to the division into classes of various types of rock masses by geomechanical classifications. During the course of this study, there were also carried out parametric studies, trying to analyze the influence of various factors on the behavior of the tunnels primary support, like for example the initial stress state of the rock mass, elastic, peak and residual characteristic resistant parameter values, and the several models used in representing the mechanical behavior of several kinds of materials.

In this dissertations is also included a brief theoretical literature review on the mechanical properties and classifications of rock masses, the default values of parameters, elastic and resistant of several kinds of rock masses, for primary and secondary supports, the various construction processes and criteria normally used to define the rupture of the material.

KEYWORDS: Tunnels, geotechnical, primary support, phased constructive processes, numerical analysis by finite elements

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1 INTRODUÇÃO 1

1.1 ASPECTOS GERAIS 1

1.2 OBJECTIVOS E RELEVÂNCIA DO TRABALHO 2

1.3 METODOLOGIA 3

2 CLASSIFICAÇÃO E PROPRIEDADES MECÂNICAS DE MACIÇOS ROCHOSOS 5

2.1 INTRODUÇÃO ÀS CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICA 5

2.2 MÉTODO DE TERZAGHI..... 6

2.3 DEFINIÇÃO DO SUPORTE DE TÚNEIS COM BASE NAS CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS 9

2.3.1 Sistema de Classificação Geomecânica *RMR (Rock Mass Rating)* 9

2.3.1.1 Precauções a Serem Tomadas Na Utilização Da Classificação De Bieniawski..... 16

2.3.2 SUGESTÃO DE SUPORTE PARA TÚNEIS DE ROMANA 16

2.3.3 SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA *Q*..... 19

2.3.4 SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO *GSI* 28

2.4 CRITÉRIO GEOMECÂNICOS DE ROTURA 32

2.4.1 CRITÉRIO DE HOEK-BROWN 32

2.4.2 CRITÉRIO DE MOHR-COULOMB 36

2.5 ESTADO DE TENSÃO INICIAL	38
2.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	41
3 SISTEMAS DE SUPORTE E TRATAMENTO EM ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS	43
3.1 ESTABILIDADE DE TÚNEIS	43
3.1.1 FACTORES INFLUENTES NA ESTABILIDADE SUBTERRÂNEA	47
3.2 SUPORTES E MÉTODOS DE EXECUÇÃO	49
3.2.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE SUPORTES PRIMÁRIOS	49
3.2.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE O SUPORTE SECUNDÁRIO	55
3.3 MACIÇOS TERROSOS	56
3.3.1 MÉTODOS EXECUTIVOS EM MACIÇOS TERROSOS	58
3.4 MÉTODO DE CONVERGÊNCIA-CONFINAMENTO	61
3.4.1 INTRODUÇÃO	61
3.4.2 PERFIL LONGITUDINAL DE DEFORMAÇÃO	61
3.4.3 CURVAS DE RESPOSTA DO TERRENO	68
4 MODELAGEM COMPUTACIONAL DE ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS	75
4.1 APLICAÇÃO DE MODELAGEM COMPUTACIONAL A TÚNEIS	75
4.2 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS APLICADOS A ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS E PROGRAMAS COMERCIAIS	75
4.2.1 INTRODUÇÃO	75
4.2.2 PROGRAMA COMERCIAL PLAXIS	76
4.2.3 PROGRAMA COMERCIAL PHASE2	77
4.2.4 PROGRAMA COMERCIAL ROCLAB	78
4.2.5 PROGRAMA COMERCIAL ROCSUPPORT	78

4.2.6 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS PROGRAMAS UTILIZADOS	78
4.3 APRESENTAÇÃO DO CASO TIPO	79
4.3.1 MODELO CONCEPTUAL	79
4.3.2 MODELO NUMÉRICO.....	80
4.4 ESTIMATIVA DE PARÂMETROS DOS MACIÇOS	81
4.4.1 CARACTERÍSTICAS DOS MACIÇOS RESIDUAIS GRANÍTICOS	81
4.4.2 PARÂMETROS CONSIDERADOS PELAS TABELAS DE BIENIAWSKI.....	83
4.4.3 ESTIMATIVA DE PARÂMETROS UTILIZANDO SOFTWARE ROCLAB	83
4.5 MODELOS COMPUTACIONAIS.....	84
4.5.1 INTRODUÇÃO	84
4.5.2 CÁLCULO ATRAVÉS DA OPÇÃO “LOAD SPLIT”	85
4.5.3 CÁLCULO NUMÉRICO ATRAVÉS DE “CORE SOFTENING”.....	88
4.5.4 CALCULO ATRAVÉS DE FORÇAS INTERNAS APLICADAS NA FRONTEIRA DE ESCAVAÇÃO.....	92
4.5.5 PROGRAMA ROC SUPPORT	93
5 ANÁLISE COMPUTACIONAL DE ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS.....	97
5.1 ESTUDO PARAMÉTRICO	97
5.1.1 INTRODUÇÃO	97
5.1.2 PROCESSO CONSTRUTIVO E PARÂMETROS ELÁSTICOS	99
5.1.3 ESTADO DE TENSÃO INICIAL	101
5.1.4 PARÂMETROS RESISTENTES DO MACIÇO.....	103
5.1.5 PARÂMETROS RESISTENTES RESIDUAIS.....	105
5.2 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	107
5.2.1 PREÂMBULO	107

5.2.2 MACIÇOS DE CLASSE II	107
5.2.2.1 Modelação com degradação dos parâmetros resistentes plásticos.....	112
5.2.3 MACIÇOS DE CLASSE III	114
5.2.3.1 MODELAÇÃO COM DEGRADAÇÃO DOS PARÂMETROS RESISTENTES PLÁSTICOS	120
5.2.4 MACIÇOS DE CLASSE IV.....	123
5.2.4.1 Modelação com degradação dos parâmetros resistentes plásticos.....	129
5.2.4.2 Cálculo com processo construtivo alternativo (Galeria de avanço)	133
5.2.5 MACIÇOS DE CLASSE V.....	136
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	145
6.1 CONCLUSÕES	145
6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	147

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2. 1 - Modelo de Terzaghi	8
Figura 2. 2 - Representação gráfica da obtenção do valor de RMR (Miranda, 2003)	11
Figura 2. 3 – Variação entre os vãos sem suporte e os tempos de autosustentação para as várias classes de maciços (adaptado de Bieniawski, 1973).....	13
Figura 2. 4 - Representação gráfica da obtenção do valor Q (Miranda 2003).....	20
Figura 2. 5 - Escolha do tipo de suporte em função da classificação Q (adaptado de Barton, 1995) ..	26
Figura 2. 6 – Determinação do índice GSI (modificado – Hoek e Marinos, 2000).....	29
Figura 2. 7 - Orientações para a escolha do valor de D.....	31
Figura 2. 8 - Relações entre as tensões principais máximas e mínimas para os critérios de Hoek-Brown e equivalente de Mohr-Coulomb (Hoek et al., 2002)	35
Figura 2. 9 - Envolvente de Coulomb.....	36
Figura 2. 10 – Curva de tensão tangencial vs deslocamento (Assis, 2003).	37
Figura 2. 11 – Envoltórias das resistências de pico e residual no espaço de Mohr-Coulomb (Assis, 2003).....	38
Figura 2. 12 - Valores medidos de tensões verticais σ_z em função da profundidade z em diferentes regiões do mundo (Hoek & Brown, 1980)	39
Figura 2. 13 – Variação de K_0 com a profundidade (modificado - Hoek & Brown 1980).....	40
Figura 2. 14 - Efeito de K_0 nos deslocamentos à superfície do terreno (modificado Almeida e Sousa, 1998).....	41
Figura 3. 1 - Tipos de rotura que ocorrem em diferentes maciços rochosos sob diferentes níveis de tensão in situ (adaptado de Hoek et al, 1995).....	45
Figura 3. 2 - Problemas, parâmetros, métodos de análise e critérios de aceitabilidade em escavações subterrâneas (adaptado de Hoek, 1991).....	46
Figura 3. 3 – Exemplo de instalação de pregagens tipo Swellex (http://www.atlascopco.pt/ptpt/)	50
Figura 3. 4 - Representação de uma junta deslizante em cambotas metálicas TH (Hoek, 2000).....	51
Figura 3. 5 – Cambotas HEB e chapas tipo Bernold no suporte de um túnel (http://www.durofelguera.com/catalogo_tedesa)	52
Figura 3. 6 - Diferenças na adaptação a superfícies irregulares do betão projectado utilizando malhas de aço e do betão projectado reforçado com fibras metálicas (Vandewalle, 1990).....	53
Figura 3. 7 – Caso tipo de uso de enfilagens (Hoek, 1999)	54
Figura 3. 8 – Instalação de enfilagens (Hoek , 2000).....	55
Figura 3. 9 – Exemplo de sistema de impermeabilização e Drenagem	56
Figura 3. 10 - Comportamentos típicos dos solos para vários níveis de deformação (Gomes Correia, 2001).....	57

Figura 3. 11 – Exemplo de faseamento através do NATM	58
Figura 3. 12 - Secções parciais escavadas em múltiplas etapas (modificado - Hoek, 2004).	60
Figura 3. 13 - Curva de convergência com a consideração do peso do terreno da zona descomprimida	62
Figura 3. 14 - Funções de perfil longitudinal de deformação propostas por vários autores e exemplo de medições de Chern et al. (1998).	63
Figura 3. 15 - a) Zona plastificada que se desenvolve à medida que o túnel avança para a esquerda. O raio máximo da zona plastificada é menor do que duas vezes o raio do túnel e a zona de plastificação da parede não interage com a zona de plastificação da face de escavação (perfil longitudinal de deformação de Panet de 1995 é válido); b) A zona de plastificação da parede tem raio superior a duas vezes o raio do túnel e interage com a zona de plastificação da face de escavação (perfil de Panet não é válido) (modificado Hoek et al, 2008).	64
Figura 3. 18 - Correlação entre u_0/u_{max} na face de escavação e raio de plastificação máximo, R_p/R_t (modificado Hoek et al, 2008).	65
Figura 3. 19 - Correlação entre os perfis longitudinais de deformação previstos e os dados numéricos, análises com p_0 constante (modificado Hoek et al, 2008).	66
Figura 3. 20 - Correlação entre os perfis longitudinais de deformação previstos e os dados numéricos, análises com σ_{cm} constante (modificado Hoek et al, 2008).	66
Figura 3. 21 - Influência do tamanho do avanço no perfil longitudinal de deformação (modificado Hoek et al, 2008).	67
Figura 3. 22 - Deslocamentos nas imediações da frente de escavação de um túnel	68
Figura 3. 23 - Modelação da curva de resposta do terreno de uma escavação (Hoek, 1995).	69
Figura 3. 24 - Modelação das curvas de resposta do terreno e do suporte para uma escavação (Modificado Hoek, 1995).	70
Figura 3. 25 – Capacidades máximas de suporte aproximadas para diferentes sistemas instalados em túneis circulares (Hoek et al, 1980)	72
Figura 3. 26 - Curvas características de alguns tipos de suporte (Hoek, 1980, 1997).	73
Figura 3. 27- Curva de reacção do suporte variando com a fase de instalação (modificado Hoek, 2000)	73
Figura 4. 1 – Secção tipo considerada.....	79
Figura 4. 2 – Modelo conceptual	80
Figura 4. 3 – Malha de elementos finitos	80
Figura 4. 4 - Parâmetros do programa RocLab	84
Figura 4. 5 – Ilustração do processo de escavação.....	85
Figura 4. 6 - Opções "Load Split"	86
Figura 4. 7 - Faseamento de cálculo "Load Split"	87
Figura 4. 8 - Tensões induzidas "Load Split"	87
Figura 4. 9 - Propriedades do faseamento "Core Softening"	89

Figura 4. 10 - Determinação do raio plástico.....	89
Figura 4. 11 - Perfil longitudinal de deformação (Vlachopoulos & Diederichs, 2009)	90
Figura 4. 12 - Gráfico deslocamento vs Fase de escavação	90
Figura 4. 13 - Tensão induzida "core softening".....	91
Figura 4. 14 - Fasemaento dos vectores de tensão	92
Figura 4. 15 – Evolução das tensões com o processo construtivo, através de carga uniformemente distribuída	93
Figura 4. 16 - Parâmetros do túnel e suporte - RocSupport	94
Figura 4. 17 - Análise da secção do túnel – RocSupport	95
Figura 4. 18 - Curvas de reacção do maciço e do suporte – RocSupport	96
Figura 5. 1 - Modelo de cálculo base	99
Figura 5. 2 - Resultados de análise da variação dos parâmetros construtivos e elásticos – a) deslocamentos verticais à superfície; b) deslocamentos dentro da secção do túnel; c) esforço axial no suporte	100
Figura 5. 3 - Resultados de análise com a variação da tensão inicial - a) deslocamentos verticais à superfície; b) deslocamentos dentro da secção do túnel; c) esforço axial no suporte	102
Figura 5. 4 - Resultados de análise com a variação dos parâmetros resistentes - a) deslocamentos verticais à superfície; b) deslocamentos dentro da secção do túnel; c) esforço axial no suporte	104
Figura 5. 5 - Resultados de análise com a variação dos parâmetros resistentes residuais - a) deslocamentos verticais à superfície; b) deslocamentos dentro da secção do túnel; c) esforço axial no suporte	106
Figura 5. 6 - Modelo Numérico - Maciço classe II	110
Figura 5. 7 - Resultados obtidos - Maciço classe II - a) deslocamentos na fronteira de escavação e tensões verticais; b) pontos plastificados e tensão de desvio.....	111
Figura 5. 8 – Esforços mobilizados nos suportes - Maciço classe II - a) esforço axial nas pregagens; b) esforço axial no suporte de betão projectado; c) momentos no suporte de betão projectado	111
Figura 5. 9 - Deslocamento máximo e plastificação no maciço - Cálculo com degradação dos parâmetros plásticos – Maciço Classe II	112
Figura 5. 10 - Esforços mobilizados nos suportes – Degradação de parâmetros plásticos - Maciço classe II - a) esforço axial no suporte de betão projectado; b) momentos no suporte de betão projectado; c) esforço axial nas pregagens.....	113
Figura 5. 11 – Comparativo de esforços nos suportes entre o cálculo base e o cálculo plástico – a) Variação dos esforços axiais no suporte de betão projectado; b) Variação dos momentos no suporte de betão projectado	114
Figura 5. 12 – Determinação do raio plástico - Classe Maciço III	117
Figura 5. 13 - Processo construtivo "Load Split" - Maciço Classe III	118
Figura 5. 14 - Esforços mobilizados nos suportes - Maciço classe III - a) esforço axial nas pregagens; b) momentos no suporte de betão projectado; c) esforço axial no suporte de betão projectado	120

Figura 5. 15 - Deslocamento máximo e plastificação no maciço - Cálculo com degradação dos parâmetros plásticos – Maciço Classe III.....	121
Figura 5. 16 - Esforços mobilizados nos suportes - Maciço classe III - a) esforço axial nas pregagens; b) momentos no suporte de betão projectado; c) esforço axial no suporte de betão projectado	122
Figura 5. 17 - Processo construtivo "Load Split" - Maciço Classe IV.....	127
Figura 5. 18 - Esforços mobilizados nos suportes - Maciço classe IV - a) esforço axial nas pregagens; b) esforço axial no suporte de betão projectado; c) momentos no suporte de betão projectado	128
Figura 5. 19 - Envelopes de segurança - Maciço Classe IV	129
Figura 5. 20 – Deslocamento total máximo e plastificação em redor da escavação.....	130
Figura 5. 21 - Esforços mobilizados nos suportes - Cálculo plástico - Maciço classe IV - a) esforço axial nas pregagens; b) esforço axial no suporte de betão projectado; c) momentos no suporte de betão projectado.....	132
Figura 5. 22 - Envelopes de segurança – Calculo Plástico - Maciço Classe IV	132
Figura 5. 23 - Processo construtivo alternativo - Maciço Classe IV.....	134
Figura 5. 24 - Esforços mobilizados nos suportes - Maciço classe IV – processo construtivo alternativo - a) esforço axial nas pregagens; b) esforço axial no suporte de betão projectado; c) momentos no suporte de betão projectado.....	136
Figura 5. 25 - Processo construtivo - Maciço Classe V	139
Figura 5. 26 - Evolução da plastificação do maciço - Maciço Classe V.....	140
Figura 5. 27 - Esforços mobilizados nos suportes - Maciço classe V - a) esforço axial nas pregagens; b) esforço axial no suporte de betão projectado; c) momentos no suporte de betão projectado	141
Figura 5. 28 - Plastificação do suporte - Maciço Classe V	142
Figura 5. 29 - Envelopes de segurança – Maciço Classe V	143

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2. 1 - Classificação geomecânica de Terzaghi	9
Tabela 2. 2 - Sistema de classificação geomecânica RMR (modificado - Bieniawski 1989).....	9
Tabela 2. 3 - Classes de maciços rochosos para túneis e valores de parâmetros de resistência (adaptada de Bieniawski, 1989).....	14
Tabela 2. 4 - Recomendações de escavação e suporte com base nas classes do sistema RMR	14
Tabela 2. 5 – Recomendação de escavação de túneis (Romana, 2000)	17
Tabela 2. 6 - Recomendações para a escavação de túneis de 10-14 m de diâmetro (adaptado ROMANA, 2000).....	18
Tabela 2. 7 - Obtenção do valor de RQD	20
Tabela 2. 8 - Obtenção do valor de J_n	21
Tabela 2. 9 – Obtenção do valor de J_r	21
Tabela 2. 10 – Obtenção do valor de J_a	22
Tabela 2. 11 – Obtenção do valor de J_w	22
Tabela 2. 12 – Obtenção do valor de SRF	23
Tabela 2. 13 – Valores de ESR	25
Tabela 2. 14 – Valores de ESR a considerar para túneis <i>TBM</i>	25
Tabela 2. 15 – Estimativa do comprimento de pregagens e ancoragens.....	26
Tabela 2. 16 – Expressões para a estimativa de pressões no suporte definitivo	27
Tabela 2. 17 - Determinação dos valores de Q_w	27
Tabela 2. 18 - Estimativa dos valores de m_i	32
Tabela 4. 1 - Classificação da alteração dos materiais graníticos.....	82
Tabela 4. 2 - Parâmetros de projecto para maciços rochosos (Topa Gomes et al., 2002)	82
Tabela 4. 3 - Parâmetros de projecto para maciços terrosos (Topa Gomes et al., 2002).....	83
Tabela 4. 4 – Parâmetros de acordo com a classificação <i>RMR (1989)</i>	83
Tabela 4. 5 - Propriedades Materiais exemplo Load Split	85
Tabela 4. 6 - Propriedades Materiais exemplo “core softening”	88
Tabela 5. 1 - Parâmetros do cálculo base	97
Tabela 5. 2 – Características da análise tipo	98
Tabela 5. 3 - Alterações em relação ao problema de referência - processo construtivo e parâmetros elásticos.....	99
Tabela 5. 4 - Alterações de cálculo relativamente ao modelo base - Estado de tensão inicial.....	101

Tabela 5. 5 - Alterações de cálculo relativamente ao modelo base - Parâmetros resistentes	103
Tabela 5. 6 - Alterações de cálculo relativamente ao modelo base - Parâmetros resistentes residuais	105
Tabela 5. 7 - Características de suporte - Maciço Classe II.....	107
Tabela 5. 8 - Parâmetros resistentes - Maciço classe II	108
Tabela 5. 9 - Correlações do módulo de deformabilidade	108
Tabela 5. 10 - Parâmetros materiais - Classe Maciço II	109
Tabela 5. 11 - Características dos suportes - Classe maciço II.....	109
Tabela 5. 12 – Alterações de cálculo relativamente ao modelo base – Maciço Classe II	112
Tabela 5. 13 - Características de suporte - Maciço Classe III.....	114
Tabela 5. 14 - Parâmetros resistentes - Maciço classe III	115
Tabela 5. 15 - Parâmetros materiais - Classe Maciço III	115
Tabela 5. 16 - Características dos suportes - Classe maciço III.....	115
Tabela 5. 17 - Alterações de cálculo relativamente ao modelo base – Maciço Classe III	120
Tabela 5. 18 - Características de suporte - Maciço Classe IV	123
Tabela 5. 19 - Parâmetros resistentes - Maciço classe IV.....	123
Tabela 5. 20 - Parâmetros materiais - Classe Maciço IV	123
Tabela 5. 21 - Características dos suportes - Classe Maciço IV.....	124
Tabela 5. 22 - Alterações de cálculo relativamente ao modelo base – Maciço Classe IV.....	130
Tabela 5. 23 - Características de suporte - Maciço Classe V	136
Tabela 5. 24 - Parâmetros resistentes - Maciço Classe V	136
Tabela 5. 25 - Parâmetros materiais - Classe Maciço V	137
Tabela 5. 26 – Características dos suportes - Classe Maciço V.....	137

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

E - módulo de elasticidade [GPa];

E_d - módulo de deformabilidade;

H_p - factor de relaxamento do maciço rochoso acima do tecto do túnel;

H - altura do túnel;

B - vão/largura do túnel;

P_v - pressão vertical instalada nos suportes;

h_t - a altura do maciço equivalente à carga;

L - comprimento das pregagens;

S - espaçamento entre pregagens;

γ - peso específico do maciço rochoso/densidade da rocha;

E_M - o módulo de deformabilidade do maciço rochoso;

E_R - é o módulo de elasticidade da rocha intacta em [GPa];

NATM - *New Austrian Tunnelling Method*;

RMR - *Rock Mass Rating*;

σ_c - Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;

RQD - Designação da qualidade da rocha;

α - coeficiente de alívio de tensões no maciço;

H - profundidade da abertura abaixo da superfície (cobertura acima do tecto do túnel);

J_n - Número de famílias de juntas;

J_r - Valor da rugosidade da junta crítica;

J_a - Valor da alteração da junta crítica;

J_w - Factor da água subterrânea;

SRF - Factor de tensões;

V_p - velocidade de onda sónica;

G - módulo de distorção

D - diâmetro equivalente;

ESR - *Excavation Support Ratio* ou Índice de Suporte da Escavação;

Q - índice de qualidade da rocha;

GSI - *Geological Strength Index* ou índice de resistência;

RMR_{76} - *RMR* versão 1976;

RMR_{89} - RMR versão 1989;

Q - valor modificado de Barton;

σ_1' – tensões principais efectivas máximas na rotura;

σ_3' – tensão principal menor mínima na rotura;

σ_c – resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;

m_i – uma constante da rocha intacta que depende exclusivamente do tipo litológico;

ϕ - ângulo de atrito interno do material;

c – coesão do material;

τ_p - resistência ao corte;

σ - Tensão normal ao plano de ruptura;

σ_z - tensão vertical natural [kPa];

z_i - espessura da camada i [m];

γ_i - peso específico da camada i [Kn/m³]

n - numero de camadas

s - constante empírica, que para a rocha intacta assume um valor fixo igual a um e para o maciço é função do grau de fracturação;

m_b - valor da constante m para maciço rochoso;

K_0 - coeficiente de impulso em repouso;

σ_z - tensão vertical [kPa];

σ_h - tensão horizontal [kPa];

TH - *Toussaint-Heintzmann* (tipo de perfis metálicos);

u_i - deformação (convergência) do túnel;

R_p - raio da zona plástica;

R_t – raio do túnel;

u_r - deslocamento radial ou convergência resultante;

u_{max} = é o deslocamento radial máximo a curto prazo;

X – distância à face de escavação;

p_t - pressão de suporte;

p_0 - tensão “*in situ*”;

σ_{cm} = resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso;

u_r^M = valor final do deslocamento radial;

p_i^{cr} = pressão interna crítica;

ψ - dilatação;

ν = coeficiente de Poisson;

U_s - Deslocamento máximo admitido pelo suporte

1

INTRODUÇÃO

1.1 ASPECTOS GERAIS

Os túneis e as obras subterrâneas nas últimas décadas têm conhecido um assinalável desenvolvimento a nível mundial. A maior parte da população mundial concentra-se nos grandes centros urbanos, o que conduz a uma saturação do espaço superficial nestas grandes metrópoles, que por sua vez leva a um aumento na procura por redes de transportes viáveis e outras infra-estruturas.

O uso de túneis e obras subterrâneas no planeamento e gestão do espaço oferece inquestionáveis vantagens pela minimização dos impactos no tecido urbano, para além de evitar as perturbações ambientais e o condicionamento do trânsito durante a construção. Os túneis subterrâneos oferecem uma variedade de finalidades como vias de comunicação (estradas, caminhos de ferro, passagens pedonais), vias de condução hidráulica (adutores de água, saneamento, gás), galerias e túneis mineiros, depósitos de carburantes, etc.

As inúmeras vantagens da utilização do espaço subterrâneo são apenas ensombradas pelos seus elevados custos associados, dado tratarem-se de estruturas complexas executadas por técnicos e empresas especializadas. No entanto a solução em túnel tem-se tornado cada vez mais apelativa devido a uma série de factores que têm permitido a sua redução de custos e um incremento da fiabilidade e segurança, como o desenvolvimento de novos métodos e técnicas construtivas, melhoria na fase de projecto e acompanhamento de obra.

É justamente sobre a fase de projecto que se incide o presente trabalho, mais concretamente a escolha de suporte provisório. As abordagens que se utilizam para a projecção de um túnel, em concreto a escolha do suporte primário e secundário ou definitivo, são feitas com base em critérios empíricos, sendo que posteriormente se desenvolvem análises numéricas caso a caso e se corrige consoante o comportamento do suporte durante a obra. Com o presente trabalho pretende-se dar ênfase às soluções de suporte provisório de túneis subterrâneos com base em critérios empíricos de classificação de maciços rochosos e a sua posterior modelação a partir de modelos numéricos de cálculo através do método dos elementos finitos, procurando-se analisar a influência que exercem alguns factores sobre o comportamento dos túneis, tais como o estado de tensão inicial do maciço a dimensão das aberturas, e os parâmetros e os modelos usados na representação do comportamento mecânico dos diversos materiais.

De seguida faz-se uma breve descrição de cada um dos capítulos constituintes do presente trabalho, posteriores ao presente capítulo destinado a introduzir o tema.

No Capítulo 2 são apresentadas as formas de classificação e as propriedades mecânicas dos maciços rochosos, incluindo uma variedade de sistemas de classificação geomecânica e os suportes e

características padrão definidas com base nestas classificações. Analisam-se as suas vantagens e desvantagens e precauções a serem tomadas aquando da utilização destas. É também feita uma breve revisão sobre os critérios de rotura mais empregues, e define-se as características e formulações associadas de cada uma.

No Capítulo 3 é efectuada uma breve revisão sobre os tipos de suporte primário e secundário e os vários métodos executivos destes em diversos géneros de maciços. Discute-se também os variados factores de influência na estabilidade das obras subterrâneas, e os tipos de fenómenos de instabilidade observados consoante as condições geológicas. Por fim expõe-se e analisa-se o método de convergência-confinamento.

No Capítulo 4 aborda-se a modelagem computacional de túneis, referindo os vários programas comerciais utilizados e fazendo uma breve descrição sobre cada um deles. São referidos também as diversas formas de estimar os parâmetros de resistência para vários tipos de maciços. Apresenta-se igualmente um caso tipo, e, com base no programa de cálculo numérico comercial escolhido, explicitam-se os diversos modelos computacionais para simular a tridimensionalidade dos avanços de uma escavação subterrânea.

A análise e apresentação de resultados é feita no Capítulo 5. Numa primeira instância são executadas diversas modelações para a realização de uma análise paramétrica, associando o efeito da variação de factores do próprio maciço, como o estado de tensão inicial e parâmetros de resistência, avaliando a afectação nos esforços e deslocamentos na secção e à superfície. Em seguida são modeladas as várias soluções de suporte provisório baseadas nas classificações geomecânicas no programa de cálculo por elementos finitos PHASE2, fazendo a análise dos vários aspectos relevantes relacionados com o comportamento de túneis superficiais, procurando-se destacar a importância de cada um dos factores que condicionam tal comportamento. Também se descreve em detalhe as várias considerações efectuadas para obter um modelo de cálculo realista.

No último capítulo incluem-se algumas considerações finais nas quais se resumem os aspectos mais importantes e as conclusões mais relevantes do presente trabalho. São ainda apontados alguns temas susceptíveis de estudo no futuro.

1.2 OBJECTIVOS E RELEVÂNCIA DO TRABALHO

Não existe um método de análise universal para a determinação de um projecto de suportes e avaliação de estabilidade da escavação, devido ao facto que cada projecto ser específico para as circunstâncias e condicionantes específicas de cada obra (história de tensões *in situ*, profundidade, presença de água, etc.). No entanto normalmente estas são baseadas em abordagens empíricas. O pretendido com esta dissertação é através de um caso “padrão”, efectuar análises numéricas das soluções ditadas por estas aproximações teóricas e concluir sobre a qualidade da resposta de classificação.

Assim, como objectivos, podem ser citados:

- Revisão sobre os métodos empíricos e semi-empíricos nos quais se baseiam as actuais opções de suporte de túneis, que por sua vez se baseiam fundamentalmente no conhecimento do desempenho, em outras obras e em condições geotécnicas semelhantes;
- Apresentação das diversas abordagens existentes na literatura sobre modelagens de túneis;
- Aplicação, sobre os modelos numéricos de cálculo bidimensionais numéricos, das diversas abordagens para modelagem dos túneis;

- Realização de estudos paramétricos, com base nos modelos numéricos desenvolvidos, analisando os parâmetros e os modelos utilizados na representação do comportamento mecânico dos diversos materiais;
- Realização de modelagens realistas, procurando representar de forma exacta o processo construtivo utilizado em escavações actuais;

1.3 METODOLOGIA

Após a revisão de das várias propostas de suporte para túneis, foi utilizado para a modelação numérica o programa comercial de elementos finitos PHASE2. A partir das várias recomendações de suporte para cada tipo de maciços, tentou-se simular de várias formas, explicadas em maior detalhe no capítulo do cálculo numérico, o processo de escavação seguindo também as recomendações em relação á distância de instalação do suporte com o avanço da frente de escavação analisando as deformações, esforços e plastificação do solo. Seguidamente tentou-se através da degradação sequencial dos parâmetros do solo ver a adequabilidade limite dos vários suportes.

2

CLASSIFICAÇÃO E PROPRIEDADES MECÂNICAS DE MACIÇOS ROCHOSOS

2.1 INTRODUÇÃO ÀS CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICA

Os métodos empíricos e semi-empíricos para o dimensionamento de suportes em túneis, são métodos que se baseiam fundamentalmente no conhecimento prévio do desempenho em outras obras e em condições geotécnicas similares, desses mesmos suportes. Compilando a experiência adquirida previamente, permitem uma primeira aproximação do tipo de suporte necessário para uma dada obra, e uma previsão plausível do seu desempenho.

Os métodos puramente empíricos são aqueles que não envolvem sequer a explicitação de um modelo de comportamento para a estrutura (Cunha, 1991). É o caso dos métodos que recorrem às classificações geomecânicas do maciço, que em função da apreciação de um número limitado de parâmetros geotécnicos, em geral, passíveis de serem determinados à custa de ensaios simples de laboratório, a partir de observações da superfície e do estudo da amostragem efectuada nas sondagens mecânicas e permitem a sua divisão em várias classes e, conseqüentemente, o seu zonamento em termos de comportamento geomecânico.

Para cada uma destas classes são feitas recomendações, face ao tipo de obra em estudo, acerca das características dos suportes julgados mais convenientes e ainda por vezes avaliadas empiricamente as tensões exercidas pelos terrenos sobre eles.

Convém notar no entanto que a aplicação destes métodos é aceitável apenas no dimensionamento dos suportes primários, uma vez que para o revestimento definitivo há que levar em consideração as solicitações que actuam na fase da exploração das obras (Sousa, 1998). Apesar de em algumas sugestões de classificação, como por exemplo a de Barton et al. (sistema Q), fazerem referência às alterações nos parâmetros de entrada na sua classificação para ter em conta a diferenciação entre as necessidades para suporte primário e para o suporte definitivo ou secundário.

Uma das primeiras classificações geomecânicas conhecida, adaptável a rochas e solos, foi elaborada por Terzaghi. Nesta classificação, os terrenos foram englobados em 9 classes, sendo indicado para cada uma a carga transmitida ao suporte e o suporte considerado mais adequado.

Esta classificação tem hoje em dia praticamente apenas um valor histórico, já que não tem conta a litologia dos terrenos, as fronteiras entre as várias classes são muito difusas, as cargas transmitidas ao suporte são avaliadas sem levar em consideração o estado de tensão inicial e o suporte recomendado circunscreve-se quase que exclusivamente às cambotas metálicas (Sousa, 1998).

No entanto, com o aumento progressivo do uso do espaço subterrâneo e dadas as limitações das primeiras classificações, apareceram sistemas de classificação e de dimensionamento de suportes, de natureza empírica, que englobavam critérios quantificáveis e que forneciam indicações mais precisas no que dizia respeito às propriedades intrínsecas do maciço e às necessidades de suporte. Genericamente, estes sistemas consideravam, entre outros, os seguintes parâmetros (Castelli, 1992):

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

O funcionamento deste tipo de classificações é de relativa simplicidade e de fácil incremento. Aos parâmetros são atribuídos pesos, dependendo das características a avaliar em específico, sendo posteriormente obtido um índice geomecânico que resulta de aplicação de expressões de cálculo associados ao sistema empírico utilizado. Permite dividir o maciço em várias classes, que estão associadas, a determinadas soluções construtivas e suportes pré concebidas, bem como um balizamento e sugestão de valores para certos parâmetros geomecânicos. Devido à facilidade na sua aplicação e universalidade no seu uso, estes sistemas têm obtido grande aceitação e são hoje muito utilizados um pouco por todo o mundo.

Posteriormente á classificação de Terzaghi, muitas outras classificações geomecânicas foram desenvolvidas, sendo as mais utilizadas actualmente as de Bieniawski (sistema *RMR*), proposta inicialmente em 1973, e a de Barton et al. (sistema *Q*), desenvolvida no *NGI (Norwegian Geotechnical Institute)* e apresentada um ano depois. A área de aplicação destas duas classificações situa-se em maciços rochosos, podendo estender-se para maciços de solos rijos e rochas brandas levando em consideração as modificações de Laubscher e Taylor (1976), na classificação de Bieniawski, e as de Olivier (1976), na classificação de Barton.

2.2 MÉTODO DE TERZAGHI

Como já foi referido, as primeiras classificações partiam em regra de descrições meramente qualitativas dos maciços, ou com base na avaliação quantitativa de um só parâmetro, o que as tornava bastante subjectivas e dependentes do julgamento de quem as aplicava.

Foi o caso da classificação geomecânica proposta por Terzaghi (1946) para túneis, em que estabeleceu uma metodologia para determinação da carga transmitida pelo maciço aos suportes para diferentes condições de rocha. Com base nestas condições da rocha, definiu 9 classes, estabelecendo, para cada classe, a carga transmitida pelo maciço ao suporte e até valores relativos às pressões actantes nos suportes.

De acordo com a descrição de Terzaghi as 9 classes referidas são as seguintes:

- Rocha dura e intacta, é a rocha que não contém nenhuma junta ou fractura. Após a escavação, resultarão quedas de blocos de rocha intacta da lateral ou do tecto, havendo também a existência de possíveis estouros de rocha “*rockburst*”, sendo conhecida como uma situação de “*popping*”. A resistência à compressão é igual ou superior a 100 MPa;
- Rocha Dura estratificada ou xistosa, consiste em camadas individuais com pouca ou nenhuma resistência ao longo do contacto com outras camadas. A camada pode ser ou não atravessada por juntas transversais, e aí a condição de “*spalling*” (queda de blocos) é comum;

- Rocha Maciça, moderadamente fracturada é a que contém juntas e fracturas, no entanto os espaçamentos entre elas são grandes. As juntas podem ser preenchidas ou não. Podem ocorrer também trincas perigosas, mas os grandes blocos entre as juntas são tão imbricados que as paredes verticais não requerem suporte lateral. Podem ocorrer condições de “*spalling*” e “*popping*”;
- Rocha moderadamente compartimentada e estratificada ocorre quando as juntas são pouco espaçadas entre si, resultando em blocos de aproximadamente 1m de diâmetro. A rocha pode ou não ser dura. Da mesma forma, as juntas podem ser “auto cicatrizantes” ou não, mas o imbricamento dos blocos é elevado e a pressão lateral não é exercida;
- Rocha muito compartimentada e estratificada, ocorre quando é pequeno o espaçamento entre as juntas. O tamanho dos blocos é menor que 1m. Consiste em rochas quimicamente inalteradas (sãs) ou fragmentos de rocha quase intactos, os quais são inteiramente separados uns dos outros, com imbricamento imperfeito entre eles. É esperada alguma pressão lateral de baixa magnitude, podendo requerer suporte nas paredes verticais;
- Rocha completamente esmagada mas quimicamente intacta, na qual não há nenhum imbricamento. É esperada considerável pressão lateral nos suportes de túneis. O tamanho dos blocos poderá variar entre poucos centímetros até 30cm;
- Rochas pouco expansivas, profundidade média (150m a 1000m). Um pré-requisito para esta situação é uma grande percentagem de partículas microscópicas ou sub microscópicas de minerais feldspatos ou argilosos com pouca capacidade de expansão;
- Rochas pouco expansiva, profundidade elevada profundidades, a profundidade máxima recomendada para túneis é de até 1000 m e até 2000m, e apenas no caso de rochas de boa qualidade;
- Rocha expansiva “swelling” rock, a capacidade de expansão é limitada àquelas rochas que contém minerais argilosos, como a montmorilonita, de grande capacidade de expansiva.

O trabalho publicado em 1946 por Terzaghi tornou-se um guia na engenharia de túneis, fornecendo durante vários anos a base para os projectos de túneis, particularmente os construídos na América do Norte. Os suportes de túneis discutidos por Terzaghi, sendo essencialmente cambotas metálicas, foram dimensionados para a suportar a carga de rocha, devida ao peso do terreno plastificado resultante da escavação do túnel. A partir desta linha de raciocínio, Terzaghi desenvolveu uma série de formulações para estimar o carregamento do solo acima do túnel, dependendo das condições geológicas.

Essa teoria é considerada o primeiro sucesso na tentativa de classificar maciços rochosos para os propósitos de engenharia. Terzaghi (1946), propõe que o factor de carregamento H_p é a altura de relaxamento do solo produzida acima do tecto do túnel, resultante da escavação, e de acordo com Terzaghi é esta quantidade de solo que vai contribuir para o carregamento actuante nas cambotas metálicas. Este factor de carregamento foi estimado por Terzaghi a partir de análises realizadas em túneis ferroviários de diâmetros de 5.5m suportados por cambotas metálicas, realizados nos Alpes durante os vinte anos anteriores.

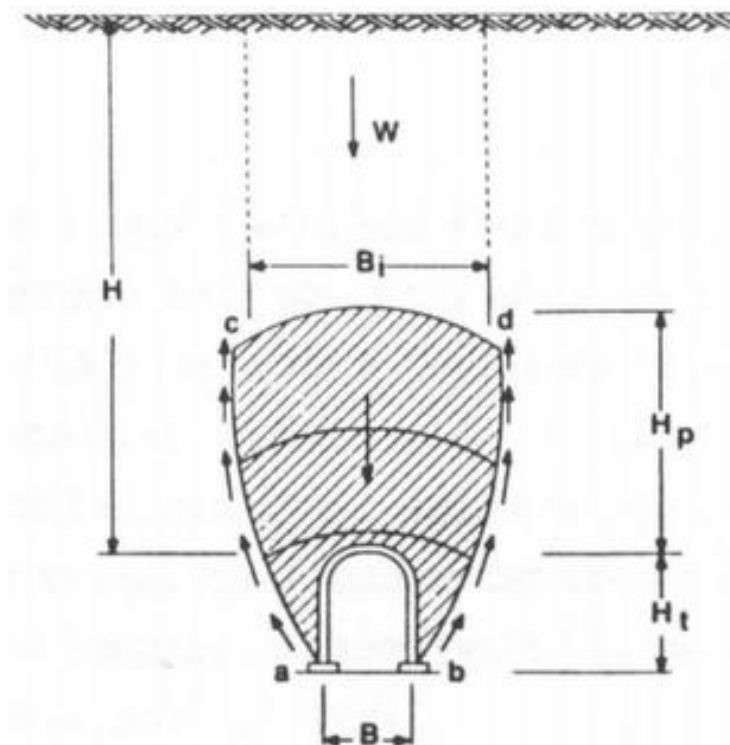


Figura 2. 1 - Modelo de Terzaghi

Nessas investigações foram utilizados blocos de madeira de resistência conhecida para fixar as cambotas metálicas no maciço rochoso. Os carregamentos produzidos pela rocha foram estimados a partir da resistência conhecida dos blocos de madeira rompidos. Terzaghi utilizou essas observações para efectuar uma retro análise dos carregamentos da rocha actuante nos suportes. Posteriormente, ele realizou experiências com areias, nas quais determinou a altura do arco de relaxamento produzido acima do tecto do túnel, proporcionalmente crescente com a largura da abertura realizada na areia.

Os factores de carregamento das nove classes de rochas estão listados na Tabela 2.1.

A partir do modelo ilustrado na Figura 2.1, Terzaghi sugeriu a seguinte equação para se obter a pressão actuante no suporte para um dado factor de carregamento H_p :

$$P_v = H_p \times \gamma \quad (1)$$

Onde P_v é a pressão actuante sobre o suporte e γ é o peso específico do maciço rochoso.

A abordagem de Terzaghi foi utilizada com um relativo sucesso para túneis com suportes por cambotas metálicas e utilização de métodos de escavação convencionais com explosivos. Esta prática de escavação diminui a resistência do maciço rochoso e permite significantes convergências no tecto, que mobilizam a zona relaxada do maciço rochoso. A altura desta zona actua como um peso morto nos suportes (Eq. (1)). Cecil (1970), concluiu que a abordagem de Terzaghi não fornece uma informação quantitativa sobre as propriedades do maciço rochoso, mas é bastante útil para permitir uma apreciação qualitativa do comportamento do maciço e estimar cargas actuantes sobre cambotas metálicas.

Apesar de todas essas limitações, a sugestibilidade prática da abordagem de Terzaghi não pode ser negada e o método ainda encontra aplicações sob condições similares às aquelas para as quais foi desenvolvido.

Tabela 2. 1 - Classificação geomecânica de Terzaghi

Condições da rocha	H_p carga (pés)	Observações
1. Dura e intacta	Zero	Requer suporte leve somente em condições de queda de blocos
2. Dura estratificada ou xistosa	0 a 0,5B	Suporte leve
3. Maciça, moderadamente fracturada	0 a 0,25B	Carga pode variar erráticamente de ponto para ponto
4. Moderadamente compartimentada	0,258 a 0,35 ($B+H_t$)	Não há pressões laterais
5. Muito compartimentada	(0,35 a 1,10)($B+H_t$)	Pequenas pressões laterais ou mesmo sem pressões
6. Completamente esmagada mas quimicamente intacta	1,10($B+H_t$)	Pressão lateral considerável. Requer suporte contínuo de cambotas
7. Pouco expansiva, profundidade média	1,10 a 2,10 ($B+H_t$)	Pressão lateral elevada, requer arco invertido
8. Pouco expansiva, profundidade elevada	2,10 a 4,50 ($B+H_t$)	Cambotas circulares são recomendadas
9. Rocha expansiva	Acima de 250 pés, independente do valor de $B+H_t$	Cambotas circulares são requeridas. Em casos extremos devem usar-se suportes flexíveis

2.3 DEFINIÇÃO DO SUPORTE DE TÚNEIS COM BASE NAS CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS

2.3.1 SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA RMR (ROCK MASS RATING)

A classificação geomecânica ou sistema RMR (Rock Mass Rating) foi inicialmente desenvolvido no Conselho Sul Africano de Pesquisa Científica e Industrial (CSIR) por Bieniawski (1973), que se baseou em sua experiência em túneis superficiais em rochas sedimentares (Kaiser et al., 1986). Desde então, essa classificação passou por várias significativas mudanças.

Tabela 2. 2 - Sistema de classificação geomecânica RMR (modificado - Bieniawski 1989).

A – Parâmetros de classificação e seus pesos									
Parâmetro			Intervalo de variação dos valores						
P1	Resistência do material rochoso intacto	Point-load	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Para este intervalo é aconselhável utilizar o ensaio de resistência à compressão uniaxial		
		Res. Comp. uniaxial	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1 MPa
	Peso		15	12	7	4	2	1	0
P2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	Peso		20	17	13	8	3		

P3	Espaçamento das descontinuidades	>2 m	0.6-2.0m	200- 600mm	60-200mm	<60mm	
	Peso	20	15	10	8	5	
P4							
	Condições das descontinuidades (ver E)	Superfícies muito rugosas Não contínuas Nenhuma separação Superfície de rocha inalterada	Superfícies ligeira/ rugosas Separação <1mm Superfície de rocha ligeira/ alterada	Superfícies ligeira/ rugosas Separação <1mm Superfície de rocha muito alterada	Superfícies lisas ou enchimento c/ espessura < 5mm ou Separação 1-5mm contínua	enchimento mole com espessura >5mm ou separação >5mm contínua	
	Peso	30	25	20	10	0	
P5	Caudal por 10m de túnel (l/m)	Nenhum	<10	10-25	25-125	>125	
	Águas subterrâneas	(Pressão água nas diaclasses/ tensão principal máxima)	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5
	Condições gerais	Completa/ seco	Ligeira/ Húmido	Húmido	Gotejando	Fluindo	
	Peso	15	10	7	4	0	
B. Ajuste dos pesos devido à orientação das descontinuidades (ver F)							
	Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito Desfavorável		
P6	Túneis e minas	0	-2	-5	-10	-12	
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25	
	Taludes	0	-5	-25	-50		
C. Classe do maciço rochoso determinado através da soma dos pesos parciais							
	Peso	100-81	80-61	60-41	40-21	<21	
	Número da classe	I	II	III	IV	V	
	Descrição	Rocha muito boa	Rocha boa	Rocha razoável	Rocha má	Rocha muito má	
D. Significado das classes das rochas							
	Número da classe	I	II	III	IV	V	
	Tempo médio de auto- sustentação	20 anos para um vão de 15m	1 ano para um vão de 10m	1 semana para um vão de 5m	10 horas para um vão 2.5m	30 minutos para um vão de 1m	
	Coesão do maciço rochoso (kPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100	
	Ângulo de atrito do maciço rochoso (°)	>45	35-45	25-35	15-25	<15	
E. Orientações para a classificação das condições das descontinuidades							
	Comprimento da descontinuidade (persistência)	<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m	
	Peso	6	4	2	1	0	
	Separação (abertura)	Nenhuma	<0.1mm	0.1-1.0mm	1-5mm	>5mm	
	Peso	6	5	4	1	0	

Rugosidade Peso	Muito rugoso 6	Rugoso 5	Ligeira/ rugoso 3	Macio 1	Liso 0
Enchimento Peso	Nenhum 6	Enchimento duro <5mm 4	Enchimento duro >5mm 2	Enchimento mole <5mm 2	Enchimento mole >5mm 0
Alteração Peso	Inalterado 6	Ligeira/ alterado 5	Moderada/ alterado 3	Muito alterado 1	Decomposto 0
F. Efeito da orientação da direcção e da inclinação das descontinuidades em túneis					
Direcção perpendicular ao eixo do túnel			Direcção paralela ao eixo do túnel		
Escavar c/ o mergulho – Inclinação 45-90°		Escavar c/ o mergulho – Inclinação 20-45°		Mergulho 45-90°	
Muito favorável		Favorável		Muito favorável	
Escavar contra o mergulho – Inclinação 45- 90°		Escavar contra o mergulho – Inclinação 20- 45°		Mergulho 0-20 Independente da direcção	
Razoável		Desfavorável		Razoável	

O sistema RMR é um dos mais utilizados para a classificação de maciços rochosos (Bieniawski, 1978). Baseia-se na consideração de seis parâmetros geológico-geotécnicos, aos quais se atribuem pesos relativos. O resultado do índice *RMR* para um determinado maciço pode variar entre 0 e 100 e é obtido através da soma algébrica dos pesos referidos, como se ilustra na Figura 2. 2.

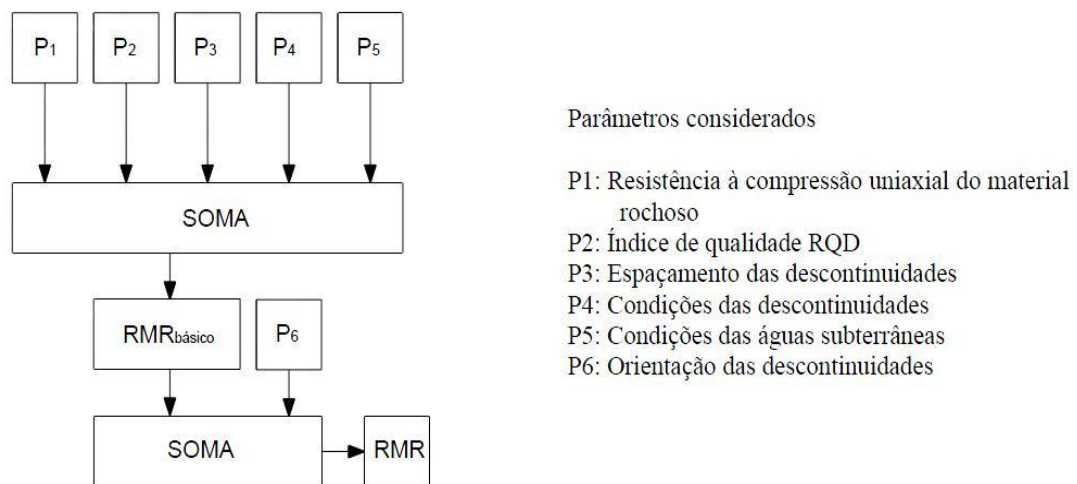


Figura 2. 2 - Representação gráfica da obtenção do valor de RMR (Miranda, 2003)

A classificação geomecânica proposta por Bieniawski, bastante versátil e de fácil utilização, considera seis parâmetros característicos do maciço rochoso, atribuindo a cada um diferentes pesos relativos (Tabela 2. 2). Os parâmetros que determinam esta classificação são:

- Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta σ_c , ou o índice de resistência à compressão pontual [MPa];
- Índice RQD, relativo à qualidade da perfuração [%]

$$RQD = \frac{\sum \text{comprimento de material obtido} \leq 10\text{cm}}{L_{Total}} \times 100\% \quad (2)$$

- Grau de facturação do maciço, através do espaçamento médio entre descontinuidades [m], A distância entre duas descontinuidades adjacentes pode ser medida, perpendicularmente às paredes, para todos os tipos de descontinuidades, porém, deverá ser utilizada para cálculo, a situação mais crítica.
- Condição das descontinuidades, incluindo a rugosidade das superfícies, sua separação ou abertura, sua persistência ou continuidade, a alteração das paredes ou planos de fraqueza, e o material de preenchimento.
- Condições hidrogeológicas, aferidas pelo caudal de água em cada troço de 10 m de túnel [l/min] ou pela relação entre a pressão da água intersticial e a tensão principal máxima [adim.] ou pelas condições gerais (seco, ressurgências, etc.).
- O peso devido à orientação das descontinuidades foi introduzido por Bieniawski como ajuste do somatório dos cinco pesos anteriores, para ter em conta o efeito favorável ou desfavorável dessa orientação. Não é fácil aplicar esta correcção porque uma determinada orientação pode ser favorável ou desfavorável dependendo das condições das águas subterrâneas e das próprias descontinuidades.

Singh e Goel (1999), sugerem que para o caso de maciços rochosos não perturbados, ou seja situações nas quais são utilizados os *TBM*s (*Tunelling Boring Machines*) ou fresas, devem ser somados 10 pontos para se obter o valor ponderado correcto. Dependendo da qualidade das detonações controladas, poderão ser adicionados 3 a 5 pontos para o cálculo do índice *RMR* (Singh e Goel, 1999).

No caso de túneis e cavernas de grande diâmetro, o índice *RMR* poderá ter um valor mais pequeno do que se o valor do índice fosse obtido para o caso de escavações faseadas, como por exemplo, a escavação com avanço piloto, seguida da escavação da bancada e soleira. Isto ocorre devido ao facto de, nas escavações faseadas, alguma intrusão de rocha branda ou descontinuidade poder apresentar um valor da condição de junta diferente (Singh e Goel, 1999), pois, a escala relativa entre o padrão de facturação do maciço rochoso e o tamanho global da obra é que irá reger o comportamento das obras executadas ou escavadas no mesmo.

A classificação do maciço é executada dividindo-o em regiões estruturais com características geológico-geotécnicas semelhantes. A partir do valor obtido para o *RMR*, o maciço rochoso é então enquadrado numa de cinco classes, uma das vantagens da classificação, é que pode ser usada para se estimar uma variedade de parâmetros e informações úteis, como o vão autoportante, o tempo de auto-sustentação, a pressão de suporte para uma dada abertura, e também, ajudar na escolha do método de escavação. Poder-se-á também estimar: a coesão, o ângulo de atrito interno, o módulo de deformação do maciço rochoso e a pressão de suporte máxima variando consoante a classe do maciço. No entanto estas informações só deverão ser utilizadas para estudos de viabilidade e projectos preliminares. Ensaio *in situ* e modelagens numéricas para definições de suportes permanentes serão sempre essenciais, principalmente para o caso de cavernas ou grandes aberturas, em que as condições geológicas apresentam uma variação grande.

Segue-se uma breve explicação sobre alguns dos conceitos supracitados:

- Tempo de auto-sustentação

O tempo de auto-sustentação depende efectivamente da largura da abertura e da distância entre a face do túnel e o último suporte instalado. Este conceito é expresso graficamente na Figura 2. 3. Para aberturas com tecto em arco, o tempo de auto-sustentação poderá ser maior que para o caso de tecto plano. Detonações controladas poderão contribuir para o aumento do tempo de auto-sustentação, enquanto os danos e abalos causados pelas detonações poderão contribuir negativamente. É importante salientar que algum atraso desnecessário na instalação do suporte no teto para o caso de um maciço rochoso com grande tempo de auto-sustentação poderá antecipar o processo de deterioração reduzindo o tempo de auto-sustentação.

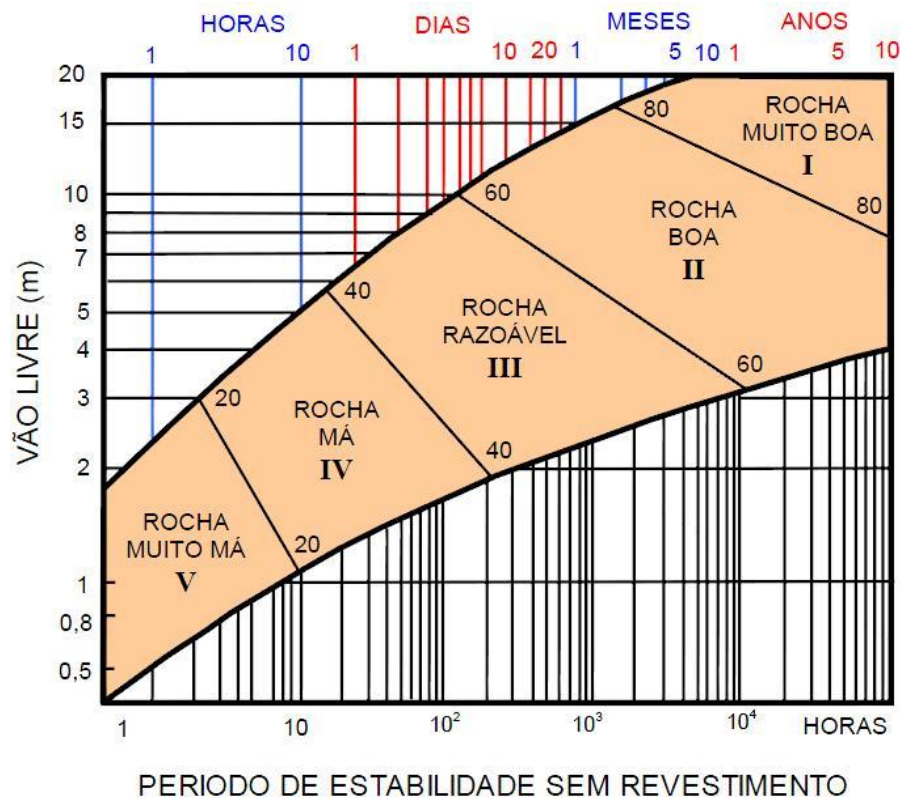


Figura 2. 3 – Variação entre os vãos sem suporte e os tempos de autosustentação para as várias classes de maciços (adaptado de Bieniawski, 1973)

- Coesão e ângulo de atrito interno

Assumindo que o maciço rochoso se comporta como um material de Mohr-Coulomb, e a resistência ao corte depende da coesão e do ângulo de atrito interno, o índice *RMR* pode ser utilizado para estimar esses parâmetros. Geralmente, os parâmetros de resistência são diferentes para a ruptura de pico e para condições residuais. Bieniawski sugere, dependendo da classificação da classe do maciço, valores balizados para os parâmetros de resistência de pico, como se pode observar na Tabela 2. 3. Por experiência (Singh e Goel, 1999), esses valores são aplicados apenas em taludes sob condições saturadas e maciços rochosos não degradados. A coesão é geralmente maior no caso de túneis, devido às juntas serem relativamente fechadas e com espaçamentos maiores.

Tabela 2. 3 - Classes de maciços rochosos para túneis e valores de parâmetros de resistência (adaptada de Bieniawski, 1989).

Classe	I	II	III	IV	V
Descrição da qualidade	Muito boa	Boa	Razoável	Má	Muito má
RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<21
Coesão do maciço rochoso	>400 [Kpa]	300-400 [Kpa]	200-300 [Kpa]	100-200 [Kpa]	<100 [Kpa]
Ângulo de atrito do maciço	>45 °	35-45 °	25-35 °	15-25 °	<15 °
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

- Recomendações de suporte

Tabela 2. 4 - Recomendações de escavação e suporte com base nas classes do sistema RMR

Classe do maciço	Escavação	Suporte		
		Pregagens (20mm diâmetro envolvidas em Grout)	Betão projectado	Cimbres
I	Secção total 3m de avanço	Geralmente não requer suporte, com excepção de pregagens ocasionais		
II	Secção total, 1,0 a 1,5m de avanço. Suporte completo a 20m da frente.	Pregagens de 3m de comp., espaçadas de 2,5m, ocasionalmente com malha em certas zonas do tecto	50mm no tecto quando necessário	Nenhum
III	Secção parcial (frente e rebaixo), avanço 1,5-3m. Início do suporte após cada fogo. Suporte completo a 10m	Pregagens sistemáticas com 4m de comp., espaçadas de 2m nas paredes e tectos, com malha no tecto	50-100mm no tecto 30 mm nas paredes	Nenhum
IV	Secção parcial (frente e rebaixo), avanço 1,0-1,5m. Instalação do suporte concomitantemente com a escavação	Pregagens sistemáticas com 4-5m de comp., espaçadas de 1-1,5m com malha no tecto e paredes	100-150mm no tecto 100mm nas paredes	Cimbres leves a médios espaçados de 1,5m
V	Secções múltiplas, avanço de 0,5-1,5m. Instalação do suporte com a escavação. Betão projectado logo após fogo	Pregagens sistemáticas com 5-6m de comp., espaçadas de 1-1,5m com malha no tecto e paredes. Pregagem na soleira	150-200mm no tecto 150mm nas paredes e 50mm na face	Cimbres médios a pesados espaçados de 0,75m. Fechamento da soleira

Bieniawski estabeleceu recomendações quanto ao modo de escavação e tipo de suporte a adoptar para túneis com cerca de 10 metros de vão, tensão vertical inferior a 25 [MPa] e escavados com recurso a explosivos (Tabela 2. 4). Estas recomendações não se adequam totalmente às situações concretas e actuais em Portugal, pelo que se reconhece a importância de novas recomendações estabelecidas por Romana (2003) para o tipo de escavação e suportes, para vãos entre 10 e 14m, o qual será detalhado no subcapítulo 2.3.2.

- Estimativa da capacidade de suporte

Através do valor de RMR pode ser estimada a carga instalada nos suportes através da seguinte expressão:

$$P_v (Mpa) = \frac{100 - RMR}{100} \times \gamma \times B = \gamma \times h_t \quad (3)$$

Onde P_v é a pressão vertical instalada nos suportes, γ o peso volúmico da rocha em kg/m^3 , B a largura da obra, em metros, e h_t é a altura do maciço equivalente à carga.

Goel e Jetwa (1991), através da comparação de pressões nos suportes medidas e estimadas pela expressão, concluíram que esta não seria aplicável para túneis em maciços rochosos com tecto em arco. Assim, a partir do estudo de 30 túneis instrumentados, apresentaram a seguinte expressão para a determinação da pressão nos suportes, no caso de escavação feita com explosivos e utilizando costelas metálicas como suporte:

$$P_v (Mpa) = \frac{0,75 \cdot B^{0,1} \cdot H^{0,5} - RMR}{2 \cdot RMR} \quad (4)$$

Onde H é a profundidade do túnel em metros (≥ 50).

