

UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA
Faculdade de Ciências e Tecnologia

Departamento de Ciências da terra

ASPECTOS GEOTÉCNICOS NA CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS EM ÁREAS URBANAS

APLICAÇÃO A TERRENOS DE BAIXA RESISTÊNCIA DO MIOCÉNICO DE LISBOA

Por:

Telma Helena Ataíde Loureiro
(Licenciada em Engenharia Geológica)

Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geológica (Geotecnia)

Orientador: Prof. Doutor José Alcino Rodrigues Carvalho

Co-orientador: Dr. António Manuel da Cruz Fernandes Gaspar

Lisboa
2008

À minha avó Amélia.

*"A experiência nunca falha, apenas as nossas
opiniões falham, ao esperar da experiência aquilo
que ela não é capaz de oferecer."*

Da Vinci, Leonardo (Pensieri)

Agradecimentos

Esta dissertação não representa apenas o resultado de extensas horas de estudo, reflexão e trabalho durante as diversas etapas que a constituem. É igualmente o culminar de um objectivo académico que a autora se propôs cumprir e que não seria possível sem a ajuda de um número considerável de pessoas, a quem gostaria de agradecer:

- ☞ Ao Prof. Doutor José Alcino Rodrigues Carvalho pela amizade, coordenação, revisão e crítica deste trabalho;
- ☞ Ao Dr. António Gaspar pela coordenação do estágio realizado na empresa aeroMetro e por toda a colaboração, amizade e paciência;
- ☞ Ao Eng. Rui Monteiro pela simpatia e oportunidade daquele estágio;
- ☞ Ao Metropolitano de Lisboa pela autorização concedida para a utilização de referências e de dados do projecto e da obra, que a autora acompanhou;
- ☞ Ao Eng.º Rubens Prado, Eng.º Vasco Pereira, Eng.º Carlos Baptista, Eng.º Pedro Serrano, Dr. Bruno Monteiro, Eng.º André Carmo e Eng.º Victor Cardoso, António Guimarães, José Figueiredo, Pedro Santos, Pedro Vieira e Victor Costa, pela simpatia sucessivamente demonstrada e pela atenção, disponibilidade e colaboração;
- ☞ Ao Eng.º Alexandre Costa, Eng.º Pedro Formigo, Eng.º Victor Cruz, Eng.º Rui Machado, Eng.^a Ana Valbom, Eng.^a Rute Matos, Eng.^a Conceição Lopes, Eng.^a Raquel Coelho, Eng.^a Mónica Conceição, José Rodrigues, José Carneiro, Raul Tavares, Bruno Lima, Lara Arcanjo, Marlene Francisco, Márcia Santos, Carolina Martins, Ana Pinto, Isabel Santos, Patrícia Prates, António Tavares, Victor Alves, Amaury da Silva, José Sousa, Mário Pité, José Pinto, Aquilino Pebna, Daniel Ribeiro e Jorge Faustino cujo apoio e simpatia ao longo do trabalho realizado muito incentivou a autora.

- œ Á restante equipa da aeroMetro, e às de todas as empresas que colaboram neste projecto (FAGIPT, Rodio, Tecnasol, Ferconsult) com quem a autora teve o privilégio de contactar, pela simpatia, paciência e espírito de colaboração;
- œ A todos os professores da FCT e funcionários, que me acompanharam ao longo do curso e de quem a autora sempre recebeu simpatia e amizade;
- œ Ao Ricardo por todo o amor incondicional, dedicação, paciência, incentivo e apoio ao longo desta jornada;
- œ Aos meus pais e irmã por todo o amor, carinho, dedicação e apoio incondicional e por todos os esforços que permitiram concretizar mais esta etapa;
- œ A todos os amigos e familiares, que de uma forma ou de outra, contribuíram para tornar possível a execução deste trabalho.

A todos o mais profundo e sentido obrigado.

Resumo

Actualmente as obras subterrâneas em áreas urbanas têm cada vez maior importância, sobretudo em espaços urbanos densamente ocupados à superfície.

