

Universidade do Minho
Escola de Engenharia
Departamento de Engenharia Civil

**CONTRIBUIÇÃO PARA A OBTENÇÃO DE PARÂMETROS
GEOMECÂNICOS PARA A MODELAÇÃO DE OBRAS
SUBTERRÂNEAS EM MACIÇOS GRANÍTICOS**

Orientador Científico

Francisco Ferreira Martins

Tiago Filipe da Silva Miranda

DISSERTAÇÃO PARA A OBTENÇÃO DE GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA
CIVIL ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS, GEOTECNIA E FUNDAÇÕES

Setembro de 2003

*E assumimos os mistérios das coisas
Como se fossemos espíões de Deus.*

Shakespeare, *Rei Lear*, V,3.

*Ao meu pai,
que sei que me acompanha e sempre vela por mim*

Índice Geral

RESUMO	i
ABSTRACT	iii
AGRADECIMENTOS	v
ÍNDICE DE TEXTO	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE TABELAS	xvii
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO 2 – CARACTERIZAÇÃO DOS MACIÇOS GRANÍTICOS	7
CAPÍTULO 3 – O USO DE METODOLOGIAS PARA A CARACTERIZAÇÃO DOS MACIÇOS	41
CAPÍTULO 4 – DESENVOLVIMENTO E APLICAÇÃO DE UM SISTEMA BASEADO EM CONHECIMENTO	107
CAPÍTULO 5 – APLICAÇÃO A UMA OBRA SUBTERRÂNEA	143
CAPÍTULO 6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS	175
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	179

CONTRIBUIÇÃO PARA A OBTENÇÃO DE PARÂMETROS GEOMECÂNICOS PARA A MODELAÇÃO DE OBRAS SUBTERRÂNEAS EM MACIÇOS GRANÍTICOS

RESUMO

Nesta dissertação, pretende-se contribuir para melhorar o conhecimento sobre as formações graníticas, que cobrem uma área bastante vasta da região Norte de Portugal, nomeadamente no que concerne à obtenção de parâmetros geomecânicos tendo em vista a modelação do comportamento de obras subterrâneas, com particular incidência no caso dos túneis urbanos.

O trabalho inicia-se por uma caracterização geral das formações graníticas com especial relevo para o maciço da região metropolitana do Porto, onde se desenvolvem obras subterrâneas de singular importância, realizadas em ambientes urbanos com densidade de edificações elevada e num maciço altamente heterogéneo. Efectua-se uma reavaliação de informação geomecânica recolhida através das várias campanhas de sondagens realizadas na região do Porto, que permitiu estabelecer uma série de correlações entre parâmetros geomecânicos que podem ser de grande utilidade para a caracterização destes maciços.

Após uma investigação aprofundada das metodologias de caracterização de maciços e do seu comportamento, desenvolveu-se um sistema computacional que integra conhecimento organizado e sistematizado sobre a obtenção de parâmetros geomecânicos em formações graníticas rochosas, terrosas e heterogéneas.

Este sistema foi aplicado ao caso de uma obra subterrânea de grandes dimensões na cidade do Porto para obtenção dos parâmetros geomecânicos, procedendo-se, de seguida, ao estudo do seu comportamento estrutural recorrendo a análises por elementos finitos. Os resultados obtidos foram comparados com os da análise efectuada com os parâmetros de projecto.

CONTRIBUTION TO THE CALCULATION OF GEOMECHANICAL PARAMETERS FOR UNDERGROUND STRUCTURES MODELLING IN GRANITE FORMATIONS

ABSTRACT

This MSc thesis aims to contribute to the improvement of knowledge on granite formations that cover an important region from the North of Portugal, namely concerning the calculation of geomechanical parameters used on underground structures modelling with particular incidence on urban tunnels.

The thesis begins with a general characterization of the granite formations with special emphasis to the Porto metropolitan region where unique underground structures are being developed. These underground works crosses an old and densely populated urban area and an highly heterogeneous rock mass. A revaluation of the geomechanical information obtained trough several borehole surveys in the Porto region is performed in order to establish several correlations between the geomechanical parameters that are of great utility for the characterization of these formations.

After an important research of the rock and soil masses characterization methodologies and its behaviour, a knowledge based system was developed, which contains well systematized and organized knowledge about the calculation of geomechanical parameters in rock, soil and heterogeneous formations.

This system was applied to a large underground structure in Porto in order to obtain the geomechanical parameters. Its structural behaviour is analysed using finite element techniques, being the obtained results compared with those obtained from the structural analysis using design parameters.

Agradecimentos

Apesar do meu gosto pela Engenharia Civil, pela Geotecnia em particular e por tudo o que é rigoroso e científico, confesso que esta é a secção que maior gosto me deu escrever. Aqui falo na primeira pessoa e posso expressar o sentimento de profundo agradecimento que nutro por todos aqueles que, de uma forma ou de outra, mais ou menos marcadamente, contribuíram para a realização deste trabalho. Posto isto aqui estão os agradecimentos:

- Aos elementos do Grupo de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho pelo companheirismo e amizade.
- Ao Professor Luís Sousa pela incansável dedicação, disponibilidade e incentivo que constituíram a verdadeira mola impulsadora deste trabalho.
- Ao Professor Francisco Martins que para além de um orientador científico inovador e disponível, é um amigo por quem tenho uma enorme consideração.
- Ao Professor António Correia pelos esclarecimentos e revisão dos textos relacionados com os solos.
- À Fundação para a Ciência e Tecnologia por financiar o projecto de investigação POCTI/ECM/2521/95 sobre o tema “*Concepção, Projecto e Reabilitação de Túneis em Obras Viárias*” onde se integra a presente dissertação.
- Ao Professor Pedro Oliveira pelos preciosos esclarecimentos ao nível da estatística.
- À direcção da NORMETRO e TRANSMETRO por colocarem à disposição informação relevante a este trabalho.
- Às secretárias do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho por serem sempre prestáveis e dedicadas.
- Aos meus amigos, e felizmente são muitos, que sempre me apoiaram em todos os momentos e que serão sempre imprescindíveis na minha vida. No entanto, e sem prejuízo para os restantes, será justo destacar algumas dessas pessoas pelas contribuições mais específicas que forneceram a este trabalho. Assim e sem obedecer a qualquer ordem destaco: o Cunha, o Amadeu, a Paula, o Lopes, o Alex (tu mereces ainda mais

destaque pelas contribuições “especiais”), o Dinis, o Branco, o Salvador, o Joel e a Elisabete.

- À Marta pelo Amor incondicional, pela paciência e pelo apoio que sempre demonstrou.
- À mãe Mena e ao mano Rui (e futuros membros da família) pelo sentido de união familiar e por serem a base onde me sustento.
- Ao pai Mário por ter sido sempre o meu maior e melhor amigo.

A todos o meu mais profundo e sentido obrigado. Este trabalho também vos pertence.

Índice de Texto

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	1
1.1 – Modelação de obras subterrâneas em maciços graníticos	1
1.2 – Objectivos da dissertação	3
1.3 – Estrutura da dissertação	4
CAPÍTULO 2 – CARACTERIZAÇÃO DOS MACIÇOS GRANÍTICOS	7
2.1 – Características gerais dos maciços graníticos	7
2.2 – Caracterização do maciço granítico da região metropolitana do Porto	11
2.3 – Obras subterrâneas do Metro do Porto	13
2.4 – Classificação do maciço e parâmetros de projecto	17
2.5 – Reavaliação da informação geomecânica	19
2.5.1 – Descrição da metodologia	19
2.5.2 – Validação dos intervalos de resistência à compressão uniaxial	20
2.5.3 – Correlações obtidas	23
2.6 – Considerações finais	38
CAPÍTULO 3 – O USO DE METODOLOGIAS PARA A CARACTERIZAÇÃO DOS MACIÇOS	41
3.1 – Metodologias de caracterização geomecânica	41
3.2 – Maciços rochosos	51
3.2.1 – Introdução	51
3.2.2 – Sistema RMR	51
3.2.3 – Sistema Q	58
3.2.4 – Subsistema Q_{TBM}	68

3.2.5 – Sistema GSI	75
3.2.6 – Sistema MR	82
3.2.7 – Correlações entre os diferentes índices	89
3.3 – Maciços terrosos	92
3.4 – Maciços heterogêneos	99
3.5 – Conclusões	104
CAPÍTULO 4 – DESENVOLVIMENTO E APLICAÇÃO DE UM SISTEMA BASEADO EM CONHECIMENTO	107
4.1 – Introdução	107
4.2 – Sistemas baseados em conhecimento	109
4.3 – Desenvolvimento do sistema GEOPAT	116
4.3.1 – Introdução	116
4.3.2 – Definição da base de conhecimentos do sistema	116
4.3.3 – Arquitectura do GEOPAT e redes causais	124
4.4 – Aplicação do GEOPAT a formações graníticas da região do Porto	138
4.5 – Conclusões	140
CAPÍTULO 5 – APLICAÇÃO A UMA OBRA SUBTERRÂNEA	143
5.1 – Introdução	143
5.2 – Características da obra	144
5.2.1 – Generalidades	144
5.2.2 – Enquadramento geomecânico	145
5.2.3 – Processo construtivo	146
5.3 – Obtenção de parâmetros geomecânicos	148
5.4 – Modelos de cálculo	152
5.4.1 – Modelo conceptual	152
5.4.2 – Modelo numérico	154
5.4.3 – Resultados	156

5.5 – Conclusões	171
CAPÍTULO 6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS	175
6.1 – Conclusões e principais contribuições	175
6.2 – Prosseguimentos futuros	177
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	179

Índice de Figuras

CAPÍTULO 1

Figura 1.1 – Perfil tipo de meteorização de rochas ígneas intrusivas (Plasencia, 2003)	1
--	---

CAPÍTULO 2

Figura 2.1 – Corte representativo da meteorização em formações graníticas (Plasencia, 2003)	8
Figura 2.2 – Esquema típico de meteorização em formações graníticas (Plasencia, 2003)	9
Figura 2.3 – Processo de formação de uma bola granítica (Rodrigues, 2003)	9
Figura 2.4 – Rede do Metro Ligeiro do Porto (Vieira, 2002)	14
Figura 2.5 – Planta em meio urbano da Linha C (Vieira, 2002)	14
Figura 2.6 – Planta em meio urbano da Linha S (Vieira, 2002)	15
Figura 2.7 – Tuneladora utilizada no Metro do Porto	16
Figura 2.8 – Corte transversal da Estação Campo 24 de Agosto (Topa Gomes et al., 2002)	17
Figura 2.9 – Estação do Marquês (Andrade et al., 2003)	17
Figura 2.10 – Correlação entre a resistência à compressão uniaxial e a resistência à tracção e análise dos resíduos	20
Figura 2.11 – Bandas de valores para a correlação entre a resistência à compressão uniaxial e a resistência à tracção para um intervalo de confiança de 95%	21
Figura 2.12 – Dados de origem para a correlação entre $I_{s(50)}$ e σ_c	23
Figura 2.13 – Resíduos <i>studentizados</i> para a correlação entre $I_{s(50)}$ e σ_c	24
Figura 2.14 – Bandas de valores para um intervalo de confiança de 95% para a correlação entre $I_{s(50)}$ e σ_c	25
Figura 2.15 – Relação entre os índices R_m e $I_{s(50)}$	25
Figura 2.16 – Correlação entre R_m e $I_{s(50)}$ e bandas de valores referentes a um intervalo de confiança de 95%	26
Figura 2.17 – Dados de origem para a correlação entre σ_c e E_t	26
Figura 2.18 – Resíduos <i>studentizados</i> para a correlação entre σ_c e E_t	26
Figura 2.19 - Bandas de valores para um intervalo de confiança de 95% para a correlação entre σ_c e E_t	28
Figura 2.20 - Dados de origem para a correlação entre σ_c e $E_{sec}^{0,1\%}$	28
Figura 2.21 - Dados de origem para a correlação entre σ_c e $E_{sec}^{0,5\%}$	29
Figura 2.22 – Resíduos <i>studentizados</i> para a correlação entre σ_c e $E_{sec}^{0,1\%}$	30
Figura 2.23 – Resíduos <i>studentizados</i> para a correlação entre σ_c e $E_{sec}^{0,5\%}$	30
Figura 2.24 – Bandas de valores para um intervalo de confiança de 95% para a correlação entre σ_c e $E_{sec}^{0,1\%}$	31
Figura 2.25 – Bandas de valores para um intervalo de confiança de 95% para a correlação entre σ_c e $E_{sec}^{0,5\%}$	31

Figura 2.26 – Dados de origem para a correlação entre σ_c e V_p	32
Figura 2.27 – Dados de origem para a correlação entre γ e V_p	32
Figura 2.28 – Resíduos <i>studentizados</i> para a correlação entre σ_c e V_p	33
Figura 2.29 – Resíduos <i>studentizados</i> para a correlação entre γ e V_p	33
Figura 2.30 – Bandas de valores para um intervalo de confiança de 95% para a correlação entre σ_c e V_p	34
Figura 2.31 – Bandas de valores para um intervalo de confiança de 95% para a correlação entre γ e V_p	35
Figura 2.32 – Dados de origem para a correlação entre γ e σ_c	36
Figura 2.33 – Resíduos <i>studentizados</i> para a correlação entre γ e σ_c	37
Figura 2.34 – Bandas de valores para um intervalo de confiança de 95% para a correlação entre γ e σ_c	37
Figura 2.35 – Curvas referentes a um ensaio de compressão uniaxial em rocha (adaptado de Goodman, 1989)	39

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 – Cargas transmitidas ao suporte	43
Figura 3.2 – Esquema de abordagem aos problemas das escavações subterrâneas (adaptado de Hudson, 1989)	45
Figura 3.3 – Representação esquemática da matriz de interação considerando dois parâmetros	46
Figura 3.4 – Esquema da obtenção das coordenadas “causa” e “efeito”	48
Figura 3.5 – Representação gráfica dos parâmetros no espaço “causa”-“efeito” (adaptado de Hudson, 1992)	49
Figura 3.6 – Representação gráfica da obtenção do valor de RMR	51
Figura 3.7 – Ábaco para determinação do período de estabilidade sem revestimento	56
Figura 3.8 – Representação gráfica da obtenção do valor de Q	59
Figura 3.9 – Ábaco para a determinação da categoria do suporte definitivo	62
Figura 3.10 – Duração das peças de corte em função de CLI	69
Figura 3.11 – Valor de CLI para vários tipos de rocha	69
Figura 3.12 – Relação entre Q_c , a velocidade das ondas sísmicas P e o módulo de deformabilidade do maciço	71
Figura 3.13 – Relação entre a força de corte e a velocidade de penetração	71
Figura 3.14 – Esquema da variação de PR e AR com o valor de Q	72
Figura 3.15 – Variação de PR e AR com o valor de Q_{TBM}	72
Figura 3.16 – Variação de AR com a unidade de tempo	73
Figura 3.17 – Variação de m com o valor de Q	74
Figura 3.18 – Determinação do valor do GSI	78
Figura 3.19 – Relações entre as tensões principais máximas e mínimas para os critérios de Hoek-Brown e equivalente de Mohr-Coulomb (Hoek et al., 2002)	81
Figura 3.20 – Esquema do volume de maciço em interação com o suporte segundo o sistema MR	83

Figura 3.21 – Representação gráfica da obtenção do valor de MR	83
Figura 3.22 – Ábaco para a determinação de k	85
Figura 3.23 – Volumes que se podem destacar	85
Figura 3.24 – Volumes que se podem destacar no caso de existirem duas famílias de descontinuidades	86
Figura 3.25 – Disposição das pregagens no caso de se conhecer a atitude das descontinuidades	88
Figura 3.26 – Disposição das pregagens no caso de uma das famílias ser subvertical	88
Figura 3.27 – Resultados típicos de ensaios de corte directo em areias soltas e densas (adaptado de Gomes Correia, 2001)	93
Figura 3.28 – Diferentes resistências para solos argilosos (adaptado de Gomes Correia, 2001)	94
Figura 3.29 – Definição do parâmetro de estado ψ	94
Figura 3.30 – Comportamento dilatante e de contracção em função de ψ	94
Figura 3.31 – Efeito da estrutura no comportamento do solo (Rodrigues, 2003)	95
Figura 3.32 – Comportamentos típicos dos solos para vários níveis de deformação (Gomes Correia, 2001)	96
Figura 3.33 – Módulos de deformabilidade associados a vários níveis de deformação (Gomes Correia, 2001)	96
Figura 3.34 – Tipos de ensaios para diferentes níveis de deformação	97
Figura 3.35 – Curvas obtidas através de ensaios de coluna ressonante para vários tipos de solos (Gomes Correia, 2001)	98
Figura 3.36 – Arranjo dos <i>bender elements</i> num provete	98
Figura 3.37 – Exploração de maciços graníticos heterogéneos por furos de sondagem (adaptado de Medley 1989)	100
Figura 3.38 – Variação do ângulo de atrito com a proporção volumétrica dos blocos	101
Figura 3.39 – Variabilidade dos maciços graníticos	102
Figura 3.40 – Fotografia da obra do túnel do Caniçal (Costa et al., 2003)	102
Figura 3.41 – Distribuição probabilística de GSI (probabilidade(GSI)<x)	104
Figura 3.42 – Parâmetro m_b para a definição do critério de rotura de Hoek-Brown	104
Figura 3.43 – Parâmetro s para a definição do critério de rotura de Hoek-Brown	104

CAPÍTULO 4

Figura 4.1 – Plataformas de desenvolvimento do GEOPAT	111
Figura 4.2 – Interface inicial do KAPPA-PC	112
Figura 4.3 – Editor das classes	112
Figura 4.4 – Editor dos atributos	113
Figura 4.5 – Editor de regras	113
Figura 4.6 – Encadeamento para trás e encadeamento para a frente	114
Figura 4.7 – Níveis de informação considerados no sistema MATUF	115
Figura 4.8 – Representação das expressões de Serafim e Pereira e de Bieniawski	117
Figura 4.9 – Representação das expressões de Serafim e Pereira e de Verman para H=50 e 200m	117

Figura 4.10 – Comparação entre as expressões de Nicholson e Bieniawski e Mitri	118
Figura 4.11 – Comparação entre as expressões de Barton et al. e Barton e Quadros	119
Figura 4.12 – Comparação entre as expressões de Barton e Quadros e Singh com consideração da profundidade da escavação	120
Figura 4.13 – Comparação entre as expressões de Barton e Singh com consideração do módulo de deformabilidade da rocha intacta	120
Figura 4.14 – Janela inicial do GEOPAT	125
Figura 4.15 – Escolha do tipo de maciço	125
Figura 4.16 – Janela para inserção dos dados relativos ao sistema RMR	125
Figura 4.17 – Janela para inserção dos valores na matriz de interações do sistema RMR	126
Figura 4.18 – Janela para inserção dos dados relativos ao sistema Q	127
Figura 4.19 – Janela para inserção dos valores na matriz de interações do sistema Q	128
Figura 4.20 – Rede causal para a determinação da resistência em maciços rochosos	129
Figura 4.21 – Rede causal para a determinação da deformabilidade em maciços rochosos	130
Figura 4.22 – Exemplo da saída de resultados dos sistemas RMR e Q	131
Figura 4.23 – Janela de inserção de dados do sistema GSI	131
Figura 4.24 – Exemplo da saída de resultado do sistema GSI	132
Figura 4.25 – Janela de inserção de dados para caracterização de maciços terrosos	132
Figura 4.26 – Estruturação hierárquica das classes	133
Figura 4.27 – Exemplo da saída de resultados da opção Solos	134
Figura 4.28 – Rede causal para a determinação da deformabilidade em maciços terrosos	135
Figura 4.29 – Interface de inserção de dados para a caracterização de maciços heterogéneos	136
Figura 4.30 – Exemplo de uma saída de resultados da opção Maciços heterogéneos	136
Figura 4.31 – Exemplo de um histograma do parâmetro GSI traçado pelo GEOPAT	137
Figura 4.32 – Exemplo de um gráfico de frequências acumuladas do parâmetro GSI traçado pelo GEOPAT	137

CAPÍTULO 5

Figura 5.1 – Planta da cavidade subterrânea (Monteiro et al., 2003)	144
Figura 5.2 – Corte longitudinal pelo eixo da caverna principal (Monteiro et al., 2003)	145
Figura 5.3 – Caverna principal	145
Figura 5.4 –Esboço tectónico da estação do Bolhão (Pistone e Rebelo, 2003)	146
Figura 5.5 – Corte longitudinal da caverna principal (Pistone e Rebelo, 2003)	147
Figura 5.6 – Fase 1 da escavação da caverna (Pistone e Rebelo, 2003)	148
Figura 5.7 – Fase 2 da escavação da caverna (Pistone e Rebelo, 2003)	148
Figura 5.8 – Plano de observação para a zona da Estação do Bolhão (Pistone e Rebelo, 2003)	148
Figura 5.9 – Modelo conceptual utilizado	152
Figura 5.10 – Malha de elementos finitos	154

Figura 5.11 – Fases consideradas no cálculo com colocação instantânea dos suportes	156
Figura 5.12 – Fases consideradas no cálculo com colocação desfasada dos suportes	157
Figura 5.13 – Evolução dos deslocamentos totais para a hipótese de cálculo <i>a</i>	158
Figura 5.14 – Evolução de assentamentos ao longo da superfície para a hipótese de cálculo <i>a</i>	159
Figura 5.15 – Comparação da curva de assentamentos calculada com a teórica	160
Figura 5.16 – Evolução dos deslocamentos horizontais à superfície para a hipótese de cálculo <i>a</i>	160
Figura 5.17 – Evolução dos deslocamentos verticais à superfície, no coroamento e na soleira	161
Figura 5.18 – Evolução das tensões principais máximas para o cálculo <i>a</i>	162
Figura 5.19 – Variação da tensão vertical segundo um eixo que termina no ponto mais à esquerda da escavação	163
Figura 5.20 – Evolução das tensões principais mínimas para a hipótese de cálculo <i>a</i>	164
Figura 5.21 – Zonas do maciço em cedência para a hipótese de cálculo <i>a</i>	165
Figura 5.22 – Deslocamentos verticais à superfície para a hipótese de cálculo <i>b</i>	167
Figura 5.23 – Deslocamentos horizontais à superfície para a hipótese de cálculo <i>b</i>	167
Figura 5.24 – Zonas do maciço em cedência para a Fase 5 para a hipótese de cálculo <i>b</i>	168
Figura 5.25 – Deslocamentos verticais à superfície para a hipótese de cálculo <i>c</i>	169
Figura 5.26 – Deslocamentos horizontais à superfície para a hipótese de cálculo <i>c</i>	170
Figura 5.27 – Comparação dos assentamentos máximos à superfície	172
Figura 5.28 – Comparação dos deslocamentos superficiais horizontais máximos	172

Índice de Tabelas

CAPÍTULO 2

Tabela 2.1 – Classificação da alteração dos materiais graníticos	12
Tabela 2.2 – Características dos grupos geomecânicos	18
Tabela 2.3 – Parâmetros de projecto para maciços rochosos	18
Tabela 2.4 – Parâmetros de projecto para maciços terrosos	19
Tabela 2.5 – Intervalos definidos no projecto para a resistência à compressão uniaxial por grau de alteração	21
Tabela 2.6 – Análise estatística dos resultados de resistência à compressão uniaxial	22
Tabela 2.7 – Intervalos de variação da resistência à compressão uniaxial por grau de alteração	22
Tabela 2.8 – Análise estatística dos resultados de resistência à compressão uniaxial após reclassificação	22

CAPÍTULO 3

Tabela 3.1 – Classificação geomecânica de Terzaghi	42
Tabela 3.2 – Obtenção do valor de RQD	43
Tabela 3.3 – Exemplo de matriz de interações com quatro parâmetros (adaptado de Hudson, 1992)	46
Tabela 3.4 – Aplicação do sistema RMR	54
Tabela 3.5 – Recomendações de escavação e suporte com base nas classes do sistema RMR	55
Tabela 3.6 – Obtenção do valor de RQD	60
Tabela 3.7 – Obtenção do valor de J_n	60
Tabela 3.8 – Obtenção do valor de J_r	60
Tabela 3.9 – Obtenção do valor de J_a	60
Tabela 3.10 – Obtenção do valor de J_w	60
Tabela 3.11 – Obtenção do valor de SRF	60
Tabela 3.12 – Valores de ESR	61
Tabela 3.13 – Valores de ESR a considerar para túneis TBM	61
Tabela 3.14 – Estimativa do comprimento de pregagens e ancoragens	63
Tabela 3.15 – Expressões para a estimativa da pressão sobre o suporte definitivo	63
Tabela 3.16 – determinação dos valores de Q_w	63
Tabela 3.17 – factor correctivo f' para a convergência do túnel	64
Tabela 3.18 – determinação dos valores de Q_{wi}	65
Tabela 3.19 – Estimativa dos valores de m_i	77
Tabela 3.20 – Orientações para a escolha do valor de D	80
Tabela 3.21 – Pesos relativos aos parâmetros P_2 e P_4 do sistema MR	84

Tabela 3.22 – Classes do sistema MR	84
Tabela 3.23 – Informações para o projecto de túneis TBM	91
Tabela 3.24 – Valores característicos de parâmetros geomecânicos para ZG1 - basalto β_1	104

CAPÍTULO 4

Tabela 4.1 – Expressões de cálculo do módulo de deformabilidade para maciços rochosos	121
Tabela 4.2 – Parâmetros considerados para aplicação do GEOPAT	138
Tabela 4.3 – Comparação dos parâmetros de resistência de Hoek e Brown	139
Tabela 4.4 – Parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb	139
Tabela 4.5 – Comparação dos parâmetros de deformabilidade	139

CAPÍTULO 5

Tabela 5.1 – Parâmetros atribuídos no projecto aos grupos geomecânicos	149
Tabela 5.2 – Parâmetros considerados para aplicação do GEOPAT	150
Tabela 5.3 – Parâmetros geomecânicos fornecidos pelo GEOPAT	150
Tabela 5.4 – Parâmetros de resistência calculados com D igual a 0,1 e a 0,3	151
Tabela 5.5 – restantes características consideradas para os grupos geomecânicos	151
Tabela 5.6 – características consideradas para o aterro	151
Tabela 5.7 – características dos suportes de betão	151
Tabela 5.8 – características dos materiais das pregagens	151
Tabela 5.9 – Acções de superfície consideradas no cálculo	153
Tabela 5.10 – Hipóteses de cálculo consideradas	153
Tabela 5.11 – Faseamento construtivo com instalação instantânea dos suportes primários	155
Tabela 5.12 – Faseamento construtivo com instalação desfasada dos suportes primários	155
Tabela 5.13 – Esforços nas aduelas para a hipótese de cálculo <i>a</i>	166
Tabela 5.14 – Esforços no betão projectado para a hipótese de cálculo <i>a</i>	166
Tabela 5.15 – Esforços nas aduelas para a hipótese de cálculo <i>b</i>	168
Tabela 5.16 – Esforços no betão projectado para a hipótese de cálculo <i>b</i>	168
Tabela 5.17 – Esforços no betão projectado para a hipótese de cálculo <i>c</i>	170

Capítulo 1 - INTRODUÇÃO

1.1 Modelação de obras subterrâneas em maciços graníticos

Os maciços graníticos cobrem uma área bastante vasta da superfície terrestre. Em Portugal, aparecem com grande frequência na região Norte do País. Estes maciços apresentam diversos graus de meteorização derivados de processos que podem ser físicos, químicos ou biológicos. Quando a taxa de remoção dos materiais é inferior à velocidade a que evolui a meteorização, formam-se perfis que vão desde a rocha sã até ao solo residual. Estes solos residuais exibem características particulares das quais se destacam o comportamento fortemente não-linear, a cedência e a resistência estrutural. O seu comportamento afasta-se, muitas vezes de forma bastante significativa, das características dos restantes geomateriais.

Em termos de caracterização, a maior dificuldade que os maciços graníticos levantam está relacionada com a sua elevada heterogeneidade. Com efeito, regista-se com grande frequência o aparecimento, a pequenas distâncias, de materiais com níveis de alteração muito distintos. É frequente o aparecimento, inseridas no meio de uma matriz com um determinado nível de alteração, de bolsas com outros graus de alteração que podem ir de bolsas de granito sã até o granito completamente decomposto. Não existe nenhum padrão no aparecimento destas bolsas encontrando-se distribuídas de forma completamente aleatória. Na Figura 1.1, esquematizam-se aspectos relacionados com a meteorização e a profundidade de rochas graníticas.

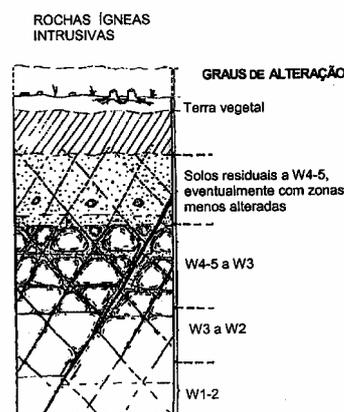


Figura 1.1 – Perfil tipo de meteorização de rochas ígneas intrusivas (Plasencia, 2003)

A escavação de túneis viários urbanos nestes meios complexos exige cuidados e metodologias especiais. É necessário garantir a estabilidade das infraestruturas à superfície, evitando assentamentos excessivos que afectem a funcionalidade e a estética das edificações. Para isso, é também fundamental garantir a estabilidade da frente da escavação para evitar a ocorrência de acidentes.

Na escolha dos modelos de cálculo e conseqüentemente dos parâmetros geomecânicos, há que admitir objectivos de natureza técnico-científica e pragmática. Assim, para os primeiros objectivos, os modelos assumem formas mais complexas e o modelo mais adequado corresponde áquele que melhor se adapta aos resultados e informações disponíveis. Quando os objectivos de natureza pragmática se sobreelevam, os modelos são mais simplificados e emergem de critérios de selecção essencialmente baseados em considerações de natureza empírica.

A determinação de parâmetros geomecânicos adequados para a modelação e projecto é uma fase fundamental, mas de complexidade elevada, devendo adoptar-se metodologias distintas dependendo do tipo de maciço e dos objectivos da análise. Em maciços eminentemente terrosos, a parametrização é feita, essencialmente, com base nos resultados de ensaios de laboratório e de campo. Estes ensaios estão devidamente regulamentados em especificações e normas, como é o caso do Eurocódigo 7 relativo a obras geotécnicas. Em maciços rochosos, a caracterização através de ensaios também é utilizada, mas revela-se de menor importância do que no caso dos solos, já que, na maior parte dos casos, o comportamento do maciço é governado por outros factores (sistemas de descontinuidades, percolação de água, etc) para além das características intrínsecas da rocha. Com a acumulação da experiência, foram aparecendo sistemas empíricos de classificação dos maciços, principalmente no que concerne aos maciços rochosos, que permitem, para além do dimensionamento dos suportes, a caracterização de parâmetros geomecânicos. Estes sistemas têm tido grandes desenvolvimentos e actualizações associados às inovações tecnológicas e à experiência adquirida. Em maciços heterogéneos, a tarefa complica-se, porque a modelação implica alguma ordem e muitas vezes o que se encontra é um “caos geotécnico” quase impossível de caracterizar. Assim, as metodologias a adoptar para a caracterização destes maciços não deverão ser determinísticas mas recorrer a bases probabilísticas.

A obtenção destes parâmetros pode, ainda, ser feita através de correlações com parâmetros que podem ser mais facilmente determinados. Deve, no entanto, ser evitada a utilização de correlações determinadas para materiais distintos dos que estão em análise já que as relações entre parâmetros podem ser bastante diferentes. O estabelecimento de correlações deve seguir um criterioso processo na tentativa de minoração dos erros de modo a que possuam uma maior fiabilidade. Para além de ensaios cuidadosamente executados, em amostras de boa qualidade (no caso dos ensaios em laboratório), o tratamento de resultados deve ter uma boa base estatística. O número de ensaios, em que se baseiam as correlações, deve também ser em número suficiente para garantir a sua fiabilidade estatística, caso contrário, não serão mais do que meras tendências.

Com o advento de ferramentas de cálculo mais avançadas, como a modelação em elementos finitos, e de sistemas computacionais cada vez mais potentes e rápidos, o projecto de obras subterrâneas passou a ser mais racional e preciso. Para complementar, a utilização de monitorização e observação do comportamento das obras permitiu uma avaliação das soluções projectadas e ao procedimento de eventuais correcções.

A utilização do método dos elementos finitos em Geotecnia tem permitido, cada vez mais, modelar com realismo o comportamento tensão-deformação-resistência dos maciços. O aumento da complexidade dos modelos tem sido facilitada pelos recursos cada vez maiores dos computadores actuais.

1.2 Objectivos da dissertação

A construção de obras subterrâneas em formações graníticas em zonas densamente urbanas tem levantado vários problemas. A caracterização de parâmetros geomecânicos nestes meios complexos constituiu o principal objectivo deste trabalho de dissertação, tendo em vista a modelação e o projecto de obras subterrâneas neste tipo de maciços.

Os principais objectivos do trabalho desenvolvido foram os seguintes:

- Contribuir para um melhor conhecimento das propriedades geomecânicas de maciços graníticos com acentuada heterogeneidade, onde coexistem formações rochosas e

formações terrosas residuais procurando-se, ainda, estabelecer correlações estatísticas entre vários parâmetros.

- Estabelecer metodologias inovadoras para a quantificação dos parâmetros de deformabilidade e resistência das formações em causa distinguindo as situações de maciços rochosos, terrosos e heterogêneos.
- Desenvolver ferramentas de cálculo com recurso a técnicas de inteligência artificial baseadas em conhecimento (do tipo KBS – *Knowledge Based System*), que permitam congregar o conhecimento de especialistas para o apoio à decisão visando a obtenção de parâmetros geomecânicos e recorrendo às metodologias definidas no ponto anterior.
- Estudar o comportamento estrutural de uma grande obra subterrânea utilizando um *software* por elementos finitos e comparação das respostas estruturais obtidas com parâmetros estabelecidos inicialmente e com os seleccionados pelo sistema do tipo KBS desenvolvido.

Das tarefas referidas, destaca-se o desenvolvimento do sistema baseado em conhecimento, por se tratar de uma ferramenta inovadora, que percorre um terreno ainda pouco explorado, e que pretende sistematizar o conhecimento recente no domínio da caracterização de maciços e da parametrização.

1.3 Estrutura da dissertação

As investigações que foram conduzidas nesta dissertação incluíram, no essencial, as seguintes actividades:

- Caracterização dos maciços graníticos da região Norte, sobretudo nos aspectos relacionados com a heterogeneidade e a compartimentação, envolvendo uma síntese de conhecimentos.
- Descrição de obras subterrâneas realizadas na cidade do Porto e apresentação do modelo geológico-geotécnico para os maciços graníticos desta região.
- Revisão de conhecimentos sobre o uso de metodologias para a classificação e dimensionamento de obras subterrâneas em maciços rochosos e terrosos.

- Aplicação dos conceitos das matrizes de interacção entre vários factores aos sistemas usuais de classificação de maciços.
- Desenvolvimento de metodologias para a obtenção de parâmetros geomecânicos em maciços graníticos tendo em consideração a sua natureza.
- Estabelecimento e desenvolvimento de um sistema computacional com utilização de técnicas de inteligência artificial baseadas em conhecimento.
- Aplicação do sistema desenvolvido ao caso de obras subterrâneas em formações graníticas da cidade do Porto e comparação dos parâmetros obtidos com os inicialmente seguidos no cálculo.
- Estabelecimento de correlações entre parâmetros índice obtidos de vários ensaios em amostras de materiais graníticos da região metropolitana do Porto.
- Aplicação da metodologia desenvolvida no sistema computacional e sua aplicação à análise do comportamento estrutural de uma obra subterrânea.

A tese está dividida em seis capítulos, constituindo o presente uma abordagem relativa à problemática da obtenção de parâmetros geomecânicos para o projecto e modelação de obras subterrâneas em maciços graníticos e à descrição dos objectivos da dissertação e das actividades desenvolvidas.

No Capítulo 2, descrevem-se as características gerais dos maciços graníticos, com especial destaque para as condições geológico-geotécnicas destas formações no Norte de Portugal. Referem-se de forma sintética, e com base em várias publicações, as obras do Metro Ligeiro do Porto por envolverem estruturas subterrâneas de grande importância. Apresenta-se, também, a metodologia seguida para a obtenção do modelo geológico-geotécnico utilizado inicialmente, bem como correlações estatísticas já obtidas, e outra estabelecidas no âmbito desta dissertação, com base na reavaliação da informação recolhida.

No Capítulo 3, efectua-se uma síntese de conhecimentos no que respeita ao uso de metodologias para a classificação e dimensionamento de obras subterrâneas em maciços rochosos, terrosos e heterogéneos.

No Capítulo 4, é elaborada uma proposta metodológica para a obtenção de parâmetros geomecânicos para obras subterrâneas em formações graníticas. A proposta é explicitada para maciços rochosos essencialmente homogéneos, para maciços terrosos residuais e para

maciços acentuadamente heterogéneos. Também, neste Capítulo, apresenta-se o sistema computacional designado GEOPAT que utiliza técnicas de inteligência artificial baseadas em conhecimento, e que implementa a metodologia descrita anteriormente. Por fim, é feita uma aplicação do sistema a formações graníticas que interessam a obras subterrâneas da região do Porto, sendo comparados os resultados obtidos em termos de parâmetros geomecânicos com os utilizados inicialmente.

No Capítulo 5, efectua-se análises numéricas por elementos finitos para uma obra subterrânea cujos elementos referentes à caracterização geomecânica, processo construtivo e monitorização estão referidos nas publicações de Vieira (2002) e de Pistone e Rebelo (2003). Entre outros, são comparados os resultados da análise que utiliza parâmetros geomecânicos calculados através do sistema computacional com parâmetros previamente utilizados.

Finalmente, no último capítulo, apresenta-se uma síntese do trabalho desenvolvido, enunciam-se as principais contribuições e conclusões obtidas com a realização desta dissertação e explicitam-se indicações sobre trabalhos futuros a desenvolver no âmbito da problemática da obtenção de parâmetros geomecânicos para formações graníticas.

Capítulo 2 - CARACTERIZAÇÃO DOS MACIÇOS GRANÍTICOS

2.1 Características gerais dos maciços 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). Os granitos integram rochas intrusivas plutónicas, frequentemente sob a forma de batólitos, de textura fanerítica ou microfanerítica. Os minerais mais comuns são o quartzo, feldspatos potássicos e plagioclases sódicas, contendo como minerais acessórios principais as micas (biotite e moscovite). 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 (Figura 2.1). Apesar desta gradação típica, aparecem com muita frequência bolsadas de materiais de resistência e de deformabilidade completamente distintas da matriz global.

Os processos de meteorização levam à formação de um perfil tipo de um maciço granítico que se divide em três zonas (Figura 1.1): uma zona superior constituída por solo residual e rocha completamente alterada; uma zona intermédia composta por rocha muito alterada a medianamente alterada; e uma zona inferior correspondente a rocha pouco alterada a rocha sã.

Os responsáveis pelos processos de meteorização podem ser físicos, químicos e biológicos (Rodrigues, 2003).

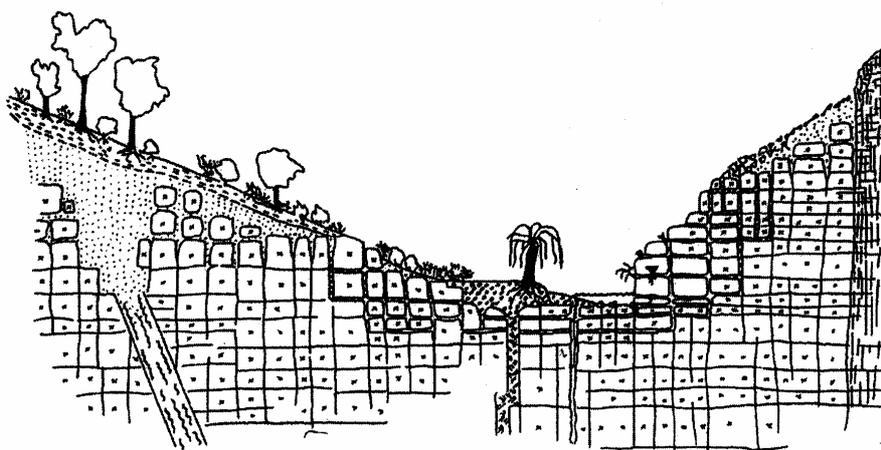


Figura 2.1 – Corte representativo da meteorização em formações graníticas (Plasencia, 2003)

No primeiro grupo, englobam-se os factores que conduzem à deterioração das rochas por acções mecânicas cíclicas como, por exemplo, ciclos de gelo-degelo. A passagem da água do estado líquido para o estado sólido, presente nas descontinuidades e nos poros da rocha, origina um aumento de volume que provoca uma força expansiva que pode levar à rotura da rocha.

A intensidade de alteração do maciço diminui, em geral, com a profundidade. Este facto deve-se, fundamentalmente, ao efeito da percolação da água ao longo das descontinuidades que se apresentam em menor número, abertura e desenvolvimento em profundidade resultando numa menor meteorização da superfície para o interior da rocha. 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 são de geometria variável englobadas no granito decomposto, bem como a situação inversa de ocorrência de bolsadas de rocha decomposta em maciço são (Figura 2.2). Estas zonas merecem especial atenção por introduzirem incertezas nos modelos geotécnicos podendo originar problemas de instabilidade e/ou sobreescavação.

A formação das *bolas* de granito é muito comum em maciços deste tipo em regiões de clima temperado sendo controlada, fundamentalmente, pelas características geométricas das famílias de descontinuidades. Se o seu espaçamento for pequeno (entre 2 e 6m), ficam isolados blocos de granito que podem sofrer meteorização acelerada sendo a sua forma justificada pela velocidade diferencial de meteorização que se desenvolve (Figura 2.3).

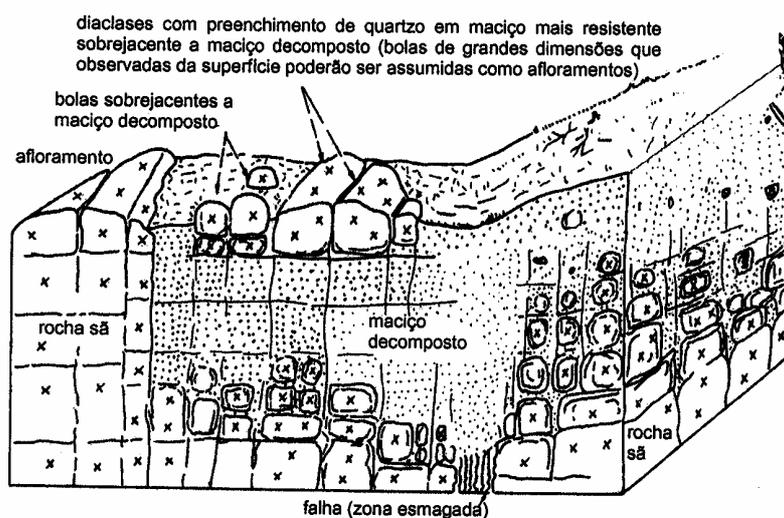


Figura 2.2 – Esquema típico de meteorização em formações graníticas (Plasencia, 2003)

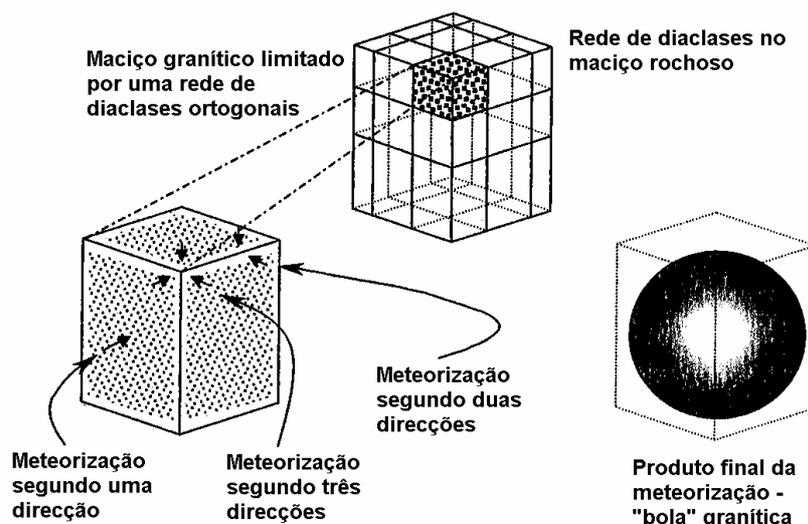


Figura 2.3 – Processo de formação de uma bola granítica (Rodrigues, 2003)

Relativamente à fracturação, os maciços graníticos exibem uma rede de fracturação primária relacionada com os fenómenos magmáticos que estiveram na sua origem e uma rede secundária derivada das tensões que actuaram na intrusão magmática já após a sua completa cristalização (Rodrigues, 2003). Podem ainda aparecer outro tipo de fracturas provocadas pelo alívio de tensões devido à erosão superficial.

É frequente a existência de três famílias de descontinuidades principais aproximadamente ortogonais, com menor espaçamento em zonas próximas da superfície, por onde se infiltram as água que conduzem à meteorização da rocha levando à decomposição dos seus minerais.

Neste processo, designado por *arenização* dos granitos, pode resultar uma areia grosseira, normalmente denominada por saibro.

Os processos de meteorização conduzem, normalmente, a uma destruição das ligações entre as partículas da rocha, e também a um aumento da porosidade e enfraquecimento dos grãos minerais. A circulação da água pode remover os produtos resultantes da meteorização, processo designado por *lixiviação*, o que torna a sua estrutura progressivamente mais aberta. Deste modo, a rocha vai-se tornando cada vez mais deformável, permeável e menos resistente, num processo que conduz à formação de um perfil de solo residual granítico também designado por solo saprolítico.

Um solo residual é, assim, um material derivado da alteração e decomposição da rocha, que não foi transportado da sua localização original. Para que se forme um perfil de solo residual é necessário que a taxa de remoção dos produtos da meteorização pela erosão seja inferior ao seu grau de produção. Os solos residuais têm características peculiares bastante distintas das dos solos transportados (Viana da Fonseca, 1996). As diferenças começam logo no modo de formação de cada um deles que é completamente distinto. Enquanto que os solos residuais se formam como resultado de um processo gradual de meteorização da rocha-mãe devido aos diversos factores de meteorização, os solos transportados formam-se a partir de fenómenos de erosão, sedimentação e consolidação (Rodrigues, 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.

Os solos residuais não são convenientemente caracterizados pelos métodos de classificação convencionais como, por exemplo, através da classificação unificada dos solos (Wesley e Irfan, 1997). Também os ensaios convencionais de caracterização para a determinação dos limites de consistência, teor em água e curva granulométrica devem ser levados a cabo com cuidados especiais e com metodologias diferentes das utilizadas para os solos transportados. Os métodos de preparação das amostras e mesmo os procedimentos de ensaio podem, com facilidade, alterar as propriedades fundamentais do solo e comprometer a validade dos resultados (Viana da Fonseca et al., 2003). O índice de vazios destes solos influencia de forma

muito marcante o seu comportamento, por isso deve ser utilizado como índice de caracterização, conjuntamente com outros parâmetros avaliados a partir de ensaios índice.

2.2 Caracterização do maciço granítico da região metropolitana do Porto

O maciço interessado pela região metropolitana do Porto é, na sua grande maioria, um maciço granítico. Ocorrem, ainda, outras formações distintas, nomeadamente depósitos aluvionares muito heterogéneos de argilas e areias argilosas distribuídos ao longo de vários cursos de água dirigidos para o rio Douro e formações metamórficas xistosas e gnáissicas (Barreiros Martins et al., 2003).

A unidade geológica mais representativa é constituída por rochas ígneas de idade Hercínica, designada *Granito do Porto*, geralmente constituída por granitos de duas micas, de grão médio a grosseiro, leucocrata, de cor acizentada (sã) e amarelada (alterada). É marcada pela sua elevada heterogeneidade, podendo apresentar comportamento desde rocha dura até solo residual em zonas muito próximas. O *Granito do Porto* apresenta-se com diversos graus de alteração físico-química que se traduzem em variações de densidade, porosidade e resistência.

Sob o ponto de vista geomorfológico, as formações graníticas da zona do Porto desenvolvem-se numa região de relevos pouco acentuados caracterizando-se como sendo uma larga plataforma com uma inclinação suave em direcção ao quadrante SW, na qual são contidos o Rio Douro e seus afluentes (COBA, 1994; Miranda et al., 2003).

Sob o ponto de vista da compartimentação do maciço, notam-se quatro famílias de descontinuidades:

- duas subverticais com orientações NW-SE e SW-NE;
- duas com inclinações compreendidas entre 50° e 70° orientadas N-S e emergentes para W.

O grande Porto é caracterizado por baixa sismicidade, localizando-se na zona D de menor severidade sísmica, considerada pelo Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, em vigor em Portugal quantificada pelo coeficiente de sismicidade $\alpha=0,3$.

O sismo de referência para esta região é de grau VI da escala Mercalli-Sieberg, com acelerações de $0,8 \text{ m/s}^2$ para um tempo de retorno de 1000 anos (RSAEP, 1983).

O zonamento geotécnico das formações foi feito com base em sistemas de classificação reconhecidos e que descrevem diversas propriedades que caracterizam as rochas. Em concreto utilizou-se a classificação da *Geological Society of London* (GSL, 1995) definida na Tabela 2.1. Esta classificação estabelece 6 classes dependendo do grau de alteração do material geológico, desde a rocha sã (W1) a solo residual (W6).

Tabela 2.1 - 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.

Em termos hidrogeológicos, a área do grande Porto é parte integrante da bacia do Rio Douro. A região é atravessada por numerosos cursos de água, a maior parte dos quais foram canalizados após intensa urbanização.

A estrutura hidrogeológica apresenta-se complexa, com diferenças marcadas de permeabilidade a várias escalas que, por sua vez, serão relacionadas com a heterogeneidade litológica e estrutural característica do subsolo do Porto. Por isto, a circulação hídrica do subsolo do Porto varia em função do grau de alteração do granito. De um modo geral nas rochas menos alteradas (W2-W3), pode associar-se uma circulação típica de meio fracturado, enquanto que, para as classes de maior alteração (W5-W6), será mais correcta a referência a uma circulação em meio poroso. A circulação hídrica subterrânea é, localmente, influenciada pela existência de poços e galerias hidráulicas (minas), das quais o conhecimento é, por vezes, incompleto.

O nível freático segue, em linhas gerais, o perfil topográfico, mas a sua profundidade pode variar bastante numa curta distância devido à heterogeneidade do maciço, onde um horizonte

menos alterado pode constituir, pontualmente, uma barreira hidráulica e favorecer o fenómeno da diferença das cargas hidráulicas.

Para os maciços rochosos, a classificação da fracturação foi feita de acordo com as indicações da ISRM (1981) que estabelece cinco classes (F1 a F5) com diferentes espaçamentos de descontinuidades.

2.3 Obras subterrâneas do Metro do Porto

Uma das obras públicas de maior dimensão em Portugal que interessam estas formações graníticas é a do Metro Ligeiro do Porto (Vieira, 2002). O Metro do Porto envolve uma rede de cerca de 70 km, compreendendo a parte enterrada 11 estações, sendo 5 por técnicas mineiras e 6 do tipo *cut-and-cover*, e dois túneis por escavados com recurso a tuneladoras TBM-EPB (Figura 2.4).

O sistema do Metro abrange sete concelhos da área Metropolitana do Porto – Porto, Matosinhos, Gaia, Maia, Vila do Conde, Pova do Varzim e Trofa – e uma população de cerca de 1200000 habitantes (Monteiro et al., 2002; Vieira, 2002) tendo sido concebido para utilização preferencial à superfície. Os troços em túnel representam cerca de 10% da extensão total do projecto (Vieira, 2002). São várias as estruturas subterrâneas envolvidas: os túneis das linhas C e S; o túnel da Lapa (também designado por túnel ferroviário da Trindade) e o túnel J (ligação técnica entre as linhas S e C). Nas Figuras 2.5 e 2.6, apresentam-se em planta os túneis TBM das linhas C e S com extensão de 2,5 e 4,5km, respectivamente.

A construção das obras enterradas do Metro do Porto tem levantado problemas por se localizarem numa área urbana fortemente edificada e por atravessar um maciço granítico bastante heterogéneo.

A caracterização deste maciço, em termos de projecto, foi feita com base em campanhas de sondagens e de ensaios, que permitiram a definição de diferentes classes geomecânicas, a avaliação dos respectivos parâmetros e o estabelecimento de correlações entre eles. Neste trabalho, faz-se uma reavaliação de informação geomecânica obtida com o decorrer das obras

e estabelecem-se novas correlações entre vários parâmetros geomecânicos das formações graníticas atravessadas.

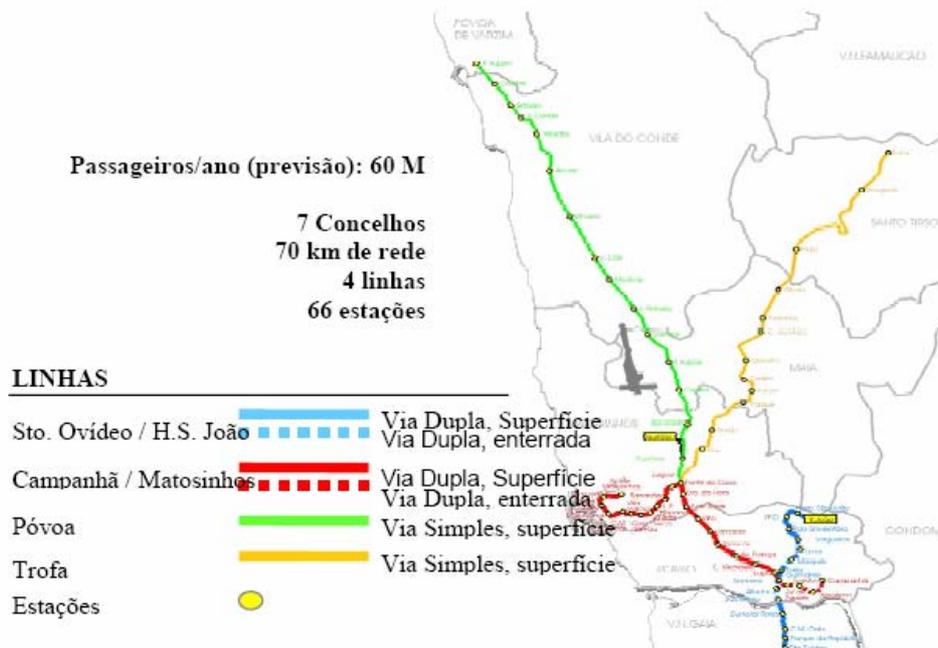


Figura 2.4 – Rede do Metro Ligeiro do Porto (Vieira, 2002)

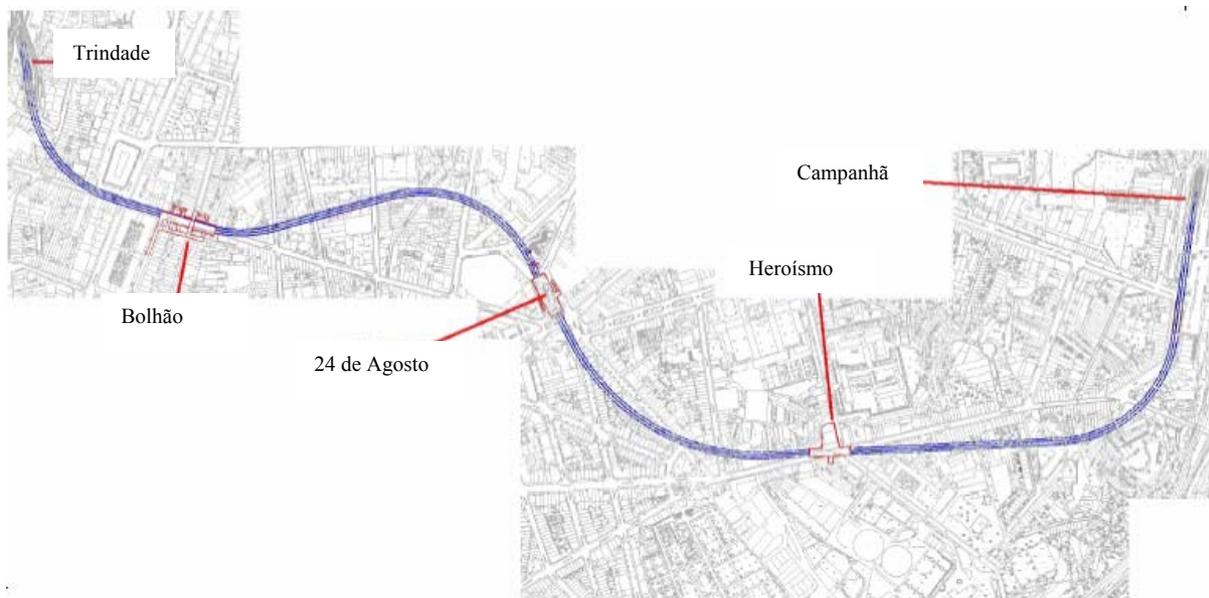


Figura 2.5 – Planta em meio urbano da Linha C (Vieira, 2002)

Os túneis das linhas C e S estão a ser construídos com recurso a tuneladoras TBM-EPB (*Earth Pressure Balance*) (Figura 2.7) com diâmetros de 8,7m (Campanhã-Trindade e Trindade-S. Bento) e 8,9m (Salgueiros-Trindade) da marca Herrenknecht (Barreiros Martins

et al., 2003). A TBM pode avançar em modo aberto (sem pressão aplicada na frente de escavação) ou fechado (com a câmara de escavação sempre cheia qualquer que seja o tipo de terreno escavado com controlo das pressões de terra), no entanto, apenas na fase inicial trabalhou em modo aberto. O revestimento dos túneis é constituído por anéis pré-fabricados de betão sendo cada um formado por seis aduelas idênticas e por uma adicional de fecho. Após a aplicação das aduelas, é injectado o vazio anelar entre estas e o contorno da escavação.

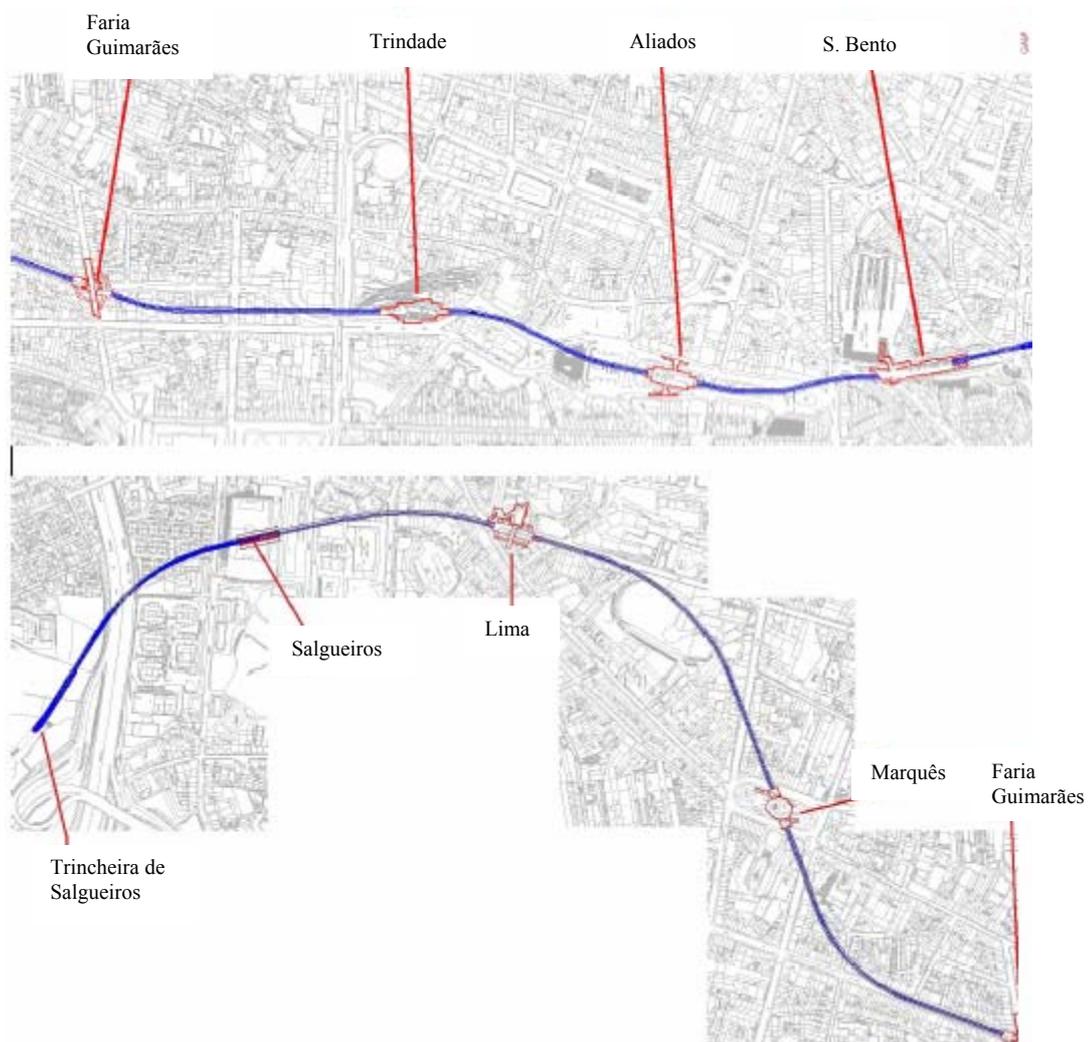


Figura 2.6 – Planta em meio urbano da Linha S (Vieira, 2002)

Está ainda em construção um túnel de serviço, designado túnel J, recorrendo a um método de construção sequencial, que estabelece a ligação técnica entre as duas linhas referidas anteriormente, bem como a reabilitação do túnel da Lapa com uma extensão de cerca de 500m, que se vai integrar na rede do Metro.