O comprimento das pregagens (L) pode ser obtido por uma das seguintes relações:

$$L = \frac{h_t}{2} \quad (5)$$

$$L = \frac{B}{3} \quad (6)$$

$$L = B^{2/3} \quad (7)$$

O espaçamento (S) pode ser determinado através da capacidade de carga da pregagem (C_b) estabelecida através de ensaios *pull-out* em obra com a fórmula:

$$S = \sqrt{0,6 \cdot C_b / \gamma \cdot h_t} \quad (8)$$

Ou através do critério: $1,2 < L/S < 2,0$.

▪ Módulo de deformação

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

$$\text{Serafim e Pereira} \quad E_M \text{ (Gpa)} = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad (9)$$

$$\text{Bieniawski} \quad E_M \text{ (Gpa)} = 2 \cdot RMR - 100; RMR \geq 50 \cdot e \cdot \sigma_c \geq 100 \text{Mpa} \quad (10)$$

$$\text{Hoek e Brown} \quad E_M \text{ (Gpa)} = \frac{\sqrt{\sigma_c}}{10} \cdot 10^{(RMR-10/40)}; \sigma_c \leq 100 \text{Mpa} \quad (11)$$

2.3.1.1 Precauções a Serem Tomadas Na Utilização Da Classificação De Bieniawski

Abordagens utilizadas em projectos baseados em vários parâmetros, podem levar a resultados não confiáveis devido às incertezas na determinação dos parâmetros correctos e realistas de entrada (“input”) de um dado material onde o túnel será escavado (Sing & Goel, 1999).

No ponto de vista do autor, uma grande falha no sistema de classificação geomecânica de Bieniawski é que ao somar as notas para os diferentes parâmetros analisados, é comum que se encontre dois ou mais maciços completamente diferentes e com um índice *RMR* de valor similar. Portanto, é necessário que se estude a fundo cada caso e seja definida a importância de cada parâmetro a ser somado e, se um maciço recebe uma nota baixa, é necessário verificar quais os parâmetros mais determinantes para tal nota e suas influências na escavação a ser realizados.

Segundo Hoek & Brown (1980), o sistema foi calibrado em túneis superficiais escavados em maciços de boa qualidade e não considerando o estado de tensões do meio rochoso. Assim, sua aplicabilidade em maciços pouco resistentes e com comportamento mecânico dominado pelo estado de tensões é limitada. A indústria de mineração considera esta classificação algo conservativa, o que foi amplamente discutido por Bieniawski (1989). Uma classificação modificada do *RMR*, apropriada para a engenharia de minas, deve levar em conta as tensões *in situ*, as tensões induzidas pelas aberturas da mina, os efeitos da escavação a fogo e o grau de alteração ou *intempéries* (Hoek *et al.*, 1995).

2.3.2 SUGESTÃO DE SUPORTE PARA TÚNEIS DE ROMANA

Bieniawski (1989) estabeleceu recomendações quanto ao modo de escavação e tipo de suporte definitivo a adoptar para túneis com cerca de 10 metros de vão, tensão vertical inferior a 25 [MPa] e escavados com recurso a explosivos (Tabela 2. 4). Estas recomendações não se adequam totalmente às situações concretas e actuais em Portugal, pelo que se reconhece a importância de novas recomendações estabelecidas por Romana (2000) para o tipo de escavação e suportes, para vãos entre 10 e 14m.

De acordo com a publicação de Romana (2000), as classificações geomecânicas tornaram-se uma ferramenta padrão para o reconhecimento dos maciços rochosos nos quais se irão realizar obras de engenharia, em especial túneis e obras subterrâneas, no entanto existem visões conflituosas sobre estas

classificações, contrapondo uma série de comodidades na sua utilização mas também desvantagens, referindo vantagens, a facilidade e universalidade no uso e estabelece uma linguagem técnica comum.

No entanto para contrapor estas vantagens pode-se referir a falta de base científica nas classificações, sendo apenas compilações empíricas de conhecimento, simplificação excessiva dos problemas reais e o perigo aquando da sua utilização por parte de alguém não qualificado, que pode pensar que ao fazer uma simples aplicação das classificações se obtém um processo construtivo completo. Apesar de estas desvantagens considera-se as classificações geomecânicas uma ferramenta válida desde que aplicadas no devido contexto e com a devida sensibilidade de caso.

Romana falando em específico da classificação de Bieniawski, sendo esta a mais utilizada em Espanha, explica que esta não se adequa à realidade geológica geotécnica da Península Ibérica, e justifica a necessidade de novas recomendações para suporte de túneis com vários argumentos.

A classificação de Bieniawski divide o índice *RMR* em 5 classes (I, II, III, IV e V) variando entre “Muito boa” a “Muito má”. Cada classe abrange uma série de 20 pontos. Na prática, as classes não são comparáveis entre si, a classe I (Muito boa) é pouco frequente, pois são raros os maciços com poucas diáclases e de boa qualidade, a classe III (Médio a normal) é normalmente mais frequente, no entanto tem uma amplitude demasiado vasta. Os requisitos de suporte de um túnel de *RMR* = 40 são diferentes dos de um túnel de *RMR* = 60. No primeiro caso provavelmente serão utilizadas cambotas na sua construção enquanto no segundo caso não, e a espessura de betão projectado e comprimento do “passo” de escavação também será diferente.

Tabela 2. 5 – Recomendação de escavação de túneis (Romana, 2000)

RMR	Classe	Tamanho do avanço (m)		Faseamento da secção	Método de escavação
		Máxima	Recomendada		
100					
	I a		≥ 5	Secção Completa	TBM Aberto
90					
	I b		≥ 5		
80		16.0			
	II a		≥ 5		
70		9.5			
	II b		4/6		
60		6.0			
	III a		3/4		
50		4.0			
	III b		2/3	Bancada e Soleira	Explosivos
40		2.5			
	IV a		1/2		
30		1.75			
	IV b		1		
20		1.0			
	V a		0,5/0,7		
10					
0	V b		0,5		

A classe IV (Má) é demasiado ampla, um túnel de $RMR = 20$ será escavado mecanicamente, e com condições de estabilidade precária, enquanto um túnel com $RMR = 40$ podem ser utilizados explosivos e as mesmas necessidades de suporte, no entanto permitirá trabalhar em ciclos de maior rendimento sistemático e tolerável.

Romana propõe então a substituição do sistema de 5 classes por um sistema de 10 subclasses. Tendo cada subclasse uma amplitude de 10 pontos, e para manter um certo grau de correlação com a classificação de Bieniawski, denomina-se com a numeração romana de Bieniawski (I, II, III, IV e V) seguido de uma letra, a para a metade superior e b para a metade inferior de cada classe. Estas mudanças já se encontram em uso no sistema *SMR* para taludes

Tabela 2. 6 - Recomendações para a escavação de túneis de 10-14 m de diâmetro (adaptado ROMANA, 2000)

RMR	Classe	Pregagens			Betão Projectado			Armadura		Cambotas		
		L (m)	b/m²	S` (m)	e (cm)	Cama das	Impermea-bilizado	Malha	Fibr-as	Tipos	S` (m)	
100	I a	-	-	-	-	-	-	Simples	Ocasional		-	
90	I b	2/3	0.10	Ocasional	2	Ocasional	Não				Não	
80	II a	3	0.10/0.25	Ocasional	5	1	Ocasional				Não	
70	II b	3	0.25/0.44	2x2/1.5x1.5	6-10	1/2	Sim	Simples	Ocasional	Fibras	Não	
60	III a	3/4	0.44/0.66	1.5x1.5/1x1.5	8-15	2/3	Sim					Ocasional
50	III b	4	0.66/1	1x1.5/1x1	12-20	2/3	Sim					1.5
40	IV a	4/4.5	0.80/1	1x1.25/1x1	16-24	3	Sim	Dupla	Ocasional	TH 19	1	
30	IV b	4.5/5	1	1x1	20-30	3	Sim					0.75/1
20	V a	-	-	-	30-40	3/4	Sim					0.5/0.75
10	V a	-	-	-	30-40	3/4	Sim			HEB	0.5/0.75	
0	V b	Sistemas Especiais										

Na Tabela 2. 5 e Tabela 2. 6, são apresentadas recomendações para a escavação e manutenção de túneis, sendo que estas recomendações de adequam a escavações com um diâmetro entre 10 e 14 m, pois este valor espelha os valores mais comuns para meios de comunicação, muitos túneis hidráulicos no entanto possuem um diâmetro mais baixo, sendo assim as suas exigências de suporte ,manutenção e

escavação podem ser simplificadas e reduzidas. Para o caso de cavernas de grande diâmetro, estas por sua vez acarretam os seus próprios problemas específicos, e os métodos de escavação aqui sugeridos podem não ser apropriados nestes casos.

Romana refere também que a maior partes dos túneis (com diâmetro médio de 10m) foram escavados através de explosões controladas, mas no futuro ira ser mais utilizada a escavação via *TBM*, são então referidos recomendações adicionais dependendo dos métodos de escavação:

- | | |
|-------------------------------------|-------------------|
| ▪ Escavação com <i>TBM</i> | Δ RMR = 10 |
| ▪ Escavação mecânica | Δ RMR = 5 |
| ▪ Escavação por explosão controlada | Δ RMR = 0 |
| ▪ Escavação por explosão ineficaz | Δ RMR = 0 |

Na Espanha tal como em Portugal a a maioria dos túneis escavados são superficiais, não ultrapassando os 250m, nestas circunstâncias as tensões principais são verticais, devido ao peso próprio do solo, no entanto em situações complexas em que as tensões tectónicas predominantes sejam horizontais, estas recomendações podem também não ser adequadas.

2.3.3 SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA Q

O Sistema Q foi desenvolvido por Barton et al. (1974) que, após a observação e análise de um grande número de túneis na Escandinávia, propuseram um índice de qualidade *Q*, para a classificação de maciços rochosos e obtenção de necessidades de suporte. A obtenção deste índice faz-se como esquematizado na Figura 2. 4, pela expressão:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_a}{SRF} \quad (12)$$

Onde:

RQD = Designação da Qualidade da Rocha;

J_n = Número de famílias de juntas;

J_r = Valor da rugosidade da junta crítica;

J_a = Valor da alteração da junta crítica;

J_w = Factor da água subterrânea;

SRF = Factor de tensões.

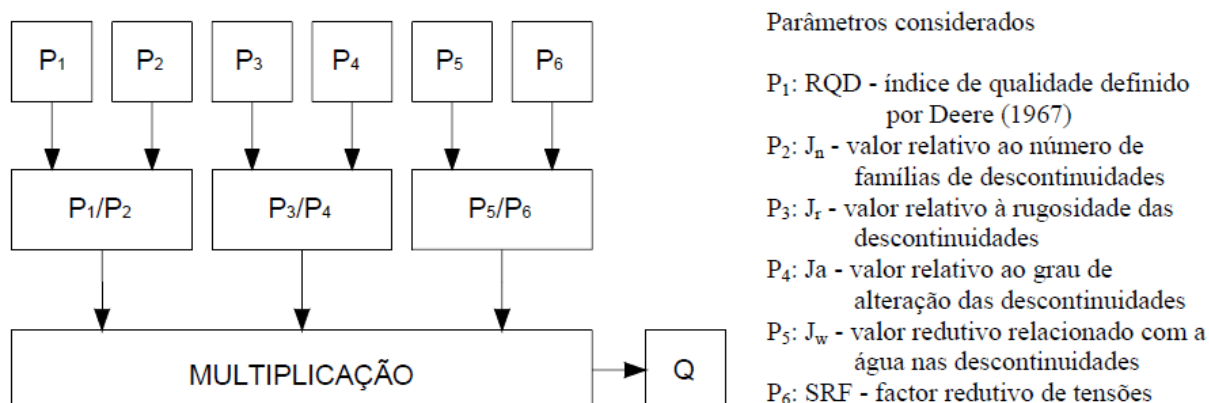


Figura 2. 4 - Representação gráfica da obtenção do valor Q (Miranda, 2003)

Estes seis parâmetros citados são explicados em maior pormenor abaixo:

- Índice *RQD*, da qualidade da furação [%];

O índice *RQD* é inserido na equação com o seu valor percentual. Para um maciço rochoso brando, cuja percentagem do *RQD* seja inferior a 10%, o valor mínimo de 10 por cento será utilizado no cálculo de *Q*. A tabela 2.6 apresenta a avaliação do parâmetro *RQD* para o índice *Q*.

Tabela 2. 7 - Obtenção do valor de *RQD*

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

Notas:

- i) Quando $RQD \leq 10$ (incluindo 0), o valor a adoptar para o *RQD* na avaliação de *Q* é 10.
- ii) A adopção valores do *RQD* com intervalos de 5 é considerada adequada.

- Grau de facturação do maciço J_n , ponderado de acordo com o número de famílias de descontinuidades presentes e a sua posição relativa;

O parâmetro J_n representa o número de famílias de juntas e é normalmente afectado pelas facturações ou xistosidades, acamamentos, etc. Se as descontinuidades sub paralelas forem conspícuas e bem desenvolvidas, essas poderão ser consideradas como uma família de juntas. Se houver poucas juntas visíveis ou apenas facturação ocasional na rocha, então, essas juntas poderão ser consideradas como sendo aleatórias. A tabela 2.7 apresenta a avaliação do parâmetro J_n para o índice *Q*.

Tabela 2. 8 - Obtenção do valor de J_n

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

Notas:

- i) Para intersecções utilize $3xJ_n$.
 ii) Para bocas de entrada do túnel utilize $2xJ_n$.

- Estado das descontinuidades J_r , segundo a rugosidade e grau de alteração das descontinuidades J_a , de acordo com o grau de alteração e preenchimento das descontinuidades;

Os parâmetros J_r e J_a representam, respectivamente, a rugosidade e o grau de alteração das paredes das juntas ou os materiais de enchimento. Estes parâmetros podem ser obtidos para a junta de comportamento mais crítico ou para uma descontinuidade preenchida com argila existente no local. Se a junta ou descontinuidade com o menor valor da razão (J_r / J_a) for favoravelmente orientada em relação à estabilidade, então a uma segunda junta ou descontinuidade, menos favorável, poderá ter maior influência e o seu valor (J_r / J_a) poderá ser utilizado no cálculo do índice Q. As Tabela 2. 9 e Tabela 2. 10 apresentam a avaliação do parâmetro J_r e do parâmetro J_a para o índice Q, respectivamente.

Tabela 2. 9 – Obtenção do valor de J_r

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

Notas:

- i) As descrições referentes às alíneas a) e b) referem-se a escalas de amostragem de dimensões pequena e intermédia, respectivamente.
 ii) Somar 1.0 se o espaçamento da família de descontinuidades mais relevante for maior do que 3m.
 iii) $J_r = 0.5$ pode ser utilizado para descontinuidades polidas contendo lineações, prevenindo-se o facto de que as lineações devam estar orientadas de acordo com menor resistência.
 iv) Os valores de J_r e J_a devem ser obtidos aplicando-se à família de descontinuidades que for mais desfavorável para a estabilidade do ponto de vista da orientação e da resistência ao corte, τ (onde $\tau \approx \sigma_n \cdot \tan(J_r/J_a)$).

Tabela 2. 10 – Obtenção do valor de J_a

a) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades		
Descrição	J_a	ϕ_r (°) aprox.
A – Paredes duras e compactas	0.75	-
B – Paredes não alteradas, somente com leve descoloração	1.0	25-35
C – Paredes ligeiramente alteradas, minerais não brandos, partículas arenosas	2.0	25-30
D – Paredes com partículas silto-arenosas ou silto-argilosas, pequena fracção argilosa (não branda)	3.0	20-25
E – Paredes com partículas de materiais moles ou de baixo ângulo de atrito, tais como caulinite, mica, gesso, talco, clorite, grafite, etc, e pequenas quantidades de argilas expansivas.	4.0	8-16
b) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades antes de 10cm de escorregamento		
Descrição	J_a	ϕ_r (°)
F – Paredes com partículas de areia e rochas desintegradas, etc.	4.0	25-30
G – Descontinuidades com preenchimento argiloso sobreconsolidado (contínuo, mas com espessura <5mm)	6.0	16-24
H – Descontinuidades com preenchimento argiloso sub-consolidado (contínuo, mas com espessura <5mm)	8.0	12-16
I – Descontinuidades com enchimento argiloso expansivo, como por exemplo montmorilonite (contínuo mas com espessura <5mm). O valor de J_a depende da percentagem de argila e do excesso de água, etc.	8-12	6-12
c) Não há contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades		
Descrição	J_a	ϕ_r (°)
J – Zonas ou bandas com rochas desintegradas ou esmagadas (ver G, H e I para condições do material argiloso)	6,8 ou 8-12	6-24
K – Zonas ou bandas silto-argilosas ou areno-argilosas, com pequenas fracções de argila	5.0	-
L – Zonas contínuas de argila (ver G, H e I para condições do material argiloso)	10, 13 ou 13-20	6-24

- Condições hidrogeológicas J_w , aferidas pelo caudal de água;

Tabela 2. 11 – Obtenção do valor de J_w

Descrição	J_w	Pressão da água aprox. (MPa)
A – Escavações secas ou caudal afluído pequeno, isto é <5 l/min localmente	1.0	<0,1
B – Caudal médio ou pressão que ocasionalmente arraste o preenchimento das descontinuidades	0.66	0,1-0,25
C – Caudal elevado ou pressão elevada em rochas competentes sem preenchimento	0.5	0,25-1
D – Caudal elevado ou pressão elevada	0.3	0,25-1
E – Caudal excepcionalmente elevado ou pressão explosiva, decaindo com o tempo	0.2-0.1	>1
F – Caudal excepcionalmente elevado ou pressão contínua, sem decaimento	0.1-0.05	>1

Notas:

i) Os factores nos casos C e F são estimados para condições naturais. O parâmetro J_w deverá ser aumentado caso sejam efectuadas drenagens.

ii) Os problemas especiais relacionados com a formação de gelo não são considerados

O factor J_w representa a dimensão de pressão da água, que provoca um efeito adverso na resistência ao corte das juntas. Este facto ocorre devido à redução da tensão normal efectiva através das juntas. A presença de água pode causar um alívio de tensões efectivas e possível ruptura no caso de descontinuidades preenchidas com argila. A Tabela 2. 11 apresenta a avaliação do parâmetro J_w para o índice Q .

- Estado de tensão *in situ* SRF, relativo às ocorrências de zonas de baixa resistência

O parâmetro *SRF* é avaliado em função do alívio de tensões no caso de uma escavação através de zonas de elevada fracturação e maciços rochosos argilosos, do valor da razão q_c / σ_1 em maciço rochoso competente, onde q_c é a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta e σ_1 é tensão principal maior antes da escavação, do fluxo plástico em maciços rochosos incompetentes (*squeezing rock*) sob altas tensões e da actividade de rochas expansivas (*swelling rock*) em presença de água. O *SRF* também pode ser considerado como um parâmetro de tensões totais. A Tabela 2. 12 apresenta o valor do parâmetro, obtido para determinado maciço rochoso para a obtenção do índice Q .

Tabela 2. 12 – Obtenção do valor de SRF

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

d) Rochas expansivas: actividade química expansiva devida à presença da água	
Descrição	SRF
P – Pressão de expansão moderada	5-10
Q – Pressão de expansão elevada	10-15

Notas:

- i) Para a alínea a) reduzir os valores de SRF de 25% a 50% se as zonas alteradas influenciarem mas não intersectarem a escavação.
- ii) Para os casos da alínea b) e para tensões virgens fortemente anisotrópicas (se medidas): quando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduzir σ_c para $0,75\sigma_c$. Quando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduzir σ_c para $0,5\sigma_c$, onde σ_c é a resistência à compressão simples, σ_1 e σ_3 são as tensões principais máxima e mínima, e σ_θ a tensão tangencial máxima (estimada através da teoria da elasticidade).
- iii) Ainda para a alínea b), quando a profundidade da coroa é inferior ao vão, deve-se aumentar o valor de SRF 2,5 a 5 vezes (ver H).
- iv) Casos de rocha esmagada podem ocorrer para profundidades $H > 350Q^{1/3}$. A resistência à compressão do maciço é de, aproximadamente, $0.7\gamma Q^{1/3}$ onde γ é o peso volúmico da rocha em kN/m³.

A partir da equação (12), a qualidade do maciço rochoso (Q) pode ser considerada como composta de três quocientes que estão apresentados abaixo, seguidos de alguns comentários de Barton et al. (1974).

- O tamanho dos blocos (RQD/J_n): representa a estrutura do maciço rochoso, ou seja, de uma maneira grosseira, o tamanho dos blocos ou cunhas formadas pela presença das diferentes famílias de juntas. Em um dado maciço rochoso, o valor do parâmetro J_n poderá aumentar com o tamanho do túnel, em certas situações nas quais juntas adicionais são encontradas, logo não é aconselhável utilizar valores de Q obtidos para pequenas aberturas, para estimar a pressão de suporte em um túnel grande ou uma caverna.
- A resistência ao corte entre os blocos (J_r/J_a): pode ser considerado que $\arctan(J_r/J_a)$ representa uma aproximação do ângulo de atrito, de modo que esta parcela indica as características de atrito das paredes das descontinuidades. O quociente em questão leva a ângulos de atrito muito elevados no caso de superfícies rugosas não alteradas e sem preenchimento. Deve-se esperar que, para essas superfícies, a resistência de pico seja mobilizada e, daí, que se dilatem fortemente quando plastificadas. Por essa razão, podem ser consideradas favoráveis à estabilidade do túnel. Por outro lado, ângulos bem baixos são encontrados para descontinuidades com preenchimento espesso de material argiloso.
- A tensão activa (J_w/SRF): trata-se de um factor empírico que descreve, de certa forma, uma “tensão activa”. É formado de dois parâmetros referentes às tensões (efectivas: água – J_w – e tensões totais – SRF). O índice SRF é uma medida das cargas devidas ao relaxamento do maciço no caso de escavações através de zonas muito estratificadas ou rochas argilosas, devido à presença de água, das tensões em maciço rochoso competente, das cargas devido à expansão (*squeezing*), no caso de maciço rochoso plástico incompetente. Este índice pode ser considerado como um parâmetro de tensões totais do maciço rochoso. O índice de influência da acção da água subterrânea, J_w , indica a pressão de água, que representa um efeito prejudicial na resistência ao corte das descontinuidades, pela redução na tensão normal efectiva. Em projectos hidroeléctricos, nos quais os maciços rochosos estarão submetidos à água após o concessionamento, o J_w poderá ser reduzido, por julgamento, na obtenção de um índice Q para a estimativa do suporte final requerido.

O valor de Q permite definir classes qualitativas do maciço rochoso e informações sobre a estabilidade e necessidades de suporte em escavações subterrâneas, como se pode observar Figura 2. 5. Para este efeito, Barton et al. (1974) definiram um parâmetro adicional a que chamaram de Dimensão Equivalente, D_e , para a escavação. Esta dimensão é obtida dividindo o vão, o diâmetro ou a altura de escavação, por uma quantidade denominada de ESR, Excavation Support Ratio. O valor de ESR está relacionado com o uso pretendido para a escavação e o grau de segurança que é exigido ao sistema de

suporte instalado para manter a estabilidade da escavação. Os valores de ESR podem ser obtidos da Tabela 2. 13.

Tabela 2. 13 – Valores de ESR

Classe	Tipo de escavação	ESR
A	Cavidades mineiras temporárias	2-5
B	Cavidades mineiras definitivas, túneis de aproveitamentos hidráulicos (excepto túneis sobre pressão), túneis pilotos, túneis de desvio, escavações superiores de grandes cavidades	1,6-2,0
C	Cavernas de armazenagem, estações de tratamento de águas, pequenos túneis rodo-ferroviários, túneis de acesso	1,2-1,3
D	Centrais eléctricas, túneis rodo-ferroviários de grande dimensão, abrigos de defesa, bocas de entrada, intersecções	0,9-1,1
F	Centrais nucleares subterrâneas, estações de caminhos-de-ferro, equipamentos de desporto ou públicos, fábricas, túneis para “pipelines” de grandes dimensões	0,5-0,8

No caso de túneis escavados com recurso a tuneladora, estes valores sofrem algumas alterações, devendo ser utilizados os da Tabela 2. 14.

Tabela 2. 14 – Valores de ESR a considerar para túneis TBM

Tipo de escavação	ESR
Túneis piloto	2,0
Túneis para água e esgotos	1,5
Túneis de tráfego	0,5 a 1,0

Utilizando os valores de Q e da dimensão equivalente no ábaco da Figura 2. 5, é possível determinar a categoria do suporte definitivo requerido (Grimstad e Barton, 1993).

Os túneis de secção circular escavados com tuneladora apresentam menores alterações do que os escavados com explosivos, logo as necessidades de suporte também serão menores. Esta maior estabilidade verifica-se, fundamentalmente, em maciços com valores de Q dentro de um intervalo central, podendo considerar-se um valor de Q superior ao observado para estes casos. Assim, para traduzir esta maior estabilidade dentro do intervalo central dos valores de Q , considera-se, para a determinação das necessidades de suporte, um valor de $2Q$ em túneis de grande diâmetro e $5Q$ para túneis de pequeno diâmetro. Fora deste intervalo central os suportes requeridos para este tipo de túneis são os mesmos do que para os túneis abertos com escavação e explosivos.

Para a determinação de um sistema de suporte provisório, poderá considerar-se um valor de $5Q$ que deverá baixar para $2Q$ no caso do suporte tiver de permanecer activo por mais de um ano. O valor de ESR também poderá ser considerado 50% superior.

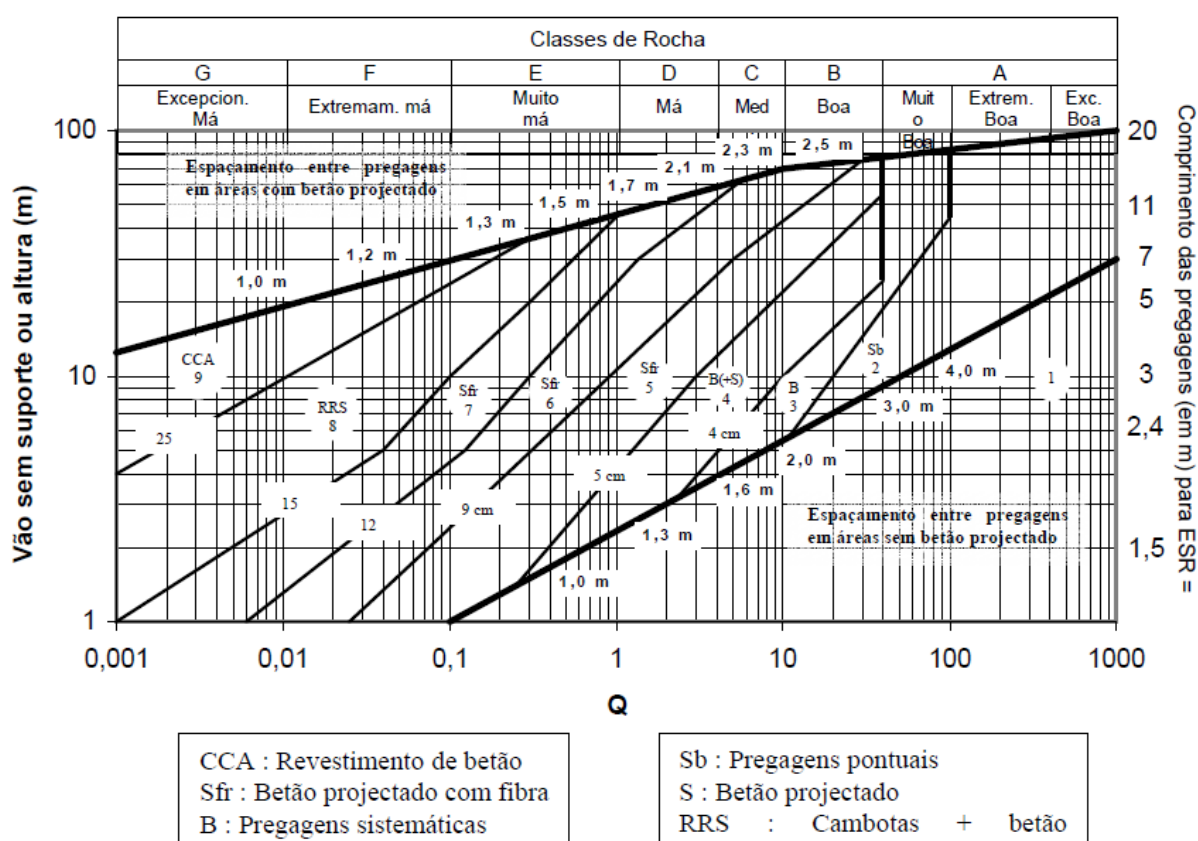


Figura 2. 5 - Escolha do tipo de suporte em função da classificação Q (adaptado de Barton, 1995)

Este sistema fornece, ainda, outras informações relevantes, como por exemplo o comprimento das pregagens, o comprimento L das pregagens e ancoragens pode ser estimado através da largura da escavação B , do valor de ESR e da altura da escavação H em metros, como se apresenta na seguinte tabela.

Tabela 2. 15 – Estimativa do comprimento de pregagens e ancoragens

	Pregagens	Ancoragens
Tecto	$L(m) = 2 + \frac{0.15 \cdot B}{ESR} \quad (13)$	$L(m) = \frac{0.40 \cdot B}{ESR} \quad (14)$
Paredes	$L(m) = 2 + \frac{0.15 \cdot H}{ESR} \quad (15)$	$L(m) = \frac{0.35 \cdot B}{ESR} \quad (16)$

O máximo vão autoportante pode ser estimado pela relação (Barton et al, 1974):

$$L = 2 \cdot ESR \cdot Q^{0.4} \quad (17)$$

O mesmo autor sugeriu expressões empíricas para correlacionar o valor de Q e a pressão actuante sobre o suporte definitivo. Estas expressões apresentam-se na Tabela 2. 16.

Tabela 2. 16 – Expressões para a estimativa de pressões no suporte definitivo

Número de famílias descontinuidades	≥ 3	< 3
P_v – pressão no tecto	$P_v (Mpa) = \frac{0,2}{J_r} \cdot Q^{-1/3} \quad (17)$	$P_v (Mpa) = \frac{0,2 \cdot J_n^{1/2}}{3 \cdot J_r} \cdot Q^{-1/3} \quad (18)$
P_h – pressão nas paredes	$P_w (Mpa) = \frac{0,2}{J_r} \cdot Q_w^{-1/3} \quad (19)$	$P_w (Mpa) = \frac{0,2 \cdot J_n^{1/2}}{3 \cdot J_r} \cdot Q_w^{-1/3} \quad (20)$

Em que Q_w é designado por *factor parede*, e é obtido multiplicando o valor de Q por um factor que depende da ordem de grandeza deste valor como se apresenta na Tabela 2. 17 - **Determinação dos valores de Q_w**

Tabela 2. 17 - Determinação dos valores de Q_w

Intervalo de Q	Factor parede Q_w
>10	$5,0 \cdot Q$
$0,1-10$	$2,5 \cdot Q$
$<0,1$	$1,0 \cdot Q$

Também o índice Q pode ser correlacionável com o módulo de deformabilidade do maciço rochoso:

Barton et al., 1980 $E_M (Gpa) = 25 \cdot \log Q; \quad Q \geq 1 \quad (18)$

Barton e Quadros, 2002 $E_M (Gpa) = 10 \cdot Q^{1/3} \quad (19)$

Da análise da informação de 35 túneis instrumentados, Singh (1997) apresentou uma correlação entre o módulo de deformabilidade de maciços rochosos quase secos e de baixa resistência e o valor de Q :

$$E_M (Gpa) = H^{0,2} Q^{0,36} \quad (20)$$

Onde $H > 50m$. Esta expressão sugere que o módulo de deformabilidade em maciços de baixa resistência depende da pressão. O mesmo autor, a partir de 30 ensaios uniaxiais, apresentou uma outra correlação para o módulo da fase elástica durante o ciclo de descarga, válida para maciços secos e saturados:

$$E_M (Gpa) = 1,5 \cdot Q^{0,6} \cdot E_R^{0,14} \quad (21)$$

Onde E_R é o módulo de elasticidade da rocha intacta em [GPa].

Os maciços rochosos muito fracturados têm um módulo de distorção baixo devido à baixa rigidez à distorção das descontinuidades. Singh (1973) propôs a seguinte correlação entre este valor e o módulo de deformabilidade do maciço:

$$G \approx \frac{E_M}{10} \quad (22)$$

A partir deste índice, pode-se ainda estimar a velocidade das ondas sísmicas P no maciço. A relação foi proposta por Barton (1991) e expressa-se por:

$$V_p(Km/s) = \log Q + 3,5 \quad (23)$$

Para granitos e gnaisses de boa e má qualidade, Barton (1991) ainda propôs a seguinte equação:

$$Q = \frac{(V_{P-3600})}{50} \quad (24)$$

Grimstad e Bhasin (1996) apresentaram uma proposta de correlação entre o valor de Q e a resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso (σ_c):

$$\sigma_{c, mass} (Mpa) = 7 \cdot \gamma \cdot f_c \cdot Q^{1/3} \quad (25)$$

Onde f_c – factor correctivo = $\sigma_c / 100$ para $Q > 10$ e $\sigma_c > 100$ [MPa] ou $f_c = 1$; e γ em gramas/cm³.

2.3.4 SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO GSI

A resistência do maciço rochoso constituído pela matriz rochosa e superfícies de descontinuidades que o compartimentam, é algo deveras complexo, a quantificação da sua resistência, pode ser estabelecida através de métodos empíricos e das propriedades da rocha intacta. Este sistema baseia-se no conceito de que a resistência de um maciço rochoso depende não só das propriedades da rocha intacta, mas também na liberdade que os blocos de rocha têm de escorregar ou rodar sob diferentes condições de tensão. Esta liberdade é governada pela forma geométrica dos blocos de rocha intacta, assim como pelas condições das superfícies que definem suas faces.

Assim sendo estas simples variáveis podem condicionar a resistência de um maciço, como por exemplo, um blocos de rocha angulosos, com descontinuidades rugosas e não preenchidas irá resultar em um maciço mais resistente do que um maciço análogo que contenha partículas arredondadas cingidas por materiais alterados. De uma maneira geral, pode-se dizer que a resistência e a deformabilidade do maciço podem ser obtidas por uma redução dessas mesmas propriedades referentes à rocha intacta, tendo-se em conta as características geológico geotécnicas.

O sistema *GSI* foi definido por Hoek (1995) precisamente com o objectivo de obter parâmetros geomecânicos de maciços rochosos e estimativas da redução da resistência sob diversas condições geológicas. Inicialmente baseava-se numa fusão dos sistemas *RMR* e *Q*, actualmente, esse sistema é representado pela Figura 2. 6, na qual é identificada cada categoria de maciço rochoso. Trata-se de um sistema simples, rápido e confiável, baseado em simples inspecções visuais das condições geológicas reais. Anteriormente, numa primeira proposta de Hoek, o *GSI* era determinado pelo valor do *RMR* como será descrito abaixo.

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

Figura 2. 6 – Determinação do índice GSI (modificado – Hoek e Marinos, 2000).

A diferença deste sistema de classificação relativamente aos anteriores referidos, é que os sistemas *RMR* e *Q* recomendam soluções para problemas de engenharia, como o suporte necessário para um túnel escavado num dado maciço rochoso a uma dada profundidade, enquanto o *GSI* visa apenas à determinação dos parâmetros do maciço rochoso. O sistema *GSI* é o único sistema de classificação de maciço rochoso que visa fornecer directamente os parâmetros de resistência, como os de Mohr-Coulomb ou de Hoek-Brown, ou módulos do maciço rochoso. Dessa forma, Hoek sugeriu inicialmente, que os índices *RMR* e *Q* fossem corrigidos, eliminando-se os parâmetros que incorporam agentes externos à resistência ou à deformabilidade do maciço rochoso.

Para o cálculo do *GSI* padronizou-se o uso do *RMR* na versão de 1976, ou o *RMR* de 1989 deduzindo-se 5 pontos do seu valor. O índice *GSI*, apesar de então calculado em função do *RMR*, considerava o maciço seco e não fazia a correcção devido à orientação das descontinuidades, visto que a pressão de

água e a orientação das descontinuidades seriam consideradas nos cálculos de projecto e, portanto não deveriam afectar os parâmetros do maciço. Desta forma, para $RMR_{76} > 18$ ou $RMR_{89} > 23$ temos:

$$GSI = RMR_{76} \quad (26) \text{ a}$$

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad (26) \text{ b}$$

Caso os valores de RMR fossem inferiores a 18 na versão de 1976, ou inferiores a 23 na versão de 1989, devia-se utilizar o sistema Q de Barton (sem considerar o SRF e o efeito da presença de água subterrânea, J_w , na determinação do índice – por serem factores já considerados em projecto). Assim sendo novo valor modificado de Barton será:

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \quad (27)$$

E neste caso o valor de GSI será então:

$$GSI = 9 \cdot \ln Q' + 44 \quad (28)$$

Um dos problemas encontrados na aplicação prática do método de classificação GSI a uma obra real, é numa obra em que para a escavação se utilizem explosivos é a quantificação dos danos causados por estes. Existe uma considerável diferença entre um maciço rochoso escavado através de detonações controladas e de um maciço que foi abalado devido a grandes detonações. Sempre que possível, deve-se utilizar a face não danificada para estimar o valor do GSI , desde que o objectivo principal seja determinar as propriedades do maciço rochoso não perturbado.

No caso de todas as faces visíveis terem sido danificadas pelas detonações, alguns artifícios podem ser utilizados para compensar os baixos índices de GSI obtidos nestas faces. Em faces que sofreram detonações recentes, novas superfícies de descontinuidades podem ter sido criadas devido aos abalos, de modo que se pode considerar que o índice GSI terá 10 pontos a menos em seu valor do que no caso do mesmo maciço rochoso que não sofreu fortes detonações. Em outras palavras, a representação dos abalos causados pelas detonações pode ser considerada variando-se uma linha representada na Figura 2. 6.

No caso de faces danificadas devido a detonações, expostas às *intempéries* durante vários anos, pode tornar-se necessária uma mudança aquando da avaliação na tabela de classificação GSI , de modo a representar as descontinuidades que foram deterioradas durante a exposição.

Hoek et al. (2002), introduziu um parâmetro de dano causado por abalos em maciços rochosos devido a detonações, D , no trabalho que deu origem ao software “*Roclab*”. O valor do GSI na proposta de 2002 é independente do dano, entrando o mesmo apenas na determinação dos parâmetros do maciço. D é um factor que depende do grau de perturbação ao qual o maciço rochoso foi sujeito devido ao uso de explosivos durante a escavação ou à libertação de tensões. Este valor varia entre 0 para maciços não perturbados e 1 para maciços muito perturbados. Na Figura 2. 7 são dadas orientações para a escolha do valor de D no caso da escavação de túneis (Hoek et al., 2002).

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

Figura 2. 7 - Orientações para a escolha do valor de D

Um outro inconveniente na aplicação do sistema *GSI* é devido ao facto que este é baseado em numa abordagem descritiva, tornando o sistema subjectivo exigindo uma grande experiência do engenheiro geotécnico (Cai et al, 2004).

O índice *GSI* também permite realizar estimativas de parâmetros do maciço rochoso através de ábacos e equações, tais como: resistência coesiva de Mohr-Coulomb, ângulo de atrito, módulo de elasticidade e resistência à compressão uniaxial. (Marinos e Hoek, 2001).

A obtenção dos parâmetros de resistência a partir do *GSI* será apresentada adiante, a quando da sua relação com o critério de rotura de Hoek & Brown.

2.4 CRITÉRIO GEOMECÂNICOS DE ROTURA

2.4.1 CRITÉRIO DE HOEK-BROWN

Hoek & Brown (1980) propuseram um critério de rotura com vista a uma tentativa de melhor ajustar os parâmetros de resistência típicos de maciços rochosos competentes. A principal aplicação em vista foi fornecer dados de entrada para as análises exigidas em projectos de escavações subterrâneas. O critério foi derivado a partir dos resultados de pesquisas de rupturas frágeis em rocha intacta e em modelos de maciços rochosos fracturados. Inicialmente é realizada uma análise das propriedades de resistência da rocha intacta, e são introduzidos factores que visam minorar estas características baseado nas descontinuidades do maciço. Os autores tentaram ainda estabelecer uma ligação entre o critério empírico e as observações geológicas, através das classificações geomecânicas

Deste modo, baseado em dados experimentais e através de bases teóricas de mecânica da fractura das rochas, Hoek e Brown (1980) estabeleceram, para rochas intactas, a partir da teoria original de Griffith, o designado critério de resistência de Hoek e Brown, traduzido pela seguinte expressão:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \cdot \left(m_i \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + 1 \right)^{1/2} \quad (29)$$

em que:

σ_1' – tensões principais efectivas máximas na rotura;

σ_3' – tensão principal menor mínima na rotura;

σ_c – resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;

m_i – uma constante da rocha intacta que depende exclusivamente do tipo litológico;

Os valores do parâmetro m_i podem ser estimados a partir da Tabela 2. 18 (Hoek, 1994) ou através de uma relação aproximada entre a resistência à compressão e a resistência à tracção da rocha intacta.

Tabela 2. 18 - Estimativa dos valores de m_i

Tipo de rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grosseira	Média	Fina	Muito fina
Sedimentar	Clástica		Conglomerado (22)	Arenito 19	Siltito 9	Argilito 4
			Grauvaque (18)			
	Não-Clástica	Organico		Giz (18) Carvao (8-21)		
		Carbonatado	Bréchia (20)	Calcário compacto 10	Calcário Grosseiro 8	-
		Químico	-	Gesso (16)	Anidrite 13	-
	Metamórfica	Não foliada		Mármore 9	Corneana (19)	Quartzite 24
Levemente foliada		Migmatito (30)	Anfibolite 31	Milonite (6)	-	
Foliada *		Gnaisse 33	Xisto (10)	Filite (10)	Ardósia 9	

Ígnea	Clara	Granito 33	-	Riolite (16)	Obsidiana (19)
		Granodiorito (30)	-	Dacite (17)	-
		Diorito (28)	-	Andesite 19	-
	Escura	Gabro 27	Dolerite (19)	Basalto (17)	-
		Norite 22	-	-	-
	Tipa piroclástica extrusiva	Aglomerado (20)	Brechia (18)	Tufo (15)	-

Notas:

i) Os valores entre parênteses são estimados.

ii) Os valores assinalados com (*) são para amostras de rocha ensaiadas numa direcção normal à estratificação ou foliação.

iii) Os valores de m_i serão significativamente diferentes se ocorrer rotura ao longo de superfícies de baixa resistência.

O critério fornece bons resultados para determinados tipos de rochas frágeis, como gnaisses, anfibolitos, doleritos, gabros, granitos, noritos e quartzodioritos. Maior dispersão é observada na previsão da ruptura em rochas dúcteis, como calcários e argilitos (Vargas et al., 1992).

São hipóteses assumidas pelo critério:

- O critério é válido para tensões efectivas confinantes de valor máximo igual à resistência à compressão simples;
- No caso de material saturado, a resistência à compressão não confinada σ_c pode ser reduzida em até 50%;
- A resistência da rocha intacta, como se sabe, é influenciada pelo tamanho do bloco ensaiado; assim, a mesma deve ser determinada em corpos de prova de tamanho, caso contrário deve ser corrigida, através de relação empírica, para tal padrão.

Os mesmos autores apresentaram, também, um critério de resistência para os maciços rochosos, que resultou da generalização da expressão anterior, e cuja versão actual é dada por:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \cdot \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (30)$$

Em que m_b é o valor reduzido do parâmetro m_i e s e a são parâmetros que dependem das características do maciço rochoso.

De 1995 em diante, o sistema GSI passou a ser aplicado na determinação dos parâmetros do critério para maciços rochosos. Através da relação m_b/m_i , onde m_i é a constante m da rocha intacta, obtida a partir de ensaios triaxiais ou das tabelas de Hoek et al. Assim, depois de definido o valor do GSI para o maciço, os parâmetros do critério de rotura de Hoek e Brown podem ser determinados a partir das seguintes relações (Hoek et al., 2002):

$$m_b = m_i \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{18-14D} \right)} \quad (31)$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D} \right)} \quad (32)$$

$$a = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{6} \cdot \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad (33)$$

O valor de m_b pode ainda ser estimado pela seguinte expressão (Hoek e Brown, 1997), válida para valores de GSI superiores a 25:

$$m_b = m_i \cdot s^{\frac{1}{3}} \quad (34)$$

O módulo de deformação do maciço (E_m) também pode ser correlacionado com o critério de Hoek & Brown e o sistema GSI (Hoek et al., 2002):

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{(GSI-10)}{40} \right)}; \text{ para } \sigma_c \leq 100 [Mpa] \quad (35)$$

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \cdot 10^{\left(\frac{(GSI-10)}{40} \right)}; \text{ para } \sigma_c > 100 [Mpa] \quad (36)$$

Apesar do critério de resistência de Hoek & Brown para maciços rochosos ser grandemente aceite e ter sido aplicado num vasto leque de projectos, há algumas incertezas e imprecisões que podem tornar o critério inconveniente ao ser aplicado e incorporado em modelos numéricos e programas de análise por equilíbrio limite. Em particular, a dificuldade em se estimar valores “equivalentes” aceitáveis do ângulo de atrito e da coesão para um determinado maciço rochoso, parâmetros estes que são directamente estimados com o critério de Mohr-Coulomb.

Assim dado que em muitos casos o *software* utilizado é expresso em termos dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb, torna-se conveniente estimar a coesão e o ângulo de atrito interno equivalentes aos parâmetros estimados do critério de Hoek-Brown. Para isso, ajusta-se uma recta à curva gerada pela aplicação do critério de Hoek-Brown equilibrando as áreas acima e abaixo do critério de Mohr-Coulomb para uma gama de tensões expectável para a obra subterrânea em análise Figura 2. 8.

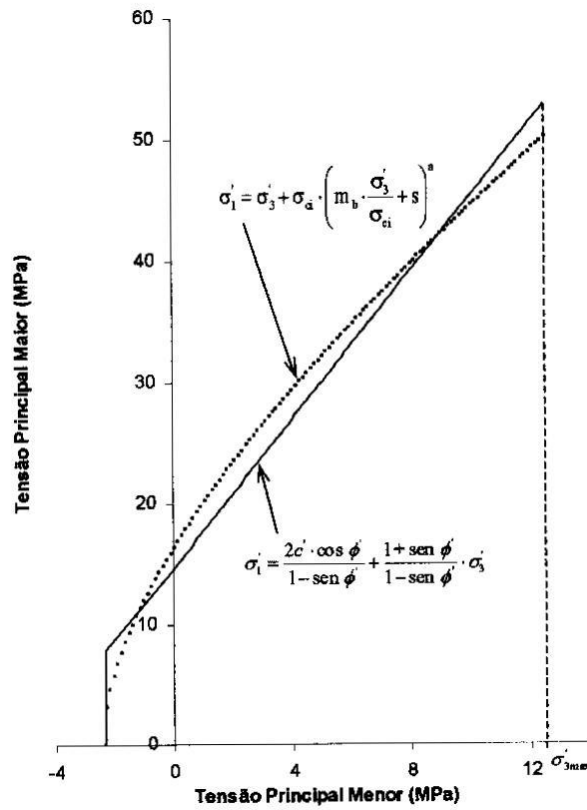


Figura 2. 8 - Relações entre as tensões principais máximas e mínimas para os critérios de Hoek-Brown e equivalente de Mohr-Coulomb (Hoek et al., 2002)

Deste modo, os valores equivalentes do ângulo de atrito e da coesão são fornecidos através das expressões, respectivamente:

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma_{3n}')^{a-1}}{2 \cdot (1+a) \cdot (2+a) + 6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma_{3n}')^{a-1}} \right] \quad (37)$$

$$c' = \frac{\sigma_c [(1+2 \cdot a) \cdot s + (1-a) \cdot m_b \cdot \sigma_{3n}'] \cdot (s + m_b \cdot \sigma_{3n}')^{a-1}}{(1+a) \cdot (2+a) \cdot \sqrt{1 + (6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma_{3n}')^{a-1}) / ((1+a) \cdot (2+a))}} \quad (38)$$

No entanto actualmente, existe o software “RocLab” (RocScience, 2002), que foi desenvolvido para facilitar a determinação dos parâmetros de Hoek & Brown para maciços rochosos, segundo as recomendações de 2002. Além disso, o supra-referido software fornece os parâmetros “equivalentes” de Mohr-Coulomb (coesão e ângulo de atrito) e apresenta os gráficos comparativos necessários, o que tem uma grande utilidade na versatilidade de utilização em múltiplos programas de cálculo.

O critério de rotura de Hoek-Brown assume que a rocha e o maciço rochoso se comportam como um material isótropo e utiliza uma aproximação de meio contínuo. Não deve ser aplicado quando o tamanho dos blocos é da mesma ordem de grandeza da obra a construir ou quando uma das famílias de descontinuidades é significativamente menos resistente do que as outras. Nestes casos, a estabilidade

da estrutura deve ser analisada considerando mecanismos de ruptura envolvendo deslizamento ou rotação de blocos e cunhas.

2.4.2 CRITÉRIO DE MOHR-COULOMB

O critério de Mohr-Coulomb é o mais simples e conhecido dos critérios de ruptura para materiais granulares. Este critério sugere que a resistência ao corte seja composta da coesão e do ângulo de atrito do material. Esse critério é normalmente aplicado a solos e pode ser utilizado para alguns tipos de rocha intacta, para descontinuidades planas e lisas ou para aquelas cujo corte é controlado pelo enchimento e, até mesmo, em alguns casos, para maciços rochosos.

Esse critério é normalmente escrito em termos das tensões de tensão de corte (τ) e normal (σ) actuantes no plano de ruptura, que é representado pelo ponto de tangencia de um círculo de Mohr crítico com a envolvente de Coulomb Figura 2. 9, ou seja:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (39)$$

Em que:

τ - resistência ao corte;

c' -

c - coesão aparente da junta;

σ - Tensão normal ao plano de ruptura;

ϕ - ângulo de atrito interno do material;

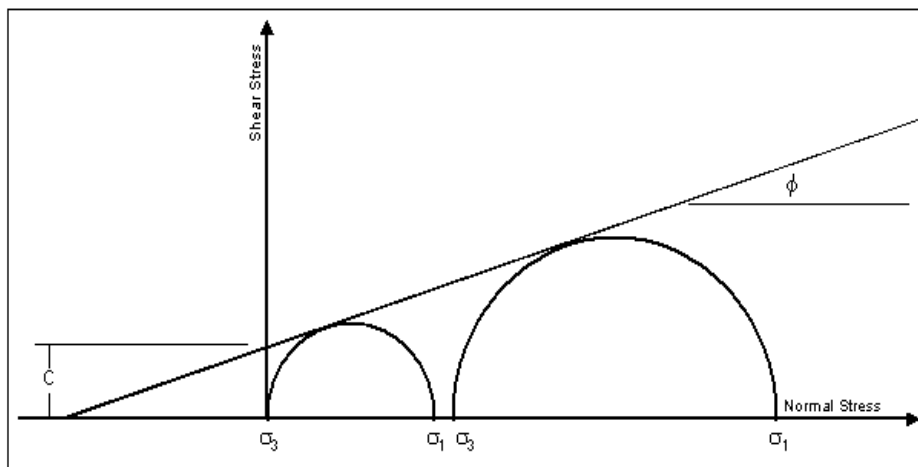


Figura 2. 9 - Envolvente de Coulomb

Os parâmetros do material, c' e ϕ , podem ser obtidos a partir de ensaios triaxiais na rocha intacta, c' pode ser interpretado como uma resistência ao corte inerente ao material, independente do nível de tensões actuante. A equação (39) no entanto perde sua validade física para uma tensão normal, σ , de tracção, por inexistir atrito nesse caso.

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb é também usado para representar a resistência residual ao corte, isto é, a mínima tensão tangencial mobilizada no material após o pico de deformação. Após este pico de deformação o material entra num regime plástico onde actuam os parâmetros residuais de

resistência, sendo que a coesão residual se pode aproximar de zero, enquanto o ângulo de atrito interno residual, Φ_r , pode variar entre o seu valor básico e o ângulo Φ .

Para exemplificar esta diferença entre resistência de pico e residual, suponha-se uma rocha estratificada, submetida a um processo de rotura conforme a Figura 2. 10 Observa-se que a partir do início do carregamento, a curva da tensão tangencial cresce de forma bastante rápida, tendo esta um declive elevado, até atingir um valor máximo ou pico de tensão. Exactamente nesse ponto ocorre a ruptura do material perpendicular ao plano de acamamento, passando a se deslocarem relativamente entre si as duas porções da amostra. Continuando-se o carregamento, à medida que o deslocamento relativo das duas porções continua, a tensão tangencial diminui (devido ao progressivo polimento das superfícies em contacto), estabilizando finalmente num patamar, onde se mantém constante, mesmo para um grande deslocamento. Este patamar representa a resistência ao corte residual.

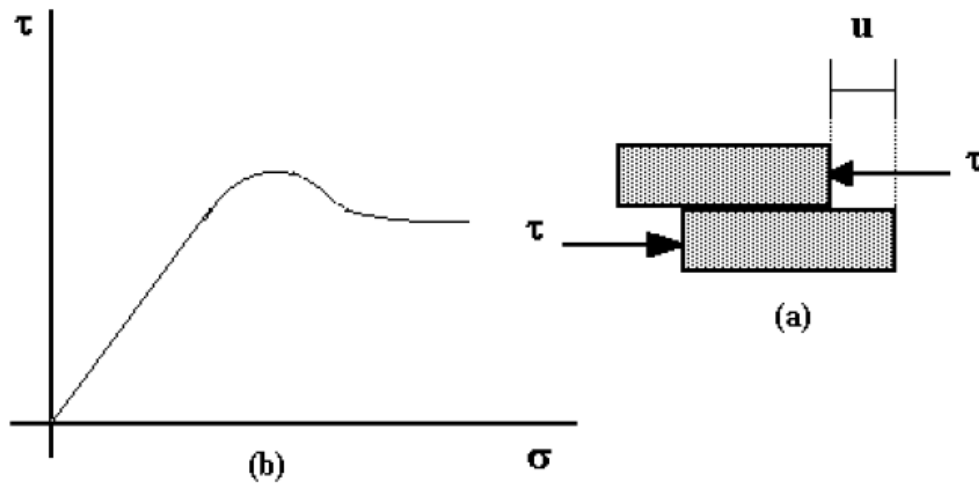


Figura 2. 10 – Curva de tensão tangencial vs deslocamento (Assis, 2003).

Representando graficamente os valores das resistências de pico e residuais para diferentes tensões normais, pode-se obter uma comparação intuitiva entre estas duas resistências, sendo que a inclinação das rectas é equivalente ao ângulo de atrito e a sua intersecção com o eixo vertical expressa o valor da coesão do material, como é exemplificado na figura a baixo.

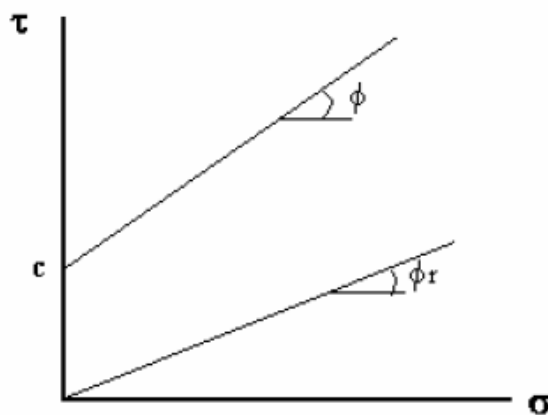


Figura 2. 11 – Envolventes das resistências de pico e residual no espaço de Mohr-Coulomb (Assis, 2003)

Podemos no entanto considerar algumas desvantagens na utilização deste critério (Azevedo e Marques, 2002) como por exemplo:

- É considerado que o modo de rotura do material se dá exclusivamente por corte;
- Implica uma orientação única para o plano de rotura por corte (este plano varia com a tensão de confinamento);
- Extrapolação indevida da envolvente de rotura para a região de tracção, ou seja quando ($\sigma_3 < 0$);
- O valor da tensão principal intermediária, σ_2 , não influencia na resistência;

No entanto apesar destas desvantagens este critério traduz de forma simples e conveniente os parâmetros mais importantes de resistência de um material granular, pelo que o seu uso em termos de quantificação de resistência de solos é amplo.

2.5 ESTADO DE TENSÃO INICIAL

O estado de tensão pré-existente à escavação é um dos parâmetros fundamentais de que depende o comportamento das estruturas subterrâneas e, nomeadamente, o dos túneis superficiais. É este estado de tensão, não só quanto ao valor absoluto das tensões, mas principalmente no que respeita ao coeficiente de impulso em repouso, K_0 , que determina a redistribuição das tensões operada no maciço adjacente à escavação, logo, indirectamente, as deformações e os deslocamentos a estes associados (Almeida e Sousa, 1998).

As tensões principais que existem no local anteriormente à escavação do túnel dependem da história geológica, em geral as tensões verticais dependem exclusivamente dos esforços gravitacionais, ou seja, do somatório das pressões de todas as camadas de material sobrejacentes ao ponto em estudo, assim sendo:

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot z_i \quad (40)$$

Onde:

σ_z - tensão vertical natural [kPa];

z_i - espessura da camada i [m];

γ_i - peso específico da camada i [Kn/m^3]
 n - numero de camadas

Esta relação linear foi comprovada por Hoek & Brown através de variadas medições de tensões naturais em vários tipos de rocha e maciços rochosos, resultados estes demonstrados na Figura 2. 12.

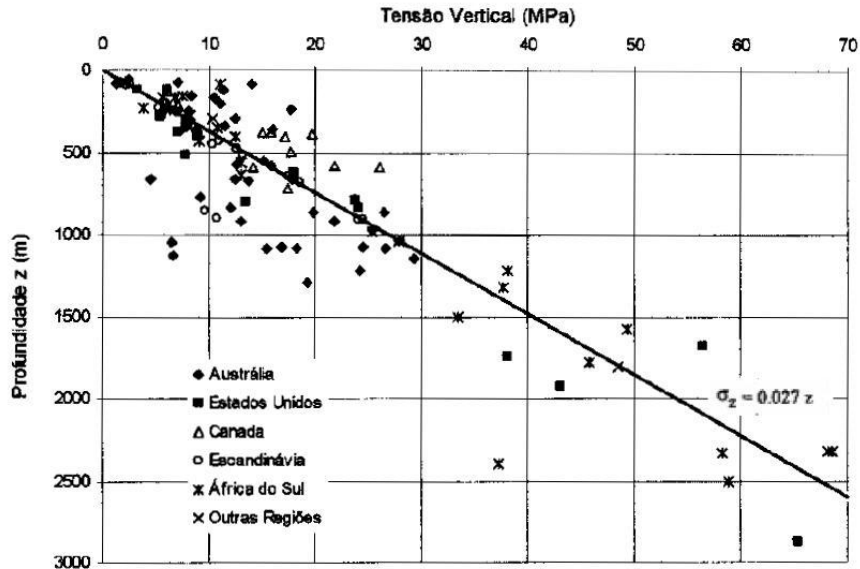


Figura 2. 12 - Valores medidos de tensões verticais σ_z em função da profundidade z em diferentes regiões do mundo (Hoek & Brown, 1980)

A partir destes resultados Hoek & Brown (1998), propuseram a seguinte simplificação da equação 20:

$$\sigma_z = 0.027 \cdot z \quad (41)$$

Em que σ_z é expressa em MPa e z em metros. A equação acima sugere que o peso específico médio das rochas nas quais as medidas foram realizadas é de $0,027 \text{ MN/m}^3$.

As tensões horizontais actuantes a uma profundidade Z são muito dependentes da história geológica do maciço, assim sendo a determinação destas é algo mais complicado. O método usual da estimação das tensões horizontais é através da correlação factorial através do coeficiente K_0 por meio da seguinte expressão:

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_z} \quad (42)$$

Onde:

K_0 - coeficiente de impulso em repouso;

σ_z - tensão vertical [kPa];

σ_h - tensão horizontal [kPa];

Entretanto várias propostas têm vindo a ser apresentadas com vista a estimar o valor de K_0 , sendo que as mais actuais são derivadas da teoria da elasticidade:

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (43)$$

Hoek & Brown (1978), mostraram que esta relação não satisfaz as condições reais para a maioria dos maciços rochosos, existindo uma grande variação nos valores de K_0 , sendo que este coeficiente varia com a profundidade como pode ser demonstrado pela Figura 2. 13.