A presente dissertação tem como objectivo abordar os aspectos geotécnicos considerados mais importantes na construção de obras subterrâneas especialmente em materiais geológicos de baixa resistência.

Para alcançar esses objectivos foi realizada uma revisão dos aspectos geotécnicos na construção de túneis, incluindo os principais aspectos da prospecção geotécnica, aos principais métodos de tratamento, escavação, e suporte em maciços terrosos. É dado especial ênfase às técnicas e equipamentos de observação de túneis bem como à sua importância no controlo de uma escavação subterrânea.

O trabalho prossegue com a apresentação de alguns aspectos geotécnicos considerados interessantes durante o acompanhamento da construção de um troço de túnel do prolongamento da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa entre a estação do Oriente e o Aeroporto. O acompanhamento geotécnico da construção permitiu validar e ajustar as condições de projecto, com base em dados a nível da escavabilidade dos terrenos, da contenção, da monitorização e do suporte primário.

Palavras-chave: geotecnia, túneis urbanos, terrenos de baixa resistência, métodos de construção e observação.

Abstract

Underground works are increasingly used in densely populated urban areas. This thesis focuses the main geotechnical aspects dealing with tunnels construction in soft ground in urban spaces.

To achieve those objectives, a review of the main geotechnical aspects related with tunnels construction, namely those of geotechnical exploration, ground improvement and excavation methods and support are presented. Special emphasis is given to the observation of tunnels during construction and its relevance for the control of an underground excavation.

The work includes also some geotechnical aspects observed during the construction of a section of a new tunnel for Lisbon underground Red Line, extending between the Oriente railway station and the Portela airport. The construction geotechnical follow-up allowed the validation of design and its adjustment (excavation, treatment, monitoring and primary support) to real conditions.

Key words: geotechnics, urban tunnels, soft ground, construction methods, monitoring.

Simbologia

Alfabeto latino:

c'	Coessão em termos de tensões efectivas;
c_u	Resistência ao corte em condições não drenadas;
E	Módulo de deformabilidade;
e	Índice de vazios;
G	Densidade das partículas sólidas;
n	Porosidade;
p_{lim}	Pressão limite;
S_r	Grau de saturação;
V_p	Velocidade de propagação das ondas P;
V_s	Velocidade de propagação das ondas S;
w	Teor em água.

Alfabeto grego:

γ	Peso volúmico;
γ_d	Peso volúmico seco;
γ_h	Peso volúmico húmido;
γ_{sat}	Peso volúmico saturado;
γ_t	Peso volúmico total;
k	Coefficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica;
σ	Tensão total;
σ_1	Tensão máxima principal;
σ_2	Tensão intermédia principal;
σ_3	Tensão mínima principal;
σ'	Tensão efectiva;
σ'_1	Tensão máxima efectiva principal;
σ'_2	Tensão intermédia efectiva principal;
σ'_3	Tensão mínima efectiva principal;
ν	Coefficiente de Poisson;
ϕ	Ângulo de atrito interno;
ϕ'	Ângulo de atrito efectivo.

Abreviaturas

ACE	Agrupamento Complementar Empresarial;
ASCE	Sociedade Americana de Engenheiros Civis;
ATO	Acompanhamento técnico de obra;
DHP's	Drenos horizontais profundos;
EC7	Eurocódigo 7 (ENV 1997);
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil;
NATM	New Austrian Tunneling Method – Novo método Austríaco de construção de túneis;
PA	Poço de Ataque;
PBV	Plano base de via;
PI	Passagem inferior;
PK	Ponto Quilométrico;
PV	Posto de Ventilação;
RQD	Rock Quality Designation – Designação de qualidade de rocha (Deere);
SPT	Standard Penetration Test – Ensaio de penetração dinâmica;
TBM	Tunnel Boring Machine – Tuneladora.