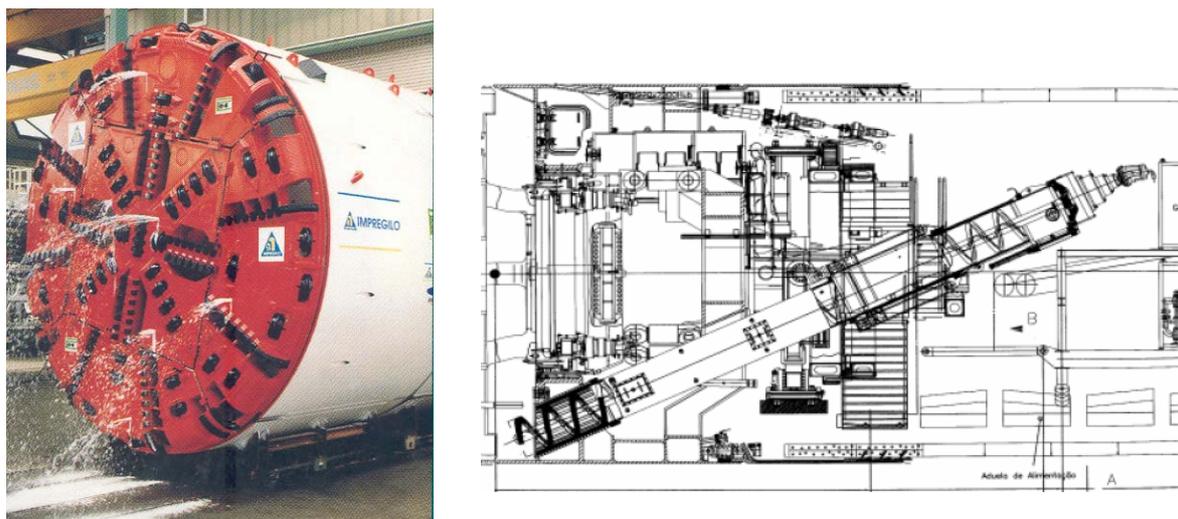


Figura 2.7 – Tuneladora utilizada no Metro do Porto

Associado à construção dos túneis TBM executaram-se, ou estão ainda em execução, trincheiras correspondentes às entradas e saídas da tuneladora, obras que permitem atingir a profundidade necessária para prosseguir com os trabalhos subterrâneos. Estes são de concepção relativamente simples, formadas por uma contenção por estacas e por apoios conseguidos, em regra, com ancoragens.

As estações *cut-and-cover* apresentam alturas de escavação variando entre 15 e 22m, com a exceção da estação Avenida de França, cuja altura é de cerca de 10m. No que se refere à Estação Campo 24 de Agosto, com altura de escavação superior a 20m, a solução passou pela realização de paredes moldadas, conforme se apresenta na Figura 2.8 (Topa Gomes et al., 2002).

No que concerne às estações totalmente subterrâneas, estas apresentam algumas dificuldades na sua concretização dada a especificidade da cidade do Porto, com grande ocupação do espaço à superfície. Em regra, o acesso é feito através de um poço que permite o ataque com métodos mineiros à estação propriamente dita. Dependendo da posição desse poço relativamente às cavernas, existem várias configurações possíveis. Na Figura 2.9, ilustra-se, em planta, a Estação do Marquês da linha S. Esta é composta por um poço elíptico com 48 e 40m de escavação, respectivamente no maior e menor diâmetro, com 27m de profundidade que abriga a maior parte da estação e por duas naves que possuem largura máxima de aproximadamente 18m e comprimentos médios de cerca de 20m por cada nave (Andrade et al., 2003).

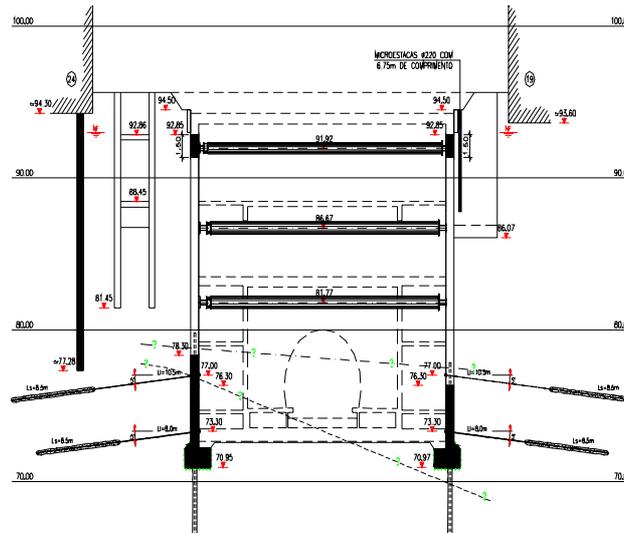


Figura 2.8 - Corte transversal da Estação Campo 24 de Agosto (Topa Gomes et al., 2002)

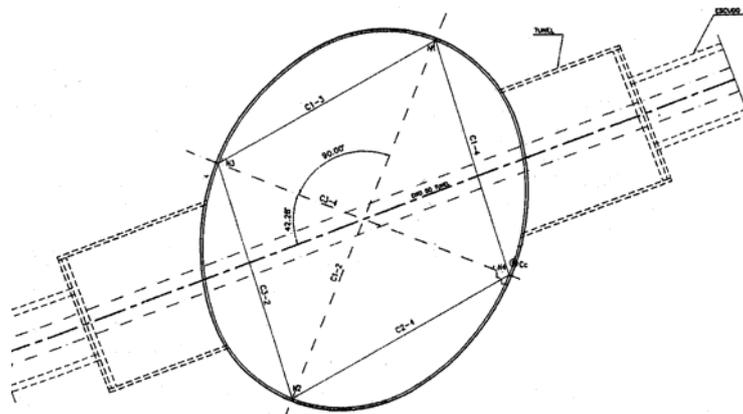


Figura 2.9 - Estação do Marquês (Andrade et al., 2003)

2.4 Classificação do maciço e parâmetros de projecto

O método de classificação do maciço e o procedimento utilizado para a obtenção de parâmetros de projecto podem ser esquematizados da seguinte forma (Topa 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 homogêneas 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 homogêneas;
- avaliação do GSI - *Geological Strength Index* (Hoek et al, 1995);
- definição dos parâmetros geomecânicos para cada classe, utilizando correlações empíricas e resultados de ensaios.

Com base nestes critérios, definiu-se uma classificação geomecânica do maciço granítico com 7 grupos geomecânicos, que se apresenta na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Características dos grupos geomecânicos

Grupo Geomec.	Grau de alteração	Grau de fracturação (F)	GSI	N _{SPT}
G1	W1	F1-F2	65-85	-
G2	W2	F2-F3	45-65	-
G3	W3	F3-F4	30-45	-
G4	W4	F4-F5	15-30	-
G5	W5	n.a.	-	>50
G6	W5/W6	n.a.	n.a.	<50
G7	n.a.	n.a.	n.a.	var.

n.a. – não aplicável; N_{SPT} – número de pancadas do ensaio SPT

Foram utilizadas, também, análises probabilísticas para a obtenção de parâmetros geomecânicos de projecto para os diferentes grupos (Normetro, 2001, 2003). Valores médios e gamas de valores destes parâmetros apresentam-se nas Tabelas 2.3 e 2.4.

Tabela 2.3 - Parâmetros de projecto para maciços rochosos

Grupo geomec.	σ_c (MPa)	γ (kN/m ³)	m_b	s	E_M (GPa)
G1	90-150	25-27	7,45	6,9E-2	35
G2	30-90	25-27	3,2	7,5E-3	10
G3	10-35	23-25	0,98	7,5E-4	1,5
G4	1-15	22-24	0,67	0	0,5

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.

Ao nível do projecto, foram ainda derivadas correlações empíricas, entre diversos parâmetros definidas nas expressões 2.1 a 2.5 (Normetro, 2001):

$$\sigma_c = 24 \cdot I_s(50); R^2=0,86 \text{ (válida para } I_s(50) \leq 4) \quad (2.1)$$

$$\sigma_c = 46 + 12,5 \cdot Is_{(50)} \text{ (válida para } Is_{(50)} > 4) \quad (2.2)$$

$$\sigma_c = 0,044 \cdot R_m^2 + 0,3 \cdot R_m; R^2 = 0,81 \quad (2.3)$$

$$E_t = 29,43 \cdot \sigma_c^{1,47}; R^2 = 0,93 \quad (2.4)$$

$$\sigma_c = 6 \cdot 10^{-6} \cdot V_p^2 - 5 \cdot 10^{-4} \cdot V_p; R^2 = 0,91 \quad (2.5)$$

em que, σ_c é a resistência à compressão uniaxial da rocha em MPa, $Is_{(50)}$ é o índice de carga pontual para uma amostra com um diâmetro de 50mm em MPa, R_m é o índice de repercussão esclerométrica obtido com o martelo de Schmidt, V_p é a velocidade das ondas sísmicas medidas em laboratório em m/s, E_t é o módulo de deformabilidade tangente do material rochoso na carga definido para níveis de deformação entre 0,3 e 1% em MPa, e R^2 é o coeficiente de determinação da correlação.

Tabela 2.4 - Parâmetros de projecto para maciços terrosos

Grupo geomec.	γ (kN/m ³)	c' (MPa)	ϕ' (°)	E_d (GPa)
G5 – SPT nega	19-21	0,04-0,05	36	0,15
G5 – SPT 50-60	19-21	0,03	34	0,15
G6	18-20	0,01	32	0,03-0,05
G7	18-20	0	28	0,02-0,03

γ - peso volumico natural; c' e ϕ' – coesão e ângulo de atrito efectivo; E_d – módulo de deformabilidade.

2.5 Reavaliação da informação geomecânica

2.5.1 Descrição da metodologia

No âmbito deste trabalho de investigação, alguma da informação geomecânica recolhida pela Normetro (2001; 2003), durante diversas fases de estudo e de construção do Metro do Porto, obtida em ensaios *in situ* e em laboratório, foi reavaliada, tendo sido propostas novas correlações entre diversos parâmetros e índices geomecânicos. Para a obtenção das correlações recorreu-se ao método dos mínimos quadrados e procedeu-se a uma análise de resíduos, de modo a eliminar das correlações pontos de ensaio fora da gama considerada aceitável para os resíduos *studentizados* (entre -2 e 2) por forma a melhorar o seu desempenho (Miranda et al., 2003).

A título de exemplo, apresenta-se, na Figura 2.10, a correlação entre a resistência à compressão uniaxial e a resistência à tracção da rocha e a análise de resíduos *studentizados*.

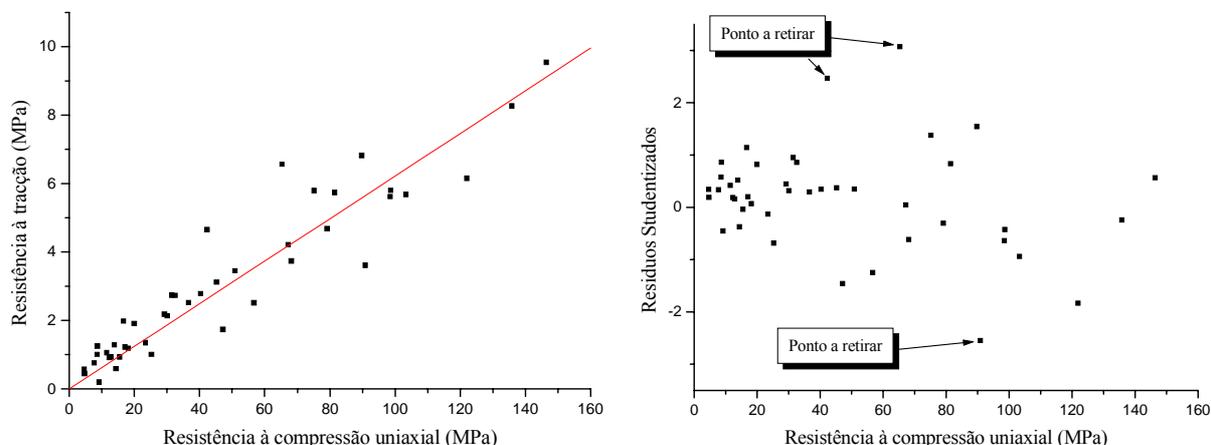


Figura 2.10 – Correlação entre a resistência à compressão uniaxial e a resistência à tracção e análise dos resíduos

Foram, ainda, obtidas bandas de valores para um intervalo de confiança de 95% (Figura 2.11). Estas bandas definem uma zona onde se encontram 95% dos pontos considerados.

Esta reavaliação incidiu, também, na validação dos intervalos de resistência à compressão uniaxial definidos no projecto para cada grau de alteração (W) com base numa metodologia estatística diferente da já apresentada. Com base na distribuição dos valores da resistência à compressão uniaxial por grau de alteração, apoiada na classificação visual, estabeleceram-se os intervalos definidores de cada grau de alteração através da seguinte metodologia:

- observação dos histogramas da distribuição de frequências dos valores de resistência em cada classe;
- consideração dos valores compreendidos entre os percentis 25 e 75;
- consideração da mediana da classe.

2.5.2 Validação dos intervalos de resistência à compressão uniaxial

Os intervalos definidos no projecto para a resistência à compressão uniaxial por grau de alteração do granito são os que se apresentam na Tabela 2.5. Estes valores foram obtidos com base na análise estatística de resultados ensaios de compressão uniaxial e de carga pontual.

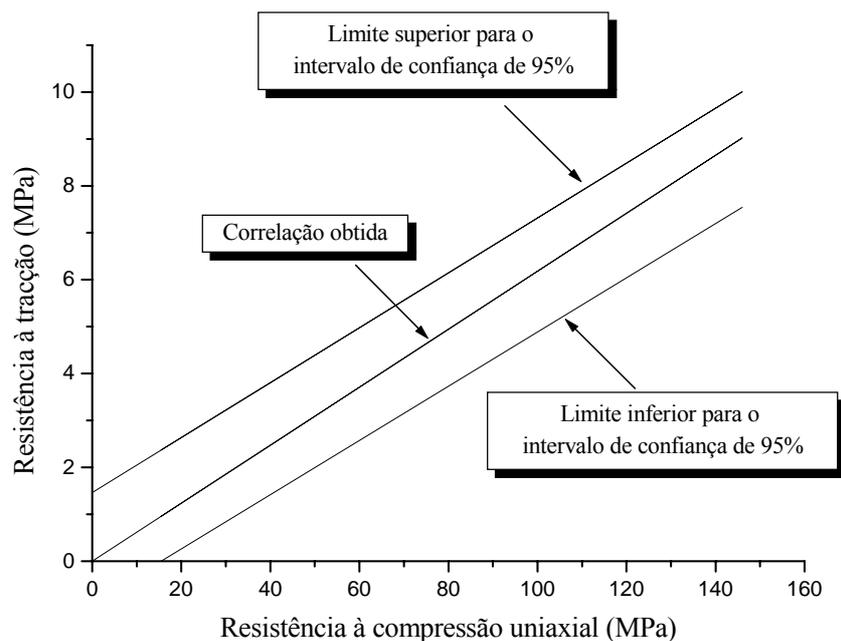


Figura 2.11 – Bandas de valores para a correlação entre a resistência à compressão uniaxial e a resistência à tração para um intervalo de confiança de 95%

Tabela 2.5 – Intervalos definidos no projecto para a resistência à compressão uniaxial por grau de alteração

W	Intervalo de variação para σ_c (MPa)
W1	>90
W2	35-90
W3	10-35
W4	1-15
W5	0,1-1
W6	<0,1

Para a validação destes intervalos, analisaram-se os resultados de 121 ensaios de compressão uniaxial, sem considerar os resultados obtidos através de correlações com outros ensaios. Em doze destes ensaios não foi possível relacionar os resultados com o grau de alteração, por isso numa primeira fase, a análise incidiu apenas sobre 109 ensaios. Deste modo, da análise estatística efectuada obtiveram-se os resultados que se apresentam na Tabela 2.6.

A grande interpenetração dos valores da resistência entre as classes, deve-se, fundamentalmente, à ambiguidade da classificação do grau de alteração de cada amostra, já que esta somente é dependente da observação visual. Seguindo a metodologia definida em 2.5.1, foi possível definir, para cada classe, os intervalos apresentados na Tabela 2.7.

Tabela 2.6 – Análise estatística dos resultados de resistência à compressão uniaxial

W	N.º Ensaios	Média	Mediana	Desvio padrão	Mínimo	Máximo
W1	2	69,86	-	-	69,54	70,18
W2	16	48,61	44,54	26,25	14,39	97,71
W3	43	27,99	22,09	23,41	2,94	119,7
W4	17	6,66	5,13	5,29	1,33	20,83
W5	6	5,126	0,106	9,787	0,017	24,53
W6	25	0,0559	0,050	0,0241	0,0300	0,1348

Tabela 2.7 – Intervalos de variação da resistência à compressão uniaxial por grau de alteração

W	Intervalo de variação para σ_c (MPa)
W1	>70
W2	35-70
W3	10-35
W4	2-10
W5	0,1-2
W6	<0,1

Com base nestes intervalos, procedeu-se à reclassificação das resistências sendo possível atribuir grau de alteração aos 12 valores não considerados na primeira análise. Com os novos valores procedeu-se a nova análise estatística tendo sido derivados os valores apresentados na Tabela 2.8.

Tabela 2.8 - Análise estatística dos resultados de resistência à compressão uniaxial após reclassificação

W	N.º Ensaios	Média	Mediana	Desvio padrão	Mínimo	Máximo
W1	6	88,60	84,35	18,67	70,18	119,70
W2	19	52,51	51,25	9,31	37,92	69,54
W3	39	20,95	19,95	6,76	10,61	34,81
W4	26	5,00	4,86	2,00	2,07	8,85
W5	4	0,419	0,122	0,607	0,102	1,329
W6	27	0,0532	0,050	0,0202	0,017	0,0960

Esta reclassificação fez melhorar os índices estatísticos, aproximando-se os valores da média e da mediana indiciando uma distribuição normal dos valores e a consequente validade destas medidas de localização. O valor do desvio padrão também desceu, consequência da menor dispersão entre os valores.

Comparando os intervalos obtidos com os definidos no projecto, verifica-se que as diferenças não são substanciais, no entanto, notam-se, as seguintes diferenças: i) o novo intervalo de valores definidor do grau de alteração W1 tem um limite inferior substancialmente mais baixo; ii) com estes intervalos, não se confirma a interpenetração entre os graus de alteração W3 e W4, como tinha sido definido no projecto; iii) o limite superior para o grau de alteração W5 é de 2MPa, em contraposição a 1MPa definido no projecto.

2.5.3 Correlações obtidas

Através da comparação de resultados de ensaios de carga pontual (Is_{50}) com os de compressão uniaxial (σ_c), foi possível derivar uma correlação entre σ_c e Is_{50} . Os dados de origem da correlação apresentam-se na Figura 2.12.

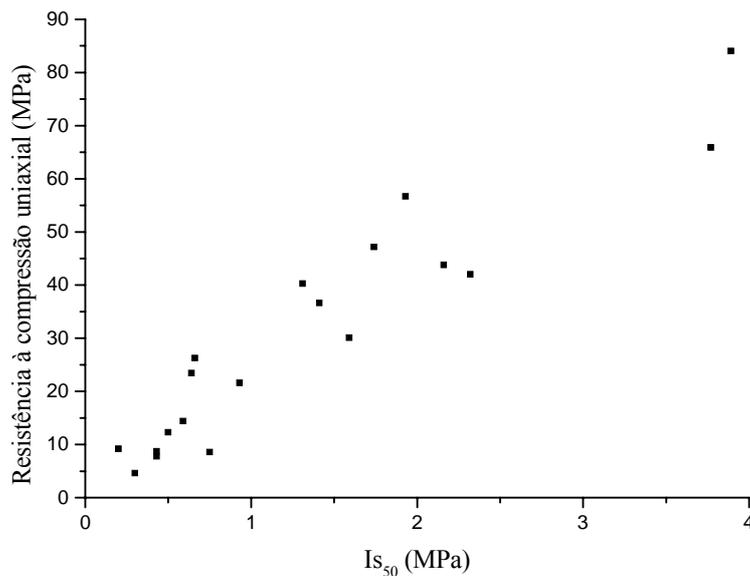


Figura 2.12 – Dados de origem para a correlação entre $Is_{(50)}$ e σ_c

A equação que melhor se ajusta a estes pontos é a seguinte:

$$\sigma_c = 21,4 \cdot Is_{(50)} ; R^2=0,87 \text{ (válida para } Is_{(50)} \leq 4) \quad (2.6)$$

Na Figura 2.13 apresenta-se a distribuição de resíduos *studentizados* correspondentes a esta correlação.

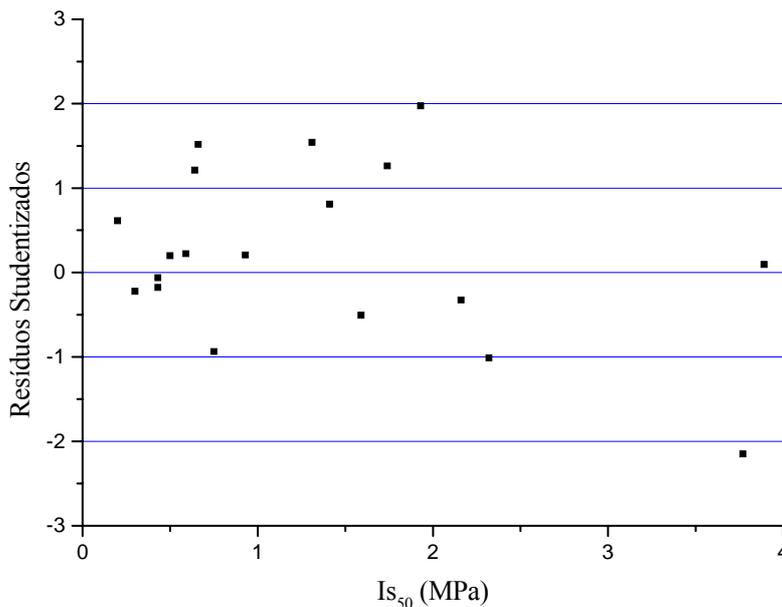


Figura 2.13 – Resíduos *studentizados* para a correlação entre $Is_{(50)}$ e σ_c

Da análise dos resíduos verifica-se que estes apresentam uma distribuição regular em torno do valor zero e dentro do intervalo desejável (-2; 2) com a excepção de apenas um valor. A média dos resíduos é próxima de zero (0,22). O ponto fora do intervalo considerado desejável foi então retirado obtendo-se a forma final da correlação:

$$\sigma_c = 22,8 \cdot Is_{(50)}; R^2=0,87 \text{ (válida para } Is_{(50)} \leq 4) \tag{2.7}$$

Na Figura 2.14 apresenta-se, para a correlação apresentada, as bandas de valores referentes a um intervalo de confiança de 95%.

Tentou obter-se uma correlação entre o índice $Is_{(50)}$ e o índice R_m através de um elevado número de resultados de ensaios (556) executados no âmbito das campanhas de prospecção para a construção de várias estações subterrâneas. A relação, apesar de apresentar uma tendência exponencial, apresenta grande dispersão (Figura 2.15), o que pode levar a concluir que o ensaio com o martelo de *Schmidt* não é muito fiável para a determinação da resistência a cargas pontuais e, conseqüentemente, da resistência à compressão uniaxial da rocha. Devido a este facto, optou-se, neste caso, por não se aplicar a metodologia proposta já que o número de pontos a retirar seria elevado.

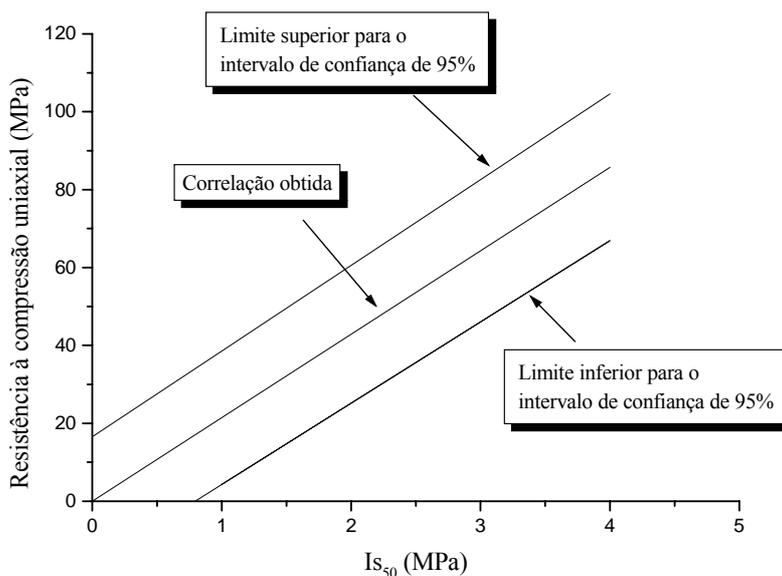


Figura 2.14 – Bandas de valores para um intervalo de confiança de 95% para a correlação entre $I_{S(50)}$ e σ_c

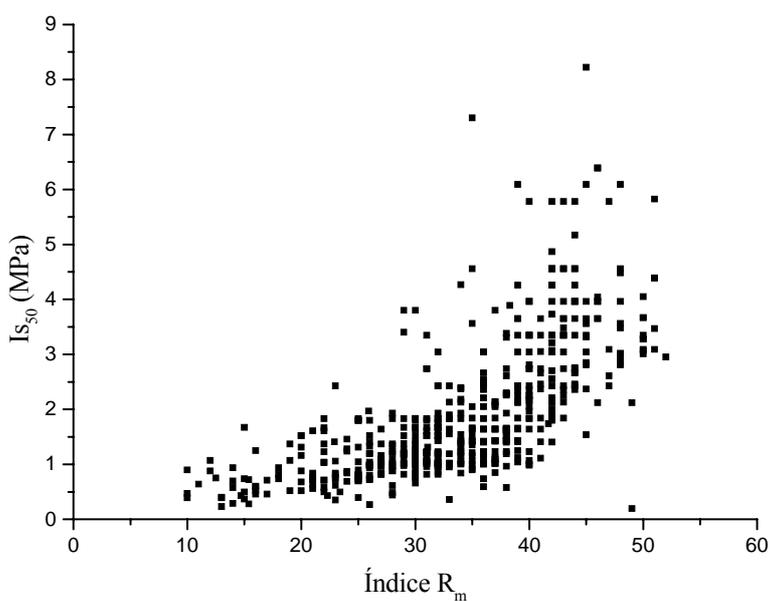


Figura 2.15 – Relação entre os índices R_m e $I_{S(50)}$

A equação que melhor se ajusta a estes pontos é a seguinte:

$$I_{S(50)} = 0,02592 \cdot e^{0,0537 \cdot R_m} ; \text{ com } R^2=0,55 \quad (2.8)$$

Esta expressão só explica 55% dos casos o que é manifestamente pouco. No entanto, apresentam-se, na Figura 2.16, de forma meramente indicativa, as linhas referentes à

correlação sugerida bem como as bandas de valores referentes a um intervalo de confiança de 95%.

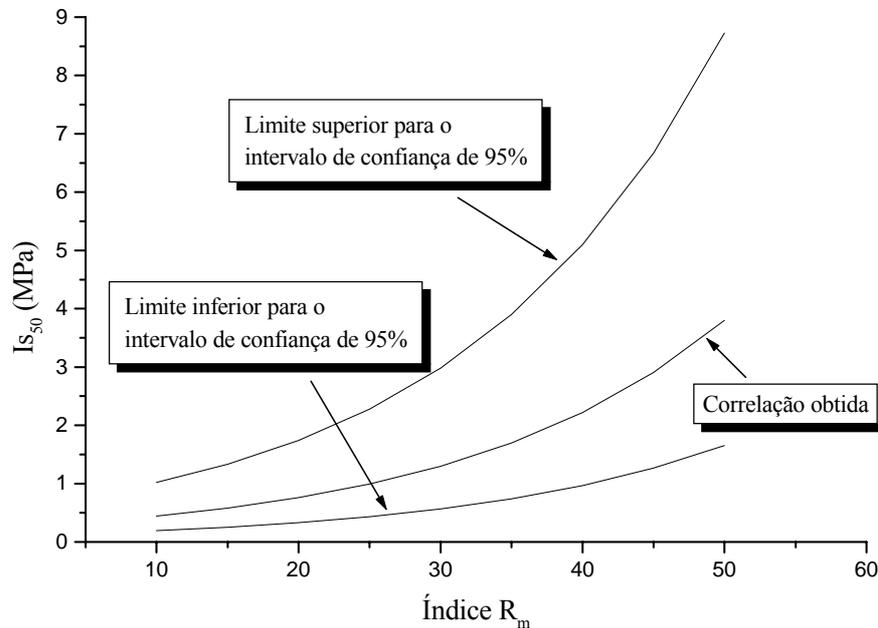


Figura 2.16 - Correlação entre R_m e $I_{s(50)}$ e bandas de valores referentes a um intervalo de confiança de 95%

Analisaram-se 91 ensaios de compressão uniaxial com estabelecimento da curva de tensão-deformação. Com estes ensaios obteve-se uma correlação entre a resistência à compressão uniaxial e o módulo de deformabilidade tangente (E_t) definido para valores de deformação entre 0,3% e 1%. Os dados de origem da correlação apresentam-se na Figura 2.17.

A correlação correspondente é definida pela seguinte expressão:

$$E_t = 201,4 \cdot \sigma_c ; R^2=0,95 \quad (2.9)$$

Da análise do gráfico dos resíduos (Figura 2.18) pode verificar-se que, apenas 1 valor se encontra fora do intervalo desejável para estes resíduos (-2; 2). A sua distribuição não é muito uniforme, apresentando uma concentração de valores negativos até valores de tensão de rotura de cerca de 30MPa. Isto quer dizer que até este valor, a correlação tem tendência a sobrestimar o valor de E_t . Na gama 60-70MPa acontece o inverso, ou seja, a correlação tende a subestimar este valor. A média dos resíduos *studentizados* é próxima de zero (-0,37).

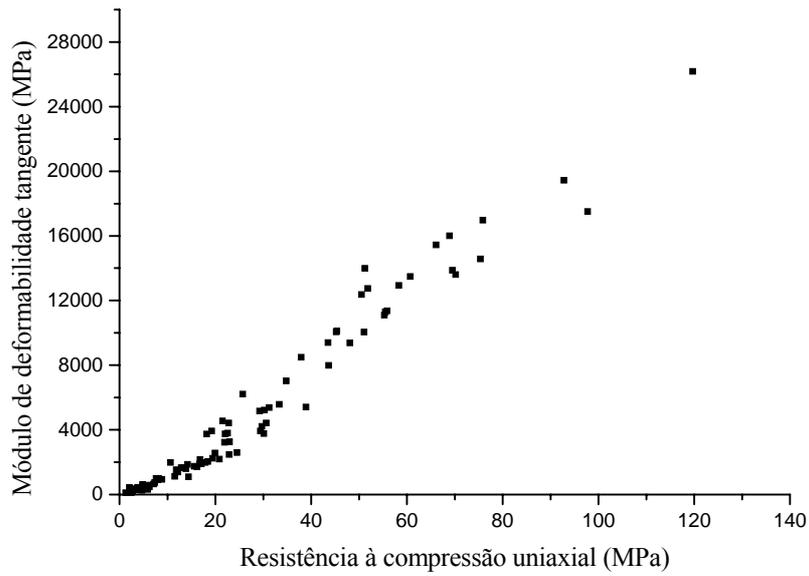


Figura 2.17 - Dados de origem para a correlação entre σ_c e E_t

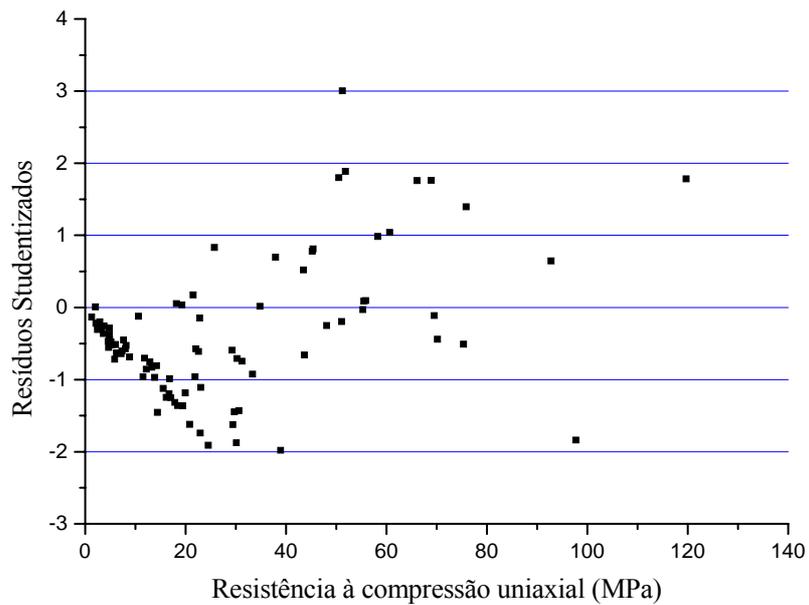


Figura 2.18 - Resíduos *studentizados* para a correlação entre σ_c e E_t

Retirando o ponto fora da gama aceitável obtém-se a seguinte correlação final:

$$E_t = 199,8 \cdot \sigma_c ; R^2=0,95 \quad (2.10)$$

As bandas de valores para um intervalo de confiança de 95% estão apresentadas na Figura 2.19.

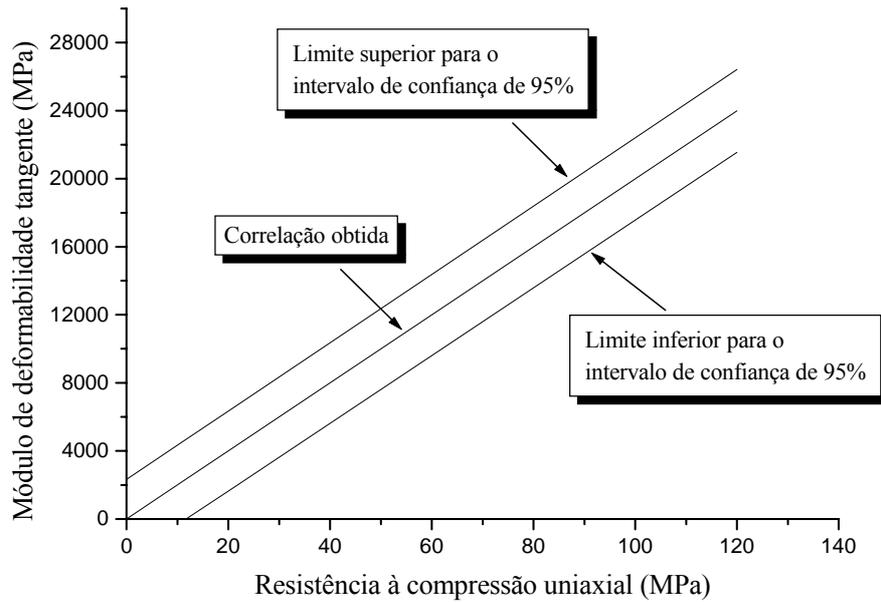


Figura 2.19 - Bandas de valores para um intervalo de confiança de 95% para a correlação entre σ_c e E_t

Definiram-se, ainda, correlações para os módulos de deformabilidade secantes para dois níveis de deformação (0,1 e 0,5%) que normalmente se registam em túneis. Os dados de origem destas correlações apresentam-se nas Figuras 2.20 e 2.21.

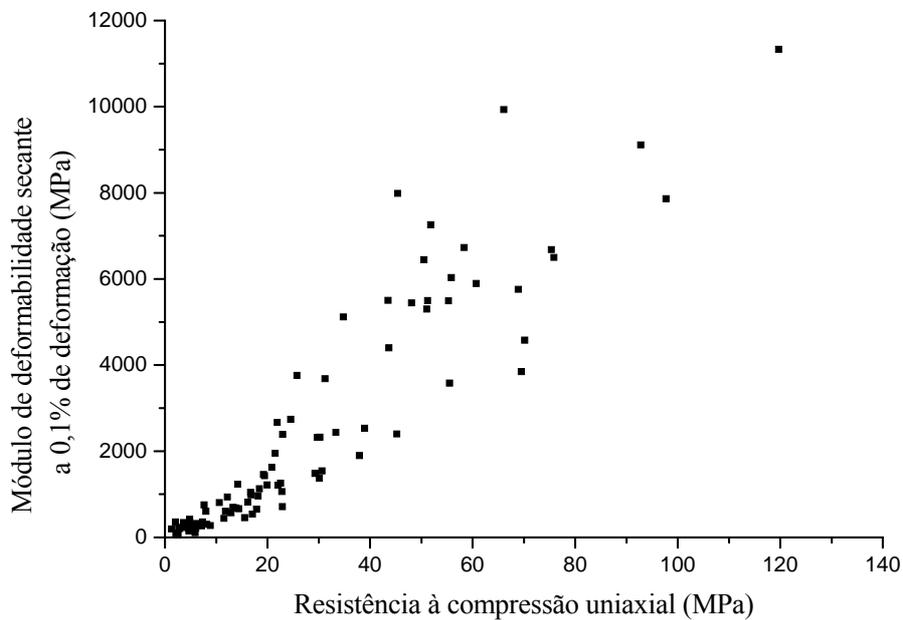


Figura 2.20 - Dados de origem para a correlação entre σ_c e $E_{sec}^{0,1\%}$

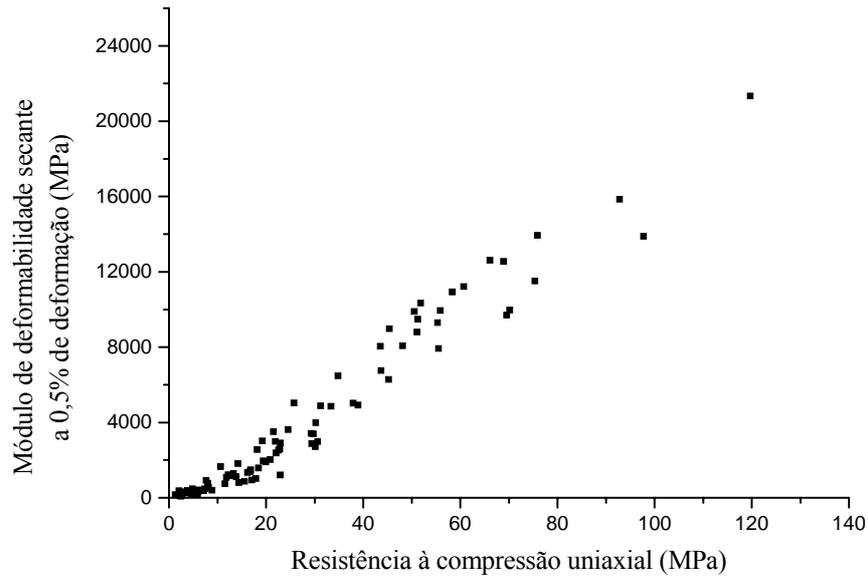


Figura 2.21 - Dados de origem para a correlação entre σ_c e $E_{sec}^{0,5\%}$

As expressões que traduzem estas correlações são as seguintes:

$$E_{sec}^{0,1\%} = 91,851 \cdot \sigma_c ; R^2=0,85 \quad (2.11)$$

$$E_{sec}^{0,5\%} = 160,03 \cdot \sigma_c ; R^2=0,94 \quad (2.12)$$

em que, $E_{sec}^{0,1\%}$ e $E_{sec}^{0,5\%}$ são, respectivamente, os módulos de deformabilidade secantes para 0,1 e 0,5% de deformação em MPa. A correlação entre σ_c e $E_{sec}^{0,1\%}$ apresenta um coeficiente de determinação ligeiramente inferior aos encontrados para as outras correlações entre σ_c com os módulos de deformabilidade. Este facto deve-se, provavelmente, à menor precisão das leituras para estes níveis de deformação. Nas Figuras 2.22 e 2.23 apresentam-se os respectivos erros *studentizados*.

A análise dos resíduos sugere que, em ambas as correlações, até à gama de 20MPa da resistência à compressão uniaxial, estas seguem a tendência de sobrestimação dos valores do módulo de deformabilidade, já observada na correlação deste valor com o módulo de deformabilidade tangente. Para as restantes gamas a distribuição é aproximadamente uniforme. Para a correlação com $E_{sec}^{0,1\%}$ quatro valores dos 91 saem do intervalo aceitável dos resíduos (-2;2) e a média destes é de apenas -0,147, enquanto que na correlação com $E_{sec}^{0,5\%}$ apenas dois valores saem do intervalo, embora a média dos resíduos seja ligeiramente superior, igual a -0,36. As formas finais das expressões são as seguintes:

$$E_{\text{sec}}^{0,1\%} = 88,3 \cdot \sigma_c ; R^2=0,90 \quad (2.13)$$

$$E_{\text{sec}}^{0,5\%} = 158,1 \cdot \sigma_c ; R^2=0,93 \quad (2.14)$$

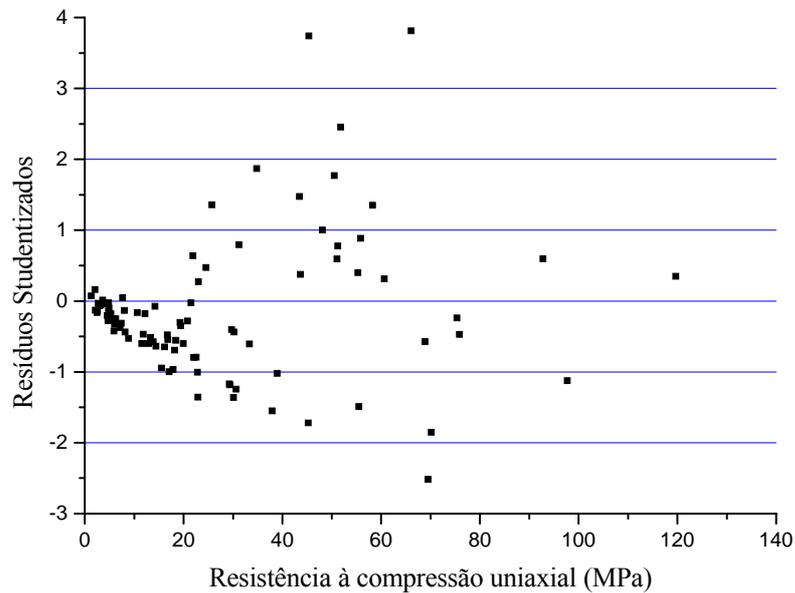


Figura 2.22 - Resíduos *studentizados* para a correlação entre σ_c e $E_{\text{sec}}^{0,1\%}$

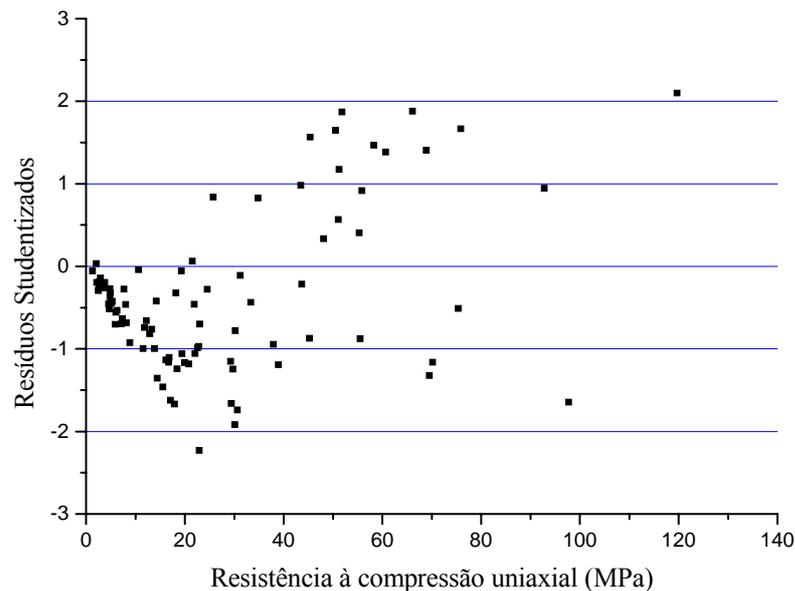


Figura 2.23 - Resíduos *studentizados* para a correlação entre σ_c e $E_{\text{sec}}^{0,5\%}$

Nas Figura 2.24 e 2.25, apresentam-se as gamas de variação para um intervalo de confiança de 95% para estas correlações.

Da análise da informação disponível, foi ainda possível derivar uma série de outras correlações. No que concerne à velocidade das ondas sísmicas P medidas em laboratório, foi

possível correlacionar o seu valor com a resistência à compressão uniaxial e com o peso volúmico. Os dados de origem destas correlações apresentam-se nas Figuras 2.26 e 2.27.

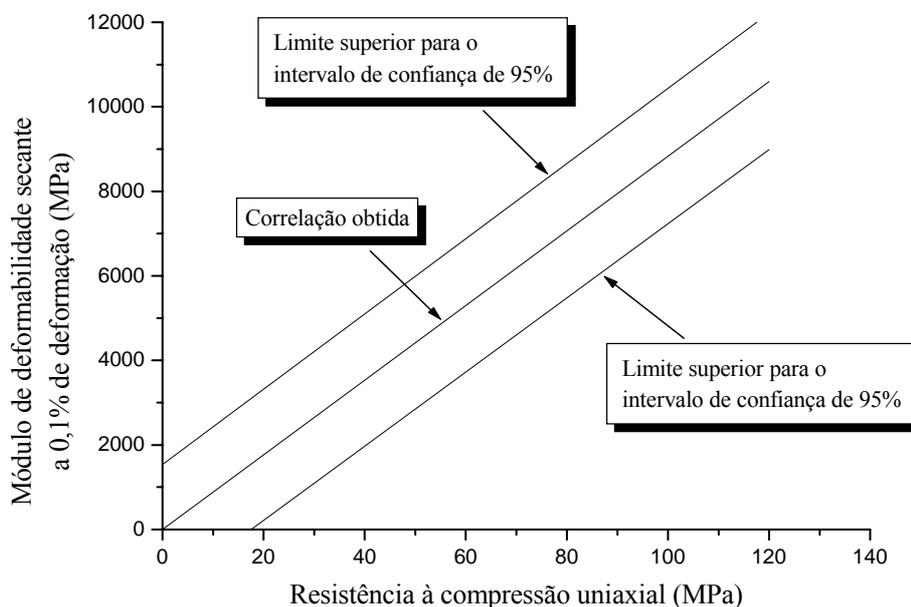


Figura 2.24 - Bandas de valores para um intervalo de confiança de 95% para a correlação entre σ_c e $E_{sec}^{0,1\%}$

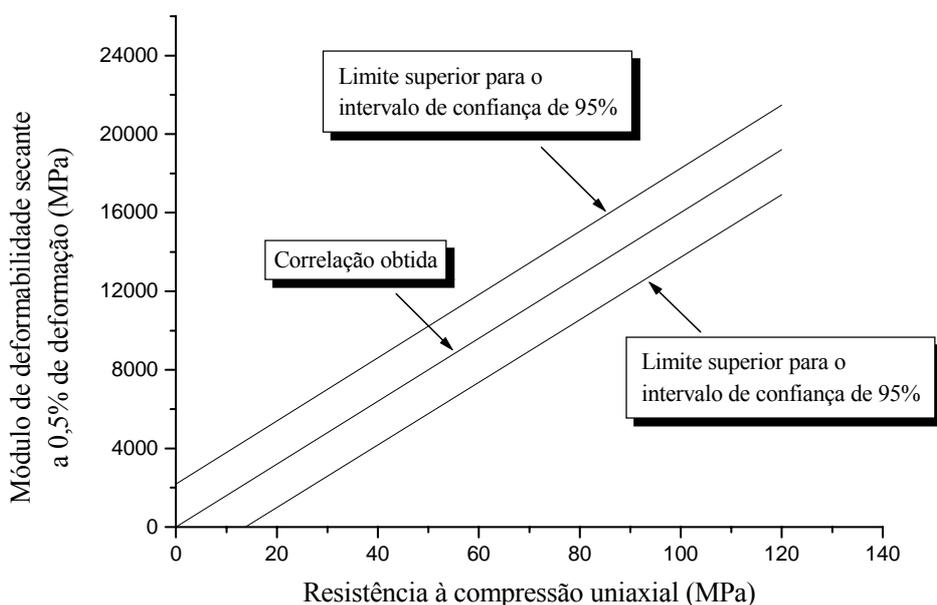


Figura 2.25 - Bandas de valores para um intervalo de confiança de 95% para a correlação entre σ_c e $E_{sec}^{0,5\%}$

As expressões que traduzem estas correlações são as seguintes:

$$V_p = 0,0296 \cdot \sigma_c + 1,24 ; R^2 = 0,77 \quad (2.15)$$

$$V_p = 0,54 \cdot \gamma - 10,794 ; R^2 = 0,76 \quad (2.16)$$

em que V_p é a velocidade das ondas sísmicas medidas em laboratório em km/s e γ é o peso volúmico do material em kN/m^3 . Nas Figuras 2.28 e 2.29 apresentam-se os correspondentes resíduos *studentizados*.

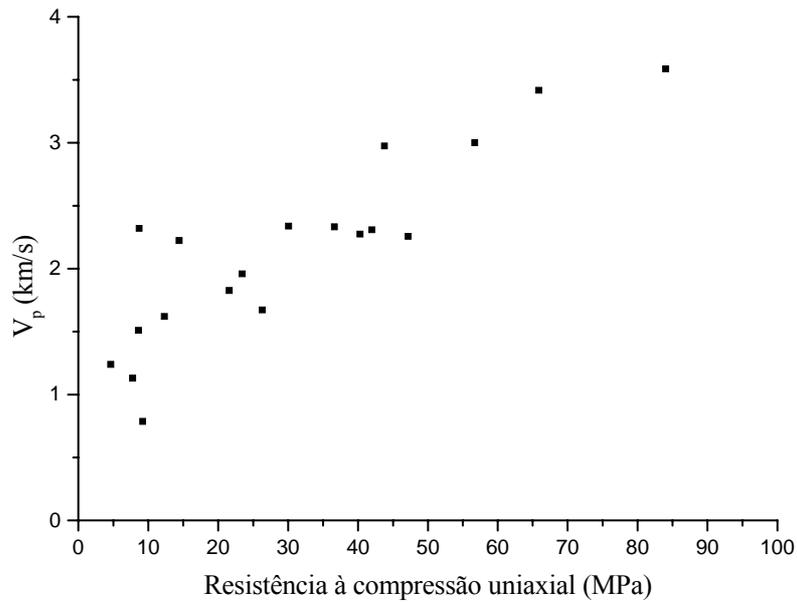


Figura 2.26 - Dados de origem para a correlação entre σ_c e V_p

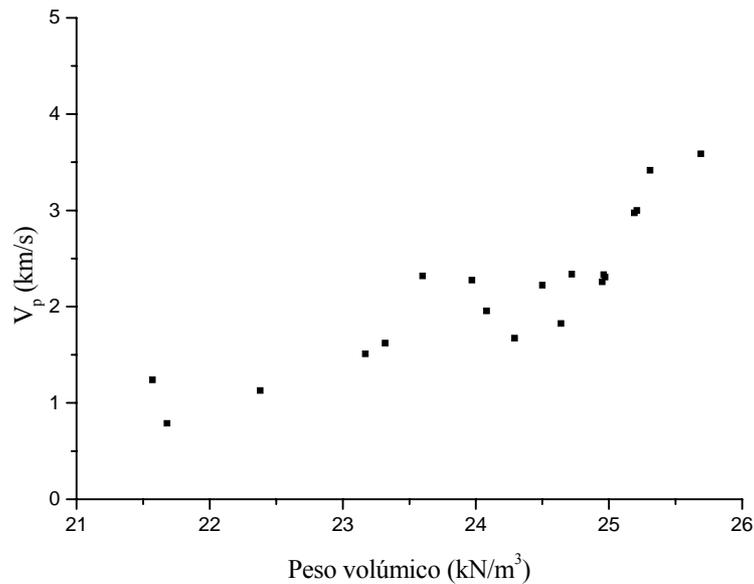


Figura 2.27 - Dados de origem para a correlação entre γ e V_p

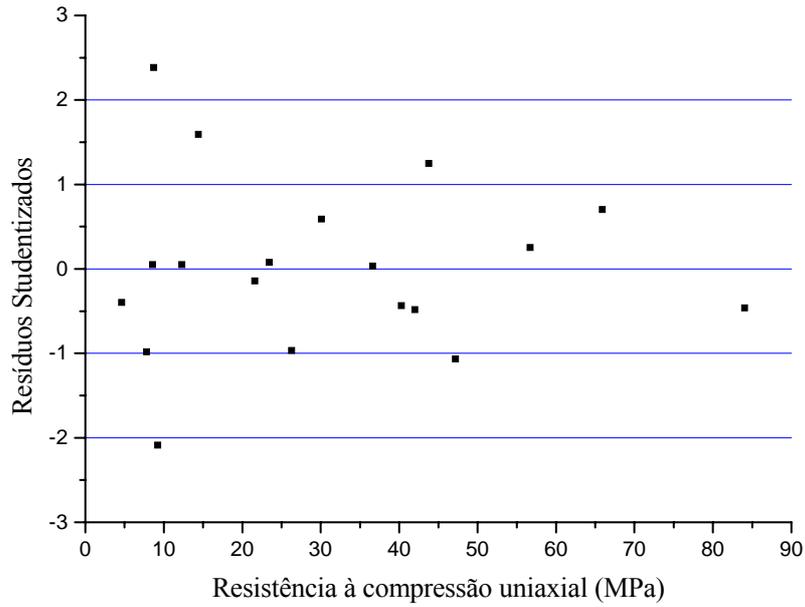


Figura 2.28 - Resíduos *studentizados* para a correlação entre σ_c e V_p

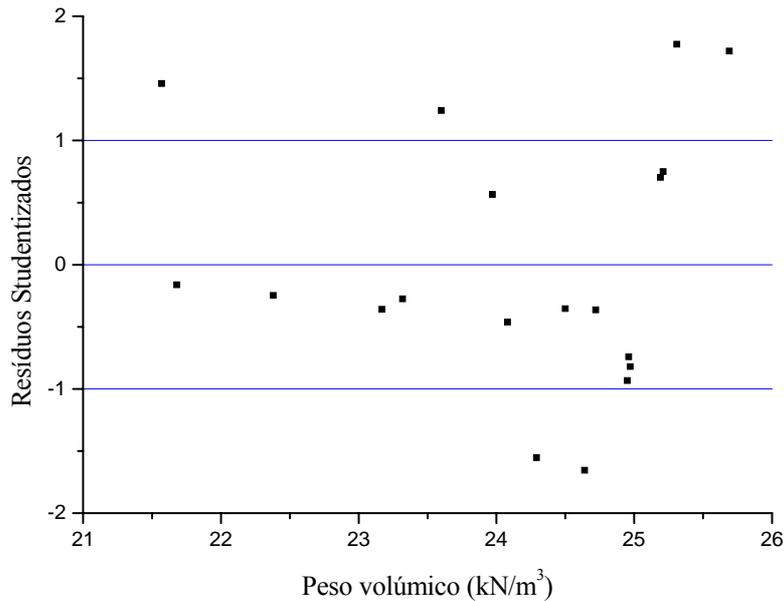


Figura 2.29 - Resíduos *studentizados* para a correlação entre γ e V_p

Os resíduos da correlação entre σ_c e V_p apresentam-se muito bem distribuídos em torno do valor zero, facto que é corroborado pela sua média que é aproximadamente nula (-0,002). Os resíduos da correlação entre γ e V_p apesar de não apresentarem uma distribuição muito uniforme, têm um valor médio baixo (0,015). Para além disso, não apresentam qualquer valor fora do intervalo (-2;2) o que quer dizer que a forma final da correlação é a expressa pela expressão 2.16. Assim, para a correlação σ_c e V_p , retirando os dois valores fora do intervalo

considerado desejável, obtém-se a forma final da correlação que representa um aumento substancial do coeficiente de determinação:

$$V_p = 0,0299 \cdot \sigma_c + 1,22 ; R^2 = 0,87 \quad (2.17)$$

As bandas de valores para um intervalo de confiança de 95% para estas correlações apresentam-se nas Figuras 2.30 e 2.31.

A resistência à tracção (σ_t), obtida por ensaio brasileiro, foi também correlacionada com a resistência à compressão uniaxial com base em 43 ensaios. Os dados de origem, bem como o tratamento estatístico, apresentam-se na Figura 2.10. A forma inicial da correlação, obtida antes de retirados os pontos fora do intervalo considerado desejável para os resíduos é a seguinte:

$$\sigma_t = 0,0622 \cdot \sigma_c ; R^2=0,88 \quad (2.18)$$

em que σ_t é a resistência à tracção em ensaios de compressão diametral em MPa. Depois de retirados os pontos indicados, a expressão não sofreu grandes alterações. A nova expressão relacional é a seguinte:

$$\sigma_t = 0,0618 \cdot \sigma_c ; R^2=0,93 \quad (2.19)$$

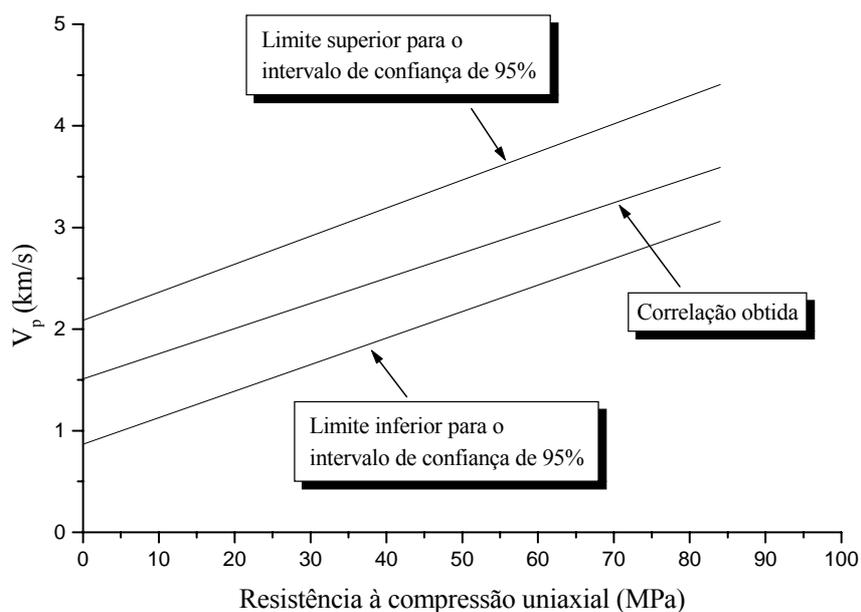


Figura 2.30 - Bandas de valores para um intervalo de confiança de 95% para a correlação entre σ_c e V_p

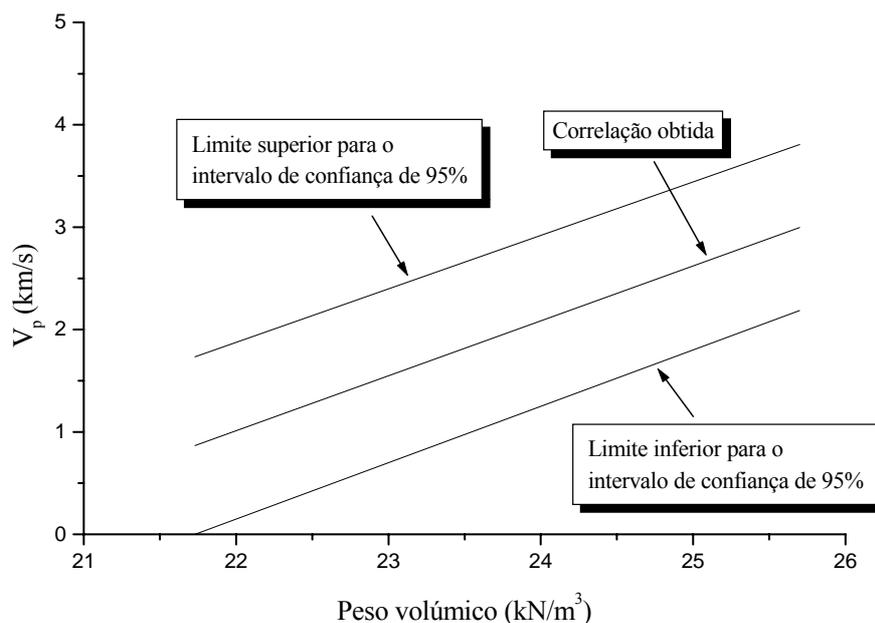


Figura 2.31 - Bandas de valores para um intervalo de confiança de 95% para a correlação entre γ e V_p

Isto significa que a resistência à tracção é de, aproximadamente, 6% da resistência à compressão. Esta correlação foi obtida com valores correspondentes a graus de alteração entre o W1 e o W4. Um estudo considerando os valores separados por grau de alteração concluiu que não havia variação na percentagem encontrada. Deve, no entanto, ter-se alguma prudência na utilização desta correlação para estimar a resistência real à tracção da rocha, uma vez que os ensaios de compressão diametral, vulgo ensaio brasileiro, tendem a sobreestimar este valor.