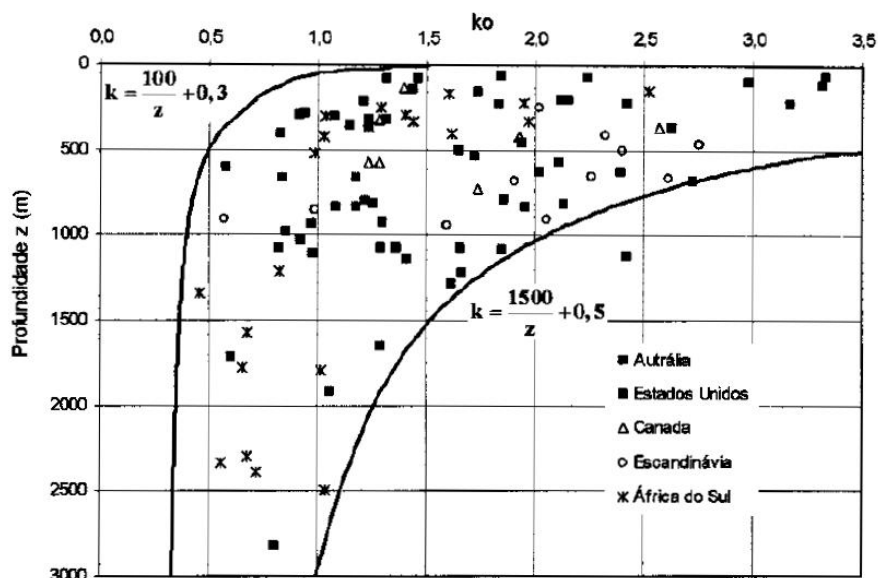


Figura 2. 13 – Variação de K_0 com a profundidade (modificado - Hoek & Brown 1980)

A Figura 2. 13, adaptada de Hoek e Brown (1980), mostra os valores do coeficiente K correspondentes às tensões verticais da Figura 2. 12. O diagrama indica que a tensão horizontal σ_h é delimitada por duas curvas. O mínimo valor médio da tensão horizontal é 0.5 vezes o valor da tensão vertical e o valor máximo 3.5 vezes. Como pode ser visto na Figura 2. 12, eventualmente, podem ocorrer valores de K que caem fora dessa faixa.

Se as dimensões de uma secção de túnel são pequenas quando comparadas com a profundidade de escavação, as tensões σ_h e σ_z podem ser assumidas como constantes por toda a secção do túnel.

A Figura 2. 14 evidência os efeitos relevantes da variação do coeficiente de impulso em repouso sobre os movimentos induzidos pela escavação, o que comprova a importância que representa para uma previsão aproximada a determinação tão correcta quanto possível do estado de tensão inicial no maciço.

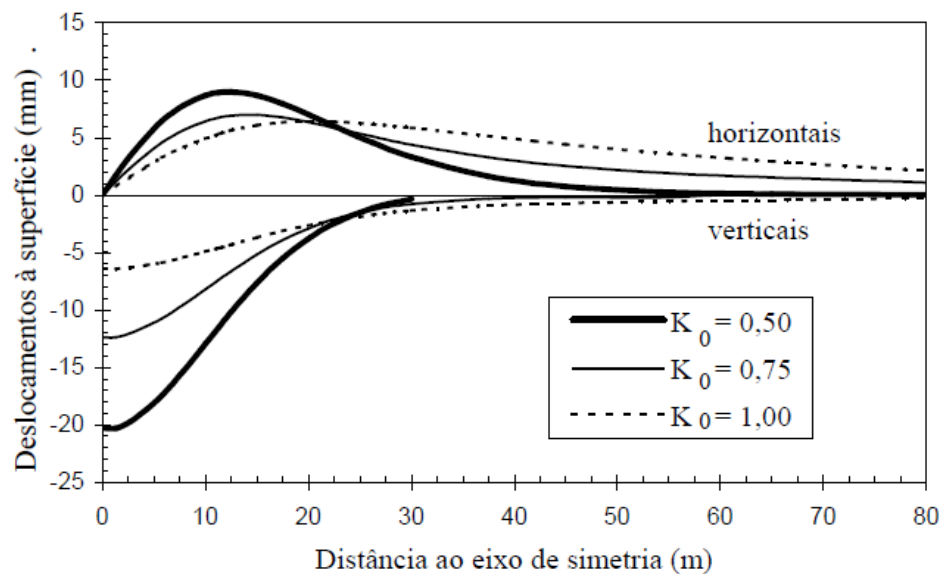


Figura 2. 14 - Efeito de K_0 nos deslocamentos à superfície do terreno (modificado Almeida e Sousa, 1998).

Em relação aos movimentos à superfície, a observação da Figura 2. 14 permite concluir que o aumento de K_0 conduz a uma redução dos valores máximos dos assentamentos e dos deslocamentos horizontais e a um aumento da largura da faixa do terreno afectada pela escavação, com a consequente redução significativa dos gradientes máximos das respectivas curvas. É de notar que estas diferenças tenderão a acentuar-se com o acréscimo da taxa de desconfinamento uma vez que para os valores mais baixos de K_0 as zonas de cedência, para além de se iniciarem mais cedo, evoluem em direcção à superfície em vez de envolverem o túnel, daí resultando aumentos dos deslocamentos nas proximidades do eixo de simetria e, consequentemente, maiores gradientes máximos das respectivas curvas (Almeida e Sousa, 1998).

Pode-se então contemplar a importância de conhecer com exactidão o estado de tensão natural de um maciço no qual se irá realizar uma obra subterrânea, visto que uma pequena variação neste parâmetro significa um aumento ou decréscimo dos deslocamentos esperados, que por sua vez poderá levar a um acréscimo de custos ao sobre dimensionar os suportes, ou a consequências desastrosas quando estes são subdimensionados.

2.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Existem uma variedade de classificações geo-mecânicas que permitem obter de uma forma bastante simplista, parâmetros estimados das características resistentes de um dado maciço rochoso, informações importantes relativas ao tempo de auto-suporte de uma escavação e sugestões de suporte para essas obras subterrâneas, baseadas na divisão em classes dos maciços por estas classificações. Pode-se então considerar estas classificações como uma ferramenta muito útil numa fase preliminar de projecto.

No entanto, os sistemas empíricos não devem ser a única via a utilizar para a determinação de um suporte. Para além de um dimensionamento detalhado e rigoroso, é absolutamente necessário, durante a fase de construção, que se verifique a adequação do suporte escolhido com base na modelação

geotécnica, suportada por resultados da monitorização e de adequada caracterização geológico-geotécnica

A aproximação empírica relativa ao suporte de um túnel, proporcionada pelas classificações geomecânicas, não pode ser considerada como um elemento real de cálculo, uma vez que padece de algumas deficiências, enunciam-se de seguida alguns defeitos e limitações dos sistemas (Riedmuller e Schubert, 1999; Medley, 1999; Miranda, 2003):

- Não permitem a quantificação dos coeficientes de segurança do suporte;
- Os parâmetros de classificação e pesos são aplicados universalmente sem considerar as características específicas do maciço rochoso e do projecto;
- Não ter em conta o estado de tensão natural;
- As propriedades mais complexas dos maciços, em particular a sua anisotropia e o seu comportamento ao longo do tempo, não podem ser suficientemente descritos por um só valor.
- Não considerar o efeito da forma do túnel;
- Existem inúmeras combinações possíveis para cada sistema para obtenção de um índice geomecânico, podendo atingir-se o mesmo valor final da classificação para muitas delas;
- Não contemplar o efeito de faseamento da escavação;
- Não consideram, nalguns casos, mecanismos de rotura, deformação e interacção entre a rocha e o suporte;
- Não quantificar o efeito na envolvente motivado pela escavação, como a subsidência e a alteração do estado de tensão;
- Os parâmetros utilizados para avaliação não são suficientes para escolher parâmetros de projecto e de suporte;
- Não existe inter-relação entre os parâmetros, que traduzam a influência da variação de um parâmetro nos demais;
- Não promovem a análise e a correcta apreciação das condições do maciço rochoso, em particular a aplicação em meios heterogéneos, o que pode resultar num dimensionamento inadequado, e custos muito elevados.

Assim sendo é de referir que as recomendações de suporte podem nem sempre ser adequada às especificidades de cada caso, de qualquer forma deve-se realçar que apesar da facilidade e grande utilidade destas recomendações, elas são apenas linhas de orientação para o projectista para ter uma acessão da magnitude das necessidades do projecto e principais condicionantes. Não liberta no entanto da obrigação de estudar e justificar cada caso de previsão de suporte, nem de se evadir de responsabilidades (Romana, 2000).

3

SISTEMAS DE SUPORTE E TRATAMENTO EM ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS

3.1 ESTABILIDADE DE TÚNEIS

O termo de estabilidade em obras subterrâneas, mais concretamente em túneis, possui na realidade um sentido algo subjectivo. Nas escavações em rocha designada de competente, as quais são frequentemente autoportantes durante os períodos de construção e operação, alguma instabilidade localizada, que requeira suporte, pode ser entendida como o início de um problema mais sério de estabilidade. Já no caso de túneis em rochas brandas ou maciços terrosos, onde o uso contínuo de suportes é necessário, entendem-se como problemas de estabilidade apenas aqueles associados às instabilidades locais onde o maciço necessita de medidas ou soluções especiais. Em ambos os casos, o objectivo é alcançar a estabilidade, garantindo que não haja colapso e nem situações de risco, através de métodos de suporte e escavação seguros e económicos.

Actualmente as abordagens para a análise de estabilidade da frente de escavação estão divididas em três grupos principais: os sistemas de classificação geomecânica, analisados em maior pormenor no capítulo prévio, as análises de interacção maciço-suporte e análises por equilíbrio-limite de blocos. O resultado de qualquer análise sempre dependerá, no entanto, dos dados disponíveis ou assumidos para alimentar os parâmetros envolvidos (Penido, 2006).

De uma maneira geral, os métodos matemáticos de análise disponíveis são muito mais refinados do que o conhecimento dos dados necessários (propriedades de resistência e deformabilidade de maciço e suportes; tensões *in situ*; etc.). Assim, na maioria dos casos a estratégia mais apropriada é, além de investigar modelos alternativos, realizar análises de sensibilidade para os vários parâmetros, até se alcançar um projecto que se considerem adequados (Duddeck, 1988).

Segundo Hoek e Brown (1980), as principais fontes de instabilidade que ocorrem numa escavação subterrânea são:

- Condições adversas em termos de geologia;
- Tensões *in situ* muito elevadas;
- Expansão ou decomposição da rocha por acção da água ou ar;
- Pressão hidráulica ou percolação de água;

Estes são alguns dos factores que serão aprofundados no subcapítulo seguinte. Relativamente ao primeiro ponto, as causas de instabilidade referem-se à presença de falhas e discontinuidades em

rochas que poderão individualizar grandes volumes de rocha. A elevada magnitude das tensões *in situ* são geralmente características de rochas duras, de elevadas profundidades ou de escavações de grande dimensão. Estas condições podem-se verificar na escavação de túneis em regiões montanhosas muito escarpadas. A instabilidade devida à expansão ou decomposição da rocha por acção da água ou ar, ocorre geralmente em maciços rochosos brandos ou em camadas e filões intercalados em rochas duras. As instabilidades devidas à pressão ou percolação de água podem ocorrer em praticamente qualquer tipo de maciço rochoso.

A presença de dois ou mais dos fenómenos atrás descritos, aliados às condicionantes geológicas e de serviço do túnel, pode motivar da parte dos técnicos envolvidos, a adopção de soluções de compromisso, com vista a integrar todos os aspectos identificados, inclusivamente os aspectos intangíveis (Hoek e Brown, 1980).

O suporte necessário para uma dada escavação depende fundamentalmente dos tipos e graus de fracturação da rocha abrangida e dos níveis de tensão actuantes, originando as roturas típicas apresentadas na Figura 3. 1. Pode-se também observar na Figura 3. 2. sumariamente os problemas típicos, os parâmetros críticos, os possíveis métodos de análise e os critérios de aceitabilidade em escavações subterrâneas.

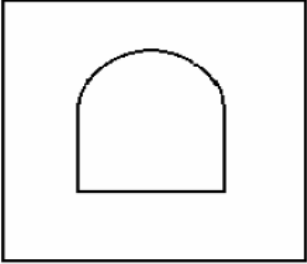
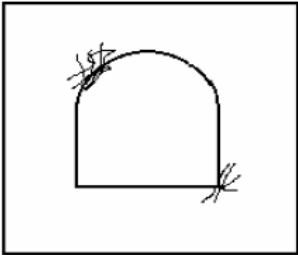
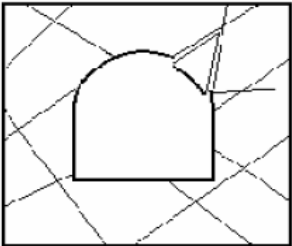
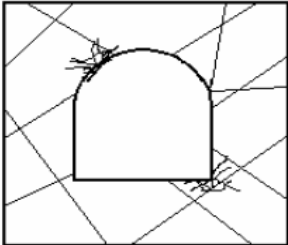
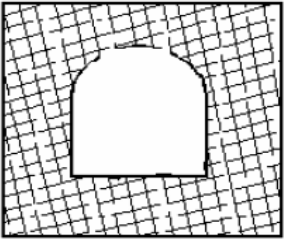
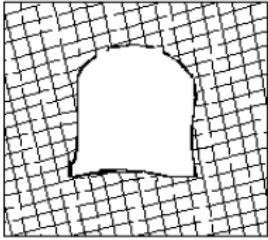
	NÍVEIS DE TENSÃO BAIXOS	NÍVEIS DE TENSÃO ELEVADOS
R O C H A M A C I Ç A	 <u>Maciço rochoso com tensão <i>in situ</i> baixa.</u> Resposta linear elástica praticamente sem rotura	 <u>Maciço rochoso com tensão <i>in situ</i> elevada.</u> Nos limites da abertura, em pontos de concentração de tensões, iniciam-se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

Figura 3. 1 - Tipos de rotura que ocorrem em diferentes maciços rochosos sob diferentes níveis de tensão *in situ* (adaptado de Hoek et al, 1995)

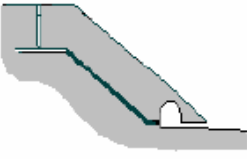
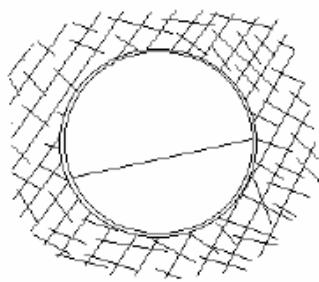
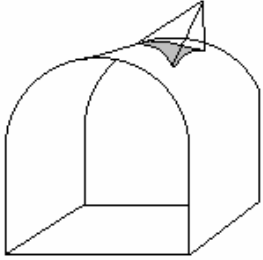
ESTRUTURAS			
	Túneis em pressão em projectos hidroeléctricos	Túneis em rocha branda	Túneis pouco profundos em rocha fracturada
PROBLEMAS TÍPICOS	Escoamento excessivo a partir de túneis sem revestimento ou revestidos a betão. Rotura ou deformação do revestimento em aço devido a deformação da rocha ou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

Figura 3. 2 - Problemas, parâmetros, métodos de análise e critérios de aceitabilidade em escavações subterrâneas (adaptado de Hoek, 1991).

3.1.1 FACTORES INFLUENTES NA ESTABILIDADE SUBTERRÂNEA

Palmström (1995), baseado em experiência própria e em trabalhos publicados, especialmente por Cecil (1970) e Hoek & Brown (1980), sugeriu que os seguintes factores seriam os mais determinantes da estabilidade de escavações subterrâneas em maciços rochosos fracturados:

As propriedades e características inerentes ao maciço rochoso ao redor da abertura, que consistem principalmente em:

- Propriedades mecânicas da rocha intacta, em outras palavras, os seus parâmetros de resistência e deformabilidade;
- Propriedades mecânicas das juntas e/ou descontinuidades e tamanho dos blocos;
- Arranjo estrutural das juntas e outras descontinuidades (geometria dos blocos) e suas orientações em relação a paredes e tecto do túnel;
- Características de expansivas das rochas (swelling rocks), devido à presença de alguns minerais em presença de água. A pressão de expansão exerce um carregamento adicional no suporte, além das tensões *in situ* e da gravidade;
- Durabilidade do material, ou seja, a resistência da rocha quando exposta às *intempéries*, causando mudança nas suas propriedades mecânicas e influenciando na estabilidade da escavação;

As forças externas actantes *in situ*, que são funções de sua profundidade e tipologia geológica:

- Magnitude, orientação e anisotropia de tensões principais em rochas não perturbadas.

O nível de tensão *in situ* ao qual esta sujeita uma escavação subterrânea pode ter um grande impacto na sua estabilidade. Isto porque a escavação irá sempre introduzir perturbações no campo de tensões *in situ* (Hoek & Brown, 1980), induzindo novas tensões ao redor da mesma, as quais variam de ponto a ponto, sendo estas dependentes da razão entre as tensões principais. Onde as tensões induzidas no maciço rochoso ao redor da abertura excedam a sua resistência serão esperadas plastificações, quer pontuais quer um fluxo de pontos plastificados que poderá levar ao colapso e/ou fracturações, exigindo, pois, a instalação de suportes para conservação da estabilidade. Mesmo no caso de baixas tensões *in situ*, poderão vir a ocorrer problemas de estabilidade em maciços rochosos fracturados, devido à redução da resistência ao corte em juntas submetidas a baixas tensões normais.

- Água subterrânea

Uma pressão excessiva de água pode também causar sérios problemas de estabilidade. Cecil (1970), menciona que o efeito da água subterrânea na estabilidade resulta, principalmente, da redução de resistência ao corte do maciço rochoso e das suas descontinuidades (Princípio das Tensões Efectivas – Jaeger & Cook, 1979). A água poderá também reduzir significativamente a resistência do preenchimento de uma falha caso ocorra degradação do material devido ao humedecimento.

Mesmo que a presença de água pouca influência tenha na estabilidade, apenas a sua presença em quantidade significativa pode causar transtornos no processo de escavação. Os problemas mais sérios resultam quando a sua presença é inesperada. De acordo com Brekke e Howard (1972), riscos consideráveis estão associados aos locais em que zonas de falhas muito permeáveis, repentinamente, são interceptadas pela escavação.

As características de escavação:

- Forma e tamanho da abertura subterrânea.

Hoek & Brown (1980) mostraram que a forma de uma abertura tem uma significativa influência na magnitude das tensões induzidas no maciço rochoso circundante. Por exemplo a concentração das tensões verticais nas paredes de uma escavação de secção circular, quando comparada com a concentração numa escavação elíptica em que a razão entre a altura e a largura é de dois, as tensões iram aumentar num rácio cinco vezes (Hoek & Brown). Os referidos autores mostraram ainda que, para um dado maciço, com o aumento das dimensões da abertura, haverá um aumento proporcional no volume de blocos potencialmente instáveis ao seu redor e, portanto, implica também suportes mais competentes que por sua vez leva a um maior gasto total. O ábaco de definição de suportes do sistema de classificação geomecânica *Q* (Figura 2.5) mostra claramente que a quantidade de suporte necessária para uma dada escavação depende significativamente do vão (e da altura).

- Método de escavação.

O método utilizado na escavação de um túnel pode causar danos na estrutura rochosa circundante, como já referido na utilização de explosivos e, assim, afectar a sua estabilidade. As várias técnicas de escavação utilizadas podem exercer diferentes influências ou tendências no deslocamento de blocos das paredes e do tecto.

Na maioria dos casos é muito difícil a distinção das condições “antes” e “após” a ocorrência de detonações, assim como, saber qual é o impacto da técnica de escavação sobre a quantidade de suporte requerido. O fracturamento causado pelas detonações leva à redução do tamanho dos blocos, e pode ser qualitativamente avaliado pela extensão da sobre escavação resultante (overbreak). A influência das detonações pode ser substancialmente controlada através de técnicas de explosões controladas e pré-corte (Hoek & Brown, 1980).

- Modo e momento de instalação do suporte.

Em maciços submetidos a altas tensões e acentuadas deformações, o momento preciso de instalação do suporte é de extrema importância para se atingir uma condição de equilíbrio estável, conforme ensina a mecânica da interacção rocha-suporte ou teoria da convergência-confinamento (Hoek & Brown, 1980; Carranza-Torres & Fairhurst, 2000, etc.), a ser abordada posteriormente. Assim sendo devido à importância deste factor, nas sugestões de suporte baseadas em classificações geomecânicas, aconselham-se valores base para a instalação/activação do suporte em relação ao avanço da frente de escavação.

- Razão entre o espaçamento das descontinuidades e as dimensões do túnel.

Deere et al. (1969) sugeriu que em maciços fracturados, a relação entre o tamanho dos blocos, ou o espaçamento entre descontinuidades e as dimensões do túnel seja provavelmente, um dos factores mais determinantes na sua estabilidade.

Características dependentes do tempo:

- O efeito do tempo de auto-sustentação ou comportamento de curto prazo.

Significativas mudanças na estabilidade do túnel podem ocorrer como resultado da redistribuição das tensões nas paredes e tecto à medida que a frente de escavação avança. Esta redistribuição de tensões poderá exigir algum tempo, caso o maciço apresente deformações viscosas. A primeira abordagem empírica sobre o efeito do tempo na estabilidade foi feita por Laufer (1958), na qual o tempo de auto-sustentação (stand-up time) de uma escavação foi relacionado às classes do maciço rochoso

(correspondentes àquelas propostas por Terzaghi, 1946) e ao “vão activo” (que é a maior dimensão entre distância dos suportes à face e vão da escavação). Este conceito tornou-se o ponto-chave na avaliação de estabilidade e tem sido utilizada em sistemas de classificação geomecânica como o *RMR* (Bieniawski, 1973) e no NATM (New Austrian Tunnelling Method).

3.2 SUPORTES E MÉTODOS DE EXECUÇÃO.

A abertura de uma cavidade subterrânea induz uma alteração no estado de tensão pré-existente no maciço, motivando, na maioria dos casos, a necessidade de instalação de sistemas de suporte que garantam a estabilidade dessa cavidade.

De uma maneira geral pode-se afirmar que os objectivos dos sistemas de suportes são:

- Melhorar a estabilidade de uma escavação subterrânea;
- Limitar as deformações no maciço;
- Garantir a integridade das estruturas vizinhas;
- Limitar os assentamentos superficiais;
- Garantir o avanço e segurança das escavações;

O objectivo principal do projecto de suportes de uma escavação subterrânea, consiste na utilização da própria rocha na qual se escava como principal material estrutural resistente, ou seja consiste em mobilizar e conservar a resistência própria do maciço, tentando aproveitar de maneira eficaz o seu tempo de auto-sustentação.

3.2.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE SUPORTES PRIMÁRIOS

Na presente dissertação como o tema principal se relaciona com os sistemas primários de suporte, apresenta-se seguidamente uma breve revisão sobre estes e as várias formas de execução destes. Os sistemas de suporte primário com utilização corrente, compreendem entre eles uma variedade de ferramentas cada vez mais evoluídas, como é o caso das pregagens, ancoragens, entivações metálicas, rede metálica, chapas metálicas, betão projectado, tirantes, etc.

Os suportes por pregagens e por ancoragens diferem entre si, fundamentalmente pela dimensão envolvida do maciço a sustentar. Enquanto as pregagens têm a função de suportar blocos instáveis, tendo uma função pontual, as ancoragens destinam-se a fornecer ao maciço uma acção de confinamento que permite aproveitar as características próprias do maciço de auto sustentação (Celada Tamames, 1997).

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

As dificuldades relativas à aplicação isolada de pregagens, pelo que atrás foi referido, vêm reforçar a possível inadequação do zoneamento geotécnico perante as peculiaridades reais do maciço rochoso, não sendo recomendável a usual adopção de metodologias pré-estabelecidas. Este facto é consubstanciado pela variabilidade do grau de fracturação natural e agravado pelas possíveis

implicações do método de escavação, que frequentemente, induzem uma fracturação significativa à rocha circundante.

Relativamente às ancoragens, estas constituem um suporte com aplicação igualmente de elementos pontuais, que actuam globalmente, possuindo todavia uma acção que envolve toda a periferia da escavação, aplicando-se fundamentalmente em maciços de pobres características, nos quais se verifiquem uma elevada quantidade de elementos plastificados. A acção das ancoragens pode distinguir-se sob dois prismas diferentes: o suporte, por suspensão, de uma espessura de rocha plastificada com recurso à rocha exterior mais resistente, ou a consolidação da zona plastificada em que as ancoragens actuam apenas no interior desta zona (Celada Tamames, 1997).

Installation sequence

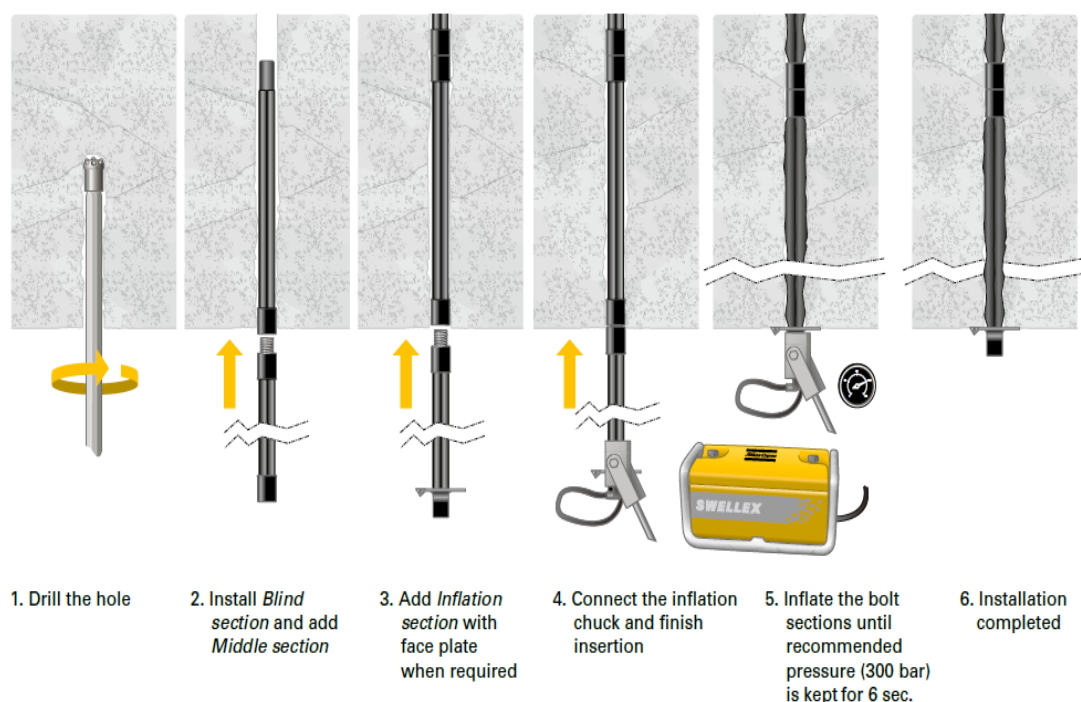


Figura 3. 3 – Exemplo de instalação de pregagens tipo Swellex (<http://www.atlascopco.pt/ptpt/>)

A entivação por cambotas metálicas, também chamadas de cimbres, com secções H, U ou outras, constitui um método de suporte primário amplamente utilizado em solos e rochas muito fracturadas. Estes suportes em aço possuem vantagens significativas, nomeadamente as excelentes resistências mecânicas aos esforços de tracção e de compressão, resistindo a elevados momentos de flexão; elevado módulo de elasticidade e ductilidade; facilidade de fabrico e modelação; homogeneidade e fácil controlo de qualidade e actuação em condições favoráveis após o seu limite elástico.

Um método alternativo de suporte, que pode ser utilizado em meios com uma grande tensão *in situ*, exibindo condições propícias ao *squeezing*, é o emprego de juntas ou elementos de deslizantes (*sliding joints*) em perfis metálicos tipo *TH* (*Toussaint-Heintzmann*). Tal técnica de perfis metálicos flexíveis é originária da mineração de carvão a grandes profundidades. O método de funcionamento destas é de forma simples a integração de várias juntas de deslizamento em perfis metálicos, sendo que estas se mantêm estreitadas de modo a criar algum atrito, e à medida que a face avança e o carregamento pela rocha sobre os perfis provoca o deslizamento progressivo destas, deslizando até uma máxima distancia

pré definida, que quando atingida trava e enrijece o conjunto. Estas cambotas garantem uma grande segurança para os trabalhadores atrás da face de trabalhos, permitindo no entanto uma deformação significativa do túnel, sendo esta a dificuldade da sua utilização, uma pequena deformação pode levar a uma sobrecarga e encurvadura das cambotas, bem como a fissuração do betão projectado, uma grande deformação leva a uma plastificação acentuada no maciço, sendo que ambas as eventualidades conduzem a riscos de segurança.

Um caso de estudo onde se utiliza justamente este método de suporte é analisado na Kersten Lecture de Hoek et al. (2008), onde juntas deslizantes foram utilizadas no túnel de Yacambú Quibor – Venezuela, a uma profundidade de 1200 m.



Figura 3. 4 - Representação de uma junta deslizante em cambotas metálicas TH (Hoek, 2000).

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



Figura 3. 5 – Cambotas HEB e chapas tipo Bernold no suporte de um túnel
(http://www.durofelguera.com/catalogo_tedesa)

O betão projectado constitui, actualmente, um elemento praticamente obrigatório na construção de túneis, desempenhando um papel primário no suporte a curto prazo das frentes de trabalho. A aplicação de sucessivas camadas de betão projectado, associadas à rede metálica, é uma metodologia favorável no controlo das convergências em túneis, constituindo assim um acréscimo gradual no reforço do suporte primário, de acordo com as necessidades evidenciadas pela instrumentação (Castells Fernández e Rivas de la Riega, 1997).

Para além de apresentar elevada resistência inicial, o betão projectado é de fácil e rápida aplicação, permitindo assim, a contenção imediata após a escavação. Outros factores que lhe conferem vantagem são uma boa adaptação a diferentes formas das secções e características do maciço, permitindo uma boa ligação ao solo em todo o contorno da superfície escavada, normalmente irregular, e oferece também a possibilidade de combinações com outros tipos de suporte.

Dependendo da qualidade do maciço, o betão projectado pode ter que ser reforçado. O melhoramento do comportamento à tracção é correntemente obtido pela utilização de redes metálicas, recorrendo-se, em geral, elementos electrosoldados tipo malhasol. No entanto, o elevado tempo associado à sua colocação e a dificuldade de adaptação a superfícies irregulares, como se ilustra na Figura 3. 6, têm levado, nos últimos anos, ao emprego de fibras metálicas como um dos componentes do betão projectado (Almeida e Sousa, 1998).

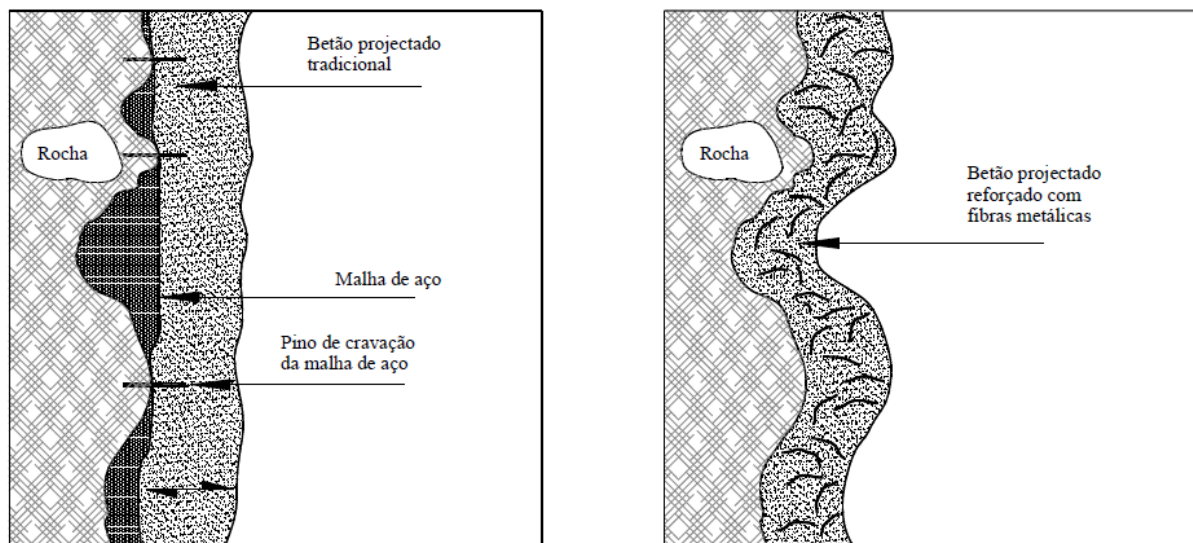


Figura 3. 6 - Diferenças na adaptação a superfícies irregulares do betão projectado utilizando malhas de aço e do betão projectado reforçado com fibras metálicas (Vandewalle, 1990)

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

Os suportes mistos, compostos por pregagens e betão projectado ou cambotas e betão projectado (com malhasol), de mais larga utilização, admitem, para efeitos de cálculo, que a rigidez do conjunto é a soma da rigidez de cada um individualmente e que a capacidade de suporte do sistema é a soma das capacidades individuais, supondo um comportamento plástico sujeito a uma carga máxima constante (Melâneo, 1994).

Uma alternativa ao método abordado acima é avançar o túnel utilizando enfilagens ou micro-estacas, instaladas na direcção de avanço, sistema descrito por Carriere et al. (1991) e Grasso et al. (1993). A Figura 3. 7. ilustra a utilização sistemática de enfilagens, que são instaladas com marreta ou martelo pneumático de coluna. Geralmente, para o caso de grandes túneis em rochas brandas são realizadas enfilagens injectadas (grout). Para que as enfilagens tenham efectivamente o feito pretendido no maciço rochoso, comportando-se de forma a aumentar o atrito devem-se formar “arcos” ou “pontes” entre as mesmas. Essa técnica não é portanto recomendada onde o maciço rochoso possua grande proporção de argila, a menos que o espaçamento entre as enfilagens seja muito pequeno. Isto porque a eficiência de reforço do maciço depende principalmente da resistência por atrito da interface grout-rocha, que é baixa em maciços argilosos.

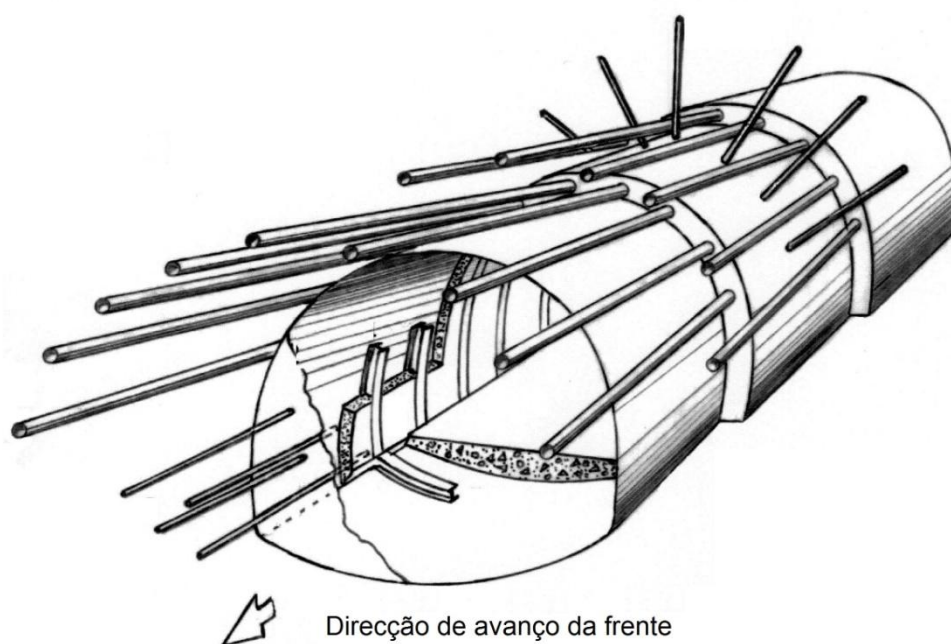


Figura 3. 7 – Caso tipo de uso de enfilagens (Hoek, 1999)

Caso a natureza do maciço rochoso seja de pior condição geomecânica, podem ser utilizados métodos de tratamentos e melhoria do solo, como por exemplo colunas de *Jet Grouting*, com o objectivo a constituir colunas de suporte do tectos e hasteais, através da injeção de calda de cimento que se mistura com o terreno existente. O *Jet Grouting* pode ser aplicável a quaisquer tipos de solo, criando um arco de solo-cimento de alta resistência mecânica e impermeável actuando como um pré-revestimento da escavação antes mesmo da sua abertura, e minimizando, portanto, as deformações internas e na superfície do terreno (Assis, 2003).

Em casos de pequenas instabilidades da face, pode ser suficiente o uso de enfilagens em fibra de vidro que ao serem seladas ao terreno através de uma calda de cimento injectada a pressão adequada, promovem uma excelente ligação como o maciço. A grande vantagem desse método é o de o material de suporte ser leve, bastante resistente e também de fácil corte com o avançar da frente de escavação.

No entanto para escavações em rochas brandas, dependendo da extensão da zona plastificada, não é prudente utilizar esse sistema como único método de suporte da face, devendo o mesmo ser utilizado apenas como um complemento, conjuntamente com os métodos de secções parciais e enfilagens. Neste caso serve para auxiliar no controle das deformações e da plastificação no maciço rochoso imediatamente adiante da face (Hoek, 2004).



Figura 3. 8 – Instalação de enfilagens (Hoek , 2000)

3.2.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE O SUPORTE SECUNDÁRIO

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

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

A finalidade do revestimento secundário assenta nos seguintes objectivos (Estefanía Puebla, 1997):

- Função resistente, para assegurar a estabilidade a longo prazo;
- Impermeabilização, impedir fluxo de água para o interior do túnel;
- Estética, conferir ao túnel um aspecto regular e uniforme de acabamento final;
- Funcional, conferir as necessárias características de serviço, no que se refere à melhoria da eficiência da ventilação e iluminação (túneis rodoviários) ou da capacidade hidráulica (túneis de saneamento ou abastecimento).

Assim admite-se que consoante o objectivo final da obra o revestimento final pode abranger uma função simplesmente estética ou poderá também incluir elementos resistentes. Em ambos os casos, devem ser levados em consideração nos cálculos do revestimento os sistemas de suporte primário, com vista a otimizar o suporte global e a minorar os custos.

Normalmente o suporte final é executado com uso de betão moldado *in situ*, tendo associado um sistema de impermeabilização, para proteger o revestimento final contra influências químicas prejudiciais. Na Figura 3. 9 exemplifica-se um revestimento tipo com um sistema de impermeabilização constituído por um Geo-textil ajustado à superfície do betão projectado, e por uma

membrana de impermeabilização convenientemente unida ao interior do feltro. Enquanto a função de selagem será providenciada pela membrana de impermeabilização, o papel do feltro é o de proteger esta contra qualquer dano resultante do contacto com a superfície do betão projectado.

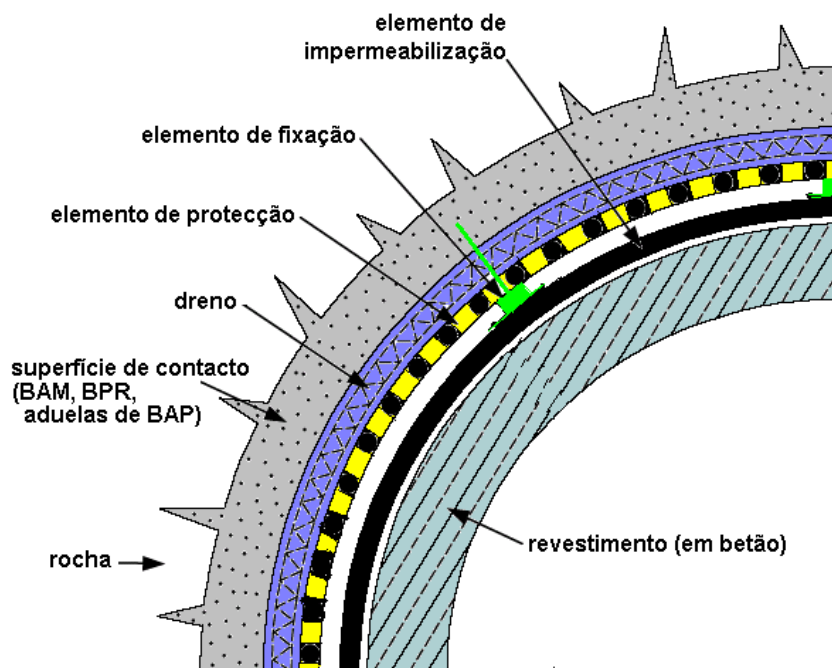


Figura 3. 9 – Exemplo de sistema de impermeabilização e Drenagem

A execução do revestimento final pode decorrer durante os trabalhos de escavação ou no final destes, dependendo da finalidade da obra, da competência do suporte primário, dos ciclos de trabalho e das secções disponíveis. Este condicionalismo deve ser conhecido antecipadamente, com vista a adequar o sistema de suporte primário ao período de tempo e às solicitações de que vai ser alvo.

3.3 MACIÇOS TERROSOS

O comportamento dos materiais estruturados, como é o caso dos solos residuais do granito, é controlado pelas suas características intrínsecas e pela sua estrutura. As características intrínsecas mais importantes são a resistência ao corte e a deformabilidade do material desestruturado. A importância relativa das características intrínsecas do material e da estrutura varia com o carregamento à medida que as ligações interparticulares vão sendo destruídas. Assim, quando o processo se desenrola, a influência da estrutura vai diminuindo e as características intrínsecas de natureza friccional assumem uma predominância cada vez maior.

O comportamento sob carregamento destes solos pode ser dividido em duas fases (Vaughan, 1999):

- Para pequenas deformações, a estruturação do material controla o seu comportamento, comportando-se de forma elástica;
- Para grandes deformações, as ligações entre as partículas vão sendo sucessivamente destruídas fazendo com que o seu comportamento se torne plástico;

A avaliação das propriedades intrínsecas destes materiais não se revela fácil. De facto, as dificuldades começam logo ao nível da amostragem, já que existem grandes problemas na obtenção de amostras

inalteradas em solos estruturados. A caracterização do comportamento tensão-extensão é dificultada pela variação da granulometria destes solos com o nível de deformação imposto que tem implicações na definição do estado desestruturado, logo na obtenção das propriedades intrínsecas (Miranda, 2003).

O comportamento elástico destes solos ocorre apenas no domínio das muito pequenas deformações, conclui-se que as características de deformabilidade dos solos dependem de vários factores, designadamente, o estado de tensão efectivo, a compactidade do solo, a história de tensões, da estrutura, etc. Na Figura 3. 10. apresentam-se os diversos comportamentos do solo para vários níveis de deformação.

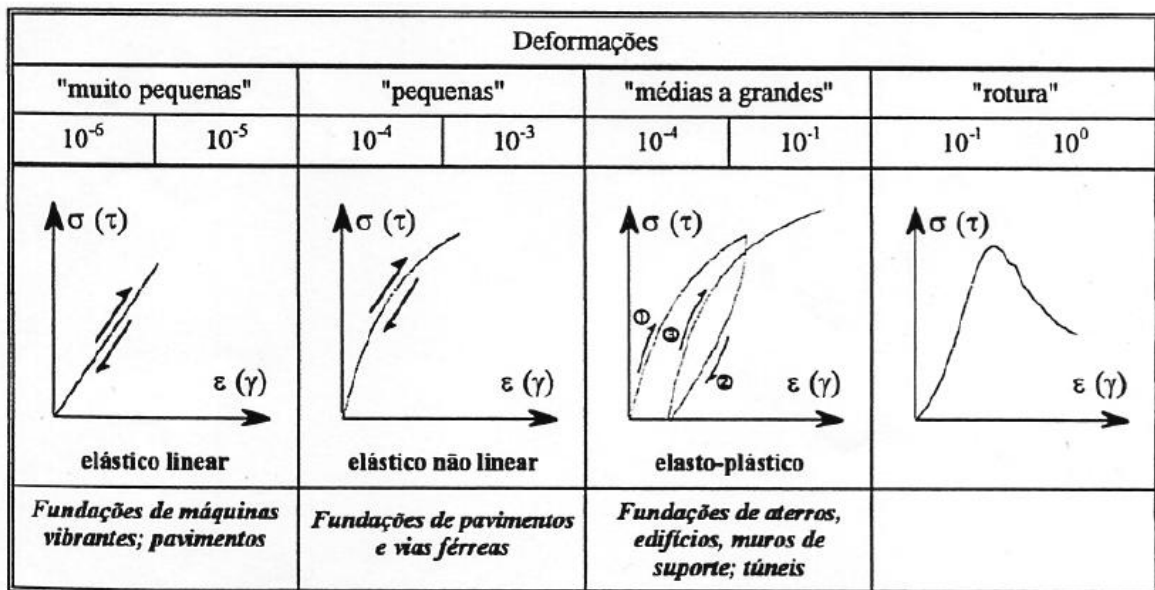


Figura 3. 10 - Comportamentos típicos dos solos para vários níveis de deformação (Gomes Correia, 2001)

Este comportamento não linear conduz à definição de vários módulos de deformabilidade, dependendo do nível de deformação e tensão associado. O módulo de deformabilidade do solo diminui com a extensão, ou seja, com o nível de tensão imposto pelas estruturas geotécnicas nestes maciços, por isso, é de vital importância o conhecimento da relação módulo-extensão. A avaliação da deformabilidade do solo, numa gama de tensões alargada, requer a utilização de técnicas e equipamentos especiais. Os níveis de deformação associados à maioria das obras geotécnicas é pequeno, na maioria dos casos da ordem dos 0,5% (Gomes Correia et al, 1999).

Os ensaios triaxiais clássicos não fornecem resultados aceitáveis para deformações inferiores a 1% que são as que interessam ao dimensionamento da maioria das obras geotécnicas e em particular das obras subterrâneas, assim sendo para a execução de obras subterrâneas nestes tipos de maciços, requerem cuidados e métodos de execução especiais e cuidados acrescidos no dimensionamento de suportes.

3.3.1 MÉTODOS EXECUTIVOS EM MACIÇOS TERROSOS

No caso de túneis superficiais em rochas brandas, algumas considerações que não se aplicam a túneis profundos devem ser tomadas em conta, a proximidade da superfície geralmente cria um mecanismo de colapso preferencial no maciço rochoso ao redor do túnel e à frente da face, causando grandes deformações na superfície. Trata-se portanto, de um mecanismo de colapso diferente do considerado em túneis profundos, onde ocorre fluxo plástico do maciço (*squeezing*) em torno dos mesmos.

Geralmente, nestes casos, a manutenção da estabilidade da face é de tanta importância quanto à da estabilidade do perímetro do túnel, uma hipótese é a de reduzir a área exposta da face, utilizando múltiplas derivações e assegurando que cada face esteja estável antes que a próxima etapa seja escavada. Em túneis em rochas brandas é geralmente considerado que a estabilidade da face depende da área em exposição, assim uma técnica comumente utilizada para manter a estabilidade é parcializar a face de escavação em estágios, de modo que a área de cada face parcial seja pequena o suficiente para ser controlada.

Nestas condições, o controlo das deformações no maciço, particularmente à superfície, e a garantia da estabilidade da frente durante a construção podem ser conseguidas utilizando o *NATM*, que devido à sua grande flexibilidade e adaptabilidade, admite uma grande variedade de processos de escavação faseados. O *NATM* - “New Austrian Tunneling Method” - patenteado em 1958 por A. Brunner e divulgado por L. Muller e L. V. Rabcewicz, tem como base a consideração que o terreno, no perímetro da escavação, se integra no arco resistente total, formando ele próprio parte da estrutura de suporte (Castells Fernández e Rivas de la Riega, 1997).

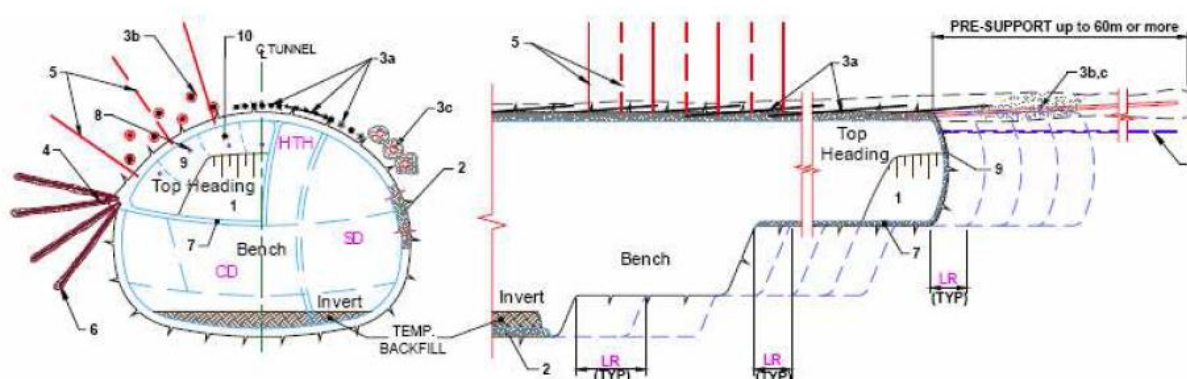


Figura 3. 11 – Exemplo de faseamento através do NATM

O Novo Método Austríaco, ao adotar esta filosofia de aproveitamento da resistência própria dos terrenos, beneficiada pela aplicação do suporte inicial, permite o dimensionamento de suportes mais ligeiros e baratos. Este método é aplicável ao cálculo de suportes, baseado na interação terreno-suporte, aproveitando a capacidade resistente dos terrenos para conseguir a estabilidade da secção. Este propósito é alcançado com a utilização de suportes flexíveis que permitam a existência de um ponto de equilíbrio com baixa pressão de confinamento, à custa de uma maior deformação do contorno da cavidade. Assim, o elemento portante é o próprio terreno circundante à cavidade, sendo o suporte o meio de realizar o confinamento necessário a mobilizar o máximo da sua capacidade resistente (Melâneo, 1994).

De acordo com Melâneo (1994), este método observa os seguintes aspectos:

- O colapso não se produz imediatamente, significando que o terreno possui alguma resistência própria, sendo esta aproveitada em conjunto com o sistema de suporte inicial de forma a manter a estrutura em equilíbrio, podendo este suporte ser alvo de sucessivos reforços até se atingir o equilíbrio;
- Pausa da frente de escavação o tempo necessário para colocação do suporte mínimo que permita continuar o avanço com segurança;
- As operações de instalação de suporte imediato da frente deverão ser rápidas de realizar, não exigindo grandes preparações e provocando um efeito imediato sobre o terreno;
- As operações de reforço do suporte decorrem simultaneamente com o avanço da frente;
- Com a necessária observação do comportamento real do terreno e o efeito das sucessivas etapas de reforço do suporte, é possível ajustar o modelo de análise e o próprio suporte usado com consequente economia.

O esquema de faseamento da escavação é determinado por um conjunto de factores, entre os quais se destacam as dimensões da secção transversal, as condições geológicas geotécnicas e hidrogeológicas do local, uma vez que quer a estabilidade da frente de ataque quer a grandeza das deformações induzidas no maciço circundante são fortemente condicionadas pela área da secção parcial, pelas propriedades mecânicas do solo, resistência e deformabilidade, e pela existência ou não de água.

Como regra, é de admitir que quanto maior for a área da secção transversal do túnel e menos resistente e mais deformável for o solo, maior deverá ser o número das fases de escavação. Também a necessidade frequente de proceder ao rebaixamento do nível freático do interior do próprio túnel, em vez de o fazer da superfície, exige o uso de pequenas secções de escavação, uma vez que a presença de água pode reduzir substancialmente o tempo de auto-suporte do solo (Almeida e Sousa, 1998).

Uma das muitas alternativas de utilização dessa técnica está ilustrada na Figura 3. 12, neste método, uma derivação lateral é escavada primeiramente, a qual é suportada pela instalação do suporte final, seguindo-se a abertura de um túnel piloto no tecto do vão, envolvendo a destruição da parede de suporte temporário e a extensão do arco invertido para todo o túnel piloto. Este processo pode ser conduzido em avanços de alguns metros apenas, visto que um lado do túnel piloto estará efectivamente não suportado durante o processo de escavação.

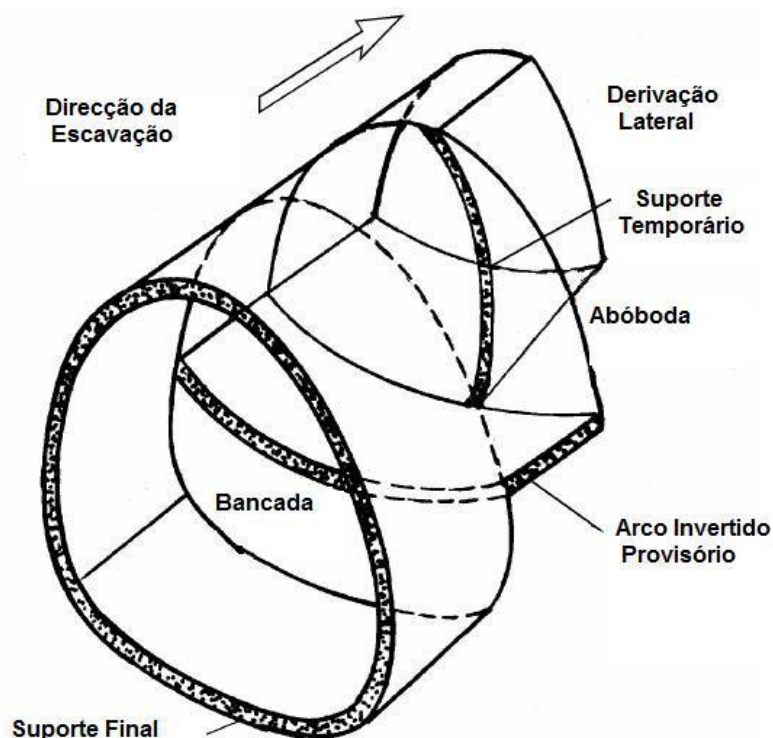


Figura 3. 12 - Secções parciais escavadas em múltiplas etapas (modificado - Hoek, 2004).

A escavação da bancada também deve ser conduzida em passos de alguns poucos metros. A remoção do arco invertido (*invert*) provisório deixa o suporte do túnel piloto suspenso até que a complementação das cambotas metálicas possa ser instalada nas paredes e o *invert* final realizado. No entanto a causa mais comum de falhas em sistemas de suporte submetidos à situação de *squeezing* é precisamente devido ao atraso no fechamento do *invert*.

É comum ocorrer alguma plastificação nas junções das partes superior e inferior dos suportes das paredes laterais e entre o suporte das paredes e o *invert*, a qual está associada à sequência de escavação e à instalação do suporte. Normalmente ocorrem algumas fissurações de pouca importância no betão projectado, podendo ser facilmente reparadas retirando-se o material comprometido e aplicando-se uma nova camada de betão projectado no local.

De entre os aspectos negativos que deverão ser tidos em consideração, pode referenciar-se a diminuição da velocidade global de avanço associada à maior complicação do processo construtivo, o aumento das fases de apoio provisórias e de juntas no suporte, e ainda o atraso com que a estrutura de suporte definitiva é colocada em serviço.

Assim, é de sublinhar a conveniência em proceder sempre que possível, a uma escavação em secção plena, podendo reduzir-se os riscos de instabilidade no avanço do túnel deixando um núcleo central que funciona como apoio à frente de escavação.

3.4 MÉTODO DE CONVERGÊNCIA-CONFINAMENTO

3.4.1 INTRODUÇÃO

A escavação de rocha para a execução de túneis pode exigir a instalação de sistemas de reforço e de suporte imediatamente após essa escavação, garantindo assim a estabilidade do túnel e pequenas deformações para um controlo da convergência. O método de convergência-confinamento, apresenta como vantagem, para além da sua grande simplicidade, o facto de poder ter em conta os deslocamentos ocorridos antes da instalação do suporte, tendo em conta as seguintes condicionantes, túneis circulares submetidos a um campo de tensões uniforme e hidrostático, num maciço isotrópico e homogéneo, as duas curvas características, uma descrevendo a reacção do maciço em termos de tensões radiais e deslocamentos na parede do túnel e a outra descrevendo a reacção do suporte, podem ser analisadas independentemente, sendo o equilíbrio de interacção entre o maciço e o suporte definido pelo ponto de intersecção das duas curvas.

A definição da curva característica do maciço pode ser feita recorrendo às teorias da elasticidade e da plasticidade, associadas a diferentes critérios de cedência e leis de fluxo plástico. Em relação ao suporte, ele é frequentemente admitido como tendo um comportamento linear até à rotura, sendo a respectiva curva característica determinada em função do seu tipo (ex: anel de betão contínuo, pregagens, betão projectado, cambotas metálicas) e das suas características de rigidez. Para situações em que se pretenda a utilização de um suporte misto, costuma-se admitir que a rigidez do conjunto é a soma da rigidez de cada um dos suportes considerados, enquanto a sua capacidade de suporte é considerada, de forma conservativa, como sendo a do suporte menos resistente (Bouvard-Lecoanet, 1988).

A posição relativa das duas curvas características pode ser definida através do conhecimento da evolução dos deslocamentos do maciço não suportado com a distância à frente de escavação, o que pode ser feito com recurso a soluções analíticas, como as propostas por Panet (1976) - para meios elásticos - e por Corbetta et al. (1991) - para meios elasto-plásticos perfeitos associados a critérios de rotura do tipo de Drucker-Prager - ou ao cálculo por métodos numéricos.

3.4.2 PERFIL LONGITUDINAL DE DEFORMAÇÃO

A escolha do tipo de escavação a executar é de relativa importância para o dimensionamento de um túnel. Quando o túnel é de pequeno diâmetro, até 6m, é usual efectuar a escavação de uma só vez (secção inteira), já para maiores diâmetros a escavação é feita por fases.

O perfil longitudinal de deformações do túnel é usado para determinar o melhor momento para a instalação do suporte. Parte do deslocamento radial máximo acontece antes da face de escavação avançar. À medida que a frente de escavação avança, o deslocamento radial para o interior vai aumentando até atingir o deslocamento máximo. Tal deve-se ao efeito de arco junto da frente de escavação permitindo uma redistribuição de pressões para a parte intacta do maciço. O efeito de arco é menor quanto mais afastado se estiver da frente de escavação.

O ponto de equilíbrio entre a curva de interacção entre o maciço e o suporte definido permite saber a pressão devido à redistribuição das tensões a que o suporte é submetido, a convergência ou os deslocamentos verificados, e caso exista, o raio da zona plastificada em redor da abertura, cujo peso deve constituir uma solicitação suplementar sobre o suporte, conforme se assinala na Figura 3. 13. Naturalmente que este efeito do peso do terreno é tanto mais importante quanto maior for o desenvolvimento da zona descomprimida em redor da abertura, logo quanto maior for a convergência permitida, e mais superficial o túnel for.

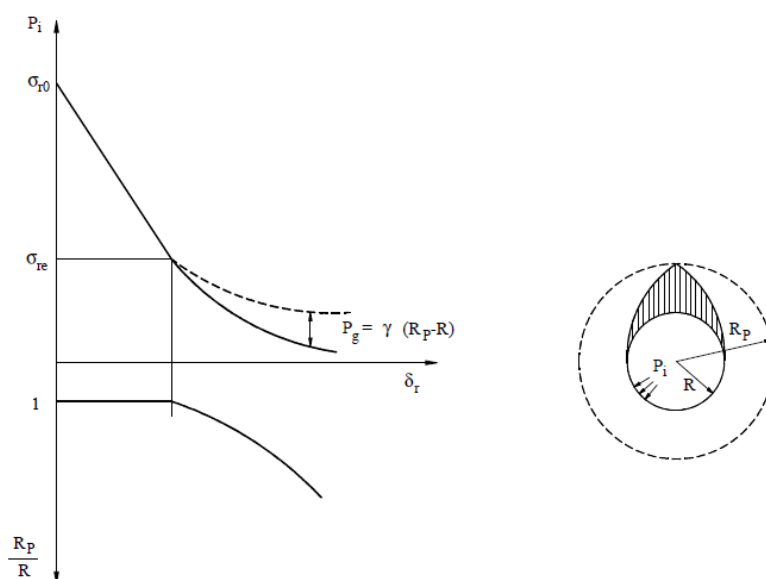


Figura 3. 13 - Curva de convergência com a consideração do peso do terreno da zona descomprimida

(Panet et al., 1992)

A posição relativa das duas curvas características pode ser definida através do conhecimento da evolução dos deslocamentos do maciço não suportado com a distância à frente de escavação, o que pode ser feito com recurso a soluções analíticas, como as referidas previamente.

O perfil longitudinal de deformação pode ser calculado com modelos tridimensionais para carregamentos e condições geométricas complexas ou usando modelos axissimétricos para tensões iniciais uniformes ou isotrópicas e túneis de secção transversal circular. Apresentado por Carranza-Torres e Fairhurst (2000), o perfil pode ser utilizado para estabelecer uma relação entre a distância e a convergência para modelação bidimensional ou soluções analíticas.