Índice do texto

1	Introdução.....	1
1.1	Considerações iniciais	1
1.2	Túneis em áreas urbanas.....	5
1.3	Condicionantes geotécnicas.....	10
1.4	Objectivos e estrutura do trabalho.....	12
2	Estudos geotécnicos para túneis	15
2.1	Prospecção geotécnica.....	18
2.1.1	Prospecção Geofísica.....	21
2.1.1.1	Métodos sísmicos	21
2.1.1.2	Métodos eléctricos.....	23
2.1.2	Prospecção Mecânica.....	24
2.1.2.1	Valas, poços e galerias.....	24
2.1.2.2	Sondagens	25
2.2	Ensaaios geotécnicos.....	26
2.2.1	Ensaaios “in-situ”	27
2.2.1.1	Ensaaios de resistência	27
2.2.1.2	Ensaaios de deformabilidade	29
2.2.1.3	Ensaaios de Permeabilidade.....	30
2.2.2	Ensaaios em laboratório.....	32
2.2.2.1	Ensaaios de identificação e caracterização física de solos	33
2.2.2.2	Ensaaios de caracterização mecânica	34
2.3	Zonamento geotécnico.....	35
2.4	Custo dos estudos no custo da construção.....	36
2.5	Caso particular dos solos rijos/rochas brandas	39
3	Técnicas de melhoramento de terrenos.....	41
3.1	Injecções de caldas	41
3.1.1	Impermeabilização e drenagem.....	47
4	Métodos de construção e suporte.....	51
4.1	Novo Método Austríaco (NATM)	52
4.2	Construção a céu aberto.....	55
4.3	Construção subterrânea.....	57
4.3.1	Equipamentos mecânicos.....	58

4.3.1.1	Máquinas de ataque pontual.....	58
4.3.1.2	Tuneladoras	60
4.4	Tipos de suporte	63
4.4.1	Redes metálicas	64
4.4.2	Betão projectado	65
4.4.3	Pregagens e ancoragens	67
4.4.4	Enfilagens.....	70
4.4.5	Cambotas metálicas	72
4.4.6	Aduelas	73
5	Acompanhamento e observação de túneis	75
5.1	Metodologia	75
5.2	Cartografia geotécnica no acompanhamento da obra	79
5.3	Instrumentação e observação	80
5.3.1	Medição de deformações e deslocamentos	80
5.3.2	Medição de assentamentos à superfície	84
5.3.3	Medição da tensão instalada nos suportes.....	85
5.3.4	Medição da pressão/níveis de água	86
5.4	Instrumentação e observação de edifícios	87
5.4.1	Medição de assentamentos	88
5.4.2	Medições de ruído e vibrações	89
6	Construção de um poço de ataque e dois trechos de túnel do prolongamento da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa (Oriente/Aeroporto)	91
6.1	Breve descrição do projecto.....	92
6.2	O 97º troço do prolongamento da Linha Vermelha	96
6.3	Enquadramento geológico, hidrogeológico e geotécnico.....	97
6.3.1	Prospecção geotécnica	99
6.3.2	Ensaio “ <i>in situ</i> ”	103
6.3.2.1	Ensaio de penetração dinâmica tipo SPT	103
6.3.2.2	Ensaio com o pressiómetro Ménard.....	103
6.3.2.3	Ensaio para determinação da permeabilidade tipo Lefranc.....	104
6.3.3	Ensaio em laboratório.....	105
6.3.3.1	Ensaio de identificação.....	105
6.3.3.2	Ensaio de resistência ao corte	107
6.3.3.3	Ensaio edométrico	108

6.3.3.4	Análises de água	108
6.3.4	Caracterização geotécnica	109
6.3.5	Reconhecimento geotécnico complementar.....	110
7	Acompanhamento da obra.....	113
7.1	Posto de Ventilação -192.....	113
7.1.1	Escavação e soluções de suporte	115
7.1.2	Instrumentação	125
7.2	Trechos em túnel.....	131
7.2.1	Escavação, soluções de melhoramento e suporte	133
7.2.1.1	Túnel Moscavide	135
7.2.1.2	Túnel Encarnação	140
7.2.1.3	Resultados	143
7.2.1	Cartografia geotécnica da escavação.....	145
7.2.2	Instrumentação e observação	147
8	Considerações finais	153
	Referências bibliográficas	157
	Anexos	165