Obteve-se, ainda, uma correlação entre a resistência à compressão uniaxial em rochas e o seu peso volúmico. Os dados de origem apresentam-se na Figura 2.32.

A expressão que melhor se ajusta a estes dados é a seguinte:

$$\sigma_c = 6,8 \cdot 10^{-6} \cdot e^{0,62 \cdot \gamma}; R^2=0,81 \quad (2.20)$$

Da análise dos resíduos (Figura 2.33) verifica-se uma boa distribuição em torno do ponto zero com uma média de 0,015. Não existe nenhum ponto fora do intervalo (-2;2) o que significa que a expressão 2.20 é a forma final da correlação. Na Figura 2.34, apresentam-se as bandas de valores correspondentes a um intervalo de confiança de 95%.

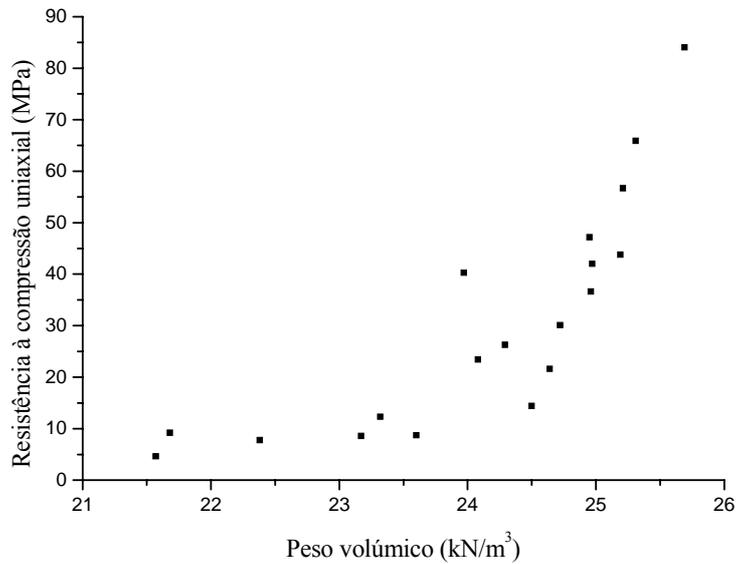


Figura 2.32 - Dados de origem para a correlação entre γ e σ_c

Além destas correlações, apresentam-se, também, outras expressões entre alguns parâmetros que devem ser consideradas como tendências, já que se baseiam num número de ensaios pouco significativo:

$$\sigma_{c,solo} = 52,4 \cdot I_c - 4,3 ; R^2=0,70 \text{ em solos com finos CL} \quad (2.21)$$

$$\sigma_{c,solo} = 26,1 \cdot I_c + 3,4 ; R^2=0,86 \text{ em solos com finos ML} \quad (2.22)$$

$$E_m = 0,53 \cdot N_{SPT} ; R^2=0,85 \quad (2.23)$$

em que $\sigma_{c,solo}$ é a resistência à compressão uniaxial do solo em kPa, I_c é o índice de consistência do solo, E_m é o módulo pressiométrico de Ménard em MPa, CL e ML designam partículas finas argilosas e siltosas de baixa plasticidade, respectivamente.

De modo a obter-se o módulo de deformabilidade de um terreno a partir do módulo de pressiométrico de Ménard, deve corrigir-se este valor de um factor reológico α (Baguelin et al., 1978) segundo a expressão:

$$E = E_m / \alpha \quad (2.24)$$

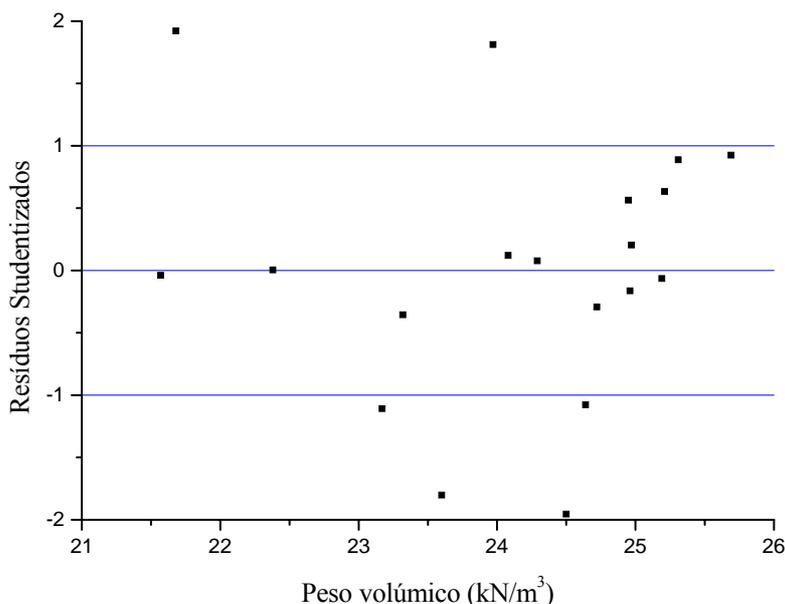


Figura 2.33 - Resíduos *studentizados* para a correlação entre γ e σ_c

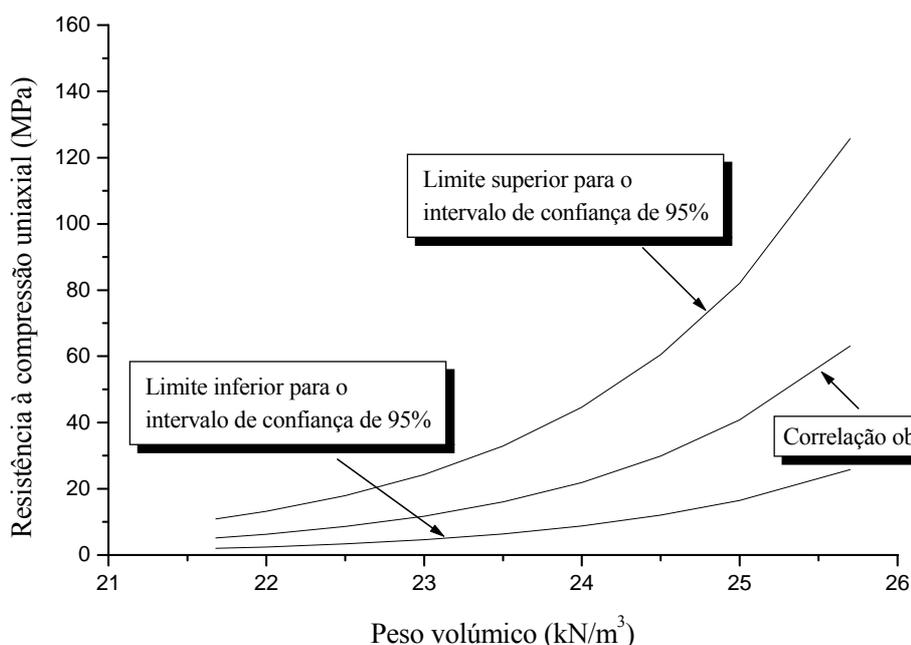


Figura 2.34 - Bandas de valores para um intervalo de confiança de 95% para a correlação entre γ e σ_c

Este coeficiente varia para solos entre 0,25 e 0,67 em função da granulometria e do grau de consolidação (Normetro, 2001). Considerando um factor reológico médio de 0,5 e aplicando-o ao resultado fornecido pela expressão 2.23 conclui-se que esta relação indicial, se aproxima de outras propostas bibliográficas, nomeadamente, a de Viana da Fonseca et al. (2003) que apresenta a seguinte relação entre o N_{SPT} e o módulo de deformabilidade do solo:

$$E / N_{SPT} \cong 1 \tag{2.25}$$

2.6 Considerações finais

Neste Capítulo, fez-se uma análise das características gerais dos maciços graníticos, e em particular da região metropolitana do Porto, mormente no que respeita a aspectos geológico-geotécnicos, aos processos de meteorização que permitem a geração de formações residuais e de heterogeneidades.

Dado que a maioria das obras subterrâneas de maior dimensão nestas formações estão associadas ao Metro Ligeiro do Porto, apresentou-se uma síntese das principais obras subterrâneas deste empreendimento. Foram focados aspectos relativos à classificação geomecânica do maciço e obtenção dos parâmetros de projecto.

O principal objectivo deste Capítulo foi contribuir para um melhor conhecimento das propriedades geomecânicas destes maciços graníticos através da reavaliação da informação geomecânica aplicando metodologias estatísticas.

Deste modo, foram estabelecidas novas correlações entre vários parâmetros e índices geomecânicos baseadas em ensaios *in situ* e em laboratório, que permitem avaliar determinados parâmetros com base nos resultados de outros ensaios e a sua incorporação posterior em sistemas empíricos de classificação e dimensionamento de estruturas subterrâneas em formações graníticas. A reavaliação efectuada foi antecedida de uma redefinição dos intervalos de resistência à compressão uniaxial por grau de alteração do granito.

Analisando a globalidade das correlações encontradas, verifica-se que estas são, na generalidade, de boa qualidade, combinando elevados valores do coeficiente de determinação com uma distribuição de resíduos uniforme e próxima de zero. A opção por eliminar da correlação os pontos fora do intervalo (-2; 2) dos resíduos *studentizados* permitiu melhorar ainda mais o desempenho destas correlações.

Comparando as novas correlações propostas com as estabelecidas na fase de projecto, verifica-se uma grande semelhança nas relações entre σ_c e $I_{s(50)}$ e entre E_t e σ_c . Esta última relação de projecto, prevê valores mais baixos para E_t até valores de σ_c de, aproximadamente, 60MPa acontecendo o inverso a partir deste valor.

Relativamente aos módulos de deformabilidade secantes, verifica-se que, ao contrário do que acontece nos solos, o módulo para 0,5% de deformação é superior ao relativo a 0,1%. Isto deve-se ao facto dos módulos terem sido derivados da curva de tensão-extensão na carga. A fase inicial da curva tensão-deformação na carga apresenta a concavidade voltada para cima, no que resulta em valores crescentes do módulo de deformabilidade nos primeiros níveis de deformação (Figura 2.35) facto que não sucede na fase de recarga (Goodman, 1989).

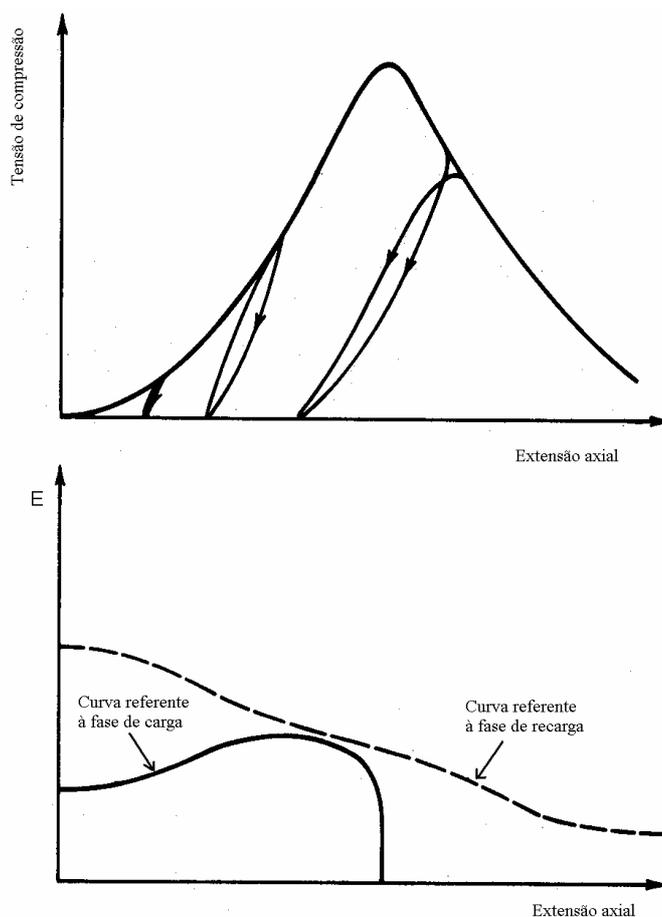


Figura 2.35 – Curvas referentes a um ensaio de compressão uniaxial em rocha (adaptado de Goodman, 1989)

Capítulo 3 - O USO DE METODOLOGIAS PARA CARACTERIZAÇÃO DOS MACIÇOS

3.1 Metodologias de caracterização geomecânica

Têm sido propostos diversos sistemas de classificação de maciços tendo em vista o estudo e projecto de estruturas subterrâneas, com particular incidência para o caso dos maciços rochosos. 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 subjetivas 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 (rochas intactas, estratificadas, moderadamente fracturadas, moderadamente e muito compartimentadas, esmagadas, pouco e muito expansivas). Com base nestas condições da rocha, definiu 9 classes, estabelecendo, para cada classe, a carga transmitida pelo maciço ao suporte e indicações relativas aos suportes e pressões (Tabela 3.1). O diagrama das cargas transmitidas ao suporte apresenta-se na Figura 3.1, onde se explicita o significado de alguns parâmetros utilizados na Tabela 3.1. Estas indicações são válidas para recobrimento acima de $1,5(B+H_t)$ e nível de água acima do tecto.

Considerando um só parâmetro e de uma forma quantitativa, refere-se a classificação de Deere baseada no índice RQD (Deere, 1967), onde o autor propõe uma relação entre o valor do RQD e a qualidade da rocha (Tabela 3.2).

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 discontinuidades;
- condição das discontinuidades;
- orientação das discontinuidades;
- presença da água.

Tabela 3.1 - 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 erraticamente 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

Aos parâmetros são atribuídos pesos, que dependem das características a avaliar no que concerne ao problema em análise, sendo posteriormente obtido um índice geomecânico que resulta de aplicação de expressões de cálculo associados ao sistema empírico utilizado. Permite, na generalidade dos casos, dividir o maciço em determinadas classes de comportamento a que estão associadas, nomeadamente, soluções construtivas e suportes, bem como 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.

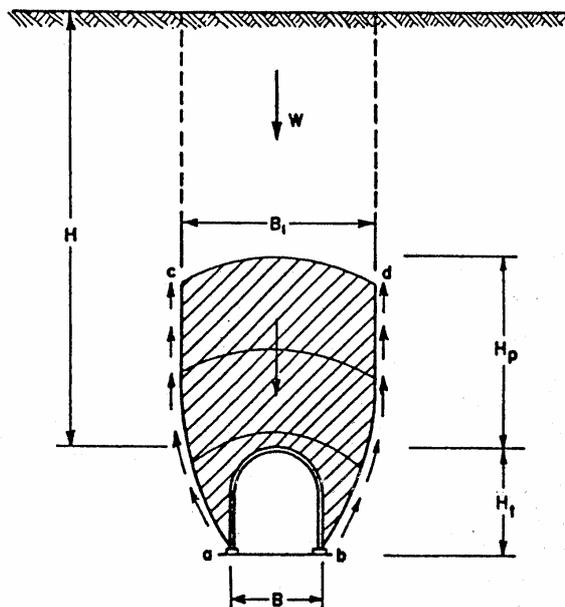


Figura 3.1 – Cargas transmitidas ao suporte

Tabela 3.2 – Obtenção do valor de RQD

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

Os sistemas mais utilizados são o sistema RMR (Bieniawski 1989) e o sistema Q (Barton et al., 1974). As vantagens destes sistemas são a de terem uma alargada e bem estudada base de dados de casos de obra e de serem de aplicação relativamente fácil. Referência, ainda, ao sistema GSI desenvolvido por Hoek (1994), que permite, a partir da determinação de índices geomecânicos obtidos pelos sistemas RMR ou Q, a obtenção de parâmetros para o critério de resistência do maciço rochoso, aproximado como meio contínuo, de Hoek e Brown (1980). Em Portugal, destaca-se o sistema MR proposto por Rocha (1976), que permite quantificar solicitações em suportes de túneis para maciços fracturados, sendo especialmente adequado para maciços em que a idealização de meio descontínuo é mais adequada. Foi especialmente aplicado ao caso de túneis da ferrovia do aço no Brasil (Ojima, 1981) e de algumas obras efectuadas em Portugal (Neves et al., 1989).

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. Enunciam-se, de seguida, alguns defeitos e limitações dos sistemas (Riedmuller e Schubert, 1999; Medley, 1999):

- Os parâmetros de classificação e pesos são aplicados universalmente sem considerar as características específicas do maciço rochoso e do projecto.
- 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.
- Existem inúmeras combinações possíveis para cada sistema para obtenção de um índice geomecânico (por exemplo, 21875 para o RMR e 2363904 para o Q), podendo atingir-se o mesmo valor final da classificação para muitas delas.
- Não consideram, nalguns casos, mecanismos de rotura, deformação e interacção entre a rocha e o suporte.
- 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.

Novas abordagens têm sido elaboradas no sentido de colmatar estas limitações e que permitam que os sistemas de classificação englobem todos os factores que influenciam determinado projecto e considerem as suas interacções. Os tópicos que têm de ser considerados para os diferentes problemas no âmbito da Mecânica das Rochas, e como a solução deve ser abordada, estão representados na Figura 3.2.

Genericamente, os factores que afectam e influenciam o projecto de estruturas subterrâneas podem dividir-se em cinco grupos (Castelli, 1992):

- Factor ambiental do projecto (custo, tempo, etc.)
- Projecto (objecto de construção)
- Propriedades do maciço rochoso

- Factores locais (estado de tensão *in situ*, águas subterrâneas, etc.)
- Factor de engenharia (método de escavação, suporte, etc.)

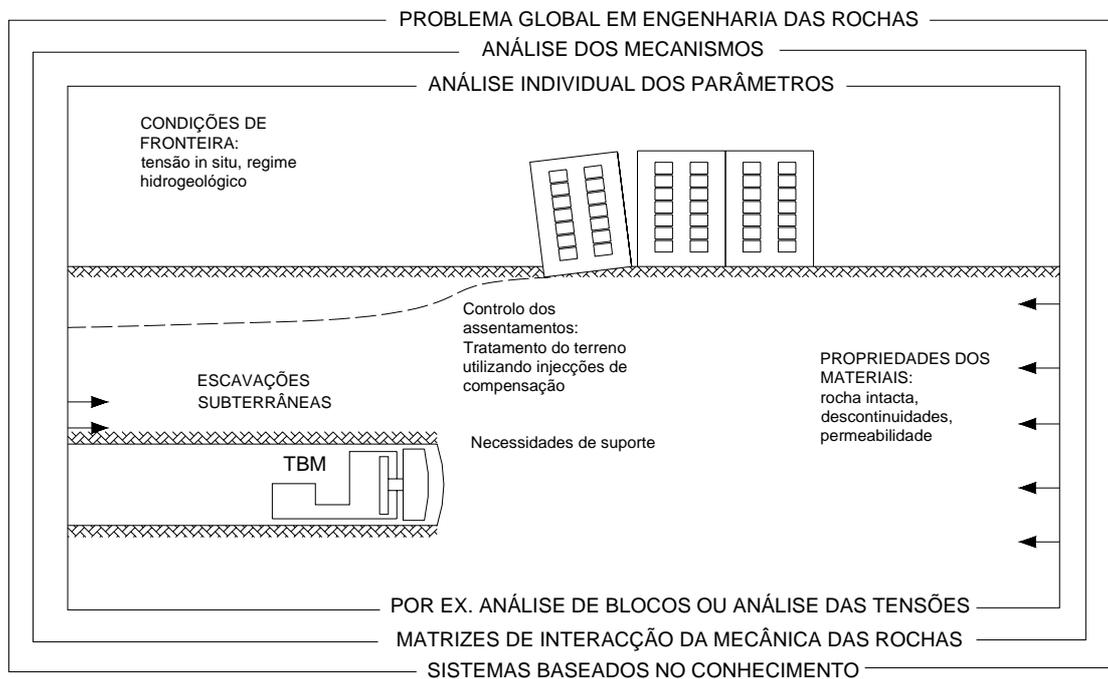


Figura 3.2 – Esquema de abordagem aos problemas das escavações subterrâneas (adaptado de Hudson, 1992)

Num projecto para um maciço rochoso, todos estes factores e a sua interacção devem ser considerados. É importante reter que a determinação e a compreensão das propriedades do maciço rochoso não são suficientes. Para a classificação de um maciço rochoso este será um ponto de partida. Esta é a maior causa da dificuldade de estabelecer uma classificação de maciços rochosos completa. Um método de identificar, estudar e pensar como um factor se inter-relaciona com outro é através de uma matriz de interacções (Hudson, 1992).

O princípio básico é o de considerar os parâmetros que se julguem importantes para a obra em análise. Estes são colocados numa forma matricial, na diagonal principal, ficando os termos fora da diagonal principal reservados para a consideração das interacções ou mecanismos existentes entre esses parâmetros. Na Figura 3.3 está representada a matriz genérica para o caso simples da existência de apenas dois parâmetros.

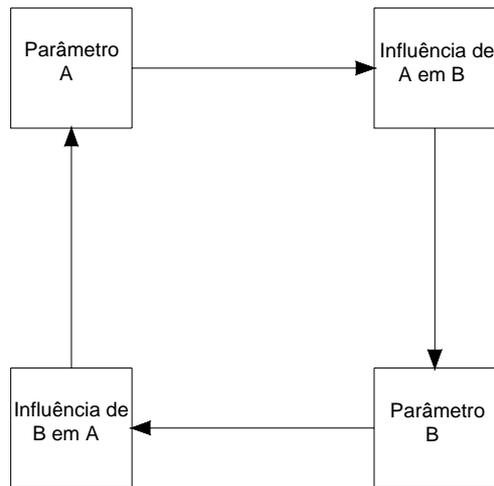


Figura 3.3 – Representação esquemática da matriz de interações considerando dois parâmetros

Assim, a utilização de uma matriz de interações constitui uma ferramenta para, simultaneamente, representar os parâmetros principais que mais influenciam determinada obra e os mecanismos envolvidos entre esses parâmetros. Apresenta-se na Tabela 3.3, como exemplo, uma matriz de interação que contém três termos referentes ao maciço rochoso, estrutura do maciço rochoso, estado de tensão *in situ* e escoamento da água e um quarto termo, construção.

Tabela 3.3 - Exemplo de matriz de interação com quatro parâmetros (adaptado de Hudson 1992)

Estrutura do maciço rochoso	As descontinuidades afectam a grandeza e a orientação das tensões.	A rede de descontinuidades governa a permeabilidade secundária.	As descontinuidades podem influenciar o tamanho e orientação da escavação.
Tensões podem abrir ou fechar fracturas e também gerá-las.	Estado de tensão <i>in situ</i>	Normalmente, quanto maior for a tensão normal, menor será a permeabilidade.	Tensões elevadas na rocha podem causar roturas na construção.
O escoamento da água nas descontinuidades afecta as suas propriedades.	Tensões normais são diminuídas pela pressão da água.	Escoamento da água	Drenagem e impermeabilização podem ser necessários durante a construção.
Os rebentamentos podem danificar as descontinuidades existentes e criar novas fracturas.	Na vizinhança das escavações as tensões principais são alteradas.	Uma escavação irá sempre transformar-se numa fonte de drenagem da água.	Construção

Quanto maior for a discretização dos parâmetros, maior será o entendimento dos mecanismos envolvidos. Embora esta matriz tenha apenas quatro elementos na diagonal principal, existem doze elementos fora da diagonal e seria difícil assegurar que se considerariam todos estes

factores, num determinado projecto, sem serem identificáveis através da matriz ou de uma representação semelhante.

A matriz de interações representa mecanismos que operam em paralelo e mudam com o tempo por razões naturais e devido às intervenções humanas nos maciços.

No caso específico das estruturas subterrâneas, a consideração de 12 parâmetros e suas interações podem formar um verdadeiro “Atlas” da Engenharia das rochas para este tipo específico de estruturas. Os parâmetros a considerar são os seguintes (Hudson, 1992):

1. Dimensões da escavação - tamanho da escavação e geometria.
2. Suporte – pregagens, ancoragens, etc.
3. Profundidade das escavações – profundas ou superficiais.
4. Métodos de escavação – tuneladoras, recurso a explosivos, etc.
5. Qualidade do maciço rochoso – mau, razoável, bom.
6. Geometria das descontinuidades – famílias, orientações, distribuições, etc.
7. Estrutura do maciço rochoso – rocha intacta e descontinuidades.
8. Estado de tensão – Valor e direcção das tensões principais *in situ*.
9. Qualidade da rocha intacta – rochas duras ou brandas.
10. Comportamento da rocha – resposta da rocha às actividades de engenharia.
11. Abertura das descontinuidades – elevada ou pequena.
12. Condições hidráulicas – permeabilidade, nível freático, etc.

Para estudar a intensidade de interacção e a influência de cada parâmetro, é necessário atribuir valores numéricos aos termos da matriz. O preenchimento da matriz pode ser efectuado utilizando vários métodos, sendo o mais utilizado o método ESQ (*expert semi-quantitative*), em que se utiliza um peso que quantifica a intensidade da interacção. Estes pesos variam entre 0 e 4, e criam as 5 classes de interacção seguintes: i) 0 – nenhuma interacção; ii) 1 - interacção fraca; iii) 2 - interacção média; iv) 3 - interacção forte; v) 4 - interacção crítica.

A matriz é, regra geral, assimétrica. Por exemplo, o modo como as descontinuidades influenciam as tensões, não é o mesmo como as tensões influenciam as descontinuidades.

Somando os valores constantes de uma linha referente a um determinado parâmetro P_i , obtém-se um valor que se denomina por “causa” e que representa a influencia de P_i em todos os outros parâmetros do sistema. Por outro lado, somando os valores de uma coluna, obtém-se

um valor denominado por “efeito” que representa a influencia dos outros parâmetros em P_i . O modo de obtenção destes valores encontra-se representado na Figura 3.4.

Segundo Hudson o parâmetro com maior intensidade de interacção será o que tiver maior valor da soma “causa”+”efeito” e o parâmetro mais influente é o que tiver o maior valor da diferença “causa”-“efeito”. Estas conclusões podem igualmente ser retiradas da análise da representação gráfica dos pontos num espaço “causa”-“efeito”, como se representa na Figura 3.5.

A intensidade de interacção de um parâmetro pode ser medida ao longo da linha $C=E$ e a influência de um parâmetro é a distância na perpendicular a esta linha do ponto representativo de um determinado parâmetro.

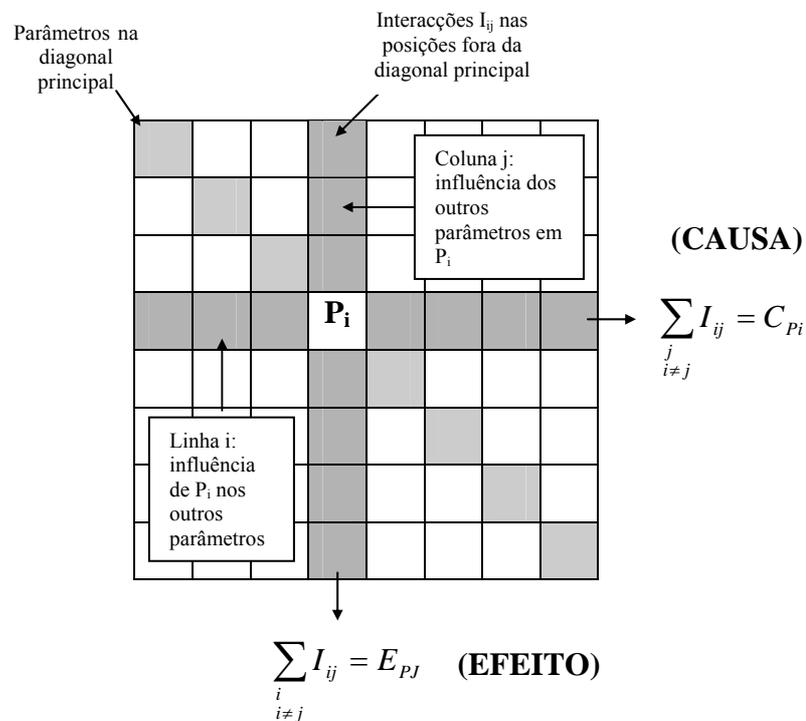


Figura 3.4 - Esquema da obtenção das coordenadas “causa” e “efeito”

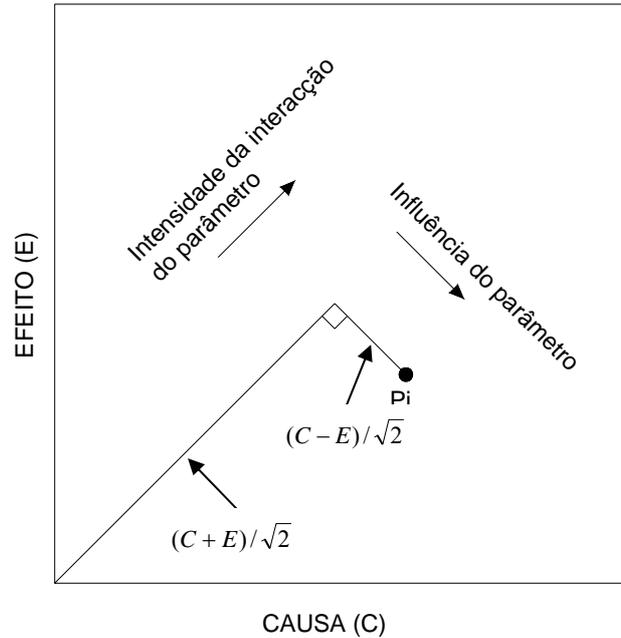


Figura 3.5 - Representação gráfica dos parâmetros no espaço “causa”-“efeito” (adaptado de Hudson, 1992)

A utilização desta metodologia, em conjunto com os sistemas convencionais de análise, nomeadamente os já referenciados sistemas de classificação empírica, melhora o seu desempenho já que o valor índice obtido através destas classificações passa a traduzir de alguma forma os mecanismos existentes entre os parâmetros e não apenas uma consideração individual de cada um deles. Essa ligação pode ser feita segundo os seguintes pontos (Hudson, 1992):

- preenchimento da matriz de interações colocando na diagonal principal os parâmetros considerados pelo método de classificação a utilizar, e nos restantes os valores numéricos relativos às interações entre eles através do já citado método ESQ;
- cálculo da intensidade de interação (valor “causa”+”efeito”) de cada parâmetro;
- cálculo do índice de classificação do maciço somando os pesos indexados aos parâmetros, pesados com a respectiva intensidade de interação.

Propõe-se que, para o preenchimento da matriz de interações não se utilize o intervalo entre 0 e 4 mas de 1 a 5 para evitar problemas matemáticos, nomeadamente, no que concerne ao cálculo pesado do valor da classificação a utilizar, que, com uma matriz de zeros (consideração de nenhuma interação entre parâmetros), não permitiria o cálculo desse valor.

No caso dos maciços graníticos, ocorrem também formações terrosas que derivam da alteração da matriz da rocha-mãe. A caracterização da deformabilidade constitui uma das fortes condicionantes do projecto das obras subterrâneas em meio urbano, de forma a controlar as deformações e os valores limites nos danos das estruturas envolventes, em regra à superfície. A caracterização da resistência é, obviamente, um dos aspectos mais relevantes na medida em que condicionam a estabilidade das estruturas subterrâneas. No caso da ocorrência de situações acidentais pode vir a pôr-se em causa a integridade estrutural das infraestruturas existentes à superfície (HSE, 1996).

Nas formações terrosas é possível uma correcta caracterização dos materiais geotécnicos a partir do uso de ensaios em laboratório e *in situ* dado que o volume físico elementar representativo do maciço é da ordem de grandeza dos volumes ensaiados. Ao invés, no que concerne aos maciços rochosos, os ensaios *in situ* para serem representativos devem envolver volumes consideráveis do maciço, o que habitualmente é pouco seguido na prática, dados os custos envolvidos. Daí a predominância das metodologias empíricas na caracterização dos maciços rochosos. No entanto, também são utilizados sistemas empíricos de classificação de formações terrosas como é o caso das recomendações da AFTES. O sistema Q desenvolvido por Barton pode também ser aplicado com sucesso para formações argilosas.

Nestas formações, deve ser efectuado o cálculo da deformabilidade para o nível de deformações esperadas para a obra o que constitui um dos aspectos importantes a ter em consideração na interpretação dos resultados obtidos em ensaios, quer em laboratório, quer *in situ*. A secção 3.3 define as metodologias consideradas adequadas para a caracterização dos maciços residuais.

Nos maciços graníticos verifica-se, por vezes, a existência de estruturas geológicas mais alteradas ou de maior rigidez que coexistem com matrizes mais homogéneas de solo ou de rocha, o que confere aos maciços graníticos, como foi referido no Capítulo 2, uma acentuada heterogeneidade. A implicação desta heterogeneidade na investigação e na classificação dos maciços é extremamente importante e com reflexos evidentes na obtenção dos parâmetros das formações envolvidas. A problemática relacionada com a caracterização deste meios será abordada com detalhe na secção 3.4.

3.2 Maciços rochosos

3.2.1 Introdução

Nesta secção, serão abordados em pormenor, sistemas empíricos para a caracterização geomecânica de maciços rochosos, que incluem nalguns casos o próprio dimensionamento dos suportes: os sistemas RMR, Q (variante Q_{TBM}), GSI e MR.

Serão focados, para os sistemas empíricos, aspectos como: as suas bases, a sua estrutura, o modo de obtenção do valor índice da classificação, as conclusões que se podem tirar do valor desses índices e correlações de parâmetros ou índices correspondentes a vários sistemas.

Serão, ainda, representados numa forma matricial os sistemas RMR, Q e MR, utilizando uma matriz de pesos que tem em consideração a obra em particular e uma matriz de avaliação do maciço rochoso que avalia as propriedades do maciço.

3.2.2 Sistema RMR

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 3.6.

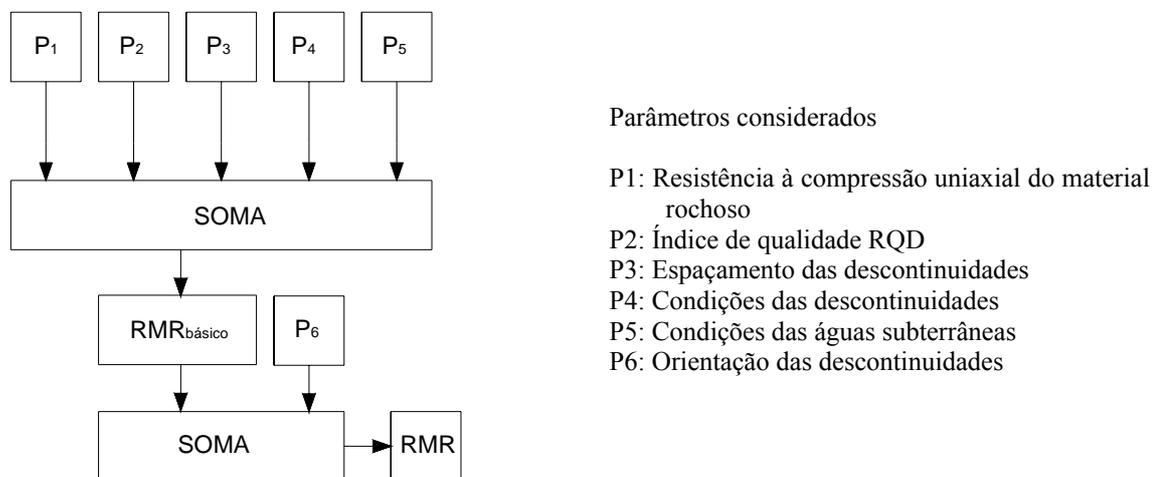


Figura 3.6 - Representação gráfica da obtenção do valor de RMR

A resistência da rocha pode ser obtida através do ensaio laboratorial de compressão uniaxial em amostras devidamente preparadas, ou então através do ensaio de carga pontual (*Point Load Test*) já que, para efeitos de classificação de maciços, este ensaio fornece uma estimativa satisfatória daquele valor.

No caso de haver mais do que um conjunto de descontinuidades, os pesos relativos ao espaçamento e condições das descontinuidades devem ser determinados para aquele que for mais crítico para a obra em questão.

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.

Os sistemas de classificação podem ser representados matricialmente. Considera-se que cada parâmetro é composto de duas partes: o peso do parâmetro e a avaliação do maciço rochoso (Castelli, 1992). Considera-se que os pesos dos parâmetros são dependentes do tipo de obra em questão. Por exemplo, a importância das águas subterrâneas é maior do que a resistência da rocha intacta quando se está a estudar a estabilidade de um talude rochoso. A avaliação do maciço rochoso para um parâmetro é universal. Assume-se que a avaliação pode ser feita, quantitativamente, num intervalo de 0 a 1.

Se considerarmos $RMR_{básico}$ como o valor definido pelos parâmetros P_1 a P_5 , este pode ser representado do seguinte modo:

$$RMR_{básico} = [w_1, w_2, w_3, w_4, w_5] \cdot [E_1, E_2, E_3, E_4, E_5]^T = [W] \cdot [E]^T \quad (3.1)$$

em que w_i é peso do parâmetro P_i e E_i avaliação quantitativa do maciço rochoso para o parâmetro P_i com $0 \leq E_i \leq 1$. Obtém-se então:

$$P_i = w_i \cdot E_i \quad (3.2)$$

O sexto parâmetro, que é utilizado como um parâmetro de ajuste para considerar a influência da orientação das descontinuidades, pode ser considerado da seguinte forma:

$$P_6 = -(P_{1,aj} + P_{2,aj} + P_{3,aj} + P_{4,aj} + P_{5,aj}) \quad (3.3)$$

com

$$P_{i,aj} = w_i \cdot E_{i,aj} \quad (3.4)$$

onde $P_{i,aj}$ é parâmetro de ajuste para P_i , dependendo da obra em questão e das orientações; $E_{i,aj}$ é a avaliação quantitativa da influência das orientações para o parâmetro i , com $0 \leq E_{i,aj} \leq 1$.

Assim, o parâmetro de ajuste P_6 pode ser representado pelas matrizes:

$$P_6 = -[w_1, w_2, w_3, w_4, w_5] \cdot [E_{1,aj}, E_{2,aj}, E_{3,aj}, E_{4,aj}, E_{5,aj}]^T = [W] \cdot [E_{aj}]^T \quad (3.5)$$

Como resultado,

$$RMR = RMR_{básico} + P_6 = [W] \cdot [E]^T - [W] \cdot [E_{aj}]^T \quad (3.6)$$

Finalmente,

$$RMR = [W] \cdot \{ [E]^T - [E_{aj}]^T \} \quad (3.7)$$

A matriz $\{ [E]^T - [E_{aj}]^T \}$ representa a avaliação do maciço rochoso, incluindo a influência da orientação das descontinuidades.

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, para as quais estão estabelecidos os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb (coesão e ângulo de atrito de pico), período de tempo sem suporte (*stand-up-time*) e informações sobre a qualidade do maciço. O valor do RMR e o significado do seu valor podem ser obtidos consultando a Tabela 3.4.

Os valores de coesão apresentados nesta tabela são aplicáveis apenas a taludes em maciços rochosos saturados e alterados. No caso dos túneis, este valor deve ser considerado uma ordem de grandeza mais elevada. A experiência sugere que deve ser somado 10 ao valor de RMR no caso de túneis escavados com TBM e 3 a 5 no caso da utilização controlada de explosivos.

Tabela 3.4 – Aplicação do sistema RMR

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	Águas subterrâneas	Caudal por 10m de túnel (l/m)	Nenhum	<10	10-25	25-125	>125	
(Pressão água nas diaclases/ tensão principal máxima)			0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
Condições gerais		Completa/ seco	Ligeira/ Húmido	Húmido	Gotejando	Fluindo			
Peso			15	10	7	4	0		
B. Ajuste dos pesos devido à orientação das descontinuidades (ver F)									
			Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito Desfavorável		
P6	Túneis e minas		0	-2	-5	-10	-12		
	Fundações		0	-2	-7	-15	-25		
	Taludes		0	-5	-25	-50			
C. Classe do maciço rochoso determinado através da soma dos pesos parciais									
Peso			100-81	80-61	60-41	40-21	<21		
Número da classe			I	II	III	IV	V		
Descrição			Rocha muito boa	Rocha boa	Rocha razoável	Rocha má	Rocha muito má		
D. Significado das classes das rochas									
Número da classe			I	II	III	IV	V		
Tempo médio de auto-sustentação			20 anos para um vão de 15m	1 ano para um vão de 10m	1 semana para um vão de 5m	10 horas para um vão 2.5m	30 minutos para um vão de 1m		
Coesão do maciço rochoso (kPa)			>400	300-400	200-300	100-200	<100		
Ângulo de atrito do maciço rochoso (°)			>45	35-45	25-35	15-25	<15		
E. Orientações para a classificação das condições das descontinuidades									
Comprimento da descontinuidade (persistência)			<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m		
Separação (abertura)	Peso		6	4	2	1	0		
	Peso		Nenhuma	<0.1mm	0.1-1.0mm	1-5mm	>5mm		
Rugosidade	Peso		6	5	4	1	0		
	Peso		Muito rugoso	Rugoso	Ligeira/ rugoso	Macio	Liso		
Enchimento	Peso		6	5	3	1	0		
	Peso		Nenhum	Enchimento duro <5mm	Enchimento duro >5mm	Enchimento mole <5mm	Enchimento mole >5mm		
Alteração	Peso		6	4	2	2	0		
	Peso		Inalterado	Ligeira/ alterado	Moderada/ alterado	Muito alterado	Decomposto		
F. Efeito da orientação da direcção e da inclinação das descontinuidades em túneis									
Direcção perpendicular ao eixo do túnel					Direcção paralela ao eixo do túnel				
Escavar c/ o mergulho – Inclinação 45-90°			Escavar c/ o mergulho – Inclinação 20-45°		Mergulho 45-90°		Mergulho 20-45°		
Muito favorável			Favorável		Muito favorável		Razoável		
Escavar contra o mergulho – Inclinação 45-90°			Escavar contra o mergulho – Inclinação 20-45°		Mergulho 0-20 Independente da direcção				
Razoável			Desfavorável		Razoável				

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 3.5). 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.

Tabela 3.5 – 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

O tempo médio de auto-sustentação para túneis com tecto em arco, pode ser obtido através do ábaco da Figura 3.7.

Lauffer (1988) observou que o tempo de auto-sustentação aumenta em túneis escavados com TBM. Este aumento pode ser tido em consideração, aumentando uma classe ao resultado final do RMR.



Figura 3.7 – Ábaco para determinação do período de estabilidade sem revestimento

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

$$P_v = \frac{100 - RMR}{100} \cdot \gamma \cdot B = \gamma \cdot h_t \quad (3.8)$$

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:

$$P_v (\text{MPa}) = \frac{0,75 \cdot B^{0,1} \cdot H^{0,5} - RMR}{2 \cdot RMR} \quad (3.9)$$

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

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

$$L = \frac{h_t}{2} \quad (3.10)$$

$$L = \frac{B}{3} \quad (3.11)$$

$$L = B^{2/3} \quad (3.12)$$

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:

$$S = \sqrt{0,6 \cdot C_b / \gamma \cdot h_t} \quad (3.13)$$

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

A mínima tensão na pregagem (T) pode ser calculada através da equação de Lang-Bischoff (Bieniawski, 1987):

$$T = \alpha \cdot \frac{\gamma \cdot A \cdot R}{k \cdot \mu} \cdot \left(1 - \frac{c}{\gamma \cdot R} - \frac{h \cdot \mu}{\gamma \cdot R} \right) \cdot \frac{1 - e^{-k\mu d/R}}{1 - e^{-k\mu L/R}} \quad (3.14)$$

onde α - factor igual a 0,5 para pregagens activas e 1,0 para pregagens passivas; μ - tangente do ângulo de atrito do maciço rochoso; $k = (1 - \text{sen}\phi)/(1 + \text{sen}\phi)$; h – tensão horizontal média; s – espaçamento das pregagens; L – comprimento das pregagens; A – área reforçada ($=s \times s$); R – raio de corte da coluna rochosa ($=s/4=A/P$); P – perímetro de corte da coluna rochosa ($=4s$); e d – altura de rocha sob tensão por cima da abertura ($=l + s$)

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

Serafim e Pereira
$$E_M (GPa) = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad (3.15)$$

Bieniawski
$$E_M (GPa) = 2 \cdot RMR - 100; RMR > 50 \text{ e } \sigma_c > 100 \text{ MPa} \quad (3.16)$$

Hoek e Brown
$$E_M (GPa) = \frac{\sqrt{\sigma_c}}{10} \cdot 10^{(RMR-10/40)}; \sigma_c \leq 100 \text{ MPa} \quad (3.17)$$

O factor de redução do módulo de deformabilidade da rocha intacta (MRF) é definido pela razão entre o módulo de deformabilidade do maciço rochoso e o módulo de deformabilidade da rocha intacta (E_R) (Singh, 1979). Nicholson e Bieniawski (1990) desenvolveram uma expressão empírica para correlacionar este factor com o valor do RMR:

$$MRF = \frac{E_M}{E_R} = 0,0028 \cdot RMR^2 + 0,9 \cdot e^{\left(\frac{RMR}{22,28}\right)} \quad (3.18)$$

Mitri et al. (1994), utilizando o mesmo conceito de MRF, propuseram a seguinte equação:

$$MRF = \frac{E_M}{E_R} = 0,5 \cdot [1 - \cos(\pi \cdot RMR / 100)] \quad (3.19)$$

O módulo de deformabilidade de um maciço rochoso seco e pouco resistente ($\sigma_c < 100$ MPa), em aberturas subterrâneas localizadas a profundidades superiores a 50 metros, é dependente da pressão de confinamento e pode ser determinado a partir da seguinte expressão (Verman, 1993):

$$E_M \text{ (GPa)} = 0,3 \cdot H^\alpha \cdot 10^{(RMR-20)/38} \quad (3.20)$$

onde α - 0,16 a 0,30 (mais elevado para rochas mais fracas), e H - profundidade a que se encontra a abertura para valores superiores a 50m.

3.2.3 Sistema 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 3.8 pela expressão:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (3.21)$$

Os três quocientes apresentados na expressão podem ser entendidos da seguinte forma:

- RQD/ J_n - Representa a compartimentação do maciço rochoso e é uma medida grosseira do tamanho dos blocos.
- J_r/J_a - Representa a resistência ao corte das discontinuidades (e do maciço rochoso).
- J_w/SRF - Representa um factor empírico denominado por “tensão activa”.

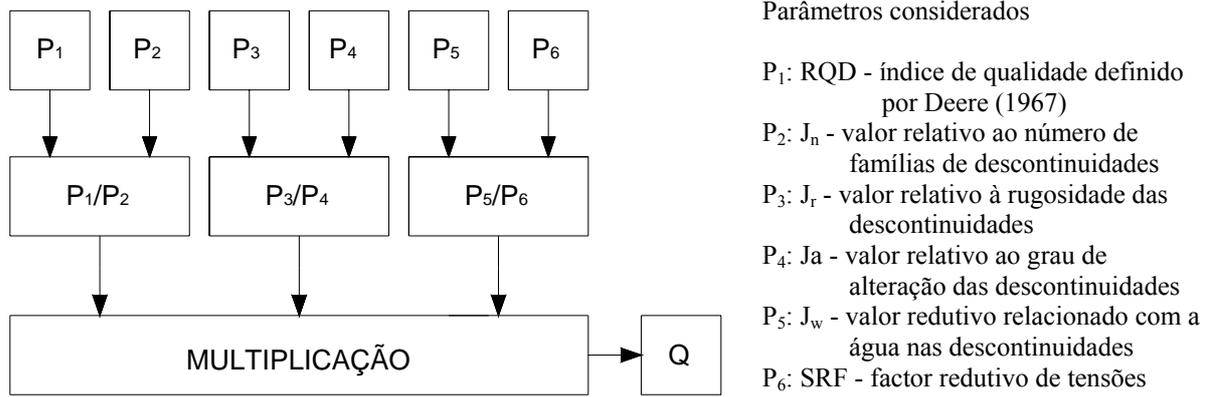


Figura 3.8 - Representação gráfica da obtenção do valor de Q

À semelhança do sistema RMR, o Q também pode ser representado matricialmente. Este sistema utiliza produtos e quocientes, em vez de adições como em RMR. Assim, para a sua representação matricial, é necessária a aplicação de logaritmos de modo a transformar a expressão numa soma:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \Leftrightarrow \log(Q) = \log(RQD) + \log\left(\frac{1}{J_n}\right) + \log(J_r) + \log\left(\frac{1}{J_a}\right) + \log(J_w) + \log\left(\frac{1}{SRF}\right) \quad (3.22)$$

Deste modo, $\log(Q)$ pode ser representado por:

$$\log(Q) = P'_1 + P'_2 + P'_3 + P'_4 + P'_5 + P'_6 \quad (3.23)$$

Seguindo o mesmo procedimento que se utilizou para o sistema RMR, obtém-se a seguinte formulação matricial:

$$\log(Q) = [w_1, w_2, w_3, w_4, w_5, w_6] \cdot [E_1, E_2, E_3, E_4, E_5, E_6]^T = [W] \cdot [E]^T \quad (3.24)$$

em que P'_i é dado por uma expressão similar a 3.2.

Nas Tabelas 3.6 a 3.11, encontram-se descritas as regras que permitem a quantificação dos diversos parâmetros mencionados de modo a obter-se o valor do índice geomecânico Q (Barton, 2000).

Tabela 3.6 – Obtenção do valor de RQD

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

Notas:

- i) Quando $RQD \leq 10$ (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.

Tabela 3.7 – 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 $2xJ_n$.

Tabela 3.8 – Obtenção do valor de J_r

Descrição das descontinuidades	J_r
a) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades e	
b) Contacto entre as paredes de rocha antes de 10cm de escorregamento	
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_n devem ser obtidos aplicando-se à família de descontinuidades que for mais desfavorável para a estabilidade do ponto de vista da orientação e da resistência ao corte, τ (onde $\tau \approx \sigma_n \text{tg}(J_r/J_n)$).

Tabela 3.9 – Obtenção do valor de J_a

Descrição	J_a	ϕ_r (°) aprox.
a) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades		
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

Tabela 3.10 – Obtenção do valor de J_w

Descrição	J_w	Pressão da água aprox. (MPa)
A - Escavações secas ou caudal afluido 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

Tabela 3.11 – Obtenção do valor de SRF

Descrição	SRF		
a) Zonas de fraqueza intersectando a escavação, o que pode causar perdas no maciço rochoso quando o túnel for escavado			
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/m^3 .

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 da Figura 3.9. 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 do Tabela 3.12.

Tabela 3.12 – 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 3.13.

Tabela 3.13 – 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*

* Deve utilizar-se o valor 0,5 no caso de túneis longos destinados a comboios de alta velocidade e de tráfego automóvel.

Utilizando os valores de Q e da dimensão equivalente no ábaco da Figura 3.9, 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.

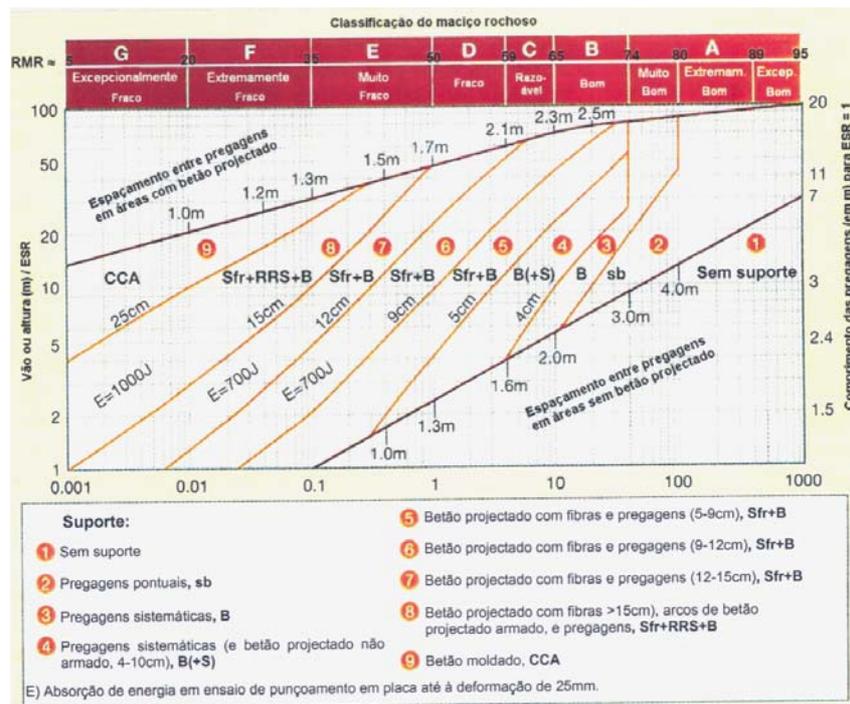


Figura 3.9 – Ábaco para a determinação da categoria do suporte definitivo

Este sistema fornece, ainda, outras informações relevantes, nomeadamente o cálculo de uma estimativa para os deslocamentos medidos de convergência do túnel. Esses deslocamentos são relacionados com o vão e a altura do túnel (ou diâmetro no caso da secção ser circular), com as tensões verticais (σ_v) e horizontais (σ_h) e com a resistência à compressão uniaxial (σ_c) através das seguintes expressões (Barton, 1998):

$$\Delta_v \approx \frac{\text{vão}}{100 \cdot Q} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_v}{\sigma_c}} \quad (3.25)$$

$$\Delta_h \approx \frac{\text{altura}}{100 \cdot Q} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_h}{\sigma_c}} \quad (3.26)$$

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 Tabela 3.14:

Tabela 3.14 – Estimativa do comprimento de pregagens e ancoragens

	Pregagens	Ancoragens
Tecto	$L(m) = 2 + \frac{0,15 \cdot B}{ESR} \quad (3.27)$	$L(m) = \frac{0,40 \cdot B}{ESR} \quad (3.28)$
Paredes	$L(m) = 2 + \frac{0,15 \cdot H}{ESR} \quad (3.29)$	$L(m) = \frac{0,35 \cdot H}{ESR} \quad (3.30)$

O máximo vão auto-portante pode ser estimado pela relação (Barton et al., 1974):

$$L = 2 \cdot (ESR) \cdot Q^{0.4} \quad (3.31)$$

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 3.15:

Tabela 3.15 – Expressões para a estimativa da pressão sobre o suporte definitivo

Número de famílias descontinuidades	≥ 3	< 3
P_v – pressão no tecto	$P_v (MPa) = (0,2 / J_r) \cdot Q^{-1/3} \quad (3.32)$	$P_v = \frac{0,2 \cdot J_n^{1/2}}{3 \cdot J_r} \cdot Q^{-1/3} \quad (3.33)$
P_h – pressão nas paredes	$P_h (MPa) = (0,2 / J_r) \cdot Q_w^{-1/3} \quad (3.34)$	$P_h = \frac{0,2 \cdot J_n^{1/2}}{3 \cdot J_r} \cdot Q_w^{-1/3} \quad (3.35)$

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 no Tabela 3.16.

Tabela 3.16 – Determinação dos valores de Q_w

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

Para prever a pressão nos suportes em maciços de má qualidade ($Q < 4$), Bhasin e Grimstad (1996) sugeriram a seguinte expressão:

$$P_v (kPa) = \frac{40 \cdot B}{J_r} \cdot Q^{-1/3} \quad (3.36)$$

onde B é o diâmetro ou o vão do túnel em metros. Esta expressão mostra que a pressão nos suportes aumenta com as dimensões do túnel e em maciços rochosos de má qualidade.

Singh et al. (1992) apresentaram, com base na instrumentação de 30 túneis, outra correlação para a obtenção da pressão vertical nos suportes a curto prazo:

$$P_v (MPa) = \frac{0,2}{J_r} \cdot Q_i^{-1/3} \cdot f \cdot f' \cdot f'' \quad (3.37)$$

onde Q_i é a qualidade a curto prazo da maciço rochoso ($=5Q$), f é o factor correctivo para a profundidade, f' é o factor correctivo para a convergência do túnel, f'' é o factor correctivo para o tempo depois da instalação do suporte, e H é a profundidade do túnel em metros.

Os factores correctivos para a profundidade e para o tempo depois da escavação podem ser determinados a partir das seguintes expressões:

$$f = 1 + \frac{H - 320}{800} \geq 1 \quad (3.38)$$

$$f'' = \log(9,5 \cdot t^{0,25}) \quad (3.39)$$

onde t é o tempo em meses depois da instalação do suporte.

O factor correctivo para a convergência do túnel (f') pode ser obtido da Tabela 3.17, com base no valor normalizado da convergência do túnel definido como a razão entre a convergência radial do túnel (u_a) e o raio do túnel (a).

Tabela 3.17 - factor correctivo f' para a convergência do túnel

Condição da rocha	Sistema de suporte	Convergência (u_a/a), %	f'
Não esmagada ($H < 350 \cdot Q^{0,33}$)	-	<1	1,1
Esmagada ($H > 350 \cdot Q^{0,33}$)	Muito rígido	<2	>1,8
-	Rígido	2-4	0,85
-	Flexível	4-6	0,70
-	Muito flexível	6-8	1,15
-	Extremamente flexível	>8	1,80

Para estimar a pressão nas paredes, pode utilizar-se a expressão apresentada substituindo Q_i por Q_{wi} que é o factor de qualidade do maciço rochoso das paredes a curto prazo, que depende do valor de Q e pode ser estimado a partir da Tabela 3.18.

Tabela 3.18 – Determinação dos valores de Q_w

Intervalo de Q	Factor parede Q_w
>10	25,0.Q
0,1-10	12,5.Q
<0,1	5,0.Q

As pressões a curto prazo nas paredes do túnel são de valor desprezável em condições de rocha mais favoráveis. Assim, é recomendado que, para maciços nestas condições ($Q > 10$), não seja considerada esta pressão.

Para estimar a pressão a longo prazo, pode considerar-se que, em condições de rocha não esmagada, esta será 1,7 vezes superior à pressão a curto prazo. Em condições de rocha esmagada, a pressão a longo prazo poderá ser 2 a 3 vezes superior àquele valor.

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

$$\text{Barton et al., 1980} \quad E_M (GPa) = 25 \cdot \log Q; Q > 1 \quad (3.40)$$

$$\text{Barton e Quadros, 2002} \quad E_M (GPa) = 10 \cdot Q^{1/3} \quad (3.41)$$

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:

$$E_M (GPa) = H^{0,2} \cdot Q^{0,36} \quad (3.42)$$

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:

$$E_M (GPa) = 1,5 \cdot Q^{0,6} \cdot E_R^{0,14} \quad (3.43)$$

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:

$$G \approx \frac{E_M}{10} \quad (3.44)$$

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:

$$V_p (km / s) = \log Q + 3,5 \quad (3.45)$$

Para granitos e gnaisses de boa a razoável qualidade, um melhor ajuste é obtido através da seguinte relação:

$$V_p (km / s) = 0,05 \cdot Q + 3,6 \quad (3.46)$$

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):

$$\sigma_{c, mass} (MPa) = 7 \cdot \gamma \cdot f_c \cdot Q^{1/3} \quad (3.47)$$

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.