Para facilitar o cálculo analítico do comportamento do maciço, Panet (1995) desenvolveu uma expressão empírica baseada em análises elásticas para o perfil longitudinal de deslocamentos:

$$\frac{u_r}{u_{m\hat{a}r}} = \frac{1}{4} + \frac{3}{4} \left(1 - \left(\frac{3}{3+4d_t} \right)^2 \right) \quad (44)$$

Onde u_r é o deslocamento radial médio numa determinada posição longitudinal, $u_{\max}$ é o deslocamento radial máximo a curto prazo, num ponto distante da face de escavação. O parâmetro $d_t = X / R_t$ em que R_t corresponde ao raio do túnel e X é positivo no sentido contrario à escavação à medida que se afasta da face de escavação ($X = 0$). A posição X é negativa no sentido da escavação atrás da face de escavação ao longo do eixo do túnel.

Outros numerosos autores sugeriram expressões alternativas para o perfil de deslocamentos elásticos que consideram que a curva à frente e atrás da face de escavação não segue uma única função contínua em X .

Em alternativa é possível utilizar uma curva empírica de ajuste a dados de medições de convergência como por exemplo a representada na expressão seguinte, baseada em dados de Chern et al. (1998):

$$\frac{u_r}{u_{m\acute{a}x}} = \left(1 + e^{\left(\frac{-d_t}{1.10}\right)}\right)^{-1.7} \quad (45)$$

No gráfico seguinte está um resumo das funções de perfil longitudinal de deformação propostas por vários investigadores.

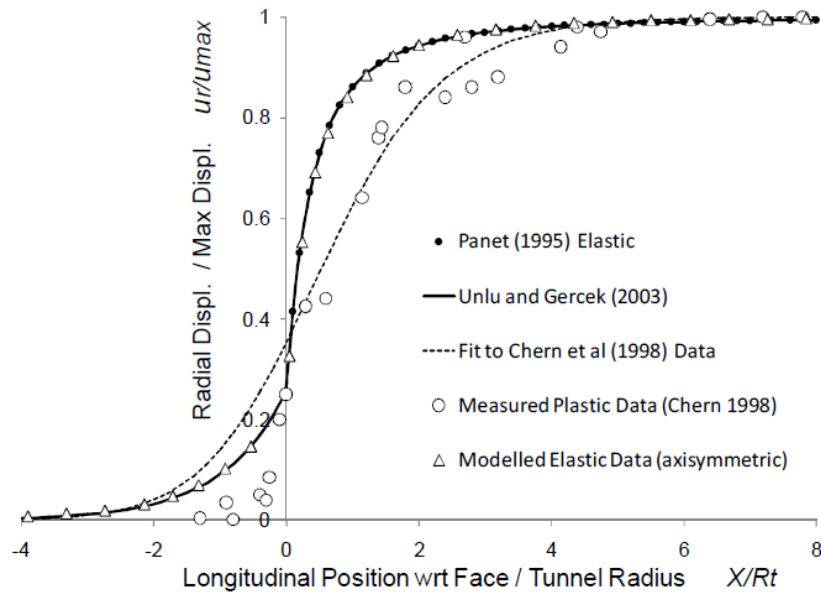


Figura 3. 14 - Funções de perfil longitudinal de deformação propostas por vários autores e exemplo de medições de Chern et al. (1998).

O desenvolvimento da deformação radial está directamente relacionado com o desenvolvimento da zona plastificada à medida que o túnel avança. Os autores deste artigo demonstram que os perfis longitudinais de deformação propostos por Panet (1995) e por Unlu e Gercek (2003) são aceitáveis para análises plásticas, desde que o raio da zona plastificada não exceda duas vezes o raio do túnel e que a zona em cedência na face do túnel não interaja com a zona de cedência em formação em redor das paredes do túnel, como representado na figura a seguir.

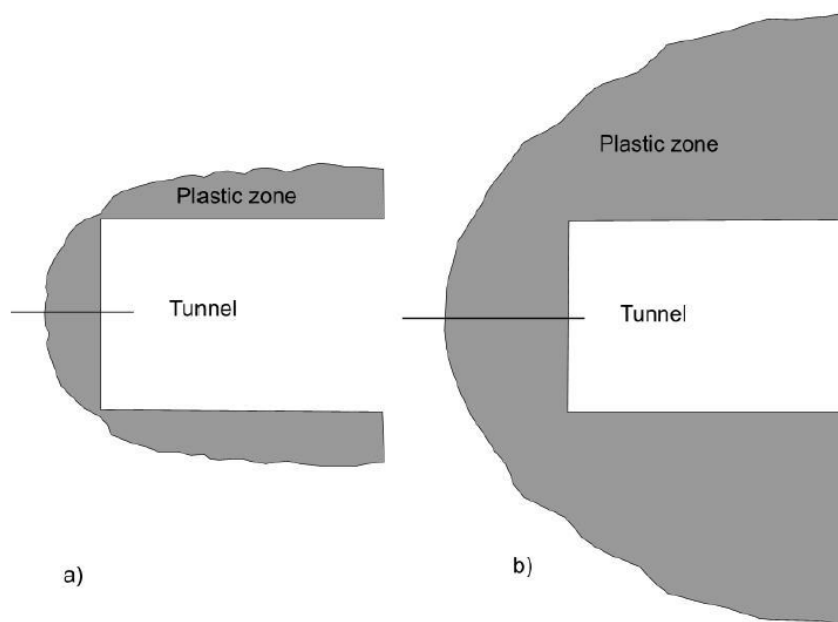


Figura 3. 15 - a) Zona plastificada que se desenvolve à medida que o túnel avança para a esquerda. O raio máximo da zona plastificada é menor do que duas vezes o raio do túnel e a zona de plastificação da parede não interage com a zona de plastificação da face de escavação (perfil longitudinal de deformação de Panet de 1995 é válido); b) A zona de plastificação da parede tem raio superior a duas vezes o raio do túnel e interage com a zona de plastificação da face de escavação (perfil de Panet não é válido) (modificado Hoek *et al*, 2008).

Para explicar este problema, efectuaram-se uma série de análises de secção transversal de um túnel e uma análise axissimétrica ao longo do eixo do túnel. Nos quais são analisados maciços rochosos com resistências crescentes, resultando um conjunto de casos com a variação de p_0/σ_{cm} (tensão *in situ* / resistência do maciço).

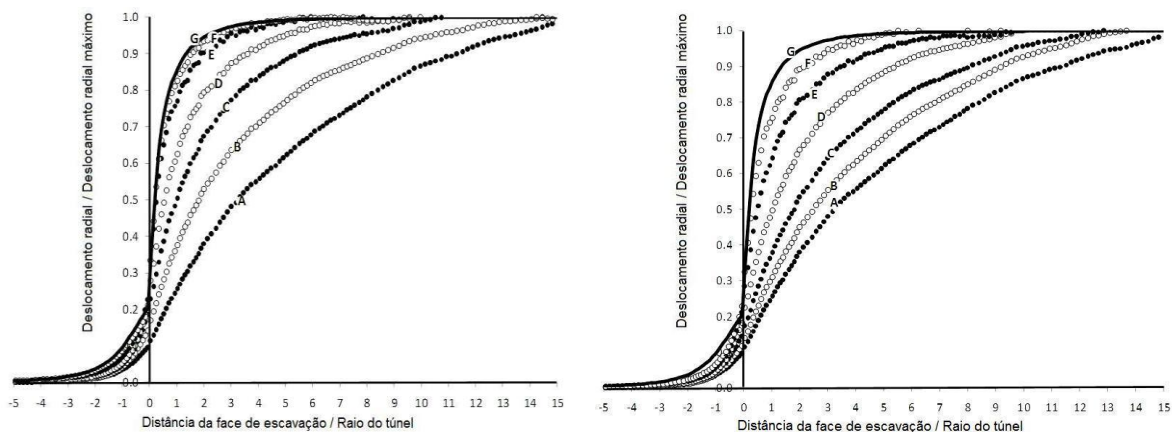


Figura 3. 16 e 3. 17 - Resultados para o perfil longitudinal de deformação com P_0 constante e resultados obtidos para o perfil longitudinal de deformação com σ_{cm} constante.

Analisando as figuras acima, torna-se claro que os perfis longitudinais de deformação não se correlacionam com o índice tensão/resistência (P_0/σ_{cm}) visto que a série de curvas, em ambos os gráficos, representam os mesmos valores escolhidos para este índice e ainda assim têm perfis diferentes. Observando os dados, verifica-se uma afinidade com a zona de máxima plastificação

normalizada, R_p/R_t , como era previsível. A interdependência entre $u_0/u_{\max}$ na face de escavação e o raio de plastificação máximo, R_p/R_t , podem observar-se na Figura 3. 18 Ignorando a importância do coeficiente de Poisson, a melhor relação de ajuste é dada pela expressão seguinte:

$$\frac{u_0}{u_{\max}} = \frac{1}{3} e^{-0.15 P_r} \quad (46)$$

$$P_r = \frac{R_p}{R_t} \quad (47)$$

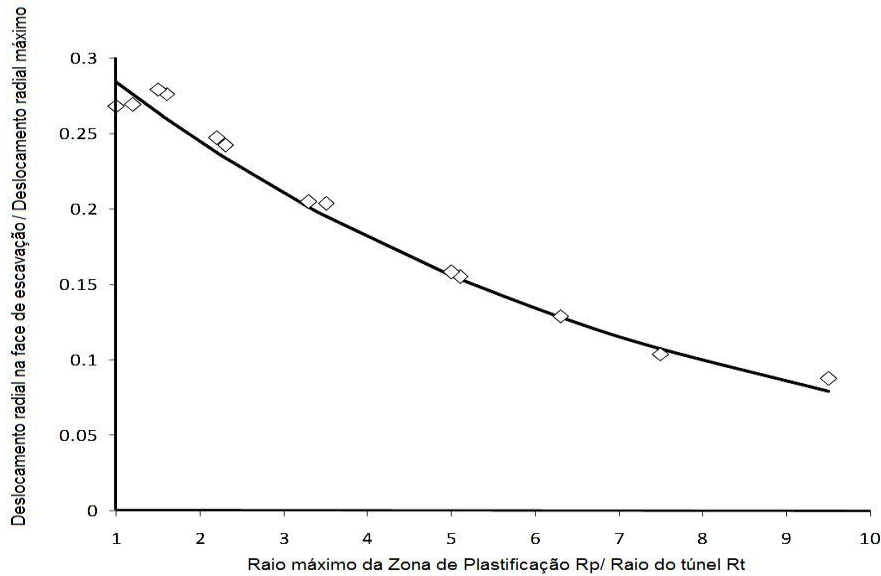


Figura 3. 18 - Correlação entre $u_0/u_{\max}$ na face de escavação e raio de plastificação máximo, R_p/R_t (modificado Hoek et al, 2008).

Verifica-se que as relações propostas por Unlu e Gercek (2003) explicam correctamente que o comportamento à frente da face de escavação não continua a mesma função que o comportamento atrás da face de escavação. No entanto, as suas funções não mostram a influência do desenvolvimento de uma grande zona de plastificação.

Através das análises do assunto anterior, e tendo em conta a importância do desenvolvimento de uma grande zona de plastificação no perfil longitudinal de deformação uma nova serie de relações são aqui apresentadas. A equação (46) apresenta a relação entre o raio de plastificação normalizado e a convergência normalizada na face de escavação ($X = 0$). As equações (48) e (49) dão o ajuste ao perfil longitudinal de deformação para $X < 0$ e $X > 0$ como função do raio de plastificação normalizado máximo.

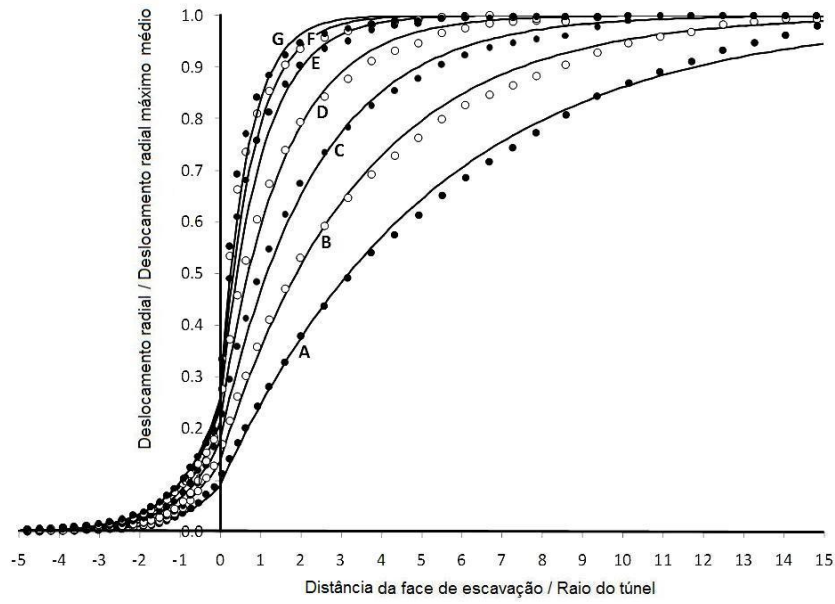


Figura 3. 19 - Correlação entre os perfis longitudinais de deformação previstos e os dados numéricos, análises com p_0 constante (modificado Hoek *et al*, 2008).

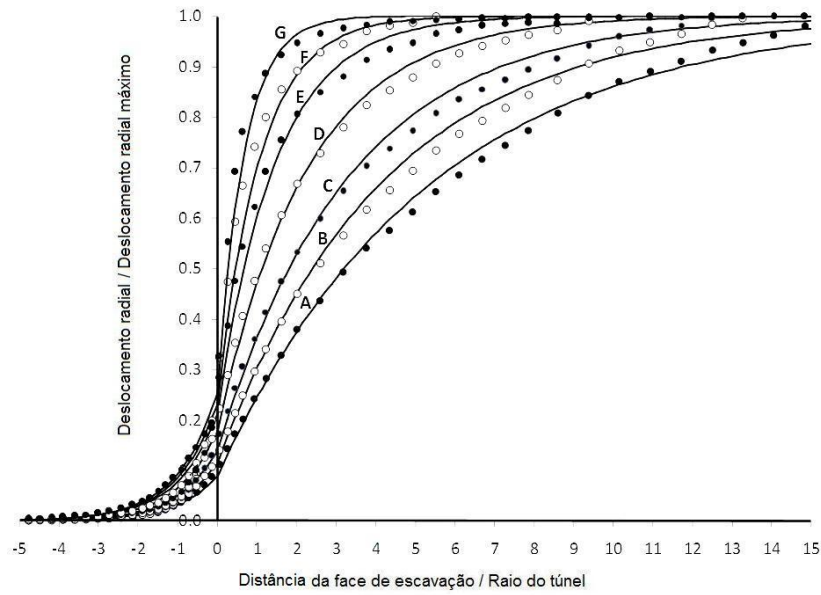


Figura 3. 20 - Correlação entre os perfis longitudinais de deformação previstos e os dados numéricos, análises com σ_{crm} constante (modificado Hoek *et al*, 2008).

As correlações com os dados numéricos são mostradas na Figura 3. 19 e Figura 3. 20.

$$\frac{u}{u_{m\acute{a}x}} = \frac{u_0}{u_{m\acute{a}x}} \cdot e^{d_t}, X < 0 \text{ (para o interior do maciço)} \quad (48.a)$$

$$d_t = \ln\left(\frac{u}{u_0}\right), \quad u < u_0 \quad (48.b)$$

Onde $u_0/u_{m\acute{a}x}$ é dado pela equação (47).

$$\frac{u}{u_{m\acute{a}x}} = 1 - \left(1 - \frac{u_0}{u_{m\acute{a}x}}\right) \cdot e^{\frac{-3 d_t}{2 P_r}}, \quad X > 0 \quad (49.a)$$

$$d_t = -\frac{2}{3} P_r \ln\left(\frac{u_r - u}{u_{m\acute{a}x} - u_0}\right), \quad u > u_0 \quad (49.b)$$

Ao utilizar modelos axissimétricos ou inteiramente tridimensionais para determinar os deslocamentos de perfis longitudinais de deformação há que atender à taxa de escavação. Tal facto deve-se à formação de uma frente de tensão diante da zona plastificada em forma de bala e que vai afectar o desenvolvimento desta. Assim, os modelos referidos irão dar origem a diferentes perfis longitudinais de deformação aparentes dependendo do tamanho do avanço da escavação.

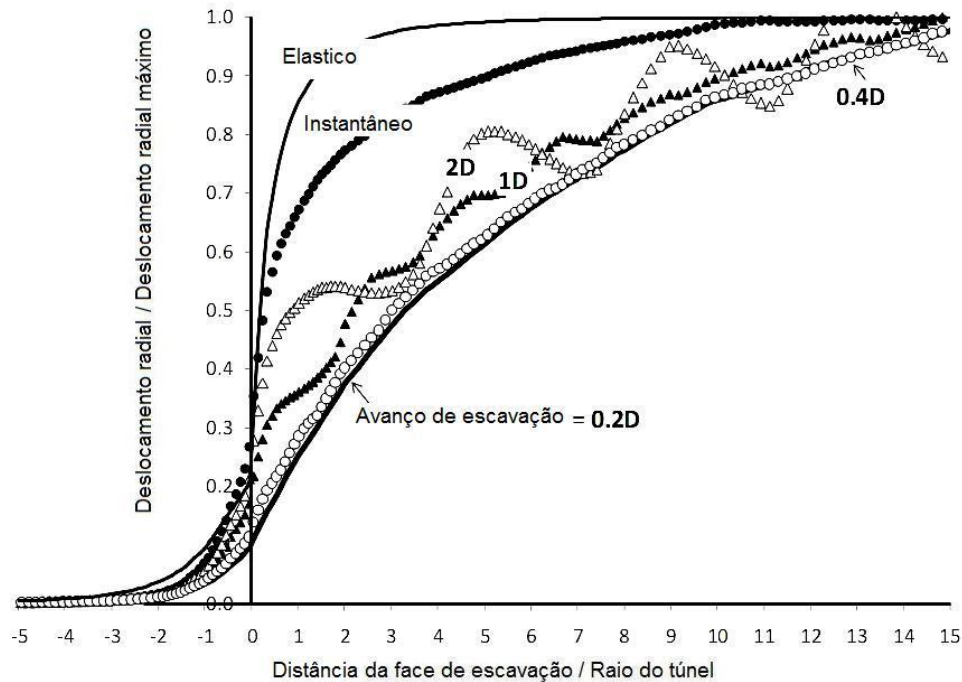


Figura 3. 21 - Influência do tamanho do avanço no perfil longitudinal de deformação (modificado Hoek *et al*, 2008)

Como se observa facilmente na

Figura 3. 21, existe uma diferença significativa entre o perfil de deformação instantâneo e o de utilização de um avanço mais pequeno como o de 0.2D, esta situação que vem alertar para a importância de ao ter em conta o processo de escavação utilizar o avanço real.

3.4.3 CURVAS DE RESPOSTA DO TERRENO

A curva de resposta do terreno, é definida como a representação gráfica da relação entre a pressão radial aplicada no perímetro da escavação e o deslocamento radial desse perímetro no processo de estabilização (Celada Tamames, 1997).

Devido aos problemas matemáticos inerentes à integração das equações diferenciais envolvidas nestes estudos, são geralmente utilizados os pressupostos teóricos de secções circulares e estados hidrostáticos de tensão. Assim, as variantes deste método diferem no que respeita ao critério de rotura elasto-plástico e ao comportamento do material após a rotura.

É de referir que no processo de deslocamento radial do túnel, a convergência total corresponde ao dobro desse deslocamento radial, e na prática apenas se pode medir uma fracção dessa convergência pelo facto de grande parte da deformação ter lugar antes mesmo de se escavar a frente (Figura 3. 22).

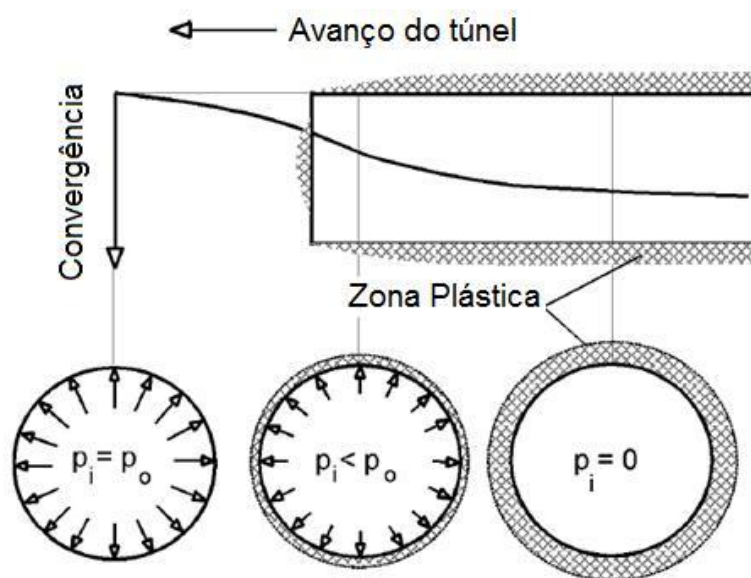


Figura 3. 22 - Deslocamentos nas imediações da frente de escavação de um túnel

(modificado Hoek, 1995).

A pressão instalada num túnel varia com o avanço da frente de escavação, desde a tensão inicial *in situ* até zero a determinada distância da face da escavação. A rocha começa a reagir à escavação, isto é, começa a convergir a uma distância de meio diâmetro atrás da face de escavação, no maciço. Após um comprimento equivalente a um diâmetro e meio da frente da escavação, no túnel, é observada a convergência máxima e a zona plástica está totalmente formada.

Assim verifica-se a dificuldade de prever o deslocamento total, pois quando se escava num determinado ponto, este já tem um terço da deformação total, ou seja, é difícil obter menos de um terço de convergência num túnel a não ser que sejam instalados suportes especiais suportando o maciço a ser escavado.

Segundo Celada Tamames (1997), as curvas de resposta dos terrenos apresentam geralmente, um troço inicial rectilíneo, que reflecte o comportamento elástico do maciço, e a partir de determinado ponto

inflectem para um troço não linear correspondente à plastificação, como está representado na Figura 3. 23.

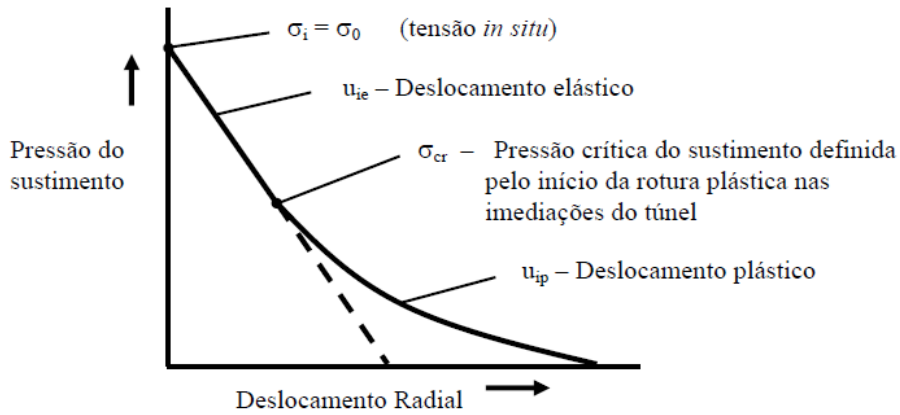


Figura 3. 23 - Modelação da curva de resposta do terreno de uma escavação (Hoek, 1995).

A formulação de Hoek (1995) estabelece, como princípios básicos, as hipóteses de uma escavação com secção circular sob um estado de tensão hidrostático, utilizando o critério de rotura de Mohr-Coulomb, com comportamento dúctil. Deste modo, o troço inicial rectilíneo (comportamento elástico), segue a equação:

$$u_e = \frac{R \cdot (1 + \nu)}{E} \cdot (\sigma_0 - \sigma_i) \quad (50)$$

Onde:

E – módulo de deformabilidade do maciço (módulo de Young);

ν – coeficiente de Poisson do maciço;

σ_i – pressão interna na escavação, exercida radialmente.

O troço relativo ao comportamento plástico respeita a equação:

$$u_p = \frac{R \cdot (1 + \nu)}{E} \cdot \left[2 \cdot (1 - \nu) \cdot (\sigma_0 - \sigma_{cr}) \cdot \frac{R}{R} - (1 - 2\nu) \cdot (\sigma_0 - \sigma_i) \right] \quad (51)$$

Onde o ponto de transição entre os comportamentos elástico (recta) e plástico (curva) é definido pela pressão interna crítica (σ_{cr}) de acordo com a expressão:

$$\sigma_{cr} = \frac{2\sigma_0 - \sigma_{cm}}{1 + k_0} \quad (52)$$

E o raio de plastificação R^* é definido pela expressão:

$$R^* = R \cdot \left[\frac{2(\sigma_0(k_0 - 1) + \sigma_{cm})}{(1 + k_0)[(K_0 - 1) \cdot \sigma_i + \sigma_{cm}]} \right]^{\frac{1}{K_0 - 1}} \quad (53)$$

Onde

σ_{cm} - resistência à compressão simples do maciço rochoso

Relativamente aos elementos de suporte, estes possuem um comportamento fundamentalmente elástico, pelo que a representação gráfica das curvas características do suporte, se traduz por uma linha recta, como é apresentado na Figura 3. 24. O ponto de equilíbrio estrutural entre o maciço e o suporte é determinado pela intersecção das suas respectivas curvas.

A inclinação da curva característica do suporte é dada pela respectiva rigidez (K_s), ou seja:

$$K_s = \frac{\sigma_{i \max}}{U_s} \quad (54)$$

Em que:

$\sigma_{i \max}$ - Tensão máxima do suporte

U_s - Deslocamento máximo admitido pelo suporte

As soluções para as curvas características podem ser calculadas, tanto analiticamente como por métodos numéricos, através de vários programas computacionais disponíveis no mercado, nomeadamente os que se baseiam no Método dos Elementos Finitos (MEF). A utilização destes métodos computacionais permite uma grande versatilidade em termos de parâmetros a incorporar e número de simulações.

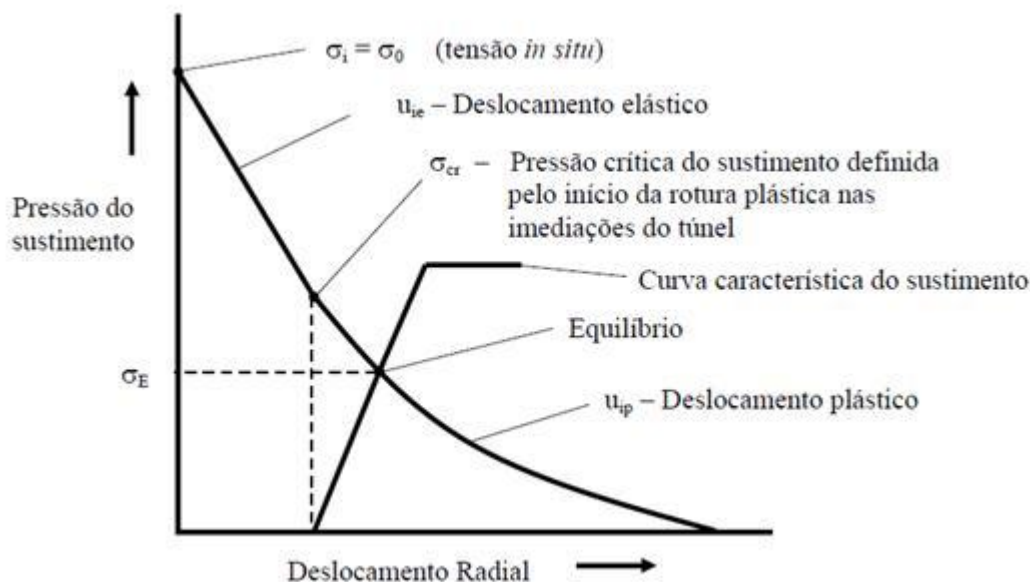
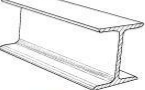


Figura 3. 24 - Modelação das curvas de resposta do terreno e do suporte para uma escavação (Modificado Hoek, 1995).

Quanto à curva característica de suporte Hoek & Brown (1980) e Brady & Brown (1985) publicaram as equações necessárias aos cálculos de rigidez e capacidade máxima dos seguintes sistemas de suportes para túneis circulares submetidos a campos de tensões *in situ* hidrostáticos, entre os quais tirantes ancorados mecanicamente, revestimentos de betão projectado ou moldado e cambotas metálicas. Exemplos de capacidades máximas de suporte, típicas para alguns desses sistemas, em função do diâmetro do túnel, estão apresentados na Figura 3. 25, que pode ser utilizada para se obter estimativas preliminares dos suportes requeridos em projectos.

Cabe enfatizar, entretanto, estes resultados obtidos dizem respeito a túneis circulares e tensões *in situ* hidrostática, deve-se então tomar grande cuidado com a sua aplicação a túneis reais que não tenham essas características. Assim é sempre necessário verificar as estimativas com análises mais refinadas, como por exemplo, através de métodos numéricos. Não impeditivo como ponto de partida para tais análises, as estimativas fornecidas na Figura 3. 25 são extremamente úteis, como ilustrou, para vários casos Hoek (2000, 1998, s.d.).

Support type	Flange width - mm	Section depth - mm	Weight - kg/m	Curve number	Maximum support pressure $p_{I\max}$ (MPa) for a tunnel of diameter D (metres) and a set spacing of s (metres)
 Wide flange rib	305	305	97	1	$p_{I\max} = 19.9D^{-1.23}/s$
	203	203	67	2	$p_{I\max} = 13.2D^{-1.3}/s$
	150	150	32	3	$p_{I\max} = 7.0D^{-1.4}/s$
 I section rib	203	254	82	4	$p_{I\max} = 17.6D^{-1.29}/s$
	152	203	52	5	$p_{I\max} = 11.1D^{-1.33}/s$
 TH section rib	171	138	38	6	$p_{I\max} = 15.5D^{-1.24}/s$
	124	108	21	7	$p_{I\max} = 8.8D^{-1.27}/s$
 3 bar lattice girder	220	190	19	8	$p_{I\max} = 8.6D^{-1.03}/s$
	140	130	18		
 4 bar lattice girder	220	280	29	9	$p_{I\max} = 18.3D^{-1.02}/s$
	140	200	26		
 Rockbolts or cables spaced on a grid of $s \times s$ metres	34 mm rockbolt			10	$p_{I\max} = 0.354/s^2$
	25 mm rockbolt			11	$p_{I\max} = 0.267/s^2$
	19 mm rockbolt			12	$p_{I\max} = 0.184/s^2$
	17 mm rockbolt			13	$p_{I\max} = 0.10/s^2$
	SS39 Split set			14	$p_{I\max} = 0.05/s^2$
	EXX Swellex			15	$p_{I\max} = 0.11/s^2$
	20mm rebar			16	$p_{I\max} = 0.17/s^2$
	22mm fibreglass			17	$p_{I\max} = 0.26/s^2$
	Plain cable			18	$p_{I\max} = 0.15/s^2$
	Birdcage cable			19	$p_{I\max} = 0.30/s^2$

Support type	Thickness - mm	Age - days	UCS - MPa	Curve number	Maximum support pressure $p_{I\max}$ (MPa) for a tunnel of diameter D (metres)
 Concrete or shotcrete lining	1m	28	35	20	$p_{I\max} = 57.8D^{-0.92}$
	300	28	35	21	$p_{I\max} = 19.1D^{-0.92}$
	150	28	35	22	$p_{I\max} = 10.6D^{-0.97}$
	100	28	35	23	$p_{I\max} = 7.3D^{-0.98}$
	50	28	35	24	$p_{I\max} = 3.8D^{-0.99}$
	50	3	11	25	$p_{I\max} = 1.1D^{-0.97}$
	50	0.5	6	26	$p_{I\max} = 0.6D^{-1.0}$

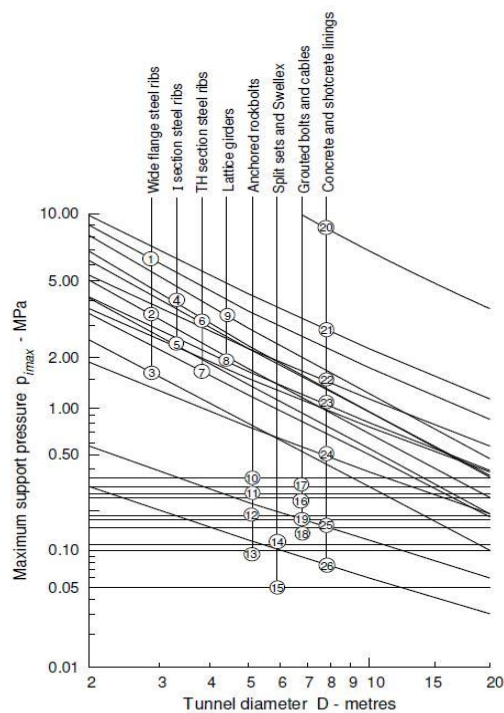


Figura 3. 25 – Capacidades máximas de suporte aproximadas para diferentes sistemas instalados em túneis circulares (Hoek *et al*, 1980)

Quando suportes diferentes são combinados, a capacidade total de suporte disponível pode numa primeira instância como já foi referido, fazendo um cálculo grosseiro, ser estimada somando-se as capacidades calculadas para cada suporte isoladamente. Entretanto, ao se utilizar desse artifício deve-se estar atento para o facto de que os suportes são instalados necessariamente ao mesmo tempo e que não suportam a mesma quantidade de pressão, podendo não haver compatibilidade dos sistemas em termos de deformação (Brady & Brown, 1985).

Na Figura 3. 26 representam-se graficamente a capacidade de suporte de alguns dos sistemas de suporte mais utilizados em obras subterrâneas.



Figura 3. 26 - Curvas características de alguns tipos de suporte (Hoek, 1980, 1997).

As curvas características formam assim um método de cálculo evoluído, mas que sofre de limitações importantes relacionadas com a dificuldade de estudar secções não circulares e com a impossibilidade de identificar os níveis de carga dos diferentes elementos de suporte, nas várias fases de escavação. Com este método, mesmo sob aplicações informáticas, é bastante difícil obter previsões fiáveis das cargas que actuam sobre os suportes e das convergências do túnel ao longo do tempo, uma vez que geralmente não se conhece o deslocamento já verificado no momento da instalação do suporte (Celada Tamames, 1997).

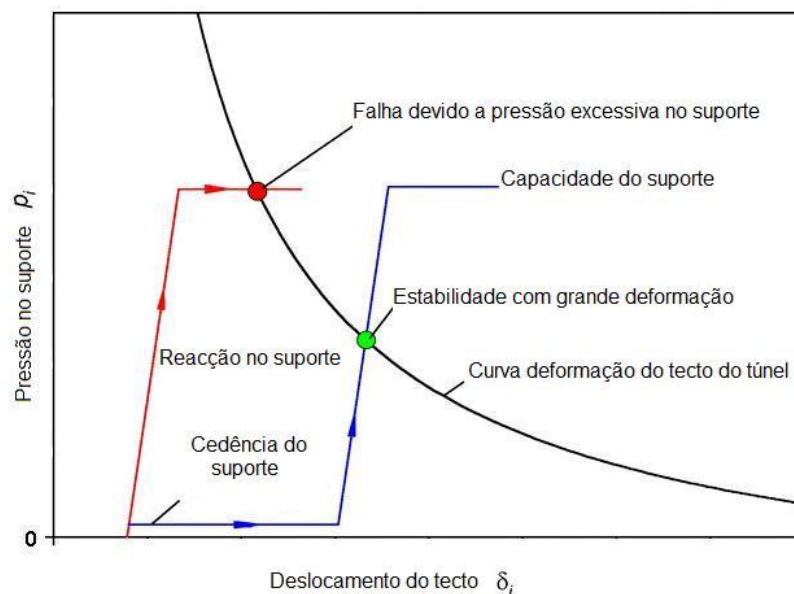


Figura 3. 27- Curva de reacção do suporte variando com a fase de instalação (modificado Hoek, 2000)

Assim na figura acima podemos observar uma representação gráfica do problema associado ao faseamento da instalação do suporte, visto que se o suporte for “activado” demasiado tarde em relação ao avanço da frente de escavação, as deformações na escavação serão excessivas e poderá ocorrer o

colapso, se por outro lado se realizar a instalação do suporte logo após a escavação, a pressão instalada no suporte será excessiva, como é ilustrado na Figura 3. 27 ,e poderá ocorrer colapso por falha do suporte. Assim é necessário ponderar de maneira correcta o quando da instalação e activação do suporte de modo a não ter uma pressão excessiva nem deformações excessivas, economizando possivelmente na escolha de suporte.

No entanto, devido às hipóteses em que este método da convergência-confinamento se baseia, a sua aplicação no projecto de túneis superficiais, onde, para além das secções transversais não serem muitas vezes circulares, as tensões iniciais não se podem considerar uniformes e hidrostáticas, permitirá apenas obter algumas orientações para a escolha do suporte a utilizar e estimar a ordem de grandeza das pressões transmitidas pelo terreno e das deformações a atingir.

4

MODELAGEM COMPUTACIONAL DE ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS

4.1. APLICAÇÃO DE MODELAGEM COMPUTACIONAL A TÚNEIS

As análises empíricas e analíticas são de grande utilidade para a determinação das necessidades de suporte de um túnel, podendo ser utilizadas como uma primeira estimativa da pressão de suporte requerida para limitar o tamanho da zona plástica ou a convergência do túnel. Contudo, para a maioria dos casos práticos essas estimativas não são definitivas, sendo necessário levar a cabo caso a caso análises numéricas.

Os métodos estruturais e computacionais, aplicados a secções tipo dos túneis, fornecem actualmente os resultados mais fiáveis em termos de cálculo suportes, a possibilidade de incorporar diferentes leis características, juntamente com a facilidade de executar um grande número de simulações que as técnicas automáticas permitem, conferem ao cálculo um rigor fundamental para a fase de projecto de execução.

As técnicas computacionais mais utilizadas são o Método dos Elementos Finitos (MEF), Método das Diferenças Finitas e o Método dos Elementos Fronteira, com destaque para os elementos finitos pela qualidade e desenvolvimento que as aplicações actuais possuem. No entanto estas técnicas de modelagem possuem uma premissa que poderá invalidar a sua utilização, pois a qualidades dos resultados destes métodos dependem da fiabilidade dos dados fornecidos, sendo assim a precisão dos resultados das simulações computacionais serem aceites como correctos, esquecendo que estes dependem dos dados que lhe servem de base.

Existe uma grande variedade de ferramentas computacionais, tanto para cálculo pormenorizado dos elementos de suporte, como para a simulação geral da obra e respectiva interface do maciço com o suporte, na presente dissertação no entanto irão ser referidos apenas alguns.

4.2 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS APLICADOS A ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS E PROGRAMAS COMERCIAIS

4.2.1 INTRODUÇÃO

O método dos elementos finitos é um método numérico utilizado para obter soluções aproximadas de Equações Diferenciais Parciais, apesar de se poder obter as equações diferenciais e as condições de fronteira dos problemas na maioria das vezes, nem sempre uma solução analítica dessas equações é possível. Em geotecnia este método é consideravelmente eficiente pois permite a definição de um

meio contínuo com diferentes condições de fronteira, possibilitando uma enorme versatilidade de utilização em diferentes problemas.

Na modelagem de escavações subterrâneas pelo MEF o problema a ser estudado é o da determinação das tensões e deformações que surgirão no meio contínuo devido a uma escavação e a aplicação de suportes por exemplo. A base do MEF é a definição do domínio do problema na fronteira da escavação, e a divisão deste domínio num conjunto de elementos discretos e interconectados em pontos nodais. Escolhendo-se posteriormente incógnitas do problema em função das quais são expressas todas as grandezas a ser determinadas.

A análise pelo MEF é dividida em três fases distinta, a discretização do domínio, o cálculo das variáveis do problema e a verificação dos resultados. A discretização do domínio consiste na construção de um conjunto de elementos e pontos nodais formando uma malha de elementos finitos, sendo mais ou menos refinada de acordo com a grandeza dos valores tratados e da precisão requerida. A malha pode ser composta por diferentes tipos de elementos e não precisa necessariamente de ser homogênea, sendo que em regiões com maiores gradientes de tensões se deverá procurar uma maior discretização.

Na etapa de cálculo procura-se através de equações diferenciais as soluções para as respostas do domínio para uma solicitação imposta, mais precisamente através de um sistema linear global de equações, devendo para estes ser empregue um método de solução competente, como por exemplo o método de Gauss. Nos problemas de equilíbrio as incógnitas são principalmente os deslocamentos nodais, que são relacionados com as forças externas por meio da matriz de rigidez do material, devem no entanto antes ser especificadas as condições de fronteiras particulares para cada problema.

Após os cálculos e a determinação das variáveis, as soluções usualmente são visualizadas por meio de um output gráfico, já que as análises pelo MEF gera normalmente uma grande quantidade de informação e assim a interpretação é facilitada. Normalmente a visualização é definida em termos de deformação da malha e de iso-linhas que representam as regiões geométricas onde a variável em questão apresenta o mesmo valor.

Para este trabalho em concreto, são utilizados alguns programas cujas características irão ser abordadas de seguida.

4.2.2 PROGRAMA COMERCIAL PLAXIS

O programa de elementos finitos PLAXIS é uma ferramenta eficiente para análises tensão - deformação em estados de deformação plana e axissimétrica. No próprio programa já estão implementados vários modelos constitutivos para diferentes materiais geotécnicos e permite a utilização de diversos critérios de rotura.

O programa é constituído por quatro módulos, sendo eles:

- PLAXIS Input, no qual se define a geometria associada a um determinado problema, as propriedades dos materiais, condições de fronteira, carregamentos e condições iniciais de tensão e deformação, para além da definição e geração da malha de elementos finitos;
- PLAXIS Calculations, neste módulo é executado o cálculo dos estados de tensão e deformação induzidos pelos carregamentos do problema, permite a definição de faseamento de construção ou carregamento;
- PLAXIS Output, este é o módulo de saída de resultados, permite a visualização de deformações, deslocamentos, tensões totais ou efectivas;

- PLAXIS Curves, onde se apresentam os gráficos da evolução das deformações ou deslocamentos durante por exemplo, um carregamento.

4.2.3 PROGRAMA COMERCIAL PHASE2

O Phase2 v7.0, é um programa desenvolvido inicialmente na Universidade de Toronto no Canadá, para modelagem bidimensional do comportamento de maciços rochosos, pelo método dos elementos finitos. É especialmente apropriado para a análise de escavações subterrâneas e modelos de suporte impostos.

Este programa permite uma variedade de modelos de análise, sendo que o maciço pode ser considerado um meio heterogéneo elástico ou elasto-plástico. Admite ainda a presença de juntas e suportes e de um nível freático variável, para efeito de cálculo de pressões neutras.

Tratando-se de meios elásticos, o programa distribuirá as tensões induzidas, de modo que cada elemento do modelo resistirá aos esforços nele actuantes, independentemente de qual seja a sua resistência de pico. Já nos modelos plásticos, as tensões serão redistribuídas para os elementos vizinhos sempre que as forças actuantes forem superiores às resistências de pico, sendo que no elemento plastificado apenas irá permanecer actuantes os equivalentes de resistências residuais, até que seja atingido o equilíbrio.

Embora se aproxime mais do comportamento real dos maciços rochosos, simular a plasticidade requer o conhecimento de parâmetros adicionais que nem sempre estão bem estabelecidos, de modo que se deve ponderar com cautela a utilização deste modelo uma ou outra abordagem, este problema será abordado na secção de análise paramétrica deste capítulo.

No entanto a introdução de não linearidades na matriz de rigidez do sistema de equações discretas traz consigo a possibilidade de instabilidades numéricas, e com isso, a obtenção de soluções não representativas da realidade física que se deseja modelar (Zienkiewicz & Taylor, 1991), não sendo impeditivo no entanto de quando o objecto de análise é a interacção entre o suporte e o maciço, a utilização de modelos elasto-plásticos é fundamental.

O programa também é capaz de gerar a malha de elementos finitos automaticamente, e para isso é necessário apenas definir parâmetros como: tipo de elemento (triangular de 3 ou 6 nós ou quadrilateral de 4 ou 8 nós), densidade da malha, e o número aproximado de nós que se deseja no contorno das escavações.

Outra funcionalidade de grande importante do PHASE2, assim como a existente no PLAXIS é a possibilidade de realizar faseamentos na escavação, em que, para cada etapa se obtêm resultados distintos.

Em relação ao estado de tensões *in situ*, tem-se a possibilidade de trabalhar com duas opções: constante ou gravitacional. Podemos definir três valores distintos para as tensões principais, bem como para o seu alinhamento no plano da secção analisada.

Nas propriedades materiais é necessário definir as propriedades elásticas, como o coeficiente de Poisson e módulo de Young, e dependendo do modelo de rotura, seleccionados os parâmetros de resistência, m e s e para o critério de Hoek & Brown, e ângulo de atrito e coesão para Mohr Coulomb.

Posteriormente, selecciona-se também o tipo desejado para o comportamento dos materiais, elástico ou elasto-plástico, definindo os critérios desejados de resistência residual no caso deste último modelo.

Finalmente, procede-se à análise numérica propriamente dita, que depois de terminada permite que os resultados possam ser visualizados por meio de um *output* gráfico, como iso linhas da componente de

tensões (principais ou não), deslocamentos, factores de segurança, trajectórias de tensões, vectores de deslocamentos, configuração deformada, elementos plastificados e outros.

4.2.4 PROGRAMA COMERCIAL ROCLAB

Um dos maiores obstáculos nas modelagens numéricas de túneis em rochas é o problema da determinação de dados de resistência e deformabilidade para uma variedade de maciços e grandes variações nas condições geológicas. Como já foi referido, a utilidade dos programas de análise numérica na elaboração dos modelos é comprometida caso os dados nos quais se baseiam estes não sejam de confiança, assim sendo o RocLab (RocScience, 2002; Hoek et al., 2002) é um software desenvolvido para se obter rapidamente estimativas de propriedades do maciço a partir de dados da rocha intacta (laboratoriais ou estimados), como a resistência à compressão uniaxial (σ_c), a constante m_i e do *GSI*. São necessários também os valores do factor de perturbação do maciço devido à escavação (*D*), a profundidade da escavação e o peso específico da rocha.

O “RocLab” permite a determinação dos parâmetros de resistência do maciço rochoso, com base no critério geral de ruptura de Hoek & Brown revisto por Hoek e tal. (2002), bem como do módulo de deformabilidade do mesmo. O “RocLab” permite ainda calcular parâmetros equivalentes para o critério de Mohr-Coulomb e visualizar graficamente os efeitos, no caso de mudanças nos parâmetros de entrada, através de envolventes de ruptura traçadas pelo programa.

4.2.5 PROGRAMA COMERCIAL ROCSUPPORT

O programa RocSupport é um software desenvolvido pela RocScience de fácil utilização, utilizado para a estimativa de deformações em escavações circulares ou aproximadamente circulares, em rocha branda, e permite a visualização da interacção do maciço com vários sistemas de apoio.

Através da definição do raio do túnel, condição de tensões *in situ*, parâmetros da rocha e do suporte, permite o cálculo da curva de reacção maciço e a do suporte, e através da interacção destas permite definir um factor de segurança para os vários sistemas de suporte. Permite também ter uma ideia base do raio de plastificação para um dado maciço, e visualizar de uma forma rápida a variação nas condições de suporte e da pressão instalada no suporte de acordo com as diferentes distâncias de instalação do suporte em relação à face de escavação.

Este programa pode ser utilizado como uma ferramenta para um projecto preliminar de túneis e sistemas suporte, podendo fornecer informações valiosas sobre várias opções de suporte do túnel antes da análise detalhada, que é realizada com um programa de elementos finitos, como por exemplo PHASE2.

O programa é aplicável aos túneis escavados em rocha branda e sob condições de *squeezing* do solo não sendo no entanto aplicável para as escavações em rocha dura, onde a rotura é controlada por descontinuidades estruturais ou por rotura frágil.

4.2.6 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS PROGRAMAS UTILIZADOS

No presente trabalho, relativamente aos programas de cálculo numérico, numa primeira abordagem foi utilizado o programa comercial PLAXIS, no entanto com o avanço dos trabalhos este revelou algumas dificuldades, concretamente na definição do perfil de escavação, pois é utilizado um perfil não circular, sendo de alguma dificuldade definir com algum rigor perfis tipo não circulares no programa,

e relativamente á definição dos suportes, no PLAXIS não existe um modelo directo para estes, sendo que necessita de uma adaptação, passando esta pelo calculo das inércias dos tipos de suporte e utilizar um elemento tipo viga para a sua simulação no cálculo.

Posteriormente decidiu-se optar pela utilização do programa PHASE2, tendo este uma maior versatilidade na definição de perfis não lineares, e acaba por ser um pouco mais “user friendly” dispondo já de vários modelos de suporte disponíveis sendo apenas necessário o ajuste das características pretendidas, consoante o caso a modelar, e este programa interage também de forma muito intuitiva com o programa já referido” RocLab”, podendo exportar directamente parâmetros obtidos neste programa para o PHASE2.

4.3 APRESENTAÇÃO DO CASO TIPO

4.3.1 MODELO CONCEPTUAL

Considerou-se para a análise, um modelo bidimensional utilizando o programa de elementos finitos PHASE2, considerando-se um caso tipo, a partir do qual se desenvolveram as várias análises posteriores variando os valores característicos de resistência do maciço e dos suportes. O perfil escolhido, que se pretendeu ser semelhante a uma secção utilizada correntemente para vias de comunicação, ilustra-se na Figura 4. 1.

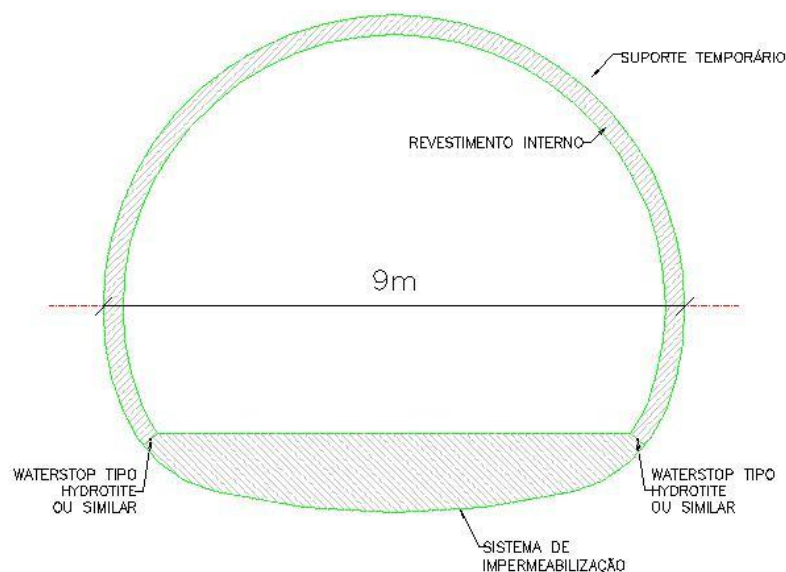


Figura 4. 1 – Secção tipo considerada

O modelo diz respeito a uma escavação de um túnel semi-circular de 9 m de diâmetro, a uma profundidade de 35 m ($H/D \approx 3$) para não existir influência da proximidade superficial).

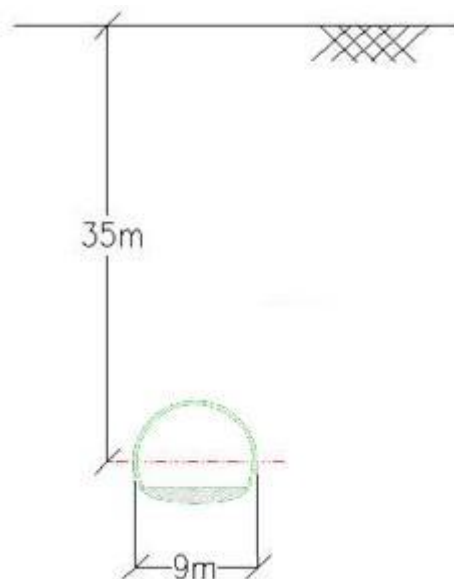


Figura 4. 2 – Modelo conceptual

O estado de tensão inicial foi considerado geostático e definido a partir dos valores do peso volúmico e do coeficiente de impulso em repouso do solo (k_0). Para simular o comportamento mecânico do solo foi considerado um modelo elástico perfeitamente plástico, com um critério de rotura tipo Mohr-Coulomb, e o mesmo para o material do suporte. Refira-se que a escolha deste modelo se justificou pelo facto de ser um modelo relativamente simples, que considera as características fundamentais do comportamento do solo. O ângulo de atrito e a coesão definem a resistência do material, enquanto o módulo de deformabilidade e o coeficiente de *Poisson* controlam a deformação na fase elástica. Após o início da cedência, as deformações plásticas são controladas pelo ângulo de dilatação do material.

4.3.2 MODELO NUMÉRICO

A malha de elementos finitos empregue, representada na Figura 4. 3, é constituída por elementos triangulares de três nós, compreendendo 4889 elementos paramétricos e 2518 elementos nodais. Tendo em conta os efeitos negativos da simplificação estrutural implícita no programa de cálculo (fronteiras inferior e laterais), a definição das condições de fronteira a modelar são um ponto importante neste estudo. Assim, para evitar os efeitos que poderiam advir por efeito de confinamento caso se optasse por uma malha demasiado restrita considerou-se que a fronteira inferior se situaria a uma distância de aproximadamente quatro diâmetros (4D), sendo que a uma distância de dois diâmetros (2D) se encontra uma formação considerada rígida e que as fronteiras laterais se localizariam a uma distância de seis diâmetros (6D) para fora do limite externo de escavação. Assim sendo, na fronteira lateral esquerda foram considerados nulos os deslocamentos horizontais, e na fronteira inferior, foram considerados todos os deslocamentos nulos. Como simplificações modelares, refere-se a não existência de nível freático e a consideração de uma camada homogénea onde se insere a escavação.

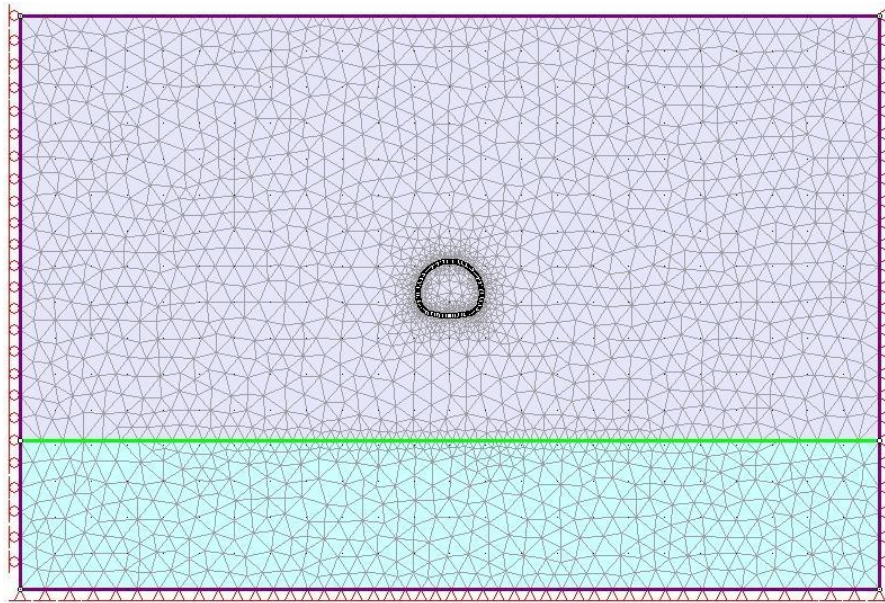


Figura 4. 3 – Malha de elementos finitos

4.4 ESTIMATIVA DE PARÂMETROS DOS MACIÇOS

A utilização de parâmetros de resistência realistas e representativos dos casos que se pretende estudar é de grande importância como já foi exposto previamente, assim neste subcapítulo irão ser abordados algumas das procedências na obtenção destes parâmetros para o trabalho presente.

4.4.1 CARACTERÍSTICAS DOS MACIÇOS RESIDUAIS GRANÍTICOS

A tipologia de maciços na zona Norte do País é predominantemente constituída por formações graníticas, que afloram em extensões variáveis e podem ter vários modos de jazida (Marques, 2001). Estes maciços graníticos são caracterizados pela sua elevada heterogeneidade e anisotropia, o que tem implicações significativas ao nível da caracterização e do projecto. Além disso possuem na maior parte das vezes, estruturas muito complexas o que lhes confere um comportamento mecânico singular e difícil de caracterizar. Nestes maciços existe uma gradação desde a rocha sã e inalterada, passando pela rocha branda alterada e solos rijos, até ao material altamente alterado. No entanto, a presença de rochas muito alteradas pode ser notada mesmo em profundidade, predominantemente em correspondência com descontinuidades. Encontra-se com frequência, a presença de bolas de rocha sã de geometria variável englobadas no granito decomposto, bem como a situação inversa de ocorrência de bolsadas de rocha decomposta em maciço sã. Estas zonas merecem especial atenção por introduzirem incertezas nos modelos geotécnicos podendo originar problemas de instabilidade e/ou sobre escavação (Miranda, 2003).

Os factores que mais influenciam as propriedades e o comportamento destes solos residuais são os relacionados com as características das ligações interparticulares remanescentes, a microfábrica, a mineralogia, a granulometria e os materiais neoformados a partir dos processos de meteorização. Para a classificação em particular poderá ser utilizada por exemplo a classificação da *Geological Society of London* (GSL, 1995) definida na Tabela 3.1. Esta classificação estabelece 6 classes dependendo do grau de alteração do material geológico, desde a rocha sã (W1) a solo residual (W6).

Tabela 4. 1 - Classificação da alteração dos materiais graníticos

Sigla	Descrição
W1	Rocha sã sem nenhuma modificação do seu aspecto original.
W2	Ligeiramente manchado e alterado.
W3	Consideravelmente alterado, completamente manchado e com moderada resistência mecânica.
W4	O material apresenta baixa resistência mecânica mas não se desagrega quando é submerso em água.
W5	Consideravelmente alterado, desagrega-se rapidamente quando submerso em água mas mantém a sua estrutura original.
W6	Solo residual, a estrutura da rocha desaparece completamente.

Para se ter uma ideia da grandeza da gama de valores que normalmente este tipo de maciços possui, apresenta-se seguidamente alguns parâmetros de projecto obtidos para a obra de escavação do metro do porto, com base nos seguintes procedimento para a obtenção de parâmetros de projecto (Topa Gomes et al., 2002):

- Definição dos parâmetros geomecânicos associados aos diferentes graus de alteração do granito;
- Definição ao longo do perfil de secções do maciço rochoso suficientemente homogéneo do ponto de vista da alteração litológica;
- Análise estatística das condições geomecânicas associadas a cada classe de alteração, com particular referência à estrutura e intensidade de fracturação do maciço;
- Definição das classes geomecânicas com características homogéneas;
- Avaliação do *GSI - Geological Strength Index* (Hoek et al, 1995);
- Definição dos parâmetros geomecânicos para cada classe, utilizando correlações empíricas e resultados de ensaios.

Valores médios e gamas de valores destes parâmetros apresentam-se nas Tabelas 2.3 e 2.4.

Tabela 4. 2 - Parâmetros de projecto para maciços rochosos (Topa Gomes et al., 2002)

Grau de alteração	σ_c (MPa)	γ (kN/m ³)	m_b	s	E_m (GPa)
W1	90-150	25-27	7,45	6,9E-2	35
W2	30-90	25-27	3,2	7,5E-3	10
W3	10-35	23-25	0,98	7,5E-4	1,5
W4	1-15	22-24	0,67	0	0,5

Onde,

σ_c – resistência à compressão uniaxial;

γ - peso volúmico;

m_b e s – parâmetros do critério de Hoek e Brown (Hoek et al., 2002);

E_m – módulo de deformabilidade do maciço rochoso.

Tabela 4. 3 - Parâmetros de projecto para maciços terrosos (Topa Gomes et al., 2002)

Grau de alteração	γ (kN/m ³)	c' (MPa)	ϕ' (°)	E _d (GPa)
W5	19-21	0,04-0,05	36	0,15
W5/W6	19-21	0,03	34	0,15
W6	18-20	0,01	32	0,03-0,05

Onde,

γ - peso volúmico natural;

c' e ϕ' – coesão e ângulo de atrito efectivo;

E_d – módulo de deformabilidade.

4.4.2 PARÂMETROS CONSIDERADOS PELAS TABELAS DE BIENIAWSKI

Como já foi referido e analisado em maior pormenor no capítulo II, a partir classificação *RMR* de Bieniawski, considerando que o maciço rochoso assume um comportamento segundo critérios de um material de Mohr-Coulomb, ou seja admitindo que a resistência ao corte depende da coesão e ângulo de atrito, Bieniawski sugere, dependendo da classificação da classe do maciço, valores balizados para os parâmetros de resistência de pico.