Índice das figuras

Figura 1.1 – Domínios de aplicação do uso do espaço subterrâneo (Sousa, 2004, adaptado).	2
Figura 1.2 – Perfil do túnel Seikan (http://en.wikipedia.org/wiki/Seikan_Tunnel).	3
Figura 1.3 – Eurotúnel (Ubierna in Plasencia, 2003).	4
Figura 1.4 – Os maiores túneis ferroviários do mundo.	5
Figura 1.5 – Ocupação do subsolo em meios urbanos (Hayward Baker, 2006).	7
Figura 1.6 – Rede do metro de Lisboa: a) Em 1959 (OPCA, s.d.); b) Existente actualmente (ML, 2008).	9
Figura 1.7 – Metodologia do projecto de túneis (Pistone & Oliveira 1995).	11
Figura 2.1- Espaçamento de sondagens de túneis hidráulicos em Portugal (Rodrigues-Carvalho, sd).	26
Figura 2.2 – Curva pressiométrica (Tsutsumi, 2007).	29
Figura 2.4 – Variação do custo da obra em função do comprimento acumulado de sondagens (Hoek e Palmieri, 1998 in Plasencia, 2003).	38
Figura 2.3 – Relação custo/benefício (adaptado De Freitas, 1992 in Vallejo, 2002).	38
Figura 3.1 – Jet grouting: Processo construtivo (Carreto, 2000).	43
Figura 3.2 – Aplicabilidade do jet grouting relativamente a outros tipos de injeção (www.haywardbaker.com, adaptado).	45
Figura 3.3 – “Jet grouting” armado a) Vista transversal; b) Vista longitudinal (Roxo, 1995).	46
Figura 4.1 – Execução de um túnel em Guaianazes em NATM (www.metro.sp.gov.br).	54
Figura 4.2 – Típica secção em cruz para um túnel NATM proposto por Rabcewicz em 1965 (in Karacus & Fowell, 2004).	55
Figura 4.3 – Emboquilhamento do túnel Tucuruvi em “Cut and Cover” (www.metro.sp.gov.br).	56
Figura 4.4 – Método invertido (www.metro.sp.gov.br).	57
Figura 4.5 – Roçadora: a) de corte transversal (adaptado de Ferrocemento in Bastos, 1998); b) de corte axial (in World Tunneling, 2008).	59
Figura 4.6 – a) TBM circular no metro do Porto (Cunha e Vale, 2006); b) TBM múltiplo utilizado em Tóquio na estação Shiroganedai (Ribeiro e Sousa 2000); c) TBM em Nova York (in World Tunneling, 2008).	61
Figura 4.7 – Vantagem do uso de TBM na escavação de túneis relativamente a outros métodos (BARTON, 2000).	62
Figura 4.8 – Colocação de rede metálica electrossoldada na extensão da linha vermelha entre Saldanha e S. Sebastião (Sécio e Mineiro, 2006).	65
Figura 4.9 – Aplicação de betão projectado: a) na extensão da linha de metropolitano Jubilee em Londres (Kirkland et al, 1996); b) no túnel do Rossio (www.refer.pt).	66
Figura 4.10 – Esquema da realização de uma ancoragem (www.haywardbaker.com).	68
Figura 4.11 – Esquema da realização de pregagens (www.haywardbaker.com).	69
Figura 4.12 – Realização de enfilagens na reabilitação do túnel do Rossio (www.refer.pt).	71
Figura 4.13 – Cambotas metálicas no túnel do Rossio (www.refer.pt).	72
Figura 4.14 – Aduelas de um túnel metropolitano: a) Toronto (Megaw, 1982); b) Prolongamento da Linha azul entre a Baixa - Chiado e Santa Apolónia (cortesia A. Guimarães).	73
Figura 5.1 – Procedimento genérico para a concepção de um sistema de monitorização (Marques, 2007).	76
Figura 5.2 – Escavação de túneis em maciços terrosos (Dunniclieff, 1993).	78
Figura 5.3 – Extensómetro múltiplo MPBX (Pinto da Cunha e Fernandes, 1980).	82
Figura 5.4 – Sistema inclinométrico (www.slopeindicator.com).	84
Figura 5.5 – Esquema da instalação de uma marca topográfica de nivelamento (sem escala). ..	84
Figura 5.6 – a) Marca de nivelamento com tubo de PVC, b) Colocação no furo, c) Tampa de protecção.	85