Os diversos métodos de classificação dos maciços consideram apenas zonas homogéneas, por isso, desenvolveu-se um método, no NGI, para a determinação das necessidades de suporte nas zonas de mais fraca resistência, como por exemplo zonas de falhas (Grimstad e Barton, 1993). É aceitável considerar-se que o maciço rochoso circundante a uma zona de mais fraca resistência seja também afectado. Por esta razão, deve considerar-se um valor menor de Q para o maciço nestas zonas para a determinação das necessidades de suporte. São determinados os valores de Q para a zona mais fraca e rocha circundante a partir dos quais se determina um valor de Q, para toda essa região. A expressão seguinte pode ser utilizada para calcular este valor (Bhasin et al., 1995):

$$\log Q_m = \frac{b \cdot \log Q_z + \log Q_r}{b + 1} \quad (3.48)$$

onde Q_m - valor de Q médio para a zona de fraca resistência e rocha adjacente; Q_z - valor de Q para a zona de fraca resistência; Q_r – valor de Q para a rocha adjacente; e b – largura da zona de fraca resistência (em metros).

O ângulo de intersecção entre a zona de fraca resistência e o eixo do túnel (θ) e a largura dessa zona em relação ao eixo do túnel (b) são importantes para a estabilidade do túnel. Por isso, para a escolha de b , deve ter-se em consideração o seguinte:

- usar b quando $45^\circ < \theta < 90^\circ$;
- usar $2b$ quando $20^\circ < \theta < 45^\circ$;
- usar $3b$ quando $10^\circ < \theta < 20^\circ$;
- usar $4b$ quando $\theta < 10^\circ$.

Outras regras devem ser utilizadas na aplicação do sistema Q (Barton e Quadros, 2002). Para aberturas não suportadas de um modo permanente, deverão ser cumpridas algumas exigências, nomeadamente:

- $J_n \leq 9$
- $J_r \geq 1,0$
- $J_a \leq 1,0$
- $J_w = 1,0$
- $SRF \leq 2,5$.

Existem, ainda, exigências condicionais, para aberturas não suportadas, que permitem verificar se existe alguma contradição ou incoerência nos valores dos parâmetros:

- Se $RQD \leq 40$, então J_n deverá ser ≤ 2
- Se $J_n = 9$, então J_r e RQD deverão ser, respectivamente, $\geq 1,5$ e 90
- Se $J_r = 1$, então J_n deverá ser < 4
- Se $SRF > 1$, então $J_r \geq 1,5$
- Se o vão > 10 m, então J_n deverá ser < 9
- Se o vão > 20 m, então J_n e SRF deverão ser, respectivamente, ≤ 4 e 1 .

3.2.4 Subsistema Q_{TBM}

Baseado no sistema Q, Barton estabeleceu uma metodologia empírica para previsão do desempenho de escavações com tuneladoras TBM que operam essencialmente em maciços rochosos e de modo aberto, denominado por Q_{TBM} . O texto e as figuras, que se apresentam de seguida, baseiam-se numa publicação apresentada por Barton (2000).

A base desta metodologia consiste na utilização de um índice Q_0 , que é calculado substituindo na expressão de cálculo de Q (3.21) o valor de RQD por um outro obtido segundo o eixo do túnel (RQD_0) e pela utilização da relação J_r/J_a (que representa a resistência ao corte das descontinuidades) relativa à família de descontinuidades que mais influencia o processo de corte:

$$Q_0 = \frac{RQD_0}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (3.49)$$

O valor de Q_{TBM} é calculado a partir de Q_0 com a inclusão de outros parâmetros que estão relacionados com o desempenho da tuneladora. A expressão de Q_{TBM} que engloba todos os parâmetros é a seguinte (Barton, 2000):

$$Q_{TBM} = Q_0 \cdot \frac{SIGMA}{F^{10} / 20^9} \cdot \frac{20}{CLI} \cdot \frac{q}{20} \cdot \frac{\sigma_\theta}{5} \quad (3.50)$$

onde F é força de impulso de corte média (tnf); SIGMA o valor estimado da resistência do maciço rochoso em MPa; CLI é um índice relativo à duração das peças de corte (*cutter life index*); q a percentagem de quartzo; e σ_θ a estimativa da tensão perimetral, em MPa, induzida na face do túnel.

A abrasividade é um dos factores considerados nesta metodologia de previsão. Da análise da Figura 3.10, conclui-se que a duração das peças de corte cai muito rapidamente para valores de CLI abaixo de 20. Assim, CLI é normalizado com este valor para traduzir a maior ou menor dificuldade de escavação para valores de CLI, respectivamente inferiores ou superiores a 20. Na Figura 3.11, apresentam-se intervalos de valores correntes de CLI, e a sua distribuição percentual, para vários tipos de rocha. A inclusão da quantidade de quartzo normalizada para 20% mostrou ser também um factor importante na previsão, já que a duração das peças de corte é mais curta em rochas ricas em quartzo. Para evitar problemas

com a expressão 3.50 em rochas onde não exista quartzo, devem utilizar-se valores de q nunca inferiores a 0,5.

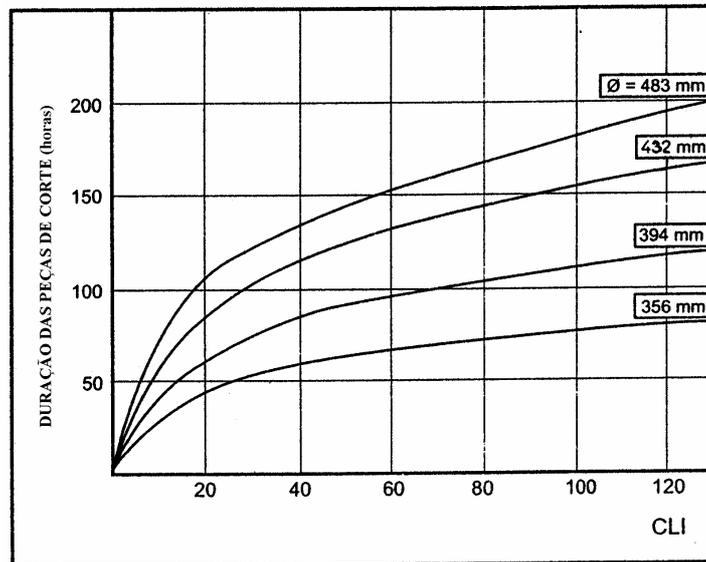


Figura 3.10 – Duração das peças de corte em função de CLI

O estado de tensão também influencia a resistência à penetração, nomeadamente o estado de tensão perimetral (σ_θ) na face do túnel. Assume-se que não há dificuldades de penetração acrescidas devido à influência do estado de tensão até aos 100 metros de profundidade, utilizando-se, por isso, uma tensão normalizada igual ao valor médio dividido por 5.

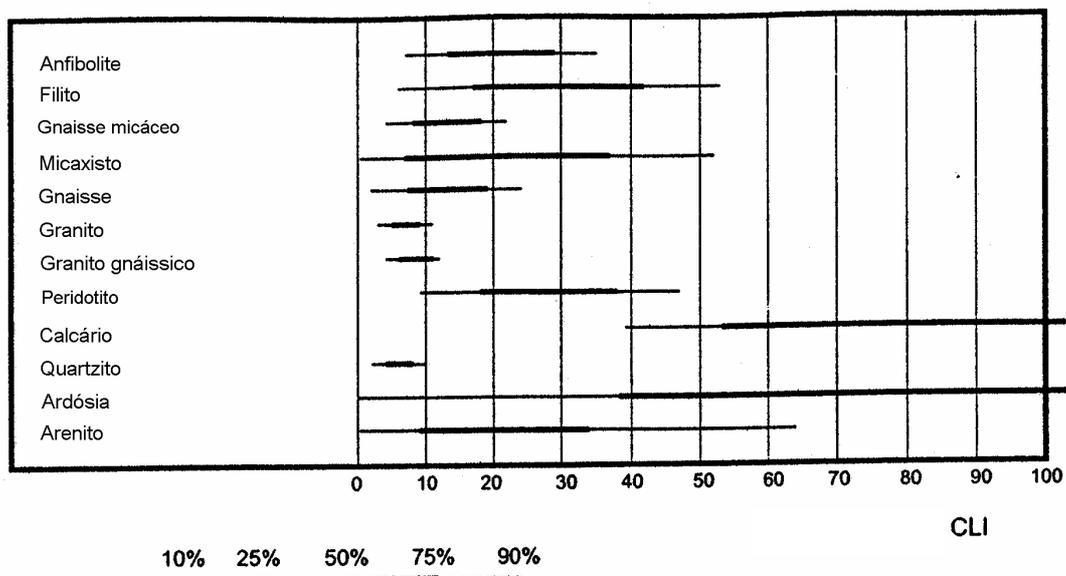


Figura 3.11 – Valor de CLI para vários tipos de rocha

Um aspecto chave deste sistema é a comparação da força de corte transmitida pela tuneladora (F) com uma medida empírica da resistência do maciço rochoso à penetração designada de

SIGMA, que é altamente dependente da orientação. O cálculo do valor de SIGMA incorpora o peso volúmico da rocha e um outro parâmetro normalizado Q_c ou Q_t , pelo que SIGMA poderá tomar um de dois valores, conforme indicado nas expressões seguintes:

$$SIGMA_{CM} = 5 \cdot \gamma \cdot Q_c^{1/3} \quad (3.51)$$

$$SIGMA_{TM} = 5 \cdot \gamma \cdot Q_t^{1/3} \quad (3.52)$$

Os valores normalizados Q_c e Q_t são dados, respectivamente, por:

$$Q_c = Q_0 \cdot \frac{\sigma_c}{100} \quad (3.53)$$

$$Q_t = Q_0 \cdot \frac{I_{50}}{4} \quad (3.54)$$

Deve utilizar-se $SIGMA_{CM}$ quando o modo de rotura do maciço à penetração da tuneladora é, predominantemente, por compressão e $SIGMA_{TM}$ quando a rotura é, predominantemente, por tracção (Barton, 2000). De um modo mais simples, quando a inclinação das descontinuidades é favorável à escavação (inclinações baixas), a abordagem correcta consiste na utilização de $SIGMA_{TM}$; quando é desfavorável (inclinações elevadas), deve utilizar-se $SIGMA_{CM}$. Deste modo, consegue-se que Q_{TBM} seja dependente da orientação.

De referir que o valor de Q_c é correlacionável com a velocidade das ondas sísmicas P e com o valor do módulo de deformabilidade do maciço a partir do ábaco da Figura 3.12.

O gráfico da Figura 3.13 mostra que existe uma relação aproximadamente quadrática entre a velocidade de penetração (PR) e a força de corte (F) com uma rápida variação do gradiente quando ultrapassada a força de corte de 20tnf. Por isso, a força de corte aparece normalizada na expressão 3.50 para o valor de 20tnf. O expoente dez em F serve para manter a relação quadrática deste parâmetro com PR já que este está relacionado com Q_{TBM} por uma raiz quinta como será explicitado posteriormente nesta secção.

Os parâmetros fundamentais de desempenho da tuneladora, estimados por esta metodologia, são PR e a velocidade de avanço (AR). Verifica-se que PR aumenta à medida que o valor de Q diminui, como mostra a Figura 3.14. No entanto, existe um ponto de quebra neste aumento quando a escavação se processa em maciços altamente alterados e fracturados. O operador da TBM normalmente ajusta a força de corte (F) ao tipo de rocha, usando uma força menor em maciços muito fracturados para evitar eventuais problemas de estabilidade e o encravar da

cabeça de corte. Podem, também, aparecer problemas nos apoios da máquina quando esta entra numa zona com as características referidas. A Figura 3.15, que representa a variação de PR e AR com o valor de Q_{TBM} , mostra linhas a tracejado quando $Q_{TBM} < 1$, porque se assume que há intervenção do operador para PR demasiado elevada.

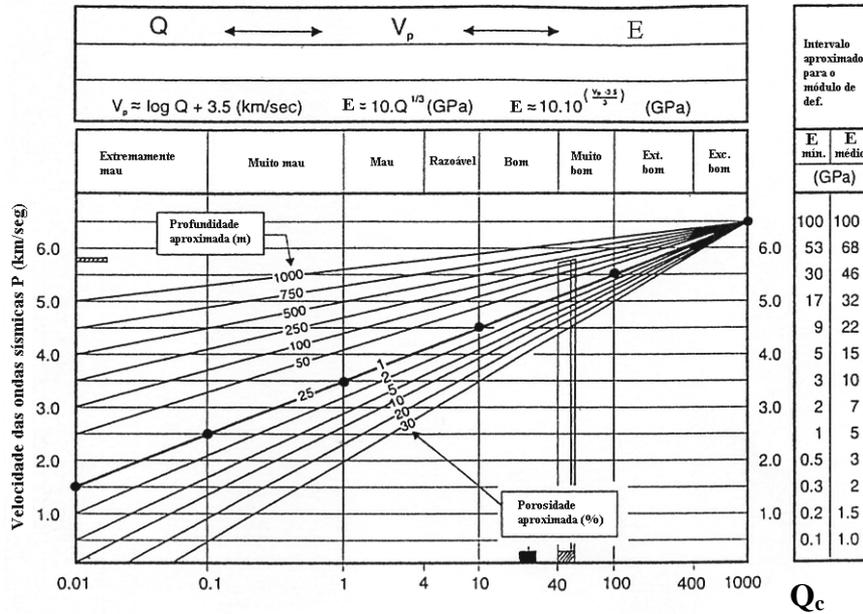


Figura 3.12 – Relação entre Q_c , a velocidade das ondas sísmicas P e o módulo de deformabilidade do maciço

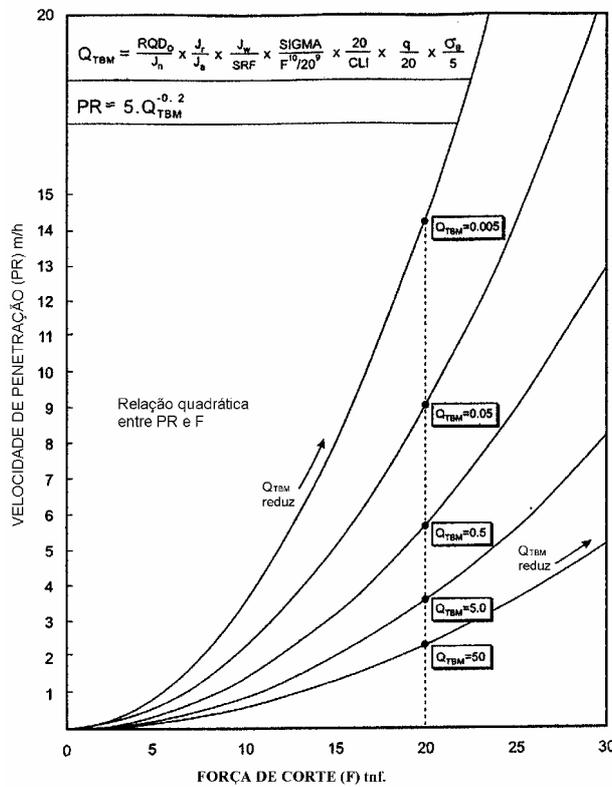


Figura 3.13 – Relação entre a força de corte e a velocidade de penetração

A velocidade de avanço (AR) segue a mesma tendência. Como já se verificou, valores de Q elevados significam uma baixa PR. No entanto, as necessidades de instalação de suportes do maciço rochoso diminuem consideravelmente. Baixos valores de Q aumentam a necessidade de instalação de suportes o que faz diminuir a AR.

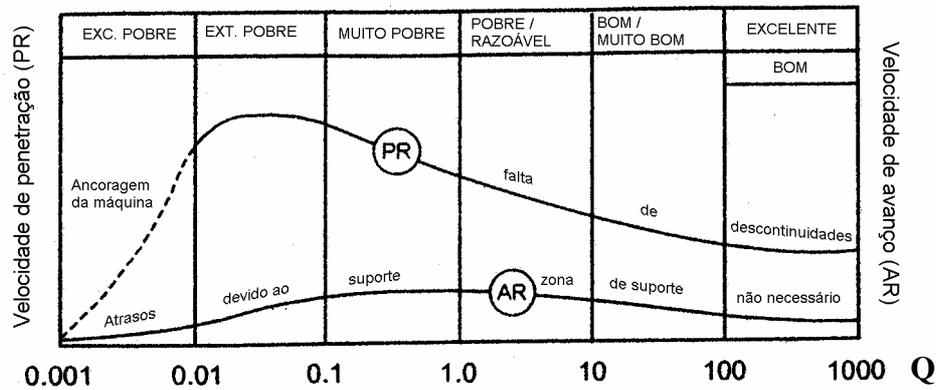


Figura 3.14 – Esquema da variação de PR e AR com o valor de Q

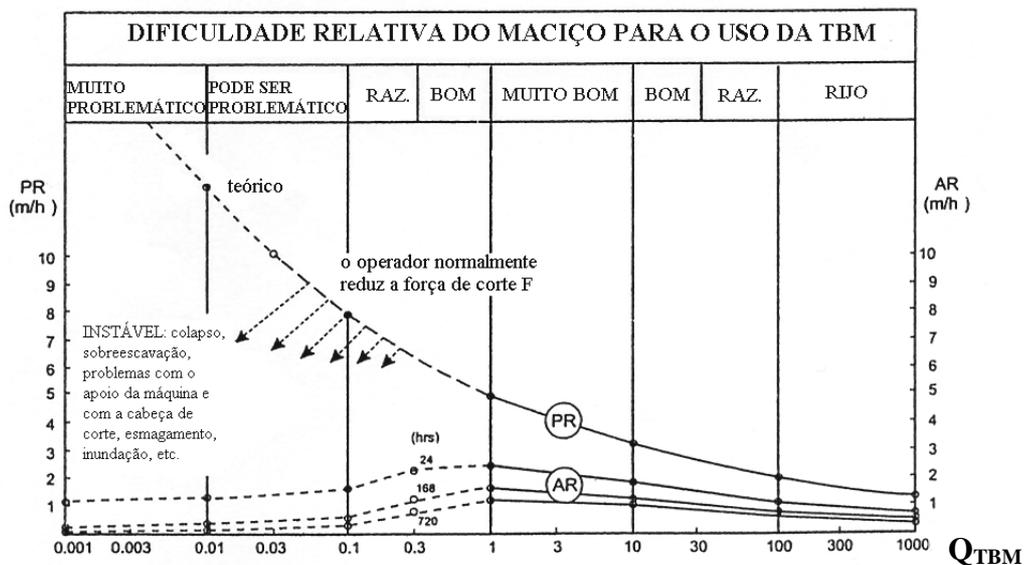


Figura 3.15 – Variação de PR e AR com o valor de Q_{TBM}

Isto significa que existe um intervalo central para os valores de Q, aproximadamente entre 0,1 e 1, ao qual estão associados valores mais elevados de PR e AR. Deste modo, pode concluir-se que, para um projecto de escavação de um túnel com o recurso a uma TBM, não é desejável condições extremas de rocha, nem muito boa, nem muito má.

Calculado o valor de Q_{TBM} , podem ser determinados os dois parâmetros de desempenho PR e AR através das seguintes expressões, expressos em m/hora:

$$PR \approx 5 \cdot (Q_{TBM})^{-0,2} \quad (3.55)$$

$$AR = PR \times U \quad (3.56)$$

onde U é o nível de utilização, que é dependente do tempo (T), podendo ser expresso em função de T^m , ficando a expressão 3.56 com a seguinte forma:

$$AR \approx 5 \cdot (Q_{TBM})^{-0,2} \cdot T^m \quad (3.57)$$

m é um gradiente negativo que depende do desempenho nos trabalhos de escavação e T é a unidade de tempo (dia, semana, mês...) para o qual se quer saber o valor médio de AR, expresso em horas. A Figura 3.16 mostra que o valor típico de PR, para um maciço razoável e uma hora de escavação contínua, é de 3 m/h. AR terá um valor de 1,6m/h para 1 dia, de 1,1m/h para 1 semana, de 0,8m/h para 1 mês e 0,5m/h para 1 ano. Este é um comportamento normal em túneis TBM. O valor médio de AR diminui com o aumento da unidade de tempo considerada. A razão é o sucessivo declínio no valor de U, correspondente à utilização da máquina. Esta conclusão foi retirada da análise de 145 túneis perfurados com TBM totalizando mais de 1000km. Esta diminuição é quantificada por este método através do coeficiente m .

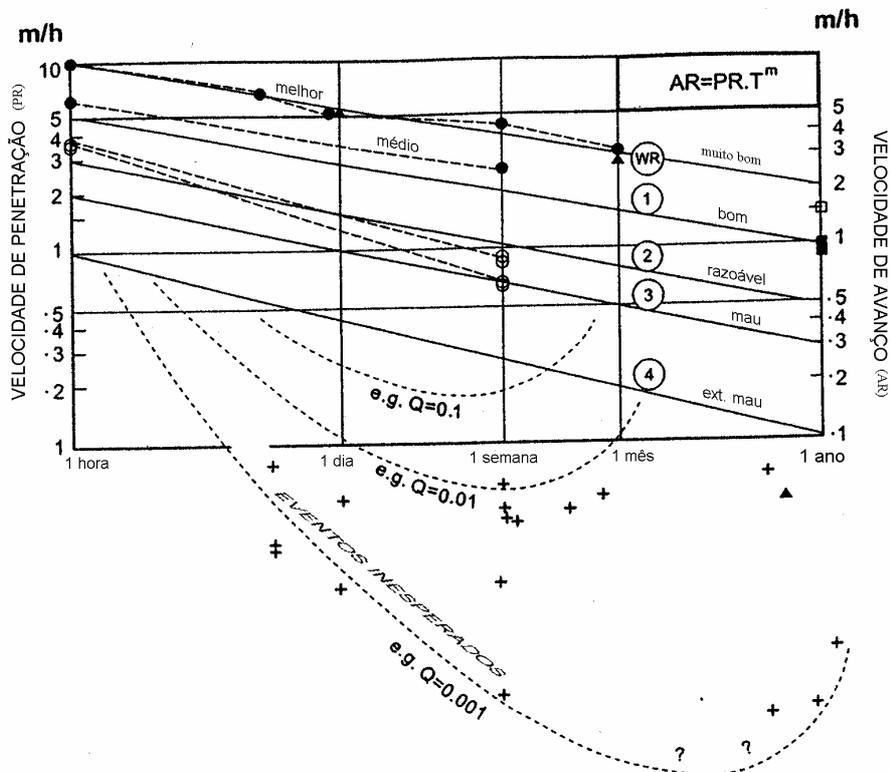


Figura 3.16 – Variação de AR com a unidade de tempo

O valor inicial do coeficiente de declínio m (m_1) pode ser estimado através de uma relação com o valor de Q a partir da Figura 3.17. Este valor pode ser modificado para ter em consideração a abrasividade da rocha através do coeficiente CLI, a percentagem de quartzo (q), a porosidade (n) e o diâmetro do túnel (D), através da expressão:

$$m \approx m_1 \cdot \left(\frac{D}{5}\right)^{0,20} \cdot \left(\frac{20}{CLI}\right)^{0,15} \cdot \left(\frac{q}{20}\right)^{0,10} \cdot \left(\frac{n}{2}\right)^{0,05} \quad (3.58)$$

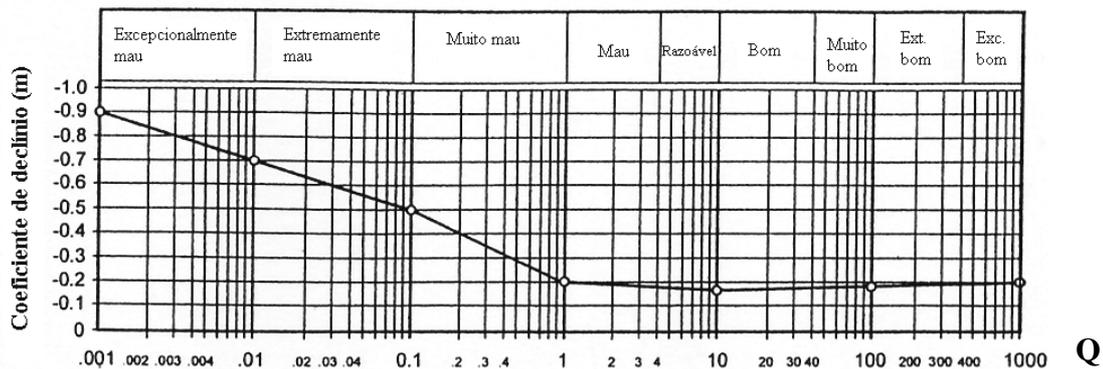


Figura 3.17 – Variação de m com o valor de Q

A necessidade de mudar as peças de corte mais frequentemente em rochas abrasivas e menos frequentemente em rochas porosas e não cristalinas significa que, também, o valor de m será afectado por CLI e pela quantidade de quartzo.

As porosidades elevadas estão normalmente associadas a baixas resistências à penetração, o que conduz a velocidades de penetração elevadas. Contudo, essa maior velocidade de penetração pode conduzir a um desgaste mais acelerado das peças de corte tendo por isso algum efeito negativo no gradiente m . Devem utilizar-se valores de percentagem de q e n superiores a 0,5%.

Normalmente, os túneis de maior diâmetro originam um comprimento maior de rocha que requer suporte do que em túneis de menor diâmetro. Isto vai fazer aumentar o gradiente (m) ao qual estarão associados, conseqüentemente, menores valores de AR. Embora túneis maiores possam ser escavados mais rapidamente do que túneis menores em diâmetro em condições de rocha similares, maiores atrasos podem ocorrer em túneis maiores se a rocha for de pior qualidade geotécnica. Assim, o diâmetro do túnel normalizado para um valor de 5m foi seleccionado para modificar o valor do gradiente m . Assume-se que a maior eficiência de

máquinas maiores é ultrapassada pelos maiores atrasos devido ao aumento das necessidades de suporte à medida que aumenta o tamanho do túnel.

Pode ainda estimar-se o tempo de penetração de um trecho de túnel, com um determinado comprimento (L) e características aproximadamente homogêneas, através da relação:

$$T = \left(\frac{L}{PR} \right)^{\frac{1}{1+m}} \quad (3.59)$$

Como já foi referido, os valores dos deslocamentos de convergência medidos nos túneis podem ser estimados com base no valor do índice geomecânico Q. Porém, a monitorização dos deslocamentos apresenta algumas limitações já que, normalmente, não se conseguem medir antes de algum deslocamento já ter acontecido, por isso, aquele não será o valor absoluto dos deslocamentos. Em túneis TBM este valor pode ser estimado pelas seguintes expressões (Barton, 2000):

$$\delta_v(\text{absoluto}) \approx \frac{D}{100 \cdot Q} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_v}{SIGMA_{cm}}} \quad (3.60)$$

$$\delta_h(\text{absoluto}) \approx \frac{D}{100 \cdot Q} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_h}{SIGMA_{cm}}} \quad (3.61)$$

3.2.5 Sistema GSI

Dada a complexidade dos maciços rochosos, constituídos pela matriz rochosa e superfícies de descontinuidades que o compartimentam, a quantificação da sua resistência, pode ser estabelecida através de métodos empíricos (Hoek e Brown, 1980; Hoek, 1994; Hoek et al., 2002). No entanto, ensaios *in situ* e em laboratório devem sempre ser utilizados nesta quantificação.

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:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \cdot \left(m_i \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + 1 \right)^{1/2} \quad (3.62)$$

em que σ_1' e σ_3' são, respectivamente, as tensões principais efectivas máxima e mínima na rotura e m_i uma constante da rocha intacta. Assim, a relação entre as tensões principais na rotura para uma dada rocha é definida por dois parâmetros: a resistência à compressão simples σ_c e a constante m_i .

Sempre que possível, os valores destas constantes devem ser determinados através de uma análise estatística de resultados de uma série de ensaios triaxiais levados a cabo segundo as recomendações da ISRM (1981).

Os valores do parâmetro m_i podem ser estimados a partir do Tabela 3.19 (Hoek, 1994) ou através de uma relação aproximada entre a resistência à compressão e a resistência à tracção da rocha intacta como, por exemplo, a estabelecida pela Normetro (2001) para formações graníticas da região do Porto.

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:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (3.63)$$

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.

Para a determinação dos parâmetros constantes da equação, Hoek (1994) apresentou um sistema de classificação denominado por GSI (*Geological Strength Index*) que fornece um parâmetro geotécnico que varia entre 0 e 100. Este sistema baseia-se no conceito 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.

À excepção de maciços rochosos de muito má qualidade, o valor do GSI de um maciço pode ser estimado através do valor do RMR, utilizando um peso de 15 para a condição da presença da água e de 0 para a orientação das descontinuidades. Assim, para maciços com $RMR \geq 23$, a

relação entre estes dois índices faz-se através da seguinte expressão tendo em consideração os pesos anteriormente referidos:

$$GSI = RMR - 5 \quad (3.64)$$

Tabela 3.19 – 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)			
			Giz (18)			
			Carvão (8-21)			
	Não-clástica	Orgânico				
Carbonatado		Bréchia (20)	Calcário compacto (10)	Calcário grosseiro 8		
	Químico		Gesso 16	Anidrite 13		
Metamórfica	Não foliada		Mármore 9	Corneana (19)	Quartzite 24	
	Levemente foliada		Migmatito (30)	Anfibolite 31	Milonite (6)	
	Foliada *		Gnaisse 33	Xisto (10)	Filite (10)	Ardósia 9
Ígnea	Clara		Granito 33		Riolite (16)	Obsidiana (19)
			Granodiorito (30)		Dacite (17)	
			Diorito (28)		Andesite 19	
	Escura		Gabro 27	Dolerite (19)	Basalto (17)	
			Norite 22			
	Tipo piroclástica extrusiva		Aglomerado (20)	Brechia (18)	Tufo (15)	

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.

Para maciços rochosos de má qualidade com valores de $RMR < 23$, a correlação é expressa com base em Q' , uma forma alterada do valor de Q :

$$GSI = \ln Q' + 44 \quad (3.65)$$

onde

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \quad (3.66)$$

Este parâmetro pode, em alternativa, ser determinado através da consulta da Figura 3.18. Deve ser considerado um intervalo para o valor de GSI (ou RMR) em vez da consideração de um único valor.

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 →					
		MUITO BOAS Superfícies muito rugosas, sãs	BOAS Superfícies rugosas, ligeiramente alteradas, com oxidação	RAZOÁVEIS Superfícies suaves, moderadamente alteradas e desgastadas	FRACAS Superfícies estratadas, fortemente alteradas, com preenchimentos arenosos	MUITO FRACAS Superfícies estratadas, fortemente alteradas, com preenchimentos argilosos	
 INTACTA OU MACIÇA - rocha intacta ou maciça com descontinuidades em pequena quantidade e muito afastadas.	90				N/A	N/A	
	 COMPARTIMENTADO ("blocky") - maciço não perturbado, constituído por blocos cúbicos, bem travados entre si, definidos por 3 famílias de descontinuidades.	80					
		70					
	 MUITO COMPARTIMENTADO ("very blocky") - maciço parcialmente perturbado, com blocos angulares multi-facetados, travados entre si, definidos por 4 ou mais famílias de descontinuidades.	60					
		50					
	 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.	40					
30							
 DESINTEGRADO - maciço pouco interligado, fortemente partido, com mistura de fragmentos angulares e arredondados.	20						
	10						
 FOLIADO/LAMINADO - maciço foliado, dobrado e tectonizado. A estrutura do maciço é conferida pela presença de planos de xistosidade ou de corte pouco espaçados.	N/A	N/A					
	5						

Figura 3.18 - Determinação do valor do GSI

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):

$$m_b = m_i \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14 \cdot D}\right)} \quad (3.67)$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3 \cdot D}\right)} \quad (3.68)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \quad (3.69)$$

onde D é um factor que depende do grau de perturbação ao qual o maciço rochoso foi sujeito devido ao uso de explosivos durante a escavação ou à libertação de tensões. Este valor varia entre 0 para maciços não perturbados e 1 para maciços muito perturbados. Na Tabela 3.20 são dadas orientações para a escolha do valor de D no caso da escavação de túneis (Hoek et al., 2002).

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

$$m_b = m_i \cdot s^{1/3} \quad (3.70)$$

As resistências à compressão uniaxial ($\sigma_{c,mass}$) e à tracção ($\sigma_{t,mass}$) do maciço rochoso são dadas pelas expressões 3.71 e 3.72, respectivamente:

$$\sigma_{c,mass} = \sigma_c \cdot s^a \quad (3.71)$$

$$\sigma_{t,mass} = -\frac{s \cdot \sigma_c}{m_b} \quad (3.72)$$

As expressões que relacionam as tensões normais e de corte com as principais foram apresentadas inicialmente por Balmer (1952), tendo posteriormente sido revistas por Hoek et al. (2002), obtendo-se:

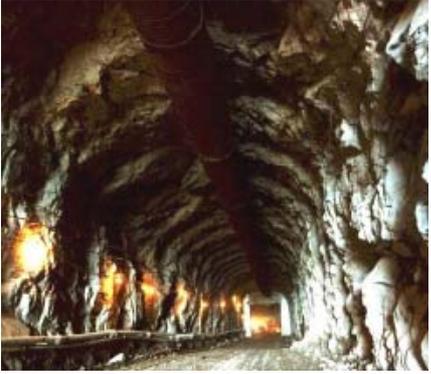
$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \frac{d\sigma'_1 / d\sigma'_3 - 1}{d\sigma'_1 / d\sigma'_3 + 1} \quad (3.73)$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cdot \frac{\sqrt{d\sigma'_1 / d\sigma'_3}}{d\sigma'_1 / d\sigma'_3 + 1} \quad (3.74)$$

onde

$$d\sigma'_1 / d\sigma'_3 = 1 + a \cdot m_b \cdot \left(m_b \cdot \sigma'_3 / \sigma_c + s\right)^{a-1} \quad (3.75)$$

Tabela 3.20 – Orientações para a escolha do valor de D

Aparência do maciço rochoso	Descrição do maciço rochoso	Valor de D sugerido
	<p>Rebentamentos controlados de excelente qualidade ou escavação por TBM resulta em perturbações mínimas do maciço rochoso em torno do túnel.</p>	<p>D = 0</p>
	<p>Escavação mecânica ou manual em maciços rochosos de má qualidade (sem rebentamentos) resulta em perturbações mínimas da maciço rochoso em torno do túnel.</p> <p>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.</p>	<p>D = 0</p> <p>D = 0,5 (sem aterro provisório)</p>
	<p>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.</p>	<p>D = 0,8</p>

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 3.19).

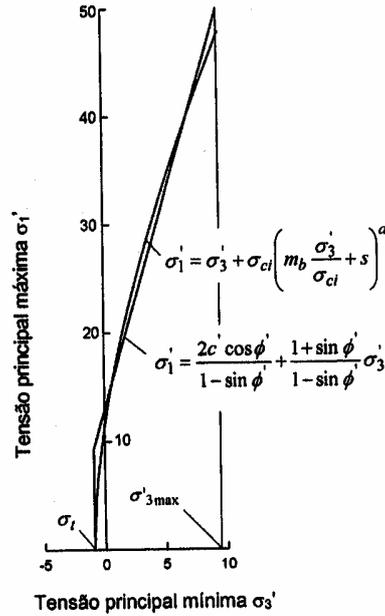


Figura 3.19 – Relações entre as tensões principais máximas e mínimas para os critérios de Hoek-Brown e equivalente de Mohr-Coulomb (Hoek et al., 2002)

A gama de tensões a considerar deve estar compreendida entre $\sigma_{t, \text{mass}} < \sigma_3 < \sigma'_{3\text{máx}}$. O valor de $\sigma'_{3\text{máx}}$ a utilizar deve ser determinado para cada caso específico. No caso dos túneis deve ser utilizada a seguinte expressão:

$$\frac{\sigma'_{3\text{máx}}}{\sigma'_{cm}} = 0,47 \cdot \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma \cdot H} \right)^{-0,94} \quad (3.76)$$

onde σ'_{cm} é a resistência do maciço rochoso e H é a profundidade do túnel. O valor de σ'_{cm} pode ser determinado por:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_c \cdot \frac{(m_b + 4 \cdot s - a \cdot (m_b - 8 \cdot s)) \cdot (m_b / 4 + s)^{a-1}}{2 \cdot (1 + a) \cdot (2 + a)} \quad (3.77)$$

Deste modo, os valores equivalentes do ângulo de atrito e da coesão são fornecidos através das expressões 3.78 e 3.79, respectivamente:

$$\phi' = \text{sen}^{-1} \left[\frac{6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{2 \cdot (1 + a) \cdot (2 + a) + 6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (3.78)$$

$$c' = \frac{\sigma_c \cdot [(1 + 2 \cdot a) \cdot s + (1 - a) \cdot m_b \cdot \sigma'_{3n}] \cdot (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1 + a) \cdot (2 + a) \cdot \sqrt{1 + \left(6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1} \right) / ((1 + a) \cdot (2 + a))}} \quad (3.79)$$

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

$$E_M = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)}; \text{ para valores de } \sigma_c \leq 100\text{MPa} \quad (3.80)$$

$$E_M = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{((GSI-10)/40)}; \text{ para valores de } \sigma_c > 100\text{MPa} \quad (3.81)$$

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 rotura envolvendo deslizamento ou rotação de blocos e cunhas.

3.2.6 Sistema MR

Rocha (1976) apresentou um sistema que tinha por finalidade a determinação das solicitações nos suportes dos túneis com vista ao seu dimensionamento. Segundo o autor, a dificuldade na caracterização mecânica dos maciços devido à sua heterogeneidade e ao diaclasamento, em conhecer o estado de tensão inicial e em avaliar a interacção maciço/suporte fazia com que não se justificasse a utilização de meios muito refinados para o dimensionamento dos suportes.

O método de natureza empírica baseia-se nas seguintes hipóteses:

- a solicitação a que se encontra submetido o suporte só depende das características e condições do maciço;
- a solicitação é assimilada ao peso de certos volumes do maciço que se supõem destacar;
- o dimensionamento do suporte é o exigido pela solicitação mais desfavorável.

Admite-se que os volumes de rocha que irão solicitar o suporte estão contidos num volume envolvente com a forma indicada na Figura 3.20 definido pela espessura no coroamento h_c e

pela espessura nas nascenças h_n , a qual se considera constante ao longo dos pés-direitos. Assume-se que h_c é proporcional ao vão na seguinte forma:

$$h_c = k \cdot L \quad (3.82)$$

onde L é o vão e k um factor dependente das características do maciço.

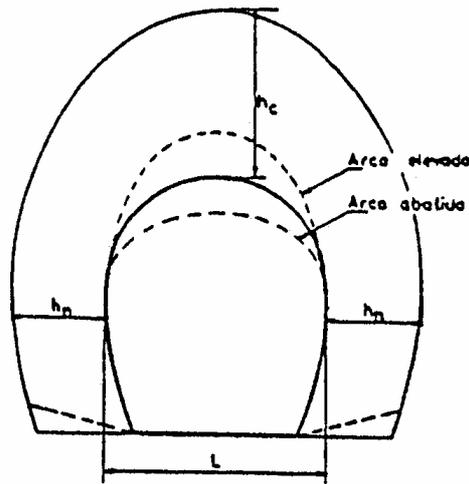


Figura 3.20 – Esquema do volume de maciço em interação com o suporte segundo o sistema MR

Para determinar o valor de k desenvolveu-se uma metodologia de classificação dos maciços rochosos para obras subterrâneas lineares, quando a idealização de um meio contínuo não é adequada. A utilização deste sistema fornece o índice geomecânico MR e considera os quatro parâmetros indicados na Figura 3.21.

Para cada um destes parâmetros é atribuído um peso e à semelhança com o que acontece com o sistema RMR, o valor de MR é obtido através da soma algébrica dos diferentes pesos. Por isso, a representação matricial deste sistema é idêntica ao descrito para o sistema RMR.

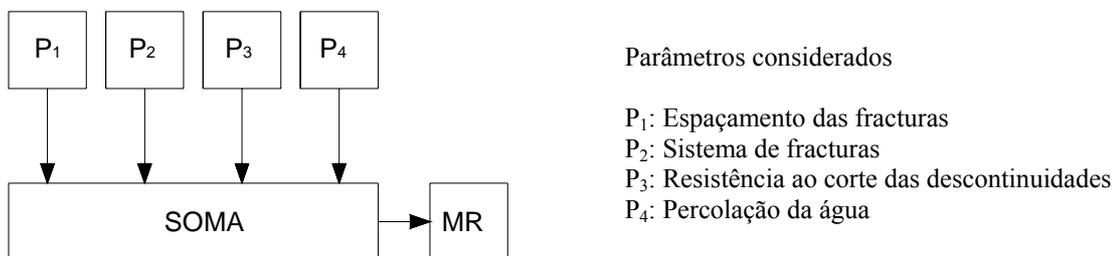


Figura 3.21 - Representação gráfica da obtenção do valor de MR

Assim, utilizando a mesma metodologia seguida para o sistema RMR obtemos:

$$MR = [w_1, w_2, w_3, w_4] \cdot [E_1, E_2, E_3, E_4]^T = [W] \cdot [E]^T \quad (3.83)$$

Os pesos relativos ao espaçamento das descontinuidades e à resistência ao corte das descontinuidades podem ser obtidos através das seguintes expressões:

$$P_1 = 10,9 \cdot \log(e - 2) \leq 25 \quad (3.84)$$

$$P_3 = 0,93 \cdot (\phi - 7,5) \leq 25 \quad (3.85)$$

onde, e é o espaçamento em centímetros e ϕ o ângulo de atrito das descontinuidades em graus. Quando ocorrem sistemas de descontinuidades com resistências ao corte diferentes, deve ser considerado o sistema com mais baixa resistência, a menos que este não influencie o comportamento da estrutura.

Os pesos para os parâmetros relativos à resistência ao corte das descontinuidades (P_2) e à percolação da água (P_4) são os apresentados no Tabela 3.21.

Tabela 3.21 – Pesos relativos aos parâmetros P_2 e P_4 do sistema MR

Parâmetro	Sistemas de descontinuidades	Pesos	Parâmetro	Percolação de água	Pesos
P_2	Sem descontinuidades ou descontinuidades esparsas	25	P_4	Maciço impermeável ou nível freático abaixo da soleira	15
	Uma família e descontinuidades esparsas	20		Descontinuidades não erodíveis; pressão 500 kPa	12
	Duas famílias e descontinuidades esparsas	15		Descontinuidades não erodíveis; pressão ≥ 1 MPa	9
	Três famílias	10		Enchimentos erodíveis; pressão 100 kPa	6
	Três famílias e descontinuidades aleatórias	5		Enchimentos erodíveis; pressão 250 kPa	3
	Quatro ou mais famílias e descontinuidades aleatórias	0		Enchimentos erodíveis; pressão ≥ 1 MPa	0

Obtido o valor de MR, o maciço rochoso pode ser enquadrado numa das cinco classes a que correspondem diferentes valores de k e necessidades de suporte (Tabela 3.22). Os valores de k podem ser obtidos com os valores de MR, através do ábaco da Figura 3.22.

Tabela 3.22 – Classes do sistema MR

Classe	MR	k	Suporte
I	80-100	0-0,05	Esporádico no tecto (exemplo ancoragens)
II	60-80	0,05-0,3	Sistemático no tecto
III	50-60	0,3-0,5	Sistemático no tecto e esporádico nos pés direitos
IV	30-50	0,5-0,9	Sistemático no tecto e nos pés direitos
V	0-30	0,9-1	Sistemático no tecto e pés direitos

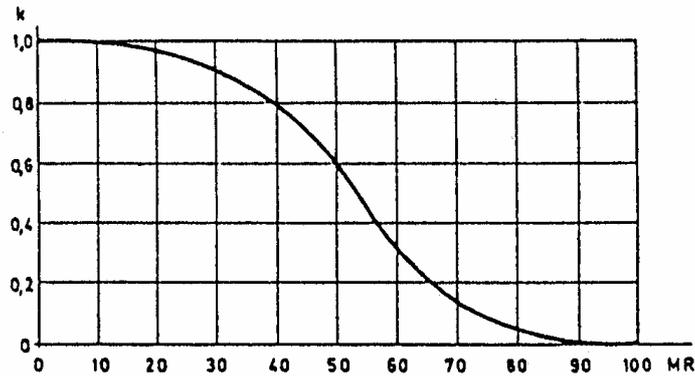


Figura 3.22 – Ábaco para a determinação de k

Os valores de k são considerados adequados para projecto do suporte final, aceitando-se que, no dimensionamento do suporte provisório, se adoptem valores mais baixos rondando os 75% do valor encontrado.

A partir do valor de k, determinam-se as dimensões h_c (espessura no coroamento) e h_n (espessura nas nascenças) que definem o volume de rocha cujo peso irá exercer solicitações sobre o suporte com base nas seguintes condições:

$$MR \geq 60 \Rightarrow h_n = 0$$

$$50 \leq MR < 60 \Rightarrow 0 \leq h_n \leq \frac{h_c}{2}$$

$$MR < 50 \Rightarrow h_n = \frac{h_c}{2}$$

A determinação das cargas que vão estar aplicadas ao suporte é feita considerando que se podem destacar os seguintes volumes parciais, conforme representados na Figura 3.23 (Rocha, 1976):

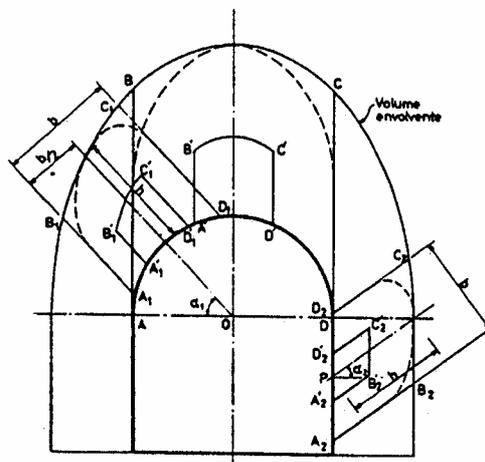


Figura 3.23 – Volumes que se podem destacar

- ABCD;
- $A_1B_1C_1D_1$ com duas faces laterais e paralelas com raio de inclinação variável α_1 , com altura h e largura b , medida perpendicularmente à altura, tal que satisfaça a condição $b/h \geq 1$;
- $A_2B_2C_2D_2$, definidos a partir da recta com inclinação α_2 e passando por um ponto P situado nos pés-direitos, também com dimensões b e h obedecendo à condição $b/h \geq 1$;
- $A'B'C'D'$, $A_1'B_1'C_1'D_1'$ e $A_2'B_2'C_2'D_2'$, contidos nos anteriores e a eles geometricamente semelhantes, ainda com dimensões b e h e obedecendo à condição $b/h \geq 1$;

Obtêm-se, assim, volumes destacáveis cinematicamente possíveis. As formas atribuídas aos volumes são simplificadas, sendo de esperar que se aproximem mais das indicadas na figura a traço interrompido. Como é considerada a resistência atrítica desenvolvida nas faces inclinadas, tais como A_1B_1 e A_2B_2 , só se consideram valores de α_1 e α_2 superiores ao ângulo de atrito.

Quando o maciço é cortado por fracturas com atitudes conhecidas, as faces laterais dos volumes parciais terão atitudes paralelas às da fracturação (Figura 3.24).

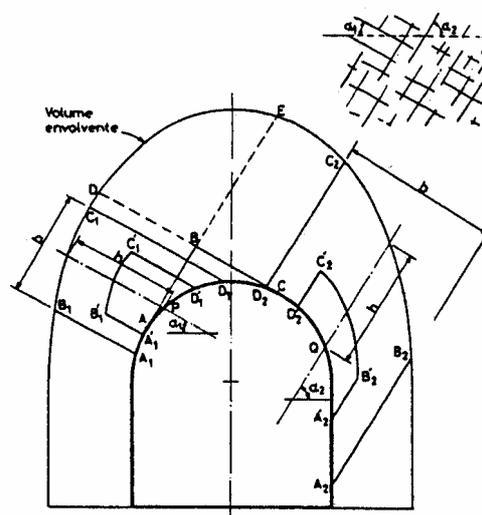


Figura 3.24 – Volumes que se podem destacar para duas famílias de descontinuidades

No caso de existirem duas famílias não ortogonais entre si, com inclinações α_1 e α_2 , os volumes a considerar são os seguintes:

- ABC definido por tangentes à parede do túnel com inclinações α_1 e α_2 ;

- $A_1B_1C_1D_1$ com faces laterais com inclinação α_1 e dimensões tais que $b/h \geq 1$, podendo P ocupar qualquer posição na parede do túnel, desde que compatível com o escorregamento do volume;
- $A_2B_2C_2D_2$ com faces laterais com inclinação α_2 e dimensões tais que $b/h \geq 1$ e podendo o ponto Q ocupar qualquer posição;
- $A_1'B_1'C_1'D_1'$ e $A_2'B_2'C_2'D_2'$ geometricamente semelhantes aos volumes anteriormente considerados e com dimensões que obedeçam à condição $b/h \geq 1$.

Uma vez que no cálculo do suporte se considera a contribuição do atrito que se desenvolve nas faces laterais, só são tidas em linha de conta famílias de descontinuidades com inclinação superior ao ângulo de atrito das respectivas descontinuidades. A consideração da atitude pode conduzir a solicitações inferiores às do caso em que esta informação não é tida em linha de conta, por isso só deve ser utilizada quando se disponha de um bom conhecimento da fracturação do maciço.

Para aplicação deste sistema ao dimensionamento de suporte constituído por pregagens, e considerando o caso de não se conhecer a atitude das descontinuidades, parte-se do princípio que a dimensão na perpendicular à figura é unitária e que o peso dos volumes $A_1B_1C_1D_1$ e $A_2B_2C_2D_2$ é P . A força F paralela às faces laterais dos volumes que é necessário aplicar para manter o equilíbrio é:

$$F = P \cdot \text{sen} \alpha - P \cdot \cos \alpha \cdot \text{tg} \phi \quad (3.86)$$

onde α toma os valores de α_1 e α_2 e ϕ o ângulo de atrito mobilizado ao longo das faces A_1B_1 e A_2B_2 o qual se supõe igual ao ângulo de atrito das descontinuidades do maciço. Admitindo que:

$$P = b \cdot h \cdot \gamma \quad (3.87)$$

a pressão p que será necessário aplicar à parede do túnel segundo a direcção α_1 e α_2 é:

$$p = \frac{F}{b} = h \cdot \gamma \cdot (\text{sen} \alpha - \cos \alpha \cdot \text{tg} \phi) \quad (3.88)$$

Assim, se a pressão p for aplicada por meio de pregagens dispostas radialmente no tecto e segundo α_2 nos pés-direitos, com espaçamentos e_1 segundo o eixo do túnel e e_2 segundo a secção transversal, a secção S de cada ancoragem será dada por:

$$S = \frac{1}{\sigma_{t,aço}} \cdot p \cdot e_1 \cdot e_t \quad (3.89)$$

em que $\sigma_{t,aço}$ é a tensão de cedência do aço.

Este dimensionamento é válido para qualquer tipo de pregagem, devendo a amarração ser feita fora do volume envolvente.

No caso da força F não ser paralela às faces laterais, a pressão $p = F/b$ passa a ser dada pela expressão:

$$p = \gamma \cdot h = \frac{\text{sen} \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi}{\cos(\alpha - \beta) + \text{sen}(\alpha - \beta) \cdot \tan \phi} \quad (3.90)$$

onde β é a inclinação das pregagens em relação à horizontal e h a espessura medida na direcção de α .

No caso de ser conhecida a atitude das discontinuidades, é válido o que se acaba de expor, com a diferença de α tomar os valores das atitudes das discontinuidades. Na zona do tecto pode ser aconselhável dispor as pregagens como se representa na Figura 3.25, devendo as da zona de fecho ser dimensionadas para atender ao equilíbrio não só do volume ABC, mas também de volumes tais como $A_1D_1C_1C$ e $A_2B_2C_2A$. No caso particular de uma das famílias ser subvertical só é necessário suportar o volume ABCD e será aconselhado mesmo por questões de economia, dispor as pregagens como indicado na Figura 3.26.

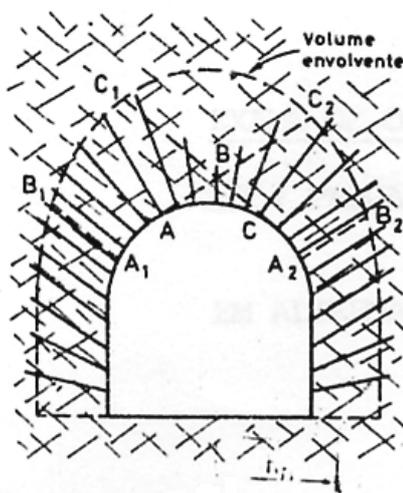


Figura 3.25 – Disposição das pregagens no caso de se conhecer a atitude das discontinuidades

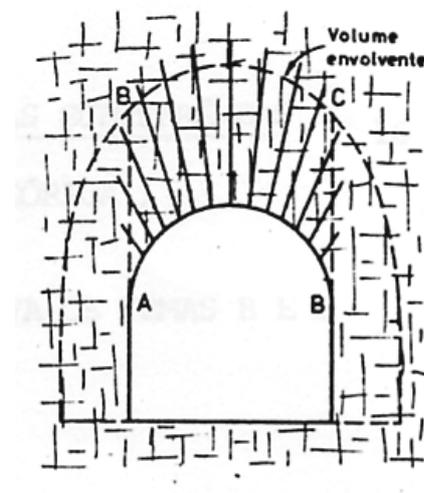


Figura 3.26 – Disposição das pregagens no caso de uma das famílias ser subvertical

Quando o ângulo entre as famílias é pequeno, o volume ABC pode cair fora do volume envolvente. Se as descontinuidades apresentarem desenvolvimento da ordem da altura do volume ABC, será necessário que as pregagens sejam dimensionadas de modo a suportarem este volume.

No caso do suporte ser constituído por revestimento de betão e/ou cambotas, o dimensionamento deve ser feito pelo método dos elementos finitos, submetido às solicitações aplicadas pelos volumes parciais já definidos. Devido ao funcionamento do suporte como arco, as solicitações mais desfavoráveis podem corresponder a cargas relativamente concentradas com volumes a destacar com valores de h que poderão ser inferiores ao correspondente volume envolvente. Para além da solicitação p , pode ser necessário considerar a pressão hidrostática. Deve iniciar-se o dimensionamento pela consideração da solicitação ou solicitações com maior largura, tal como a aplicada pelo volume ABCD, e ser depois feita a verificação da adequação do dimensionamento para outras solicitações. O mau comportamento deste tipo de revestimento quando submetido a solicitações localizadas pode ser ultrapassada com a associação de pregagens.

Por entrar em linha de conta com a interação entre o maciço e o suporte e por contemplar aspectos inerentes às superfícies de descontinuidades, julga-se que esta metodologia é de grande validade para o cálculo de suportes de túneis em maciços rochosos.

3.2.7 Correlações entre os diferentes índices

Correlações entre os sistemas empíricos de classificação, RMR, Q e MR, foram propostas por vários investigadores. Dessas correlações, destacam-se as seguintes:

$$RMR = 9 \cdot \ln Q + 44 \text{ (Bieniawski, 1989)} \quad (3.91)$$

$$RMR = 15 \cdot \log Q + 50 \text{ (Barton, 2000)} \quad (3.92)$$

$$RMR = 5,9 \cdot \ln Q + 43 \text{ (Rutledge e Preston, 1978)} \quad (3.93)$$

$$RMR = 5,4 \cdot \ln Q + 55,2 \text{ (Moreno, 1980)} \quad (3.94)$$

$$RMR = 5 \cdot \ln Q + 60,8 \text{ (Cameron-Clarke e Budavari, 1981)} \quad (3.95)$$

$$RMR = 10,5 \cdot \ln Q + 41,8 \text{ (Abad et al., 1984)} \quad (3.96)$$

$$MR = 0,9 \cdot RMR + 8 \text{ (Neves et al., 1989)} \quad (3.97)$$

$$Q = 8,4 \cdot \ln MR + 39,2 \text{ (Rocha, 1976)} \quad (3.98)$$

Com o objectivo de ultrapassar a incerteza na definição de determinados parâmetros nos sistemas de classificação dos maciços rochosos, nomeadamente o parâmetro das tensões SRF no sistema Q e a resistência à compressão no sistema RMR, Goel et al. (1995) propuseram a adopção de dois índices – o *Rock Mass Number* (N) e o *Rock Condition Rating* (RCR) – que são versões modificadas, respectivamente, do sistema Q e RMR.

O índice N não contabiliza directamente a tensão, mas considera-a através da profundidade da estrutura subterrânea H. Assim, N é definido pela seguinte expressão:

$$N = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot J_w \quad (3.99)$$

O índice RCR é definido como o sistema RMR mas sem os pesos relativos à resistência do material rochoso e ao ajuste para a orientação das descontinuidades. Assim, o RCR não fica dependente da resistência do material rochoso.

Estes dois índices apresentam uma boa correlação entre si, ao contrário dos valores resultantes da aplicação dos sistemas Q e RMR. Da análise de 63 casos, Singh e Goel (1999) definiram a seguinte relação:

$$RCR = 8 \cdot \ln N + 30 \quad (3.100)$$

Esta relação apresenta um coeficiente de correlação de 0,92 e pode ser uma via indirecta para correlacionar os resultados dos sistemas RMR e Q. O valor de N pode ainda ser utilizado para prever a pressão nos suportes e a condição do maciço, estimar a convergência do túnel e calcular a resistência à compressão do maciço rochoso.

Através do valor de RMR ou de Q é possível obter, também, algumas informações para projectos de túneis com TBM, como mostra a Tabela 3.23.

As classes, baseadas na classificação Austríaca (Ö-Norm B2203) com classes de F1 a F6, foram adaptadas para os valores de RMR e Q por Scolari (1995) e apresentam indicações muito práticas.

Tabela 3.23 - Informações para o projecto de túneis TBM

Classe	Q	RMR	Comporta ^o do maciço	Suporte			Influência no avanço
				Tipo	Quantidade por metro	Local de instalação	
F1	10-1000	65-80	Estabilidade duradoura	Pregagens pontuais L=2,0m	Até 0,5	Plataforma de trabalho	Nenhuma
F2	4-10	59-65	Quedas localizadas de pedras	Pregagens pontuais L=2,0m Rede soldada 5cm de betão projectado	Até 1 Até 1,0m ² Até 0,1m ³	Plataforma de trabalho	Nenhuma
F3	1-4	50-59	Quedas frequentes de pedras na zona da máquina	Pregagens sistemáticas L=2,0m Rede soldada 5cm de betão projectado	De 1 a 3 De 1 a 1,5m ² De 0,1 a 0,5m ³	Plataforma de trabalho	Pequenos atrasos
F4	0,1-1	35-50	Quedas frequentes de pedras na zona da máquina	Pregagens L=2,5m Rede soldada 8cm de betão projectado cimbres metálicos	De 3 a 5 De 5 a 9m ² De 0,5 a 1,0m ³ De 40 a 80kg	Plataforma de trabalho atrás da cabeça de corte	Atrasos depois de cada golpe
F5	0,03-0,1	27-35	Quedas frequentes de pedras na zona da cabeça de corte depois de cada golpe	Pregagens L=2,5m Rede soldada 10cm de betão projectado cimbres metálicos	De 5 a 7 De 9 a 18m ² De 1,0 a 1,8m ³ De 80 a 160kg	Imediatamente atrás da cabeça de corte depois de cada golpe, suportes adicionais desde a plataforma de trabalho	Atrasos longos depois de cada golpe
F6	0,01-0,03	20-27	Grandes desprendi ^{os} na zona da cabeça de corte depois de golpes parciais	Pregagens L=3,0m Rede soldada 15cm de betão projectado cimbres metálicos	De 7 a 10 De 18 a 27m ² De 1,8 a 3,0m ³ De 160 a 300kg	Imediatamente atrás da cabeça de corte depois de cada golpe parcial, suportes adicionais desde a plataforma de trabalho	Atrasos longos depois de cada golpe parcial
F7	0,001-0,01	5-20	Sem capacidade auto-portante	Medidas especiais a serem decididas de acordo com as condições	Por exemplo, injeccões, enfilagens, injeccões de espumas, jet-grouting, betão moldado, etc.		Atrasos de meses ou mais

3.3 Maciços terrosos

O comportamento dos materiais estruturados, como é o caso dos solos residuais, é controlado pelas suas características intrínsecas e pela sua estrutura cujos componentes são a fábrica e as ligações interparticulares (Kavvadas et al., 1998; 2000). As características intrínsecas mais importantes são a resistência ao corte e a deformabilidade do material desestruturado. A fábrica compreende a orientação das partículas, as fissurações e as heterogeneidades numa perspectiva micro e macroscópica (Viana da Fonseca, 1996; Rodrigues, 2003). As ligações interparticulares são herdadas da rocha mãe ou provocadas por processos de cimentação e vão desaparecendo à medida que evolui a meteorização do maciço. Por um lado, quando os elementos predominantes da estrutura são as ligações interparticulares, o material caracteriza-se por exibir uma importante coesão efectiva; por outro lado, quando é a fábrica a assumir maior relevância, a resistência é predominantemente friccional (Cuccovillo e Coop, 1999).