Tabela 4. 4 – Parâmetros de acordo com a classificação *RMR* (1989)

Classe do maciço	c'	ϕ'	Índice <i>RMR</i>
I	>400 [Kpa]	>45°	100-81
II	400-300 [Kpa]	45°-35°	80-61
III	300-200 [Kpa]	35°-25°	60-41
IV	200-100 [Kpa]	25°-15°	40-21
V	<100 [KPa]	<15°	<21

4.4.3 ESTIMATIVA DE PARÂMETROS UTILIZANDO SOFTWARE ROCLAB

O programa comercial RocLab permite obter estimativas das propriedades de um maciço a partir do conhecimento do índice *GSI*, resistência à compressão uniaxial e constante m_i , sendo que o problema desta metodologia no caso de um estudo teórico é o desconhecimento das constantes envolvidas que teriam de ser definidas a partir quer da inspecção visual de uma escavação, ou através de ensaios *in situ* ou em laboratório, assim sendo, para o presente estudo a título comparativo realiza-se a determinação de estimativa parâmetros por este programa e equiparam-se os resultados com os recomendados por Bieniawski e com o encontrado nos solos residuais graníticos do Porto.

Considerando como ponto de partida um maciço com *RMR* = 55 e extrapolando através da formulação (26) b considera-se *GSI*=50, podemos verificar abaixo os parâmetros de entrada considerados e de saída obtidos pelo programa.

Hoek Brown Classification

sigci 50 MPa
 GSI 50
 mi 29
 D 0.5
 Ei 16500

Hoek Brown Criterion

mb 2.68141
 s 0.00127263
 a 0.505734

Failure Envelope Range

Application Tunnels
 sig3max 0.51398 MPa
 Unit Weight 0.027 MN/m3
 Tunnel Depth 35 m

Mohr-Coulomb Fit

c 0.337523 MPa
 phi 59.4891 degrees

Rock Mass Parameters

sigt -0.0237307 MPa
 sigc 1.71681 MPa
 sigcm 10.7738 MPa
 Erm 2424.54 MPa

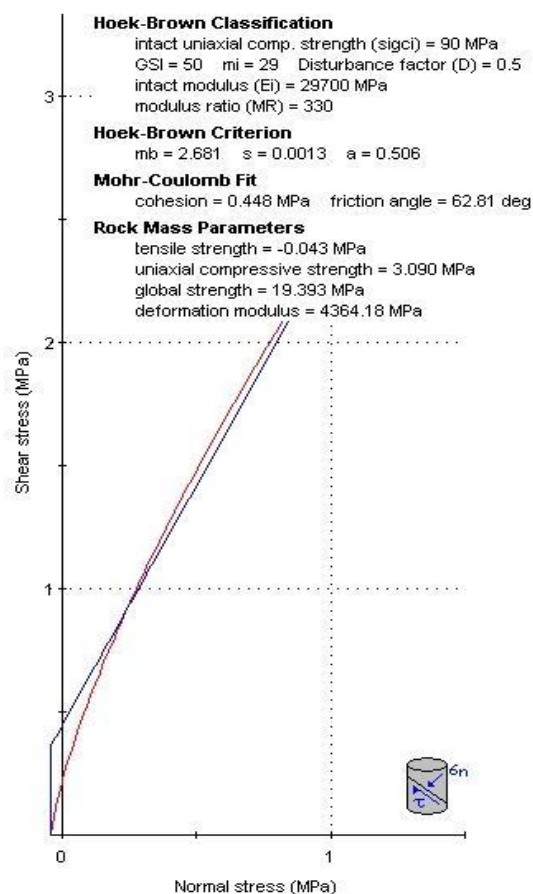


Figura 4. 4 - Parâmetros do programa RocLab

Comparando os parâmetros de resistência de Hoek-Brown obtidos com os parâmetros de *GSI* equivalentes referidos para os solos residuais (W3/W4), verificamos que são da mesma ordem de grandeza, e um módulo de deformabilidade dentro dos valores referenciados.

No entanto comparando os parâmetros resistentes de Mohr-Coulomb, com os parâmetros estimados pelo *RMR*, para um maciço equivalente, verifica-se que estes valores são bastante mais elevados que os da Tabela 4. 4, podendo este facto dever-se às condicionantes dos parâmetros de entrada, sendo que estes são estimados, podem levar a uma diferença grande de resultados entre eles.

4.5 MODELOS COMPUTACIONAIS

4.5.1 INTRODUÇÃO

São vários os tipos de solicitação associadas com o faseamento construtivo numa obra geotécnica que poderão ser simulados, como por exemplo a aplicação de cargas concentradas e distribuídas, imposição de deslocamentos na estrutura, do próprio processo de escavação e introdução da respectiva estrutura de suporte.

Assim sendo o grau de dificuldade associado à simulação de cada um destes tipos de solicitação é muito diverso, no presente trabalho são discutidas as considerações e metodologias a aplicar para a simulação da retirada de parte do maciço e introdução do suporte, referindo também as várias

hipóteses relativas ao processo de simulação através de análises bidimensionais planas do avanço da frente de um túnel.

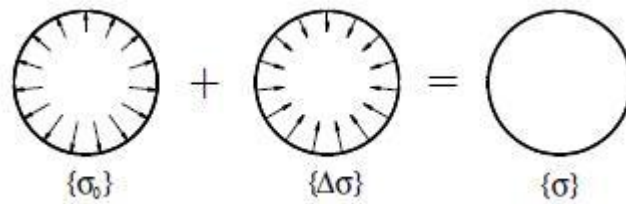


Figura 4. 5 – Ilustração do processo de escavação

Esta problemática pode ser observada na Figura 4. 5, onde para simular quer as deformações já instaladas no maciço antes escavação do maciço, quer da instalação do suporte a uma dada distância da frente de escavação, se multiplica a tensão inicial por um coeficiente de desconfinamento ou alívio, subtraindo á tensão inicialmente encontrada vai se estimar a tensão instalada no momento na escavação, que por sua vez irá levar a deformações no maciço. Numericamente, no programa de cálculo PHASE2, existem várias maneiras de simular este efeito, os quais serão discutidos de seguida.

4.5.2 CÁLCULO ATRAVÉS DA OPÇÃO “LOAD SPLIT”

Ao realizar uma análise no programa PHASE2, considerando apenas uma fase e aplicando o suporte, implica que se assume que o suporte é instalado imediatamente após a escavação e não ocorreram deslocamentos antes da instalação do suporte. Claro que este tipo de análise não é realista, e um dado valor de deformação ocorre sempre antes que o suporte possa ser instalado. O programa permite ao utilizador “dividir” o valor das tensões introduzidas no maciço rochoso entre fases de cálculo, em vez de se aplicar a tensão total na primeira fase.

Tabela 4. 5 - Propriedades Materiais exemplo Load Split

Material: 1		Material: 2		Material: 3	
Unit weight	0.027 MN/m ³	Unit weight	0.027 MN/m ³	Unit weight	0.027 MN/m ³
Elastic type	isotropic	Elastic type	isotropic	Elastic type	isotropic
Young's modulus	15000 MPa	Young's modulus	0.1 MPa	Young's modulus	200000 MPa
Poisson's ratio	0.25	Poisson's ratio	0.25	Poisson's ratio	0.2
Failure criterion	Mohr-Coulomb	Failure criterion	Mohr-Coulomb	Failure criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	1 MPa	Tensile strength	1 MPa	Tensile strength	0 MPa
Peak friction angle	35 °	Peak friction angle	35 °	Peak friction angle	35 °
Peak cohesion	0.25 MPa	Peak cohesion	0.25 MPa	Peak cohesion	10.5 MPa
Material type	Plastic	Material type	Plastic	Material type	Elastic
Dilation Angle	17.5 °	Dilation Angle	17.5 °	-	
Residual Friction Angle	20 °	Residual Friction Angle	20 degrees	-	
Residual Cohesion	0.125 MPa	Residual Cohesion	0.125 MPa	-	

Este artifício é conseguido através do *input* de um factor de carga em cada fase, factor este que é multiplicado pelo valor da tensão total induzida, resultando então na determinação da tensão induzida por estágio. A título exemplificativo, considera-se uma escavação na qual se pretende considerar um coeficiente de desconfinamento de 30% antes da instalação do suporte, de seguida apresenta-se o *modus operandi* da utilização desta ferramenta.

Na tabela em cima pode-se observar os parâmetros de cálculo utilizados para este cálculo, considerando-se um material fictício com um módulo de deformabilidade muito reduzido no qual se aplica a divisão de tensão, assim o cálculo processa-se do seguinte modo:

- Escolha de 3 fases nas definições de projecto, correspondentes à fase inicial, fase de alívio de tensões, e por último a fase de instalação do suporte;
- Através da ferramenta “Load Split”, definir o coeficiente de divisão na fase dois para 70%, correspondente a um coeficiente de desconfinamento de 30%;
- Correr o programa e observar a evolução de tensões.

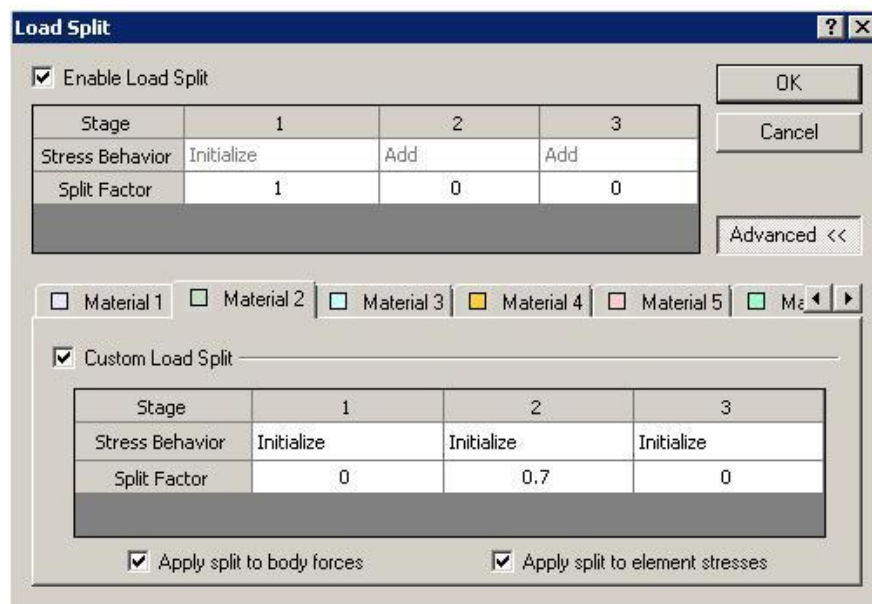
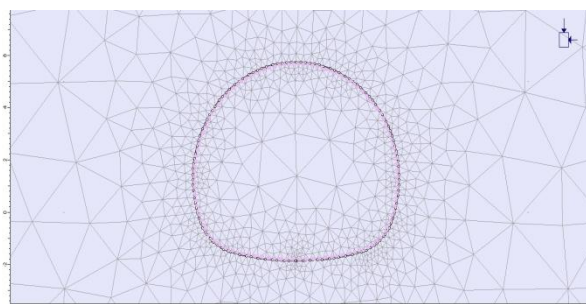
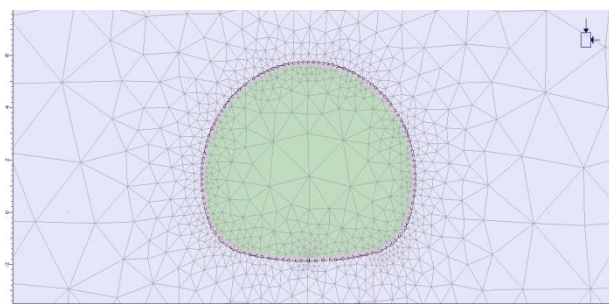


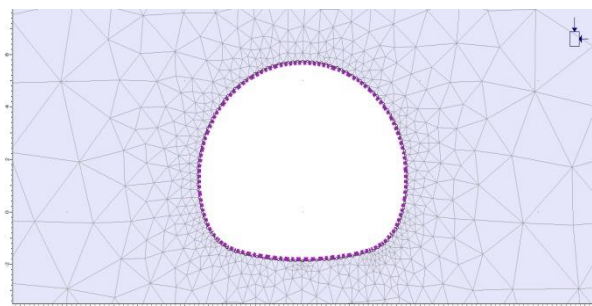
Figura 4. 6 - Opções “Load Split”



a) Fase 1

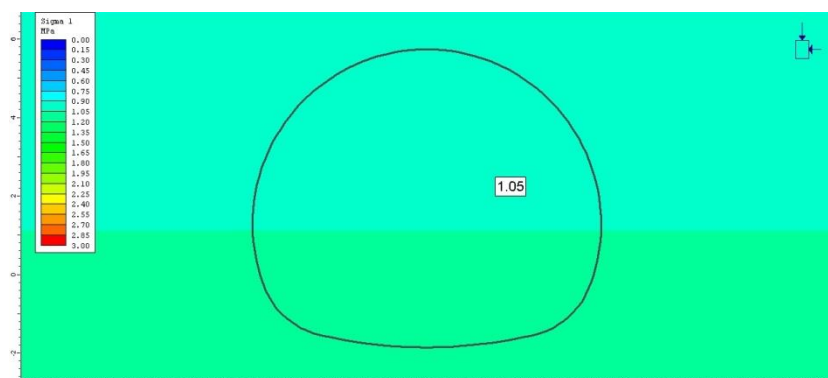


b) Fase 2

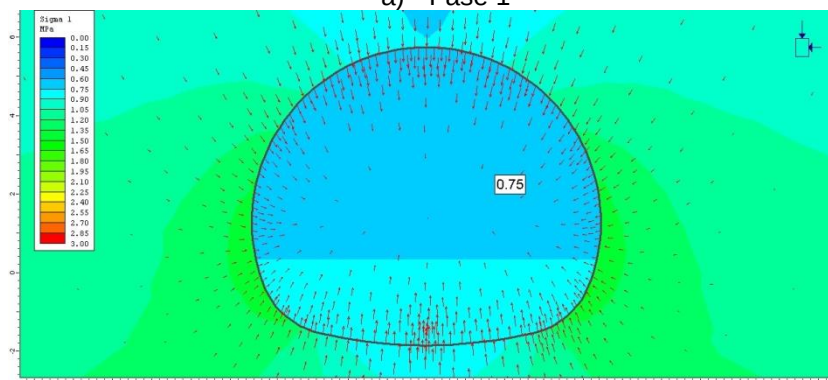


c) Fase 3

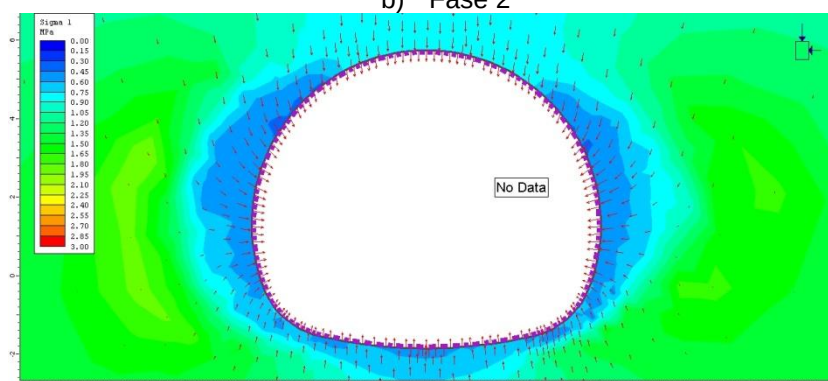
Figura 4. 7 - Faseamento de cálculo "Load Split"



a) Fase 1



b) Fase 2



c) Fase 3

Figura 4. 8 - Tensões induzidas "Load Split"

Na Figura 4. 6, pode-se observar o quadro de opções de “Load Split”, reparando que através da opção de “Custom Load Split” apenas o material dois, o material fictício introduzido, é afectado por esta opção, continuando o resto do maciço a possuir o carregamento gravítico não sendo este alterado. Nas Figuras 4. 7 e 4. 8, observa-se respectivamente o aspecto do modelo numérico antes de o cálculo ser efectuado e a variação de tensões instalada no maciço. Observa-se na fase b) o decréscimo da tensão instalada no interior da escavação, permitindo que nesta fase já se observem deformações, representadas pelos vectores de deslocamento.

Através do uso desta ferramenta é possível simular com uma maior aproximação à realidade uma escavação.

4.5.3 CÁLCULO NUMÉRICO ATRAVÉS DE “CORE SOFTENING”

O artifício de “core softening” ou também chamado de “core replacement”, é utilizado no programa PHASE2 para simular a tridimensionalidade de uma escavação de um túnel através de análises bidimensionais. À medida que a face de escavação avança, existe um decréscimo do nível de tensão no maciço, e um aumento nas deformações, assim através desta ferramenta é possível determinar a quantidade de deformação antes da instalação do suporte.

Usualmente a quantidade de variação da deformação radial antes da instalação do suporte ronda os 35%-45% do deslocamento final do túnel, podendo este valor variar conforme recomendações de suporte, pré-determinando uma distância de fecho/activação de suporte em função do avanço da face de escavação. Determinar esta deformação no entanto pode ser feita de várias maneiras, quer através de observação de valores de deformação *in situ*, numericamente a partir de modelações axissimétricas ou modelos tridimensionais de elementos finitos ou através de relações empíricas como as de Panet ou Vlachopoulos & Diederichs, sendo que será este o método de maior facilidade de utilização. Assim o modo de proceder será o seguinte:

- Definição nas opções de projecto de uma escavação multi-faseada, sendo que este número varia com a grandeza do módulo de deformação;
- Determinação do raio plástico da escavação sem suporte, através do “output” do programa;
- Através das relações empíricas estabelecer a quantidade de deformação antes da instalação de suporte;
- Escolha do módulo de deformabilidade correspondente;
- Redução de fases de escavação para apenas 3, e instalação do suporte na fase final.

Tabela 4. 6 - Propriedades Materiais exemplo “core softening”

Material: 1	
Unit weight	0.027 MN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	15000 MPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	1 MPa
Peak friction angle	35 °
Peak cohesion	0.25 MPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	17.5 °
Residual Friction Angle	20 °
Residual Cohesion	0.125 MPa

Para facilidade de calculo, utiliza-se os mesmos parâmetros iniciais que no caso de utilização de “Load Split”. Na Figura 4. 9, pode-se observar o faseamento construtivo utilizado, sequencialmente reduzindo os módulos de deformabilidade utilizados até que na última fase se considera como completamente escavado, tendo o cuidado de nos materiais fictícios na opção de “Initial Element Loading” se seleccionar “none”, em alternativa poderia-se escolher na opção “Custom Load Split” um coeficiente de 0, isto para o criar nos elementos de escavação uma divergência com os elementos do contorno de escavação. A determinação do raio plástico pode ser observada na Figura 4. 10, onde através da ferramenta “measure” de forma muito simples e intuitiva se consegue determinar esta medida.

Material 1
stage 2: E = 15000 Mpa
stage 3: E = 5000 Mpa
stage 4: E = 2500 Mpa
stage 5: E = 1000 Mpa
stage 6: E = 500 Mpa
stage 7: E = 250 Mpa
stage 8: E = 125 Mpa
stage 9: Excavated

Figura 4. 9 - Propriedades do faseamento "Core Softening"

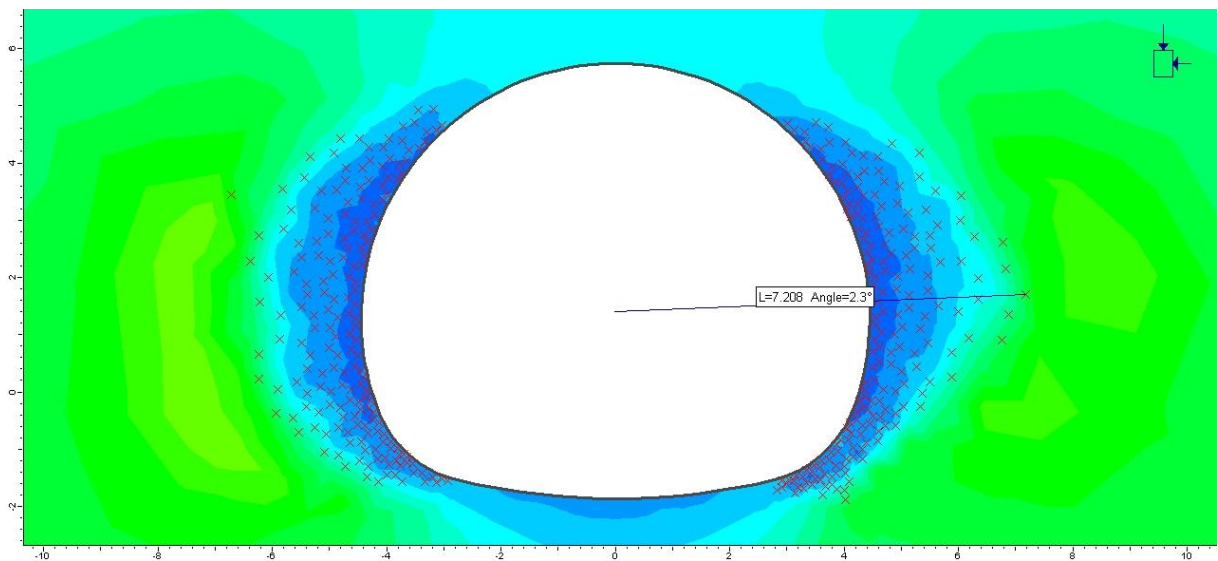


Figura 4. 10 - Determinação do raio plástico

Após a determinação do raio plástico e o deslocamento total máximo, estima-se a quantidade de deformação que o maciço irá sofrer através das relações empíricas de Vlachopoulos & Diederichs, 2009.

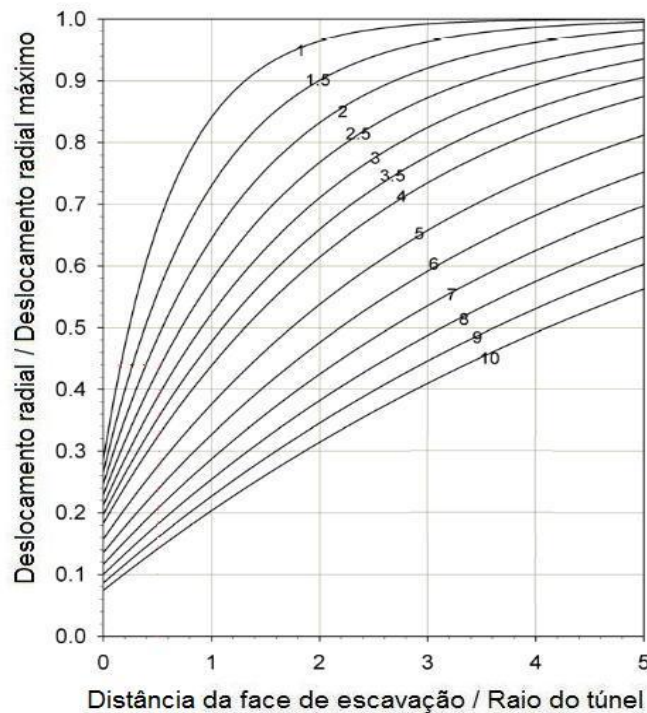


Figura 4. 11 - Perfil longitudinal de deformação (Vlachopoulos & Diederichs, 2009)

Para o nosso caso, $R_p=7.2m$, $R_t=4.5m$, considera-se a instalação do suporte a 4 m, logo $X=4m$ e o deslocamento máximo é de $0.0087m$. Para o eixo das abcissas distância da face de escavação / raio do túnel = 0.89 , e raio plástico/raio do túnel = 1.6 , o que nos leva a um valor de deslocamento radial/deslocamento radial máximo de aproximadamente $0.58m$. Assim sendo o deslocamento previamente à instalação do suporte será de $(0.58) \times (0.0087) = 0.00504 m$.

Assim voltando novamente ao programa de cálculo, no “output” visual faz-se o plot gráfico do deslocamento total em função da fase de escavação, com a opção “sampler”, permite ao utilizador determinar um certo valor de ordenada, visualizando depois graficamente a abcissa pretendida.

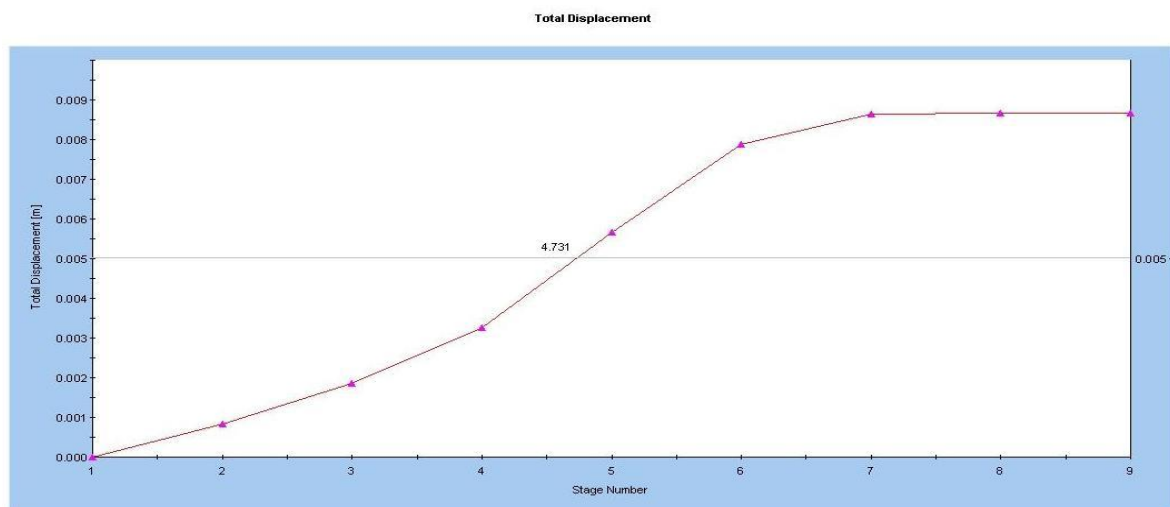


Figura 4. 12 - Gráfico deslocamento vs Fase de escavação

Observando a Figura 4. 12, verifica-se que o módulo de deformabilidade pretendido se encontra entre a fase 4 e a fase 5, o que por sua vez corresponde a um módulo de aproximadamente 2000 [Mpa]. Voltando então novamente às opções de projecto, reduz-se o faseamento da escavação para três fases, compreendendo a fase inicial, a fase com o módulo de deformabilidade determinado previamente, e na fase final a instalação do suporte.

Na Figura 4. 13 podemos observar o “output” do programa de cálculo, onde se verifica que as tensões no interior da fronteira de escavação decrescem e permite a deformação do maciço em redor para simular o desconfinamento. Esta ferramenta aliada às formulações empíricas permite uma aproximação do efeito de tridimensionalidade da escavação de um túnel, permitindo também simular o atraso de instalação do suporte.

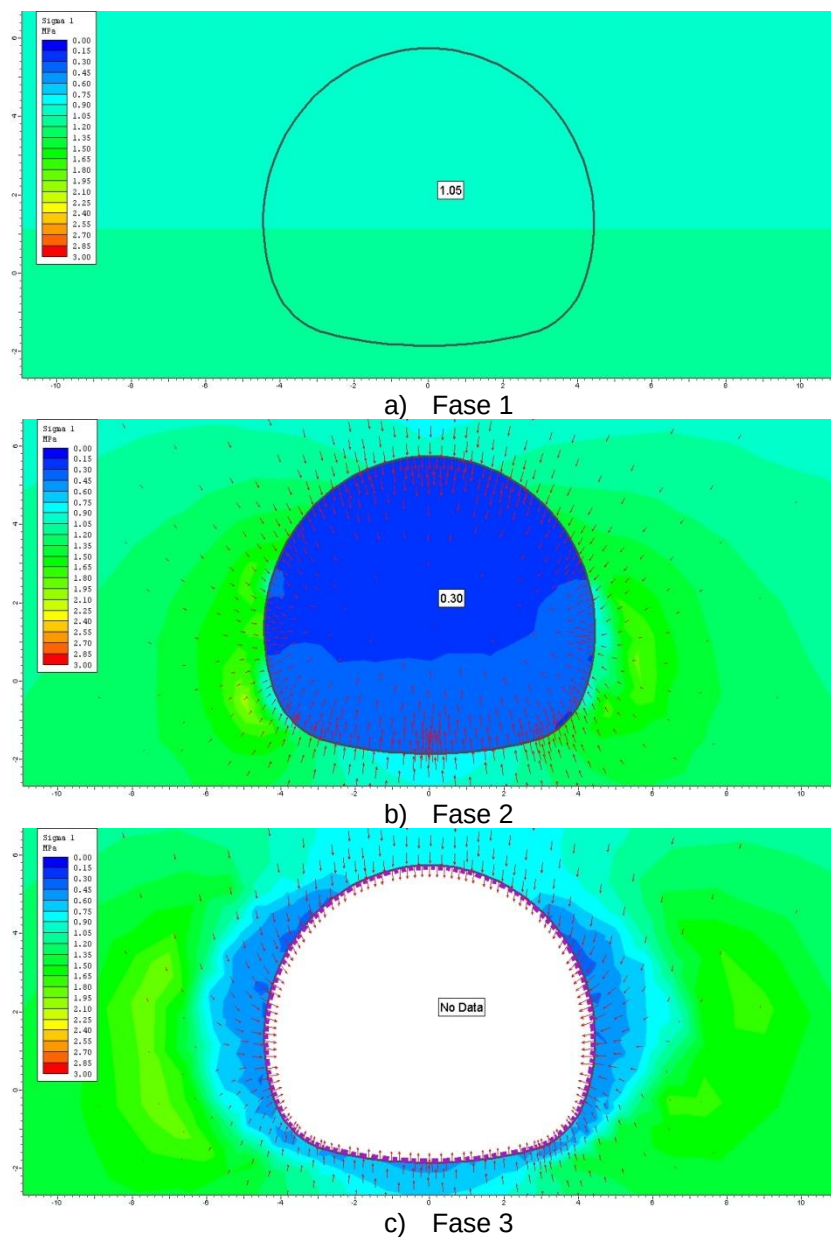


Figura 4. 13 - Tensão induzida "core softening"

4.5.4 CALCULO ATRAVÉS DE FORÇAS INTERNAS APLICADAS NA FRONTEIRA DE ESCAVAÇÃO

Na versão mais recente do programa de cálculo numérico PHASE2 versão 7.009, existe uma funcionalidade nova que permite introduzir dentro da fronteira de escavação uma força distribuída equivalente ao vector de tensões inicial, calculada pelo próprio programa a partir dos parâmetros de entrada. Permite também a sua redução progressiva com o faseamento da construção através de factores, funcionando de forma semelhante às funcionalidades do programa referidas previamente. Repetindo o procedimento descrito no subcapítulo anterior, permite igualmente simular a tridimensionalidade do avanço da escavação, ou o atraso na instalação do suporte.

Visto o método de aplicação ser em tudo semelhante ao referido anterior, apenas ira ser detalhada a parte inicial do cálculo. Começa-se por nas definições de projecto definir vários estágios de escavação, seguidamente no menu “loading” selecciona-se a opção de “distributed loads” e por sua vez “add uniform load”. No menu seguinte selecciona-se a opção “Field stress vector”, definindo-se os factores de carga conforme se demonstra na Figura 4. 14, e aplica-se a todo o contorno da escavação.

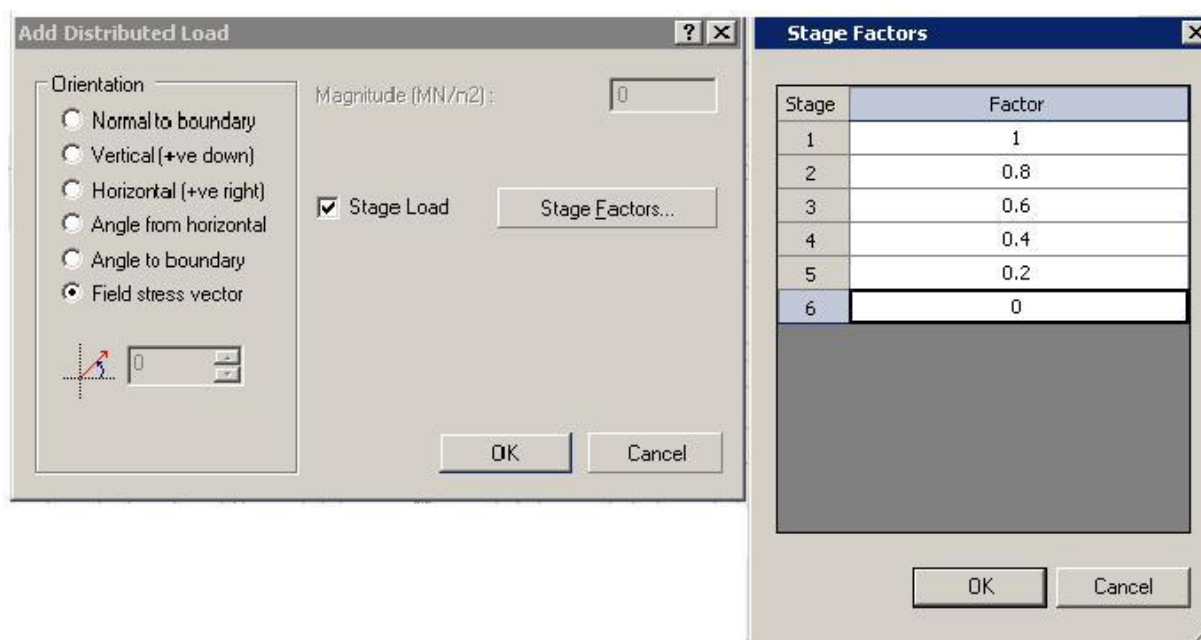


Figura 4. 14 - Faseamento dos vectores de tensão

Pode-se observar o processo de redução de cargas aplicadas através do “output” do programa, na Figura 4. 15. Na fase a) verifica-se que devido ao factor de tensões ser unitário, o campo de tensões continua inalterado, substituindo o material dentro da fronteira de escavação. Verifica-se com o avanço do faseamento as forças internas aplicadas vão diminuindo, e as tensões em torno da escavação se vão alterando, até à instalação do suporte.

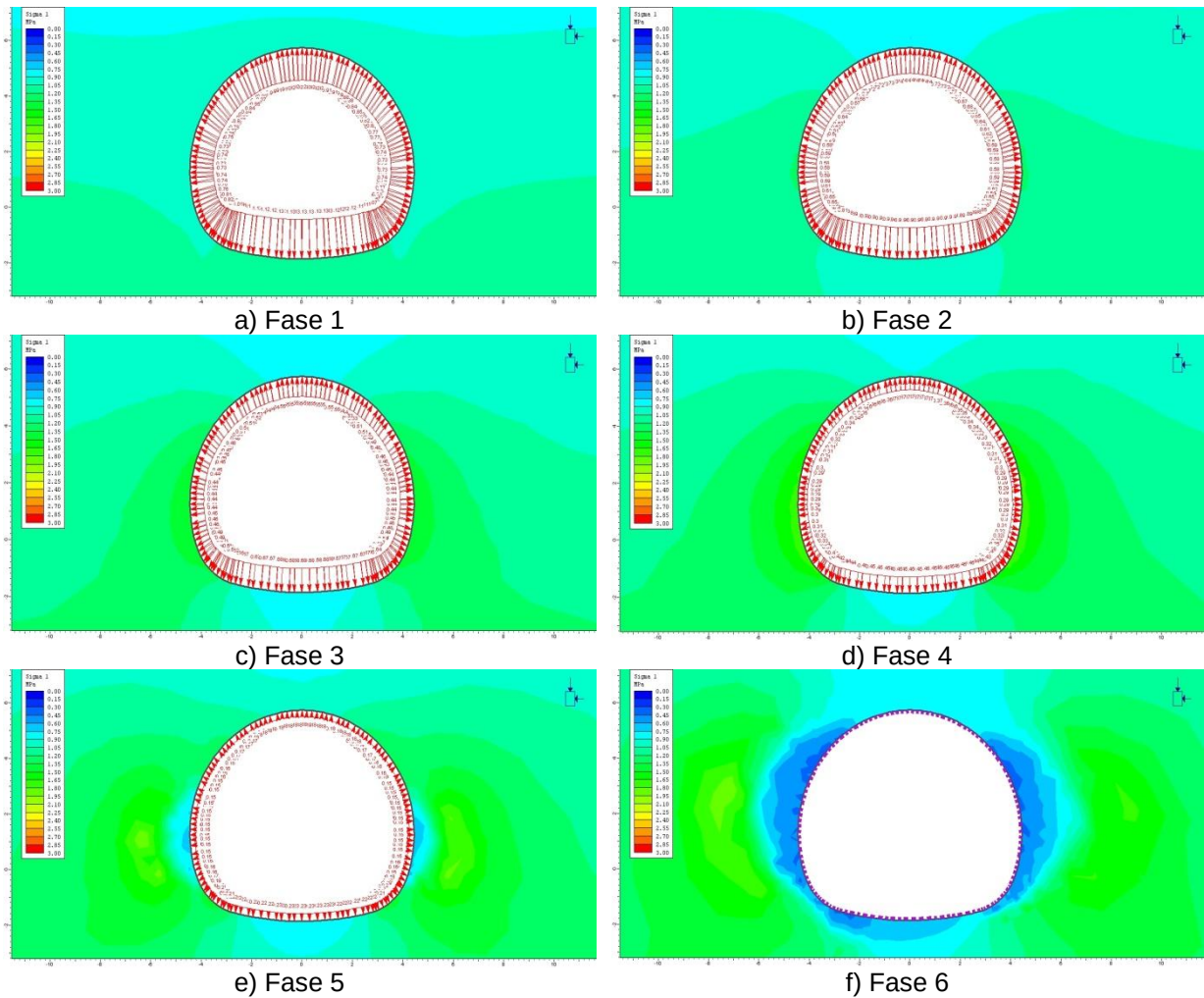


Figura 4. 15 – Evolução das tensões com o processo construtivo, através de carga uniformemente distribuída

Após esta fase de cálculos, o processo é igual ao já descrito para o cálculo através do método “Core Softening”, determinando a deformação antes da instalação do suporte, estabelecendo a fase na qual as forças internas se aproximam da deformação pretendida, reduz-se as fases de escavação e observa-se os resultados.

No global este método de cálculo é bastante versátil e de fácil utilização, quer para a escavação em secção completa quer para uma escavação com diversas galerias de avanço como as que irão ser analisadas posteriormente.

4.5.5 PROGRAMA ROC SUPPORT

O programa RocSupport como já foi referido, permite rapidamente obter uma estimativa da curva de reacção de um dado maciço e a curva de reacção de suporte, consoante o sistema de suporte escolhido. Através da interacção entre estas duas curvas é fácil estimar a deformação que o túnel irá sofrer antes da “activação” do suporte.

De seguida será analisado um exemplo tipo, sendo que a sequência de cálculo se processa do seguinte modo:

- Definição dos parâmetros do túnel e maciço rochoso, incluindo índice *GSI*, resistência á compressão uniaxial, parâmetro m_i , módulo de deformabilidade e coeficiente de poisson, e diâmetro do túnel assim como a tensão *in situ*;
- Escolha do sistema de suporte, e definição dos parâmetros resistentes do suporte, e a distância de instalação da face de escavação;
- Observação da estimativa de raio de plastificação em redor do túnel não suportado e suportado, e ajuste da distância de instalação do suporte.

Tunnel and Rock Parameters

General

Tunnel Radius (m): 4.5

In-Situ Stress (MPa): 1.08

Elastic Properties

Young's Modulus of Rock Mass (MPa): 15000

Poisson Ratio of Rock Mass: 0.3

Peak Strength Properties

Dilation Angle (degrees): 0

Compressive Strength of Intact Rock (MPa): 3

Define peak strength parameters as: ☒ GSI, mi, D ☐ mb, s, a

GSI: 50 mi: 29 D: 0.5

Calculated mb = 2.681, s = 0.0013, a = 0.506

Residual Strength Properties

mbr: 1 sr: 0.0001 ar: 0.5

Support Parameters

Rockbolts Steelsets ☒ Shotcrete Custom

Properties

☒ Add Support

Thickness (mm)	Age (days)	UCS (MPa)
☐ 1000	28	35
☐ 300	28	35
☐ 150	28	35
☒ 100	28	35
☐ 50	28	35
☐ 50	3	11
☐ 50	0.5	6

☒ Custom: Thickness (mm): 300 UCS (MPa): 20 Strain: 0.1

Max. Support Pressure (MPa): 1.289 Max. Support Strain (%): 0.1

Support Installation

☒ Distance from tunnel face: 3 m

☐ When tunnel convergence is: 0.3 %

☐ When tunnel wall displacement is: 30 mm

Figura 4. 16 - Parâmetros do túnel e suporte - RocSupport

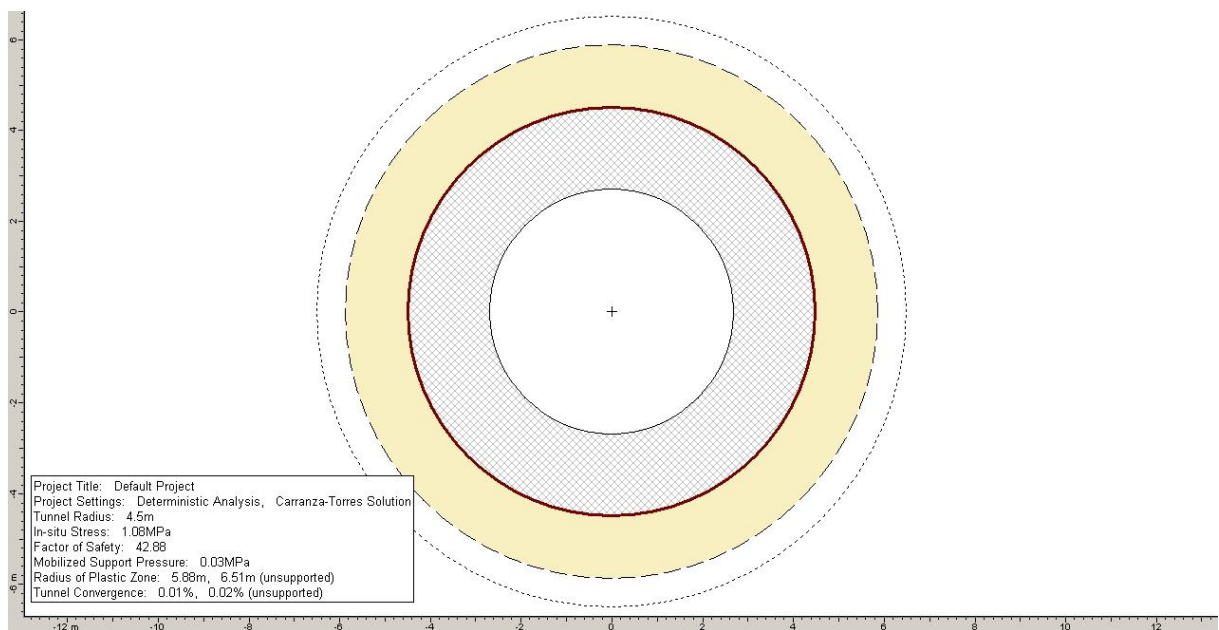


Figura 4. 17 - Análise da secção do túnel – RocSupport

Na Figura 4. 16 pode-se observar os parâmetros de “input” utilizados para o cálculo. Após a definição destes, no programa na análise de secção, obtém-se uma estimativa da pressão instalada no suporte, a convergência da secção, o raio plástico da secção e a sua afectação com a instalação do suporte, como se pode conferir na Figura 4. 17. Neste exemplo em concreto verificamos que ao instalar o suporte existe uma redução do raio plástico de 6.51m para 5.88m, e a convergência passa para sensivelmente metade.

Na opção de análise da reacção do maciço, podemos observar as curvas de interacção maciço-suporte, observar a convergência que o túnel irá ter em função da distância de instalação do suporte, e de uma maneira intuitiva é possível alterar esta distância e estimar qual a pressão que irá ser sustida pelo suporte.

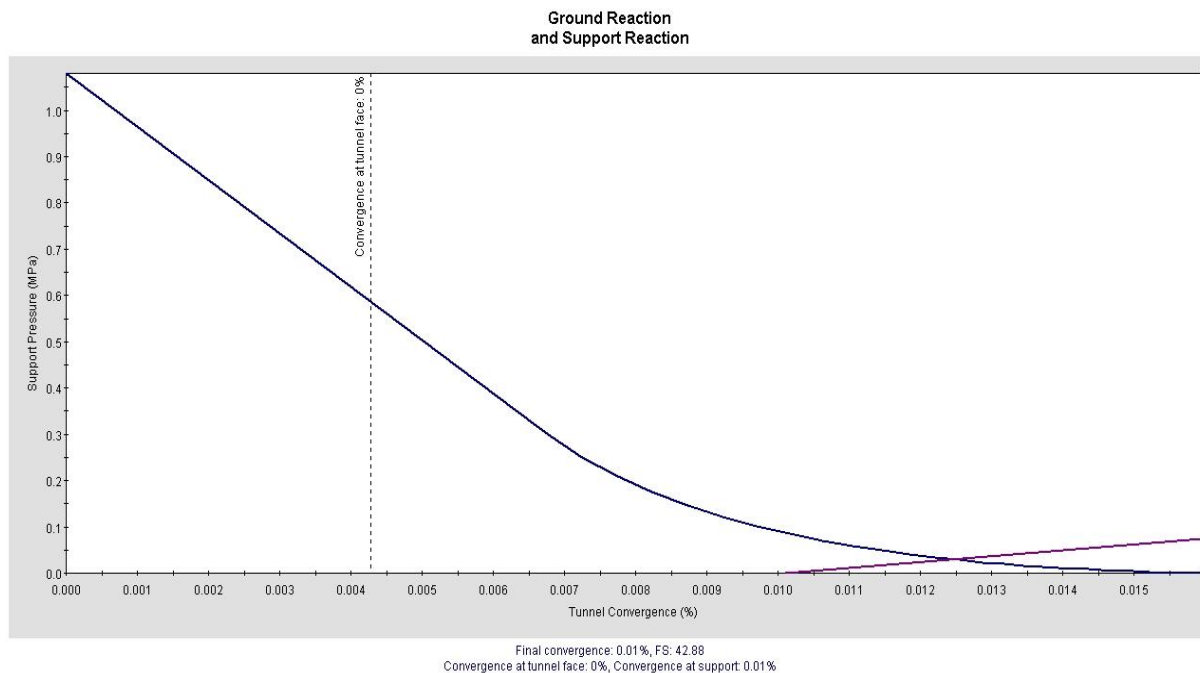


Figura 4. 18 - Curvas de reacção do maciço e do suporte – RocSupport

Após esta análise reafirma-se a versatilidade e facilidade de uso deste programa, podendo ser utilizado para obter estimativas de uma maneira rápida, e observar a afectação das curvas de convergência com a variação dos parâmetros de cálculo, é mais uma ferramenta de grande utilidade na realização do cálculo numérico de escavações subterrâneas.

5

ANÁLISE COMPUTACIONAL DE ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS

5.1 ESTUDO PARAMÉTRICO

5.1.1 INTRODUÇÃO

Numa primeira abordagem ao cálculo computacional pretende-se comparar os efeitos resultantes da variação de alguns parâmetros fundamentais que controlam e determinam o comportamento das escavações subterrâneas, nomeadamente factores relativos ao processo construtivo, estado de tensão inicial, a deformabilidade e resistência do maciço.

Assim sendo, para este fim começou por se escolher um modelo de cálculo base simples, considerando um suporte de betão projectado em todo o diâmetro da secção para observar a variação dos esforços aplicados. Relativamente a efeitos observados, considerou-se os assentamentos superficiais, deslocamentos no interior da secção e variação de esforços transversos no suporte.

Assim sendo os parâmetros iniciais considerados foram os seguintes:

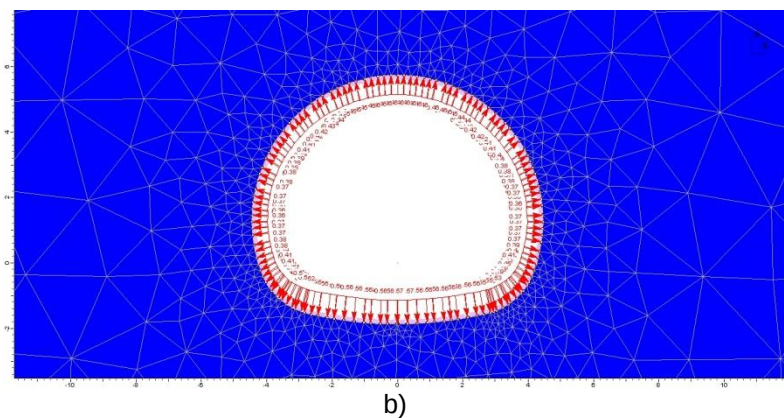
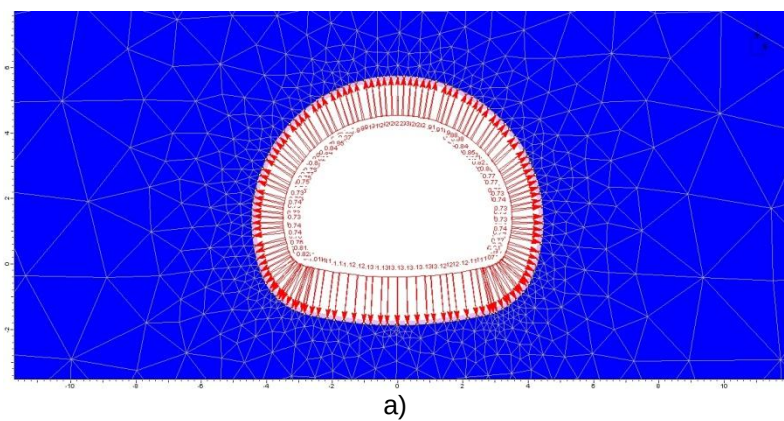
Tabela 5. 1 - Parâmetros do cálculo base

Material 1		Material 2		Suporte	
Peso volúmico	0.027 MN/m ³	Peso volúmico	0.027 MN/m ³	Tipo de suporte	Viga Standard
Tipo de solo	Isotrópico	Tipo de solo	Isotrópico	Formulação	Timoshenko
Módulo de Young	8000 MPa	Módulo de Young	200000 MPa	Espessura	0.03 m
Coefficiente de poisson	0.25	Coefficiente de poisson	0.2	Módulo de Young	20000 MPa
Crítério de rotura	Mohr-Coulomb	Crítério de rotura	Mohr-Coulomb	Coefficiente de poisson	0.2
Resistência à tracção	0 MPa	Resistência à tracção	0 MPa	Resistência à compressão	35 MPa
Ângulo de atrito	30 °	Ângulo de atrito	35 °	Resistência à compressão residual	5 MPa
Coesão	0.02 MPa	Coesão	1 MPa	Resistência à tracção	5 MPa
Modelo de material	Plástico	Modelo de material	Elástico	Resistência à tracção residual	0 MPa
Dilatância	30 °		-		-
Ângulo de atrito residual	30 °		-		-
Coesão residual	0.02 MPa		-		-

Tabela 5. 2 – Características da análise tipo

Análise	
Número máximo de iterações	5000
Tolerância	0.001
K_0	0.75
α	0.5

Assim como se pode verificar a partir da Tabela 5. 1 e Tabela 5. 2, para o cálculo base apenas, definiu-se um factor de alívio de tensões (α) de 0.5, um ângulo de dilatância (ψ) igual ao ângulo de atrito interno, e os parâmetros de resistência residuais iguais aos de pico. Apesar de estes valores não serem realistas permitem uma maior facilidade ao observar comparativamente os resultados aquando das variações paramétricas. Na Figura 5. 1 pode-se observar o aspecto do modelo de cálculo adoptado.



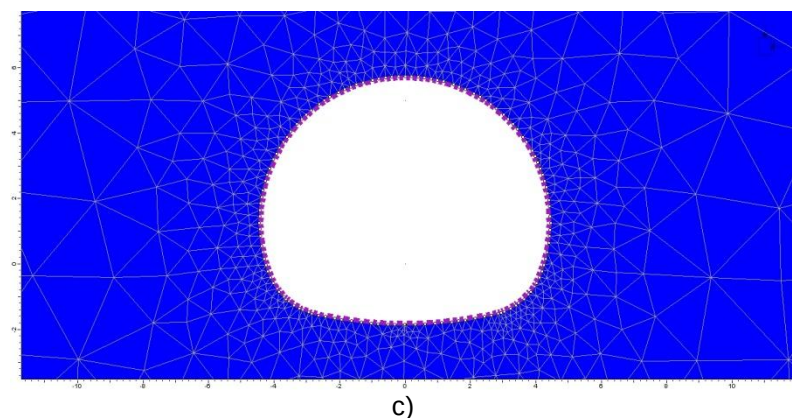


Figura 5. 1 - Modelo de cálculo base

5.1.2 PROCESSO CONSTRUTIVO E PARÂMETROS ELÁSTICOS

Neste ponto pretende-se avaliar a influência de algumas particularidades do processo construtivo, nomeadamente a distância à frente de escavação a que é instalado o suporte, sendo este considerado pelo factor de alívio de tensões, e o módulo de deformabilidade do maciço. Para tal efeito foram efectuados dois cálculos, cujas alterações em relação ao problema de referência (cálculo 1) se encontram resumidas na tabela seguinte.

Tabela 5. 3 - Alterações em relação ao problema de referência - processo construtivo e parâmetros elásticos

Cálculo	Alterações relativas ao cálculo base
2	Aumento para o dobro do módulo de deformabilidade
3	Aumento do factor de alívio de tensões para 0.8

Na Figura 5. 2, comparam-se graficamente os valores obtidos para estas variações com os valores encontrados para o caso do cálculo base. Em relação aos deslocamentos no interior da fronteira da escavação, e ao esforço axial no suporte, os valores das abcissas vêm em função da distância percorrida ao longo do perímetro a partir do ponto intermédio da parte inferior da escavação, o equivalente a 180°, visto os valores serem simétricos.

Com efeito, a alteração para o dobro do módulo de deformabilidade do terreno conduz a um decréscimo dos deslocamentos observados em todo o maciço um pouco inferior a 50%, como se pode verificar nas Figura 5. 2 a) e b). Tanto à superfície como no interior da própria escavação os deslocamentos são reduzidos, o que seria de esperar. Com a redução desta parcela de deslocamentos, o esforço axial imposto é também ser mais reduzido que o cálculo base, sendo este fenómeno observável na Figura 5. 2 c).

Relativamente ao cálculo 3, o aumento do factor de alívio de tensões, relativamente aos deslocamentos implica um aumento relativamente ao observado para o cálculo base, dado que o atraso na instalação do suporte permite que o maciço tenha uma maior deformação, como se pode observar nas Figura 5. 2 a) e b), no entanto o aumento não é muito elevado dado a maior parte dos deslocamentos ocorrer para uma parcela pequena de alívio de tensões. Em relação ao esforço no suporte, como seria de esperar, o aumento do desconfinamento permitido antes da instalação do suporte, leva uma pequena redução dos esforços mobilizados no suporte.

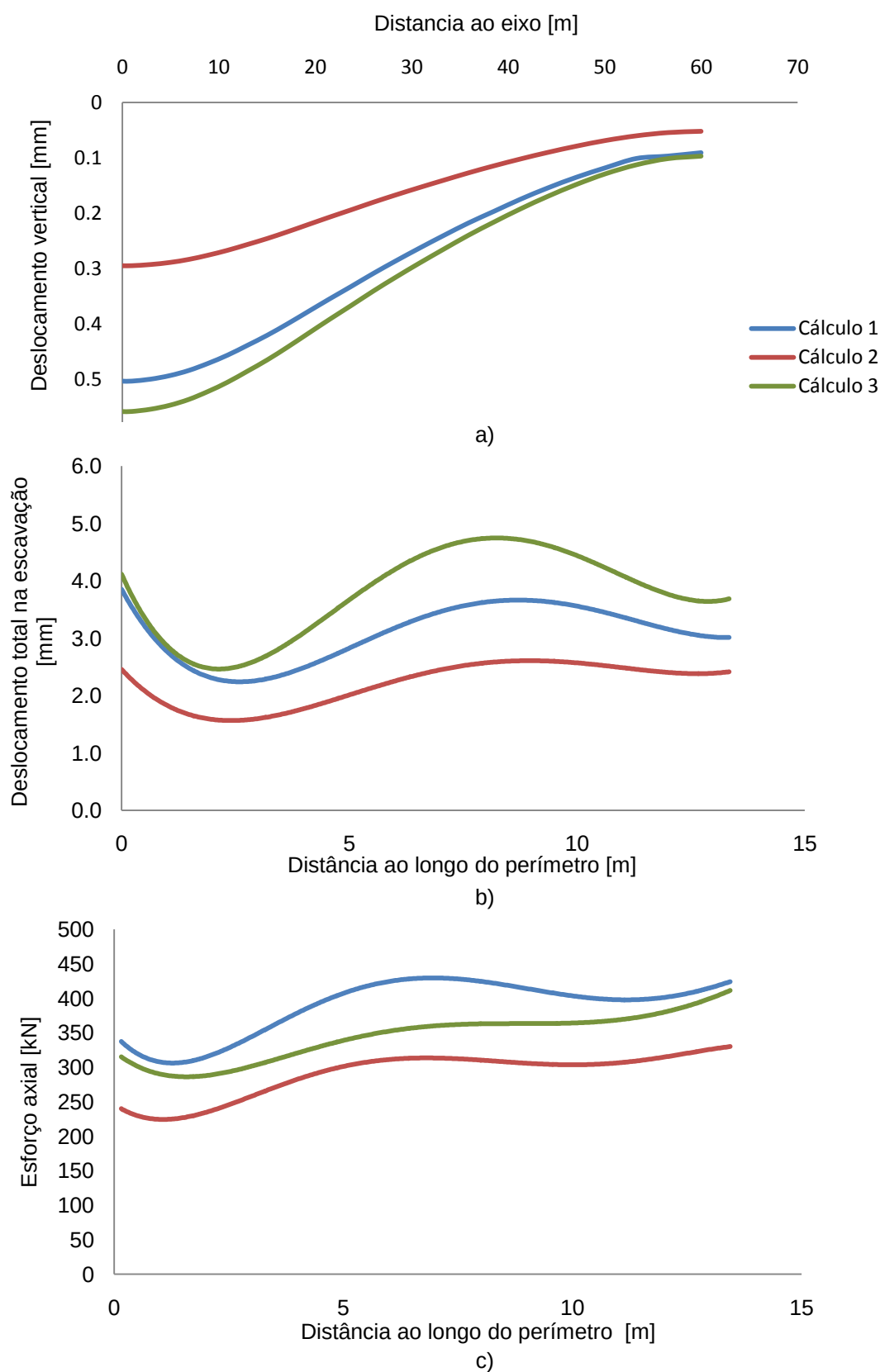


Figura 5. 2 - Resultados de análise da variação dos parâmetros construtivos e elásticos – a) deslocamentos verticais à superfície; b) deslocamentos dentro da secção do túnel; c) esforço axial no suporte

5.1.3 ESTADO DE TENSÃO INICIAL

Como já foi referido previamente, o estado de tensão *in situ* no local da escavação é um dos parâmetros mais relevantes relativamente ao comportamento das estruturas subterrâneas. O coeficiente de impulso em repouso, k_0 , apresenta uma amplitude elevada de valores, dependendo da história de tensões pré-existentes. Este coeficiente é indirectamente responsável por grande parte da grandeza de valores das deformações e deslocamentos associados.

Tabela 5. 4 - Alterações de cálculo relativamente ao modelo base - Estado de tensão inicial

Cálculo	Alterações relativas ao cálculo base
4	Variação do coeficiente k_0 para valores de 1 e 0.5

Na Figura 5. 3 são comparados os efeitos da variação deste coeficiente, confrontando os valores obtidos para o cálculo 4, onde os valores do coeficiente de impulso em repouso foram considerados 0,5 e 1 respectivamente, com os resultados do cálculo 1, no qual foi utilizado o valor padrão de 0,75.

Relativamente aos movimentos superficiais, observando a figura permite concluir que o aumento do coeficiente para o valor unitário, leva a uma redução dos valores máximos dos assentamentos, no entanto o comprimento da faixa de terreno afectada pela escavação aumenta, sendo que é para este valor do coeficiente que se verificam os valores de assentamento maiores na fronteira do modelo. Por outro lado com a redução do coeficiente de impulso em repouso, verifica-se o contrário, um aumento dos assentamentos superficiais, e valores mais pequenos do deslocamento na fronteira do modelo, revelando uma menor afectação à superfície devido à escavação.

Dentro da fronteira de escavação, observa-se que os deslocamentos na soleira e no coroamento são mais elevados, sendo que nas hasteais, o valor dos deslocamentos pouco se altera com a variação do coeficiente de impulso, tendo valores de deslocamento para $k_0=1$ semelhantes aos obtidos para metade deste valor. Nota-se no entanto que para o valor unitário de k_0 , os deslocamentos na escavação na soleira e coroamento são maiores, sendo o contrário verdade para a redução em 50% deste valor, obtendo deslocamentos mais pequenos.

Na Figura 5. 3 c), apresentam-se os diagramas de esforço axial mobilizados no suporte, constata-se que qualitativamente são muito semelhantes, com o aumento do valor do coeficiente, verifica-se um aumento no valor instalado no suporte, sendo que o valor não tem grande variação ao longo do contorno da escavação, e apenas se verificam alterações relativamente à soleira e ao coroamento devido aos efeitos da gravidade. Quanto ao inverso, verifica-se como seria de esperar uma redução nos valores obtidos.