Figura 5.7 – Células de carga hidráulicas para ancoragens (http://www.sisgeo.com).....	85
Figura 5.8 – Exemplo da instrumentação utilizada em túneis (Plasencia, 2003).....	86
Figura 5.9 – Alvo (Sécio & Mineiro, 2006).....	89
Figura 5.10 – Fissurómetro.....	89
Figura 6.2 – Localização do projecto, sem escala (DHVFBO consultores).....	92
Figura 6.1 – Enquadramento da ligação Oriente-Aeroporto na rede do metropolitano de Lisboa, sem escala (www.metrolisboa.pt).....	92
Figura 6.3 – Planta do traçado do projecto (DHVFBO consultores).....	93
Figura 6.4 – Traçado em planta do 97º troço (DHVFBO consultores).....	96
Figura 6.5 – Planta geológica do 97º Troço, anexo 2.1 (ML/Ferconsult).....	101
Figura 6.6 – Perfil geotécnico do 97º troço, anexo 2.1 (ML/Ferconsult).....	102
Figura 6.7 – Curvas granulométricas dos solos (Ferconsult/ML).....	106
Figura 6.8 – Planta de localização da prospecção geotécnica complementar do PV-192.....	111
Figura 6.9 – Realização da sondagem S14A no PV-192 (fotografia: cortesia Dr. António Gaspar).....	112
Figura 7.1 – Alteração do projecto do PV-192 (ML/Ferconsult).....	114
Figura 7.2 – Processo executivo da realização da cortina de estacas (fotografias: cortesia Eng.º André Carmo).....	116
Figura 7.3 – Realização da viga de encabeçamento do PV-192 (fotografias: cortesia Eng.º André Carmo).....	117
Figura 7.4 – Sequência de escavação dos quatro níveis.....	118
Figura 7.6 – Comportamento de uma camada de silte à acção da água.....	119
Figura 7.5 – Primeiros indícios da presença de água na escavação.....	119
Figura 7.7 – Cartografia dos alçados do PV-192.....	121
Figura 7.8 – Execução do revestimento primário: a) Colocação de malhasol; b) Betão projectado.....	122
Figura 7.9 – Processo executivo das ancoragens no PV-192.....	123
Figura 7.11 – Realização de um ensaio de tracção numa ancoragem.....	124
Figura 7.10 – Representação das ancoragens em secção transversal do PV-192 (Metropolitano de Lisboa).....	124
Figura 7.12 – Planta de localização dos dispositivos de instrumentação (ML/Ferconsult).....	126
Figura 7.13 – Medição das convergências das cordas do 1º Nível de escavação (ML/Ferconsult).....	128
Figura 7.14 – Registo das leituras da célula de carga C4 no 1º nível de escavação (ML/Ferconsult).....	128
Figura 7.15 – Leituras inclinométricas de I_1 e I_2 (ML/Ferconsult).....	129
Figura 7.16 – Registo dos deslocamentos verificados nas marcas de nivelamento (ML/Ferconsult).....	130
Figura 7.17 – Assentamentos da grua.....	130
Figura 7.18 – Realização das colunas de jet grouting de ensaio.....	134
Figura 7.19 – Aspecto das colunas de ensaio de jet grouting: a) em silte; b) em calcarenito... ..	135
Figura 7.21 – Execução de coluna de Jet grouting (cortesia Eng.º André Carmo).....	136
Figura 7.22 – Execução das pregagens de fibra de vidro.....	136
Figura 7.20 – Alteração do projecto para o tratamento dos terrenos do túnel Moscovide (AeroMetro, ACE).....	136
Figura 7.23 – Aspecto da frente de escavação após cortados os perfis metálicos da parte inferior das estacas (sentido Moscovide).....	137
Figura 7.24 – Faseamento adoptado para a da escavação do túnel: I - secção superior, II - núcleo, III - “arco invertido”.....	137
Figura 7.25 – Projecção de betão nas cambotas.....	138
Figura 7.26 – Equipamento de desmonte (roçadora, martelo hidráulico e ripper).....	138
Figura 7.29 – Realização do “arco invertido”.....	139
Figura 7.27 – Realização de enfilagens na abóbada.....	139
Figura 7.28 – Aspecto do tratamento da abóbada com enfilagens.....	139