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. Deste modo, a influência da estrutura no comportamento do material pode ser avaliada comparando os comportamentos do material no seu estado natural e remoldado.

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 e em particular nos solos saprolíticos. 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.

Os parâmetros de resistência ao corte podem ser obtidos por diferentes tipos de ensaios que podem simular várias condições de carregamento e de drenagem. Os ensaios triaxiais e de corte directo são os que se utilizam mais frequentemente para este fim. Os parâmetros de resistência podem ser expressos em termos de condições drenadas (tensões efectivas) e não drenadas (tensões totais). Estes parâmetros de resistência são os correntemente utilizados para os cálculos de estabilidade.

Na Figura 3.27 apresentam-se os gráficos típicos de um ensaio de corte de uma areia solta e de uma areia densa até atingir grandes deformações.

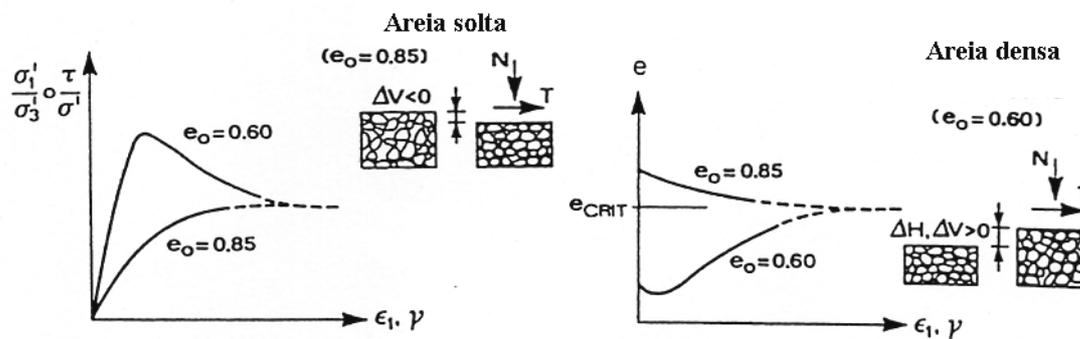


Figura 3.27 – Resultados típicos de ensaios de corte directo em areias soltas e densas (adaptado de Gomes Correia, 2001)

Como se pode observar os dois provetes atingem a mesma razão de tensões e o mesmo índice de vazios para grandes deformações, independentemente do índice de vazios inicial. Este estado processa-se a volume constante e é designado por estado crítico. Assim, o estado crítico é atingido quando o índice de vazios e as tensões normais e de corte se mantêm constantes à medida que ocorre a deformação. O índice de vazios é o índice de vazios do estado crítico e o ângulo de atrito correspondente é o ângulo de atrito do estado crítico (ϕ'_{cv}). Por outro lado, o ângulo de atrito correspondente ao valor de pico depende do estado de compactidade inicial. Deste modo pode concluir-se que, relativamente ao ângulo de atrito em condições drenadas, deve ser feita a distinção entre ângulo de atrito de pico e o referente ao estado crítico. Este último é uma característica intrínseca do material, enquanto que o primeiro depende do índice de vazios inicial, ou seja, das condições iniciais. Estes dois ângulos de atrito estão relacionados pelo ângulo de dilatância do material. Convém ainda esclarecer a diferença que pode haver, especialmente em solos argilosos, entre ângulo de atrito do estado crítico e residual (Figura 3.28).

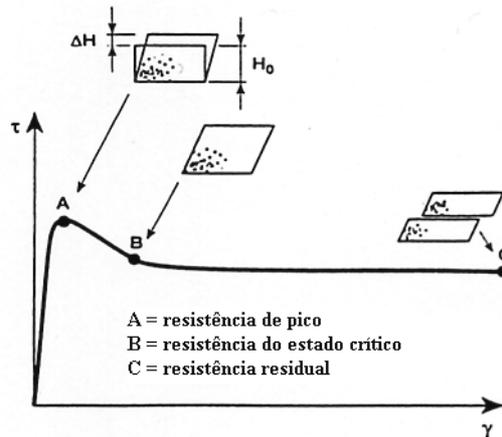


Figura 3.28 – Diferentes resistências para solos argilosos (adaptado de Gomes Correia, 2001)

Segundo a Teoria do Estado Crítico, o comportamento dos solos pode ser descrito pela posição relativa do estado corrente do solo num espaço volume específico-logaritmo da tensão efectiva, relativamente a duas linhas. Estas linhas são denominadas por Linha de Normalmente Consolidada (NCL) e Linha do Estado Crítico (CSL). A linha NCL representa uma superfície do estado limite que nunca pode ser ultrapassada pelo solo enquanto que a linha CSL representa o estado último do solo de resistência constante a volume constante. Esta linha, por ser única, é utilizada no âmbito da Teoria do Estado Crítico para proceder à normalização do comportamento para os materiais granulares. A utilização desta linha possibilitou a definição por Been e Jefferies (1985) do Parâmetro de Estado (ψ) que permite determinar a posição relativa do solo em relação à linha CSL podendo ser utilizado na sua modelação constitutiva. Este parâmetro define-se, assim, pela diferença entre o ponto correspondente ao índice de vazios para a tensão média efectiva num determinado estado do material e o ponto correspondente ao estado de referência (Figura 3.29). Assim, comportamentos de contracção são caracterizados por valores positivos de ψ , enquanto valores negativos significam comportamento dilatante (Figura 3.30).

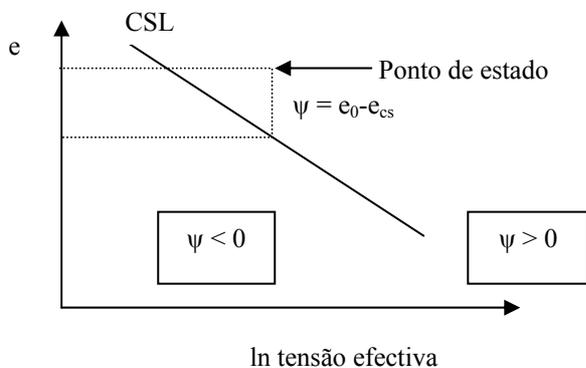


Figura 3.29 - Definição do parâmetro de estado ψ

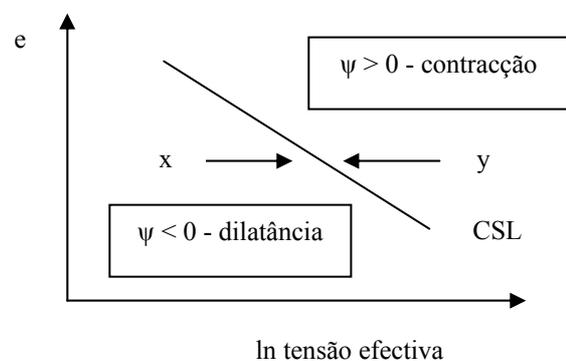


Figura 3.30 – Comportamento dilatante e de contracção em função de ψ

A previsão do comportamento dos solos residuais pode ser feita através da sua compacidade relativa (D_r). No entanto, o parâmetro ψ apresenta vantagens, nomeadamente, a de considerar a influência simultânea do nível de tensão e da compacidade relativa, sendo, deste modo, sensível aos diferentes comportamentos possíveis do solo com a mesma compacidade relativa inicial.

O comportamento peculiar dos solos estruturados e o seu afastamento comportamental relativamente aos solos transportados conduziram ao aparecimento de modelos de comportamento específicos para este tipo de materiais, baseados na Teoria do Estado Crítico.

Leroueil e Vaughan (1990) definiram a estrutura como a parcela da resistência que permite que o solo ultrapasse a superfície de estado limite definido pela linha NCL. Assim, a comparação entre a resposta do solo natural com o seu equivalente na forma reconstituída, permite distinguir a influência da estrutura no comportamento do solo. Este procedimento permite individualizar uma zona apenas permitida ao solo na sua condição estruturada (Figura 3.31).

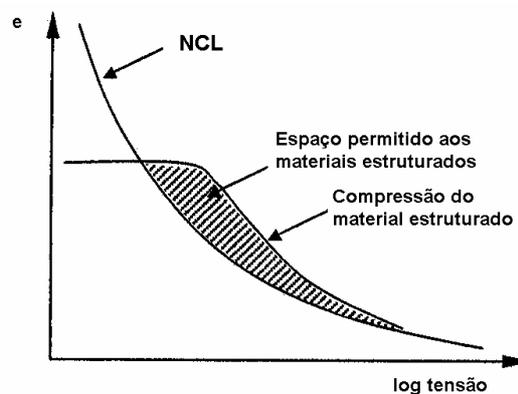


Figura 3.31 – Efeito da estrutura no comportamento do solo (Rodrigues, 2003)

O comportamento dos solos com a deformação é anisotrópico e altamente não-linear. O comportamento elástico ocorre apenas no domínio das muito pequenas deformações (inferiores a 0,001%). Assim, conclui-se que as características de deformabilidade dos solos dependem de vários factores, designadamente, o estado de tensão efectivo, a compacidade do solo, a história de tensões, da estrutura, etc. Na Figura 3.32 apresentam-se os diversos comportamentos do solo para vários níveis de deformação.

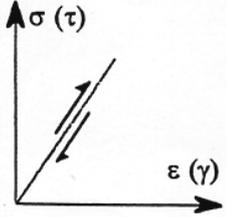
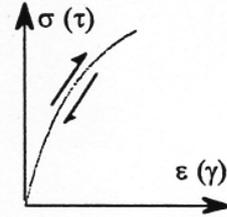
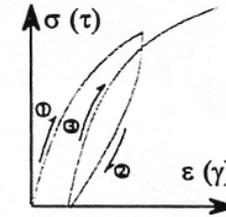
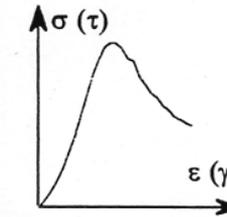
Deformações							
"muito pequenas"		"pequenas"		"médias a grandes"		"rotura"	
10 ⁻⁶	10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻¹	10 ⁻¹	10 ⁰
 <p>elástico linear</p>		 <p>elástico não linear</p>		 <p>elasto-plástico</p>		 <p>"rotura"</p>	
<i>Fundações de máquinas vibrantes; pavimentos</i>		<i>Fundações de pavimentos e vias férreas</i>		<i>Fundações de aterros, edifícios, muros de suporte; túneis</i>			

Figura 3.32 – Comportamentos típicos dos solos para vários níveis de deformação (Gomes Correia, 2001)

Este comportamento não linear conduz à definição de vários módulos de deformabilidade. Assim, ao contrário de outros materiais, no caso dos solos é necessário especificar o módulo que se pretende associado a um nível de deformação e de tensão (Figura 3.33). 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.

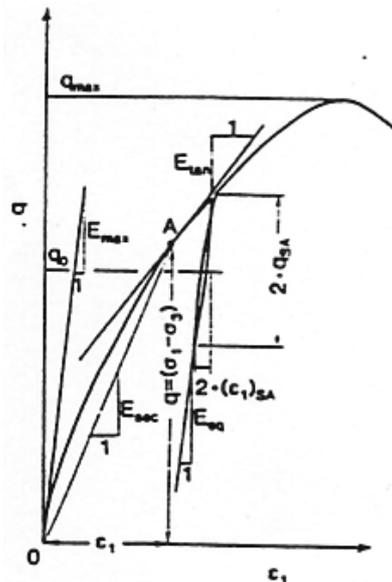


Figura 3.33 – Módulos de deformabilidade associados a vários níveis de deformação (Gomes Correia, 2001)

Os diferentes ensaios utilizados na caracterização dos geomateriais apresentam validade em diferentes gamas de deformações. Na Figura 3.34 ilustram-se os níveis de deformação associados a cada tipo de ensaio (Gomes Correia, 2001).

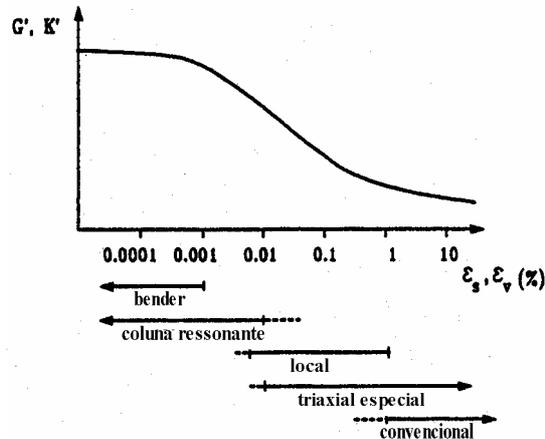


Figura 3.34 - Tipos de ensaios para diferentes níveis de deformação

A Figura 3.34 representa, também, a curva típica módulo-extensão, onde se pode verificar a forte não linearidade da relação. Nesta curva distinguem-se três zonas relativamente à variação do módulo de deformabilidade:

- uma zona inicial, ao nível das muito pequenas deformações, onde este é aproximadamente constante;
- uma zona intermédia na qual se observa uma redução brusca do seu valor;
- uma terceira região, correspondente a elevados níveis de deformação onde o valor do módulo é extremamente baixo.

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. A evolução de alguns equipamentos de medida permitiu melhorar de forma substancial o conhecimento do comportamento mecânico dos geomateriais principalmente no que concerne às relações tensão-deformação. Entre as mais importantes inovações estão os dispositivos que permitem a medição destas relações ao nível das pequenas e muito pequenas deformações. Destes dispositivos podem destacar-se, entre outros, os LVDT's, os electro-inclinómetros e os transdutores de bandas metálicas LDT's. Para além

destes dispositivos, os ensaios de coluna ressonante permitem calcular o módulo de distorção para níveis de deformação entre 0,0001% e 0,5%, embora com algumas limitações na utilização dos respectivos resultados (Gomes Correia, 2001). A Figura 3.35 representa várias curvas obtidas deste ensaio para diferentes tipos de solos.

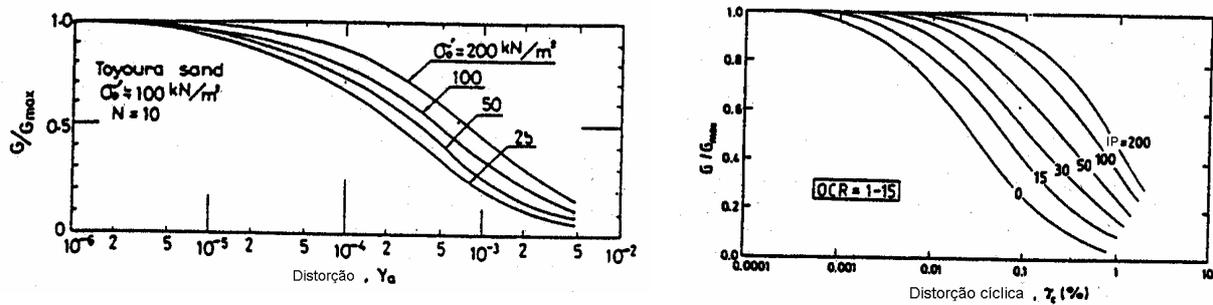


Figura 3.35 – Curvas obtidas através de ensaios de coluna ressonante para vários tipos de solos (Gomes Correia, 2001)

No que respeita aos ensaios geofísicos de laboratório, estes apresentam maior precisão na determinação dos módulos de deformabilidade para muito pequenas deformações relativamente aos ensaios convencionais e permitem investigar a anisotropia utilizando diferentes direcções de propagação das ondas sísmicas. Um método de ensaio é o que recorre a *bender elements* que tem vindo a ser utilizado no ensaio triaxial e em edómetros. Na Figura 3.36 apresenta-se um arranjo destes elementos num provete.

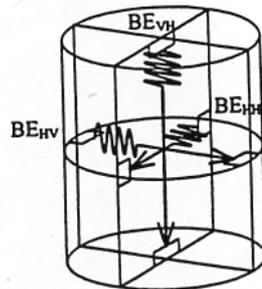


Figura 3.36 – Arranjo dos *bender elements* num provete

Existem, também, ensaios triaxiais com medições locais no provete (ensaios triaxiais de precisão). Neste particular, destacam-se os ensaios cíclicos, muito importantes para avaliar o comportamento de camadas de base de pavimentos que são sujeitas a este tipo de acções (Balay et al., 1998; Gomes Correia e Biarez, 1999).

Apesar de tudo, o ensaio triaxial clássico continua a ser ainda o ensaio de laboratório mais utilizado para a caracterização mecânica dos solos. Assim, é de todo o interesse conseguir

corrigir os resultados derivados deste ensaio e de outros ensaios que fornecem valores satisfatórios para níveis de deformação idênticos, como é o caso do ensaio pressiométrico, para níveis de deformação que interessem às obras. O cálculo do valor do módulo de deformabilidade corrigido ($E_{\text{corrigido}}$) pode ser feito através da expressão:

$$E_{\text{corrigido}} = F \cdot E \quad (3.101)$$

em que F é o factor correctivo.

A questão que se coloca, no âmbito deste trabalho, é estabelecer o nível de deformações que normalmente se verifica nas obras subterrâneas.

No caso dos túneis o nível de deformações tem uma gama de variação elevada dependendo do método construtivo e das características do material escavado. Biarez et al. (1999), baseando-se na retro-análise do túnel da Mancha escavado com tuneladora, encontraram valores de deformação entre os 0,01 e 1% para terrenos variando de solo a rocha branda. Para túneis escavados em solo através do método SEM/NATM (SEM – *Sequential Excavation Method*), Almeida e Sousa (1998) sugeriu uma gama de deformações entre os 0,1 e os 0,3% enquanto Ledesma e Romero (1997), através da retro-análise de túneis construídos para o Metro de Barcelona, apontaram um valor médio de 0,6%.

Os valores dos parâmetros de deformabilidade podem, também, ser obtidos por via indirecta através de correlações com os resultados de outros ensaios como, por exemplo, o resultado do ensaio SPT. Estas correlações serão apresentadas em pormenor no Capítulo 4.

3.4 Maciços heterogéneos

Nos processos anteriores de caracterização dos maciços, assumiu-se a subdivisão do maciço envolvente das obras subterrâneas em zonas com características geomecânicas aproximadamente constantes. No entanto, nas formações graníticas ocorrem situações de misturas geotécnicas sem continuidade espacial, litológica e mecânica (Figura 2.2). Este tipo de maciços são difíceis de caracterizar, quer por ensaios de campo, quer em laboratório. Quando se realiza um furo de sondagem, a intersecção de uma bola de material mais resistente pode induzir que se atingiu uma formação rochosa resistente como se ilustra na Figura 3.37. A

recolha de amostras inalteradas para ensaios em laboratório também é dificultada já que muitas vezes as amostras terrosas contém inclusões de rocha.

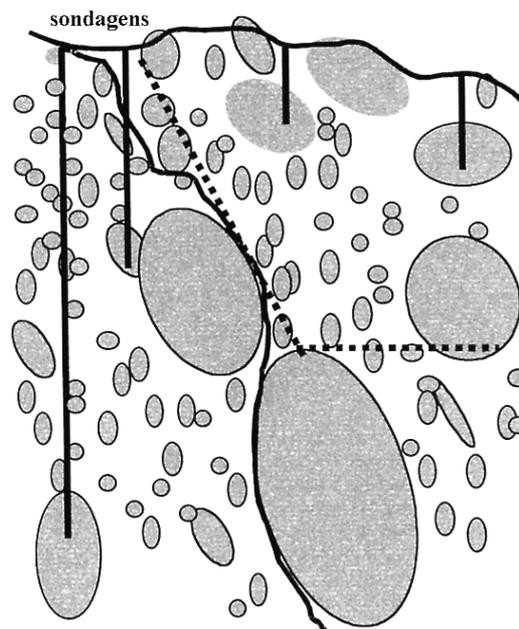


Figura 3.37 – Exploração de maciços graníticos heterogêneos por furos de sondagem (adaptado de Medley, 1999)

No caso da existência de bolas ou blocos mais rígidos no seio de uma matriz de rocha branda ou solo, estes devem ser considerados apenas se a sua influência for significativa. Serão relevantes para o comportamento geomecânico global do conjunto matriz/blocos se se cumprirem as seguintes condições (Medley, 1999):

- os blocos apresentarem contraste mecânico com a matriz, por exemplo, uma razão ângulo de atrito interno do bloco e da matriz superior ou igual a 2;
- o intervalo do tamanho dos blocos estar compreendido entre 5 e 75% da dimensão característica elementar que descreve o problema em análise, como, por exemplo, o diâmetro do túnel;
- a proporção volumétrica dos blocos, ou seja, a relação entre o volume total de blocos e o volume do maciço a analisar estiver entre 25 e 75%.

Quando a existência destes blocos é, de facto, significativa para o comportamento global do maciço, estes influenciam da seguinte forma (Medley, 1999) (Figura 3.38):

- Quando a proporção volumétrica dos blocos é inferior a 25%, a influência dos blocos no comportamento global do maciço pode ser desprezada e apenas serem consideradas as propriedades geomecânicas da matriz

- Entre 25 e 75%, o ângulo de atrito e o módulo de deformabilidade do maciço aumentam e a coesão diminui devido à presença dos blocos
- Acima dos 75%, os blocos tendem a estar em contacto, e já não são suportados pela matriz pelo que não se verifica aumento da resistência do maciço
- A resistência global do maciço é, em regra, independente da resistência interna dos blocos
- As roturas por corte nestes maciços tendem a começar no perímetro dos blocos.

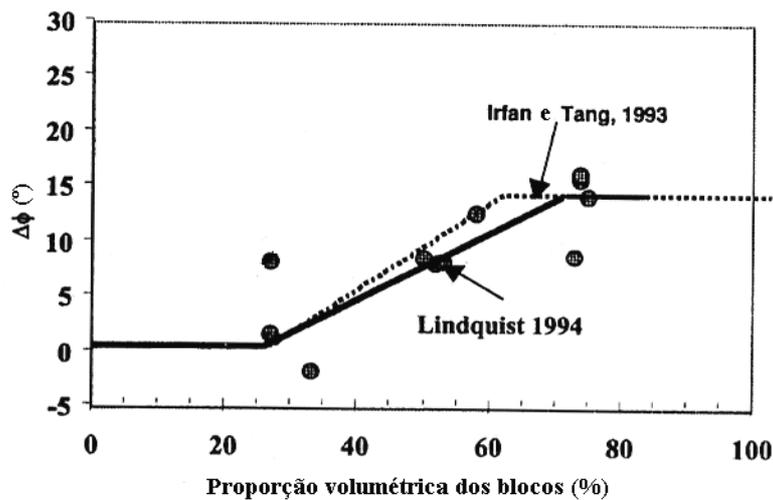


Figura 3.38 – Variação do ângulo de atrito com a proporção volumétrica dos blocos (adaptado de Medley, 1999)

No caso dos maciços graníticos, verifica-se, muitas vezes, a existência de estruturas geológicas mais alteradas ou de maior rigidez que coexistem com matrizes mais homogêneas de rocha ou solo.

Na escavação de um túnel o tempo total de escavação, e conseqüentemente o seu custo, depende largamente das características do maciço envolvente. No caso de formações heterogêneas os parâmetros geomecânicos são habitualmente derivados da aplicação de sistemas empíricos como o RMR e o Q, calculados em função de propriedades elementares do maciço rochoso. A variabilidade natural destes maciços não permite que estes índices possam ser estimados de uma forma totalmente determinística, como a Figura 3.39 respeitante a maciços graníticos ilustra claramente (Grosso, 2002).

Sendo assim, devem ser utilizados métodos probabilísticos, como o de Monte Carlo, para obter uma distribuição dos parâmetros para regiões consideradas com características geomecânicas constantes. Torna-se, pois, evidente que distribuições probabilísticas contínuas

que se adaptem às distribuições das propriedades elementares do maciço sejam de importância primordial.

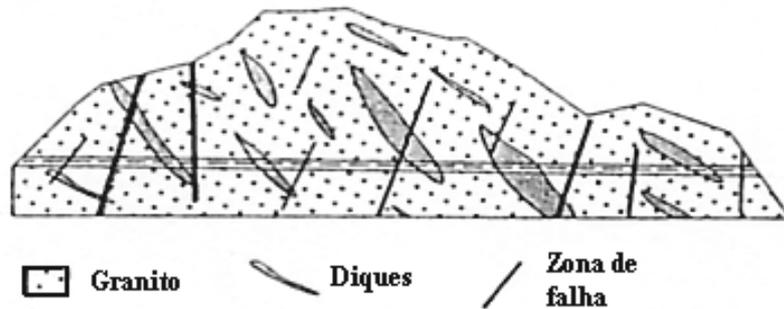


Figura 3.39 – Variabilidade dos maciços graníticos

Neste contexto, têm sido desenvolvidos métodos consistentes para o projecto de túneis durante a fase de pré-construção utilizando processos probabilísticos. Na Áustria foi recentemente desenvolvido um processo de determinação das propriedades do maciço rochoso que permite a sua descrição baseada em experiências anteriores e no mapeamento das formações geológicas atravessadas utilizando processos probabilísticos (Goricki et al., 2003; Grossauer et al., 2003).

Uma abordagem probabilística que foi desenvolvida para formações vulcânicas heterogêneas e que pode ser generalizada a formações graníticas é a que foi utilizada no túnel do Caniçal, localizado na ilha da Madeira (Costa et al., 2003), (Figura 3.40).



Figura 3.40 – Fotografia da obra do túnel do Caniçal (Costa et al., 2003)

Este túnel é do tipo rodoviário duplo separado por um septo longitudinal e com um desenvolvimento longitudinal de cerca de 1980m. O túnel atravessa as seguintes formações geológicas: depósitos recentes, complexo vulcânico mio-pliocénico - β_1 (basaltos fracturados,

brechas compactas, tufos compactos e desagregados podendo ou não conter bombas vulcânicas); e complexo vulcânico pós-miocénico - β_2 (basaltos, brechas e tufos). A constituição geológica destes complexos vulcânicos é extremamente heterogénea sendo ainda de acrescentar que o grau de fracturação e alteração dos materiais rochosos é variável dificultando a obtenção dos parâmetros geotécnicos do maciço. No entanto, foi possível estabelecer um zonamento geomecânico com quatro zonas distintas (ZG1, ZG2, ZG3 e ZG3*) cujas propriedades geomecânicas vão sendo progressivamente piores.

A metodologia utilizada para este túnel baseou-se no cálculo do índice RMR a partir de estimativas de intervalos dos parâmetros necessários para a sua determinação. Assim, considerando o valor médio e o desvio padrão de cada peso atribuído a cada um dos parâmetros, estimaram-se valores de RMR por via do método de Monte Carlo. A gama de valores de GSI foi obtida através de correlações com os valores de RMR e Q' traduzidas pelas expressões 3.64 e 3.65.

Conhecido o intervalo de variação de GSI foram, então, determinados os parâmetros para a definição do critério de rotura de Hoek-Brown, bem como a obtenção do módulo de deformabilidade do maciço através das expressões 3.15 e 3.80 (para $D=0$). Para cada uma das zonas geomecânicas consideraram-se as características correspondentes aos percentis de 5, 50 e 95% o que permitiu cobrir praticamente toda a variabilidade dos materiais geotécnicos.

Alguns resultados obtidos por esta via probabilística para os basaltos β_1 da zona geomecânica ZG₁ são apresentados nas Figuras 3.41 a 3.43 e na Tabela 3.24 (Costa et al., 2003). A Figura 3.41 apresenta a distribuição probabilística de GSI obtida através das correlações com os sistemas Q e RMR, obtendo-se um intervalo de valores para GSI, assim como a probabilidade de ocorrência de um dado valor, cuja análise permite concluir da boa qualidade geomecânica desta formação. Conhecido o intervalo de GSI, foram determinados parâmetros para o critério de resistência de Hoek e Brown, conforme indicado nas Figuras 3.42 e 3.43, onde são apresentadas as probabilidades de ocorrência dos parâmetros m_b e s . Como foi referido, a análise foi realizada para o valor médio e para os valores característicos de 5 e 95%. A Tabela 3.24 indica os valores considerados para os diversos parâmetros e para as três probabilidades de ocorrência referidas.

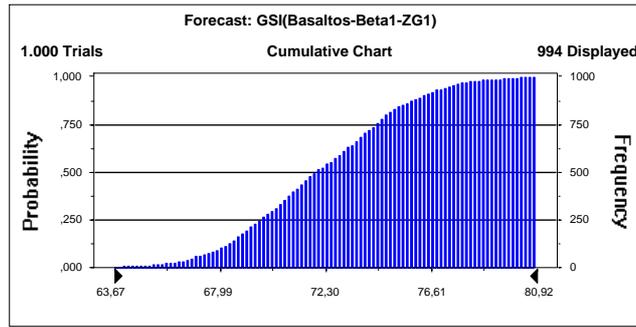


Figura 3.41 - Distribuição probabilística de GSI (probabilidade($GSI < x$))

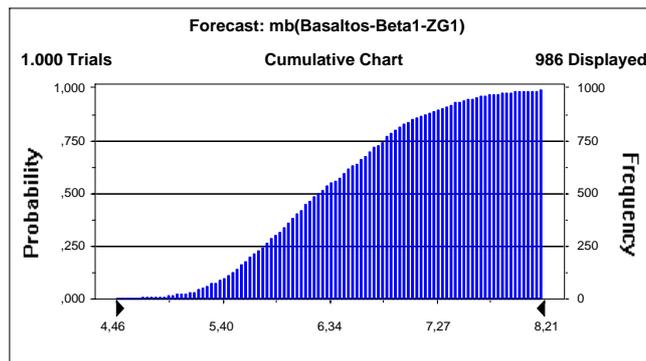


Figura 3.42 - Parâmetro m_b para a definição do critério de rotura de Hoek-Brown

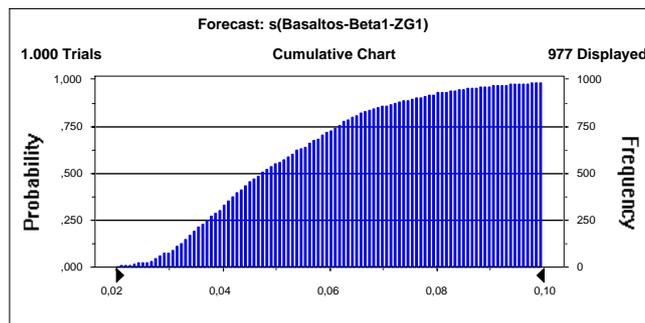


Figura 3.43 - Parâmetro s para a definição do critério de rotura de Hoek-Brown

Tabela 3.24 - Valores característicos de parâmetros geomecânicos para ZG1 - basalto β_1

Valores característicos	Parâmetros do critério de rotura			E_M (GPa)
	σ_{ci} (MPa)	m_b	s	
95%	30	5,22	0,0254	14,5
50%	65	6,25	0,0445	28,5
5%	100	7,62	0,0824	48,8

3.5 Conclusões

A diversidade e variabilidade dos materiais geotécnicos implicam a adoção de metodologias distintas para a caracterização dos maciços.

O comportamento dos maciços rochosos depende de diversos factores em que o peso relativo de cada um deles para o comportamento global é variável. A caracterização passa, na maior parte das vezes, pela aplicação de sistemas empíricos sem nunca deixar de parte a realização de ensaios de caracterização *in situ* e em laboratório. Estes sistemas têm vindo a sofrer constantes modificações decorrentes da expansão dos conhecimentos e da experiência que têm vindo a ser adquiridos ao longo do tempo. Para além disso, novos conceitos têm sido inseridos como é o caso da matriz de interações que considera os mecanismos existentes entre os factores que contribuem para o comportamento do maciço para uma determinada obra. Esta é uma área que necessita de maiores desenvolvimentos. Neste Capítulo, foi ainda apresentada uma metodologia de aplicação deste conceito aos sistemas empíricos de classificação correntes. Têm também sido feitas adaptações dos sistemas empíricos para a obtenção de outros parâmetros, como é o caso do sistema Q_{TBM} que tem por base o sistema Q e serve para a determinação de parâmetros relacionados com o desempenho de tuneladoras.

No caso dos maciços terrosos, factores como a compartimentação, que são de primordial importância para os maciços rochosos, não o são para estes maciços. O seu comportamento é, fundamentalmente, ditado pelas características intrínsecas do material, por isso, a caracterização das relações tensão-deformação e dos parâmetros de resistência e deformabilidade são muito importantes. O comportamento destes solos afasta-se bastante do comportamento dos solos transportados e exige cuidados especiais para a sua caracterização. Neste sentido, apresentou-se uma série de técnicas laboratoriais para a caracterização destas relações e grandezas com especial destaque para o caso dos solos residuais graníticos que são objecto deste trabalho.

A existência de maciços marcadamente heterogéneos levanta bastantes problemas pela dificuldade da sua caracterização e da previsão do seu comportamento. O estudo destes maciços constitui uma área ainda pouco desenvolvida no âmbito da Geotecnia. Uma descrição determinística destes maciços não produz resultados satisfatórios, por isso, têm vindo a ser cada vez mais utilizadas metodologias que recorrem a ferramentas probabilísticas. Estas metodologias têm como objectivo a estimação de intervalos consistentes para os diversos parâmetros geomecânicos necessários para o projecto.

Capítulo 4 - DESENVOLVIMENTO E APLICAÇÃO DE UM SISTEMA BASEADO EM CONHECIMENTO

4.1 Introdução

A informação disponível no projecto de obras geotécnicas é, normalmente, escassa e de grau de incerteza elevado. Assim, o dimensionamento é quase sempre um exercício subjectivo, onde a experiência acumulada e o conhecimento empírico se revestem de vital importância. As vantagens de congregar a experiência e conhecimentos de um ou vários especialistas para poder, em qualquer altura, orientar um não especialista são indubitáveis. É neste ponto que as novas ferramentas informáticas, nomeadamente as baseadas na *Inteligência Artificial* (AI), têm um papel importante na geração de meios de cálculo que possibilitem atingir este objectivo. A AI divide-se em quatro categorias que se dedicam a desenvolver sistemas que funcionam de maneira distinta: sistemas que pensam como humanos; sistemas que pensam racionalmente; sistemas que actuam como humanos; e sistemas que actuam racionalmente. O tipo de sistemas que são abordados neste trabalho são os sistemas periciais ou, de outra forma, sistemas baseados em conhecimento que pretendem simular os processos de raciocínio humano para chegar a soluções ou recomendações para o problema em causa (Silva, 2001). A utilização destes sistemas destaca-se, especialmente, no apoio à decisão. Deste modo, poder-se-á contar, para além da experiência própria, com a experiência de outros especialistas cujos conhecimentos estarão armazenados. A tomada de decisão é uma tarefa que requer, inevitavelmente, a intervenção humana, por isso, estes sistemas nunca substituirão os especialistas mas apenas procuram auxiliá-los.

São muitas as ferramentas que têm sido desenvolvidos neste campo e, neste trabalho, procura-se dar uma contribuição para o desenvolvimento e implementação destes meios na caracterização. Assim, nesta dissertação, desenvolveu-se um sistema baseado em

conhecimento designado GEOPAT, para a obtenção de parâmetros de resistência e deformabilidade em maciços rochosos, terrosos e heterogêneos. Este sistema tem como objectivo, a partir de interfaces interactivas, fornecer valores para os parâmetros referidos para a modelação, com base num conjunto de conhecimentos obtidos junto de especialistas na área dos túneis e da caracterização de maciços.

No caso dos maciços rochosos, aplicam-se os sistemas empíricos RMR, Q e GSI, a partir de informação geomecânica do terreno e de novas correlações propostas no Capítulo 2. Uma vez quantificados os correspondentes índices geomecânicos, procede-se à avaliação de parâmetros de cálculo medianizados, recorrendo ao conhecimento acumulado e a redes causais estabelecidas para o efeito.

Para os maciços terrosos, utilizam-se resultados de ensaios de laboratório e de campo para calcular os valores do módulo de deformabilidade corrigido para os níveis de deformação que interessam para as obras subterrâneas. Fornecem-se, também, indicações para os valores dos parâmetros de resistência a adoptar com base na descrição de algumas propriedades do maciço.

Nos maciços heterogêneos, segue-se uma metodologia que combina a utilização de um sistema empírico de classificação de maciços rochosos, nomeadamente o RMR, com métodos probabilísticos. O resultado é uma distribuição probabilística do valor de GSI que permite a obtenção dos parâmetros geomecânicos de deformabilidade e de resistência para valores médios e característicos.

Na secção 4.2, faz-se uma introdução à AI com especial ênfase para os sistemas periciais e baseados em conhecimentos. São ainda abordados, de uma forma geral, a programação orientada por objectos, a ferramenta KAPPA-PC (IntelliCorp, 1997) de desenvolvimento de sistemas baseados em conhecimento e apresentados alguns sistemas já desenvolvidos no âmbito da problemática dos túneis e da classificação de maciços.

Na secção 4.3, apresenta-se o sistema baseado em conhecimento GEOPAT desenvolvido para a obtenção de parâmetros geomecânicos em formações graníticas. Define-se a base de conhecimentos do sistema e o estudo em que se baseia. É, também, descrito o modo como o GEOPAT interage com o utilizador através da apresentação das suas diversas interfaces, as

várias plataformas que utiliza e apresentam-se as redes causais que definem o modo como o conhecimento é organização e implementado.

Na secção 4.4, faz-se a aplicação do GEOPAT a formações graníticas da região do Porto, tendo em vista a posterior comparação dos valores dos parâmetros geomecânicos resultantes da aplicação do sistema GEOPAT com os adoptados no projecto de algumas obras subterrâneas.

Por fim, em 4.5, são apresentadas as conclusões do trabalho desenvolvido referindo-se os aspectos mais relevantes no que concerne às metodologias seguidas para a obtenção de parâmetros geomecânicos nos diversos tipos de maciços. São, ainda, focados os pontos fundamentais do estabelecimento da base de conhecimentos e dos resultados da aplicação do GEOPAT.

4.2 Sistemas baseados em conhecimento

A *Inteligência Artificial* (AI) foi formalmente iniciada em 1956 e refere-se ao estudo dos mecanismos que conduzem ao raciocínio humano no intuito de desenvolver sistemas computacionais que permitam simular estes mesmos mecanismos.

Um dos ramos da AI são os sistemas periciais que, a partir de uma base de conhecimentos devidamente estruturada e validada, desenvolve processos de simulação de raciocínio de modo a apresentar recomendações visando a resolução de um determinado problema. Portela (1999) afirmou que o conhecimento incorporado numa base de conhecimentos pode ser algorítmico, que integra as leis matemáticas e físicas necessárias, e heurístico relacionado com o conhecimento experimental e empírico. Estes sistemas são normalmente utilizados para apoio à decisão num domínio limitado a uma determinada zona de conhecimento.

Os sistemas periciais são muitas vezes denominados de sistemas baseados em conhecimento. Apesar dos fundamentos serem os mesmos, existem pequenas diferenças entre estes dois tipos de sistemas. Enquanto que os sistemas periciais possuem os conceitos de *Conhecimento* e *Inteligência*, o que o permite inovar perante situações não contempladas na sua base de conhecimentos, os sistemas baseados em conhecimento só utilizam o primeiro conceito

(Silva, 2001). No entanto, a eficácia de ambos os sistemas pode ser bastante similar, dado que esta depende, fundamentalmente, da base de conhecimentos que o sistema possui.

Para o estabelecimento de um sistema baseado em conhecimento é necessário, em primeiro lugar, identificar o domínio de conhecimento a ser aplicado. Este domínio deve ser restrito e bastante especializado, devendo utilizar o conhecimento acumulado de um ou vários especialistas (Portela et al., 2002; 2003).

As etapas de desenvolvimento de um sistema baseado em conhecimento são as seguintes (Silva, 2001):

- Identificação – identificar as características do problema
- Conceptualização – seleccionar conceitos para representação do conhecimento
- Formalização – projectar a estrutura para organizar o conhecimento
- Implementação – codificação do conhecimento num ambiente seleccionado
- Experimentação – validar as regras que organizam o conhecimento.

Um sistema deste tipo pode ser desenvolvido em qualquer linguagem de programação. No entanto, existem linguagens e ambientes especificamente desenvolvidas para a programação deste tipo de sistemas, normalmente designados de *shell*. Assim, uma *shell* é uma linguagem de programação associada a um programa que contém um motor de inferência e uma interface com o utilizador. O motor de inferência é a parte do sistema que utiliza a base de conhecimento para controlar o processo de raciocínio e encontrar evidências que suportem as conclusões ou a partir de evidências chegar a conclusões. Estas ferramentas permitem aliviar o programador das especificidades da linguagem e uma maior concentração na elaboração da base de conhecimentos. Uma destas ferramentas é o KAPPA-PC, cuja arquitectura está baseada em conceitos de programação orientada por objectos. Neste tipo de programação, a entidade fundamental é a *classe* que representa estruturas de dados caracterizadas por propriedades comuns (Portela, 1999; Silva, 2001). Os constituintes das classes são os atributos e os métodos. Os primeiros são as propriedades definidoras da classe, enquanto que os últimos são procedimentos que servem para a manipulação dos atributos. Os objectos são instâncias das classes. A sua estrutura interna é ocultada ou encapsulada do programador para uma utilização mais simplificada dos objectos. Normalmente existe uma relação entre as classes. Das várias relações existentes as mais utilizadas são as seguintes:

- Relação *is a* - significa que as classes derivadas herdam todas as propriedades da classe base;
- Relação *has a* – permite a adição a um determinado objecto de capacidades e comportamentos de outros objectos;
- Relação *uses a* – permite a utilização de capacidades de outro tipo de objecto.

Uma das características da programação orientada por objectos é o polimorfismo, que se refere à possibilidade de objectos distintos, que derivam da mesma classe base, executarem acções diferentes para a mesma mensagem. Por exemplo, as classes poderão receber uma mensagem para executar os métodos a si associados. Estes métodos não são necessariamente iguais e, por isso, os objectos irão executar acções distintas com base na mesma mensagem.

Assim, a hereditariedade, a encapsulação e o polimorfismo constituem-se como características fundamentais das linguagens orientadas por objectos.

O sistema desenvolvido GEOPAT foi implementado utilizando três plataformas distintas – *VisualBasic*, *Microsoft Excel* e *KAPPA-PC* (Figura 4.1). Por este último ser uma aplicação menos conhecida segue-se uma breve descrição introdutória.

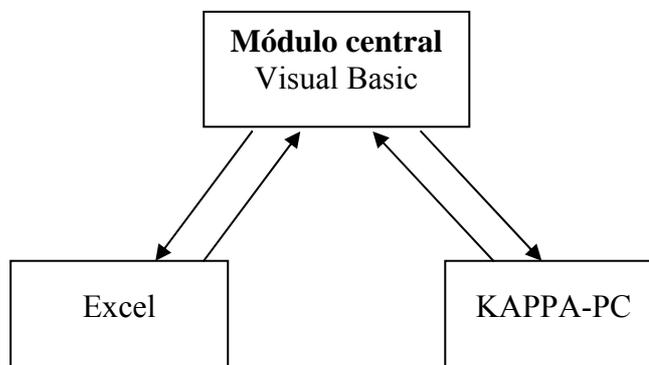


Figura 4.1 – Plataformas de desenvolvimento do GEOPAT

Como já foi referido, o software KAPPA-PC é uma ferramenta especialmente concebida para o desenvolvimento de sistemas baseados em conhecimento. A linguagem de programação que utiliza, orientada por objectos, denomina-se por KAL. Esta linguagem permite o uso de relações de hereditariedade entre as classes.

A interface gráfica inicial do KAPPA-PC está representada na Figura 4.2. A partir desta interface, mais precisamente do *Object Browser*, podem-se criar e visualizar as classes agrupadas de uma forma hierárquica.

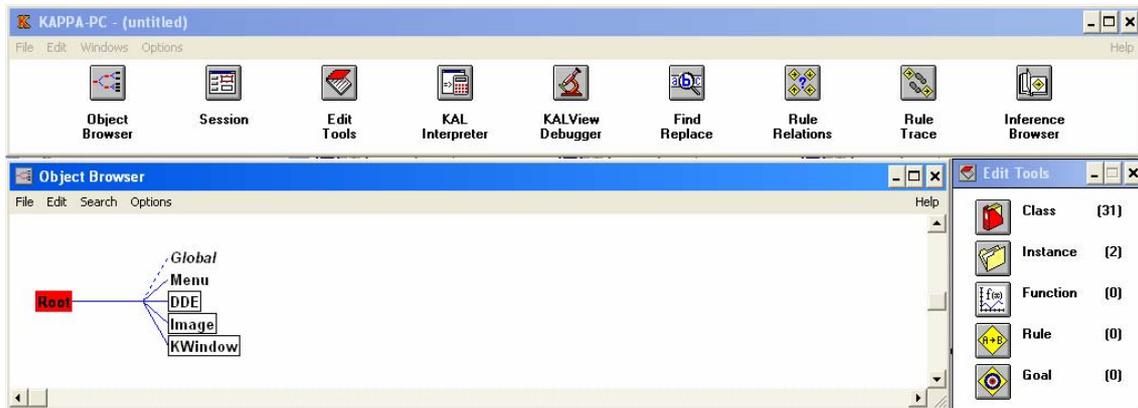


Figura 4.2 – Interface inicial do KAPPA-PC

Na Figura 4.3 apresenta-se o editor de classes que permite a criação dos atributos das classes e dos métodos que as controlam.

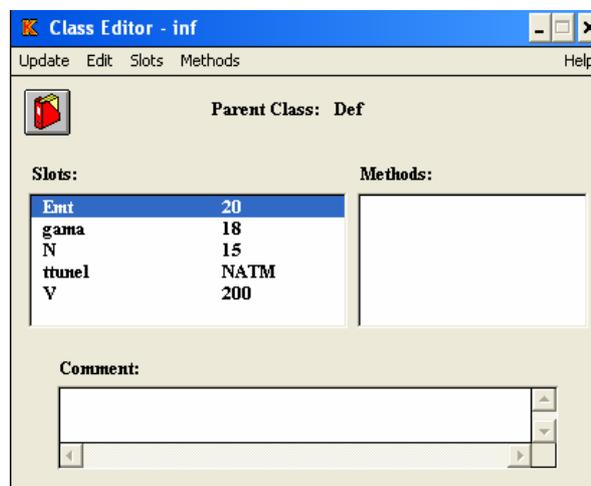


Figura 4.3 – Editor de classes

É através do editor de atributos (Figura 4.4) que se definem as propriedades dos atributos das classes. Quando uma instância de uma classe é criada, nenhum atributo tem valor definido. No entanto, como existe a possibilidade de monitorizar os atributos, podem estabelecer-se critérios de iniciação.

O comportamento dos objectos é determinado pela introdução de regras numa estrutura *If* condição *then* consequência. As regras são inseridas no editor de regras (Figura 4.5) e cada

uma delas representa um módulo relativamente independente, possibilitando uma fácil edição e inserção. A prioridade define qual das regras a aplicar em caso de conflito, ou seja, no caso de mais do que uma regra ser aplicável perante determinada situação.

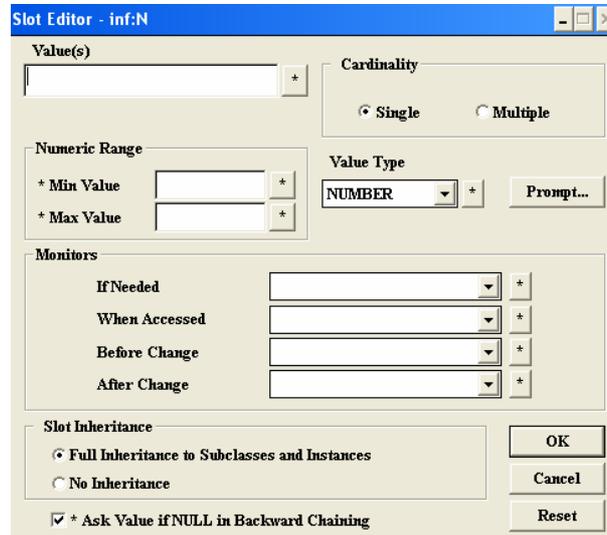


Figura 4.4 – Editor de atributos

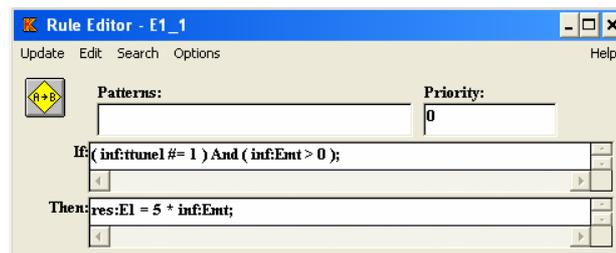


Figura 4.5 – Editor de regras

Podem ser introduzidas funções, que são independentes dos objectos, para permitir que o programa execute determinadas tarefas como, por exemplo, o despoletar do processo de raciocínio.

O KAPPA-PC permite a utilização dos dois tipos principais de encadeamento de regras (Figura 4.6):

- O *backward chaining* ou encadeamento para trás que parte de conclusões para inferir evidências, processo normalmente utilizado para realizar diagnósticos de problemas.
- O *forward chaining* ou encadeamento para a frente que parte de evidências para chegar a conclusões, simulando um processo para a análise das consequências da introdução de um dado novo.

O KAPPA-PC permite visualizar as regras utilizadas pelo sistema e as relações entre as mesmas a partir do *Inference Browser* e do *Rule Relations*, respectivamente. As interfaces gráficas são criadas a partir do comando *Session*.

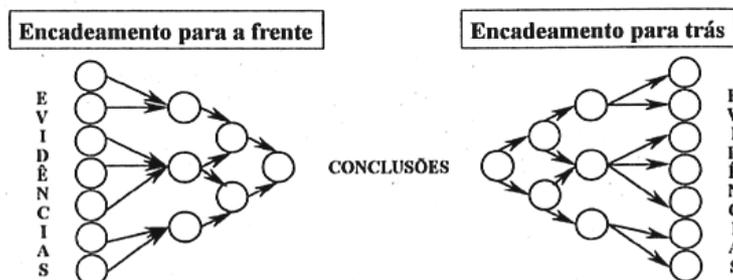


Figura 4.6 – Encadeamento para trás e encadeamento para a frente

Nesta ferramenta, é possível gerar ligações com outras aplicações através de DLL's (*Windows Dynamic-Link*) e DDE's (*Windows Dynamic Data Exchange*), permitindo, assim, controlar as funcionalidades do KAPPA-PC a partir de outras aplicações e vice-versa.

Uma das principais vantagens da utilização destas ferramentas é a transparência de processos já que é possível visualizar as regras utilizadas pelo sistema para se chegar a uma conclusão ou para determinar um diagnóstico. Para além disso, a edição e inserção de regras novas é muito acessível e não implica a alteração de outros módulos como acontece na programação convencional.

No campo da Geotecnia têm surgido vários sistemas periciais ou baseados em conhecimento. Os mais directamente relacionados com este trabalho são os que se debruçam sobre a problemática dos túneis e da caracterização dos maciços.

Relativamente à caracterização dos maciços merecem referência dois sistemas (Silva, 2001): o CLASSEX, desenvolvido por Butler e Franklin (1992), que permite a aplicação dos sistemas de aplicação RMR e Q para a caracterização de maciços rochosos; e no âmbito da classificação dos solos, o sistema SITECLAS de Wong et al. (1989).

No âmbito dos túneis foi já desenvolvido um grande número de sistemas dos quais se referem apenas alguns:

- Para o apoio ao projecto, os sistemas OSDES (Feng e Lin, 1992), TUX (Osaka et al., 1990) e ainda o trabalho de Morita et al. (1990).

- Para a previsão de assentamentos à superfície os trabalhos de Mi e Jielang (1989) e Shi et al. (1998).
- Relativo ao uso de tuneladoras e utilização dos parâmetros obtidas da máquina, os trabalhos de Zettler et al. (1998) e Denis et al. (1998).
- No âmbito da avaliação da segurança em túneis ferroviários refere-se o sistema MATUF, desenvolvido em Portugal por Silva (2001).

O MATUF (**M**etodologia de **A**poio a **T**úneis **F**errovíarios) foi desenvolvido para uma manipulação adequada da informação existente sobre os túneis ferroviários em Portugal e para a avaliação e controlo da sua segurança. Este sistema apresenta um conjunto de interfaces interactivas e incorpora o conhecimento de especialistas no domínio das obras subterrâneas com vista à avaliação das condições dos túneis ferroviários estabelecendo, se necessário, recomendações para a sua reabilitação. Para cada túnel, são inseridos os dados gerais e, posteriormente, as informações resultantes da exploração do túnel, distinguindo-se dois tipos de dados: os respeitantes às inspecções e os respeitantes à observação e ensaios (Figura 4.7).

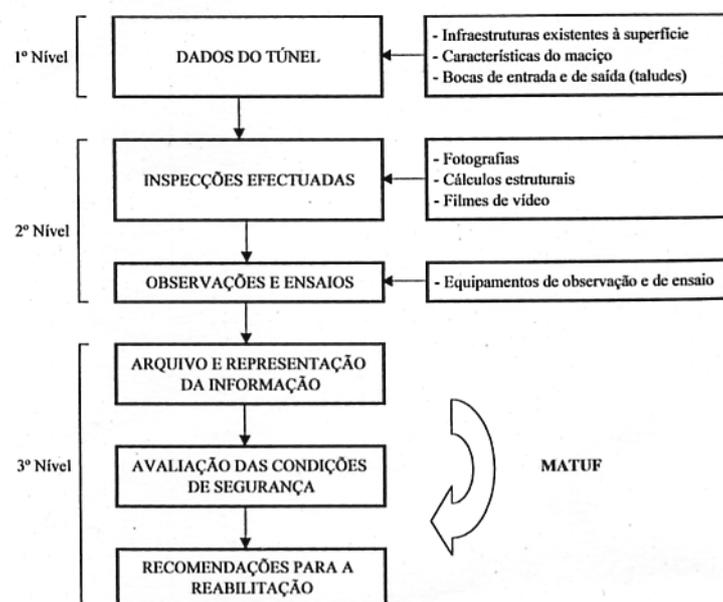


Figura 4.7 – Níveis de informação considerados no sistema MATUF

O MATUF está dividido em vários módulos de aplicação constituindo o TUPER o subsistema baseado em conhecimento. Para o desenvolvimento do TUPER foi definido um conjunto de anomalias que podem ocorrer nestas obras e tem por base informação essencialmente qualitativa. A base de conhecimentos é essencialmente empírica e foi implementada com recurso a um conjunto de redes causais que simulam o processo de raciocínio dos

especialistas. Uma vez analisados os cenários de ocorrência possíveis de anomalias, são verificadas possíveis soluções e estabelecidas recomendações.

4.3 Desenvolvimento do sistema GEOPAT

4.3.1 Introdução

No âmbito deste trabalho, desenvolveu-se um sistema computacional com recurso a técnicas de inteligência artificial do tipo KBS (*Knowledge Based System* ou sistema baseado em conhecimento), designado GEOPAT (*GEO*technical *PAR*ameters for *Tunnelling*). Este sistema tem em vista a obtenção de parâmetros geomecânicos para vários tipos de maciços graníticos contemplando:

- Maciços rochosos por aplicação dos sistemas empíricos RMR, Q e GSI
- Maciços terrosos considerando resultados de ensaios de campo e em laboratório
- Maciços rochosos heterogêneos, utilizando para o efeito uma metodologia de análise probabilística e sistemas empíricos RMR e GSI.

O sistema GEOPAT constitui-se como uma ferramenta inovadora já que integra diferentes conhecimentos obtidos por especialistas no domínio da Mecânica das Rochas e dos Solos em geral e no domínio da engenharia de túneis em particular. Em relação a cada estrutura subterrânea, e a partir de interfaces interactivas com o utilizador, o sistema recorre a várias plataformas, já referidas e explicitadas na secção anterior para a determinação dos parâmetros referidos.

4.3.2 Definição da base de conhecimentos do sistema

A aquisição de conhecimentos é a parte mais importante para implementação de um sistema de AI. Para isso, recorreu-se ao conhecimento de especialistas e procedeu-se a um estudo detalhado das diversas expressões e hipóteses a utilizar.

Para a definição das expressões a utilizar pelo GEOPAT para o cálculo do módulo de deformabilidade em maciços rochosos, procedeu-se a um estudo comparativo dos resultados das expressões recolhidas na bibliografia e já apresentadas no Capítulo 3.

Nas Figuras 4.8 e 4.9, encontram-se representados os resultados das expressões para a obtenção do módulo de deformabilidade propostas por Serafim e Pereira (1983), Bieniawski (1978) e Verman (1993) para as profundidades de 50m (limite inferior de aplicabilidade da expressão) e 200m.

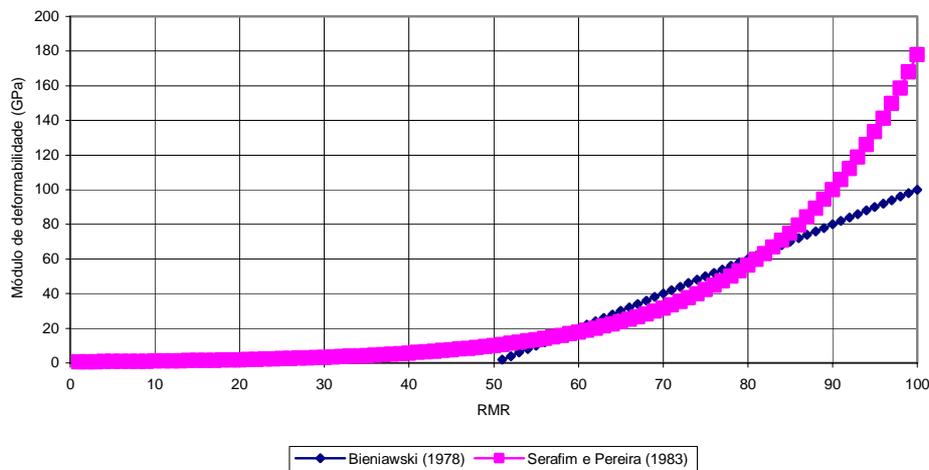


Figura 4.8 – Representação das expressões de Serafim e Pereira e de Bieniawski

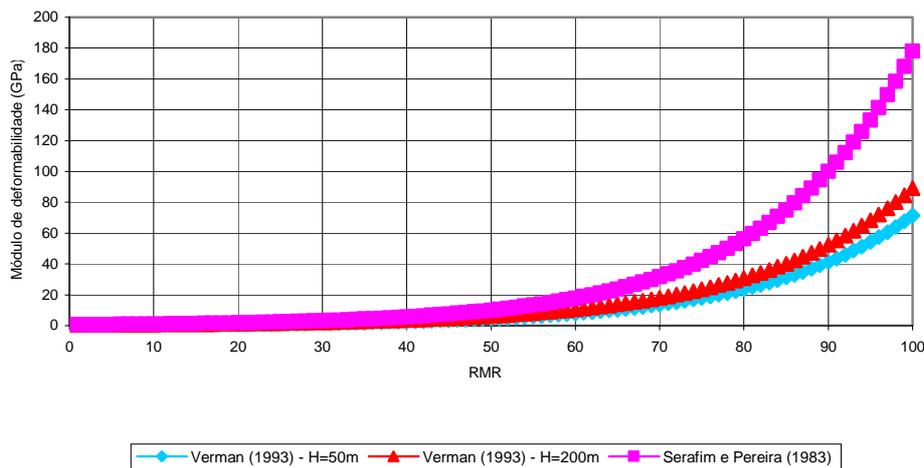


Figura 4.9 – Representação das expressões de Serafim e Pereira e de Verman para H=50 e 200m

Como se pode observar do gráfico da Figura 4.8, a expressão de Serafim e Pereira (1983), para valores de RMR superiores a 80, aproximadamente, apresenta valores mais elevados para o módulo de deformabilidade do que a expressão de Bieniawski (1978). A expressão de

Bieniawski é apenas aplicável a maciços rochosos de elevada resistência ($\sigma_c > 100\text{MPa}$ e $\text{RMR} > 50$). Apesar da expressão de Serafim e Pereira (1983) ser mais generalista e poder ser aplicável, quer a maciços resistentes, quer a maciços fracos, concluiu-se que os valores fornecidos por esta expressão são demasiado elevados para uma determinada gama de valores de RMR. Assim, determinou-se que, no GEOPAT, esta expressão seria utilizada, mas somente para valores de RMR iguais ou inferiores a 80. No que respeita à expressão de Bieniawski (1978) decidiu-se que, apesar das suas limitações, seria integrada no sistema para complementar a expressão de Serafim e Pereira (1983) para os maciços mais resistentes.

Os valores fornecidos pela expressão de Verman (1993), para as duas profundidades consideradas, fornecem valores de módulo de deformabilidade sempre inferiores aos da expressão de Serafim e Pereira (1983). Como se pode observar da Figura 4.9 aquela expressão traduz o aumento do módulo de deformabilidade com a profundidade devido à crescente tensão de confinamento. Apesar de apresentar valores inferiores, a expressão de Verman (1993) apresenta algumas limitações já que só pode ser aplicada a maciços fracos e secos e com profundidades superiores a 50m. Acresce a estes factores a incerteza na definição do parâmetro α e a falta de experiência conhecida da utilização com sucesso desta expressão. Assim, decidiu-se não englobar esta expressão no sistema GEOPAT.