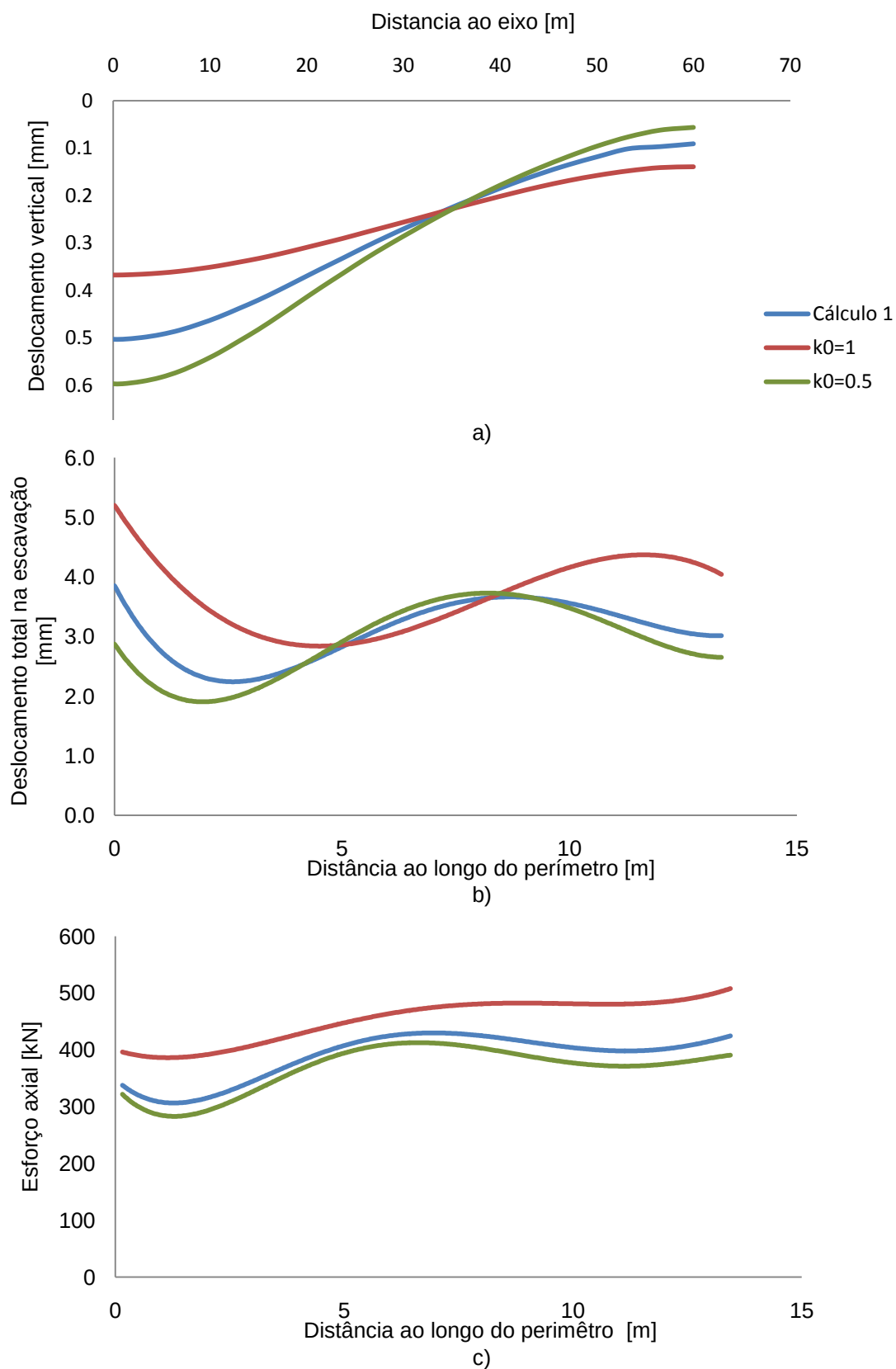


Figura 5. 3 - Resultados de análise com a variação da tensão inicial - a) deslocamentos verticais à superfície; b) deslocamentos dentro da secção do túnel; c) esforço axial no suporte

5.1.4 PARÂMETROS RESISTENTES DO MACIÇO

Neste subcapítulo avalia-se a influência dos parâmetros resistentes do maciço nos deslocamentos da escavação e esforços mobilizados, em específico a variação do ângulo de atrito, ângulo de dilatação e da coesão. Foram efectuados três cálculos independentes e são resumidas as alterações efectuadas em cada cálculo relativamente ao cálculo base na seguinte tabela.

Tabela 5. 5 - Alterações de cálculo relativamente ao modelo base - Parâmetros resistentes

Cálculo	Alterações relativas ao cálculo base
5	Aumento do valor da coesão de 20 para 30 KPa
6	Aumento do valor do ângulo de atrito de 30° para 48,9°, correspondente a um aumento de 50% no valor de $\tan \phi'$
7	Consideração de um ângulo de dilatação nulo

Na Figura 5. 4 , são ilustrados os efeitos da variação dos valores dos parâmetros resistentes. Como se pode observar os assentamentos à superfície e os deslocamentos no contorno da escavação têm uma grande dependência com a variação destes valores. Assim verifica-se que um aumento da coesão e ângulo de atrito origina um decréscimo nos deslocamentos induzido pela escavação, sendo que para a mesma variação percentual destes parâmetros, os decréscimos associados à alteração do ângulo de atrito são bastante mais acentuados, com efeito o aumento do ângulo de atrito provoca uma redução dos deslocamentos no contorno da escavação de 50%, sendo esta variação menos acentuada para os assentamentos superficiais. A variação na coesão por sua vez apresenta uma diminuta influência nos resultados.

Relativamente à consideração de um ângulo de dilatação nulo, este parâmetro introduz um aumento nos assentamentos superficiais e uma redução dos deslocamentos ao nível da escavação, em especial na soleira, sendo que os deslocamentos no coroamento são mais aproximados dos obtidos para o cálculo base. Este facto deve-se à inexistência da expansão volumétrica associada ao aumento das tensões de corte, ou seja a dilatação positiva do material, que ao expandir compensava uma parcela das perdas de solo verificadas com a escavação.

Analisando a Figura 5. 4 c), observa-se a variação dos esforços mobilizados no suporte, com efeito a variação da coesão quase não tem influência sobre o seu valor, por outro lado o aumento do ângulo de atrito acarreta uma maior estabilidade do maciço, e menor redistribuição de esforços, que se manifesta numa diminuição elevada dos esforços mobilizados, também verificado este fenómeno com a consideração da dilatação nula, em que a perda de volume de solo leva a uma redução de esforços.

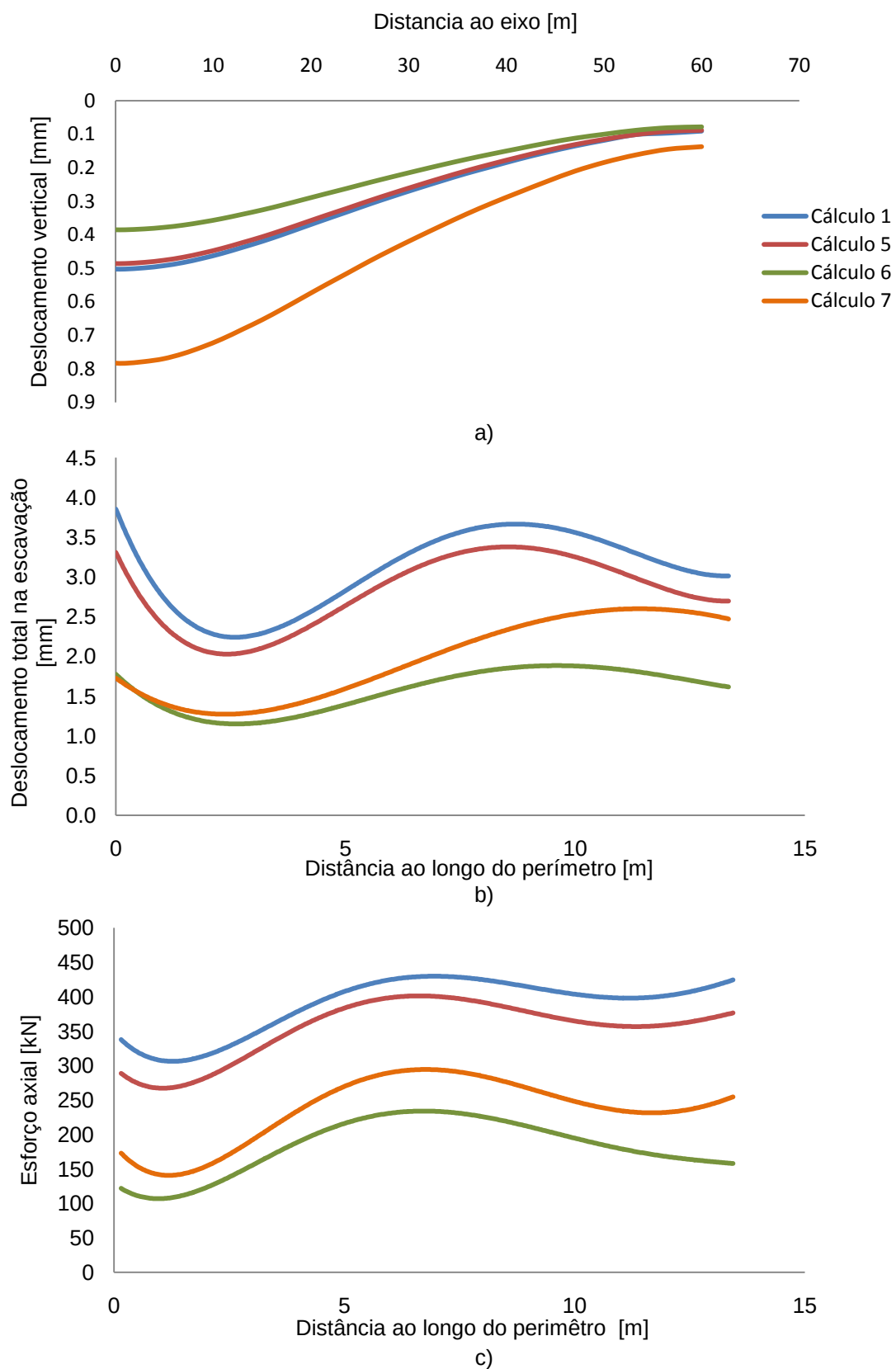


Figura 5. 4 - Resultados de análise com a variação dos parâmetros resistentes - a) deslocamentos verticais à superfície; b) deslocamentos dentro da secção do túnel; c) esforço axial no suporte

5.1.5 PARÂMETROS RESISTENTES RESIDUAIS

Pretende-se agora ponderar a influência dos parâmetros plásticos residuais do maciço, visto no programa de cálculo numérico utilizado possuir a opção de determinar estes parâmetros, e a obtenção destes sem ser a partir ensaios é de relativa dificuldade. Na Tabela 5. 6 são resumidas as alterações efectuadas nos novos cálculos de análise paramétrica, estes parâmetros apresentam uma importante relevância no comportamento do maciço, pois são estes parâmetros que vão reger o comportamento do material após este se encontrar em plastificação.

Tabela 5. 6 - Alterações de cálculo relativamente ao modelo base - Parâmetros resistentes residuais

Cálculo	Alterações relativas ao cálculo base
8	Consideração de coesão residual nula
9	Diminuição do valor do ângulo de atrito de 30° para 16,1 °, correspondente a uma diminuição de 50% no valor de $\tan \Phi'$
10	Diminuição do ângulo de dilatância para um terço do ângulo de atrito interno, 10 °,

Para o cálculo 8 considerou-se uma coesão residual nula, observando as Figura 5. 5 a) e b), conclui-se que esta ponderação leva a um ligeiro aumento dos deslocamentos, quer nos assentamentos à superfície, quer nos deslocamentos no interior da escavação, no entanto a grandeza de valores não se afasta muito dos obtidos para o cálculo base.

Relativamente à diminuição do valor do ângulo de atrito residual, observando os resultados obtidos para os deslocamentos, reconhece-se a influência deste parâmetro relativamente aos assentamentos superficiais, sendo que existe um aumento de quase 60% dos assentamentos, e nos deslocamentos ao nível do interior da escavação verifica-se na soleira um aumento do deslocamento em 100%. Este facto deve-se à redução elevada da resistência mobilizável no solo depois de ocorrer a plastificação, o que leva a uma maior redistribuição de forças, e um aumento da área plastificada, que por sua vez incorre num aumento dos deslocamentos verificados graficamente.

O cálculo 10, onde se considera um ângulo de dilatância de 10°, serve como um comparativo base, sendo que para as análises de caso consideradas, foi adoptado o valor de ângulo de dilatância de aproximadamente um terço do ângulo de atrito do maciço.

Analizando a Figura 5. 5 c), relativamente aos esforços mobilizados no suporte a consideração da coesão nula e a redução do ângulo de dilatância não conduzem a grandes alterações no esforço axial verificado, no entanto verificando os resultados obtidos para o cálculo 9 observa-se um aumento de quase 300% no esforço mobilizado, isto verifica-se, como já foi referido previamente devido ao aumento da área plastificada com a alteração deste parâmetro, que implica uma maior solicitação sobre o suporte.

Após a análise destes cálculos reconhece-se a importância que estes parâmetros plásticos residuais têm nos assentamentos e deslocamentos observados nas escavações, e consequentemente na estabilidade e dimensionamento das estruturas subterrâneas.

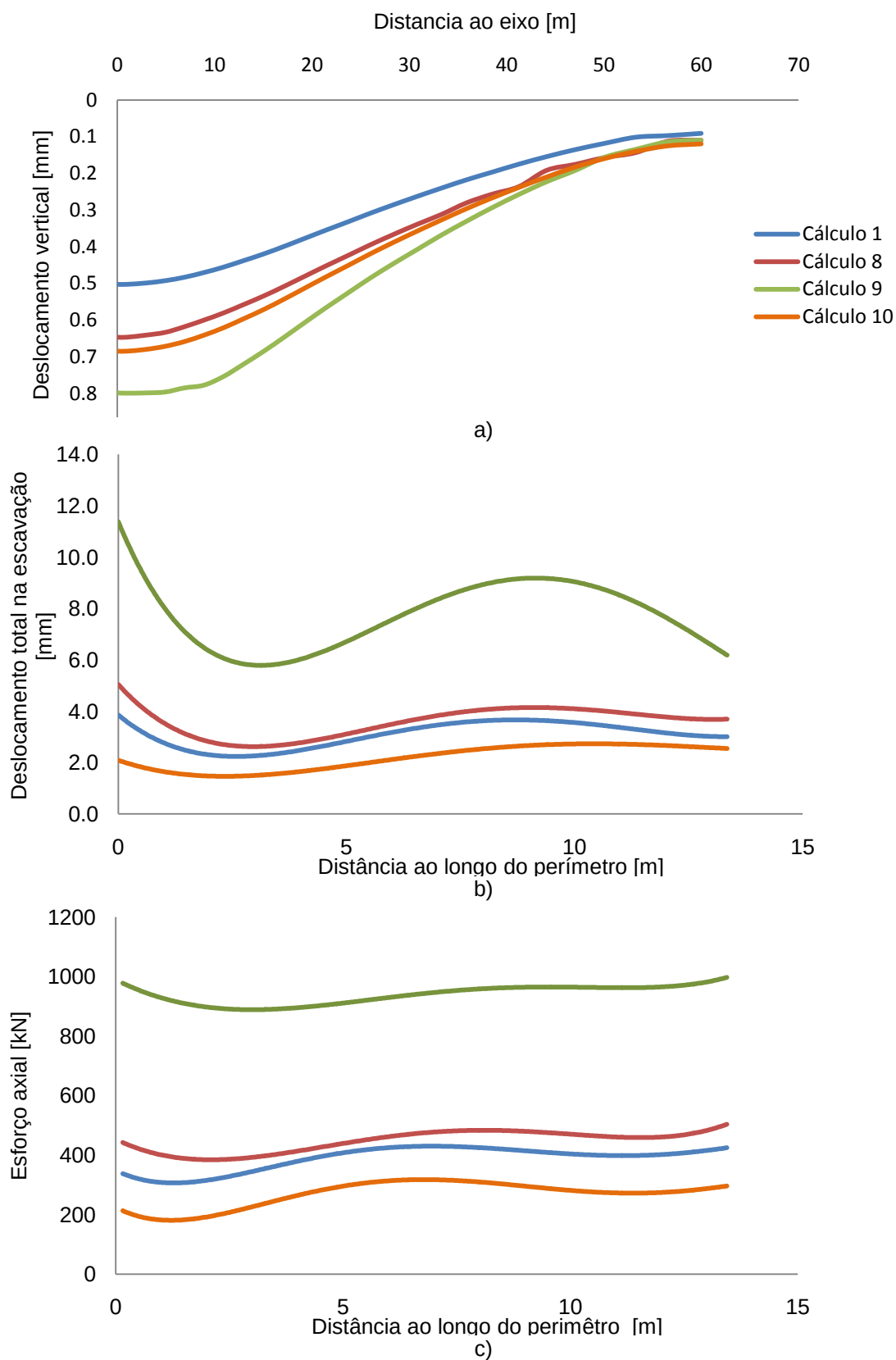


Figura 5. 5 - Resultados de análise com a variação dos parâmetros resistentes residuais - a) deslocamentos verticais à superfície; b) deslocamentos dentro da secção do túnel; c) esforço axial no suporte

5.2 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.2.1 PREÂMBULO

Nesta secção irão ser apresentados os resultados dos estudos numéricos realizados com o intuito da determinação da viabilidade da escolha de suporte primário para uma dada escavação subterrânea. Para este trabalho em particular decidiu-se analisar as recomendações de suporte sugeridas pelo sistema de classificação geomecânica *RMR* de Bieniawski (1989), visto este sistema oferecer uma divisão por classes dos maciços, balizar os parâmetros resistentes para cada classe de maciço, possui também empíricas formulações aproximadas para obtenção dos módulos de deformabilidade dos maciços, e oferecer sugestões quanto ao tipo de suporte, distância de instalação do suporte relativamente à face de escavação e avanços máximos da escavação. Para as classes consideradas de menor qualidade resistente teve-se em conta também alguma consideração da classificação adaptada por Romana (2000).

Na realização destas simulações consideram-se numa primeira instância os parâmetros resistentes plásticos dos maciços iguais aos elásticos, procedendo-se depois a uma degradação sistemática dos parâmetros, enquanto se verifica a estabilidade do maciço e do suporte. Quanto ao parâmetro do ângulo de dilatação o valor padrão estabelecido foi cerca de um terço do valor do ângulo de atrito.

Assim a apresentação dos cálculos é dividida por classes, onde para cada qual foram estudados os vários faseamentos construtivos sugeridos, as distâncias de instalação de suporte, e consequente alívio de tensões do maciço antes da instalação deste, e a afectação dos esforços e zonas plastificadas com variação dos parâmetros resistentes.

De referir que os maciços de classe I (muito boa) de valores de *RMR* muito elevados não foi considerados visto esta qualidade de maciço não necessitar de suporte na maioria dos casos.

5.2.2 MACIÇOS DE CLASSE II

Para esta análise foram retiradas da classificação *RMR* as características definidas por Bieniawski, podendo estas ser observadas nas Tabela 5. 7 e 5. 8.

Tabela 5. 7 - Características de suporte - Maciço Classe II

Classe do maciço	Escavação	Suporte		
		Pregagens (20mm diâmetro envolvidas em grout)	Betão projectado	Cimbres
II	Secção total, 1,0 a 1,5m de avanço. Suporte completo a 20m da frente.	Pregagens de 3m de comp., espaçadas de 2,5m, ocasionalmente com malha em certas zonas do tecto	50mm no tecto quando necessário	Nenhum

Tabela 5. 8 - Parâmetros resistentes - Maciço classe II

Classe do maciço	c'	ϕ'	Índice <i>RMR</i>
II	400-300 [KPa]	45°-35°	80-61

Observando as tabelas observamos que para o suporte é sugerido o uso de pregagens com três metros de comprimento, ocasionalmente com malha, decidiu-se então na simulação pelo uso de pregagens tipo Swellex, visto terem informação de resistências muito detalhadas e de fácil acesso. Para o suporte de betão projectado no tecto, este é considerado como um material plástico, para obter possíveis pontos de plastificação/cedência em relação aos esforços mobilizados neste. Quanto aos parâmetros resistentes, como as tabelas apresentam um balizamento de valores, fez-se uso dos valores mais baixos sugeridos. Em relação ao módulo de deformabilidade, estes são determinados a partir da formulação (9), de Serafim e Pereira (1983), visto que para esta correlação não é necessário o conhecimento do valor da resistência de compressão uniaxial, e comparando com a correlação sugerida por Bieniawski, formulação (10), os valores apresentados são menores. Na tabela 5.9 são apresentados os valores obtidos a partir das formulações, de notar que a formulação (10) é apenas válida para valores de *RMR* > 50.

Tabela 5. 9 - Correlações do módulo de deformabilidade

Cálculo de Módulo de deformabilidade (GPa)		
<i>RMR</i>	Serafim e Pereira	Bieniawski
20	1.8	-
30	3.2	-
40	5.6	-
50	10	0
60	17.8	20
70	31.6	40
80	56.2	60

Antes de proceder à análise no entanto foi preciso determinar o factor de alívio de tensões para a instalação do suporte a 20 m da frente de escavação. Ora seguindo a sequência de cálculo explicado em maior pormenor previamente no subcapítulo 4.5.3, obtêm-se que com a instalação do suporte a uma tão elevada distância da frente da escavação, perto de 100% das deformações totais já ocorreram, sendo que se deveria considerar o alívio total das tensões, mas para fins de cálculo considerou-se que o factor de alívio considerado foi de $\alpha = 0.95$. Na Tabela 5. 10 e Tabela 5. 11, são expostos os parâmetros utilizados para o maciço e para os suportes utilizados na modelação.

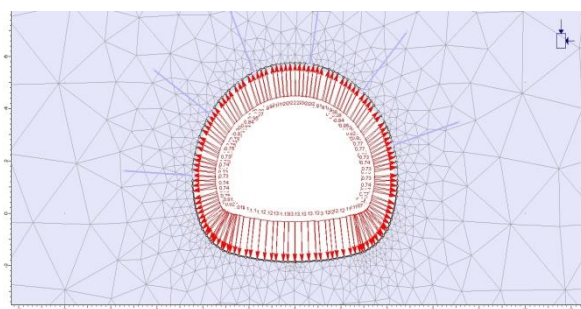
Tabela 5. 10 - Parâmetros materiais - Classe Maciço II

	Material 1	Material 2
Peso volúmico	0.027 MN/m ³	0.027 MN/m ³
Tipo de solo	Isotrópico	Isotrópico
Módulo de Young	17000 MPa	200000 MPa
Coefficiente de poisson	0.25	0.2
Crítério de rotura	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Resistência à tracção	0.5 MPa	1 MPa
Ângulo de atrito	35 °	35 °
Coesão	0.3 MPa	3 MPa
Modelo de material	Plástico	Elástico
Dilatância	10 °	-
Ângulo de atrito residual	35 °	-
Coesão residual	0.3 MPa	-

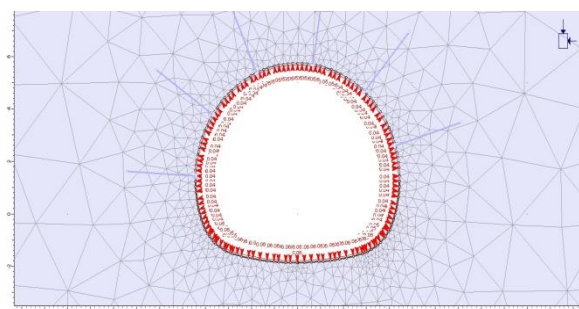
Tabela 5. 11 - Características dos suportes - Classe maciço II

Betão Projectado		Pregagens Swellex Mn12	
Tipo de suporte	Viga Standard	Nome da pregagem	Mn12
Formulação	Timoshenko	Tipo de pregagem	Swellex / Split-Set bolt
Espessura	0.05 m	Resistência à tracção	0.12 MN
Módulo de Young	20000 MPa	Resistência à tracção residual	0 MN
Coefficiente de poisson	0.2	Área	258 mm ²
Resistência à compressão	35 MPa	Módulo de Young	200000 MPa
Resistência à compressão residual	5 MPa	Resistência de junção	0.1 MN/m
Resistência à tracção	5 MPa	Resistência ao corte	0.1 MN/m
Resistência à tracção residual	0 MPa	Espaçamento fora do plano	1 m

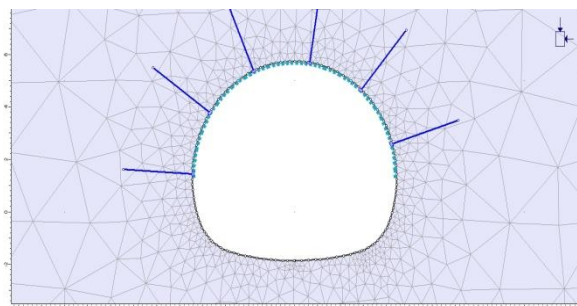
Na Figura 5. 6, ilustra-se o modelo de cálculo utilizado, sendo que em primeiro lugar se introduz uma carga uniformemente distribuída na fronteira da escavação, de valor igual ao do estado de tensão inicial, simulando o maciço ainda por escavar, depois através da introdução de um coeficiente de carga, esta é reduzida para 5%, simulando a escavação e a deformação que o maciço iria ter com o atraso da instalação do suporte, e finalmente na última fase instala-se o suporte.



a) Fase 1



b) Fase 2

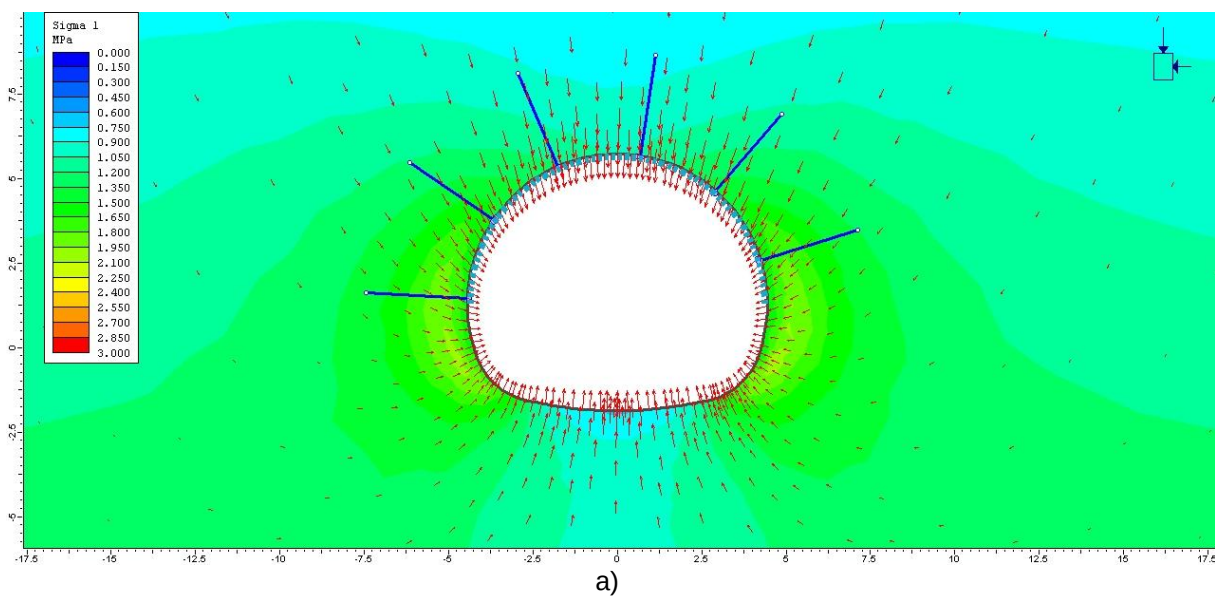


c) Fase 3

Figura 5. 6 - Modelo Numérico - Maciço classe II

Os resultados obtidos são apresentados nas figuras abaixo, na Figura 5. 7 podem-se observar as tensões instaladas no maciço com a escavação, e os vectores de deslocamento. O deslocamento máximo observado foi de 0.00041863 m, é um deslocamento muito baixo sem grande afectação de assentamentos há superfície. Na Figura 5. 7 b), podemos observar as tensões de desvio no maciço, e os pontos plastificados, verifica-se que ocorre plastificação nas hasteais por esforço de corte.

Quanto aos esforços mobilizados nos suportes, quer nas pregagens quer no betão projectado os esforços mobilizados são muito reduzidos, na ordem dos 4 [kN], muito longe quer da tensão de rotura das pregagens tipo Swellex Mn12 (tensão de rotura típica de 120kN) quer do betão projectado, estes resultados podem ser observados na Figura 5. 8.



a)

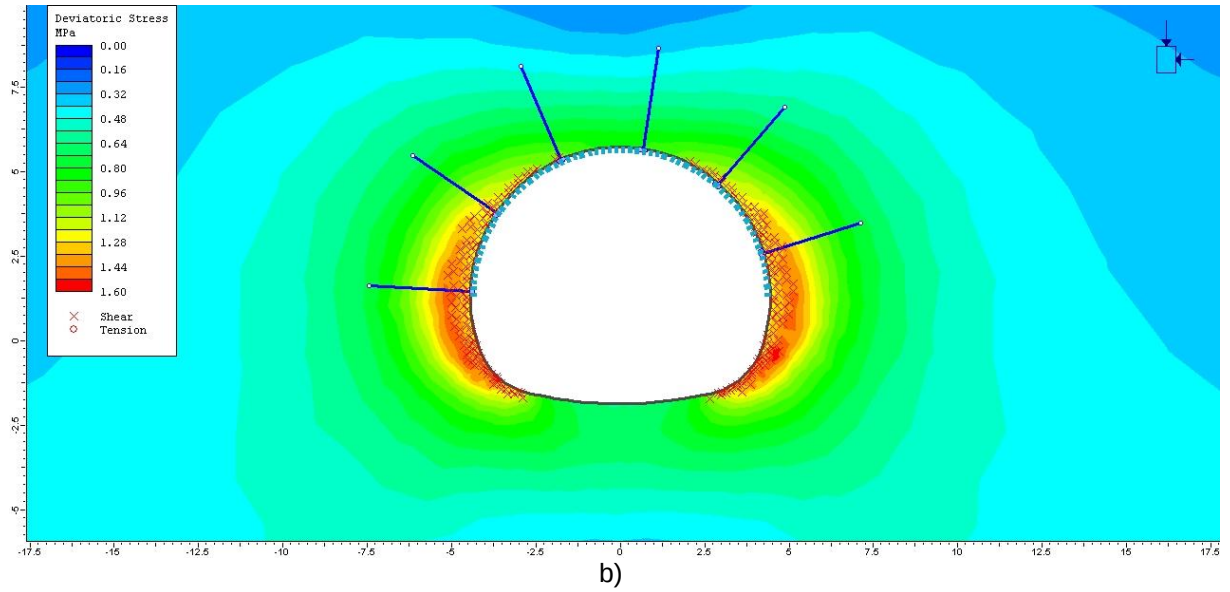


Figura 5. 7 - Resultados obtidos - Maciço classe II - a) deslocamentos na fronteira de escavação e tensões verticais; b) pontos plastificados e tensão de desvio

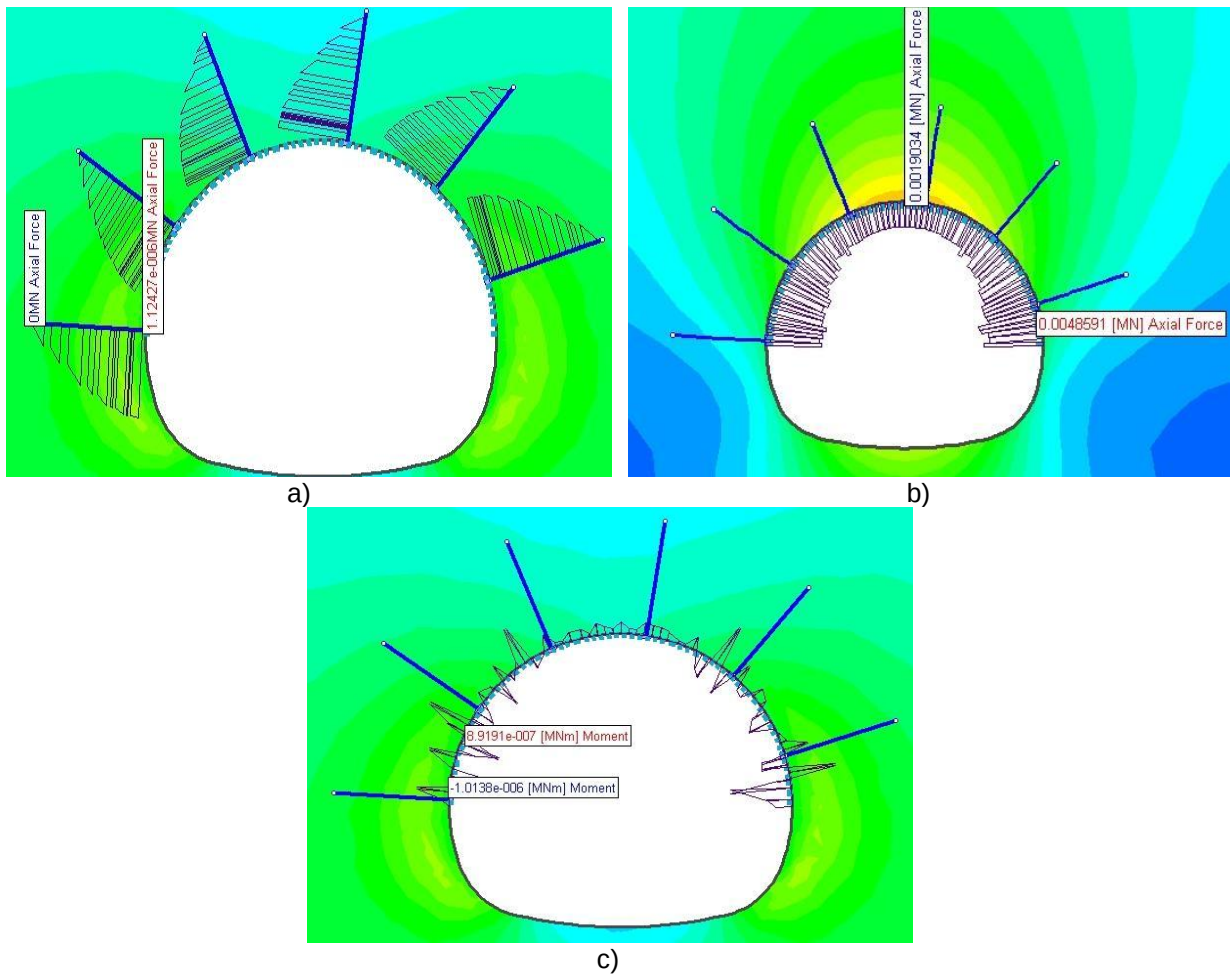


Figura 5. 8 – Esforços mobilizados nos suportes - Maciço classe II - a) esforço axial nas pregagens; b) esforço axial no suporte de betão projectado; c) momentos no suporte de betão projectado

5.2.2.1 Modelação com degradação dos parâmetros resistentes plásticos

Após a apresentação do cálculo base descrito previamente, para esta classe de maciços, de modo a obter uma aproximação mais realista ao comportamento do material, é considerado no cálculo, quando este ultrapassa a sua capacidade elástica e se apresenta plastificado, a degradação das características de resistência residual do material.

Até agora foi considerado que as características resistentes de pico e residuais dos materiais tinham o mesmo valor, nesta fase de cálculo pretende-se então adoptar uma aproximação mais realista do comportamento prático de um material quando sujeito a uma escavação.

Quanto às características dos suportes utilizados e processo construtivo utilizado, estes não variam, apresentando-se no quadro seguinte as modificações realizadas relativas ao cálculo prévio.

Tabela 5. 12 – Alterações de cálculo relativamente ao modelo base – Maciço Classe II

Cálculo	Alterações relativas ao cálculo base
2	Diminuição do valor do ângulo de atrito residual de 35° para 19,3 °, correspondente a uma diminuição de 50% no valor de $\tan \phi'$;
	Redução do valor da coesão residual em cerca de 50% relativamente ao parâmetro resistente de pico;
	Consideração de um módulo de deformabilidade de 8500 MPa.

Observando os resultados obtidos para o deslocamento máximo e os pontos de plastificação em torno do maciço, na

Figura 5. 9, constata-se que existe um aumento na zona de plastificação das hasteais da escavação, e o deslocamento máximo obtido é cerca de três vezes superior ao do cálculo base, atingindo o valor de 1.09 mm. Verifica-se também que anteriormente o deslocamento máximo foi obtido nas paredes laterais, e neste caso passou a ser encontrado no coroamento da escavação.

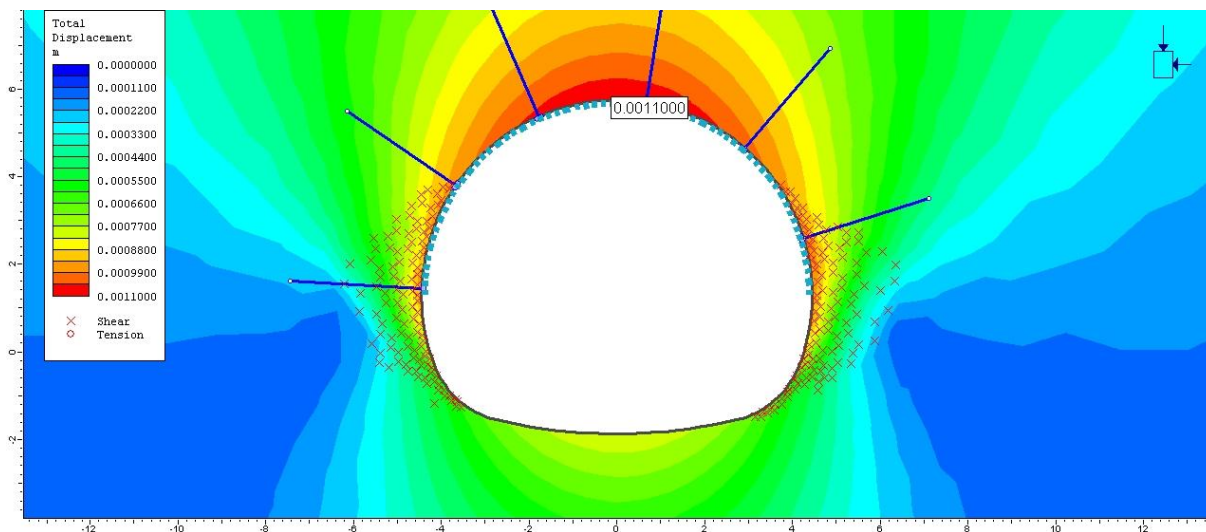


Figura 5. 9 - Deslocamento máximo e plastificação no maciço - Cálculo com degradação dos parâmetros plásticos – Maciço Classe II

Na Figura 5. 10 são expostos os esforços obtidos para o suporte para esta modelação. Visualmente consegue-se perceber que no suporte de betão projectado colocados no tecto da secção escavada não sustentam qualquer esforço, quer axial quer em termos de momentos. Nas pregagens sucede o mesmo fenómeno, apenas as pregagens instaladas nas paredes laterais mobilizam algum esforço.

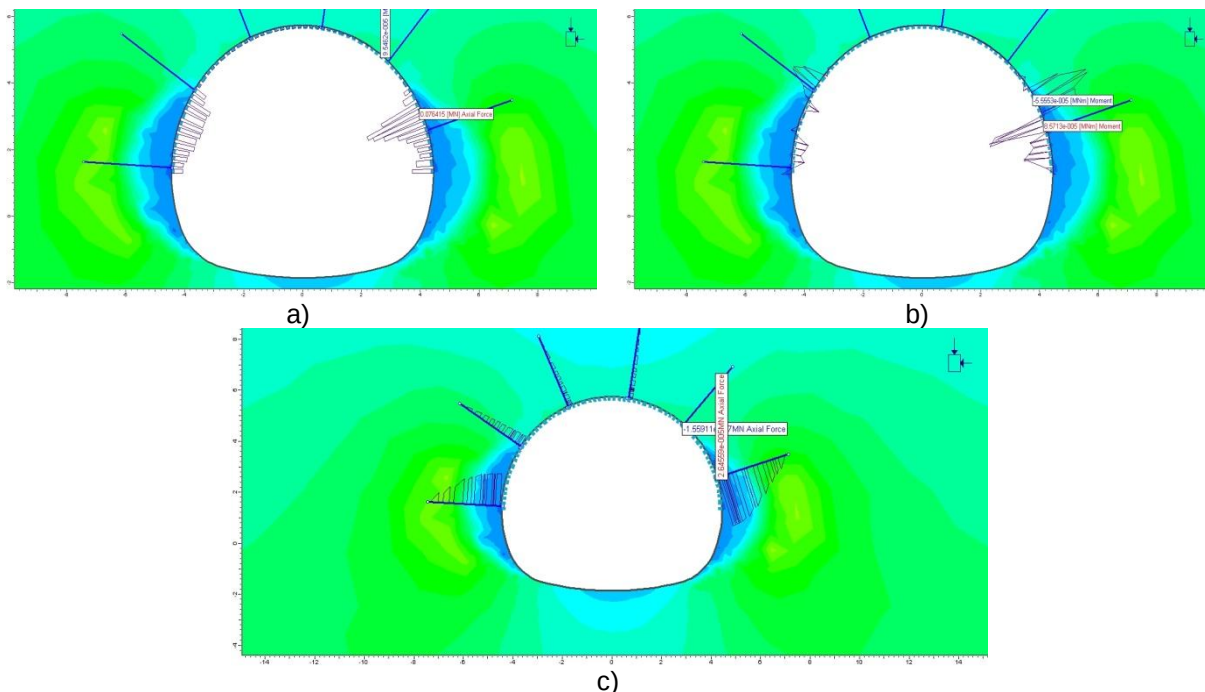


Figura 5. 10 - Esforços mobilizados nos suportes – Degradação de parâmetros plásticos - Maciço classe II - a) esforço axial no suporte de betão projectado; b) momentos no suporte de betão projectado; c) esforço axial nas pregagens

Na Figura 5. 10 fica a ilustração gráfica comparativa entre os esforços obtidos no cálculo base e no cálculo 2 . Pode-se observar que os esforços no cálculo 2 tomam valores bastante superiores aos obtidos para o cálculo base. Na figura a) observamos que o esforço axial nas hasteais tem um aumento abrupto, e para o coroamento toma um valor quase idêntico ao base.

Para os momentos, constata-se a mesma ocorrência, um acréscimo de valores nas paredes laterais para o cálculo 2, apesar de se continuar a obter uma gama de valores muito reduzidos, e para o coroamento valores semelhantes aos encontrados previamente.

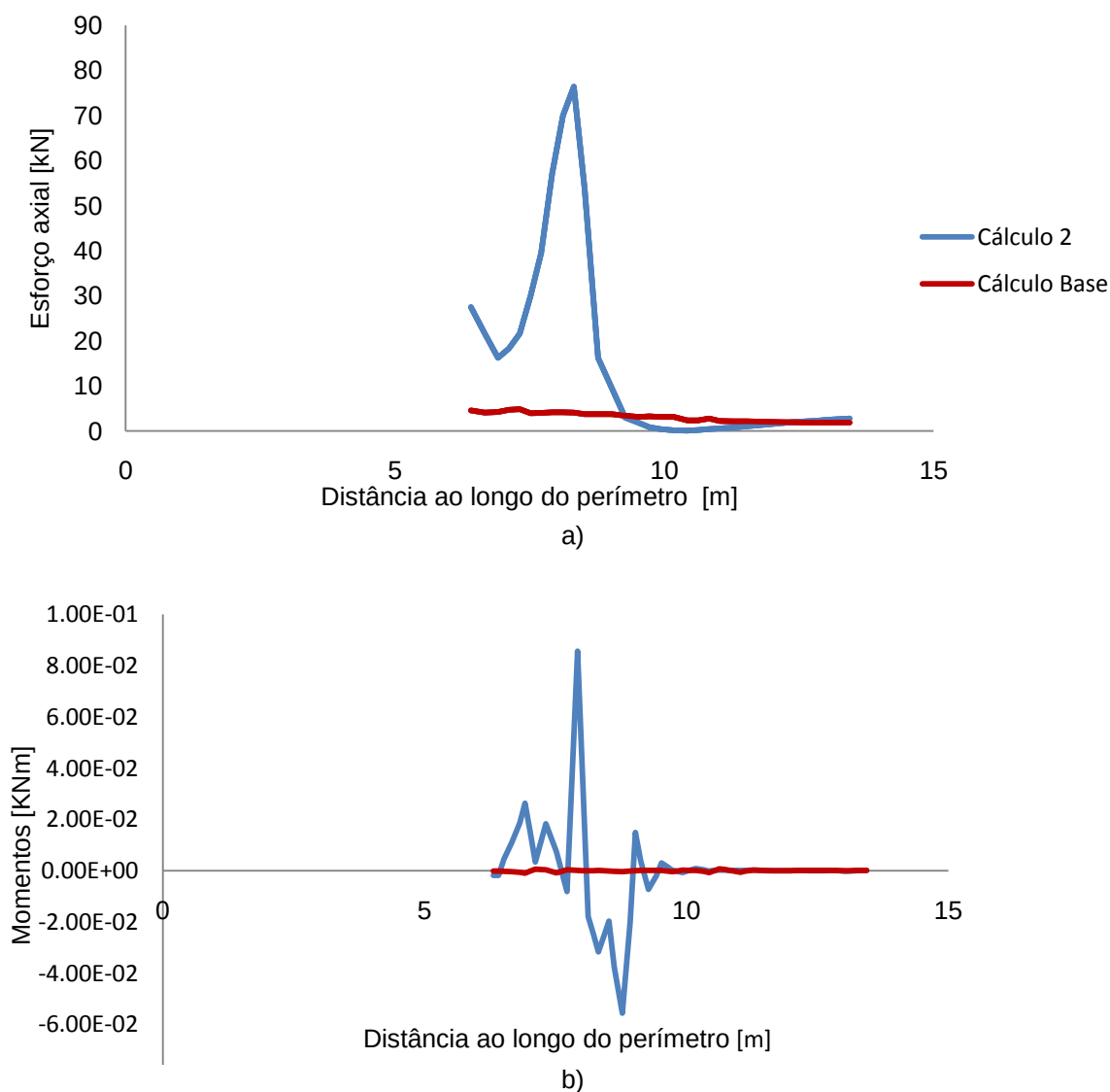


Figura 5. 11 – Comparativo de esforços nos suportes entre o cálculo base e o cálculo plástico – a) Variação dos esforços axiais no suporte de betão projectado; b) Variação dos momentos no suporte de betão projectado

5.2.3 MACIÇOS DE CLASSE III

Mais uma vez, para a seguinte modelação, foram retiradas das sugestões de suporte e parâmetros resistentes da classificação *RMR* as características definidas para o problema, podendo estas ser observadas nas Tabela 5. 13 e Tabela 5. 14.

Tabela 5. 13 - Características de suporte - Maciço Classe III

Classe do maciço	Escavação	Suporte		
		Pregagens (20mm diâmetro envolvidas em Grout)	Betão projectado	Cimbres
III	Secção parcial (frente e rebaixo), avanço 1,5-3m. Início do suporte após cada fogo. Suporte completo a 10m	Pregagens sistemáticas com 4m de comprimento, espaçadas de 2m nas paredes e tectos, com malha no tecto	50-100mm no tecto 30 mm nas paredes	Nenhum

Tabela 5. 14 - Parâmetros resistentes - Maciço classe III

Classe do maciço	c'	ϕ'	Índice <i>RMR</i>
III	300-200 [KPa]	35°-25°	60-41

Observando a Tabela 5. 13, repara-se que nas sugestões do método de escavação para esta classe de maciços difere da anterior, sendo que se indica em detrimento da escavação de face completa se opta por uma escavação faseada com avanço da escavação da abóbada e depois o desmonte da bancada, sendo que o início do suporte se inicia após cada fogo. É também sugerida uma distância para a instalação do suporte completo, o que vai levar a ser necessário determinar um novo coeficiente de alívio de tensões. Relativamente aos suportes, são utilizadas novamente pregagens Swellex Mn12, e quanto ao suporte de betão projectado, é utilizado um suporte compósito com malha electrosoldada com 6 mm de diâmetro e betão projectado com 100mm de espessura no tecto, e betão projectado simples nas paredes.

Podemos observar as características consideradas no cálculo para o maciço e para os suportes, nas Tabela 5. 15Tabela 5. 16 respectivamente.

Tabela 5. 15 - Parâmetros materiais - Classe Maciço III

	Material 1	Material 2
Peso volúmico	0.027 MN/m ³	0.027 MN/m ³
Tipo de solo	Isotrópico	Isotrópico
Módulo de Young	5600 MPa	200000 MPa
Coefficiente de poisson	0.25	0.2
Crítério de rotura	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Resistência à tracção	0.25 MPa	1 MPa
Ângulo de atrito	25 °	35 °
Coesão	0.2 MPa	3 MPa
Modelo de material	Plástico	Elástico
Dilatância	8.333 °	-
Ângulo de atrito residual	25 °	-
Coesão residual	0.2 MPa	-

Tabela 5. 16 - Características dos suportes - Classe maciço III

Betão Projectado 30mm		Pregagens Swellex Mn12	
Tipo de suporte	Standard Beam	Nome da pregagem	Mn12
Formulação	Timoshenko	Tipo de pregagem	Swellex / Split-Set bolt
Espessura	0.03 m	Resistência à tracção	0.12 MN
Módulo de Young	20000 MPa	Resistência à tracção residual	0 MN
Coeficiente de poisson	0.2	Área	258 mm ²
Resistência à compressão	35 MPa	Módulo de Young	200000 MPa
Resistência à compressão residual	5 MPa	Resistência de junção	0.1 MN/m
Resistência à tracção	5 MPa	Resistência ao corte	0.1 MN/m
Resistência à tracção residual	0 MPa	Espaçamento fora do plano	1 m
Betão Projectado 100mm		Malha electrosoldada	
Tipo de suporte	Standard Beam	Tipo	Wire Mesh: #6 (diâmetro=6mm)
Formulação	Timoshenko	Espaçamento	0.6 m
Espessura	0.10 m	Profundidade se secção	0.006 m
Módulo de Young	20000 MPa	Área	2.83e-005 m ²
Coeficiente de poisson	0.2	Momento de inercia	6.362e-011 m ⁴
Resistência à compressão	35 MPa	Módulo de Young	200000 MPa
Resistência à compressão residual	5 MPa	Coeficiente de Poisson	0.25
Resistência à tracção	5 MPa	Resistência à compressão	400 MPa
Resistência à tracção residual	0 MPa	Resistência à compressão residual	400 MPa

Para a determinação do coeficiente de alívio de forças, foi utilizado o processo descrito no capítulo anterior, sendo calculada uma secção escavada sem suporte, e medido o raio de plastificação em redor da fronteira da escavação, podendo esta ser observada na Figura 5. 12, onde se obteve o deslocamento máximo de 0,001688 m.

Através do cálculo empírico determina-se que na instalação do suporte já ocorreram cerca de 90% das deformações totais. Assim sendo e visto a escavação ser efectuada em dois avanços, considerou-se um alívio de cerca de 50% na escavação da abóbada, e 40% no desmonte da bancada.

Quanto ao método utilizado para simular a escavação, a termo comparativo foram utilizados tanto o processo da introdução de um material fictício na escavação (Load Split), como o método que utiliza uma força distribuída aplicada no interior da fronteira de escavação.

Na Figura 5. 13 é exposto o processo construtivo utilizado para a realização da modelagem, analisando a evolução das tensões principais e os pontos de plastificação, assim o faseamento construtivo verificado foi:

- Na fase 1 é aplicado o carregamento gravítico ao modelo;
- Na fase 2 é considerada a escavação da abóbada e consequente alívio de 50% das tensões, como se pode ver na figura;
- No faseamento 3 é instalado o suporte no tecto, incluindo o suporte composto de betão e malha, e pregagens. Observa-se a plastificação em redor do coroamento da escavação e no material dentro da escavação na bancada;

- Na fase 4 é efectuado o desmonte da bancada, e alívio de 50% das tensões. Verifica-se a plastificação do material em torno da totalidade da escavação;
- E finalmente na fase 5 é colocado o suporte nas paredes laterais.

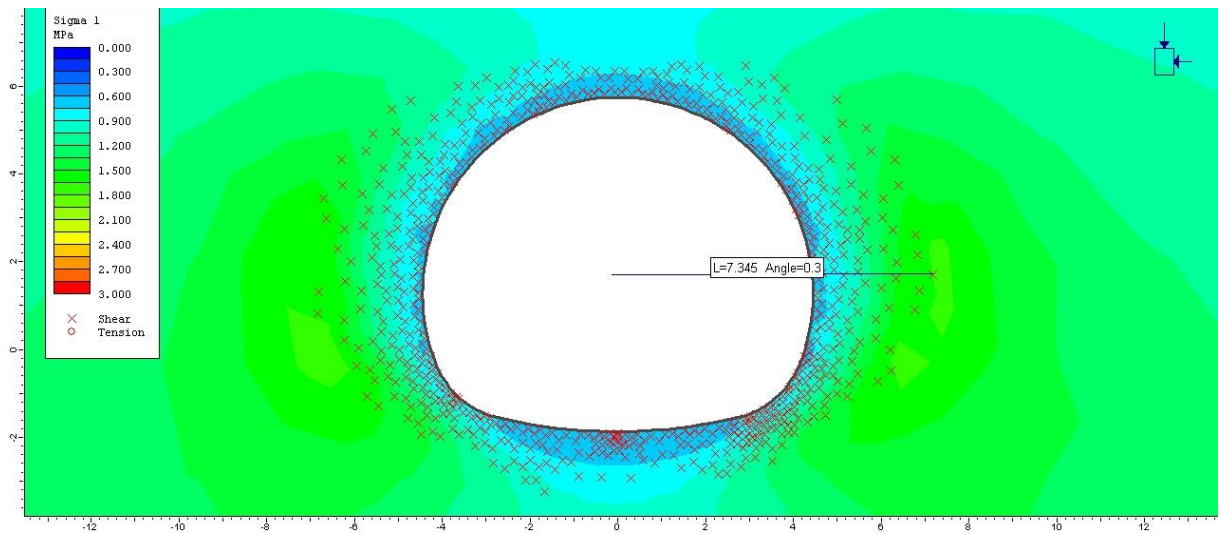
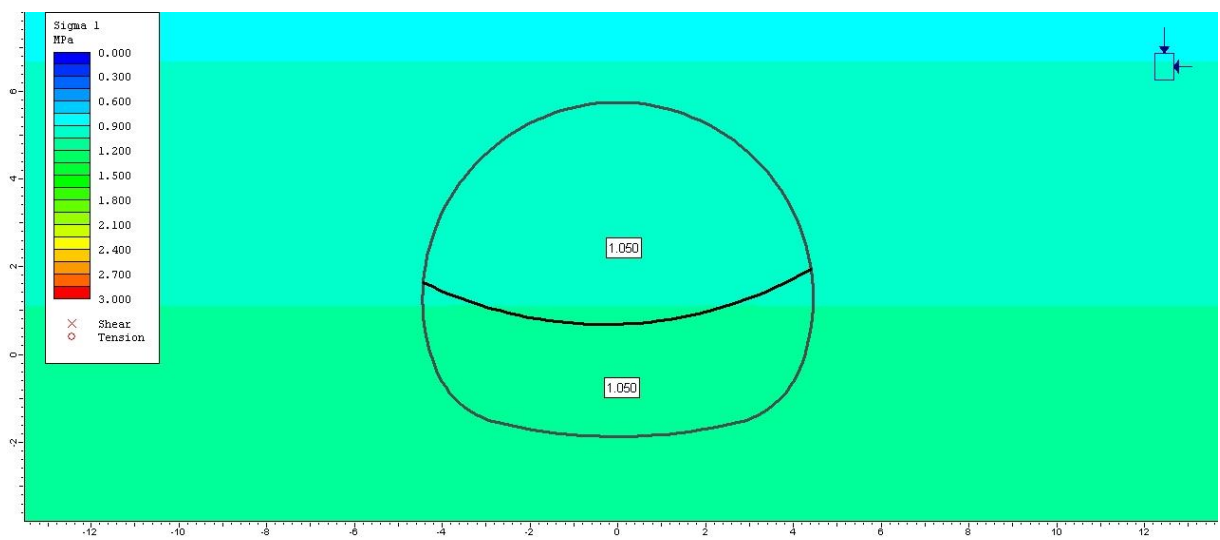
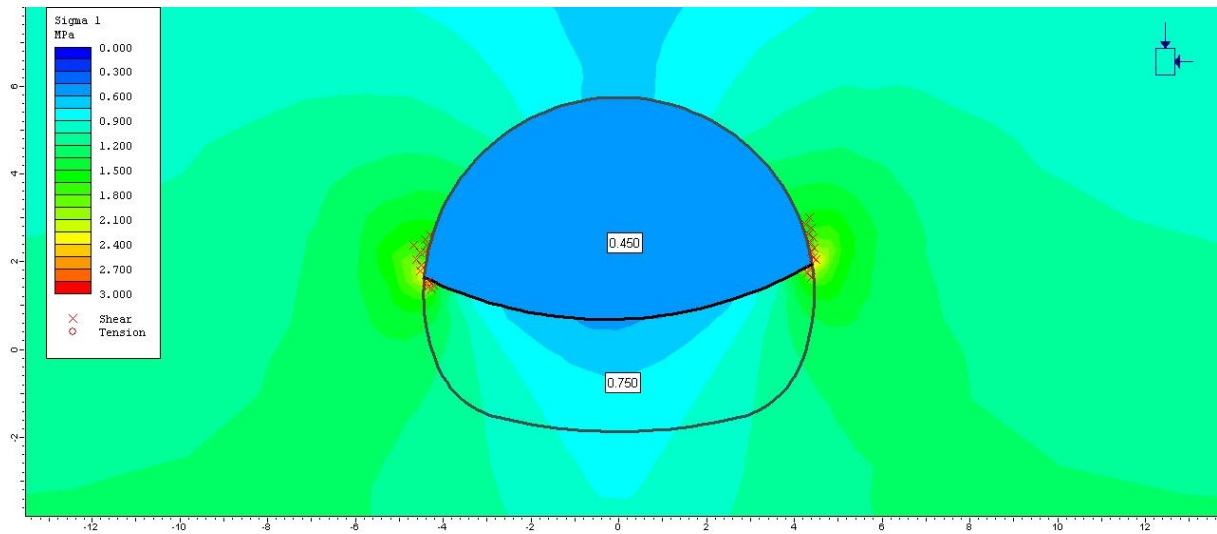


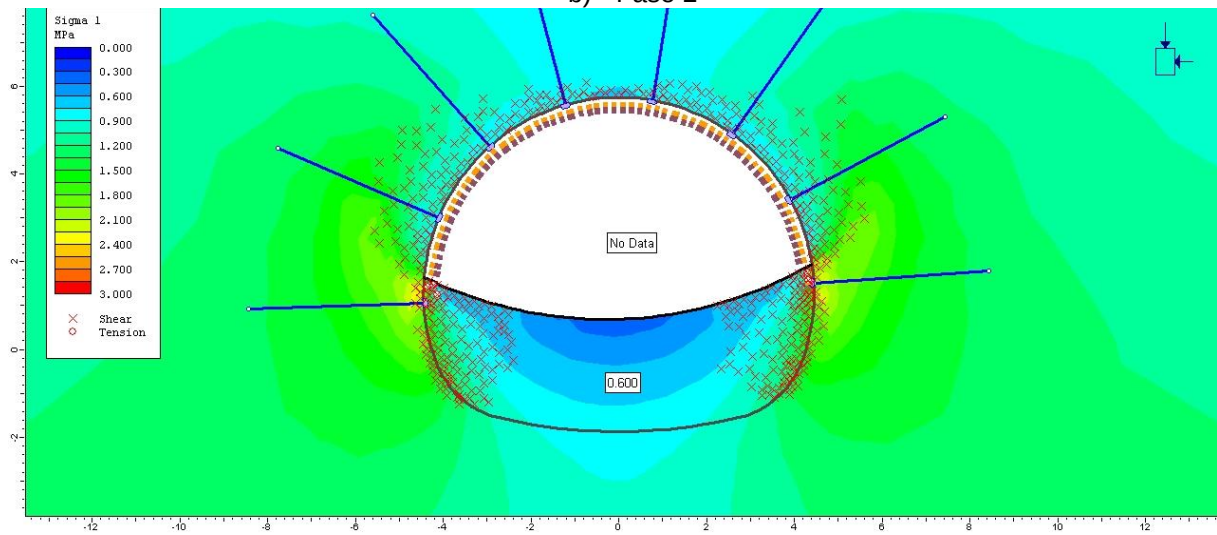
Figura 5. 12 – Determinação do raio plástico - Classe Maciço III



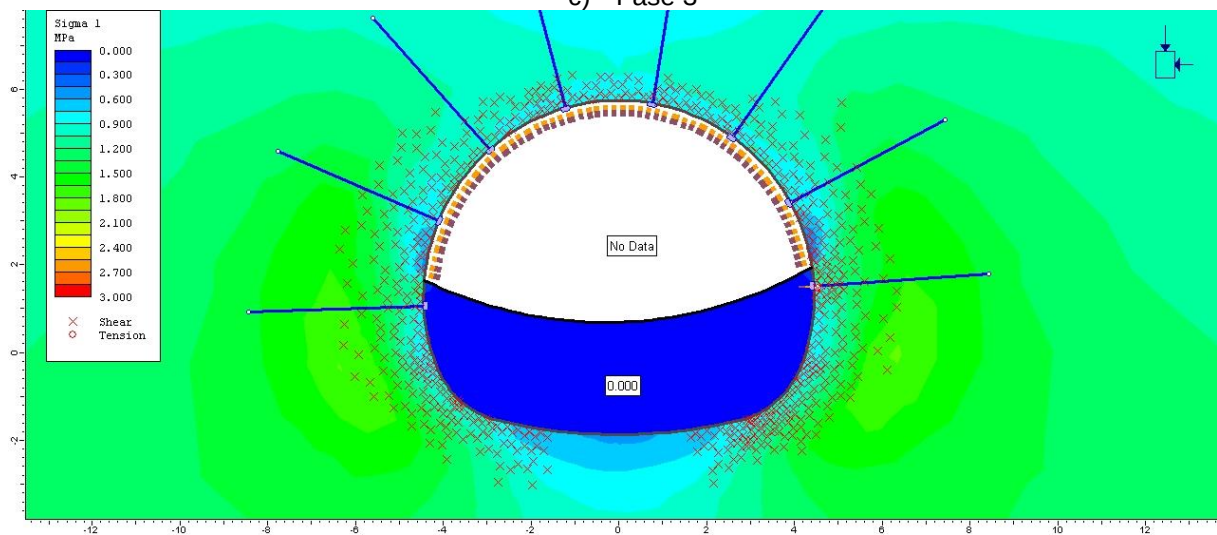
a) Fase 1



b) Fase 2



c) Fase 3



d) Fase 4

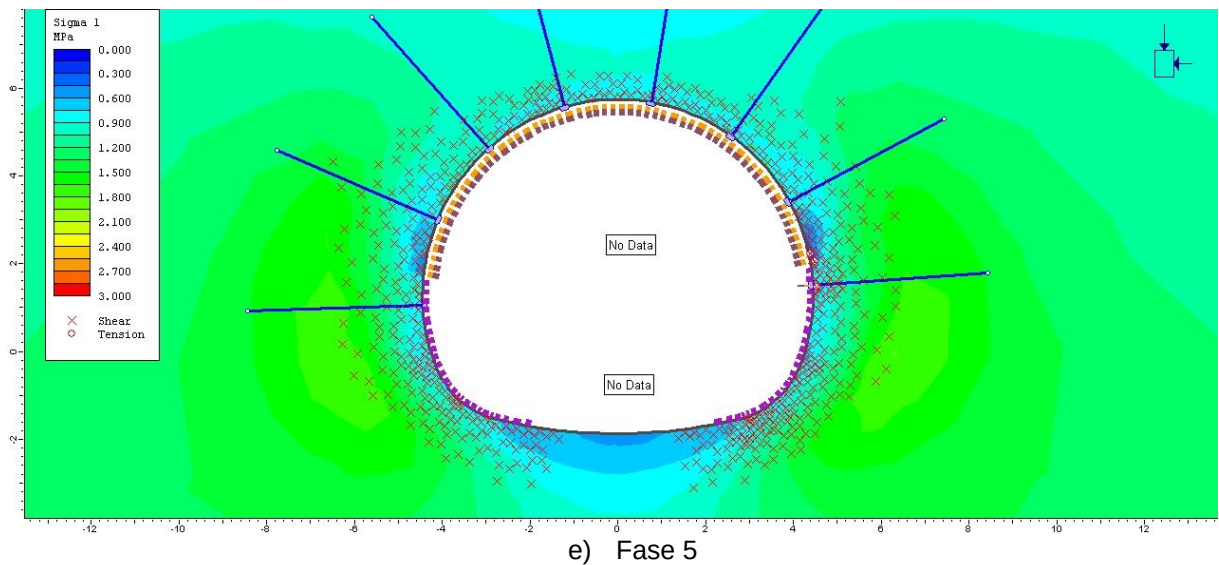
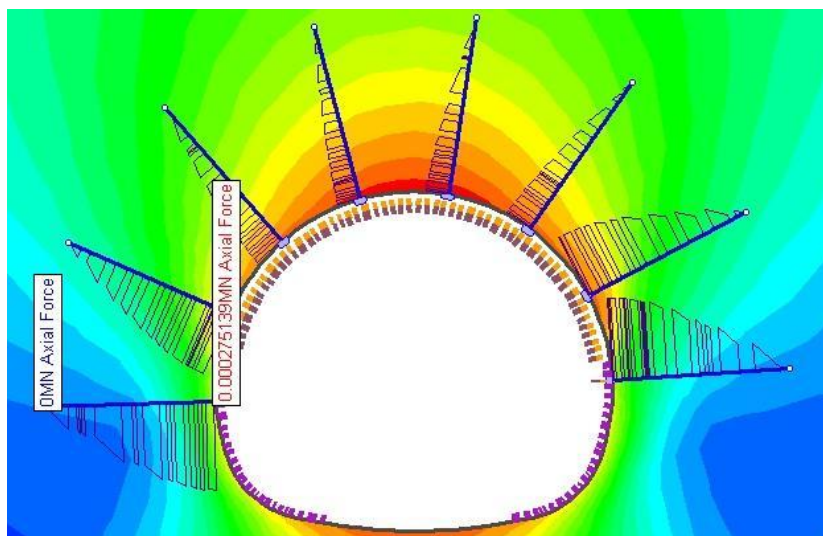


Figura 5. 13 - Processo construtivo "Load Split" - Maciço Classe III

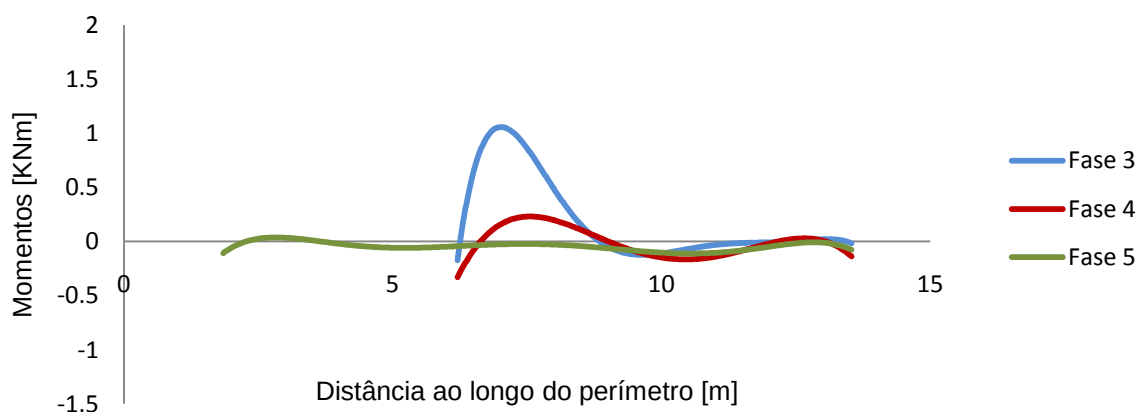
Na Figura 5. 14 ilustram-se os resultados obtidos para os esforços mobilizados nos suportes. Na figura a) pode-se observar que o deslocamento máximo ocorrido na escavação foi no coroamento, obtendo-se um valor de 0.0014795 m. Em relação aos esforços actuantes sobre as pregagens, note-se que o valor máximo alcançado foi de 0.271 [KN], um valor desprezável face ao valor de rotura destas.