Figura 7.30 – Saída de água num dos drenos.	140
Figura 7.31 – Aspecto da frente de escavação do túnel.	140
Figura 7.32 – Alteração do projecto para o tratamento dos terrenos túnel Encarnação (Aerometro, ACE).	141
Figura 7.33 – Execução da furação para a realização das enfilagens (fotografia cortesia Eng.º André Carmo).	141
Figura 7.34 – Colocação do tubo metálico para a realização das enfilagens (fotografia cortesia Eng.º André Carmo).	141
Figura 7.35 – Colocação de um dos perfis de fibra de vidro (fotografia cortesia Eng.º André Carmo).	142
Figura 7.36 – Início da escavação e corte dos perfis metálicos das estacas.	142
Figura 7.37 – Colocação da 1ª cambota.	142
Figura 7.38 – Avanço da escavação.	142
Figura 7.39 – Colocação da rede electrossoldada para realização do arco invertido.	142
Figura 7.41 – Variação dos custos do tratamento da abóbada no trecho do túnel com sentido a Moscavide.	144
Figura 7.42 – Variação dos custos do tratamento da abóbada no trecho do túnel com sentido à Encarnação.	144
Figura 7.40 – Contribuição das alterações do projecto do tratamento dos túneis para a produtividade dos trabalhos no túnel.	144
Figura 7.43 – Cartografia dos emboquilhamentos.	145
Figura 7.44 – Perfil geológico do trecho de túnel do 97º troço.	145
Figura 7.45 – Plano geral de leitura da instrumentação (ML/Ferconsult).	147
Figura 7.46 – Instrumentação do túnel em planta: em cima sentido à estação de Moscavide e em baixo sentido à estação da Encarnação (ML/Ferconsult).	148
Figura 7.47 – Registo das marcas de nivelamento da secção S41 (Ferconsult/ML).	149
Figura 7.48 – Registo dos deslocamentos de três das régua colocadas no edifício 10 da figura 7.46 (Ferconsult/ML).	149
Figura 7.49 – Registo dos deslocamentos de um dos extensómetros da secção S41 (Ferconsult/ML).	150
Figura 7.50 – Representação das cordas de medição de convergência no interior do túnel (Ferconsult/ML).	150
Figura 7.51 – Secção de convergências S45 junto ao emboquilhamento do trecho de túnel para Moscavide (Ferconsult/ML).	151
Figura 7.52 – Secção de convergências S48 junto ao emboquilhamento do trecho de túnel para a Encarnação (Ferconsult/ML).	151
Figura 7.53 – Registo da cota dos níveis piezométricos em MNA19 e MNA22 (Ferconsult/ML).	152