O gráfico da Figura 4.10 compara as expressões de Nicholson e Bieniawski (1990) e Mitri et al. (1994), que utilizam o RMR e o conceito de factor de redução do módulo (MRF) já apresentado no Capítulo 3. As curvas apresentadas referem-se a valores do módulo de deformabilidade da rocha intacta, de 20 e 60GPa.

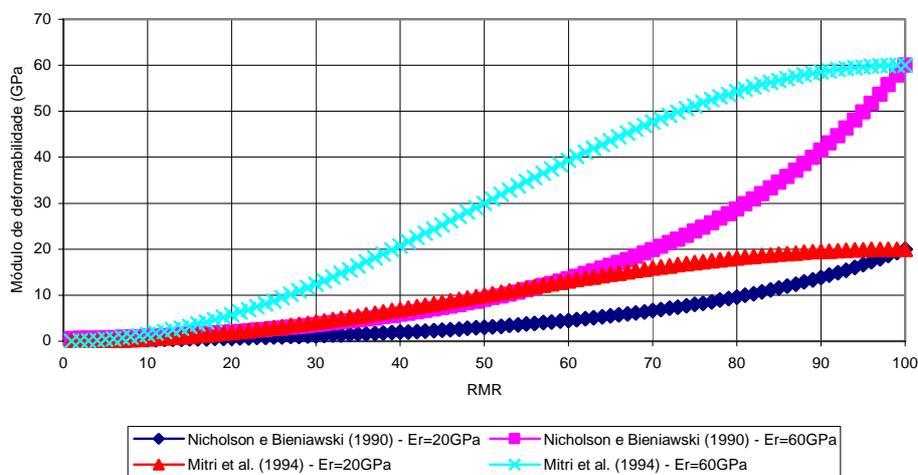


Figura 4.10 – Comparação entre as expressões de Nicholson e Bieniawski e Mitri

Verifica-se que, da aplicação da expressão de Mitri et al. (1994), resultam valores do módulo de deformabilidade do maciço rochoso sempre superiores aos verificados com a aplicação da expressão de Nicholson e Bieniawski (1990). A única exceção verifica-se para o valor de RMR igual a 100 onde, para ambas as expressões, os valores do módulo de deformabilidade do maciço coincidem com os do módulo de deformabilidade da rocha intacta. As diferenças de resultados são bastante significativas por isso optou-se por não considerar uma das duas expressões no sistema. Face à experiência, os valores da expressão de Mitri et al. (1994) parecem ser demasiado elevados. Por isso, optou-se pela implementação, no GEOPAT, da expressão de Nicholson e Bieniawski (1990).

Os valores dos módulos de deformabilidade fornecidos pelas expressões de Barton et al. (1980) e Barton e Quadros (2002), em função de Q, encontram-se representados no gráfico da Figura 4.11.

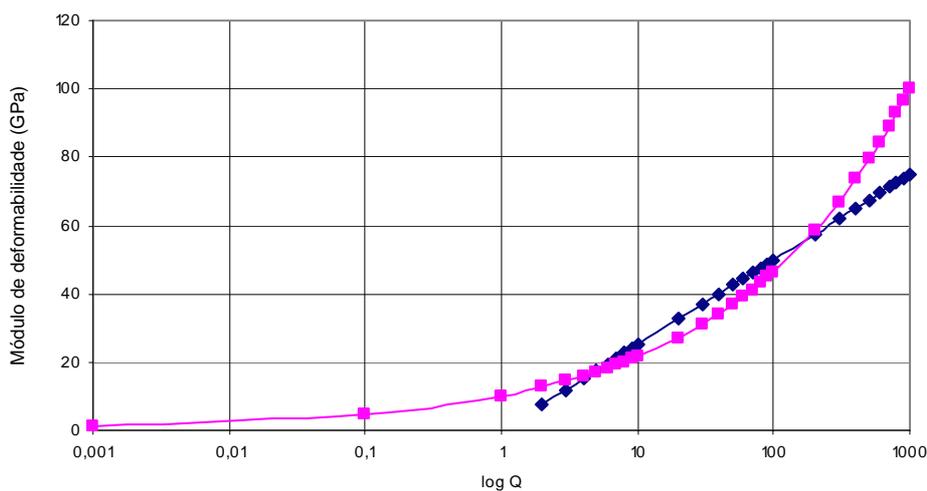


Figura 4.11 – Comparação entre as expressões de Barton et al. e Barton e Quadros

Ambas as expressões apresentam valores muito semelhantes. Apenas para uma gama muito elevada de valores de Q é que as diferenças se podem considerar mais importantes. Deste modo, optou-se por implementar apenas a expressão de Barton e Quadros (2002) porque, para além de ser mais recente, não tem limitações no campo de aplicação como a de Barton (1980) que só se é aplicável para valores de Q superiores a 1.

Singh (1997) apresentou uma expressão que calcula o módulo de deformabilidade a partir do valor de Q e da profundidade da escavação, válida para profundidades superiores a 50m (expressão 3.42). A representação dos valores fornecidos por esta expressão para as

profundidades de 50 e 200m bem como a já referida expressão de Barton e Quadros (2002) encontram-se representadas no gráfico da Figura 4.12.

Considerou-se que os valores fornecidos pela expressão de Singh (1997) eram demasiado baixos e, por isso, não se integrou esta expressão no sistema. Por outro lado, quando se comparam os resultados da expressão de Barton e Quadros (2002) com outra expressão de Singh (1997) que considera o valor de Q e o módulo de deformabilidade da rocha intacta (expressão 3.43), verifica-se uma boa concordância entre estas duas expressões, como se pode verificar do gráfico da Figura 4.13. Os valores do módulo de deformabilidade da rocha intacta utilizados foram de 20 e 60GPa.

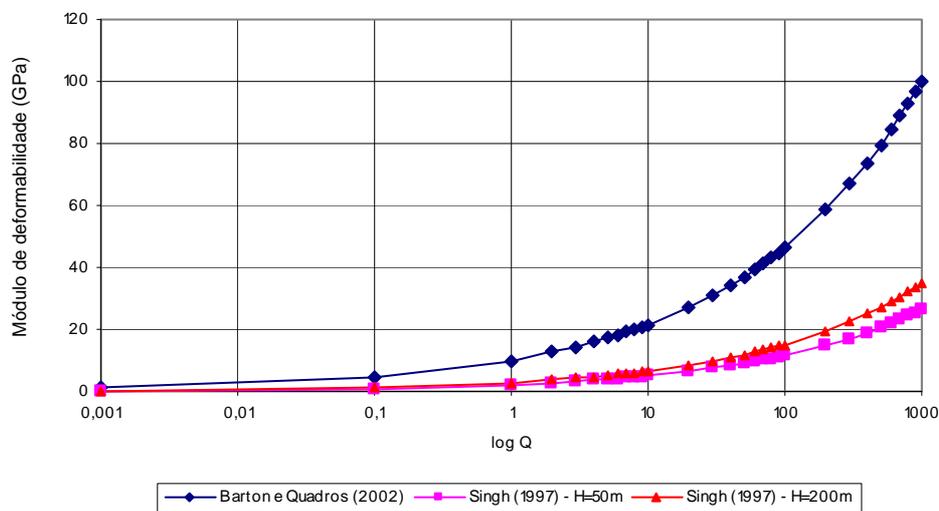


Figura 4.12 – Comparação entre as expressões de Barton e Quadros e Singh com consideração da profundidade da escavação

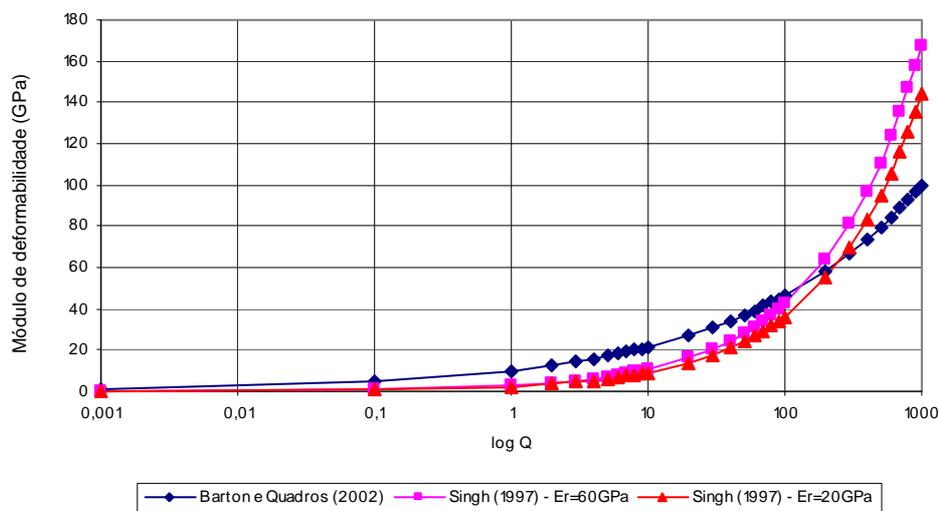


Figura 4.13 – Comparação entre as expressões de Barton e Singh com consideração do módulo de deformabilidade da rocha intacta

No entanto, esta expressão de Singh (1997) apresenta um problema já que para valores elevados de Q o valor do módulo de deformabilidade do maciço rochoso ultrapassa o da rocha intacta o que não será uma situação normal. Deste modo, decidiu implementar-se esta expressão no GEOPAT, mas limitando-a a valores inferiores ou iguais ao módulo de deformabilidade da rocha intacta e para valores de Q inferiores a 500.

As expressões que utilizam o GSI (expressões 3.80 e 3.81) foram mantidas sem quaisquer restrições por serem de grande actualidade e por utilizarem o conceito de factor de perturbação D.

De referir que, quando não exista valor do módulo de deformabilidade da rocha intacta, para aplicação das expressões de Nicholson e Bieniawski (1990) e Singh (1997), o sistema utiliza a expressão 2.10 para o cálculo deste valor.

Em resumo, o estabelecimento do valor do módulo de deformabilidade no GEOPAT é feito a partir das expressões indicadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Expressões de cálculo do módulo de deformabilidade para maciços rochosos

E_M	Referência bibliográfica	Limitações
$E_M (GPa) = 10^{(RMR-10)/40}$	Serafim e Pereira (1983)	RMR ≤ 80
$E_M (GPa) = 2 \cdot RMR - 100$	Bieniawski (1978)	RMR > 50 e $\sigma_c > 100\text{MPa}$
$E_M = E_R \cdot (0,0028 \cdot RMR^2 + 0,9 \cdot e^{(RMR/2)})$	Nicholson e Bieniawski (1990)	-
$E_M = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{(GSI-10)/40}$	Hoek et al. (2002) – (1)	$\sigma_c \leq 100\text{MPa}$
$E_M = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{(GSI-10)/40}$	Hoek et al. (2002) – (2)	$\sigma_c > 100\text{MPa}$
$E_M = 10 \cdot Q^{1/3}$	Barton e Quadros (2002)	-
$E_M = 1,5 \cdot Q^{0,6} \cdot E_R^{0,14}$	Singh (1997)	$E_d \leq E_R$ e $Q \leq 500$

A resistência do maciço é avaliada pelo critério de rotura de Hoek e Brown (Hoek, 1994). O valor da constante m_i já está pré-definido no sistema e vale 16,1 obtido para maciços graníticos da região do Porto. Para obter este valor utilizou-se a relação aproximada σ_c/σ_t determinada a partir da correlação entre estas duas grandezas obtida no Capítulo 2 (expressão 2.19). Quanto aos restantes parâmetros de Hoek e Brown e para a conversão destes nos parâmetros equivalentes de Mohr-Coulomb, o GEOPAT utiliza as expressões de Hoek et al. (2002) e Hoek e Brown (1997) definidas no Capítulo 3 (expressões 3.67 a 3.70 e 3.76 a 3.79).

No cálculo específico do parâmetro m_b , utilizam-se duas expressões. Quando ambas são aplicáveis o sistema usa para valor final deste parâmetro, a média dos dois valores calculados.

No caso dos maciços terrosos, o módulo de deformabilidade a utilizar no dimensionamento deve ser adaptado para o nível de deformações esperado para a funcionalidade da estrutura. Assim, caso exista o valor do módulo de deformabilidade derivado de um ensaio dito clássico, como o triaxial convencional ou o pressiómetro do tipo Ménard, o sistema procede a uma correcção deste valor. A forma de correcção do módulo de deformabilidade é a especificada no Capítulo 3 (expressão 3.101).

Assim, e atendendo às propostas dos vários autores anteriormente apresentadas, assume-se como razoável a consideração de níveis de deformação de 0,05%, como valor conservativo, no caso de túneis escavados com tuneladora, e de 0,3% no caso de serem escavados com a técnica SEM/NATM.

Com base em estudos efectuados em areias e argilas através de ensaios de coluna ressonante (Figura 3.35), para uma profundidade de recobrimento de, aproximadamente, 15m e para valores de índice de plasticidade típicos dos solos residuais das formações graníticas ($\approx 15\%$), verifica-se que os factores correctivos são semelhantes para materiais com e sem plasticidade. Com base nesta análise e no julgamento de especialistas, definiu-se um factor correctivo (F) de 5 no caso de túneis escavados com tuneladoras e de 3,5 no caso de túneis escavados pelo método SEM/NATM.

Esta correcção baseia-se em curvas especificamente desenvolvidas para solos transportados. Como já foi referido, o comportamento dos solos residuais pode afastar-se, significativamente, do comportamento dos solos transportados e, por isso, as curvas a utilizar para efectuar a correcção deveriam ser específicas para aquele tipo de solos. No entanto, tais curvas não foram ainda determinadas e pode constituir uma matéria de interesse relevante a investigar. No entanto, como as curvas utilizadas cobrem uma vasta gama de solos, julga-se de aproximação razoável a utilização dos factores correctivos referidos. Quando as curvas referentes aos solos residuais forem determinadas, o sistema poderá ser actualizado através da substituição dos valores dos factores correctivos por valores mais em conformidade com as especificidades dos solos residuais.

Quando existem resultados de outros ensaios, como o SPT ou a velocidade das ondas sísmicas, o sistema calcula o módulo de deformabilidade por via indirecta.

No caso do ensaio SPT, procede-se, numa primeira fase, à correlação deste valor com a compacidade relativa (D_r), com base num estudo feito por Skempton citado por Matos Fernandes (1995). Numa segunda fase, esse valor é transformado no módulo de deformabilidade para 0,1% ($E_{0,1\%}$) de deformação através de uma expressão derivada de um estudo de Berardi et al. citado por Gomes Correia (1999).

$$D_r (\%) = N_{SPT} \cdot (3,3758 - 0,0292 \cdot N_{SPT}) \quad (4.1)$$

$$E_{0,1\%} = 2,25 \cdot D_r - 5 \quad (4.2)$$

Por fim, este valor é corrigido para o nível de deformações citado, com um factor de 1,5 no caso de túneis escavados com tuneladora e de 0,5 no caso de túneis escavados pela técnica SEM/NATM.

No caso da medição da velocidade das ondas sísmicas de corte (V_s), o valor do módulo de deformabilidade é obtido da seguinte forma:

- Cálculo de $G_{m\acute{a}x}$ (módulo de distorção máximo) através da expressão (4.3):

$$G_{m\acute{a}x} = \frac{\gamma}{9,81} \cdot V_s^2 \quad (4.3)$$

- Cálculo do valor do módulo de distorção máximo corrigido ($G_{corrigido}$) para os níveis de deformação pretendidos, da forma indicada na expressão 4.4 com F igual a 0,5 e 0,35 no caso de túneis escavados com tuneladora e através do método SEM/NATM, respectivamente:

$$G_{corrigido} = F \cdot G_{m\acute{a}x} \quad (4.4)$$

- Determinação do módulo de deformabilidade através da expressão 4.5.

$$E_{corrigido} = G_{corrigido} \cdot 2 \cdot (1 + \nu) \quad (4.5)$$

sendo ν o coeficiente de Poisson considerado igual a 0,3.

Relativamente aos parâmetros de resistência, quando não existir informação, devem-se usar os seguintes pares de valores, com base na experiência obtida em solos residuais do granito do Porto por Viana da Fonseca (1996), correspondentes a valores de pico: i) $\phi' = 33^\circ$ e $c' = 10 \text{ kPa}$ para horizontes mais caulinizados; e ii) $\phi' = 37^\circ$ e $c' = 10 \text{ kPa}$ para horizontes mais arenizados, alterados e saturados.

Relativamente aos maciços heterogéneos e devido à grande incerteza no comportamento geomecânico dos maciços, decidiu implementar-se uma abordagem probabilística relacionada com estes eventos.

Uma vez detectada a ocorrência de zonas distintas da matriz global do maciço, obtém-se uma distribuição estatística destas estruturas geológicas (também designadas por bolsadas), utilizando o sistema RMR. O utilizador insere, no sistema, a média e o desvio padrão dos diversos pesos constituintes deste sistema de classificação. Seguidamente, com base nestes valores e assumindo uma distribuição do tipo normal, procede-se à geração de mil valores aleatórios para cada um dos pesos por aplicação do método de Monte Carlo. Estes valores são então somados obtendo-se, deste modo, os correspondentes valores do índice RMR. Através da aplicação da expressão 3.64, calculam-se os valores referentes ao parâmetro GSI. Consegue-se, assim, uma distribuição probabilística deste parâmetro que pode ser visualizada através do histograma e do gráfico de frequências acumuladas. Por fim, são determinados os valores do GSI correspondentes aos valores médio e característicos de 5% e 95%, que cobrem, praticamente, todos os cenários possíveis e que podem ser utilizados, posteriormente, para a determinação dos parâmetros de Hoek e Brown e de Mohr-Coulomb.

4.3.3 Arquitectura do GEOPAT e redes causais

Na primeira interface do GEOPAT é possível a inserção dos dados gerais relativos à obra em análise para registo informativo, sendo efectuada de seguida, a escolha do tipo de maciço em questão: rochoso, terroso ou heterogéneo (Figuras 4.14 e 4.15).

O sistema distingue as situações de maciços rochosos, de maciços terrosos e de situações intermédias de maciços heterogéneos, representativas das que ocorrem com frequência na região Norte de Portugal e em particular na cidade do Porto.

No caso dos maciços rochosos, a inserção dos dados necessários pode ser feita de duas formas, dependendo da informação disponível.



4.14 - Janela inicial do GEOPAT



Figura 4.15 – Escolha do tipo de maciço

Na primeira forma, são inseridos os dados relativos à aplicação do sistema RMR e Q, bem como dos valores das matrizes de interações, segundo o conceito apresentado no Capítulo 3. Quando esta opção é seleccionada, aparece a janela relativa à inserção de dados do sistema RMR (Figura 4.16).

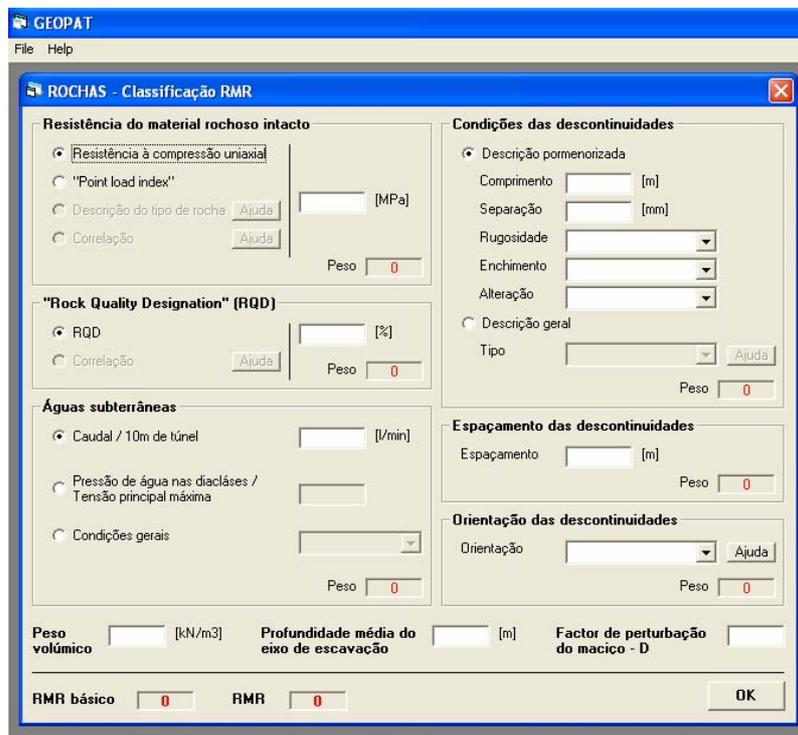


Figura 4.16 – Janela para inserção dos dados relativos ao sistema RMR

À medida que se vai inserindo a informação, os valores dos vários pesos, o $RMR_{\text{básico}}$ (RMR sem a correcção devido à orientação das descontinuidades) e o valor do RMR final vão sendo automaticamente calculados e apresentados ao utilizador. Esta forma interactiva de inserção dos dados permite ao utilizador analisar a sensibilidade dos valores de $RMR_{\text{básico}}$ e RMR a quaisquer alterações dos dados iniciais.

Nesta janela são, ainda, introduzidos os dados relativos ao peso volúmico do material que constitui o maciço, a profundidade do eixo da escavação e o factor de alteração do maciço (D), dados necessários para o cálculo dos parâmetros de deformabilidade e de resistência pretendidos. Estão estruturadas opções de inserção da resistência à compressão uniaxial por intermédio de uma correlação ou por uma descrição visual do tipo de rocha. O mesmo acontece para o RQD, mas só para a opção da correlação.

Apesar de não estarem programadas, no GEOPAT estão estruturadas ajudas para uma mais fácil identificação dos parâmetros de entrada.

Após a inserção da informação relativa ao sistema RMR é então necessário o preenchimento da matriz de interacções (Figura 4.17). Todos as caixas estão preenchidos por defeito com o valor 1 podendo o utilizador alterá-las atribuindo valores de 1 a 5 às interacções.

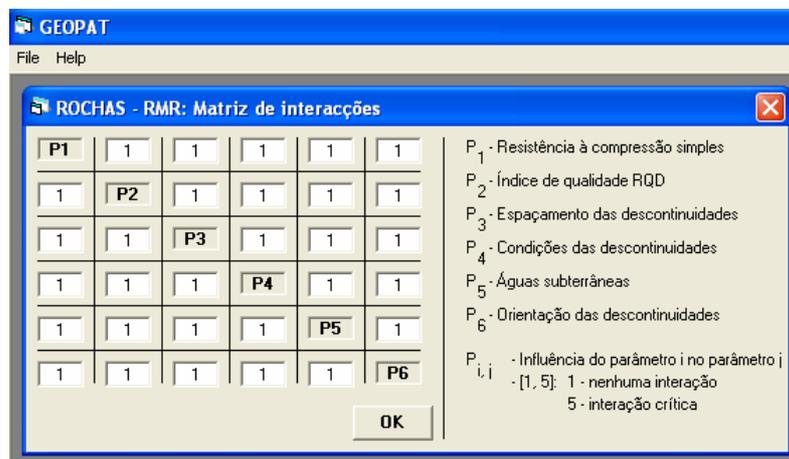


Figura 4.17 – Janela para inserção dos valores na matriz de interacções do sistema RMR

A inserção destes dados permite o cálculo do valor de $RMR_{\text{ponderado}}$ correspondente à ponderação deste índice com os valores das interacções entre os parâmetros envolvidos na classificação. Para o cálculo deste índice recorre-se, à aplicação da metodologia da matriz de interacções aplicado aos sistemas convencionais de classificação dos maciços.

Assim, a expressão de cálculo deste índice é a seguinte:

$$RMR_{ponderado} = \frac{\sum_{i=1}^6 [I(P_i) \cdot P_i]}{I(P_i)_{médio}} \quad (4.1)$$

em que P_i é o peso referente $I(P_i)$ é a intensidade de interacção do parâmetro P_i e $I(P_i)_{médio}$ é a intensidade de interacção média dos parâmetros P_i .

Desta forma, uma matriz de interacções toda preenchida com o mesmo valor resulta num valor de $RMR_{ponderado}$ igual ao valor de RMR. Por isso, nas expressões de cálculo que utilizam o valor de RMR e Q, optou-se, por colocar o correspondente valor ponderado por englobar, de certa forma, os mecanismos entre os diferentes factores que contribuem para o valor final do índice. Para o utilizador que não pretenda considerar as interacções, basta não executar qualquer alteração nas matrizes de interacções que aparecem no GEOPAT porque já vêm preenchidas, em todos os campos, com o mesmo valor.

A inserção dos dados necessários para a determinação do índice Q é feita através da janela que se apresenta na Figura 4.18.

Figura 4.18 – Janela para inserção dos dados relativos ao sistema Q

À medida que os dados vão sendo inseridos aparecem, no écran, os valores relativos aos diversos parâmetros que compõem este índice, bem como o valor final de Q. Este facto

permite proceder a análises de sensibilidade do valor de Q a eventuais alterações nos diversos parâmetros constituintes deste índice geomecânico. A identificação das regras para a obtenção do valor correspondente a cada parâmetro é feita com base nas letras que as identificam nas Tabelas 3.6 a 3.11.

A janela apresentada na Figura 4.19 refere-se à introdução dos dados para a matriz de interações referentes a este sistema. O que foi referido relativamente a esta matéria acerca do sistema RMR, aplica-se ao sistema Q.

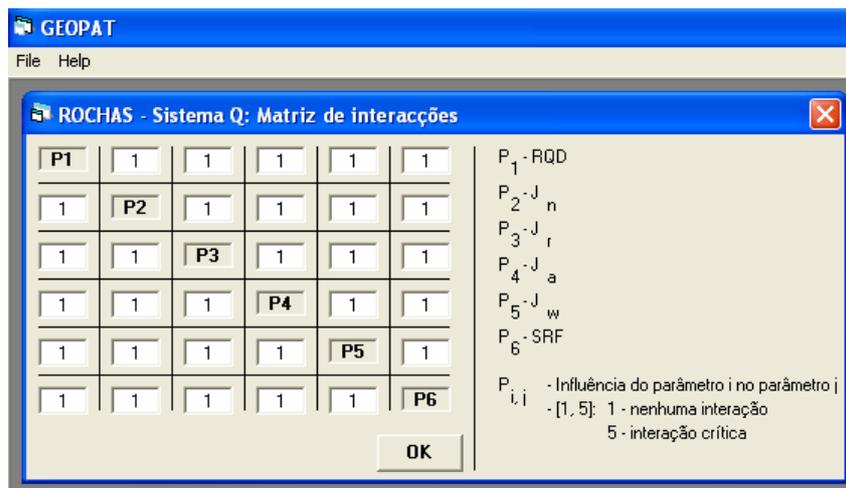


Figura 4.19 – Janela para inserção dos valores na matriz de interações do sistema Q

Assim, a expressão que permite calcular o valor de $Q_{ponderado}$ é a seguinte:

$$\log Q_{ponderado} = \frac{\sum_{i=1}^6 [I(P'_i) \cdot P'_i]}{I(P'_i)_{m\u00e9dio}} \quad (4.2)$$

em que $I(P'_i)$ é a intensidade de interacção do parâmetro P'_i e $I(P'_i)_{m\u00e9dio}$ é a intensidade de interacção média dos parâmetros P'_i .

A aplicação desta expressão só é possível através da transformação das multiplicações presentes na expressão de cálculo do valor de Q em somas pela aplicação de logaritmos (expressão 3.22).

Depois de inserida esta informação o valor de GSI é calculado através das relações com os valores de RMR (considerando o valor ponderado) ou Q' definidos nas expressões 3.64 e 3.65, respectivamente.

Os valores dos módulos de deformabilidade e dos parâmetros de resistência são então calculados com recurso às expressões definidas em 4.3.2.

Como são várias as expressões que permitem o cálculo do módulo de deformabilidade do maciço, definiu-se uma metodologia para a obtenção de um só valor final com base na experiência. Uma vez calculada a média, o desvio padrão e a variância, o intervalo considerado válido para os valores do módulo de deformabilidade é dado pela média menos e mais duas vezes a variância. Os valores fora deste intervalo são eliminados e a média dos valores remanescentes é calculada, adoptando-se esta como o valor final do módulo de deformabilidade do maciço. Quando nenhum dos valores se encontra dentro do intervalo considerado válido, o sistema considera que o valor do módulo de deformabilidade do maciço é a média de todos os valores calculados.

Nas Figuras 4.20 e 4.21 apresentam-se as redes causais que resumem todo o processo realizado pelo GEOPAT para a obtenção dos parâmetros de resistência e deformabilidade de maciços rochosos, quando se escolhe esta opção. Na Figura 4.22 apresenta-se um exemplo de uma saída de resultados do sistema.

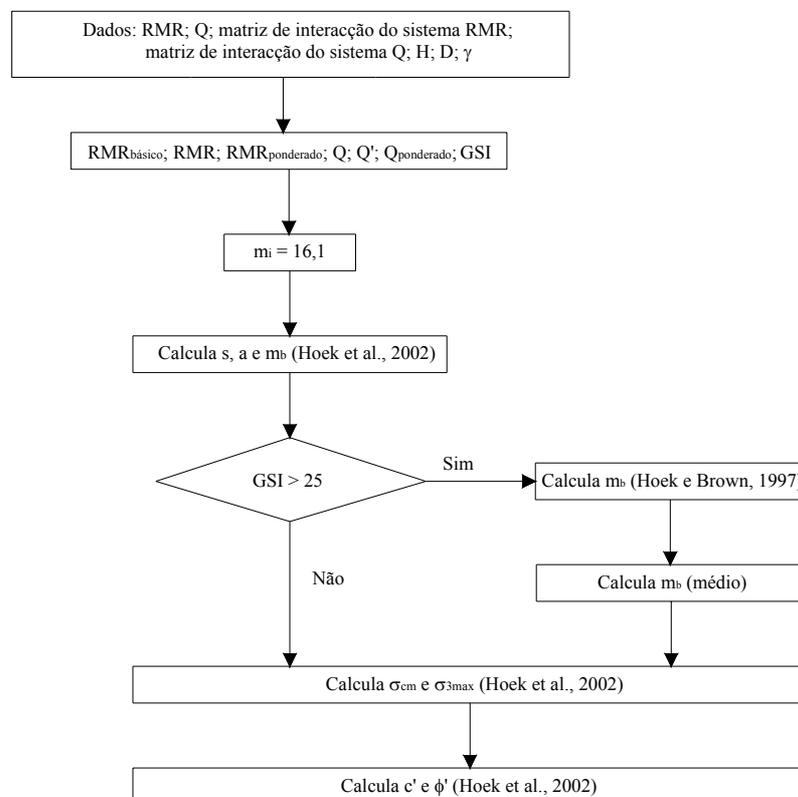


Figura 4.20 – Rede causal para a determinação da resistência em maciços rochosos

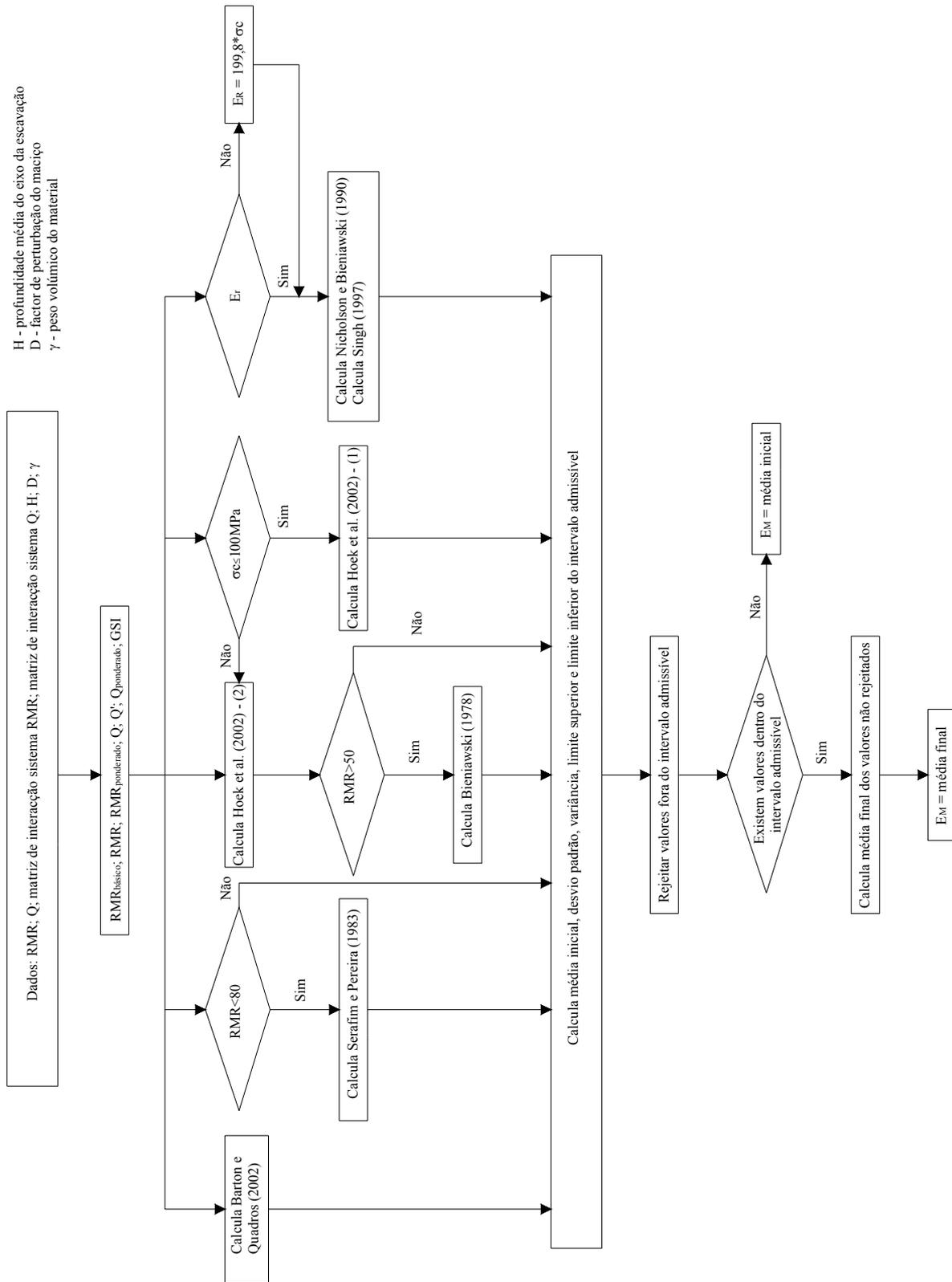


Figura 4.21 – Rede causal para a determinação da deformabilidade em maciços rochosos

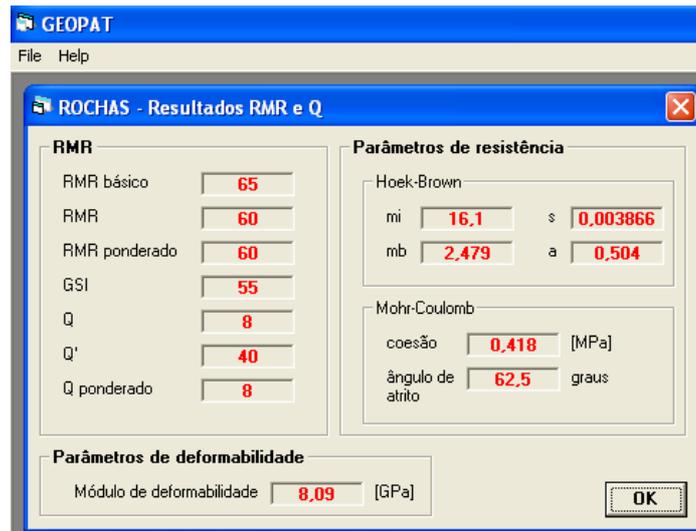


Figura 4.22 – Exemplo da saída de resultados dos sistemas RMR e Q

A segunda forma de inserção dos dados é mais expedita e considera a introdução directa do GSI. A partir deste valor, são então calculados os valores de RMR e Q, por via indirecta, através das expressões 3.64 e 3.92. A janela de inserção de dados apresenta-se na Figura 4.23.

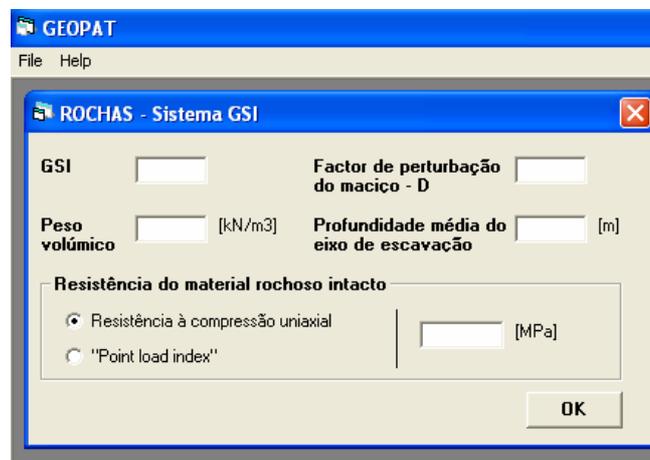


Figura 4.23 – Janela de inserção de dados do sistema GSI

Para além do GSI, é necessário introduzir o peso volúmico do material, o factor de perturbação do maciço (D), a profundidade média do eixo de escavação e a resistência à compressão uniaxial. Esta última grandeza pode ser introduzida directamente ou através do resultado do *Point Load Test* que posteriormente é convertido pelo sistema em resistência à compressão uniaxial através da expressão 2.7.

As redes causais referentes a esta opção são idênticas às apresentadas para a opção anterior com a diferença dos dados de entrada no sistema. Como não são determinados os valores de $RMR_{ponderado}$ e $Q_{ponderado}$ os cálculos são efectuados com base nos valores de RMR e Q. Na Figura 4.24 apresenta-se um exemplo da saída de resultados desta opção.

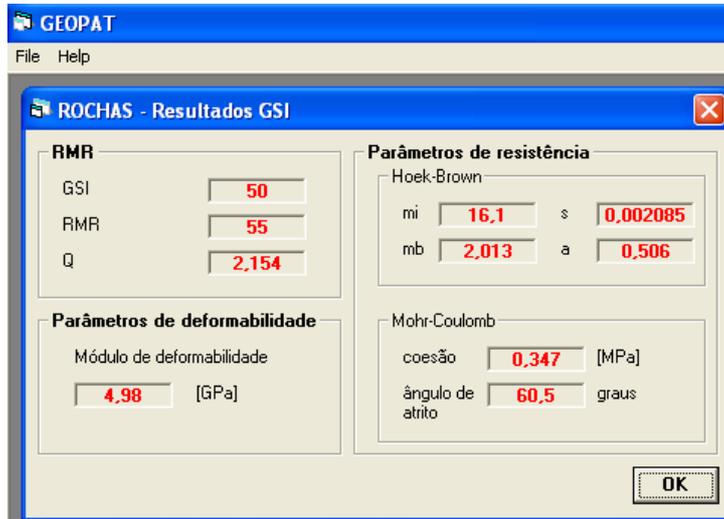


Figura 4.24 - Exemplo da saída de resultado do sistema GSI

A parte do sistema referente aos solos, foi programada na ferramenta KAPPA-PC. Assim, quando se opta pela opção *Solos* (Figura 4.15), o GEOPAT abre uma janela de interface do KAPPA-PC para introdução dos dados (Figura 4.25).

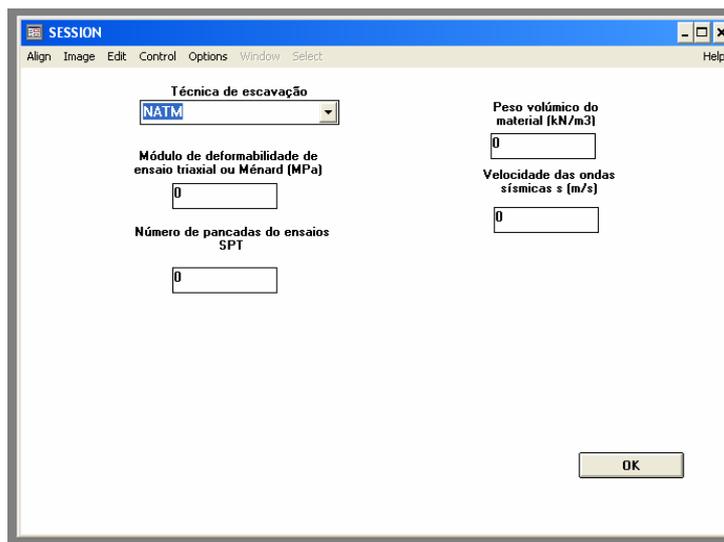


Figura 4.25 – Janela de inserção de dados para caracterização de maciços terrosos

Nesta janela, podem ser introduzidos os dados dos diversos ensaios considerados pelo sistema para o cálculo do módulo de deformabilidade dos solos, bem como o método construtivo utilizado, isto é, abertura com TBM ou segundo o método SEM/NATM.

As restantes janelas do KAPPA-PC aparecem minimizadas podendo ser consultadas a qualquer momento durante esta inserção de dados, caso o utilizador queira efectuar uma verificação do raciocínio seguido pelo sistema.

A estruturação do programa no KAPPA-PC é bastante simples e segue o princípio de isolar a informação em classes. A estrutura é constituída por 6 classes principais conforme se ilustra na Figura 4.26. As classes *Global*, *Menu*, *DDE*, *Image* e *KWindow* pertencem ao KAPPA-PC e a classe *Def* foi criada com o objectivo de servir de classe base do sistema e conter a informação comum a todas as classes. A classe *Def* engloba as subclasses *inf* e *res*. A primeira contém atributos que permitem armazenar a informação introduzida pelo utilizador referente aos resultados dos ensaios e ao método de construção do túnel. A classe *res* guarda os resultados dos módulos de deformabilidade corrigidos calculados.

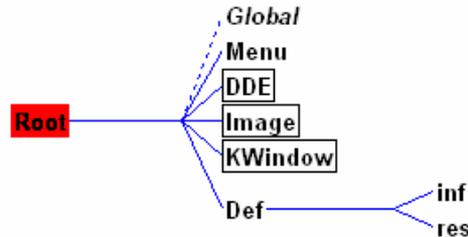


Figura 4.26 – Estruturação hierárquica das classes

Assim, a informação inserida na interface é lida directamente para os atributos da classe *inf*. Uma função programada para o efeito despoleta então o processo *forwardchaining*, já que se pretende chegar a conclusões a partir de evidências. São então testadas uma série de regras que aplicam a metodologia definida para o cálculo dos módulos de deformabilidade corrigidos a partir dos resultados disponíveis dos ensaios. Estes valores são escritos para os atributos da classe *res*. Posteriormente, os módulos de deformabilidade calculados são devolvidos ao módulo central do *VisualBasic* que calcula o valor final segundo a metodologia já definida para os maciços rochosos e apresenta o resultado final deste parâmetro ao utilizador. Juntamente com este valor, são também sugeridas recomendações para os parâmetros de resistência a adoptar, definidas em 4.2.3 (Figura 4.27).

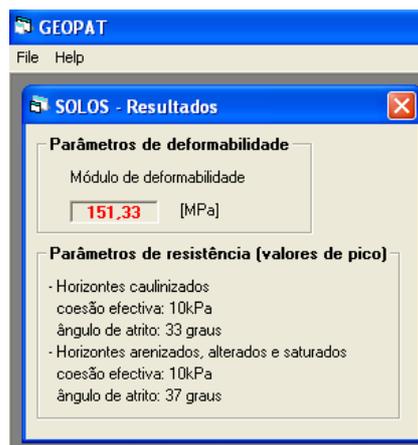


Figura 4.27 – Exemplo da saída de resultados da opção *Solos*

Na Figura 4.28 apresenta-se a rede causal utilizada pelo GEOPAT para o cálculo do valor do módulo de deformabilidade em maciços terrosos.

Quando é seleccionada a opção *Maciços Heterogéneos*, o GEOPAT abre um ficheiro de *Excel* onde se pode obter a citada distribuição probabilística do parâmetro GSI. Para este efeito foi programada uma *macro* e recorreu-se a um *Add-Ins* desta aplicação denominado de *Analysis ToolPak*. Como dados de entrada, o utilizador tem de inserir o valor da média e do desvio padrão de cada um dos parâmetros constituintes do índice geomecânico RMR (Figura 4.29).

Depois de inserir esta informação, o botão *Gerar resultados* abre um novo ficheiro para o cálculo e apresentação dos resultados segundo a metodologia probabilística aplicada. Com base na informação inserida, e assumindo para cada peso referente ao sistema RMR uma distribuição do tipo normal, o programa gera mil valores aleatórios com recurso ao método de Monte Carlo. Deste modo definem-se os correspondentes valores do índice RMR e, posteriormente, do GSI. O sistema calculam os parâmetros estatísticos que permitem o traçado automático do histograma do GSI, bem como o gráfico de frequências acumuladas. Com base neste último gráfico, é possível então definirem-se os valores de GSI, correspondentes ao valor médio (50% no gráfico das frequências acumuladas) e os valores característicos (5% e 95% do mesmo gráfico). Depois da obtenção dos resultados, o utilizador tem a possibilidade de gravar o ficheiro de resultados e de voltar ao módulo central do GEOPAT, onde poderá utilizar os valores determinados para calcular parâmetros geomecânicos da formação em estudo. Nas Figuras 4.30 a 4.32, apresenta-se um exemplo da saída dos resultados desta opção.

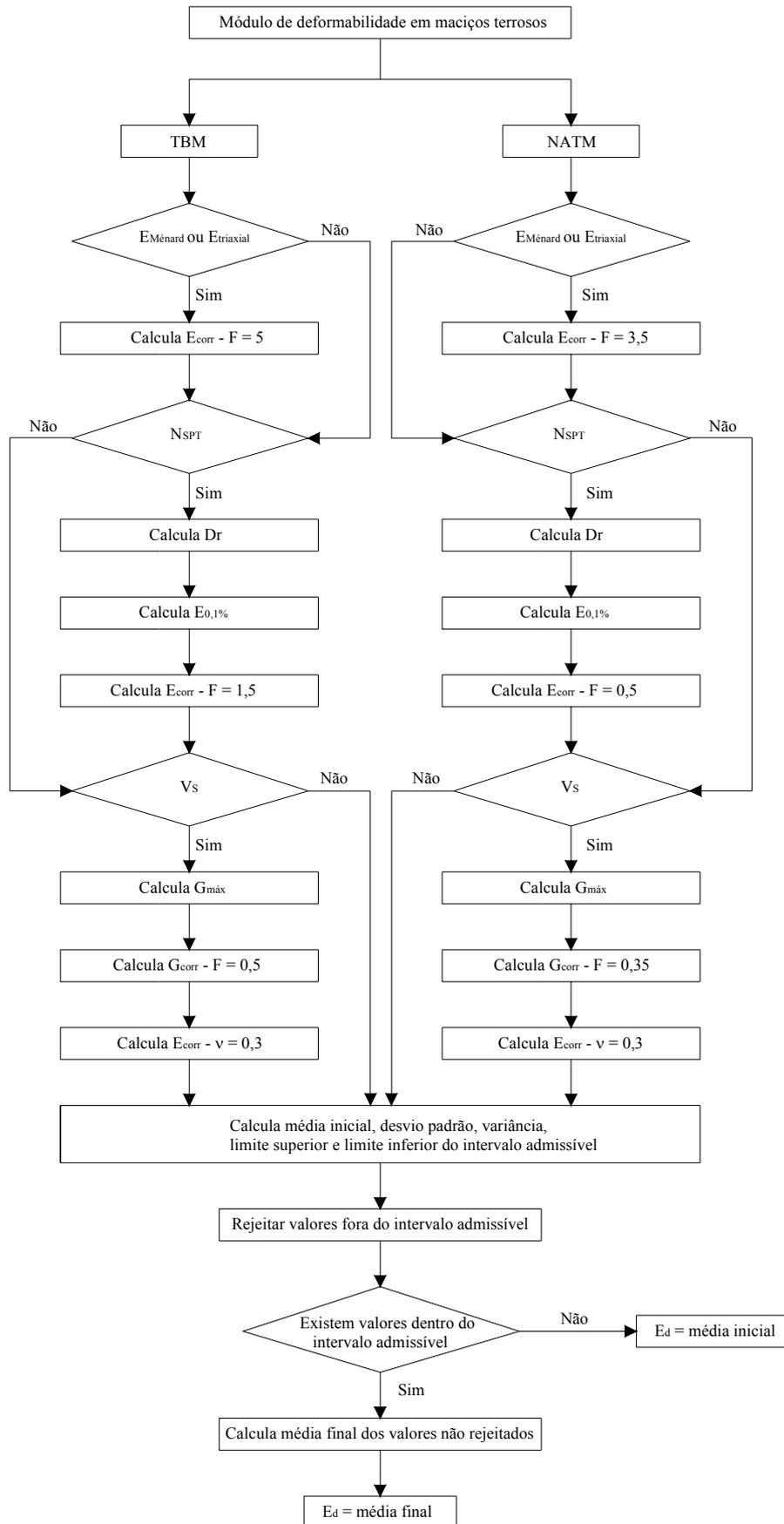


Figura 4.28 – Rede causal para a determinação da deformabilidade em maciços terrosos

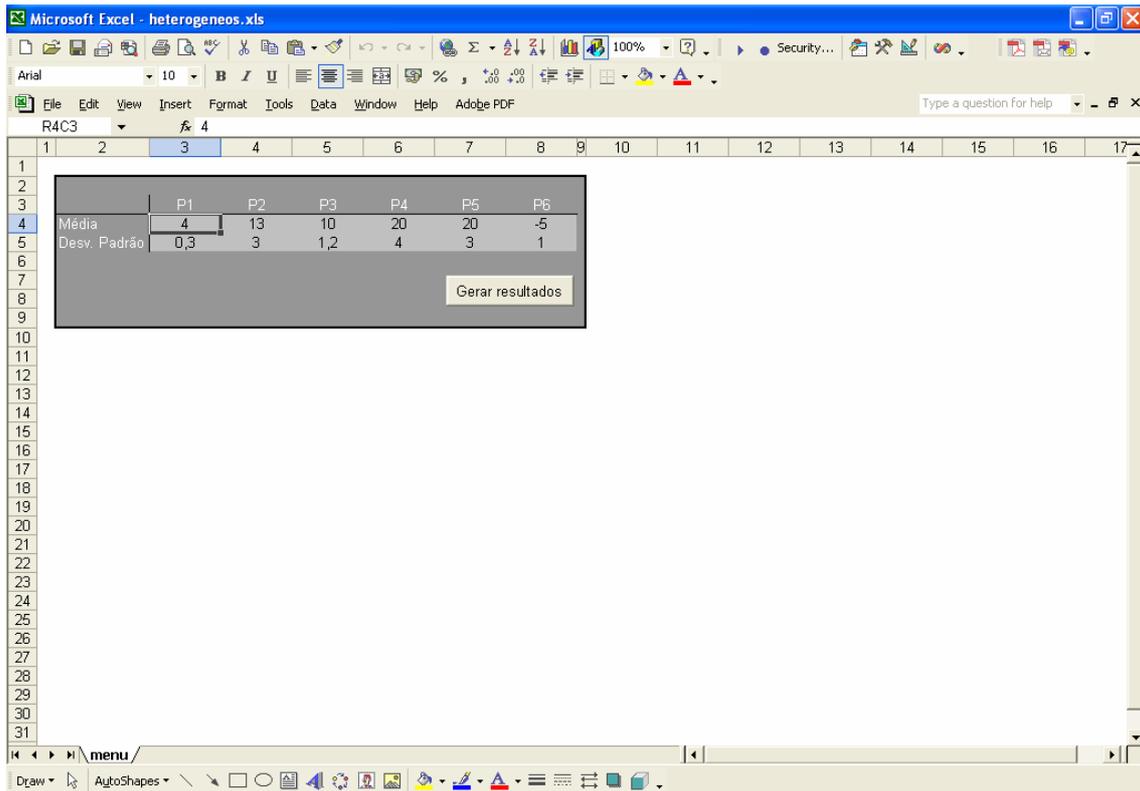


Figura 4.29 – interface de inserção de dados para a caracterização de maciços heterogêneos

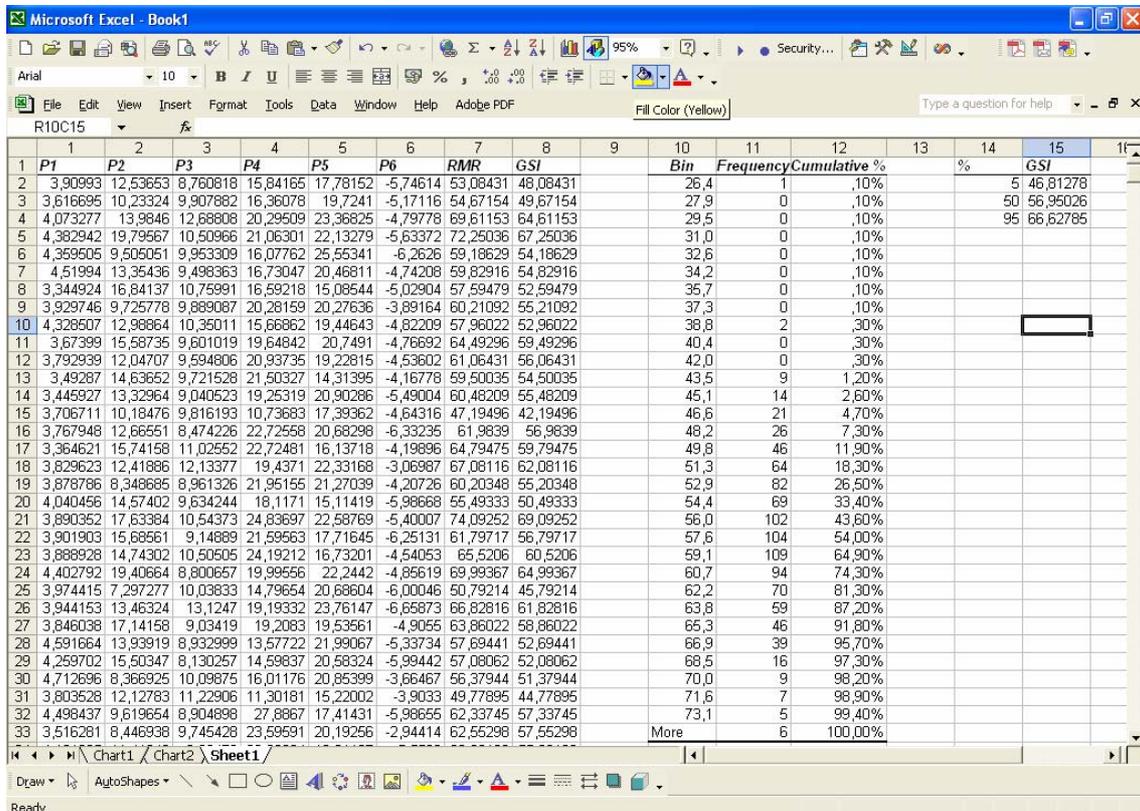


Figura 4.30 – Exemplo de uma saída de resultados da opção *Maciços heterogêneos*

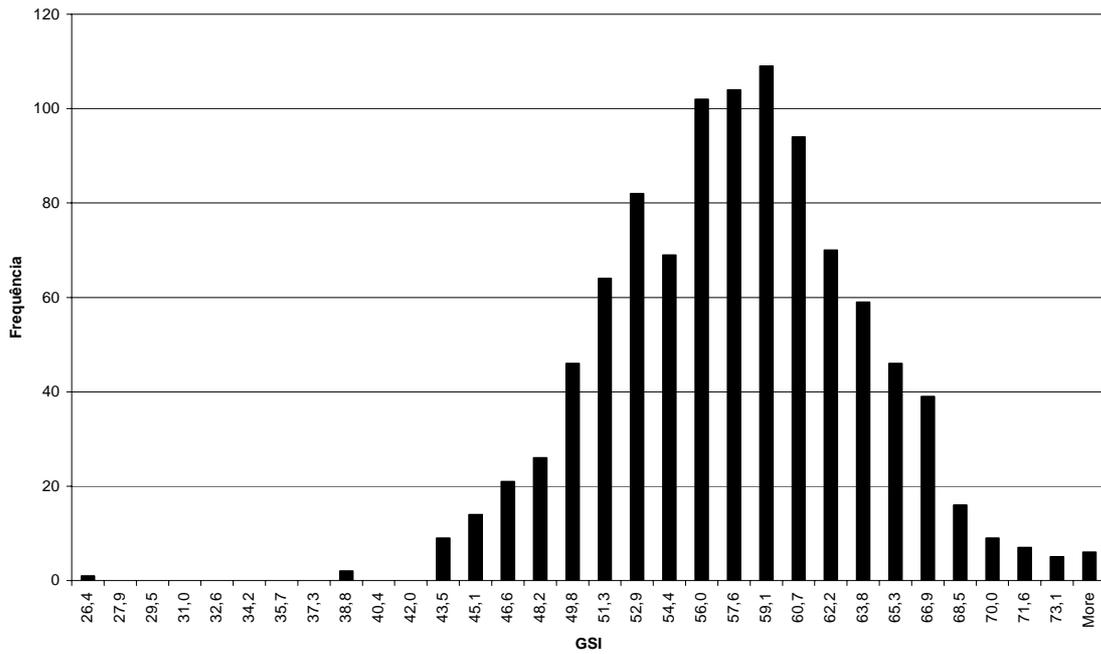


Figura 4.31 – Exemplo de um histograma do parâmetro GSI traçado pelo GEOPAT

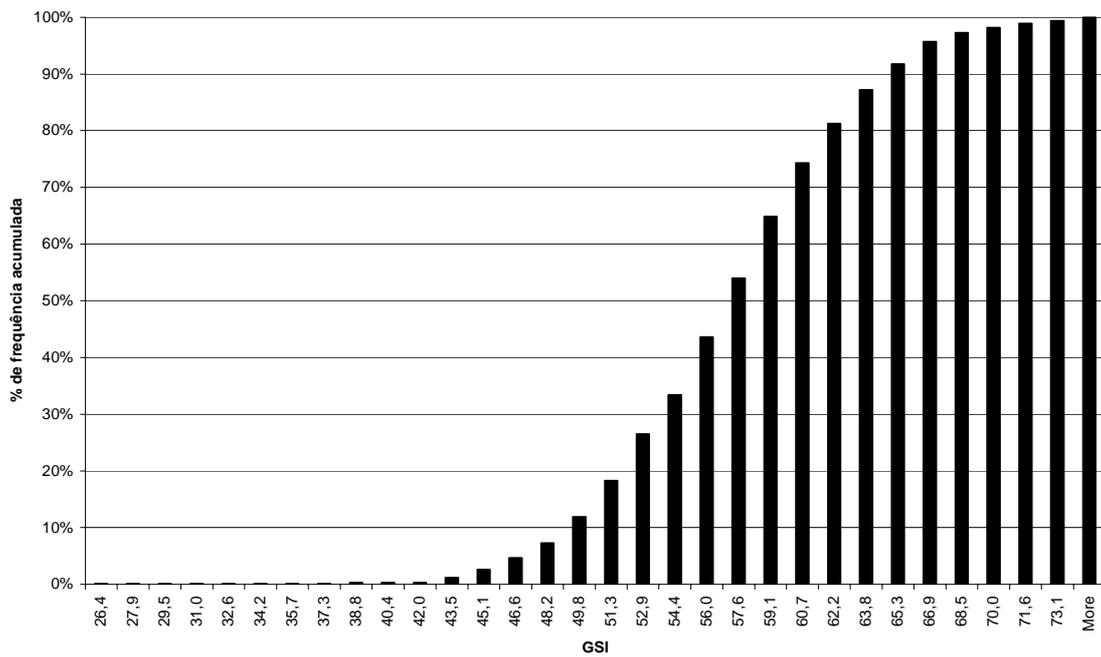


Figura 4.32 – Exemplo de um gráfico de frequências acumuladas do parâmetro GSI traçado pelo GEOPAT

4.4 Aplicação do GEOPAT a formações graníticas da região do Porto

O GEOPAT foi aplicado às formações graníticas da região do Porto, para a validação dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos grupos geomecânicos G1 a G5 adoptados em projectos da Normetro (2001). A obtenção destes valores baseou-se, também, na reavaliação dos intervalos da resistência à compressão uniaxial dos vários grupos apresentada no Capítulo 2 tendo os valores de GSI e do peso volúmico sido definidos com base em valores já estabelecidos. Na Tabela 4.2 apresentam-se os valores dos parâmetros de entrada.