Na figura b), ilustra-se graficamente a evolução dos momentos no betão projectado em cada fase. Observa-se que o maior momento atingido foi na fase 3, nas hasteais, após a escavação da abóbada, sendo que com o relaxamento posterior do maciço, os momentos vão diminuindo, até se obterem valores perto de zero, concluindo que não existe condicionamento em relação aos momentos.

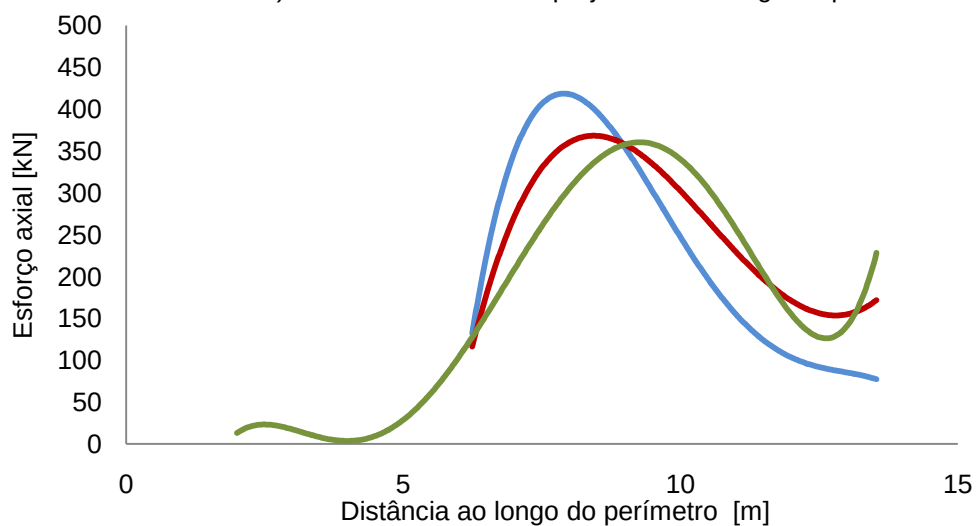
Os esforços axiais actuantes sobre o suporte podem ser visualizados na figura c). Graficamente observa-se que os valores do esforço não sofrem grandes alterações com a subsequente escavação do maciço, sendo que o valor obtido nas hasteais tende a diminuir, notando-se no entanto um ligeiro aumento no coroamento. Obteve-se um valor máximo de 439 [KN] nas hasteais da escavação, mais uma vez bastante longe dos valores de rotura para este material.



a) Esforço axial nas Pregagens – Fase final



b) Momentos no betão projectado ao longo do perímetro



c) Esforço axial no betão projectado ao longo do perímetro

Figura 5. 14 - Esforços mobilizados nos suportes - Maciço classe III - a) esforço axial nas pregagens; b) momentos no suporte de betão projectado; c) esforço axial no suporte de betão projectado

5.2.3.1 Modelação com degradação dos parâmetros resistentes plásticos

Apresenta-se seguidamente a modelação efectuada para a classe III de maciços com a variação dos parâmetros plásticos das materiais. Na Tabela 5. 17 apresentam-se as modificações relativas ao cálculo base apresentado posteriormente.

Tabela 5. 17 - Alterações de cálculo relativamente ao modelo base – Maciço Classe III

Cálculo	Alterações relativas ao cálculo base
2	Diminuição do valor do ângulo de atrito residual de 25° para 13,12 °, correspondente a uma diminuição de 50% no valor de $\tan \phi'$;
	Redução do valor da coesão residual em cerca de 50% relativamente ao parâmetro resistente de pico;
	Consideração de um módulo de deformabilidade de 4200 Mpa.

Visualizando a Figura 5. 15 abaixo observa-se na fase final da escavação os elementos plastificados e o deslocamento máximo observado. Com esta modificação dos parâmetros utilizados presencia-se uma maior alocação de material plastificado em torno da secção escavada e verifica-se a alteração da localização na fronteira de escavação onde ocorrem os deslocamentos máximos, sendo que anteriormente estes se verificavam no coroamento, e para o cálculo 2, verificam-se nas paredes laterais da secção, obtendo neste caso um valor máximo de 0.00945 m. Quando comparado com o valor obtido previamente de cerca de 0.0015 m, podemos afirmar que esta variação considerada nos valores plásticos, leva a um grande aumento comparativo nos deslocamentos. A parcela de deslocamentos devido à redução de 25% do módulo de deformabilidade cai para segundo plano e é responsável por uma pequena parte deste deslocamento total. Em outro cálculo alternativo foram modelados os mesmos parâmetros, mas mantendo o módulo de deformabilidade igual ao cálculo base, obtendo-se um valor de 0.007 m.

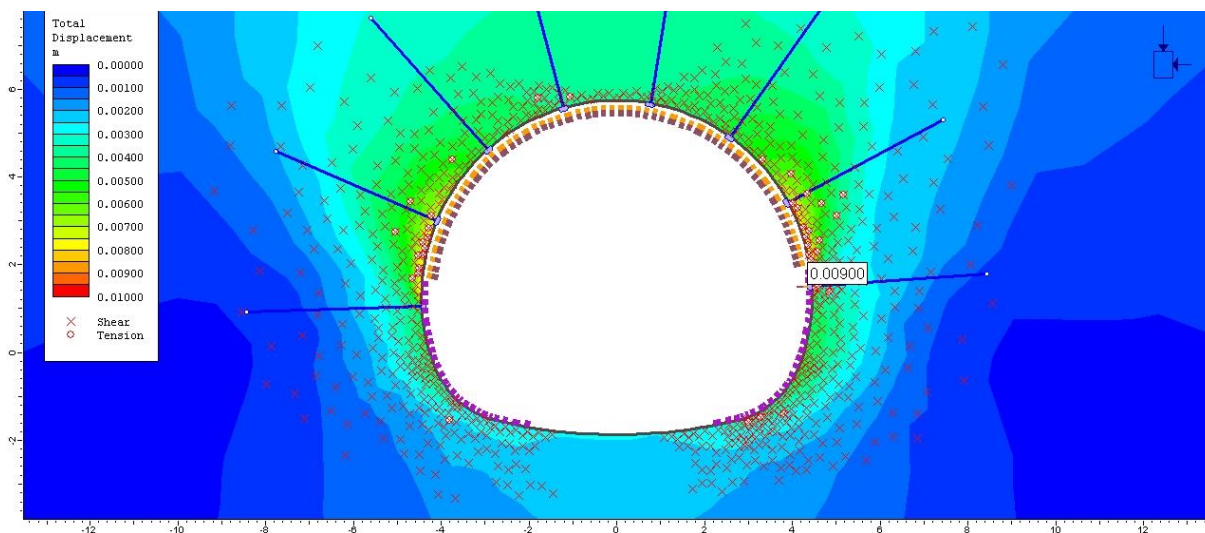


Figura 5. 15 - Deslocamento máximo e plastificação no maciço - Cálculo com degradação dos parâmetros plásticos – Maciço Classe III

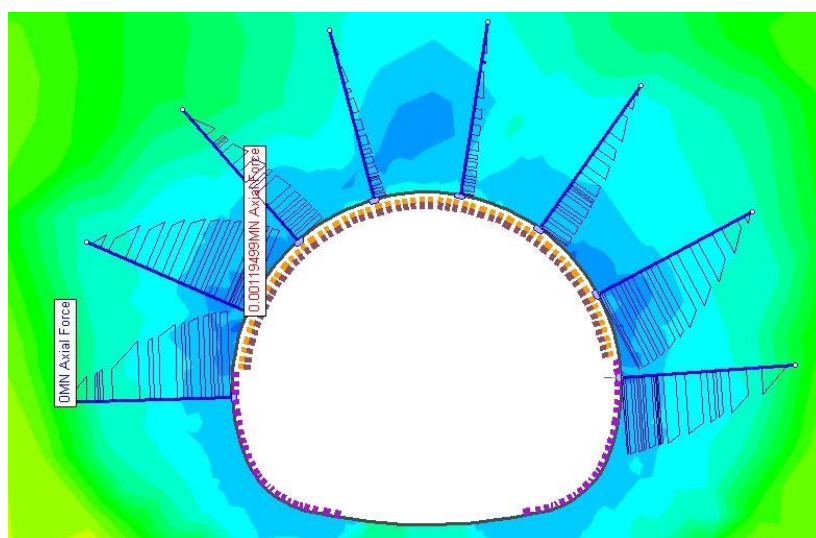
Os esforços mobilizados nos suportes podem ser visualizados na

Figura 5. 16. Os esforços nas pregagens podem ser observados na figura a), comparativamente à análise do cálculo base não se verificam grandes variações na disposição dos esforços, verifica-se sim um aumento na tensão máxima observada, cerca de 1.2 [kN].

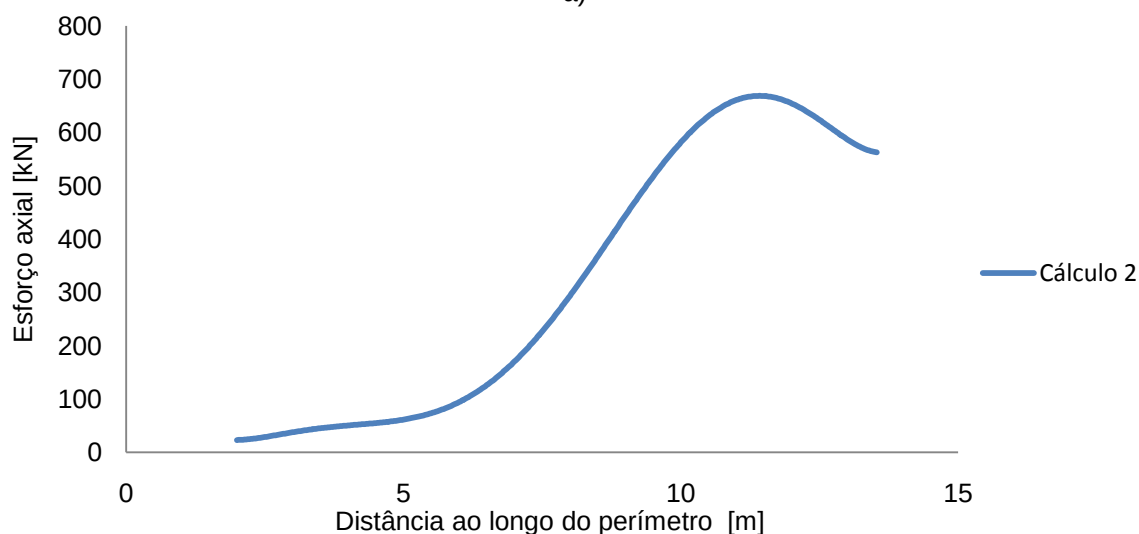
O esforço axial mobilizado no betão projectado no final da escavação expõe-se na figura b). A partir do gráfico observa-se uma alteração na distribuição dos esforços, sendo que anteriormente observou-se que o esforço máximo obtido se encontrava no reforço de betão projectado das paredes laterais da escavação, e para este caso o esforço máximo é assinalado no tecto da secção escavada tendo um valor de 708 [kN], um aumento de 60% no esforço sustido pelo suporte.

Na figura c) é exibido o gráfico da variação de momentos no suporte de betão projectado após o processo construtivo. O valor máximo observado foi de -10.9 [kNm], nas paredes laterais mais uma vez comparando aos valores obtidos anteriormente que não ultrapassavam em grande parte o valor unitário, é um aumento comparativo bastante grande de valores nos esforços.

Fase a estes resultados obtidos com a mera variação dos parâmetros residuais de resistência, onde se observou grandes aumentos da grandeza de valores obtidos, confirma-se a atenção que é requerida aquando da utilização das modelações numéricas utilizando o método de elementos finitos, pois muitas vezes estes parâmetros são desprezados ou ignorados, e observa-se que com a consideração de solos de piores qualidade este factor adquire maior importância.



a)



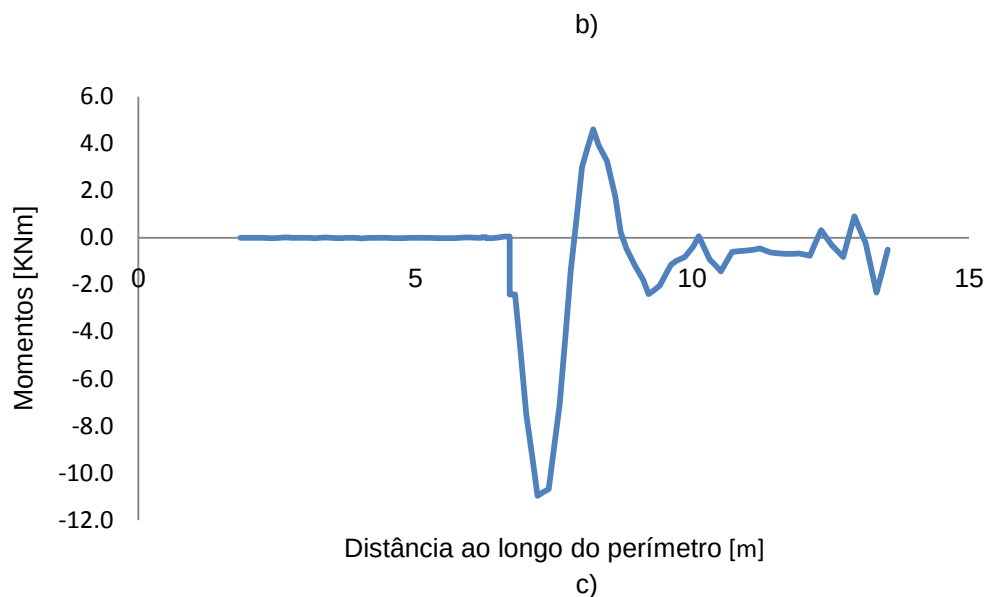


Figura 5. 16 - Esforços mobilizados nos suportes - Maciço classe III - a) esforço axial nas pregagens; b) momentos no suporte de betão projectado; c) esforço axial no suporte de betão projectado

5.2.4 MACIÇOS DE CLASSE IV

Ilustra-se nas tabelas em baixo as características específicas para a escavação em um maciço de classe IV de acordo com as recomendações de Bieniawski.

Tabela 5. 18 - Características de suporte - Maciço Classe IV

Classe do maciço	Escavação	Suporte		
		Pregagens (20mm diâmetro envolvidas em Grout)	Betão projectado	Cimbres
IV	Secção parcial (frente e rebaixo), avanço 1,0-1,5m. Instalação do suporte concomitantemente com a escavação	Pregagens sistemáticas com 4-5m de comp., espaçadas de 1-1,5m com malha no tecto e paredes	100-150mm no tecto 100mm nas paredes	Cimbres leves a médios espaçados de 1,5m

Tabela 5. 19 - Parâmetros resistentes - Maciço classe IV

Classe do maciço	c'	ϕ'	Índice <i>RMR</i>
IV	200-100 [KPa]	25°-15°	40-21

Observando a Tabela 5. 18, nota-se que relativamente às sugestões de suporte para a classe de maciços anterior, existe uma alteração para o comprimento das pregagens, um aumento de cerca de um a dois metros, um aumento nas espessuras de betão projectado quer no tecto quer nas paredes, e para este cálculo serão introduzidas cambotas, leves a médios, com um espaçamento de 1,5m. Para este caso serão utilizadas cambotas treliçadas de 3 barras, com características médias, apresentadas

seguidamente. Em relação ao faseamento construtivo, apesar de ser sugerida uma escavação com secção parcial, decidiu-se recorrer à classificação adaptada por Romana (2000), sendo que as características do maciço caem dentro da classe IV b, sendo sugerida múltiplas galerias de avanço, assim sendo decidiu-se utilizar esta metodologia em comparativo para determinar a importância do faseamento nestes casos.

Nas tabelas abaixo expõem-se as características consideradas no cálculo para o maciço e para os suportes utilizados.

Tabela 5. 20 - Parâmetros materiais - Classe Maciço IV

	Material 1	Material 2
Peso volúmico	0.0265 MN/m ³	0.027 MN/m ³
Tipo de solo	Isotrópico	Isotrópico
Módulo de Young	1700 MPa	200000 MPa
Coefficiente de poisson	0.25	0.2
Crítério de rotura	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Resistência à tracção	0.1 MPa	1 MPa
Ângulo de atrito	15 °	35 °
Coesão	0.1 MPa	3 MPa
Modelo de material	Plástico	Elástico
Dilatância	5°	-
Ângulo de atrito residual	15 °	-
Coesão residual	0.1 MPa	-

Tabela 5. 21 - Características dos suportes - Classe Maciço IV

Cambotas		Pregagens Swellex Mn12	
Tipo	Lattice girder (3-Barras): #95, Bar Size: 26,34mm	Nome da pregagem	Mn12
Espaçamento	1.5 m	Tipo de pregagem	Swellex / Split-Set bolt
Profundidade se secção	0.155 m	Resistência à tracção	0.12 MN
Área	0.00197 m ²	Resistência à tracção residual	0 MN
Momento de inercia	7.74e-006 m ⁴	Área	258 mm ²
Módulo de Young	200000 MPa	Módulo de Young	200000 MPa
Coefficiente de Poisson	0.25	Resistência de junção	0.1 MN/m
Resistência à compressão	400 MPa	Resistência ao corte	0.1 MN/m
Resistência à compressão residual	400 MPa	Espaçamento fora do plano	1 m
Betão Projectado	150mm	100mm	Malha electrosoldada
Tipo de suporte	Betão Armado	Betão Armado	Tipo Wire Mesh: #6 (diâmetro=6mm)
Formulação			Espaçamento 0.6 m
Espessura equivalente	0.156614 m	0.120015 m	Profundidade se secção 0.006 m
Módulo de Young	21742.5 MPa	19693.5 MPa	Área 2.83e-005 m ²

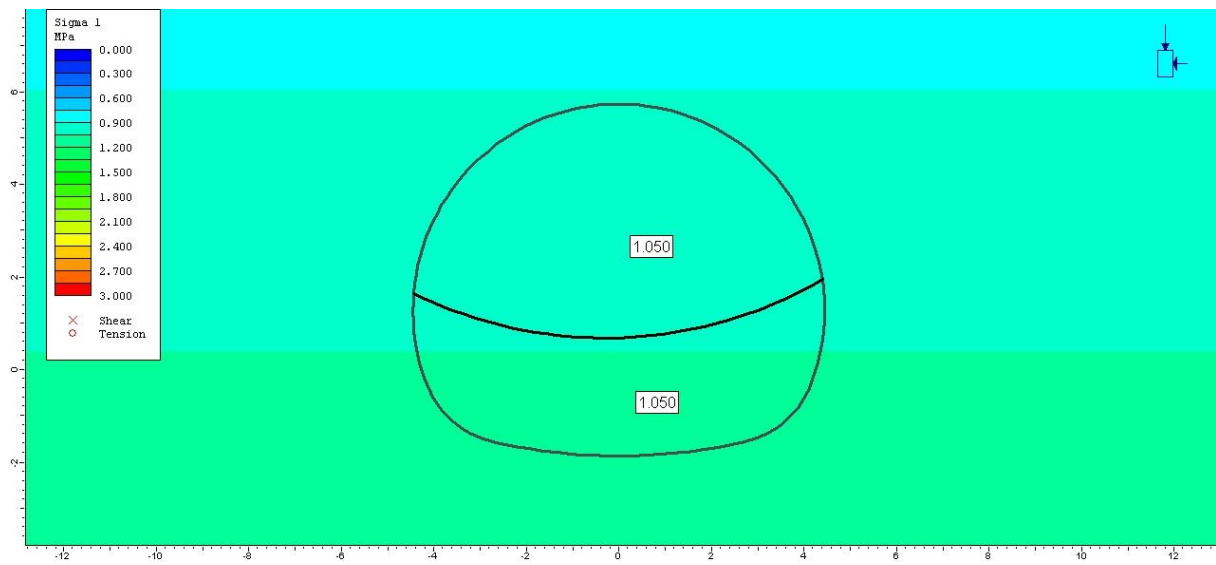
Coeficiente de poisson	0.2	0.2	Momento de inercia	6.362e-011 m ⁴
Resistência à compressão	35 MPa	35 MPa	Módulo de Young	200000 MPa
Resistência à compressão residual	5 MPa	5 MPa	Coeficiente de Poisson	0.25
Resistência à tracção	5 MPa	5 MPa	Resistência à compressão	400 MPa
Resistência à tracção residual	0 MPa	0 MPa	Resistência à compressão residual	400 MPa

Quanto às opções de cálculo, fez-se uma alteração relativamente ao coeficiente k_0 , sendo que para uma aproximação mais realista deste parâmetro nestes maciços de características mais “fracas”, se reduziu este factor para 0.6, e também uma ligeira redução do peso volúmico para 26.5 KN/m³.

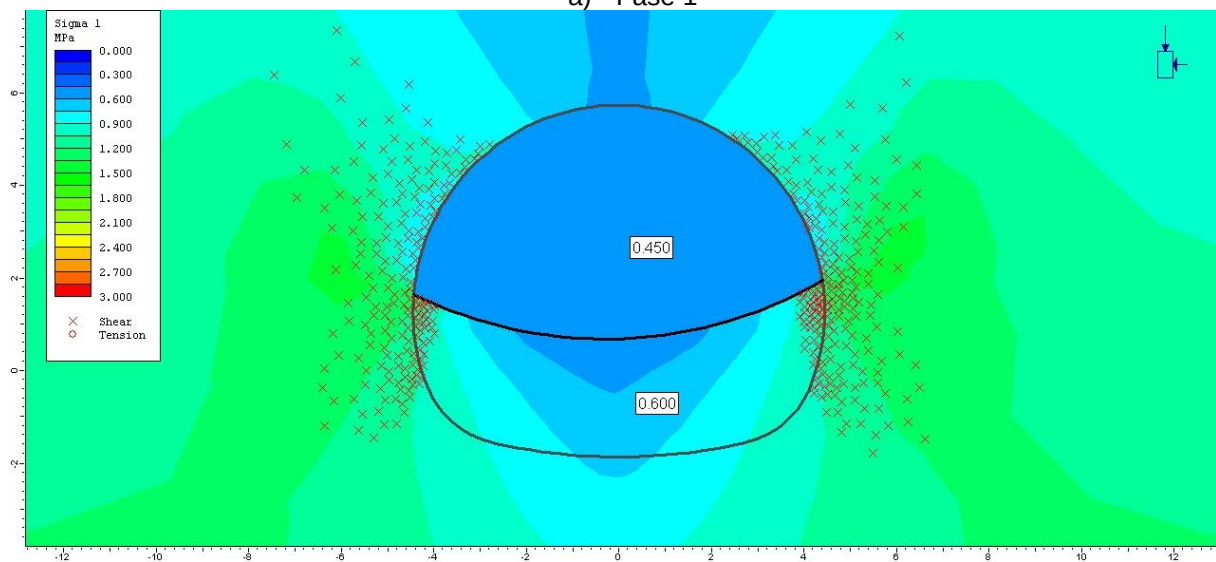
Na Figura 5. 17 é demonstrado o processo construtivo utilizado, podendo-se observar as tensões principais e os pontos de plastificação no maciço, assim a descrição do processo é a seguinte:

- Na fase 1 é aplicado o carregamento gravítico ao modelo;
- Na fase 2 é considerada a escavação da abobada e consequente alívio de 50% das tensões, como se pode observar já existem alguns pontos nas hasteais da escavação que começam a plastificar;
- No faseamento 3 é instalado o suporte no tecto, incluindo o suporte compósito de betão reforçado com cambotas, malha e pregagens. Observa-se uma plastificação intensa ao redor de todo o contorno da escavação;
- Na fase 4 é efectuado o desmonte da bancada, e o consequente alívio de 50% das tensões;
- Na última fase é instalado o resto dos suportes nas paredes e na soleira, observa-se uma zona de maior plastificação nas hasteais, aumentando em direcção à superfície.

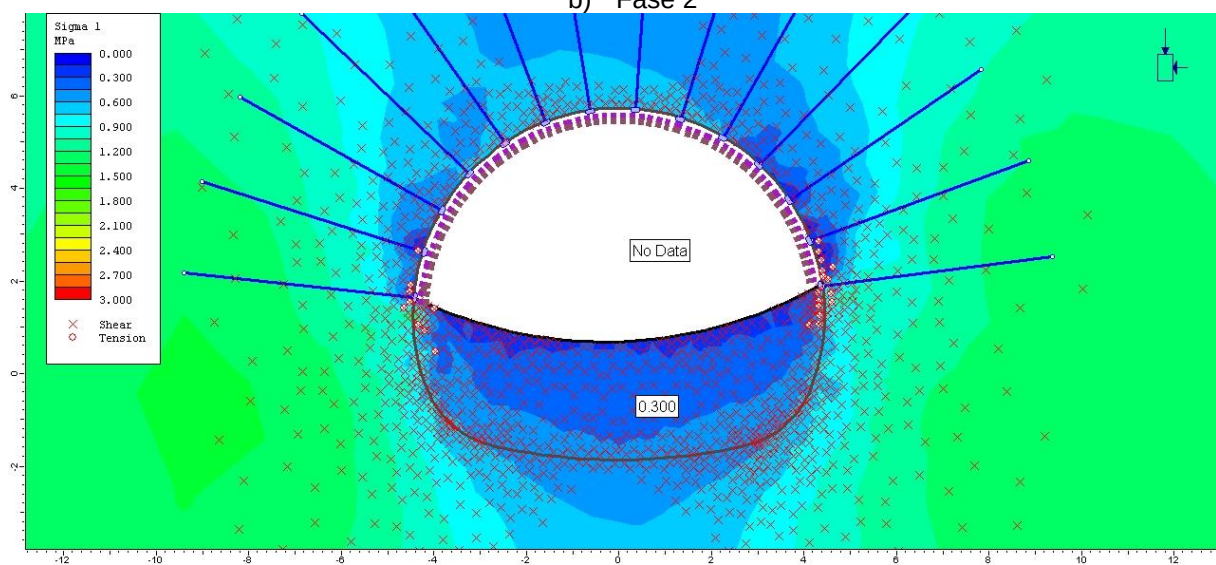
Com efeito para estas condições a redistribuição das tensões provocadas pela escavação originam uma concentração maior de tensões nas hasteais, sendo que é então natural que seja maior a plastificação nestas zonas. Para este fenómeno contribui o alívio das tensões subsequentes às escavações, o coeficiente k_0 e a proximidade da superfície livre.



a) Fase 1



b) Fase 2



c) Fase 3

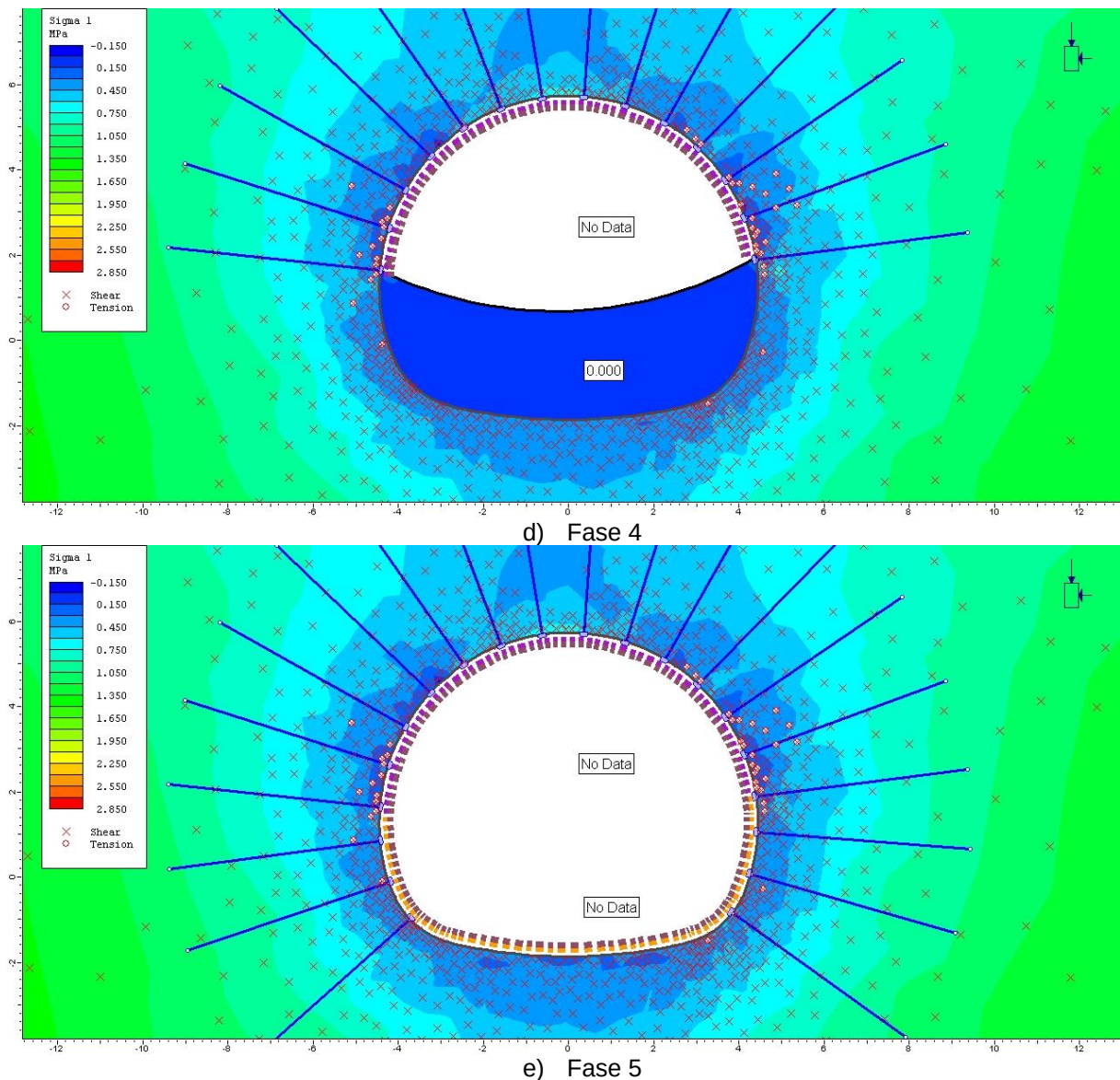


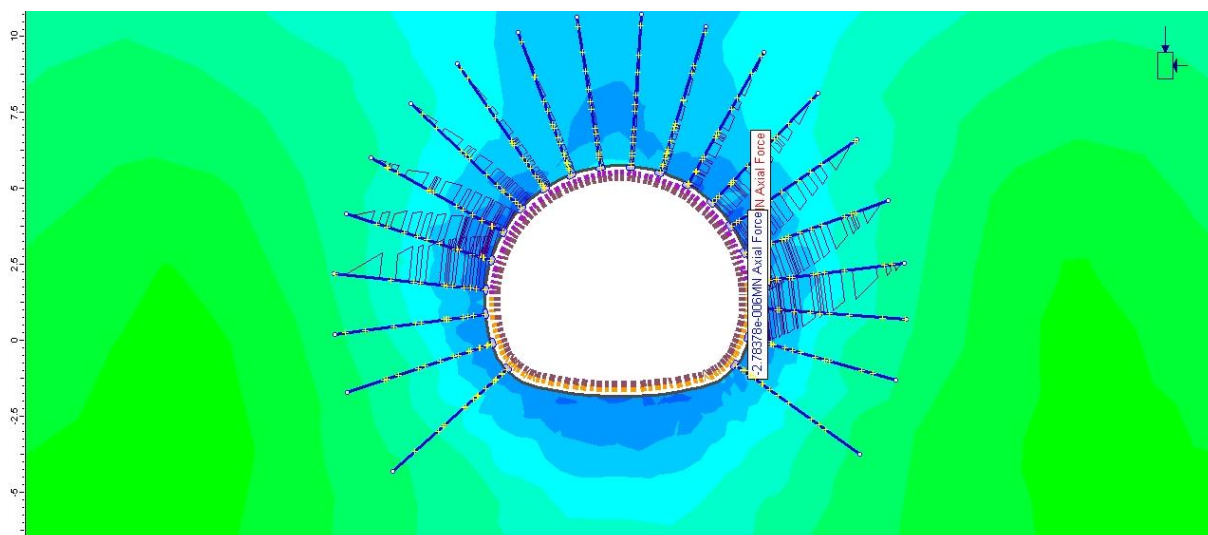
Figura 5. 17 - Processo construtivo "Load Split" - Maciço Classe IV

Na Figura 5. 18, ilustram-se os resultados obtidos para os esforços mobilizados nos suportes. Na figura a), podemos observar os esforços axiais mobilizados durante o processo construtivo. Observa-se que o esforço axial máximo ocorre nas pregagens das paredes, pregagens estas que são instaladas durante a terceira fase, sendo que as pregagens no tecto, e as posteriormente instaladas na fase 5 quase não mobilizam esforço. Apesar de na figura não ser perceptível, o valor máximo alcançado foi de 7.02 [KN], mais uma vez um valor bastante reduzido, longe do valor máximo de carga aplicável a esta classe de pregagens.

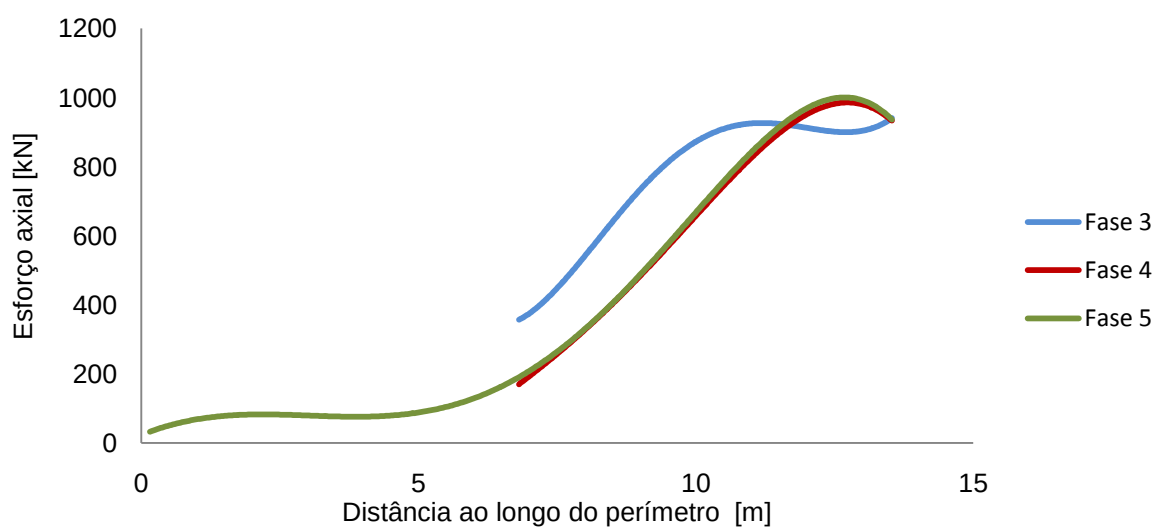
Na figura b), expõe-se graficamente o desenvolvimento do esforço axial no suporte de betão projectado. Conclui-se que não existe uma grande variação das forças aplicadas ao suporte com o avançar da escavação, sendo que na fase 3 se observa valores um pouco maiores nas hasteais, reduzindo-se nas fases subsequentes, e no coroamento atinge-se um valor máximo de 999,6 [KN], sendo que da fase 4 para a 5 não existem alterações.

Quanto aos momentos, estes podem ser visualizados na figura c), observando-se nitidamente um aumento progressivo de esforço nos elementos do tecto, onde se atinge na última fase o valor máximo de -20 [kN/m]. Em relação ao suporte instalado na ultima fase, nota-se que estes quase não mobilizam esforços, sendo quase não apresentam contributo para a estabilidade da secção em termos de esforços sustidos.

Quanto aos deslocamentos, os deslocamentos máximos ocorrem nas hasteais, com um valor de 0.030589 m.



a) Esforço axial nas Pregagens – Fase final



b) Esforço axial betão projectado ao longo do perímetro

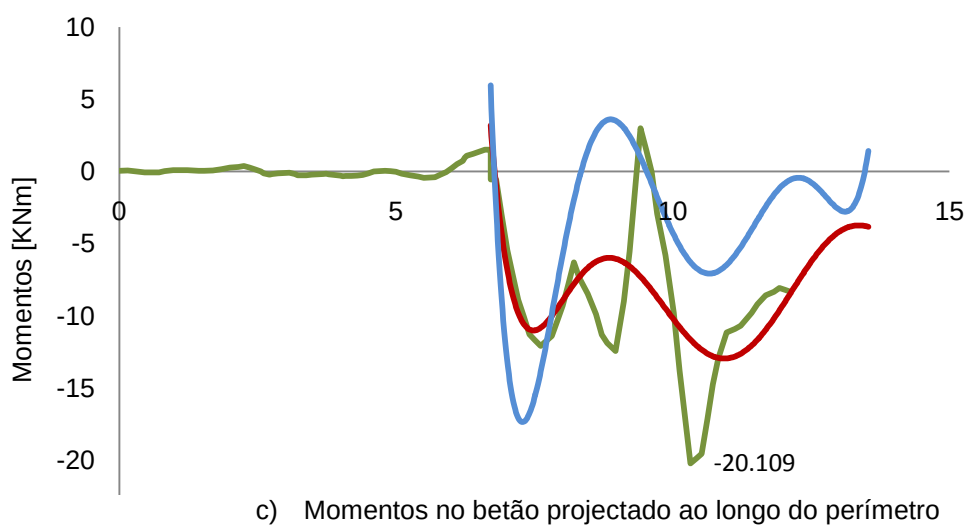


Figura 5. 18 - Esforços mobilizados nos suportes - Maciço classe IV - a) esforço axial nas pregagens; b) esforço axial no suporte de betão projectado; c) momentos no suporte de betão projectado

O programa de cálculo PHASE2 na versão 7.0, possui uma nova funcionalidade, a possibilidade de enunciar graficamente o factor de segurança para os suportes de betão reforçado utilizados, servindo-se da funcionalidade “Support capacity Plots”, é possível visualizar os diversos pontos de discretização do suporte, e o impulso em função dos momentos ou da tensão de corte.

Na Figura 5. 19 em baixo é possível visualizar um destes gráficos de capacidade de suporte, neste caso para o suporte de betão projectado de 150mm. Observa-se que o factor de segurança na última fase é bastante superior a 2, mais uma vez reafirmando a capacidade de sustimento dos suportes simulados para este caso.

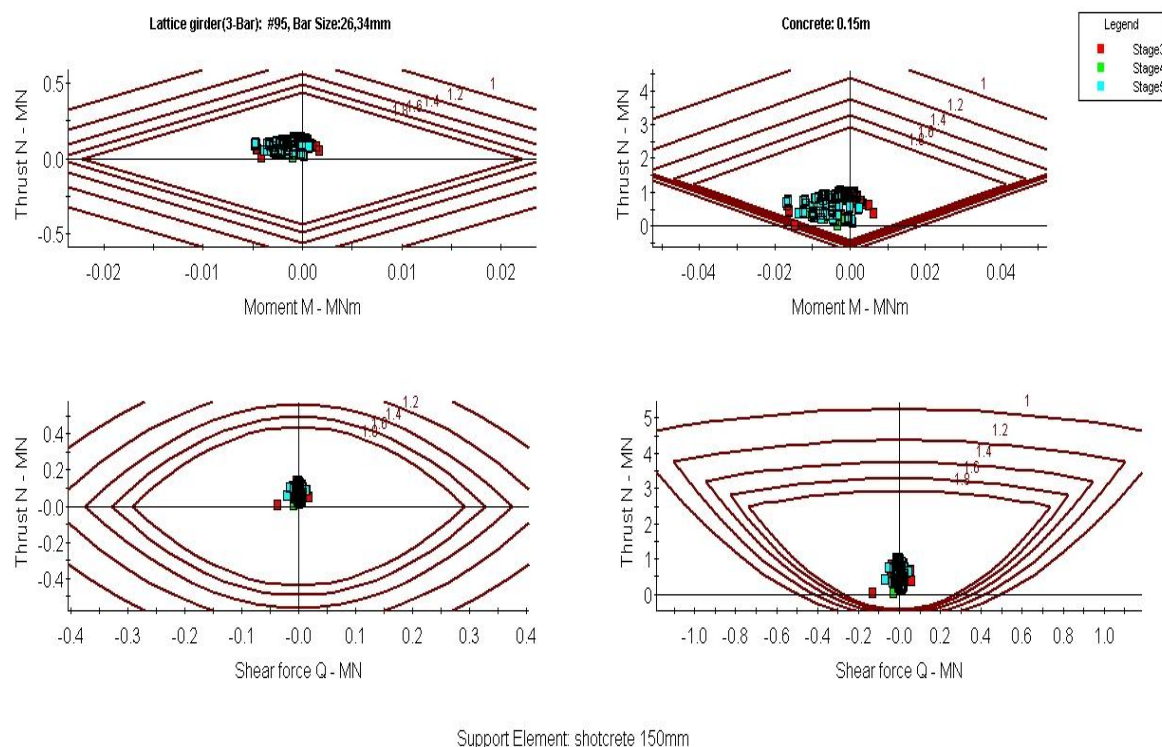


Figura 5. 19 - Envelopes de segurança - Maciço Classe IV

5.2.4.1 Modelação com degradação dos parâmetros resistentes plásticos

Relativamente a este modulação numérica, verificaram-se algumas dificuldades na quantificação da variação dos parâmetros de resistência residual. Foi efectuado em uma primeira instância uma modelação de acordo com a variação de parâmetros descrita para o cálculo 2 seguindo as indicações da Tabela 5. 22. Verificou-se no entanto que esta modelação não era plausível pois não se verificava uma convergência no cálculo, sendo que todo o maciço ocorreria plastificação com a escavação da primeira secção.

Foi então mitigada a redução do valor do ângulo de atrito residual, passando-se a considerar um valor de $11,36^\circ$, representando uma redução de 25% da tangente deste ângulo, no entanto mais uma vez o cálculo resultou como divergente. Assim decidiu-se não considerar uma redução no parâmetro de coesão residual, e considerar um valor de 10° para o ângulo de atrito residual, assim resultando o cálculo 3, apresentado também na Tabela 5. 22, conseguindo uma convergência do cálculo numérico.

Tabela 5. 22 - Alterações de cálculo relativamente ao modelo base – Maciço Classe IV

Cálculo	Alterações relativas ao cálculo base
2	Diminuição do valor do ângulo de atrito residual de 15° para $7,63^\circ$, correspondente a uma diminuição de 50% no valor de $\tan \phi'$;
	Redução do valor da coesão residual em cerca de 50% relativamente ao parâmetro resistente de pico;
3	Diminuição do valor do ângulo de atrito residual de 15° para 10° , correspondente a uma diminuição de 35% no valor de $\tan \phi'$;

Relativamente ao processo construtivo e características dos materiais e suportes, foram utilizados os mesmos que no subcapítulo prévio. Na Figura 5. 20 observa-se a o “output” gráfico dos deslocamento obtido na secção escavada. Obteve-se um valor de deslocamento máximo nas paredes laterais de 0.2610 m, quando comparado com o valor obtido para o cálculo base, 0.0305 m, observa-se um aumento enorme no deslocamento e uma maior região plastificada em redor da escavação.

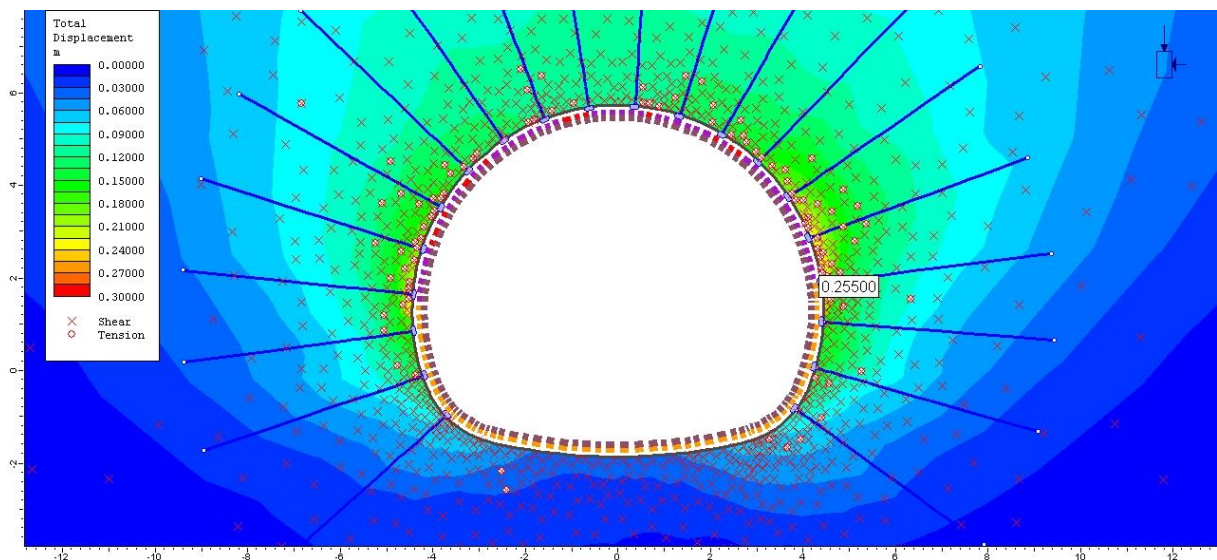


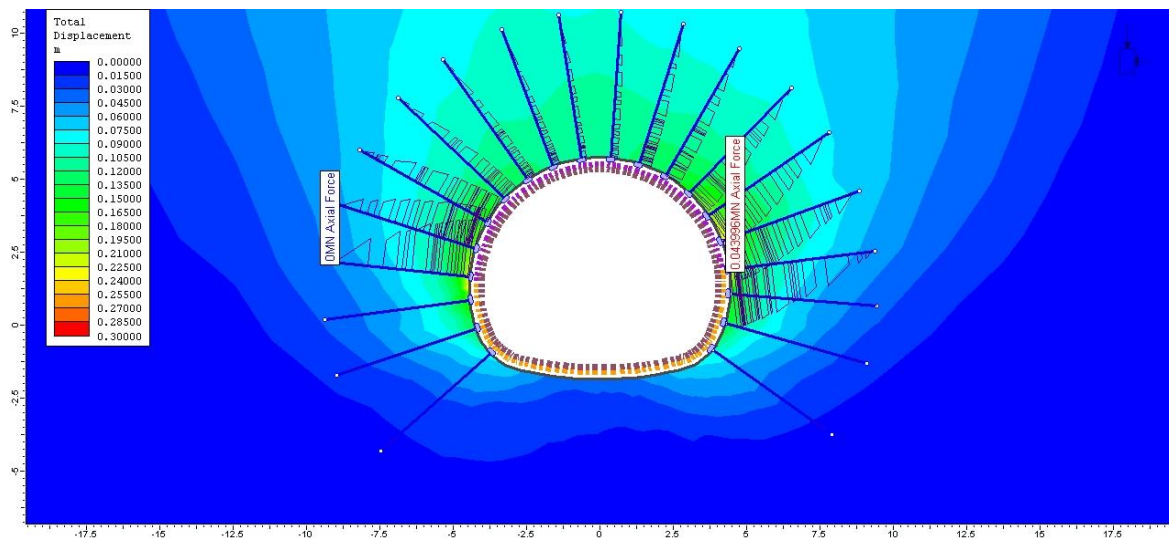
Figura 5. 20 – Deslocamento total máximo e plastificação em redor da escavação.

Analisando os esforços obtidos para este cálculo, expostos na

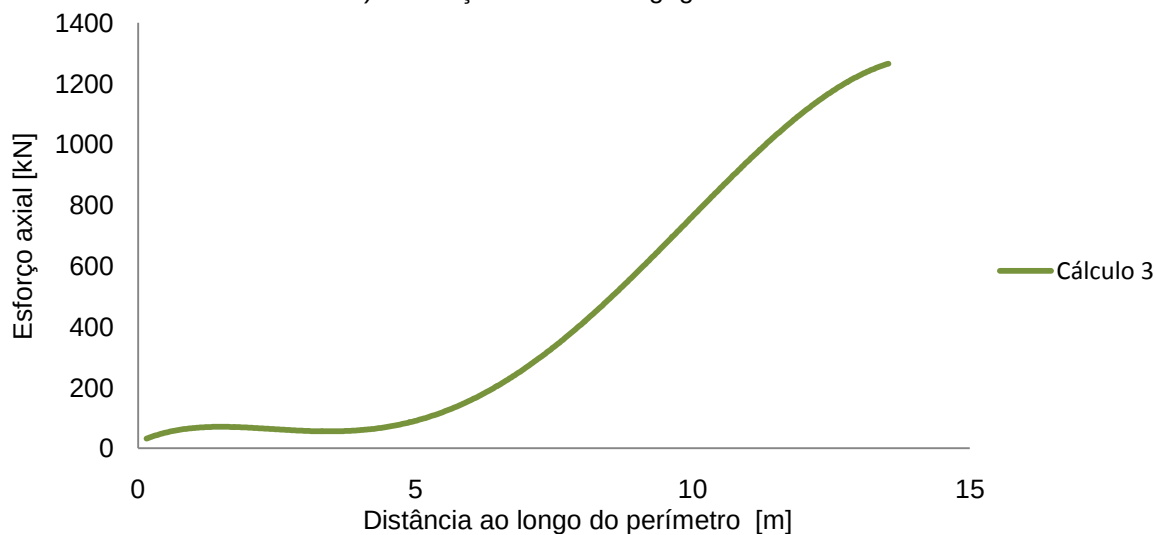
Figura 5. 21, para o caso dos esforços nas pregagens, verifica-se um aumento do esforço máximo para o valor de 43,9 [KN], comparativamente ao valor obtido para o cálculo base, de 7 [KN], é um acréscimo de esforço considerável.

Na figura b) constata-se graficamente os valores de esforço axial aplicados ao suporte de betão projectado. Os maiores valores verificam-se tal como para o cálculo base no tecto e paredes laterais da secção escavada, obtendo-se o valor máximo no coroamento de 1300 [KN].

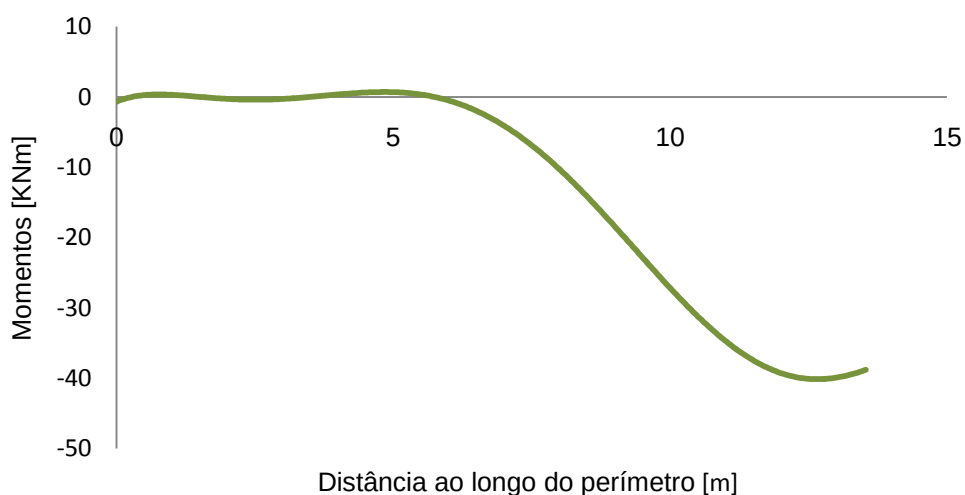
Os momentos aplicados ao suporte podem ser vistos na figura c), a distribuição de momentos ao longo do perímetro é semelhante à do cálculo base, sendo o seu valor máximo atingido no coroamento da escavação, um valor de -46,9 [KN/m], um valor cerca do dobro do atingido no cálculo base, e por conseguinte ao longo do processo construtivo observa-se alguns pontos no suporte onde ocorre a plastificação teórica do material, o que na realidade se traduziria como fendilhação e fracturas no betão, ultrapassando a sua capacidade de sustimento.



a) Esforço axial nas Pregagens – Fase final



b) Esforço axial betão projectado ao longo do perímetro



c) Momentos no betão projectado ao longo do perímetro

Figura 5. 21 - Esforços mobilizados nos suportes - Cálculo plástico - Maciço classe IV - a) esforço axial nas pregagens; b) esforço axial no suporte de betão projectado; c) momentos no suporte de betão projectado

Apesar de tudo, com os aumentos de esforços verificados para o cálculo 3, e a plastificação de algumas secções do suporte, observando os envelopes de segurança na Figura 5. 22, podemos constatar que todos os valores para o betão projectado de 150 mm , da parte superior da secção escavada, onde se verificam os maiores momentos e esforços axiais, caem dentro do envelope de segurança de valor unitário, sendo que a combinação do suporte de betão projectado e cambota treliçada seriam viáveis para a realização da escavação.