Índice dos quadros

Quadro 1.1 – Comparação da situação antes e depois do aproveitamento do espaço subterrâneo (Damião & Yen, 2008; Vuilleumier, 2008).	6
Quadro 2.1 – Síntese dos estudos geológicos e geotécnicos para o projecto de túneis (Oliveira, 1994).	16
Quadro 2.2 – Prospecção a desenvolver para obras subterrâneas (López, 1998 in Plasencia, 2003).	20
Quadro 3.1 – Síntese de sistemas de Jet grouting (Carreto, 2000).....	44
Quadro 3.2 – Controlo a nível dos processos de execução (Kaidussis & Gomez de Tejada, 2000).	45
Quadro 3.3 – Aplicações da técnica de jet grouting em túneis (adaptado de Carreto, 2000).	46
Quadro 3.4 – Aplicação das técnicas de rebaixamento (Oliveira & Brito, 1998).	48
Quadro 3.5 – Domínios e aplicabilidade das técnicas de melhoramento de terrenos (Cetu in Melâneo, 2007).	49
Quadro 4.1 – Problemas, parâmetros, métodos de análise e critérios de aceitabilidade em escavações subterrâneas em rocha branda (Hoek, 1991 in Bastos, 1998).....	64
Quadro 5.1 – Síntese dos equipamentos necessários para a observação de túneis (Plasencia, 2003).	89
Quadro 6.1 – Resultados dos ensaios pressiométricos (Ferconsult/ML).	104
Quadro 6.2 – Resultados dos ensaios Lefranc (Ferconsult/ML).	104
Quadro 6.3 – Composição granulométrica e limites de consistência dos solos.	105
Quadro 6.4 – Densidade das partículas sólidas, pesos volúmicos, teor em água, grau de saturação, porosidade e índice de vazios (Ferconsult/ML).	106
Quadro 6.5 – Resumo dos resultados dos ensaios triaxiais consolidados não drenados (CIU) (Ferconsult/ML).	107
Quadro 6.6 – Resumo dos resultados dos ensaios de compressão simples (Ferconsult/ML). ..	107
Quadro 6.7 – Resumo dos resultados dos ensaios edométricos (Ferconsult/ML).....	108
Quadro 6.8 – Parâmetros geotécnicos adoptados na documentação patenteada a concurso (Ferconsult).	110
Quadro 6.9 – Resultados dos ensaios de corte directo em superfícies de corte perpendiculares ao eixo da sondagem (Tecnasol).....	111
Quadro 7.1 – Características da escavação de cada nível.	120
Quadro 7.2 – Principais características das ancoragens do PV-192.....	123
Quadro 7.3 – Parâmetros de execução das colunas de ensaio de jet grouting (Consórcio de geotecnia).	134
Quadro 7.4 – Síntese das alterações ao projecto do tratamento dos túneis.	143
Quadro 8.1 – Contribuição da geotecnia na construção de túneis.....	155

Índice dos anexos

1. Descrição do traçado
 - 1.1. Descrição geral do traçado
 - 1.2. Caracterização geológica e geotécnica

2. Campanha de prospecção
 - 2.1. Planta e perfil geológico e geotécnico do 97º troço
 - 2.2. Registo da sondagem S14 realizada no PV-192
 - 2.3. Resultados dos ensaios SPT das sondagens do 97º troço

3. Campanha de prospecção complementar

4. Planta das secções instrumentadas do túnel

1 Introdução

1.1 Considerações iniciais

Existem registos que indicam a existência de túneis desde há milhares de anos. A construção de túneis foi das primeiras actividades humanas no âmbito da construção, quer para residências ou templos (cidade de Petra na Jordânia) e mais tarde para abastecimento e drenagem de minas e pedreiras (Wahlstrom, 1973). Segundo o mesmo autor, muitos dos túneis da antiguidade foram construídos pelos Babilónios, Astecas e Incas em busca de metais preciosos. No antigo Egipto, são conhecidos túneis com cerca de 150 m de comprimento. No ano 532 a.C. os gregos abriram uma galeria de 100 m em rocha, para captação de água; estima-se que nessa época os avanços nas galerias não excediam 9 m por ano (Mahtab & Grasso, 1992). Tal como aqueles, os romanos construíram túneis para a ligação das redes dos aquedutos, tendo desenvolvido técnicas de desmonte de rocha, como o uso de fogo na construção de túneis e o princípio de que uma rocha quando aquecida e arrefecida rapidamente, fractura, tornando a escavação mais fácil (Legget & Hatheway, 1988). O primeiro túnel construído utilizando pólvora teve lugar no canal de Languedoc, no sul de França, em 1679 (Plasencia, 2003).