Tabela 4.2 – Parâmetros considerados para aplicação do GEOPAT

Grupo geomecânico	γ (kN/m ³)	σ_c (MPa)	GSI
G1	26	90	75
G2	26	52,5	55
G3	24	22,5	37,5
G4	23	10,0	25,5
G5	20	2,0	15

Anote-se que os cálculos foram efectuados considerando-se uma profundidade média H do eixo de uma cavidade subterrânea de 15m e um valor de D de 0,2, estimado tendo presente as linhas orientadoras definidas na Tabela 3.20.

Nas Tabelas 4.3 a 4.5, apresentam-se os valores dos parâmetros de resistência e de deformabilidade obtidos pela aplicação do GEOPAT e os valores utilizados pela Normetro.

Relativamente aos parâmetros de Hoek e Brown e no que concerne, particularmente, ao parâmetro m_b , os valores de projecto são superiores aos fornecidos pelo GEOPAT para os grupos G1 e G2, acontecendo o inverso para os Grupos G3 e G4. Para o parâmetro s o GEOPAT só fornece valores superiores para o grupo G4. O valor de a adoptado pela Normetro foi de 0,5 para todos os grupos, daí os valores do GEOPAT serem sempre superiores. Não se consideram nesta comparação, os valores do grupo G5 já que, no projecto, este grupo foi tratado como horizonte terroso.

Quando analisados os parâmetros equivalentes de Mohr-Coulomb, tendo em conta a informação disponível, verifica-se que, para o ângulo de atrito, o sistema computacional prevê valores superiores, acontecendo o inverso para a coesão efectiva para os grupos

G3 e G4. Este facto deve-se, não só à diferença entre os parâmetros de Hoek e Brown, mas também ao critério de definição da gama de tensões a considerar para a conversão destes parâmetros nos equivalentes de Mohr-Coulomb. Para o grupo G5, os valores dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb da Normetro são superiores aos fornecidos pelo sistema. A caracterização deste grupo geomecânico reveste-se de especiais dificuldades tratando-se de materiais de transição entre rocha e solo sendo por isso mais difícil a aplicação do critério de Hoek e Brown. No entanto, considerando que os parâmetros adoptados inicialmente se referem aos valores de pico, podem considerar-se os valores fornecidos pelo GEOPAT próximos dos valores residuais.

Tabela 4.3 - Comparação dos parâmetros de resistência de Hoek e Brown

Grupo geomec	m_b		s		a	
	GEOPAT	NORMETRO	GEOPAT	NORMETRO	GEOPAT	NORMETRO
G1	5,97	7,45	5,10E-2	6,9E-2	0,501	0,5
G2	2,70	3,20	4,71E-3	7,5E-3	0,504	0,5
G3	1,35	0,98	5,87E-4	7,5E-4	0,513	0,5
G4	0,84	0,67	1,41E-4	0	0,530	0,5
G5	0,55	-	4,00E-5	-	0,561	-

Tabela 4.4 - Parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb

Grupo geomec.	φ' (°)		c' (MPa)	
	GEOPAT	NORMETRO	GEOPAT	NORMETRO
G1	64	-	2,31	-
G2	63	-	0,39	-
G3	55	48	0,11	0,14
G4	46	35	0,06	0,12
G5	30	36	0,02	0,04-0,05 (SPT nega)
		34		0,02-0,03 (SPT 50-60)

Tabela 4.5 - Comparação dos parâmetros de deformabilidade

Grupo geomec.	E_d (GPa) GEOPAT	E_d (GPa) NORMETRO
G1	36	35
G2	7,0	11
G3	3,4	1,0
G4	1,6	0,4
G5	0,84	0,05-0,20

Relativamente aos parâmetros de deformabilidade, à excepção do grupo G2, os valores utilizados fornecidos pelo GEOPAT são sempre superiores aos iniciais.

Em suma, os parâmetros de resistência revelam diferenças que em muitos casos são substanciais não existindo, porém, um padrão de qual das metodologias fornece valores mais elevados ou conservativos. No que concerne ao módulo de deformabilidade existe já uma clara tendência da previsão de valores substancialmente mais elevados pelo GEOPAT, só contrariada pelos valores do grupo geomecânico G2.

4.5 Conclusão

Apresentou-se um sistema computacional que utiliza técnicas de AI, baseadas em conhecimento, designado GEOPAT. Este sistema aplica-se a maciços graníticos e tem em vista a caracterização de parâmetros geomecânicos para a modelação de obras subterrâneas nestes maciços. Distinguem-se metodologias para os maciços rochosos, terrosos e acentuadamente heterogéneos.

No caso dos maciços rochosos, faz-se a previsão da resistência através do critério de Hoek e Brown apoiado numa rede causal. Para a deformabilidade, a previsão é executada através de expressões baseadas na experiência de vários autores, seleccionadas após um estudo e avaliação por especialista, apoiando-se também numa rede causal.

Para os maciços terrosos, propuseram-se factores correctivos para o módulo de deformabilidade obtidos em ensaios triaxiais ou pressiométricos. Consideraram-se, como níveis de deformação representativos, 0,3% para túneis escavados com tuneladora e 0,05% para túneis escavados através do método SEM/NATM. Os factores correctivos propostos foram 5 e 3,5 no caso de túneis escavados com tuneladora e pelo método SEM/NATM, respectivamente. Apresentou-se um procedimento para a obtenção dos módulos de deformabilidade para os níveis de deformação citados a partir de ensaios SPT e da velocidade das ondas sísmicas de corte. Os parâmetros de resistência foram estabelecidos com base na experiência existente para este tipo de solos, tendo sido indicados valores de 10kPa para a coesão efectiva e de 33° e 37° para o ângulo de atrito

de, respectivamente, horizontes mais caulinizados e horizontes mais arenizados, alterados e saturados.

A previsão das características em maciços marcadamente heterogéneos é executada através de análises probabilísticas da distribuição do valor de RMR e GSI do maciço a caracterizar.

Pretendeu-se, com o desenvolvimento deste sistema, efectuar a sua aplicação a maciços graníticos que interessam a obras subterrâneas da cidade do Porto e comparação dos valores utilizados habitualmente em obras subterrâneas com os obtidos pelo GEOPAT. Nos parâmetros de resistência não se verifica um padrão de qual das metodologias fornece valores mais elevados. Os parâmetros de deformabilidade fornecidos pelo GEOPAT são claramente superiores aos adoptados em obras subterrâneas da região do Porto com excepção do grupo G2.

Capítulo 5 - APLICAÇÃO A UMA OBRA SUBTERRÂNEA

5.1 Introdução

No presente Capítulo, descreve-se a aplicação do sistema GEOPAT a uma grande estrutura subterrânea escavada em formações graníticas, tendo em vista a obtenção de parâmetros de deformabilidade e de resistência específicos de maciços rochosos. Pretendeu-se, também, efectuar previsões de comportamento estrutural para uma secção, com base nos parâmetros obtidos pelo GEOPAT e com parâmetros de cálculo utilizados no projecto, bem como uma comparação de várias soluções numéricas.

Na secção 5.2, efectua-se uma breve descrição das características da estrutura subterrânea, nomeadamente no que respeita às suas características geométricas e geomecânicas, do método construtivo seguido e do sistema de observação, com base em descrições efectuadas em várias publicações, nomeadamente, Vieira (2002), Topa Gomes et al. (2002), Monteiro et al. (2003) e Pistone e Rebelo (2003).

Na secção 5.3, faz-se a aplicação do GEOPAT para a obtenção dos parâmetros geomecânicos das formações graníticas atravessadas para a secção em análise que inclui as formações graníticas G3 e G5 (maciço de transição rocha-solo).

Na secção seguinte desenvolve-se um modelo conceptual para a estrutura subterrânea recorrendo a técnicas numéricas por elementos finitos. Utiliza-se o software Phases² desenvolvido pela Rocscience para obras subterrâneas e simulam-se diferentes situações de cálculo que enquadram, do ponto de vista deformacional o comportamento da obra, o processo construtivo e as acções que derivam das infraestruturas existentes à superfície e do estado de tensão inicial. Ilustram-se os principais resultados obtidos pelos modelos numéricos para as várias hipóteses assumidas, adoptando parâmetros geomecânicos segundo a

metodologia desenvolvida neste trabalho e apresentadas em outras publicações. Comparam-se e analisam-se as várias soluções obtidas ilustrando-se a evolução dos deslocamentos verticais e horizontais à superfície, os esforços nos suportes e a distribuição das tensões. Enquadram-se as soluções numéricas obtidas com as tradicionais soluções empíricas desenvolvidas para as obras subterrâneas.

Finalmente, em 5.5, comentam-se de forma circunstanciada, as soluções numéricas obtidas para dois conjuntos de parâmetros geomecânicos.

5.2 Características da obra

5.2.1 Generalidades

A obra subterrânea analisada está em construção na cidade do Porto situando-se numa das mais antigas zonas comerciais da cidade, em ambiente altamente edificado. Os elementos referentes à obra foram obtidos com base nas publicações citadas anteriormente.

A obra é totalmente subterrânea, sendo o acesso feito por intermédio de dois poços. Consiste em duas cavernas perpendiculares entre si com 70 e 62m de comprimento e diâmetros de escavação de 18 e 16m, respectivamente. Nas Figuras 5.1 e 5.2 apresentam-se, respectivamente, uma planta da cavidade subterrânea e um corte longitudinal pelo eixo da caverna principal, sendo o recobrimento do terreno de cerca de 12m.

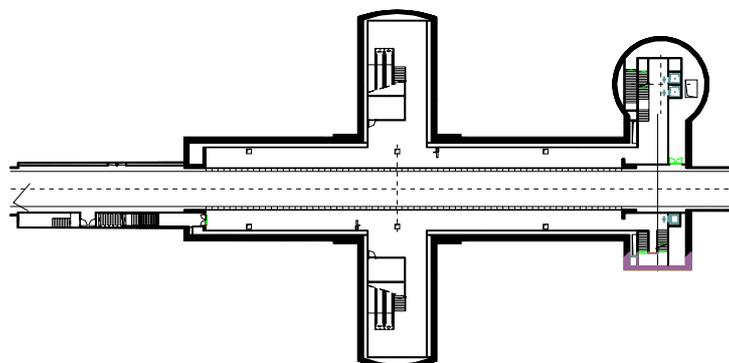


Figura 5.1 – Planta da cavidade subterrânea (Monteiro et al., 2003)

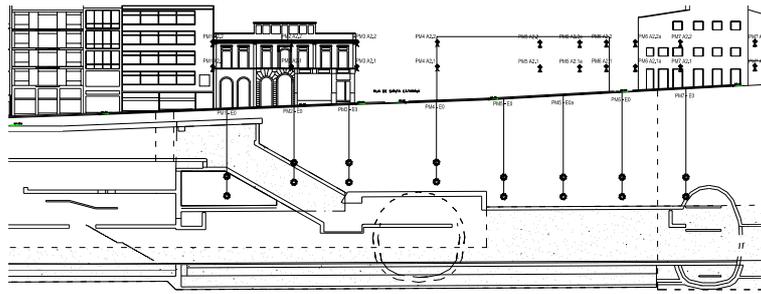


Figura 5.2 – Corte longitudinal pelo eixo da caverna principal (Monteiro et al., 2003)

Na Figura 5.3 apresenta-se uma fotografia da caverna principal em fase de escavação. Nessa zona existem vários edifícios relativamente antigos entre os quais se enquadram alguns de elevado património cultural.

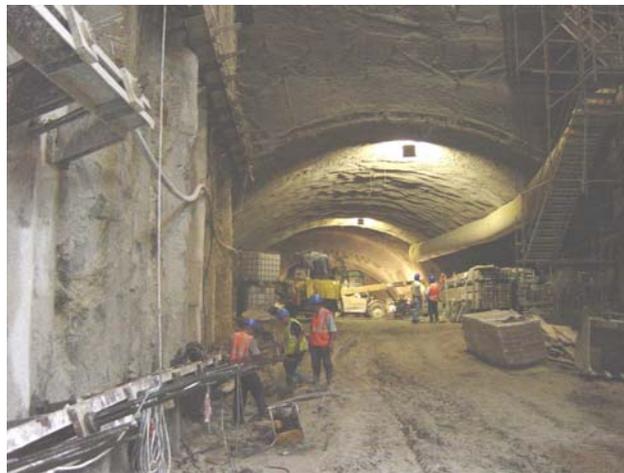


Figura 5.3 – Caverna principal

5.2.2 Enquadramento geomecânico

O maciço referente à escavação é constituído, fundamentalmente, por materiais geomecânicos de boa qualidade pertencentes ao designado *Granito do Porto* predominando os materiais do grupo G3. Existe uma zona de aterro superficial (G7) de pequena espessura e outra mais localizada de maciço G5. Encontraram-se ainda, bolsadas de material G2 e G4.

Conforme Pistone e Rebelo (2003) foram identificadas 4 famílias de discontinuidades: 2 famílias subverticais de orientação NW-SE e NE-SW e 2 famílias com inclinação compreendida entre 50° e 70° de orientação N-S, emergentes para W. Foram detectadas duas singularidades aparentemente de natureza tectónica com importância do ponto de vista

geomecânico (Figura 5.4). Nesta Figura indicam-se, também, a disposição das sondagens que permitiram identificar a zona tectonizada e as diferentes formações atravessadas.

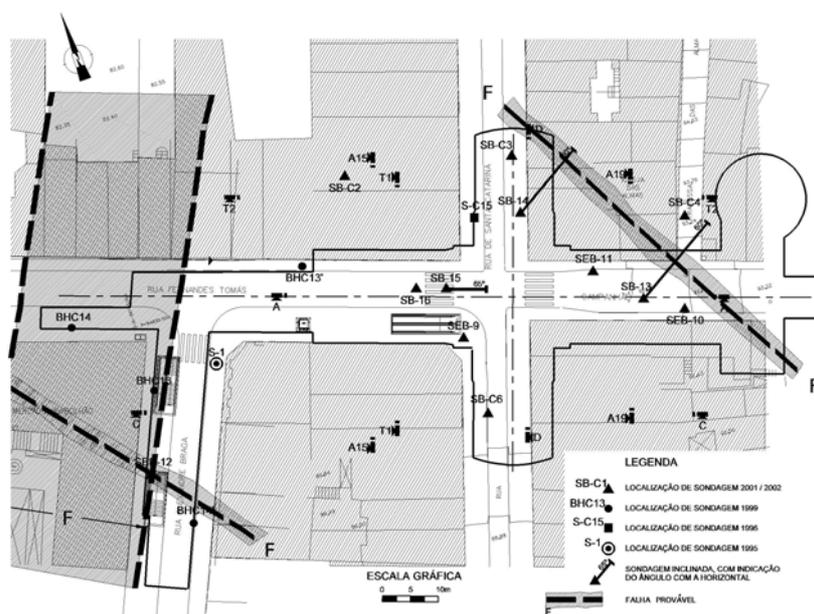


Figura 5.4 –Esboço tectónico do local da obra (Pistone e Rebelo, 2003)

A nível de projecto, a obtenção de parâmetros geomecânicos foi feita com base no relatório técnico de referência e na informação geológico-geotécnica complementar. Esta informação complementar foi obtida através da realização de ensaios *in situ*, nomeadamente, ensaios do tipo SPT, dilatométricos, pressiométricos, Lugeon e Lefranc. Foram também colhidas amostras remexidas e intactas no decorrer da execução das sondagens para realização de ensaios de identificação em laboratório. No âmbito desta campanha foram ainda executadas tomografias sísmicas e colocados piezómetros para registo da evolução dos níveis de água (Pistone e Rebelo, 2003).

5.2.3 Processo construtivo

A escavação da obra subterrânea foi iniciada através da passagem da tuneladora TBM e colocação de aduelas de betão (Barreiros Martins et al., 2003). Na Figura 5.5 apresenta-se um perfil geomecânico relativo ao modelo geológico-geotécnico do maciço de implantação da obra subterrânea.

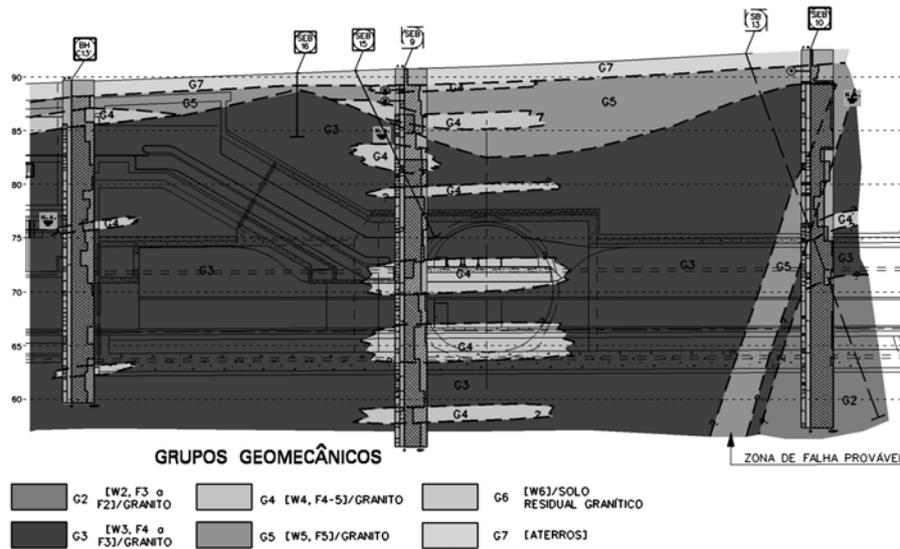


Figura 5.5 – Corte longitudinal da caverna principal (Pistone e Rebelo, 2003)

Para a execução da obra subterrânea foram efectuadas duas fases de escavação distinguindo-se as duas situações correspondentes a predominância do maciço G3 ou G5. A primeira fase corresponde à abertura da calote superior (Figura 5.6). Para a situação de predominância de maciço G3, os suportes primários consistiram na aplicação de betão projectado reforçado com malha metálica em duas camadas de 5 e 25cm e pregagens do tipo Super-Swellex com 6m de comprimento e distribuídos conforme indicado na figura. Para a situação de maciço G5 foram preconizadas medidas de reforço adicionais nomeadamente aplicação de enfilagens auto-perfurantes e treliças metálicas, também aplicadas em maciço G3 quando as condições geológico-geotécnicas o exigiam. Para levar a cabo esta operação foi necessário colocar um aterro de estabilização das aduelas até à cota da plataforma de trabalho. A segunda fase corresponde à escavação do rebaixo (Figura 5.7). Esta fase inclui também o desmantelamento das aduelas da galeria TBM e o prolongamento do suporte primário com fecho da soleira com as treliças. Mais detalhes sobre o processo construtivo podem ser obtidos na publicação de Topa Gomes et al. (2002) e Pistone e Rebelo (2003).

Para o acompanhamento da construção da obra e por se situar numa zona urbana com muitos edifícios em mau estado de conservação e outros de interesse histórico que exigem cuidados especiais, foi implementado um sistema de observação alargado para os edifícios e o maciço envolvente à escavação. Considerou-se a instalação de instrumentação automática, cujo plano de observação se indica esquematicamente na Figura 5.8 (Pistone e Rebelo, 2003; Monteiro et al., 2003).

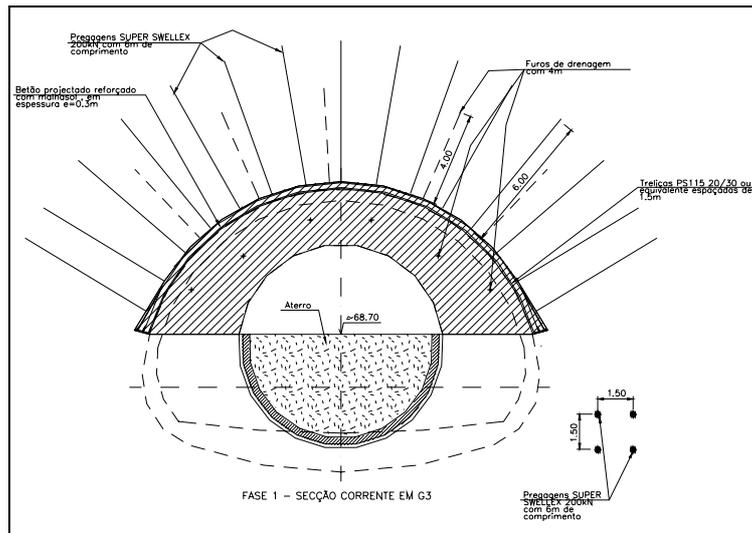


Figura 5.6 – Fase 1 da escavação da caverna (Pistone e Rebelo, 2003)

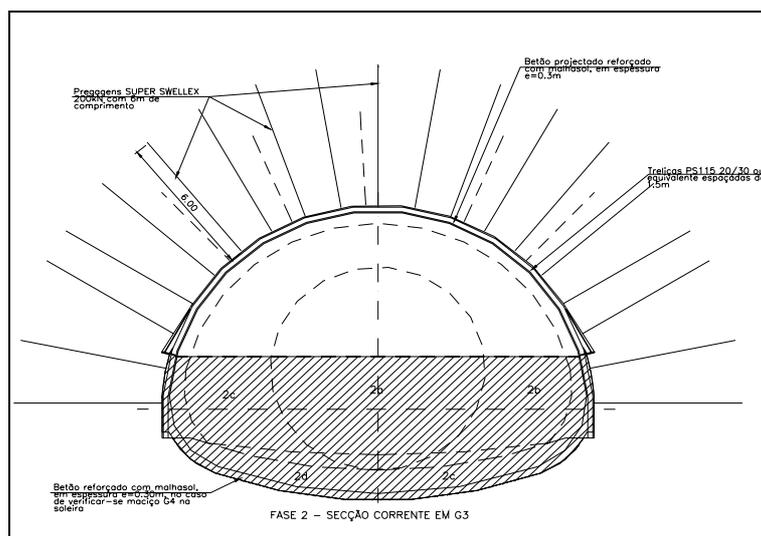


Figura 5.7 – Fase 2 da escavação da caverna (Pistone e Rebelo, 2003)

5.3 Obtenção de parâmetros geomecânicos

Numa fase inicial, a obtenção de parâmetros geomecânicos foi feita com base no relatório técnico de referência e parâmetros nele estabelecidos, sendo posteriormente complementada com informação geológica-geotécnica obtida através de campanhas de ensaios complementares (Normetro, 2001; Pistone e Rebelo, 2003).

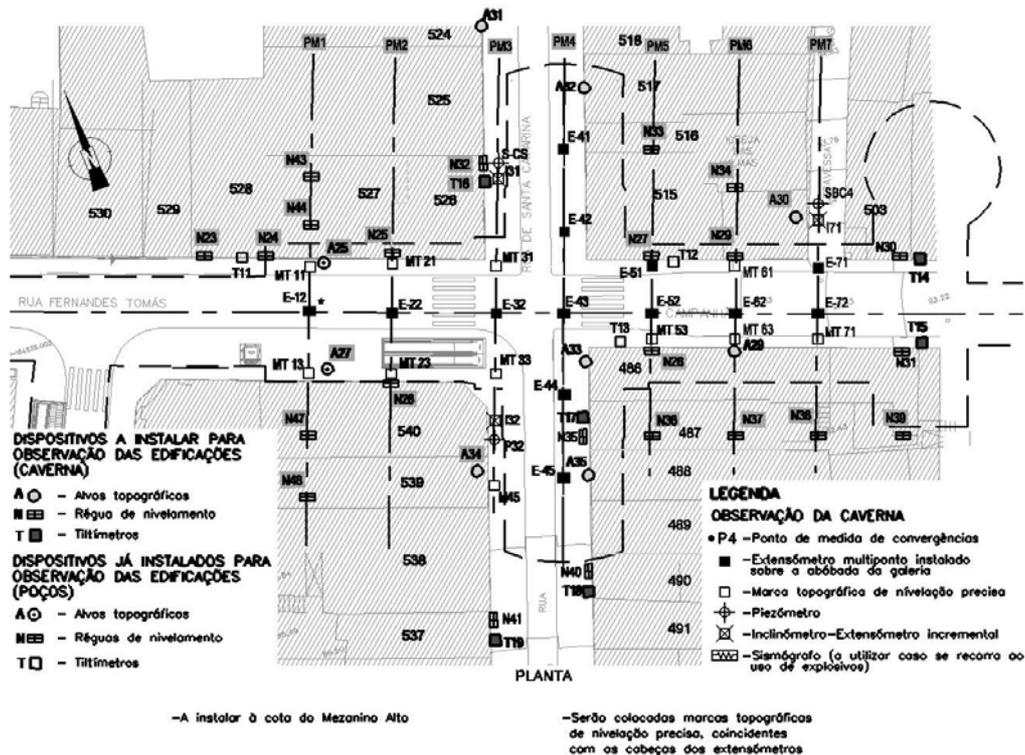


Figura 5.8 – Plano de observação para a obra subterrânea (Pistone e Rebelo, 2003)

Deste modo, os parâmetros inicialmente adoptados são apresentados na Tabela 5.1 (Pistone e Rebelo, 2003).

Tabela 5.1 – Parâmetros atribuídos no projecto aos grupos geomecânicos

Grupos Geomecânicos	Grau de Alteração e Fracturação	γ (kN/m ³)	E (MPa)	Mohr-Coulomb		Hoek-Brown			K ₀
				ϕ' (°)	c' (kPa)	σ_c (MPa)	m _b	s	
G3	W ₃ ; F ₄ a F ₃	24	1500	40	150	25	0,98	7,5E-4	0,5
G4	W ₄ ; F ₄₋₅	23	600	35	75	10	0,67	0	0,5
G5	W ₅ ; F ₅	20	150	35	40	-	-	-	0,5
G7	-	19	40	28	0	-	-	-	0,5

Para a aplicação do GEOPAT, como forma de obtenção dos parâmetros geomecânicos das formações graníticas para a modelação, fizeram-se as seguintes considerações:

- Os pesos volúmicos dos materiais são os considerados inicialmente para não existir influência deste parâmetro nos resultados.
- Os valores do GSI para cada grupo foram estabelecidos a partir intervalos definidos num documento de referência (Tabela 2.2).

- A resistência à compressão uniaxial foi definida a partir dos intervalos obtidos da reavaliação destes valores executada no âmbito deste trabalho (Tabela 2.7).
- O valor do D foi estimado tendo presente as linhas orientadoras definidas na Tabela 3.15. O valor de D adoptado foi de 0,2 e não de 0 como definido na Tabela referida para túneis escavados com TBM. A opção por este valor deveu-se ao facto de que a obra em causa não é escavada apenas com recurso a tuneladora. Uma parte é escavada também com o recurso a explosivos. Mesmo assumindo que as explosões são executadas de forma controlada, existe sempre algum grau de perturbação do maciço ainda que seja pequeno.
- O cálculo foi efectuada para uma profundidade média de 20m a que se encontra a escavação subterrânea.

Com base nestes critérios definiram-se os parâmetros de entrada no GEOPAT constantes da Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Parâmetros considerados para aplicação do GEOPAT

Grupo geomecânico	γ (kN/m ³)	σ_c (MPa)	GSI	D
G3	24	22,5	37,5	0,2
G4	23	10,0	25,5	0,2
G5	20	2,0	15	0,2

Desta forma, obtiveram-se os parâmetros apresentados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Parâmetros geomecânicos fornecidos pelo GEOPAT

Grupos geomecânicos	E (GPa)	Mohr-Coulomb		Hoek-Brown		
		ϕ' (°)	c' (kPa)	a	m_b	s
G3	3,4	54	126	0,513	1,35	5,87E-4
G4	1,6	44	66	0,530	0,84	1,41E-4
G5	0,84	28	24	0,561	0,55	4,03E-5

Para avaliar a influência do valor de D nos parâmetros fornecidos pelo GEOPAT, repetiram-se os cálculos considerando D igual a 0,1 e a 0,3 (Tabela 5.4).

Relativamente aos parâmetros de deformabilidade as diferenças são residuais já que este parâmetro (D) apenas influencia uma expressão entre as várias que o GEOPAT considera para calcular o valor final. Quanto aos parâmetros de resistência a influencia é mais evidente, contudo os resultados não apresentam diferenças muito vincadas.

Tabela 5.4 – Parâmetros de resistência calculados com D igual a 0,1 e a 0,3

	D = 0,1						D = 0,3					
	E (GPa)	m _b	s	a	φ' (°)	c' (kPa)	E (GPa)	m _b	s	a	φ' (°)	c' (kPa)
G3	3,4	1,502	7,6E-4	0,513	54	133	3,3	1,197	4,5E-4	0,513	53	119
G4	1,6	0,953	1,9E-4	0,530	45	69	1,6	0,727	1,0E-4	0,530	42	62
G5	0,84	0,659	5,7E-5	0,561	29	26	0,84	0,453	2,8E-5	0,561	26	22

Os parâmetros geomecânicos utilizados na caracterização do grupo G7 foram os iniciais tendo presente a pequena influência que esta formação tem na secção em análise.

Nas Tabelas 5.5 a 5.8, resumem-se os restantes parâmetros geomecânicos considerados para a modelação, bem como as características dos restantes materiais utilizados em obra.

Tabela 5.5 – Restantes características consideradas para os grupos geomecânicos

Designação	Tipo de material	v	Critério de rotura	Ângulo de dilatância
G3	Plástico	0,15	Hoek-Brown	0
G5	Plástico	0,2	Hoek-Brown	0
G7	Plástico	0,2	Mohr-Coulomb	0

Tabela 5.6 – Características consideradas para o aterro

Designação	γ (kN/m ³)	Tipo de material	E (MPa)	v	Critério de rotura	φ (°)	Coesão (MPa)	Ângulo de dilatância
Aterro	20	Plástico	2000	0,2	Mohr-Coulomb	35	0	0

Tabela 5.7 – Características dos suportes de betão

Designação	Tipo de material	Espessura (m)	Formulação tipo viga	E (MPa)	v
Aduelas	Elástico	0,3	Timoshenko	35000	0,2
Betão projectado	Elástico	0,3	Timoshenko	20000	0,2
Suporte final	Elástico	Variável	-	33500	0,2

Tabela 5.8 – características das pregagens

Designação	Tipo de material	Tipo de pregagem	Capacidade de carga (kN)	Área (mm ²)	E (MPa)	Capacidade de Corte (KN/m)	Espaçamento fora do plano (m)
Super Swellex	Plástico	Swellex / Split-sets	200	232,5	20000	40	1,5

5.4 Modelos de cálculo

5.4.1 Modelo conceptual

Considerou-se, na análise, um modelo bidimensional similar ao que foi publicado no trabalho de Monteiro et al., (2003). De acordo com as sondagens, o maciço é constituído, fundamentalmente, por material pertencente ao grupo G3. Existe uma zona de aterro superficial (G7) e outra mais localizada de maciço G5. Encontraram-se, ainda, bolsadas de material G2 e G4 que foram desprezadas na modelação devido à sua reduzida influência. Na Figura 5.9 apresenta-se o modelo conceptual para a secção em estudo.

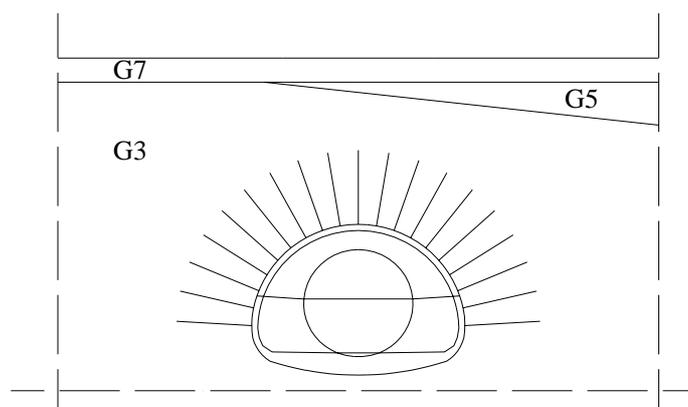


Figura 5.9 – Modelo conceptual utilizado

As acções à superfície correspondem às exercidas pelos edifícios existentes e pelo tráfego. As combinações de acções consideradas foram as referentes às combinações frequentes e dos Estados Limites Últimos conforme o estabelecido no RSAEP. Estas duas hipóteses foram utilizadas para avaliar a influencia das cargas à superfície no comportamento global do maciço e da estrutura. Assim, definiu-se para a zona de implantação dos edifícios, uma carga permanente característica por piso (G_k) de 8kN/m^2 e uma sobrecarga de utilização por piso no valor de $2,0\text{kN/m}^2$. O valor de ϕ_1 a considerar para as combinações frequentes é de 0,3. Para o arruamento considerou-se uma carga permanente de 8kN/m^2 referente ao peso próprio do pavimento. Como sobrecarga considerou-se uma carga uniformemente distribuída de 4kN/m^2 e uma carga de cutelo no valor de 50kN/m aplicada sobre o eixo da via. O valor de ϕ_1 a considerar é de 0,4. Deste modo e considerando que os edifícios têm, em média, quatro pisos, obtiveram-se as combinações de acções que se apresentam na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Acções de superfície consideradas no cálculo

Zona dos edifícios		Zona do arruamento	
Combinações E. L. Últimos	Combinações frequentes	Combinações E. L. Últimos	Combinações frequentes
$P_{sd} = 4 \cdot 1,5 \cdot (G_k + Q_k)$	$P_{sd} = G_k + \varphi_1 \cdot Q_k$	$P_{sd} = 1,5 \cdot (G_k + Q_k)$	$P_{sd} = G_k + \varphi_1 \cdot Q_k$
$P_{sd} = 60kN / m^2$	$P_{sd} = 34,4kN / m^2$	$P_{sd} = 18kN / m^2$ $P_{sd} = 75kN / m$	$P_{sd} = 9,6kN / m^2$ $P_{sd} = 20kN / m$

Para além destas acções existem também as que derivam do peso próprio dos materiais que são consideradas automaticamente pelo programa. Assumiu-se um coeficiente de impulso em repouso (k_0) de 0,5 e 0,8 correspondendo a duas hipóteses de cálculo.

Deste modo, as hipóteses de cálculo consideradas foram as que se apresentam na Tabela 5.10:

Tabela 5.10 – Hipóteses de cálculo consideradas

Designação	Descrição
<i>a</i>	Parâmetros geomecânicos do GEOPAT, colocação desfasada do suporte, $k_0 = 0,8$ e cargas referentes às combinações frequentes.
<i>b</i>	Parâmetros geomecânicos iniciais, colocação desfasada do suporte, $k_0 = 0,5$ e cargas referentes às combinações frequentes.
<i>c</i>	Parâmetros geomecânicos do GEOPAT, colocação instantânea do suporte e $k_0 = 0,8$ e cargas referentes às combinações frequentes.
<i>d</i>	Parâmetros geomecânicos do GEOPAT, colocação desfasada do suporte e $k_0 = 0,8$ e cargas referentes às combinações de Estados Limites Últimos.

Neste trabalho, a hipótese designada por *a* será analisada em pormenor já que considera os parâmetros geomecânicos calculados pelo GEOPAT. Posteriormente, esta será comparada com as restantes hipóteses com especial destaque para a hipótese *b*, que se refere aos parâmetros geomecânicos utilizados inicialmente.

Para o estudo realizado utilizou-se o programa de elementos finitos Phases². Este programa permite a consideração do efeito das tensões iniciais, a não linearidade dos materiais utilizando leis constitutivas elasto-plásticas, a simulação do faseamento construtivo e a interacção entre o maciço e o suporte através de coeficientes de desconfinamento. A versão utilizada apenas permite a introdução do coeficiente de desconfinamento para uma fase, razão pela qual se adoptaram apenas as situações limites de colocação instantânea e desfasada do suporte primário.

5.4.2 Modelo numérico

Para a definição do modelo concebeu-se uma malha de elementos triangulares de seis nós, tendo esta sido mais refinada na zona próxima da cavidade. A modelação numérica foi efectuada considerando estado plano de deformação, com campo gravítico de tensões e um coeficiente de impulso em repouso (k_0). Os critérios de rotura utilizados foram os de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown, admitindo todos os materiais como isótopos. O perfil geotécnico tipo da secção foi simplificado admitindo a existência dos materiais geotécnicos referidos e adoptando-se a geometria representada na Figura 5.9. As fronteiras foram definidas de modo a abranger a quase totalidade da zona onde se faz sentir a alteração do estado de tensão e deformação causada pela abertura da caverna. A malha, as condições de apoio e uma das hipóteses de carregamento encontram-se apresentadas na Figura 5.10.

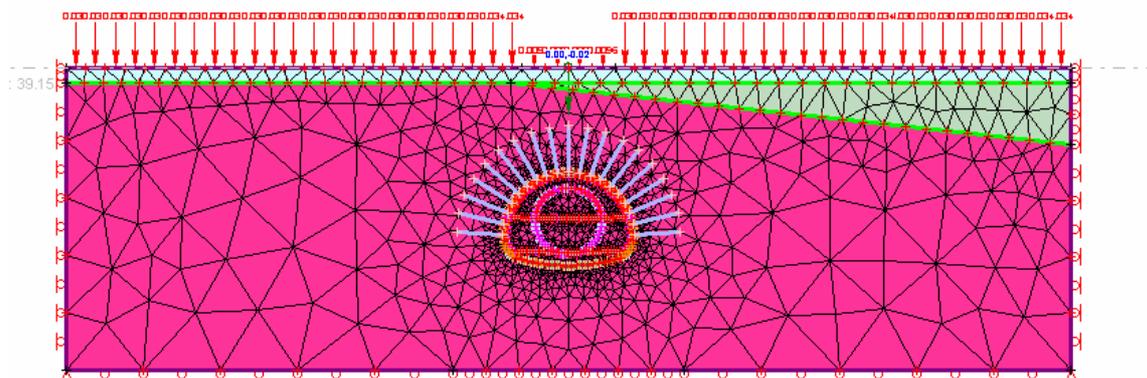


Figura 5.10 – Malha de elementos finitos

Como já foi referido, admitiu-se uma hipótese de cálculo em que colocação dos suportes era executada imediatamente após a realização da escavação. Visto que a secção em causa é escavada em maciço predominantemente do grupo G3, o faseamento construtivo considerado foi o já exposto na secção 5.2.3. No cálculo, este faseamento foi simplificado relativamente ao que estava definido no projecto. Considerou-se que a existência das treliças metálicas embebidas na camada de betão não se traduz por um aumento significativo da rigidez do suporte primário, pelo que a sua influência foi desprezada.

Deste modo, as fases consideradas para esta hipótese de cálculo foram as especificadas na Tabela e Figura 5.11.

Tabela 5.11 – Faseamento construtivo com instalação instantânea dos suportes primários

Fase	Descrição
1	Aplicação das cargas superficiais de modo a anular os assentamentos provocados por estas
2	Abertura da galeria pela TBM e aplicação das aduelas de betão
3	Escavação da calote superior da caverna e desmantelamento das aduelas de betão. Colocação de um aterro provisório. Aplicação no contorno de uma camada de betão projectado até prefazer uma espessura de 30cm e execução de pregagens Super Swellex de 200kN ou equivalente, com seis metros de comprimento e espaçadas de 1,5m
4	Escavação da calote inferior da caverna, desmantelamento das aduelas de betão da galeria escavada pela tuneladora e do respectivo aterro provisório. Colocação do suporte constituído por uma camada de betão projectado de 30cm e execução de pregagens Super Swellex tal como foi definido para a terceira fase.
5	Colocação do suporte final de betão

Para as hipóteses de cálculo em que se admitiu a colocação desfasada dos suportes primários, as fases consideradas são as especificadas na Tabela e Figura 5.12. As restantes considerações foram as já referidas para a hipótese de cálculo com colocação instantânea do suporte primário.

Tabela 5.12 - Faseamento construtivo com instalação desfasada dos suportes primários

Fase	Descrição
1	Aplicação das cargas superficiais e consideração desta fase como fase de referência
2	Abertura da galeria pela TBM e aplicação das aduelas de betão
3	Escavação da calote superior da caverna e desmantelamento das aduelas de betão. Colocação de um aterro provisório.
4	Aplicação no contorno de uma camada de betão projectado até prefazer uma espessura de 30cm e execução de pregagens Super Swellex de 200kN ou equivalente, com seis metros de comprimento e espaçadas de 1,5m
5	Escavação da calote inferior da caverna, desmantelamento das aduelas de betão da galeria escavada pela tuneladora e do respectivo aterro provisório.
6	Colocação do suporte constituído por uma camada de betão projectado de 30cm e execução de pregagens Super Swellex tal como foi definido para a terceira fase.
7	Colocação do suporte final de betão

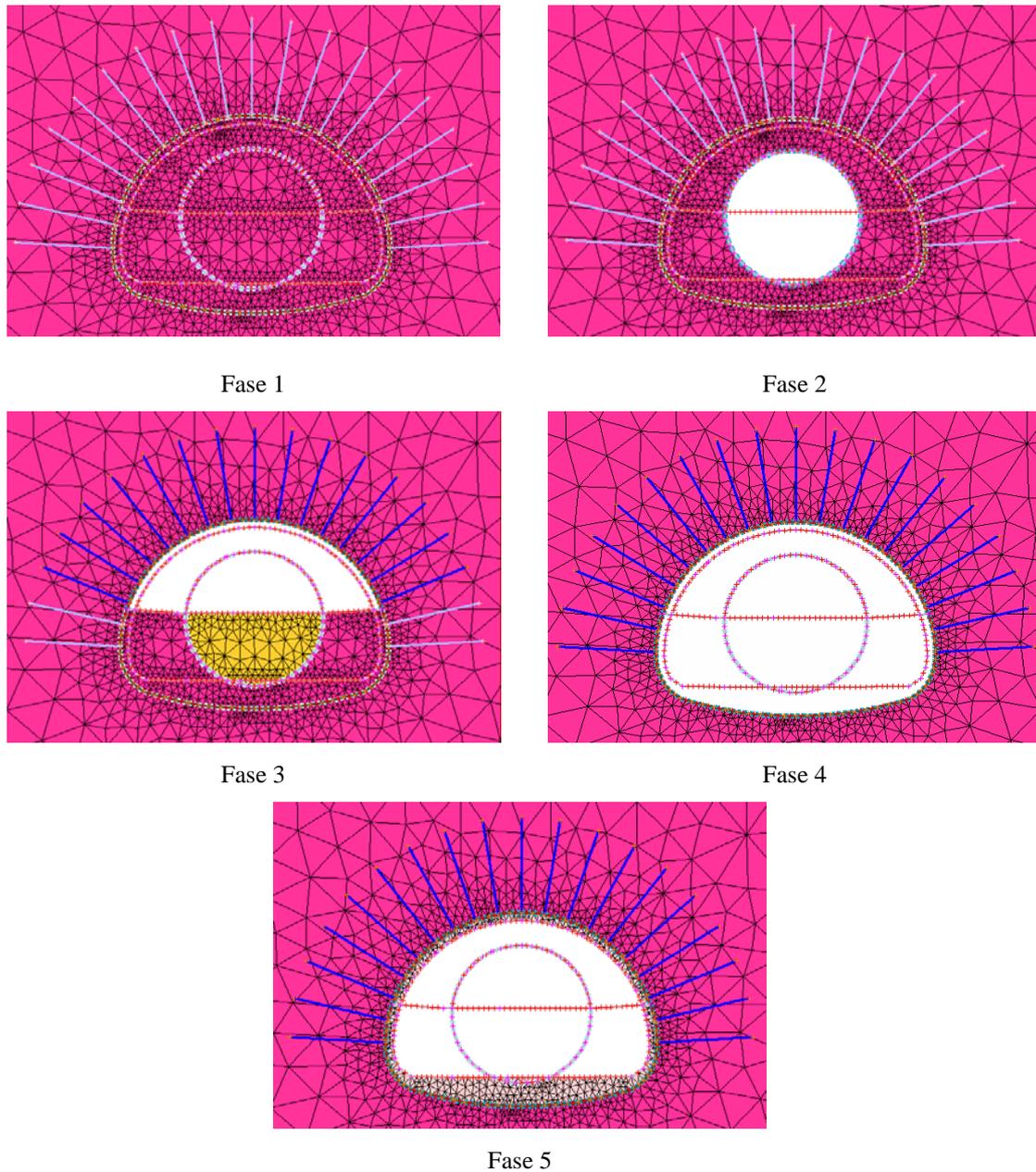


Figura 5.11 – Fases consideradas no cálculo com colocação instantânea dos suportes

5.4.3 Resultados

Análise da hipótese de cálculo a

Na Figura 5.13 apresenta-se a evolução dos deslocamentos totais no maciço para as várias fases de escavação.

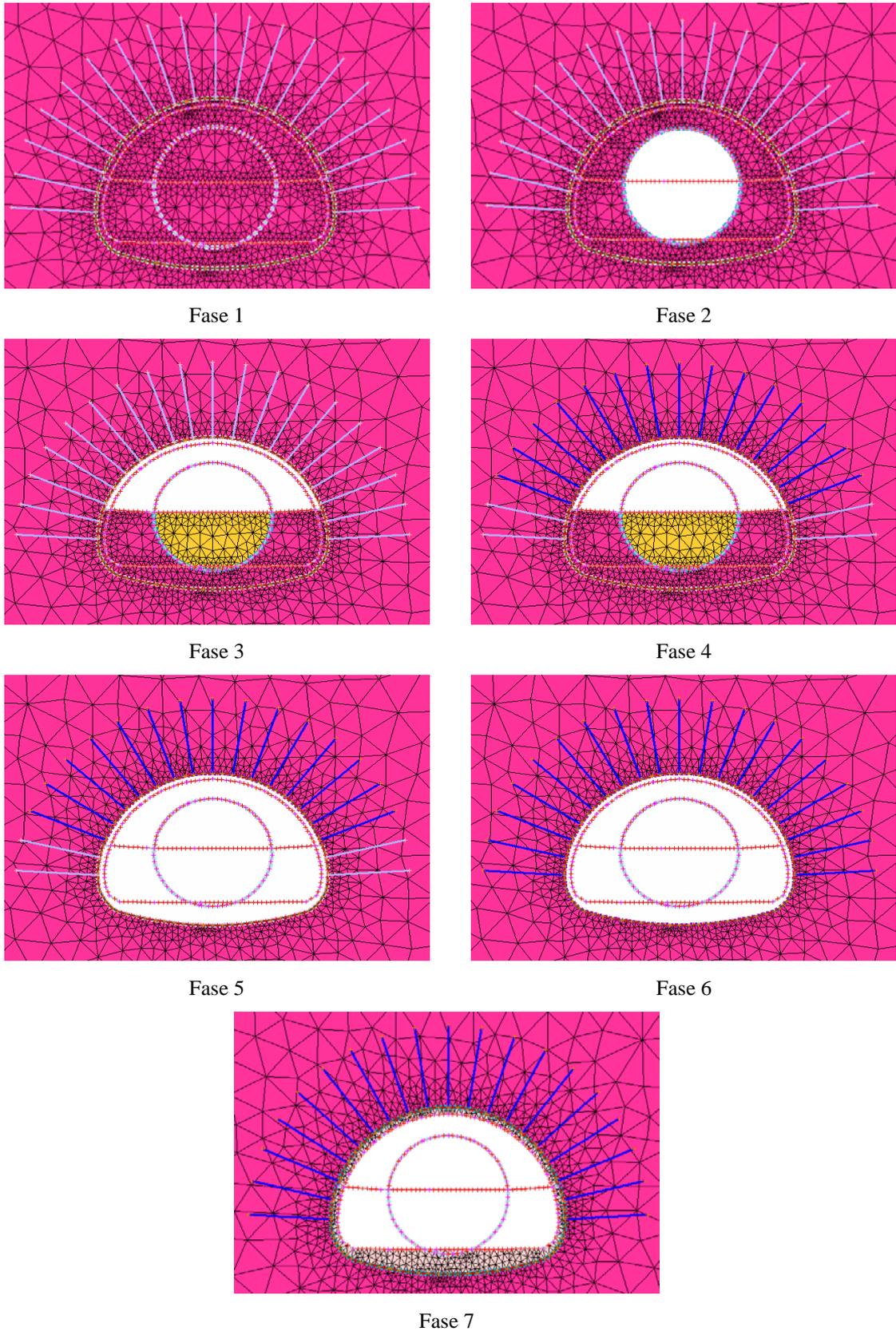


Figura 5.12 – Fases consideradas no cálculo com colocação desfasada dos suportes

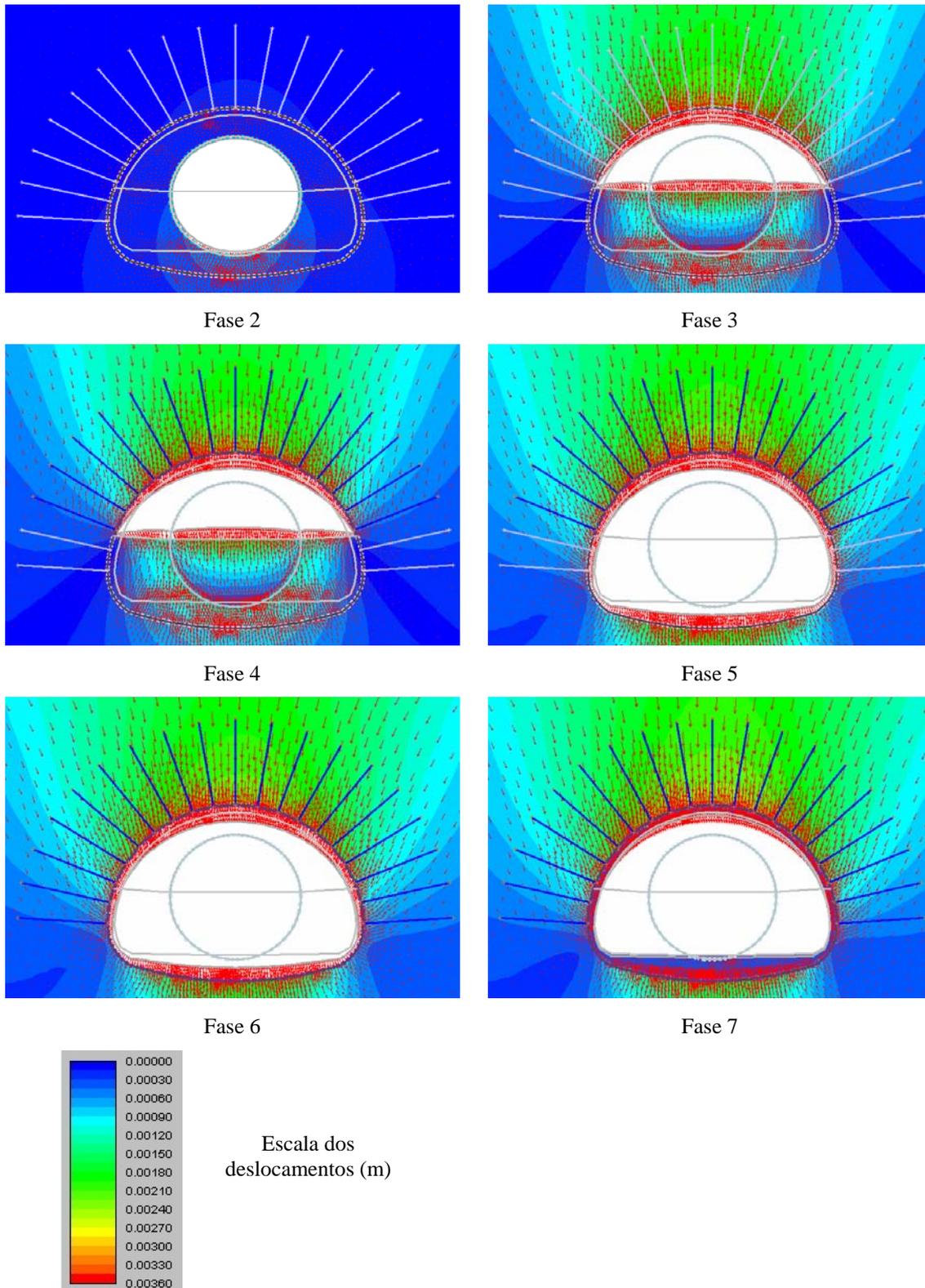


Figura 5.13 – Evolução dos deslocamentos totais para a hipótese de cálculo *a*

Como se pode verificar a ordem de grandeza dos deslocamentos é muito pequeno. O valor máximo do deslocamento total é de 2,4mm e ocorre junto ao coroamento na última fase de escavação. Existe a tendência, em todas as fases, para o assentamento do tecto da escavação e

do levantamento da soleira. Este levantamento é consequência da modelação efectuada, já que, segundo a experiência, este fenómeno raramente se verifica.

Na Figura 5.14 apresenta-se a evolução dos assentamentos ao longo da superfície durante as fases consideradas.

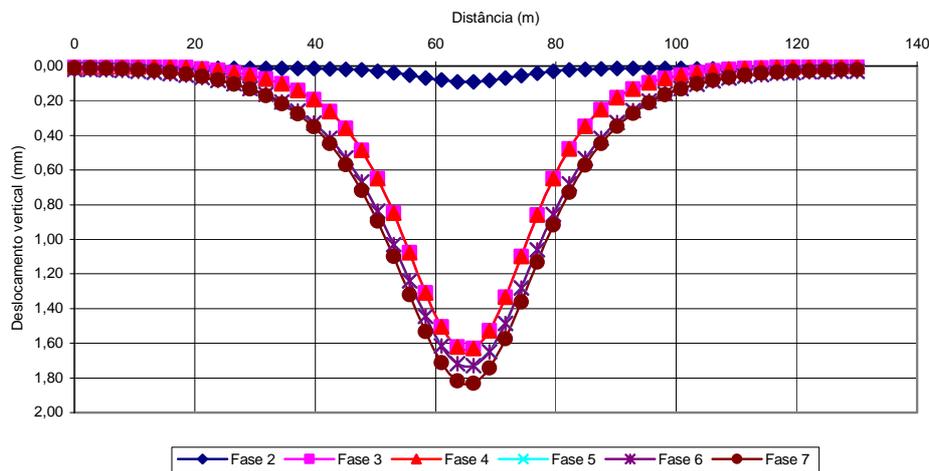


Figura 5.14 – Evolução de assentamentos ao longo da superfície para a hipótese de cálculo a

O assentamento máximo é de 1,8mm e acontece, como esperado, no ponto alinhado com o eixo do túnel. Os assentamentos calculados para a fase de passagem da tuneladora são pouco significativos. Este facto pode ser consequência de não ter sido considerada folga entre a tuneladora e o terreno. Com a escavação da calote superior atinge-se, cerca de 90% do assentamento total máximo ao longo do eixo da cavidade.

Quando comparada a curva de assentamentos superficiais com a curva teórica proposta por Peck (1969), verifica-se um bom ajuste para um valor de k_0 igual a 0,6 (Figura 5.15). Este valor enquadra-se no intervalo definido por Mair e Taylor (1977) para argilas e é similar a valores encontrados para maciços graníticos da cidade do Porto. Tendo sido considerada uma profundidade média do eixo da escavação de 20m obteve-se, para a distância ao ponto de inflexão da curva o valor de 12m.

A heterogeneidade provocada pela presença da zona mais deformável de complexo G5 não tem influência perceptível nos assentamentos verificados à superfície. O mesmo já não se pode concluir relativamente aos deslocamentos horizontais. No ponto alinhado com o eixo da escavação o valor máximo deste deslocamento é de cerca de 0,19mm e o máximo absoluto é de 1mm. A Figura 5.16 mostra a evolução dos deslocamentos horizontais para as diversas

fases de escavação. Como se pode observar, a assimetria da curva provocada pela heterogeneidade é notória.

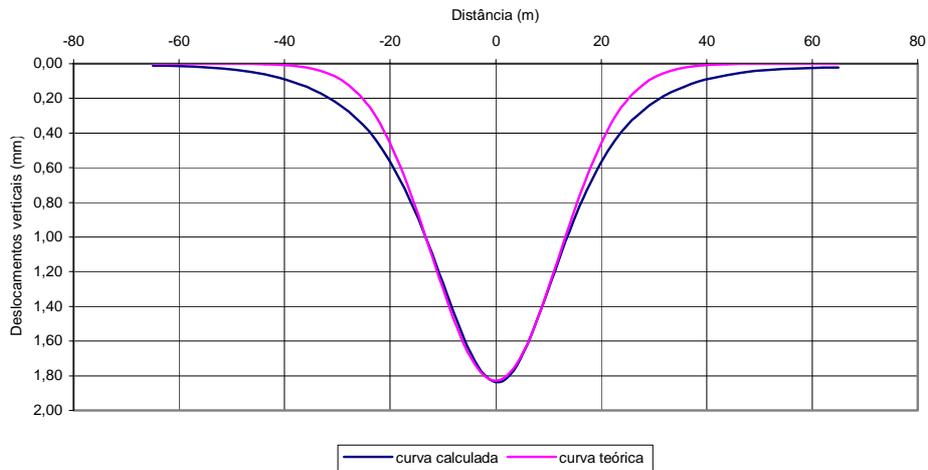


Figura 5.15 – Comparação da curva de assentamentos calculada com a teórica

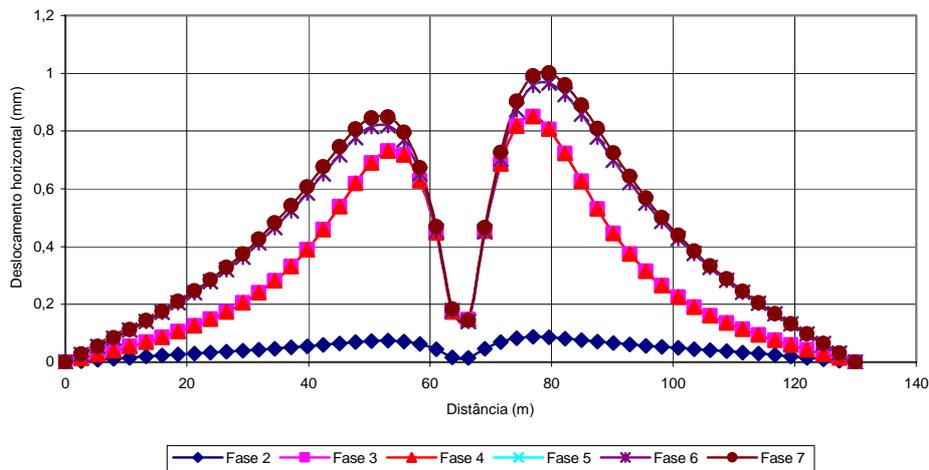


Figura 5.16 – Evolução dos deslocamentos horizontais à superfície para a hipótese de cálculo a

Na Figura 5.17 apresentam-se os deslocamentos verticais à superfície, no coroamento e na soleira ao longo de um plano vertical contendo o eixo do túnel. Em quase todas as fases os maiores deslocamentos acontecem ao nível do coroamento do túnel. Os deslocamentos são sempre crescentes à medida que o processo construtivo se vai desenrolando.

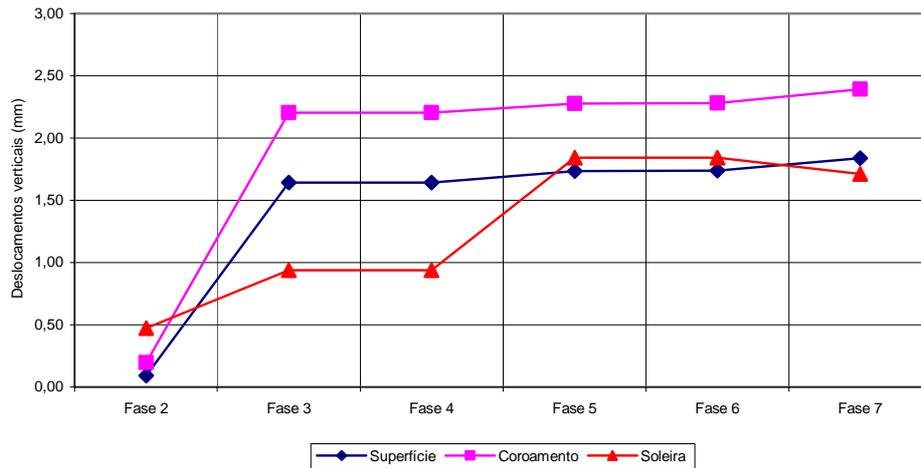


Figura 5.17 – Evolução dos deslocamentos verticais à superfície, no coroamento e na soleira

O volume da bacia de subsidiência é de $0,055\text{m}^3$ por metro linear e o volume de solo perdido é de $0,034\%$ considerando que o volume escavado é de 160m^3 por metro de túnel. Esta percentagem é bastante baixa já que em túneis com TBM-EPB este valor normalmente oscila entre os $0,25\%$ e 1% .

Na Figura 5.18 apresentam-se imagens das tensões principais máximas para as várias fases de escavação.