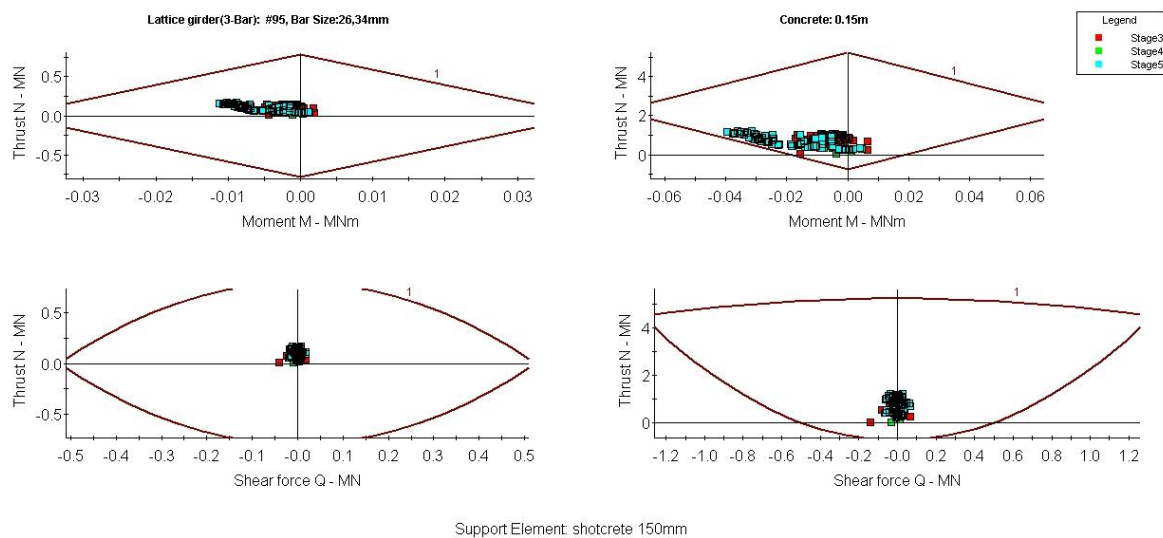


Figura 5. 22 - Envelopes de segurança – Cálculo Plástico - Maciço Classe IV

5.2.4.2 Cálculo com processo construtivo alternativo (Galeria de avanço)

Como foi referido anteriormente, a termo comparativo irão de seguida ser apresentados os resultados para os cálculos utilizando um processo construtivo com galeria de avanço superior. Foram utilizados os mesmos valores para os parâmetros de resistência e características de suporte que anteriormente. De seguida descreve-se o processo construtivo que pode ser visualizado na Figura 5. 23.

- A primeira fase é idêntica ao faseamento apresentado anteriormente, sendo que se procede à geração do estado de tensão inicial do maciço através de um carregamento gravítico;
- Na fase 2 procede-se à abertura da galeria lateral da meia secção superior do túnel, considerando-se um coeficiente de alívio de forças igual a 30%;
- Na etapa seguinte procede-se à instalação do suporte, incluindo instalando um suporte temporariamente na fronteira de escavação da galeria superior;
- Na fase 4 é escavada a restante secção superior, considerando-se um factor de alívio de 20%;
- Na fase 5 completa-se a colocação do suporte na secção superior do túnel;
- A escavação do rebaixo é efectuada na fase 6, considerando que o restante alívio das tensões ocorre neste fase, ou seja um coeficiente de alívio das forças de 50%;
- Por último na fase 7 é instalado o revestimento na secção inferior do túnel.

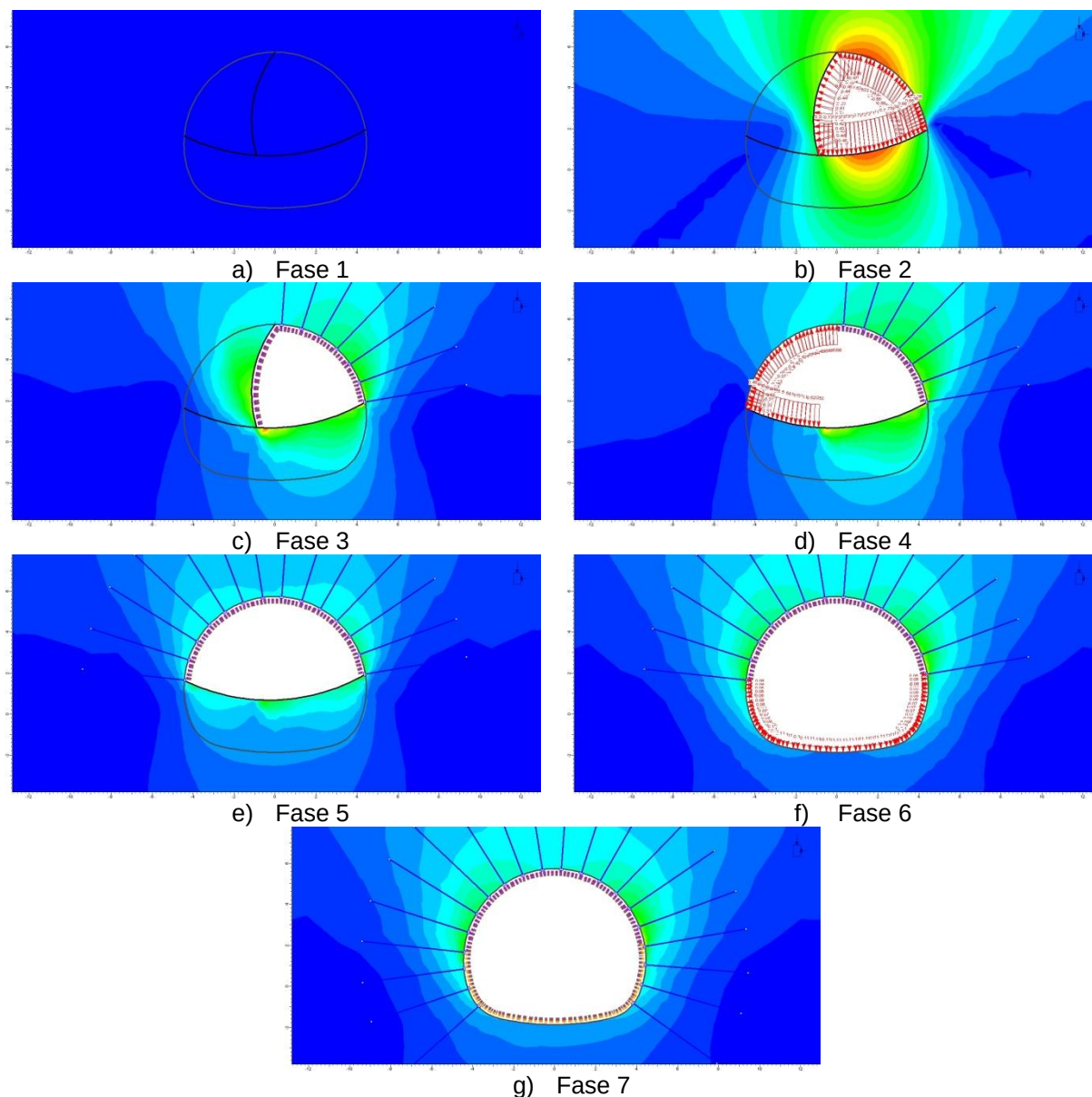


Figura 5. 23 - Processo construtivo alternativo - Maciço Classe IV

Relativamente aos esforços obtidos para este cálculo, estes podem ser observados na

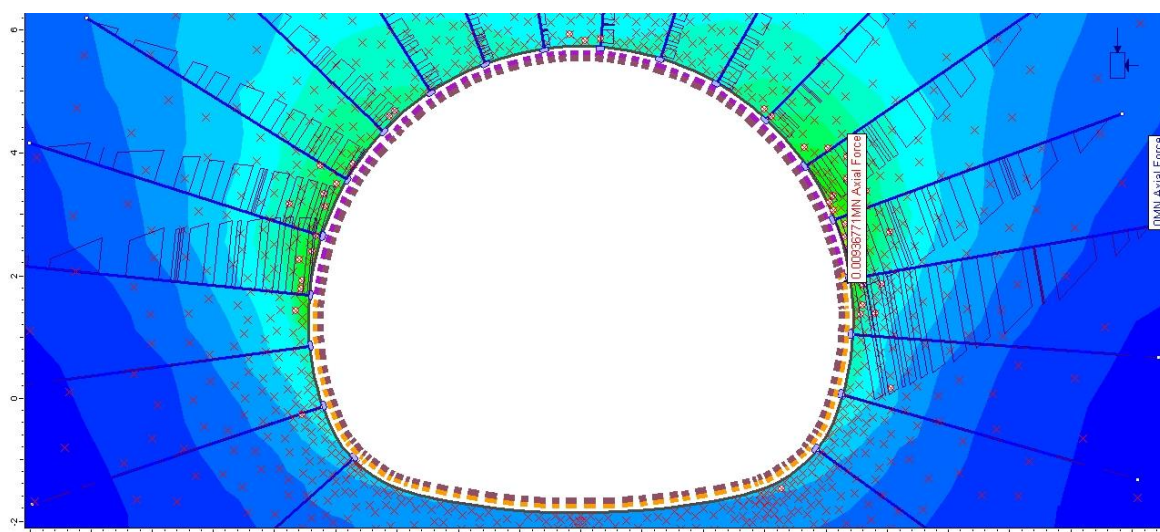
Figura 5. 24. Na figura a) são expostos os esforços mobilizados nas pregagens, obtendo-se um valor máximo de 9.3 [KN], relativamente ao cálculo anterior nota-se um pequeno aumento neste valor, verificando-se novamente que as pregagens instaladas na fase final da escavação não mobilizam esforço. Pode-se também ver os pontos de plastificação em torno do maciço, sendo que comparativamente com a análise anterior a quantidade de plastificação é sensivelmente a mesma.

Na figura b), contempla-se o esforço axial actuante no suporte de betão projectado na fase final da escavação. Obteve-se um valor máximo de 953 [KN], comparativamente ao cálculo anterior observa-se uma pequena redução no esforço axial máximo, mas no entanto, mais uma vez a gama de valores é sensivelmente a mesma, nota-se porém que o suporte na soleira para este processo construtivo mobiliza bastante mais esforço do que anteriormente, tendo um aumento de valor nesta secção de

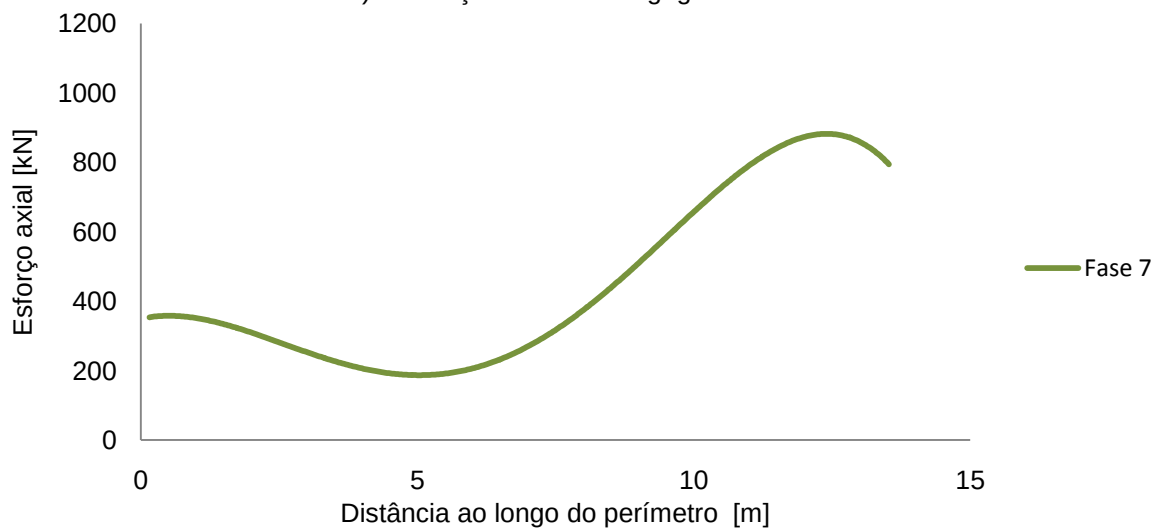
100%, aliás no cálculo anterior a zona de valor de esforço axial mínimo verifica-se justamente na soleira da secção, e nesta acontece nas hasteais.

Quanto aos momentos, estes podem ser observados na figura c). Presencia-se um gráfico de momentos final bastante semelhante ao obtido no cálculo anterior, sendo que os valores máximos obtidos são sensivelmente os mesmos -21 [kN/m] neste caso, e 20 [kN/m] no caso anterior.

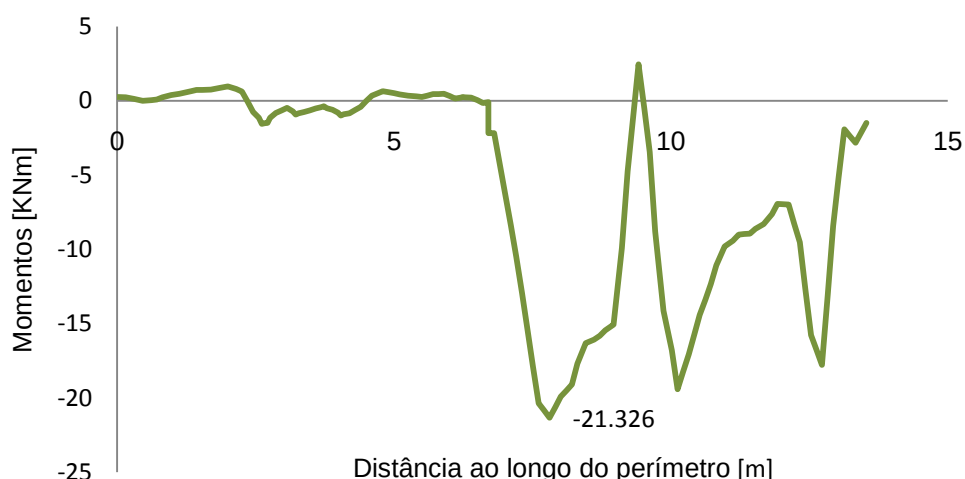
Em relação aos deslocamentos máximo obtidos, para este faseamento obteve-se um valor de 0.0319 m nas hasteais, sendo que é um valor ligeiramente maior do que o obtido anteriormente. Conclui-se assim que ao realizar este faseamento, apesar de envolver um maior número de fases que o anterior, numericamente os valores obtidos é praticamente iguais, quer em esforços como em deslocamentos, não apresentando grandes vantagens relativamente ao faseamento anterior.



a) Esforço axial nas Pregagens – Fase final



b) Esforço axial betão projectado ao longo do perímetro



c) Momentos no betão projectado ao longo do perímetro

Figura 5. 24 - Esforços mobilizados nos suportes - Maciço classe IV – processo construtivo alternativo - a) esforço axial nas pregagens; b) esforço axial no suporte de betão projectado; c) momentos no suporte de betão projectado

5.2.5 MACIÇOS DE CLASSE V

Apresentam-se seguidamente nas Tabela 5. 23 Tabela 5. 24 os parâmetros e características de suporte considerados por Bieniawski para os maciços de pior qualidade na escala de classificação geomecânicas *RMR*.

Tabela 5. 23 - Características de suporte - Maciço Classe V

Classe do maciço	Escavação	Suporte		
		Pregagens (20mm diâmetro envolvidas em Grout)	Betão projectado	Cimbres
Secções múltiplas, avanço de 0,5-1,5m. Instalação do suporte com a escavação. Betão projectado logo após fogo	Pregagens sistemáticas com 5-6m de comp., espaçadas de 1-1,5m com malha no tecto e paredes. Pregagem na soleira	150-200mm no tecto 150mm nas paredes e 50mm na face	Cimbres médios a pesados espaçados de 0,75m. Fechamento da soleira	Secções múltiplas, avanço de 0,5-1,5m. Instalação do suporte com a escavação. Betão projectado logo após fogo

Tabela 5. 24 - Parâmetros resistentes - Maciço Classe V

Classe do maciço	c'	ϕ'	Índice <i>RMR</i>
V	<100 [KPa]	<15°	<21

Relativamente às características apresentadas anteriormente para os maciços de classe IV, em termos de suporte são consideradas pregagens com uma extensão maior, juntamente com a instalação de

pregagens na soleira, verifica-se um aumento na espessura de betão projectado no tecto e nas paredes, e a substituição de cambotas médias por pesadas, reduzindo o espaçamento entre elas. Considerou-se então para a modelação cambotas treliçadas de quatro barras.

Quanto ao processo construtivo neste caso, o faseamento é constituído por oito fases, as quais serão explicitadas posteriormente, consistindo em uma galeria de avanço lateral na secção superior, em tudo igual ao faseamento proposto anteriormente, verificando-se apenas alterações na escavação do rebaixo, optando-se devido à consideração de características piores, por subdividir o desmonte do rebaixo em duas etapas, a primeira comportando a escavação de uma trincheira central e a segunda consiste na abertura de nichos laterais anexos à trincheira.

Para ter em conta as pobres características do maciço a considerar, foram efectuadas ténues reduções ao coeficiente de impulso em repouso, K_0 , passando a um valor de 0.55, e ao valor do peso próprio do maciço.

Na Tabela 5. 24 pode-se observar os parâmetros resistentes para o maciço sugeridos por Bienawski, nota-se que para este tipo de maciço o ângulo de atrito é considerado como inferior a 15° , no entanto ao realizar o cálculo numérico com valores deste parâmetro a rondar os 12° , obtinha-se um modelo incorrecto divergente, sendo que no output do programa se obtinha material plastificado já antes de efectuar qualquer escavação. Além que para um maciço mesmo de muito fraca qualidade, em especial para a tipologia de maciços predominantes na península ibérica, são raros os maciços rochosos com um ângulo de atrito tão reduzido, sendo que alterando os valores da coesão e do módulo de deformabilidade do maciço, se consegue uma maior liberdade em termos de obter modelos convergentes com resultados plausíveis.

Os parâmetros materiais e dos suportes utilizados no cálculo podem ser vistos nas Tabela 5. 25 e Tabela 5. 26.

Tabela 5. 25 - Parâmetros materiais - Classe Maciço V

	Material 1	Material 2
Peso volúmico	0.026 MN/m ³	0.027 MN/m ³
Tipo de solo	Isotrópico	Isotrópico
Módulo de Young	400 MPa	200000 MPa
Coeficiente de poisson	0.25	0.2
Critério de rotura	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Resistência à tracção	0.1 MPa	1 MPa
Ângulo de atrito	15°	35°
Coesão	0.07 MPa	3 MPa
Modelo de material	Plástico	Elástico
Dilatância	4°	-
Ângulo de atrito residual	15°	-
Coesão residual	0.07 MPa	-

Tabela 5. 26 – Características dos suportes - Classe Maciço V

Cambotas		Pregagens Swellex Mn12		
Tipo	Lattice girder (4-Bar): #140, Bar Size: 30mm	Nome da pregagem	Mn12	
Espaçamento	0.75 m	Tipo de pregagem	Swellex / Split-Set bolt	
Profundidade se secção	0.2 m	Resistência à tracção	0.12 MN	
Área	0.002828 m ²	Resistência à tracção residual	0 MN	
Momento de inercia	2.059e-005 m ⁴	Área	258 mm ²	
Módulo de Young	200000 MPa	Módulo de Young	200000 MPa	
Coeficiente de Poisson	0.25	Resistência de junção	0.1 MN/m	
Resistência à compressão	400 MPa	Resistência ao corte	0.1 MN/m	
Resistência à compressão residual	400 MPa	Espaçamento fora do plano	1 m	
Betão Projectado	200mm	150mm	Malha electrosoldada	
Tipo de suporte	Reinforced Concrete	Reinforced Concrete	Tipo	Wire Mesh (Canada): #10 (diâmetro =10mm)
Formulação			Espaçamento	0.6 m
Espessura equivalente	0.218324 m	0.189155 m	Profundidade se secção	0.01 m
Módulo de Young	22769.3 MPa	20773.5 MPa	Área	7.85e-005 m ²
Coeficiente de poisson	0.2	0.2	Momento de inercia	4.909e-010 m ⁴
Resistência à compressão	35 MPa	35 MPa	Módulo de Young	200000 MPa
Resistência à compressão residual	5 MPa	5 MPa	Coeficiente de Poisson	0.25
Resistência à tracção	5 MPa	5 MPa	Resistência à compressão	400 MPa
Resistência à tracção residual	0 MPa	0 MPa	Resistência à compressão residual	400 MPa

O processo construtivo pode ser observado na Figura 5. 25, e consiste nas seguintes fases:

- A primeira fase, como nas outras modelações, consiste na geração do estado de tensão inicial do maciço através de um carregamento gravítico;
- Na fase 2, em semelhança do processo construtivo anterior, procede-se à abertura da galeria lateral da meia secção superior do túnel, considerando-se um coeficiente de alívio de forças igual a 30%;
- Na etapa seguinte procede-se à instalação do suporte, incluindo instalando um suporte temporariamente na fronteira de escavação da galeria superior;

- Na fase 4 é escavada a restante secção superior, considerando-se um factor de alívio de 20%;
- Na fase 5 completa-se a colocação do suporte na secção superior do túnel;
- A escavação da trincheira é efectuada na fase 6, considerando um alívio das forças de 20%;
- Na fase 7 é efectuado o desmonte dos nichos laterais do túnel, e o alívio das restantes tensões, ou seja 30%;
- Finalmente na fase 8 é colocado o revestimento na secção inferior do túnel.

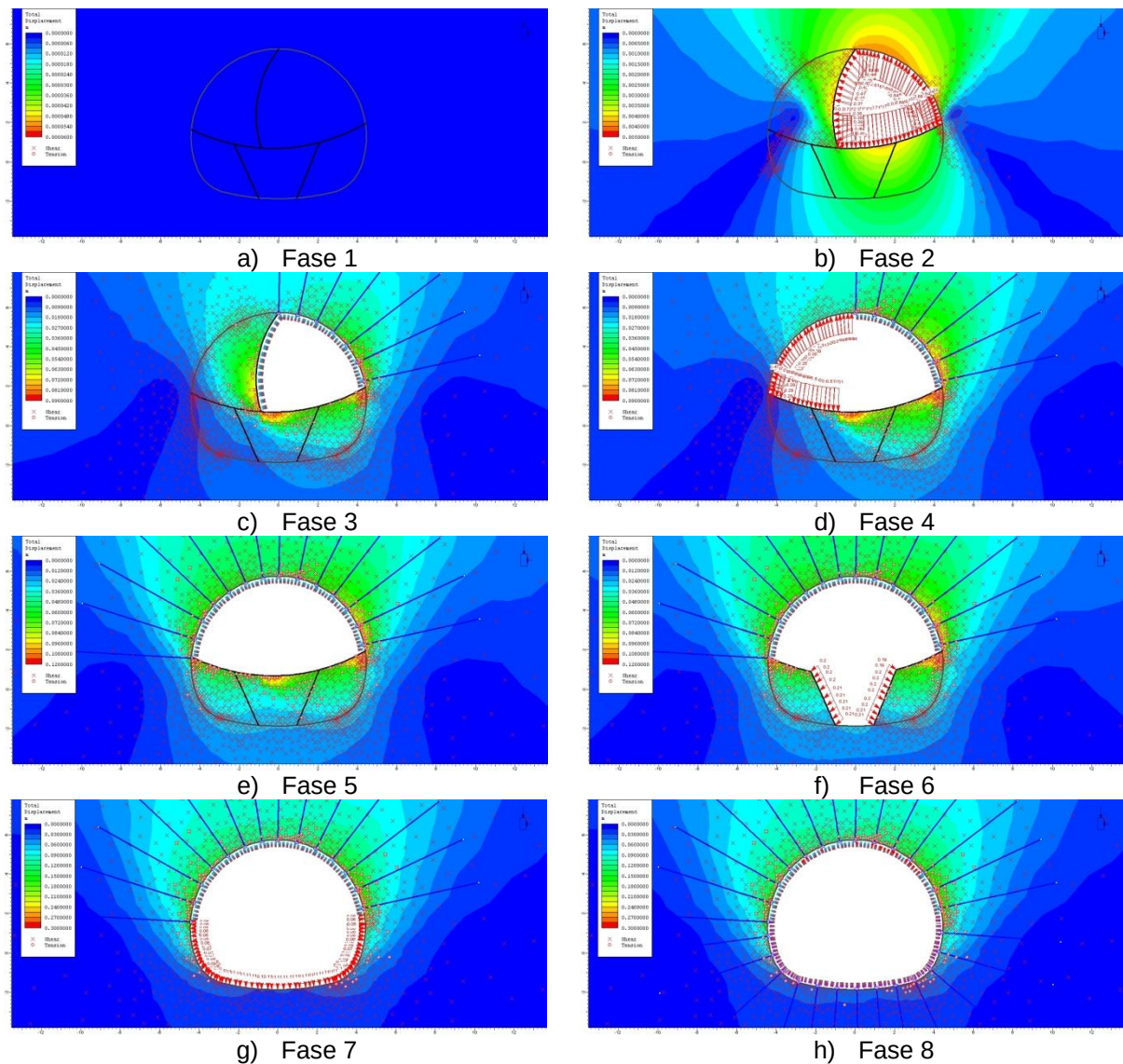


Figura 5. 25 - Processo construtivo - Maciço Classe V

Quanto aos deslocamentos máximos verificados, obteve-se um valor de 0.2225 m verificado nas hasteais da secção, sendo que no tecto se verifica um valor cerca de metade deste, 0.121 m, e na soleira um valor ainda inferior de 0.0301 m.

Em relação à plastificação em torno da escavação, verifica-se que existe uma intensa plastificação nas hasteais a partir da fase 4, evoluindo com o avanço do faseamento construtivo, em direcção à superfície e à fronteira rígida, como se pode observar na Figura 5. 26, sendo que na fase 6 a plastificação alcança a fronteira rígida, e no final da escavação converge à superfície, verificando-se intensa plastificação em redor da fronteira de escavação.

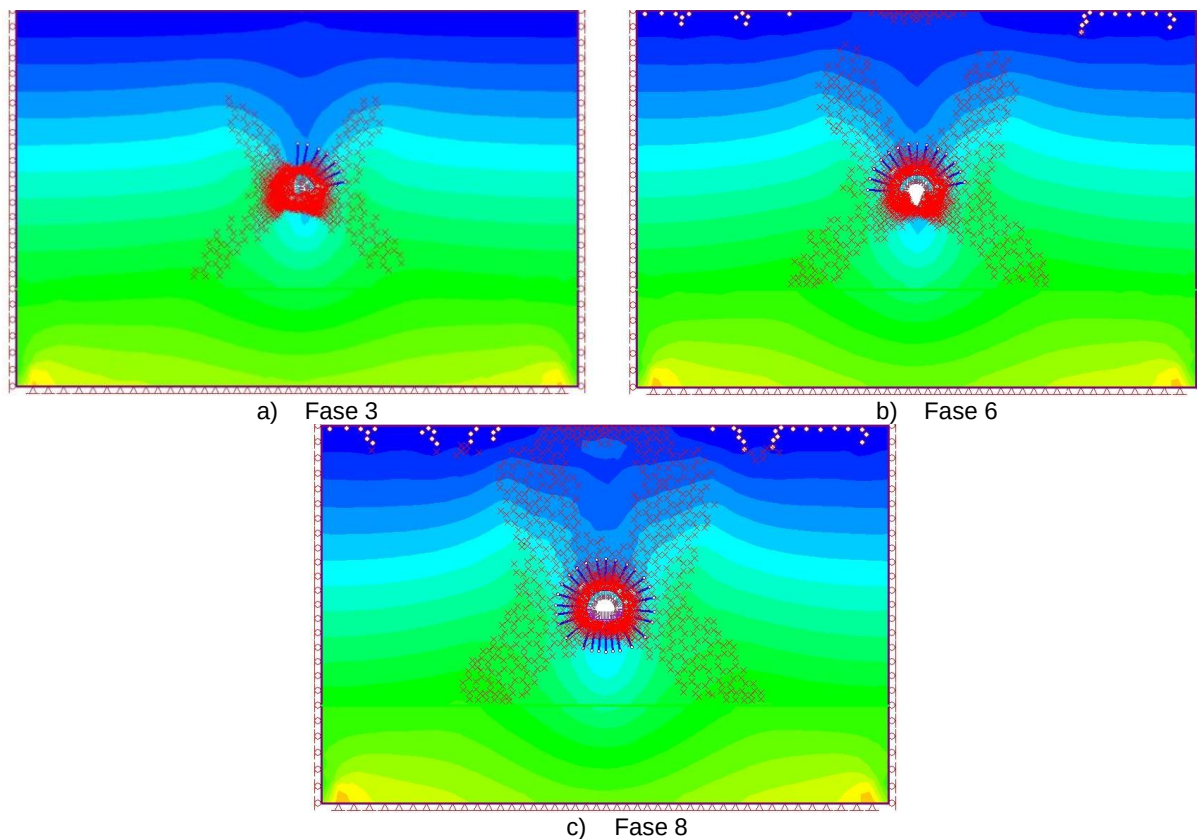
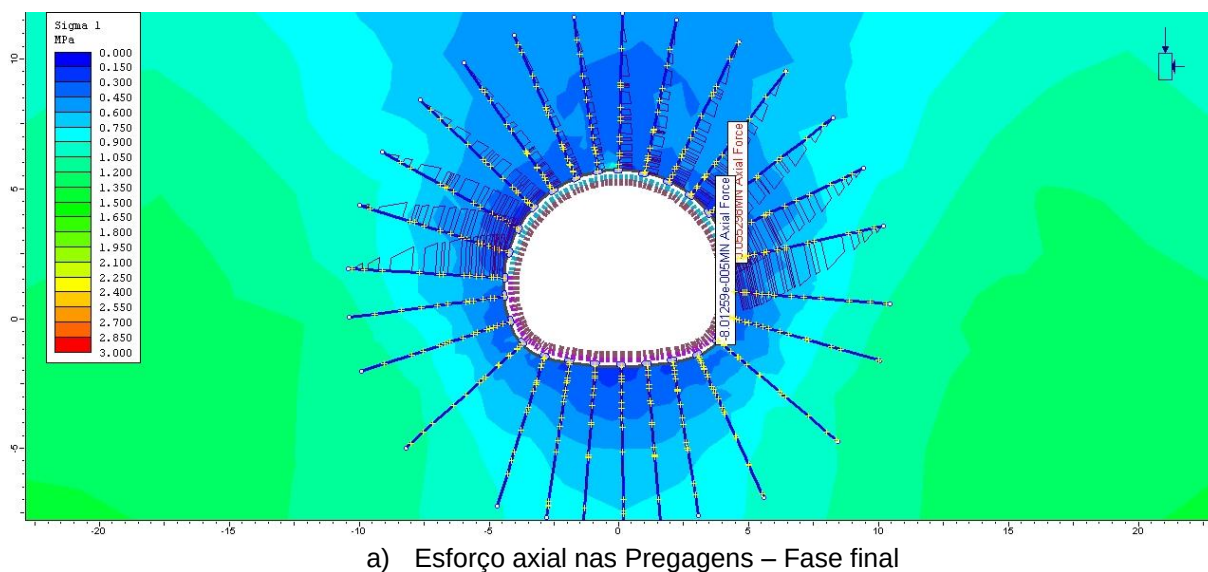
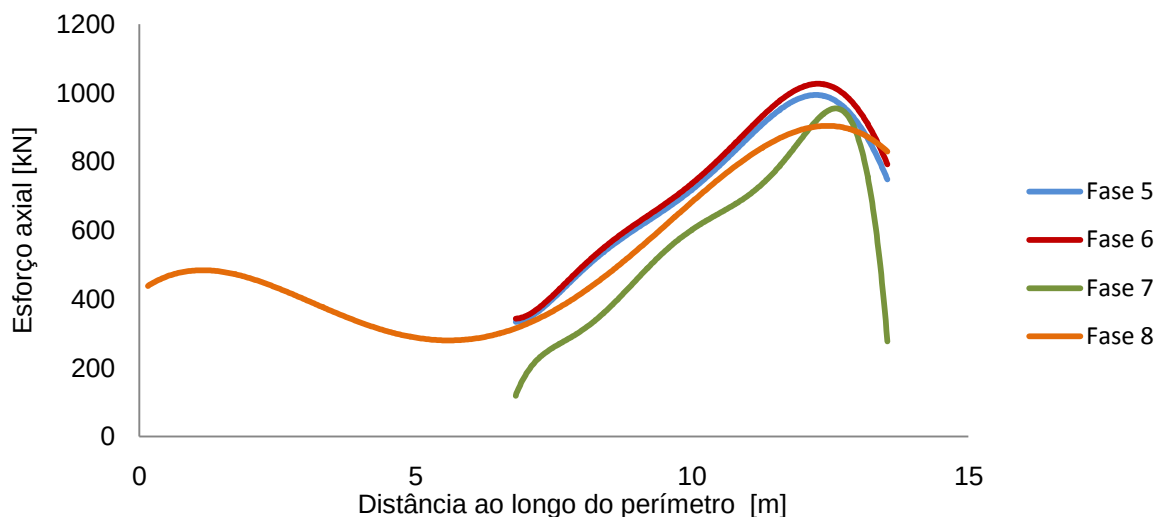
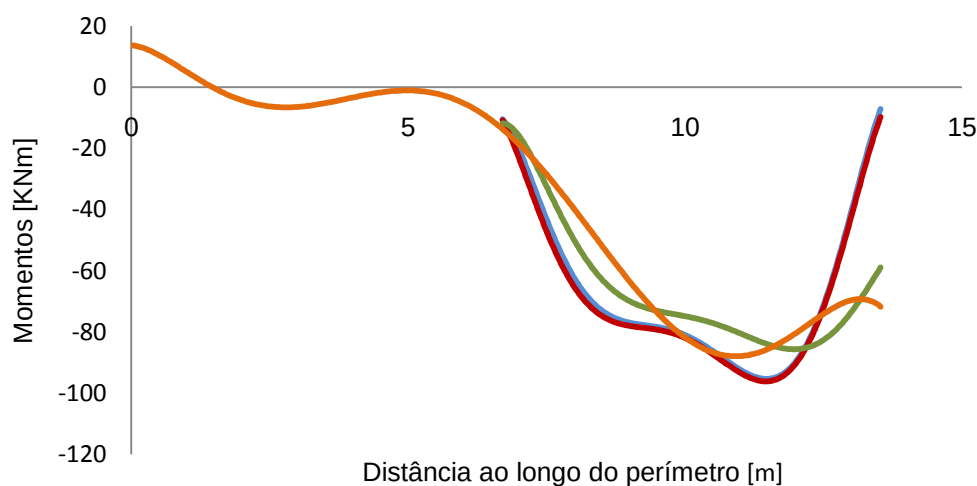


Figura 5. 26 - Evolução da plastificação do maciço - Maciço Classe V





b) Esforço axial betão projectado ao longo do perímetro



c) Momentos no betão projectado ao longo do perímetro

Figura 5. 27 - Esforços mobilizados nos suportes - Maciço classe V - a) esforço axial nas pregagens; b) esforço axial no suporte de betão projectado; c) momentos no suporte de betão projectado

Na Figura 5. 27 são apresentados os esforços mobilizados nos suportes para esta modelação. Na figura a), mais uma vez em concordância com as restantes análises, o esforço axial máximo nas pregagens é encontrado nas hasteais, sendo que no tecto as pregagens instaladas quase não mobilizam esforço, e as pregagens instaladas na secção inferior do túnel não chegam a mobilizar esforço. Quanto ao valor máximo, para este cálculo obteve-se um valor de 55,02 [KN], concluindo-se que as pregagens utilizadas são suficientes para a gama de valores de esforços encontrados.

Os esforços axiais mobilizados no suporte de betão projectado podem ser vistos na figura b). Para a análise gráfica foram seleccionados apenas os valores obtidos a partir da fase 5, pois a esta corresponde a instalação completa do suporte na parte superior do túnel. Olhando para o desenvolvimento dos esforços no suporte ao longo do faseamento observa-se não existir uma grande variação na gama de valores obtidos, sendo que da fase 5 para a 6 os valores são praticamente iguais, existindo apenas um pequeno aumento nos esforços. Na fase 7 há uma redução dos esforços com a

escavação dos nichos laterais do rebaixo, sendo que com a instalação final do suporte na secção inferior, os valores tendem a estabilizar em valores ligeiramente inferiores mas próximos dos obtidos nas primeiras fases. O valor máximo obtido ocorre durante a fase 6, e foi de 1055,6 [KN].

Os momentos para este cálculo, apresentados graficamente na figura c), apresentam alguns problemas relativamente aos valores encontrados, sendo que se verificou alguns pontos de cedência do suporte, como pode ser visto na Figura 5. 28. Observando o gráfico da figura c) vemos que como no esforço axial o momento quase não varia entre as fases 5 e 6, todavia na fase 7 verifica-se uma pequena redução do esforço mobilizado nas hasteais e um ligeiro aumento do esforço no coroamento. Na fase final com a instalação do suporte na parte inferior da secção, verificamos que esta não é sujeita a grandes esforços em termos de momentos, visto que os valores mais elevados obtidos continuam a ser no tecto da secção. O valor máximo obtido, tal como para o esforço axial, durante a fase 6, e com um valor de -95,32 [KN/m].

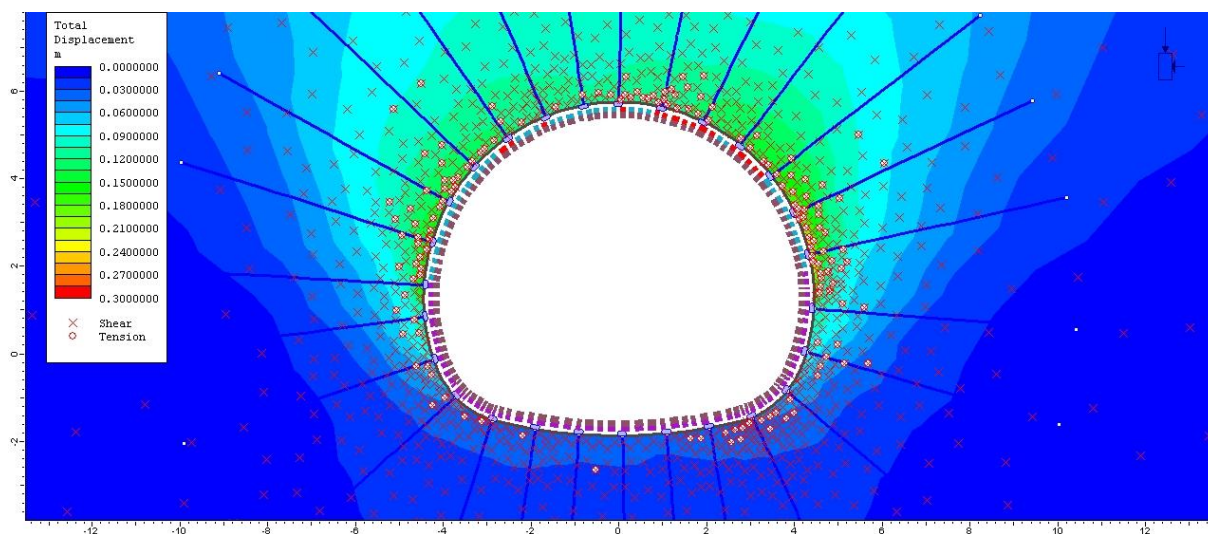


Figura 5. 28 - Plastificação do suporte - Maciço Classe V

Analisando os envelopes de segurança, visíveis na Figura 5. 29, do suporte que sustem o maior valor de momento, o betão projectado empregado no tecto, com espessura de 200mm, verificamos que para o envelope de segurança de momentos aplicados no suporte deste, existem pontos que se situam fora da linha de factor de segurança com valor unitário, comprovando que este suporte, em caso de uma escavação real, poderia de facto encontrar problemas com a ocorrência de fracturações e cedência.

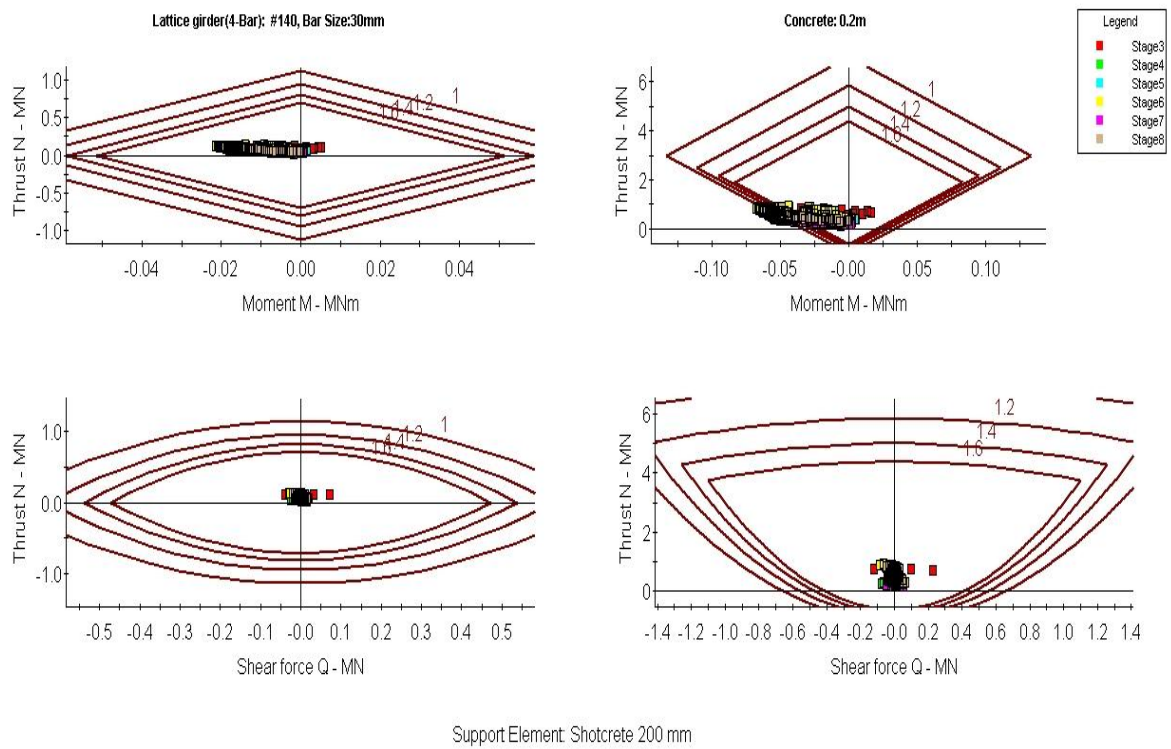


Figura 5. 29 - Envelopes de segurança – Maciço Classe V

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES

O trabalho desenvolvido no âmbito da presente dissertação pretendeu contribuir para a verificação e validação das características das sugestões de suportes julgados mais convenientes para um dado maciço com base nas suas classificações geomecânicas. Para além deste objectivo pretendeu-se também fornecer um melhor conhecimento da aplicação das várias potencialidades dos programas de cálculo numérico, em especial do programa de cálculo escolhido para as diversas modelações, PHASE2, na aproximação realista da modelagem de escavações subterrâneas.

Em relação aos modelos numéricos e respectivos modelos de cálculo, levaram-se a cabo algumas análises com as quais se pretendeu destacar a importância dos diversos factores que actuam sobre o comportamento global de escavações subterrâneas. Foi assim possível avaliar em particular, a influência sobre os deslocamentos induzidos pela escavação à superfície do terreno e na própria secção de escavação e os esforços mobilizados na estrutura de suporte, de diversos parâmetros.

Desta forma foi possibilitada uma forma de estimar a influência nos deslocamentos de vários factores, como o módulo de deformabilidade, observando-se que a sua incidência nos deslocamentos elásticos é considerável, sendo que um aumento neste parâmetro provocava uma diminuição dos deslocamentos proporcionalmente, e uma redução dos esforços no suporte. Também alvo destas análises foi o estado de tensão inicial, verificando que uma redução deste implica um aumento nos deslocamentos superficiais elevada, no entanto diminuindo a faixa de terreno afectada por este. Foi possível também observar a variação dos deslocamentos na escavação com este factor, constatando que para um factor k_0 unitário se verificavam maiores deslocamentos na soleira e coroamento, e esforços maiores mobilizados no suporte.

Em relação aos parâmetros resistentes dos materiais foi possível observar que relativamente à coesão e ângulo de atrito, para uma mesma variação numérica nestes dois factores, a influência do ângulo de atrito é bastante superior à da coesão. Quanto à dilatação, foi possível comprovar a sua importância, verificando-se para uma modelação, que a consideração de um valor nulo deste leva a um aumento da parcela das perdas de solo verificadas com a escavação, levando por conseguinte a um considerável aumento dos deslocamentos à superfície. No entanto para os deslocamentos dentro da secção da escavação, em especial a nível da soleira, sofrem uma diminuição em seguimento desta condicionante.

Outros parâmetros analisados em maior pormenor, em especial na secção de apresentação de resultados, são os parâmetros resistentes residuais, em particular o ângulo de atrito residual, verificando-se que uma redução deste, reflecte-se num aumento significativo dos esforços aplicados nos suportes e deslocamentos, tanto à superfície como na secção de escavação.

Relativamente ao programa de cálculo numérico, entendesse ser necessário referir sumariamente algumas considerações sobre as suas funcionalidades. As abordagens de modelagens utilizadas demonstram ser bastante interessantes para um projecto preliminar de túneis. Com o objectivo de traduzir de forma realista o processo construtivo de uma dada obra, o programa PHASE2 permite a activação e desactivação de determinados elementos, assim possibilitando que as diversas fases construtivas sejam consideradas separadas e sequenciais. Para traduzir o avanço da escavação, ou seja a tridimensionalidade do avanço de uma obra subterrânea, numa serie de análises bidimensionais foram mencionadas as várias metodologias permitidas pelo software, sendo que no decorrer dos cálculos foram empregues principalmente duas, a introdução de um material fictício de rigidez perto da nula na escavação e aplicar apenas uma parte da carga com a função “Load Split”, e a introdução de uma carga interna na fronteira de escavação simulando a pressão imposta pelo maciço no interior desta. Comparativamente a resultados as duas abordagens apresentaram resultados semelhantes, à excepção de uma ou outra pequena protuberância no estado de tensão inicial devido ao cálculo automático da carga aplicada no interior da escavação, mas comprova-se a grande utilidade das duas metodologias.

Quanto aos esforços nos suportes da escavação, é extremamente importante conseguir uma simulação rigorosa do equilíbrio tridimensional, utilizando por exemplo o método de convergência-confinamento, sendo que este permite ter uma ideia da deformação que os maciços iram sofrer antes da instalação do suporte, ainda para mais quando as classificações geomecânicas especificam uma distância em relação à frente de escavação para a instalação do suporte, como é o caso da classificação analisada em maior pormenor, a de Bieniawski, esta ferramenta torna-se bastante útil para seguir com rigor as definições de suporte sugeridas.

Apesar das várias metodologias para a definição do factor de alívio de tensões na escavação, para ter em conta o efeito do avanço da escavação para o caso de uma escavação com um processo construtivo faseado com varias etapas, torna-se mais difícil determinar com exactidão os factores a utilizar, e esta é uma das dificuldades encontradas na realização deste trabalho ao realizar modelagens em escavações faseadas, sendo que a solução possível passaria pela realização de modelagens axissimétricas determinando os deslocamentos induzidos desta forma, sendo que no entanto para este trabalho não se realizaram e basearam-se em observações de outras modelagens e resultados obtidos em obras.

No capítulo V analisa-se as recomendações de suporte sugeridas pelo sistema de classificação geomecânica *RMR* de Bieniawski (1989), ao analisar os resultados constata-se que as sugestões de suporte primário para as várias classes sugeridas por esta classificação, seguindo as várias indicações relativas aos parâmetros característicos dos maciços balizados, cumprem a sua função de suporte sem grandes precalços. Até para as classes consideradas melhores pode-se considerar os suportes um pouco conservativos, por outro lado para os maciços de classe V, os de valor de *RMR* mais baixos, verifica-se já alguns inícios de plastificação do suporte durante o processo construtivo, e obtêm-se valores de convergência para a secção já considerados elevados.

Durante a observação de resultados foi possível constatar a evolução de esforços aplicados nas pregagens na secção escavada. O que foi notado ao longo destas análises foi que para escavações utilizando faseamento construtivo de múltiplas etapas, as pregagens instaladas *à posteriori* da abertura da primeira secção de escavação quase não comportavam esforços, fenómeno que se observou repetidamente para as várias análises.

Foram efectuadas várias modelações para cada classe de maciços, variando ligeiramente alguns parâmetros e observando os seus efeitos, para a análise efectuada decidiu-se demonstrar as modelações com degradação paramétrica dos parâmetros resistentes residuais e módulo de deformabilidade, pois

estes parâmetros são de difícil obtenção e nas classificações geomecânicas não se faz referência a estas. Observando os cálculos de degradação, reduzindo em cerca de 50% a 25% o parâmetro de pico para a consideração do residual, observam-se uma grande afectação dos deslocamentos e nos esforços obtidos, chegando a valores de deslocamentos oito a nove superiores para os deslocamentos quando comparados com os obtidos para o cálculo base. Assim os parâmetros de resistência residual que muitas vezes são menosprezados, ou não são abrangidos nos estudos de modelagem, têm uma importância elevada na viabilidade da escolha de suportes para um dado maciço, podendo afectar uma obra a nível solução adequada, tanto do ponto de vista da segurança como da economia.

Analisando também as sugestões para valores de resistência característicos sugeridos por Bieniawski, notou-se que estes valores não se adaptam integralmente à litologia característica encontrada em Portugal. Por exemplo para as modelações efectuadas para os maciços de classe V sugere-se um valor para ângulo de atrito inferior a 15° , um valor que já por si é muito reduzido, e no programa de cálculo surgiram vários problemas de divergência quando se tentou reduzir este valor, mas quando comparado com por exemplo valores encontrados para solos residuais do granito de classe W6, nos quais se verificam valores para a coesão na ordem dos 10 [KPa] e 32° para o ângulo de atrito, com um módulo de deformabilidade cerca de 40 [MPa], verifica-se uma subestimação do valor do ângulo de atrito, e sobre estimativa dos restantes, assim seria interessante realizar análises com valores mais adaptados aos usuais encontrados em território nacional.

Outro fenómeno observado foi o da evolução do estado de tensão, e consequente plastificação do maciço, observando-se que para valores de K_0 perto da unidade, utilizados para os maciços de valor de *RMR* mais altos, a secção escavada é totalmente envolvida por uma região plastificada, e com a diminuição deste factor, para os maciços de classe inferior, começou-se a notar um padrão de plastificação mais intenso a iniciar-se nas hasteais, de forma que com o alívio das tensões devido às escavações subsequentes a tendência de propagação das zonas de plastificação distintas que chegam a atingir a superfície, ainda antes de se verificar qualquer início de plastificação no coroamento, como para o caso da modelação para o maciço de classe V.

Conclui-se então que as classificações geomecânicas são uma ferramenta muito útil, desde que utilizados correctamente com parâmetros de entrada fidedignos. Notando-se no entanto que estes sistemas empíricos não devem ser a única via a utilizar para a determinação de um suporte. Para além de um dimensionamento detalhado e rigoroso, é absolutamente necessário, durante a fase de construção, que se verifique a adequação do suporte escolhido com base na modelação geotécnica, suportada por resultados da monitorização e de adequada caracterização geológico-geotécnica

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Num tema tão complexo como é o das escavações subterrâneas, não se consegue abordar todos os aspectos relativos à temática. Assim no que se refere a desenvolvimentos futuros pode-se referir, entre outros:

- Análise da variação do nível freático no solo a ser efectuada a escavação;
- Utilização de fibras no betão projectado e consequente aumento do módulo de deformabilidade;
- Nas modelações, ter em conta no faseamento construtivo o envelhecimento do betão projectado;
- Comparações de resultados entre softwares realizando modelagens 3D (PLAXIS 3D Tunnel, por exemplo), e obtenção de coeficientes de desconfinamento.

- Análise de modelagens com características de maciços mais próximos das encontradas normalmente para maciços rochosos e terrosos na península ibérica;
- Análise de outras sugestões de suporte sugeridas por outros autores
- Estudar a relação da aplicabilidade das classificações geomecânicas com a incerteza do risco nas escavações subterrâneas.
- Aplicação a casos concretos e comparação de resultados.

BIBLIOGRAFIA

- Almeida e Sousa, J. (1998). *Túneis em Maciços Terrosos. Comportamento e Simulação Numérica*. Tese de Doutoramento. FCTUC, Coimbra, 623 p.
- Assis, A. P. (2003) - Apostilas de Mecânica das Rochas: Curso Básico, Obras Subterrâneas e Estabilidade de Taludes – UNB, Brasília /DF.
- Bastos, M. (1998). *A Geotecnia na concepção, projecto e execução de túneis em maciços rochosos*. Tese de Mestrado. IST, Lisboa, 166p.
- Barton, N. (1998). *Quantitative Description of Rock Masses for the Design of NMT reinforcement*. Keynote Lecture – Int. Conf. on Hydro Power Development in Himalayas, Shimla, India, pp. 379-400.
- Barton, N. (2000). *TBM Tunnelling in Jointed and Faulted Rock*. Balkema, Rotterdam, 172p.
- Barton, N. (1991). *Geotechnical Design*. World Tunneling, Nov. 1991, pp. 410-416.
- Barton, N., Lien, R., and Lunde, J. (1974). *Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support*. Rock Mechanics, Springer-Verlag, Vol. 6, pp. 189-236.
- Barton, N.; Loset, F.; Lien, R.; Lunde, J. (1980). *Application of Q-system in Design Decisions Concerning Dimensions and Appropriate Support for Underground Installations*. Subsurface Space. Pergamon, pp. 553-561.
- Barton, N., Quadros, E.F. (2002). *Engineering and Hydraulics in Jointed Rock Masses*. EUROCK 2002
- Bieniawski, Z.T. (1978) - *Determining Rock Mass Deformability, Experience from Case Histories*, Int. Jr. Rock Mech. And Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 15, pp. 237-247.
- Bieniawski, Z.T. (1984) - *Rock Mechanics Design in Mining and Tunnelling*, A.A., Balkema, Rotterdam, pp. 97-133,.
- Bieniawski, Z.T. (1989) - *Engineering Rock Mass Classifications*. John Wiley & Sons, New York, USA. 251p,
- Carranza-Torres, C. e Fairhurst, C. (1999) - *Self-similarity analysis of the elasto-plastic response of underground openings in rock using the Hoek-Brown failure criterion*. Paper to be submitted to the Int. J. Rock Mech. Min. Sci.
- Carranza-Torres, C. e Fairhurst, C. (2000). *Application of the Convergence-Confinement Method of Tunnel Design to Rock Masses That Satisfy the Hoek-Brown Failure Criterion*, Tunnelling and Underground Space Technology, v. 15, n. 2, pp. 187-213.
- Castells Fernández, E.; Rivas de la Riega, J. L. (1997). *“Sostenimiento con hormigón proyectado”*. Manual de túneles y obras subterráneas. Ed. C. López Jimeno. Entorno Grafico, S.L. Madrid. pp. 475-513.
- Castelli, E (1992). *Geomechanics Characterization Methodologies: a Matrix Approach*. Gallerie e Grandi Opere Sotterranee.
- Celada Tamames, B. (1997). *“Diseño del sostenimiento de túneles”*. Manual de túneles y obras subterráneas. Ed. C. López Jimeno. Entorno Grafico, S. L. Madrid. pp. 415-446.
- Celada Tamames, B. (1997). *“Sostenimiento con bulones”*. Manual de túneles y obras subterráneas. Ed. C. López Jimeno. Entorno Grafico, S. L. Madrid. pp. 448-474.

- Cunha, A. P. (1991). *Comportamento e segurança de estruturas subterrâneas em maciços rochosos*”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. p. 370.
- Duncan Fama, M.E. (1993) - *Numerical modelling of yield zones in weak rocks*. In Comprehensive rock engineering, (ed. J.A. Hudson) Oxford: vol. 2, pp. 49-75.
- Estefanía Puebla, S. (1997). “*Revestimiento con hormigón y dovelas*”. Manual de túneles y obras subterrâneas. Ed. C. López Jimeno. Entorno Grafico, S. L. Madrid. pp. 625-652.
- Grimstad, E.; Barton, N. (1993). *Updating of the Q-system for NMT*. International Symposium of Sprayed Concrete – Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support, Fagernes, (Editors Kompen, Opsahl and Berg. Norw. Conc. Association, Oslo).
- Hoek, E. (1983). *Strenght of Jointed Rock Masses*. *Géotechnique*, vol .33, n.3, pp.187-223.
- Hoek, E., Kaiser, P.K. & Bawden, W.F. (1995) - *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. 215p.
- Hoek, E. e Brown, E.T. (1997) - *Practical Estimates of Rock Mass Strenght*, Int. Jr. Rock Mech. And Min. Sci. and Geomech. Abstr., Vol. 34, No. 8, pp. 1165-1186.
- Hoek, E. (1998b) - *Tunnel support in weak rock*. Keynote address, Symposium of Sedimentary Rock Engineering, Taipei, Taiwan.
- Hoek, E. (s. d.) - *Support for very weak rock associated with faults and shear zones* – North Vancouver - (www.rockscience.com).
- Hoek, E. Carranza-Torres, C. T. and Corkum. B. (2002) - *Hoek-Brown criterion* – 2002 edition. Proc. NARMS-TAC Conference, 2002, Toronto, vol. 1, pp. 267-273.
- Marinos, P. e Hoek, E. (2001) - *Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch* – Bull Eng. Geol. Env. Vol. 60, pp. 85-92.
- Miranda, T. (2003). *Contribuição para a obtenção de parâmetros geomecânicos para a modelação de obras subterrâneas em maciços graníticos*. Tese de Mestrado. UM, Minho, 206p.
- Hoek, E., (1994). *Strength of Rock and Rock Masses*. News Journal of ISRM, Vol. 2, nº 2, pp. 4-16.
- Hoek, E., (2000). *Rock Engineering – Course Notes*, www.rockscience.com.
- Hoek, E.; Brown, E. T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. Institution of Mining and Metallurgy, London, 627p.
- Hoek, E.; Brown, E. T., (1997). *Practical Estimates of Rock Mass Strength*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Science. Pergamon, Vol. 34, nº 8, pp 1165-1186.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C.; Corkum, B., (2002). *Hoek-Brown Failure Criterium – 2002 Edition*. North American Rock Mechanics Society, Toronto.
- Hoek, E., Kaiser, P. K., Bawden, W.F. (1995). *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. Balkema, Rotterdam, 215p.
- Hoek, E.; Marinos, P. (2000). *Predicting Tunnel Squeezing Problems in Weak Heterogeneous Rock Masses*. Tunnels and Tunnelling, Nov and Dec.
- Marques, S. (2001). *Estudo Geomecânico de Solos Residuais Graníticos*. Tese de Mestrado. Porto, FEUP, p. 177

- Matos Fernandes, M. (1995). *Mecânica dos Solos*. FEUP, 218p.
- Melâneo, F. (1994). “*Suportes provisórios e definitivos*”. Seminário de Túneis Rodoviários. IST, Lisboa, 31 de Janeiro a 3 de Fevereiro de 1994. pp. 109-124.
- Penido, H. (2006). *Modelagem computacional de túneis : o caso dos túneis da mina de Fábrica Nova*. Tese de Mestrado, UFON, Ouro Preto, 218p.
- Panet, M. (1976). *Analyse de la stabilité d'un tunnel creusé dans un massif rocheux en tenant compte de comportement après la rupture*. Rock Mechanics, Vol. 8, N° 4.
- Panet, M.; Guellec, P. (1979). Contribution a l'étude du soutènement d'un tunnel a l'arrière du front de taille. Proc. 3rd Int. Conf. Rock Mechanics, pp. 1163-1168.
- Riedmuller, G; Schubert, W. (1999). *Critical Comments on Quantitative Rock Mass Classifications*. Felsbau: Rock and Soil Engineering – Journal for Engineering Geology, Geomechanics and Tunnelling n° 3, pp 164-167
- Rockscience, Inc.(2009) - *Phase² Users Manual*, version 7.007.
- Rockscience, Inc.(2001b) - *Roclab Users Manual*. Toronto, 23 p.
- Serafim, J. L.; Pereira, J. P., (1983). *Considerations of the Geomechanics Classification of Bieniawski*. Proceedings of the International Symposium of Eng. Geol. Underground Construction. Vol. 1, Lisboa, LNEC, pp. II.33-II.42.
- Singh, B.; Goel, R. (1999). *Rock Mass Classification . A Practical Approach in Civil Engineering*. Oxford: Elsevier. 267p.
- Sousa, L. R. (1996). Estruturas Subterrâneas. Curso de Mestrado em Engenharia Civil, Fac. De Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Topa-Gomes, A., Gaspar, A., Monteiro, J., Malato, P. (2002). *Obras Subterrâneas do Metro do Porto – Aspectos Geotécnicos*. 8.º CNG, LNEC, Lisboa, pp. 2217-2234.
- Vaughan, P. (1999). *Problematic Soils or Problematic Soil Mechanics?* Proc. Conf. Problematic Soils, Eds. Yanagisawa, Moroto e Mitachi. Balkema, Rotterdam, Vol. 3, pp. 803-814.
- Zienkiewicz, O. C. & Taylor, R. L. (1991) - *The Finite Element Method – vol 2: solid and fluid mechanics; dynamics and non-linearity*. 4th ed. McGraw Hill. New York. 807 p.