Pode observar-se, pela orientação das rosetas de tensões, que a partir da Fase 3 a redistribuição de tensões provoca elevadas compressões nas zonas laterais. Este facto deve-se ao efeito de arco provocado pela abertura da calote superior da galeria e à forma da escavação. A Figura 5.19 representa a variação da tensão principal máxima ao longo de um eixo horizontal que termina no ponto mais à esquerda da escavação na Fase 3. Quando se realiza a escavação da calote superior existe uma grande concentração de tensões nesse ponto. Relativamente ao estado de tensão inicial (Fase 1), a abertura do túnel com colocação instantânea das aduelas provoca, nessa zona, um aumento pequeno das tensões principais máximas (cerca de 14%). Quanto às restantes fases os aumentos são substanciais. Para as Fases 3 e 4, que são as mais críticas, regista-se um aumento de 385% , para as Fases 4 e 5 este valor ronda os 250% e para a Fase 7 aproximadamente 280% .

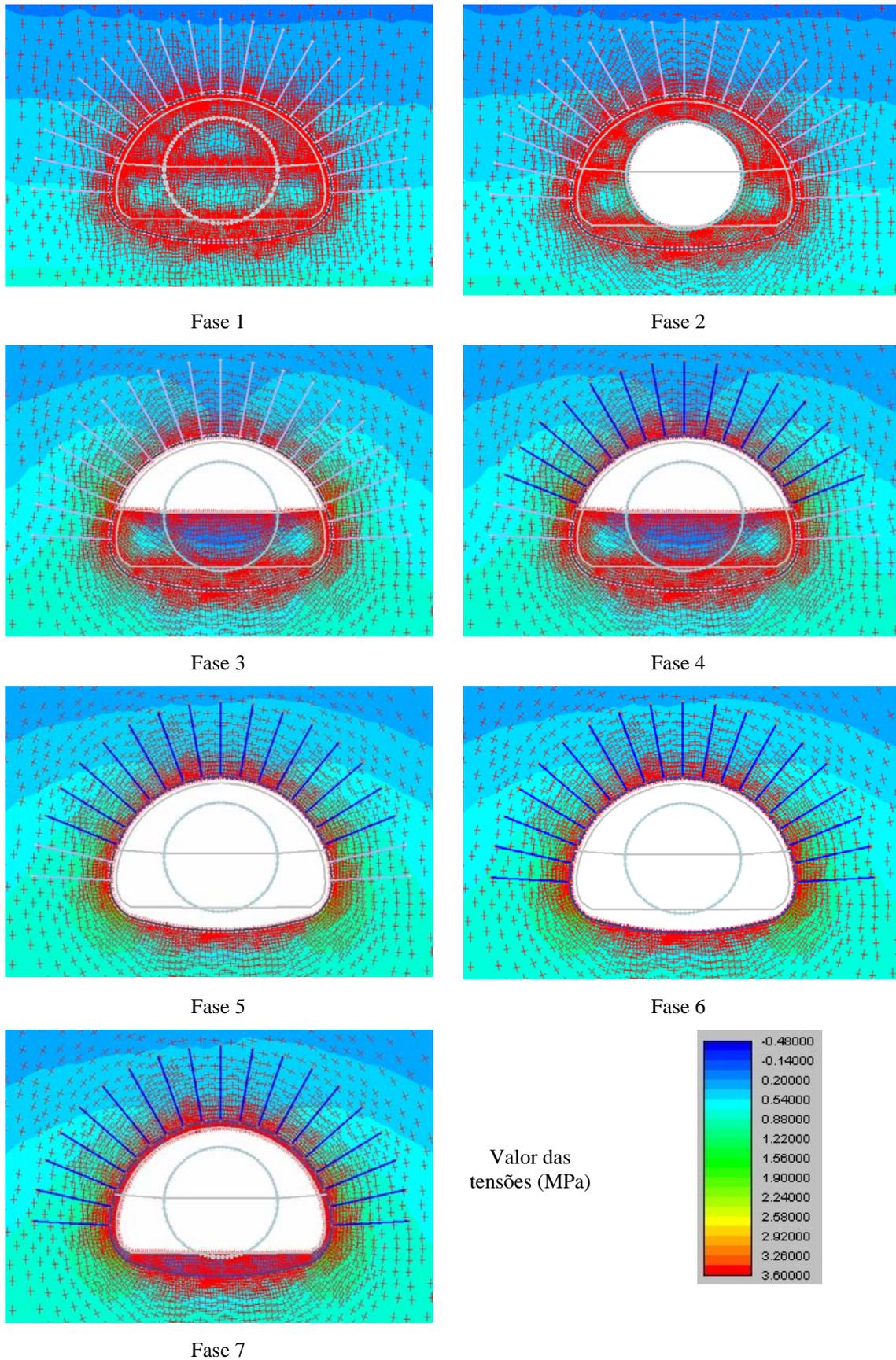


Figura 5.18 - Evolução das tensões principais máximas para o cálculo α

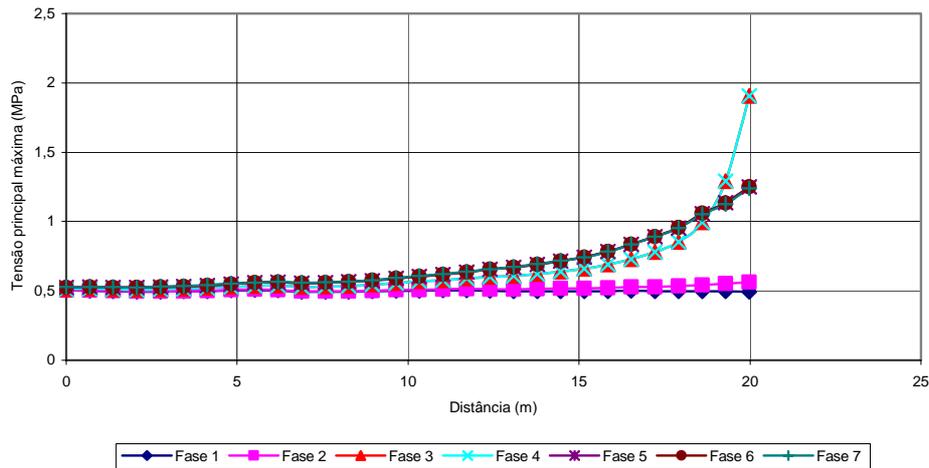


Figura 5.19 – Variação da tensão vertical segundo um eixo que termina no ponto mais à esquerda da escavação. Encontra-se representada na Figura 5.20 a evolução das tensões principais mínimas para as diversas fases.

Na Figura 5.21 apresentam-se as zonas do maciço que entram em cedência com o desenrolar da escavação. Estão representados com um “X” os pontos que entram em cedência por corte e por um círculo os que entram em cedência por tracção.

Os pontos de cedência na fase de escavação com a TBM são inexistentes. Na Fase 3, a escavação da calote superior do túnel provoca a cedência de alguns pontos do maciço no interior da escavação e de quase todo o aterro colocado nessa fase. A cedência do aterro seria de prever dadas as suas características de resistência serem bastante inferiores aos do maciço circundante. Verifica-se, também, a cedência de algumas zonas junto às extremidades laterais da escavação. Com a escavação da calote inferior na Fase 5 as zonas de cedência aumentam consideravelmente em torno da escavação, principalmente junto às zonas laterais e na soleira por se tratarem de zonas não reforçadas. Nas fases posteriores não se verificam alterações significativas nestas zonas.

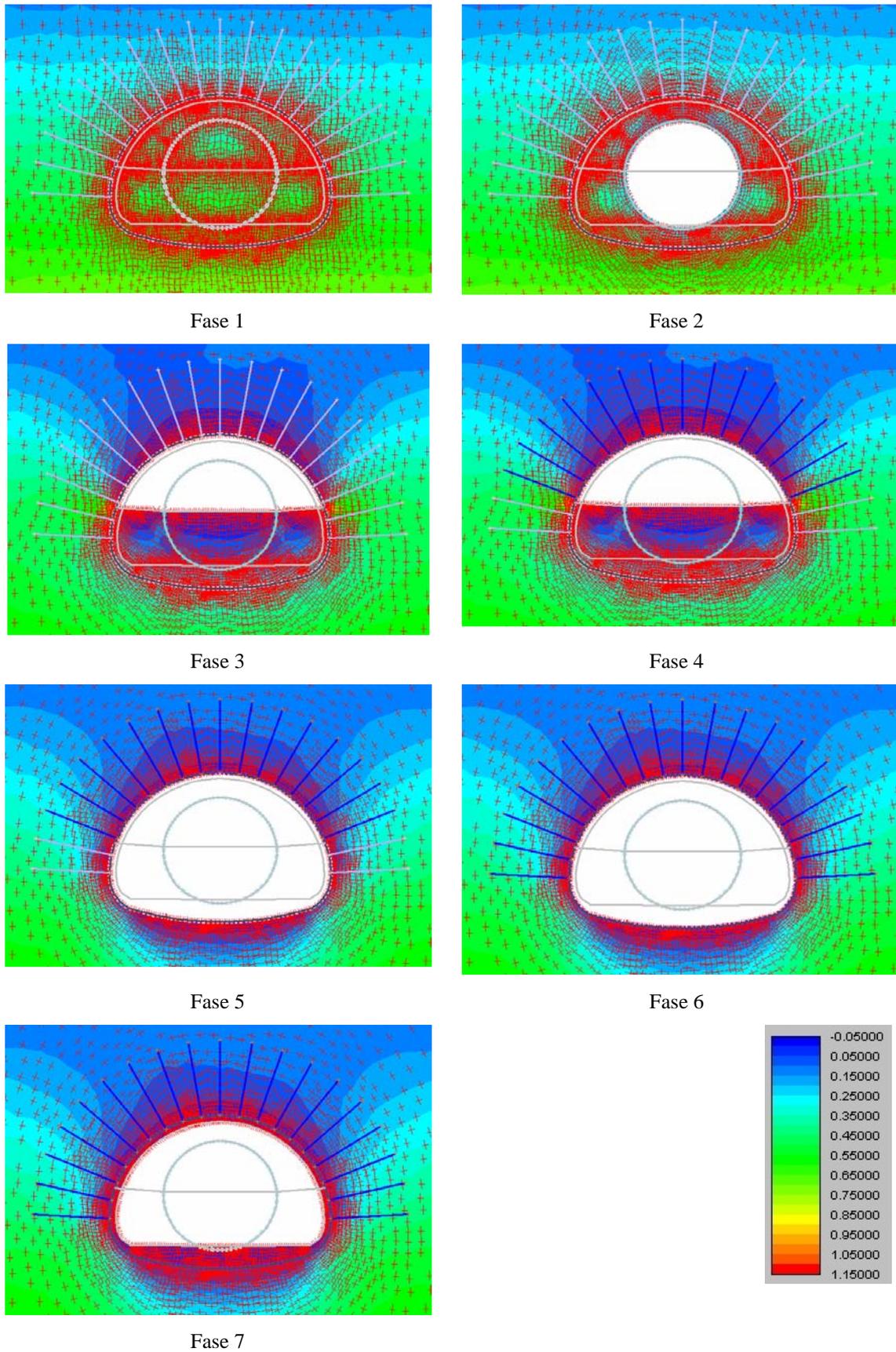


Figura 5.20 - Evolução das tensões principais mínimas para a hipótese de cálculo a

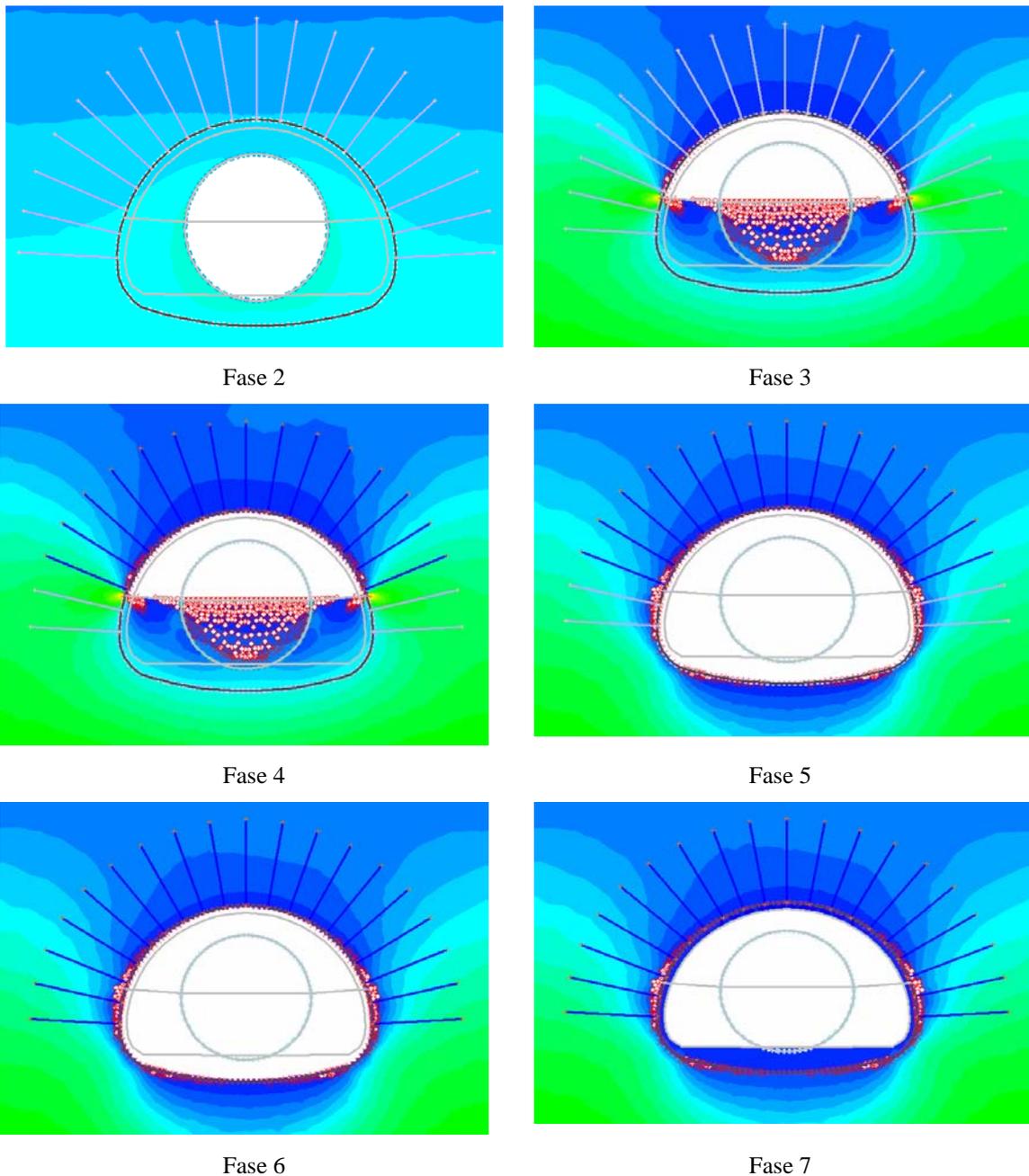


Figura 5.21 - Zonas do maciço em cedência para a hipótese de cálculo α

Relativamente aos suportes, as pregagens mais esforçadas são as que estão mais próximas das extremidades laterais da escavação junto à já referida zona de concentração de tensões. A pregagem mais esforçada regista um valor de esforço axial de 1,96kN, correspondente à última fase de escavação. Os esforços são cada vez menores à medida que as pregagens se afastam da zona mais perturbada.

Os valores máximos dos esforços nas aduelas e no betão projectado apresentam-se nas Tabelas 5.13 e 5.14.

Tabela 5.13 – Esforços nas aduelas para a hipótese de cálculo *a*

	Esforços					
	Fase 2			Fase3		
	N (kN)	V (kN)	M (kN/m)	N (kN)	V (kN)	M (kN/m)
Aduelas	1027,3	52,3	3,4	355,2	20,7	4,8

Tabela 5.14 – Esforços no betão projectado para a hipótese de cálculo *a*

	Esforços											
	Fase 4			Fase 5			Fase 6			Fase 7		
	N (kN)	V (kN)	M (kN/m)	N (kN)	V (kN)	M (kN/m)	N (kN)	V (kN)	M (kN/m)	N (kN)	V (kN)	M (kN/m)
Betão projectado	1,15	0,16	0,04	223	27,9	0,17	223	9,76	0,23	211	21,2	0,14

Os valores dos esforços de corte e de flexão nas aduelas são baixos. Este facto deve-se à redução generalizada que sofrem as tensões principais mínimas que são, aproximadamente, radiais. No que concerne aos esforços axiais acontece o inverso, registando-se valores elevados ao longo de todo o perímetro do túnel. Nas zonas próximas às extremidades laterais é onde os esforços axiais são mais elevados, provocado por um maior aumento das tensões principais máximas que são tangenciais às paredes do túnel.

Quanto ao betão projectado, verifica-se que, na Fase 4, os esforços são muito reduzidos. Este facto deve-se a que o carregamento efectivo no revestimento é função da relação entre a rigidez do maciço e a rigidez do revestimento. O maciço acaba por absorver grande parte das cargas o que explica o aumento das zonas de cedência em torno da abertura. Nas fases seguintes os esforços aumentam bastante derivado da abertura à calote inferior.

Análise da hipótese de cálculo b

Os deslocamentos totais no modelo que utiliza os parâmetros iniciais são substancialmente maiores do que o modelo que utiliza os parâmetros fornecidos pelo GEOPAT. Os deslocamentos totais máximos são sensivelmente 2,6 vezes superiores aos da hipótese *a*. Este facto deve-se, fundamentalmente, à relação entre os módulos de deformabilidade adoptados nos dois modelos para o grupo geomecânico G3. O módulo fornecido pelo GEOPAT, para este grupo, é 2,2 vezes superior ao valor inicial que é a ordem de grandeza da relação dos deslocamentos máximos fornecidos pelos dois modelos. O facto de se utilizar um k_0 de 0,5,

menor que o adoptado na hipótese de cálculo *a* também contribui para um aumento dos deslocamentos. O deslocamento total máximo verificado foi de 6,3mm para a última fase na zona do coroamento do túnel.

O assentamento máximo à superfície é de 4,9mm e o deslocamento horizontal 2,4mm (Figuras 5.22 e 5.23). Na hipótese de cálculo *a* esses valores foram, respectivamente, 1,8 e 1,0mm, com relações similares às obtidas para os valores dos deslocamentos máximos. A forma das curvas de deslocamentos são semelhantes às obtidas considerando os parâmetros do GEOPAT com a diferença do valor desses mesmos deslocamentos.

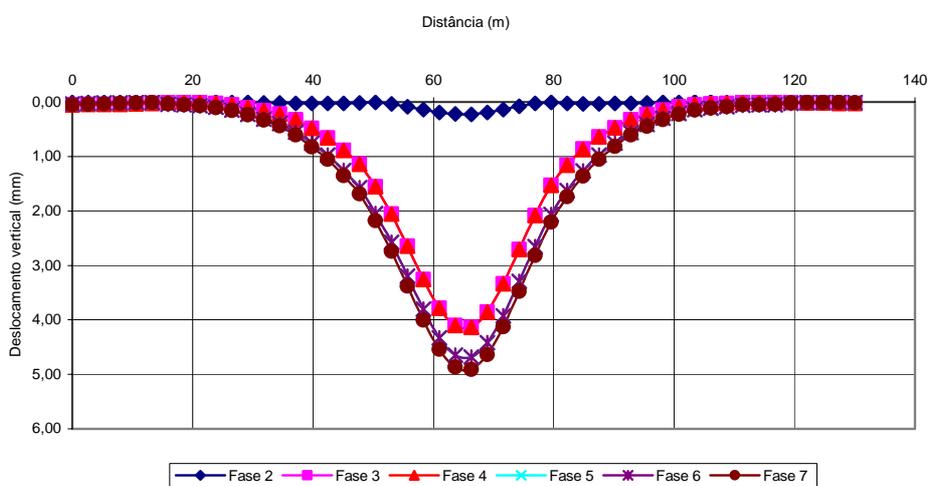


Figura 5.22 – Deslocamentos verticais à superfície para a hipótese de cálculo *b*

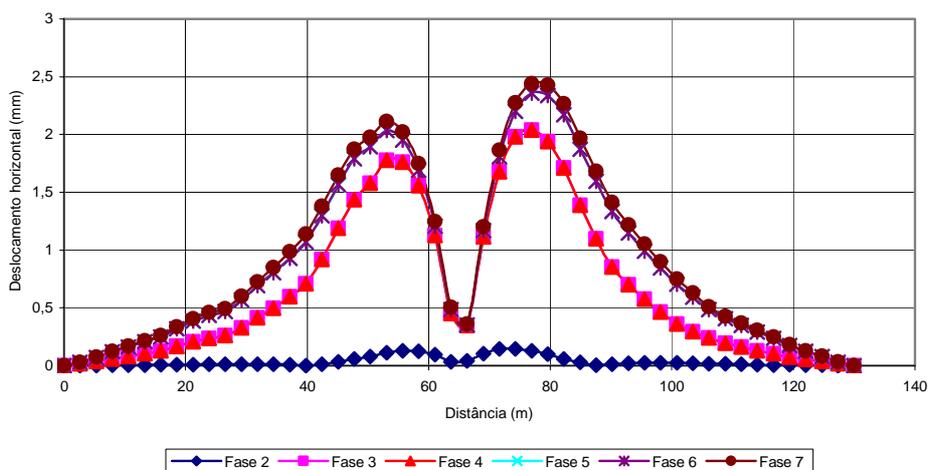


Figura 5.23 – Deslocamentos horizontais à superfície para a hipótese de cálculo *b*

Existe um aumento, ainda que pouco significativo das zonas de cedência em torno do maciço, mormente na Fase 5 como se pode verificar na Figura 5.24.

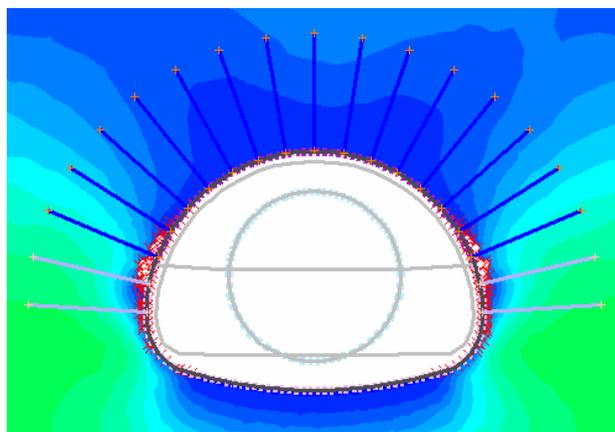


Figura 5.24 – Zonas do maciço em cedência para a Fase 5 para a hipótese de cálculo *b*

Também os esforços nas ancoragens sofrem um aumento nesta hipótese de cálculo. Assim, a ancoragem mais carregada apresenta um esforço axial de 4,12kN, ainda assim muito longe da capacidade máxima destes elementos (200kN).

Nas Tabelas 5.15 e 5.16 apresentam-se os esforços máximos nas aduelas e no betão projectado para cada fase.

Tabela 5.15 – Esforços nas aduelas para a hipótese de cálculo *b*

	Esforços					
	Fase 2			Fase3		
	N (kN)	V (kN)	M (kN/m)	N (kN)	V (kN)	M (kN/m)
Aduelas	1406,1	50,1	11,3	69,2	11,5	3,7

Tabela 5.16 – Esforços no betão projectado para a hipótese de cálculo *b*

	Esforços											
	Fase 4			Fase 5			Fase 6			Fase 7		
	N (kN)	V (kN)	M (kN/m)	N (kN)	V (kN)	M (kN/m)	N (kN)	V (kN)	M (kN/m)	N (kN)	V (kN)	M (kN/m)
Betão projectado	0,4	0,22	0,05	213	35,2	0,40	213	32,7	0,37	215	32,2	3,70

As diferenças não são muito significativas para as duas hipóteses de cálculo. Relativamente ao betão projectado confirma-se a tendência para esforços reduzidos na Fase 4 devido às razões já apontadas. É nas aduelas onde se registam as maiores diferenças entre os esforços.

Para a Fase 2 a hipótese de cálculo *a* sugere menores esforços, acontecendo o inverso para a Fase 3.

Análise da hipótese de cálculo c

Nesta hipótese de cálculo, os deslocamentos registados são inferiores, como seria de esperar, aos obtidos na hipótese de cálculo *a*. De facto, os valores dos deslocamentos totais atingem um máximo de, aproximadamente, 1,8mm junto ao tecto da caverna nas Fases 3 e 5. Isto significa uma redução de 25% do valor do deslocamento total relativamente à hipótese de cálculo referida. O mesmo se passa para o assentamento máximo à superfície que é de 1,4mm e verifica-se, como esperado, no ponto alinhado com o eixo do túnel (Figura 5.25). A redução, neste caso, ronda os 22%.

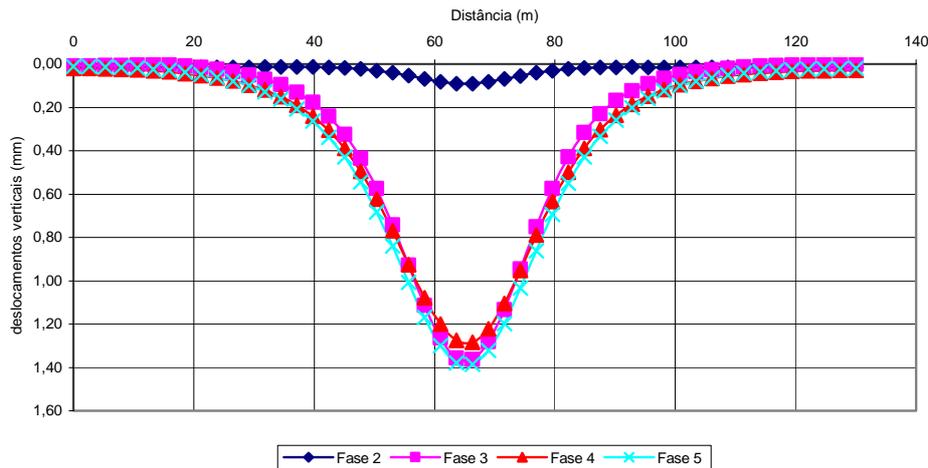


Figura 5.25 – Deslocamentos verticais à superfície para a hipótese de cálculo *c*

O deslocamento horizontal máximo no ponto alinhado com o eixo da escavação é de cerca de 0,1mm (Figura 5.26). O máximo absoluto é de 0,8mm e ocorre a uma distância de cerca de 15m do eixo da escavação na direcção da zona mais deformável.

Relativamente aos esforços nos suportes, verifica-se que as pregagens mais esforçadas continuam a ser as que estão mais próximas das extremidades laterais da escavação junto à referida zona de concentração de tensões. A pregagem mais esforçada está sujeita a um esforço axial de 1,53kN.

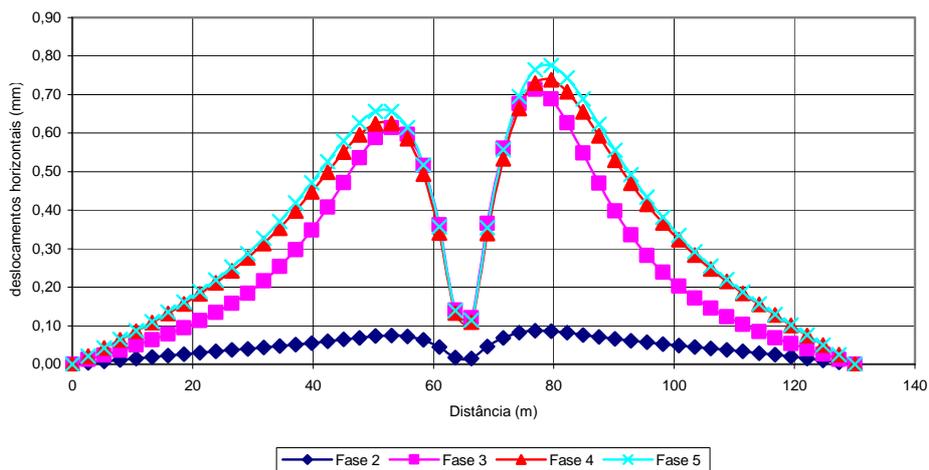


Figura 5.26 – Deslocamentos horizontais à superfície para a hipótese de cálculo *c*

Os valores máximos dos esforços nas aduelas são iguais nas duas hipóteses. O mesmo já não acontece com os esforços no betão projectado que, para esta hipótese de cálculo são muito mais elevados e de outra ordem de grandeza, como se pode verificar na Tabela 5.17.

Tabela 5.17 – Esforços no betão projectado para a hipótese de cálculo *c*

	Esforços								
	Fase 3			Fase 4			Fase 5		
	N (kN)	V (kN)	M (kN/m)	N (kN)	V (kN)	M (kN/m)	N (kN)	V (kN)	M (kN/m)
Betão projectado	759,5	141,0	43,8	1146,4	108,7	56,3	1076,2	106,0	56,3

Este facto deve-se a que, na hipótese da colocação desfasada do suporte, grande parte das cargas são absorvidas pelo maciço, enquanto que, nesta hipótese de cálculo, uma parte substancial destas cargas é transmitida ao suporte.

Pode-se, então, concluir que a consideração simplificada da colocação instantânea dos suportes não fornece valores satisfatórios originando valores mais baixos para os deslocamentos do que hipóteses mais realistas. Os valores dos esforços nas ancoragens seguem a mesma tendência acontecendo o inverso para os esforços no betão projectado que são, para esta hipótese, bastante elevados devido à não consideração da rigidez do maciço e da sua capacidade de absorção de parte substancial das cargas.

Análise da hipótese de cálculo d

Quando colocadas à superfície as cargas referentes aos Estados Limites Últimos as diferenças não são significativas. As distribuições de tensões praticamente não sofrem alterações. Quanto aos deslocamentos totais, estes sofrem um ligeiro acréscimo. Na fase de passagem da tuneladora este acréscimo é de apenas 3,2% enquanto que nas restantes fases ronda os 6%. O valor máximo de deslocamentos verifica-se na última fase e é de 2,5mm.

Como seria de esperar os deslocamentos verticais à superfície aumentam tendo um valor máximo de 1,9mm apenas mais 0,1mm do que no caso das cargas corresponderem às combinações frequentes. Quanto aos deslocamentos horizontais o aumento é mais significativo passando de 0,8mm para 1,1mm.

As zonas de cedência em torno do maciço sofrem um ligeiro aumento devido às maiores tensões instaladas no maciço.

Relativamente às cargas nas pregagens, o aumento que se verifica é residual. Também os aumentos nos esforços das aduelas e do betão projectado são mínimos.

Pode concluir-se que as cargas à superfície têm uma pouca influência no comportamento global da escavação e do maciço ao longo das várias fases já que um aumento substancial das cargas conduziu a alterações muito pouco significativas. O maior aumento registou-se ao nível dos deslocamentos horizontais à superfície.

5.5 Conclusões

Neste capítulo efectuou-se uma aplicação do sistema GEOPAT desenvolvido para a obtenção de parâmetros geomecânicos a uma grande estrutura subterrânea. Foram desenvolvidos modelos numéricos por elementos finitos para uma secção típica dessa obra, considerando diferentes hipóteses no que concerne ao processo construtivo, aos parâmetros geomecânicos e a diferentes carregamentos à superfície. A hipótese que utiliza parâmetros geomecânicos do GEOPAT foi analisada mais em pormenor e comparada com as outras hipóteses, com especial incidência para a que considerava os parâmetros geomecânicos de projecto.

Comparando os gráficos dos assentamentos e deslocamentos horizontais à superfície (Figuras 5.27 e 5.28) para a fase mais crítica (última fase construtiva), verifica-se que o andamento das curvas é igual para todas as hipóteses de cálculo, diferindo apenas nos valores absolutos dos deslocamentos.

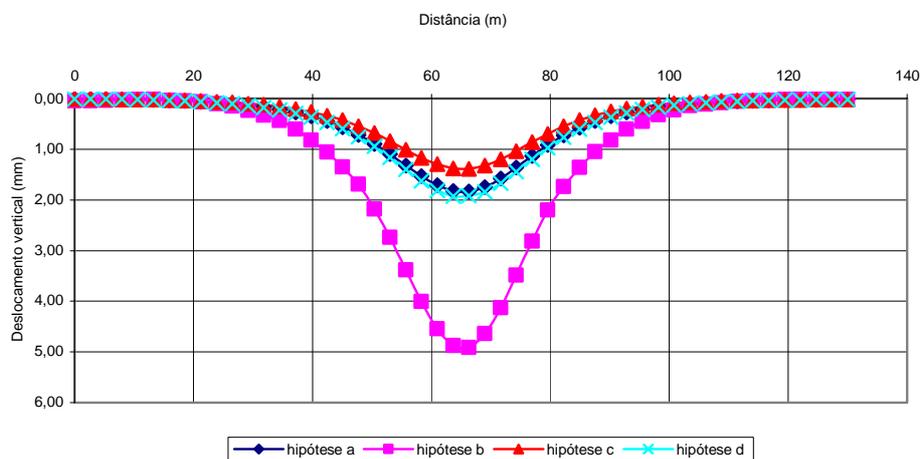


Figura 5.27 – Comparação dos assentamentos máximos à superfície

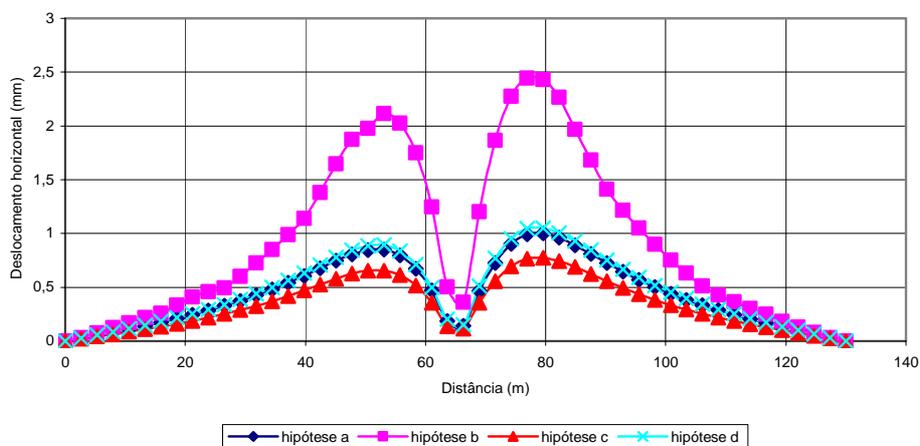


Figura 5.28 – Comparação dos deslocamentos superficiais horizontais máximos

A hipótese de cálculo que apresenta valores mais elevados de deslocamentos é a que utiliza os parâmetros iniciais (hipótese *b*). Os valores fornecidos pelas hipóteses *a* e *c* com parâmetros geomecânicos obtidos pelo sistema GEOPAT e que correspondem à colocação diferida e instantânea dos suportes balizam a situação real em que se verifica um determinado grau de desconfinamento. Uma solução mais rigorosa situa-se entre estas duas soluções. Tal não foi feito por limitações da versão do *software* utilizado. No entanto, os valores obtidos com estes parâmetros em termos de deslocamentos superficiais são muito próximos entre si ao invés dos previstos para a hipótese de cálculo com os parâmetros de cálculo iniciais.

Variando as cargas superficiais e utilizando as referentes aos Estados Limites Últimos (hipótese *d*), verifica-se que as diferenças são muito pequenas relativamente à hipótese das cargas de serviço (hipótese *a*). Em termos deformacionais, o comportamento do maciço é controlado, fundamentalmente, pelas características intrínsecas dos materiais (parâmetros geomecânicos), pelo método construtivo e pelo volume escavado.

Relativamente aos esforços nos suportes da cavidade principal é extremamente importante conseguir uma simulação mais rigorosa do equilíbrio tridimensional que se desenvolve junto às frentes de escavação, quer utilizando modelos tridimensionais, quer utilizando aproximações planas segundo o método de convergência-confinamento. Este último método não foi utilizado posto que a versão disponível do software Phases² na altura da execução deste trabalho não permitia a sua consideração. Por consequência, os esforços obtidos nos suportes considerando a sua instalação instantânea foram consideravelmente mais elevados e de uma outra ordem de grandeza superior quando comparados com a solução de colocação diferida dos suportes, para os mesmos parâmetros geomecânicos.

Capítulo 6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 Conclusões e principais contribuições

O presente trabalho pretende contribuir para um melhor conhecimento das propriedades geomecânicas dos maciços graníticos, nomeadamente no que concerne à obtenção de parâmetros de deformabilidade e resistência para a modelação de estruturas subterrâneas, distinguindo-se as situações de maciços rochosos, terrosos e acentuadamente heterogéneos.

Uma série de actividades foram conduzidas, nomeadamente sobre: a caracterização dos maciços graníticos da região Norte de Portugal; o estabelecimento de modelos geológico-geotécnicos para obras subterrâneas nestas formações; uma revisão de conhecimentos das metodologias actuais de caracterização dos maciços; o desenvolvimento de metodologias para obtenção de parâmetros geomecânicos em maciços graníticos tendo em consideração a sua natureza; um sistema computacional baseado em técnicas de inteligência artificial de aplicação dessas metodologias; e uma aplicação do sistema desenvolvido para a obtenção de parâmetros geomecânicos a uma estrutura subterrânea e posteriores análises numéricas por elementos finitos recorrendo a esses parâmetros e a outras hipóteses de cálculo.

As principais conclusões e contribuições desta dissertação foram as seguintes:

- Identificaram-se as dificuldades na caracterização e no estabelecimento de parâmetros geomecânicos dos maciços graníticos, que ocorrem na zona Norte de Portugal resultante da elevada complexidade geológico-geotécnica destes maciços derivada da forma como ocorre a sua génese e dos processos que conduzem à sua meteorização.
- Estabeleceram-se para estas formações graníticas correlações entre diversos parâmetros, recorrendo a grande número de resultados de ensaios de laboratório e *in*

situ. Um tratamento estatístico dos resultados permitiu avaliar determinados parâmetros com base nos resultados de outros ensaios e a sua incorporação em sistemas empíricos de classificação e dimensionamento de estruturas subterrâneas.

- Propuseram-se metodologias distintas de caracterização. Assim, quando se tratam de maciços rochosos, a caracterização passa, na maior parte dos casos, pela aplicação de sistemas empíricos, sem deixar de incluir a realização de ensaios. Inseriram-se novos conceitos, como é o caso da matriz de interações, que considera os mecanismos entre os diversos factores que contribuem para o comportamento do maciço perante uma determinada obra. Procurou-se, ainda, adaptar conhecimentos recentes como é o caso do sistema Q_{TBM} para a previsão do desempenho de tuneladoras. Quando se tratam de maciços terrosos, é importante a determinação das características intrínsecas do material, nomeadamente as relações tensão-deformação e os parâmetros de resistência e de deformabilidade. Neste contexto, apresentou-se uma série de técnicas para a determinação destas relações e parâmetros e integrou-se a influência dos níveis de deformação na determinação das propriedades de deformabilidade. Quando se tratam de maciços acentuadamente heterogéneos, como ocorre frequentemente, propõe-se a utilização de metodologias de caracterização recorrendo a análises probabilísticas.
- Desenvolveu-se um sistema computacional de carácter interactivo (GEOPAT) que recorre a técnicas de inteligência artificial, nomeadamente aos sistemas baseados em conhecimento, tendo em vista a obtenção de parâmetros geomecânicos para a modelação de estruturas subterrâneas nestas formações. Este sistema constitui uma ferramenta importante, inovadora e de fácil manipulação incorporando conhecimentos de especialistas e de sistemas empíricos de utilização generalizada, de uma forma estruturada e apoiada em redes causais.
- Aplicou-se o sistema desenvolvido a uma grande estrutura subterrânea, comparando-se os resultados da resposta estrutural para várias hipóteses de cálculo, incluindo diferentes valores dos parâmetros geomecânicos. Para a estrutura analisada concluiu-se que a hipótese de cálculo que utilizou os parâmetros geomecânicos do GEOPAT forneceu valores de deslocamentos substancialmente menores do que a hipótese que considerou os parâmetros de projecto. Este facto deveu-se, fundamentalmente, à diferença dos módulos de deformabilidade considerados por cada hipótese para o grupo geomecânico mais representativo (G3). Verificou-se, também, que a consideração da colocação instantânea dos suportes é uma aproximação irrealista (já

que não considera uma série de fenómenos importantes no comportamento do maciço) e que é reduzida a influência das cargas à superfície no comportamento do maciço e que este é fundamentalmente influenciado pelas características intrínsecas do maciço, o volume escavado e pela técnica de escavação.

- O desenvolvimento do sistema GEOPAT e dos seus conceitos constituiu um trabalho inovador no domínio da aplicação de técnicas de inteligência artificial que necessita de ser complementado e validado no futuro.

6.2 Prosseguimentos futuros

Numa dissertação de Mestrado não pode haver a pretensão de abordar todos os aspectos de um tema tão complexo como o que é objecto deste trabalho. Daí que se considere oportuno vir a prosseguir no futuro com esta temática e desenvolver novas áreas no âmbito da obtenção de parâmetros geomecânicos para a modelação de obras subterrâneas.

Nesse sentido, propõe-se que no futuro sejam implementadas as seguintes actividades:

- Desenvolver e implementar os conceitos de matrizes de interacção que pretendem considerar os mecanismos existentes entre os factores que contribuem para o comportamento de um maciço.
- Completar e aperfeiçoar módulos do sistema computacional GEOPAT, nomeadamente nos sistemas de apoio para o cálculo dos vários parâmetros, na aferição das regras seguidas para os maciços terrosos e rochosos e na implementação de metodologias de homogeneização para meios heterogéneos.
- Comparar os resultados de análises estruturais de obras subterrâneas, usando aproximações planas e tridimensionais, com resultados de observação tendo em vista à validação das regras desenvolvidas neste trabalho na obtenção de parâmetros geomecânicos e comparação com outras metodologias.
- Efectuar uma síntese de conhecimentos sobre o uso de metodologias inversas de análise para obtenção de parâmetros geomecânicos com base na monitorização de estruturas subterrâneas durante as várias fases da sua vida (construção, exploração e reabilitação), que permitem prever e simular de forma mais adequada o comportamento a curto e a longo prazo das estruturas subterrâneas.

- Desenvolver metodologias numéricas inovadoras para identificação dos parâmetros de modelos geomecânicos utilizando técnicas de minimização adequadas, que considerem valores observados durante a construção das obras subterrâneas.
- Efectuar análises de casos de obra envolvendo cavernas e túneis em construção ou já construídos no nosso País e comparar os resultados obtidos com os do sistema GEOPAT de modo a enriquecer este sistema com os resultados obtidos por técnicas numéricas mais rigorosas.

Guimarães, 30 de Setembro de 2003

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abad, J.; Caleda, B.; Chacon, E.; Gutierrez, V.; Hidalgo, E. (1984). *Application of Geomechanical Classification to Predict the Convergence of Coal Mine Galleries and to Design their Supports*. 5º Congresso Int. sobre Rock Mech. Melbourne, pp. 15-19.
- Almeida e Sousa, J. (1998). *Túneis em Maciços Terrosos. Comportamento e Simulação Numérica*. Tese de Doutoramento. FCTUC, Coimbra, 623 p.
- Andrade, J.; Campanhã, C.; Mota, Alberto; Jordão, Pedro (2003). *Estação Subterrânea em Poço e Túnel no Metro do Porto*. Jornadas Luso-Espanholas sobre Obras Subterrâneas – Relevância da Prospecção e Observação de Obras Geotécnicas. Madrid, pp. 391-408.
- Baguelin, F.; Jézéquel, J.; Shields, D. (1978). *The Pressuremeter and Foundation Engineering*. Trans Tech Publications, 1st ed. Clausthal, Germany.
- Balay, J.; Gomes Correia, A.; Jouve, P.; Hornych, P.; Pautte, J. (1998). *Étude Expérimentale et Modélisation du Comportement Mécanique des Graves Non Traitées et des Sols Supports de Chaussées. Dernières Avancées*. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées – 216, Juillet – Aout, 1998.
- Balmer, G (1952). *A General Analytical Solution for Mohr Envelope*. Am. Soc. Test. Mat. 52, pp. 1260-1271.
- Barreiros Martins, J., Ribeiro e Sousa, L., Barreto, J. e Martins, F. (2003). *Escavação de Túneis Urbanos com Tuneladoras EPB em Terrenos Graníticos Heterogêneos e em Solos Sedimentares Pré-consolidados*. Jornadas Luso-Espanholas sobre Obras Subterrâneas – Relevância da Prospecção e Observação de Obras Geotécnicas. Madrid, pp. 449-458.
- 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 – Curso A, Funchal.
- Been, K.; Jefferies, M. (1985). *A State Parameter for Sands*. *Géotechnique* 35, nº 2, pp. 99-112.
- Bhasin, R.; Grimstad, E. (1996). *The Use of Stress-Strength Relationships in the Assessment of Tunnel Stability*. Proc. Recent Advances in Tunnelling Technology, CSMRS. New Delhi, India, pp. 183-196.
- Bhasin, R.; Singh, R.; Dhawan, A.; Sharma, V. (1995). *Geotechnical Evaluation and a Review of Remedial Measures in Limiting Deformations in Distressed Zones in a Powerhouse Cavern*. Conference on Design and Construction of Underground Structures. New Delhi, India, pp. 145-152.
- Biarez, J.; Gomes Correia, A.; Liu, H.; Taibi, S. (1999). *Stress-strain Characteristics of Soils Interesting the Serviceability of Geotechnical Structures*. 2nd International Symposium on Pre-Failure Characteristics of Geomaterials, Balkema, Rotterdam, Vol. 1, pp. 617-624.
- Bieniawski, Z. T. (1978). *Determining Rock Mass Deformability, Experience from Case Histories*. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomech. Abstr.*, Pergamon, 15, pp. 237-247.
- Bieniawski, Z. T. (1987). *Strata Control in Mineral Engineering*. Balkema, Rotterdam, 212p.
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications*. John Wiley & Sons, 251p.
- Butler, A.; Franklin, J. (1992). *Classex: An Expert System for Rock Mass Classification and Empirical Tunnel Design*. ISRM Educational Software Collection, Lisboa.
- Cameron-Clarke, I; Budavari, S. (1981). *Correlation of Rock Mass Classification Parameters Obtained from Borecore and In Situ Observations*. *Engineering Geology*. Elsevier Science, Vol. 17, pp. 19-53.
- Castelli, E (1992). *Geomechanics Characterization Methodologies: a Matrix Approach*. Gallerie e Grandi Opere Sotteranee.
- COBA (1994). *Carta Geotécnica do Porto*. Porto Editora – Câmara Municipal do Porto. Volume 1, Porto, 166p.
- Costa, P.; Baião, C.; Ribeiro e Sousa; L. e Rosa, S. (2003). *Túnel do Caniçal, Ilha da Madeira. Caracterização Geotécnica e Observação*. Jornadas Luso-Espanholas sobre Obras Subterrâneas – Relevância da Prospeção e Observação de Obras Geotécnicas. Madrid, pp. 431-440.

- Cuccovillo, T.; Coop, M. (1999). *On the Mechanics of Structured Sands*. Géotechnique 49, N° 6, pp. 491-508.
- Deere, D. (1967). *Geological Considerations, Rock Mechanics in Engineering Practice*. Ed. R. G. Stagg and D. C. Zienkiewicz. Wiley, New York, pp. 1-20.
- Denis, A.; Crémoux, F.; Lapeyere, E. (1998). *Utilisation des Paramètres de Pilotage d'un Tunnelier pour une Recherche et une Quantification Automatique des Zones Homogènes*. 1^a Conf. Int. Sobre New Information Technologies for Decision Making in Civil Engineering, Montréal, pp. 733-744.
- Feng, X.; Lin, Y. (1992). *Knowledge-Based Expert System for Support Design in Tunnel Engineering*. Proceedings of the 5th International Conference Underground Space Earth ShelteredStructs, Delft, pp. 789-797.
- GSL (1995). *The Description and Classification of Weathered Rocks for Engineering Purposes – Group Working Party Report*. Quaterly Journal of Engineering Geology n° 28.
- Goodman, R.E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*. New York: John Wiley & Sons, 562p.
- Goel, R.; Jetwa, J. (1991). *Prediction of Support Pressure Using RMR Classification*. Proceedings of Indian Geotech. Conf. Surat, India, pp. 203-205.
- Goel, R.; Jetwa, J.; Paithankar, A. (1995). *Indian Experiences With Q and RMR Systems*. Journal of Tunneling & Underground Space Technology, Pergamon, Vol. 10, N° 1, pp. 97-109.
- Gomes Correia, A. (1999). *Caracterização dos Maciços Interessados nas Escavações Urbanas*. Curso avançado sobre Concepção, Projecto, Construção e Monitorização de Cortinas de Contenção. FUNDEC, IST, Lisboa.
- Gomes Correia, A. (2001). *Dynamic Characterization of Soils. Load Frequency effects*. XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Foz do Iguassu, Brasil.
- Gomes Correia, A.; Biarez J. (1999). *Stiffness Properties of Materials to Use in Pavement and Rail Track Design*. XIIth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure, Vol. 2, pp. 1245-1250.
- 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).
- Grimstad, E; Bhasin, R. (1996). *Stress – Strength Relationships and Stability in Hard Rock*. Proc. Conf. on Recent Advances in Tunnelling Technology. New Delhi, India, Vol. I, pp. 3-8.
- Goricki, A.; Potsch, M.; Schubert, W. (2003). Probabilistic Determination of Rock Mass Behavior and Support of Tunnels. ISRM 2003 – Technology Roadmap for Rock Mechanics. South African Institute of Mining and Metallurgy, pp. 405-408.
- Grossauer, K.; Schubert, W; Kim, C. (2003). *Tunnelling in Heterogeneous Ground – Stresses and Displacements*. ISRM 2003 – Technology Roadmap for Rock Mechanics. South African Institute of Mining and Metallurgy. pp. 437-440.
- Grosso, B. (2002). *Stochastic Prediction of Overall Time and Cost of Tunnelling in Rock Mass With Localized Heterogeneity*. Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, N° 67, pp. 41-43.
- Hoek, E., (1994). *Strength of Rock and Rock Masses*. News Journal of ISRM, Vol. 2, n° 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, n° 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.
- Hudson, J. (1992). *Rock Engineering Systems – Theory and Practice*. Ellis Horwood Ltd. U.K. p. 185.
- HSE (1996). *Safety of New Austrian Tunneling Method (NATM) Tunnels. A Review of Sprayed Concrete Design Lining With Particular Reference to London Clay*. Health & Safety Executive (HSE), Relatório, Londres.
- Intellicorp (1997). *KAPPA-PC Development Software System, Version 2.4*. USA.

- ISRM (1981). *Rock Characterization, Testing and Monitoring – ISRM Suggested Methods*. Ed. E. T. Brown, Pergamon Press.
- Kavvadas, M.; Amorosi, A. (2000). *A Constitutive Model for Structured Soils*. *Géotechnique* 50, N° 3, pp. 263-273.
- Kavvadas, M.; Anagnostopoulos, A. (1998). *A Framework for the Mechanical Behaviour of the Cemented Corinth Marl*. Proc. Sec. Int. Symp. on Hard Soils – Soft Rocks, Eds. Evangelista & Picarelli, Balkema, Vol. 2, Naples, Italy, pp. 591-601.
- Lauffer, H. (1988). *Zur Gebirgsklassifizierung bei Frasnortrieben*. *Felsbau*, 6, pp 137-149.
- Ledesma, A., Romero, E. (1997). *Systematic Backanalysis in Tunnel Excavation Problems as a Monitoring Technique*. Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Vol. 3, pp. 1425-1428.
- Leroueil, S.; Vaughan, P. (1990). *The General and Congruent Effects of Structure in Natural Soils and Weak Rocks*. *Géotechnique* 40, N° 3, pp. 467-488.
- Mair, R.J.; Taylor, R.N. (1997). *Bored Tunneling in the Urban Environment*. Theme Lecture. Proc. da 14ª Conferência Internacional sobre Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg.
- 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.
- Medley, E. (1999). *Systematic Characterization of Melange Bimrocks and other Chaotic Soil/Rock Mixtures*. *Felsbau: Rock and Soil Engineering – Journal for Engineering Geology, Geomechanics and Tunnelling*, n° 3, pp. 152-162.
- Mi, Z.; Jielang, P. (1989). *An Expert System of Predicting and Preventing Surface Settlement Caused by Shield-Driven Tunnelling in City*. Proceedings of the International Conference on Expert Systems in Engineering Applications, Huazhong University of Science and Technology Press, China, pp. 466-472.
- Miranda, T.; Gomes Correia, A.; Topa Gomes, A.; Ribeiro e Sousa, L. (2003). *Análise da Informação Geológico-Geotécnica ao Longo dos Trechos Enterrados do Metro Ligeiro do Porto*. Jornadas Luso-Espanholas sobre Obras Subterrâneas – Relevância da Prospecção e Observação de Obras Geotécnicas, Madrid, pp. 51-60.
- Mitri, H.; Edrissi, R.; Henning, J. (1994). *Finite Element Modelling of Cable Bolted Stopes in Hard Rock Underground Mines*. SME Annual Meeting. Albuquerque, pp. 14-17.
- Monteiro, J.; Topa Gomes, A.; Sousa, Fernando; Costa, Joel; Teixeira, Nuno; Miranda, Tiago; Ribeiro e Sousa, Luís (2003). *Comportamento Estrutural da Estação Bolhão do Metro*

- do Porto. Jornadas Luso-Espanholas sobre Obras Subterrâneas – Relevância da Prospecção e Observação de Obras Geotécnicas. Madrid, pp. 469-475.
- Monteiro, J.; Malato, P.; Topa Gomes, A.; Gaspar, A.; Giovanni, G. (2002). *O Sistema de Metro Ligeiro da Área Metropolitana do Porto: Soluções Construtivas*. TURB 2002 – 4º Simpósio sobre Túneis Urbanos, São Paulo, pp. 123-132.
- Moreno, E. (1980). *Application de Las Classificaciones Geomechanicas a Los Tuneles de Parjares*. II Curso de Sostenimientos Activos en Galerías y Tuneles. Madrid: Fundacion Gomez-Parto.
- Morita, R.; Koyoma, S.; Sasaki, M.; Osaka, H. (1990). *Expert System to Support Tunnel Construction Planning*. Tunnel and Underground Works Today and Future. Proceedings of the International Congress the ITA Annual Meeting, pp. 327-334.
- Neves, J.F.; Lima, C.A.; Soares, G.S.; Sousa, L.R. (1989). *Túnel da Auto-estrada Porto/Amarante, Caracterização do Maciço, Comportamento da Estrutura, Construção*. Revista Engenium, Lisboa.
- Nicholson, G. A. e Bieniawski, Z. T. (1990). *A Non-Linear Deformation Modulus Based on Rock Mass Classification*. International Journal of Mining & Geology Eng., pp 181-202.
- Normetro (2001). *Relatório Geotécnico-Geomecânico Geral dos Troços Enterrados (Linhas C, S e ramal de ligação C-S)*. Projecto de execução. Normetro, Porto, 53p.
- Normetro (2003). *Estações Mineiras. Conceitos Básicos para o Projecto de Cavernas*. Normetro, Porto, 12p.
- Ojima, L. (1981). *Metodologia de Classificação de Maciços Rochosos Aplicável a Túneis*. Tese para Especialista do LNEC, Lisboa, 191p.
- Osaka, H.; Shinokawa, T.; Goto, Y.; Tsuruhara, T.; Aydan, O.; Ichikawa, Y. (1990). *Expert System for Tunnel Design and Tunnelling*, pp. 335-354.
- Peck, R.B. (1969). *Deep Excavations and Tunnelling in Soft Ground*. Anais da 7ª Conf. Int. sobre *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cidade do México, Volume State of the Art, pp. 225-290.
- Pistone, R.; Rebelo, V. (2003). *Metropolitano do Porto – Estação do Bolhão. Modelo Geológico e Projecto de Escavação*. Jornadas Luso-Espanholas sobre Obras Subterrâneas – Relevância da Prospecção e Observação de Obras Geotécnicas. Madrid, pp. 487-498.
- Plasencia, N. (2003). *Obras subterrâneas – Aspectos da Contribuição da Geologia de Engenharia na Concepção e Projecto*. Tese de Mestrado, IST, Lisboa, 155p.

- Portela, E. (1999). *Novas Metodologias de Apoio ao Controlo de Segurança de Barragens de Betão*. Tese de Doutoramento, IST, 481p.
- Portela, E.; Farinha, F.; Domingues, C.; Ribeiro e Sousa, L. (2003). *Knowledge Based Systems Applications on Dam Engineering, Railway Tunnelling and Structural Design*. Proc. da 7ª Conferência Internacional sobre *Application of Artificial Intelligence to Civil and Structural Engineering*, Ed. B. Topping, Egmond-aan-Zee, paper 9 (20 pág.). pp-25-26.
- Portela, E.; Silva Domingues, C.; Sousa, L.R. (2002). *Novas Tecnologias de Informação na Observação de Grandes Obras Geotécnicas: Aplicação a Túneis Ferroviários*. 1º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, São Paulo, pp. 265-274
- 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.
- Rocha, M. (1976). *Estruturas Subterrâneas*. LNEC, Lisboa, 173p.
- Rodrigues, C. (2003). *Caracterização Geotécnica e Estudo do Comportamento Geomecânico de um Saprolito da Guarda*. Tese de Doutoramento, FCTUC, Coimbra, p. 613.
- Romana, M. (2003). *Nuevas Recomendaciones de Excavación y Sostenimiento para Túneles y Boquillas*. Jornadas Luso-Espanholas sobre Obras Subterrâneas – Relevância da Prospecção e Observação de Obras Geotécnicas, Madrid, pp. 105-113.
- RSAEP – *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes* (1983). Dec. – Lei Nº 235/83, de 31 de Maio (rectificado no suplemento ao D.R., 1ª série, de 31AGO93).
- Rutledge, J.; Preston, R. (1978). *Experience with Engineering Classifications of Rock*. Proc. *Int. Tunneling Symposium*. Tokio, pp. A3.1-A3.7.
- Scolari, F. (1995). *Open-Face Borers in Italian Alps*, World Tunnelling, pp. 361-366.
- 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.
- Silva, C. (2001). *Controlo de Segurança de Túneis Ferroviários – Desenvolvimento de Metodologias de Apoio e de Sistemas Baseados em Conhecimento*. Tese de Mestrado. FEUP, Porto, 273p.
- Singh, B. (1973). *Continuum Characterization of Jointed Rock Mass, Part II Significance of Low Shear Modulus*. Int Jr. Rock Mech. And Min. Sci. & Geomec. Abstr. Pergamon, Vol. 10, pp. 59-74.

- Singh, B. (1979). *Geological and Geophysical Investigation in Rocks for Engineering Projects*. Int. Symp. In situ Testing of Soils & Performance of Structures, Vol. 1, India. pp. 486-492.
- Singh, B.; Goel, R. (1999). *Rock Mass Classification – A Practical Approach in Civil Engineering*. Oxford: Elsevier. 267p.
- Singh, S. (1997). *Time Dependent Modulus of Rocks in Tunnels*. M. E. Thesis, Dept. of Civil Engineering, University of Roorkee, India, p. 65.
- Terzaghi (1946). *Rock Defects and Load Tunnel Supports, Introduction to Rock Tunnelling with Steel Supports*. Commercial Shering and Stamping Co., Youngstown. Ohio. USA.
- 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.
- Verman, M. (1993). *Rock Mass - Tunnel Support Interaction Analysis*. Ph. D. Thesis. University of Roorkee, Roorkee, India.
- Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica de Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para Dimensionamento de Fundações Directas*. Tese de Doutoramento, FEUP, Porto, 774p.
- Viana da Fonseca, A.; Marques, E.; Carvalho, P.; Gaspar, A. (2003). *Implicação da Heterogeneidade do Granito do Porto nas Opções de Investigação. Parametrização para Projectos de Estações Cut-and-Cover do Metro do Porto*. Jornadas Luso-Espanholas sobre Obras Subterrâneas – Relevância da Prospecção e Observação de Obras Geotécnicas, Madrid, pp. 15-26.
- Vieira, D. (2002). *As Estruturas no Projecto do Metro Ligeiro do Porto*. Congresso Nacional de Engenharia de Estruturas. LNEC, Lisboa, pp. 789-802.
- Wesley, L.; Irfan, T. (1997). *Mechanics of Residual Soils – Classification of Residual Soils (chapter 2)*. Eds. Blight. Balkema. Rotterdam.
- Wong, K.; Poulos, H.; Thorne, C. (1989). *Site Classification by Expert Systems*. Computers and Geotechnics 8, Elsevier Science. pp. 133-156.
- Zettler, A.; Poisel, R.; Lakovits, D.; Kastner, W.; Reichl, I. (1998). *Tunnel Boring Machine (TBM) Control System: A First Investigation*. 1ª Conf. Int. sobre New Information Technologies for Decision Making in Civil Engineering. Montréal. pp. 647-657.