A construção de túneis surge intimamente associada à indústria mineira; apesar de uma construção rudimentar e de uma concepção simples, o trabalho nos túneis encontrava-se inevitavelmente dependente das condições geológicas. Sem qualquer estudo prévio quanto à natureza dos solos ou das rochas a atravessar, ocorreram vários fracassos na construção de túneis, sobretudo pela ocorrência de fenómenos imprevistos, como desmoronamentos e excessiva infiltração de água. Os avanços conseguidos no domínio da geotecnia, aliados ao grande desenvolvimento tecnológico, proporcionaram o aumento das dimensões, da segurança das obras subterrâneas e na velocidade de construção. Actualmente os túneis correspondem a mais de 90% do volume de escavações subterrâneas em todo o mundo, tendo totalizado uma média anual entre 500 a 1000 km, na década de 90, a que correspondem volumes de terra da ordem dos 20.000 a 40.000 m³ (Oliveira & Brito, 1998). Os túneis têm adquirido importância crescente no planeamento e gestão do espaço não só em áreas urbanas, mas também para o atravessamento de zonas montanhosas e meios submersos, bem como para

aproveitamentos hidráulicos e hidroeléctricos. Porém, face às inúmeras vantagens da sua construção, podem exigir elevados custos (Bastos, 1998), que inviabilizem a sua construção.

O campo de aplicação das obras subterrâneas é bastante vasto, constituindo actualmente uma actividade mundial com grande expansão, nomeadamente para vias de comunicação, rodoviárias e ferroviárias, construção de complexos comerciais, industriais e parques de estacionamento, infra-estruturas urbanas, para abastecimento de águas, saneamento básico e outros serviços, produção de energia, centrais hidroeléctricas, centrais nucleares e sistemas de armazenagem e produção de energia, armazenagem de produtos, quer de consumo, como hidrocarbonetos líquidos e gasosos, produtos alimentares e água, quer de resíduos, como resíduos de indústrias químicas e nucleares, explorações mineiras, da defesa, abrigos e instalações militares (figura 1.1); apresentando particularidades específicas que se prendem com o fim a que se destinam e com as condições naturais existentes no local de construção, envolvendo equipas multidisciplinares especializadas onde a geotecnia tem intervenção preponderante.

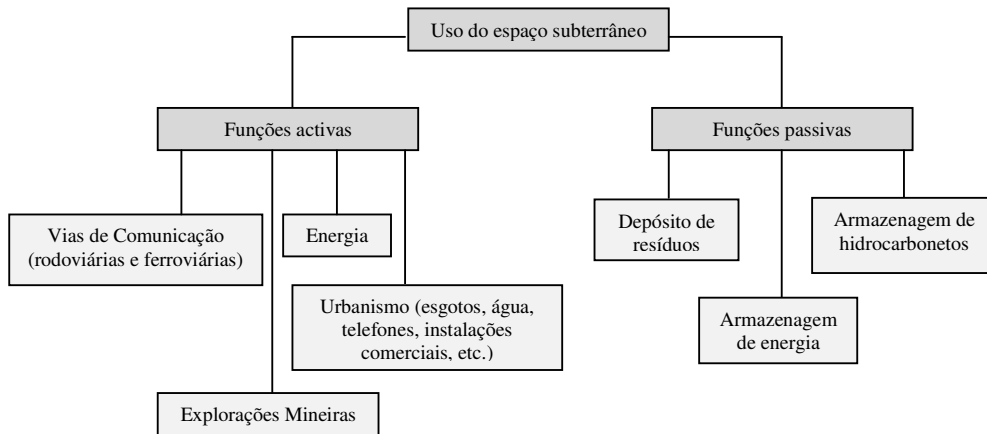


Figura 1.1 – Domínios de aplicação do uso do espaço subterrâneo (Sousa, 2004, adaptado).

A palavra “túnel” de origem inglesa, era inicialmente empregue para designar qualquer galeria subterrânea que se situasse por baixo de um curso de água natural, numa perspectiva de via de comunicação terrestre (Cabral, 1987). Segundo o mesmo autor, foi por questões de semântica que o termo “túnel” passou a contemplar outras cavidades, além das subfluviais. Actualmente associa-se o termo túnel a uma escavação

estreita, alongada e essencialmente linear, com um comprimento muito superior à sua largura ou altura (Wahlstrom, 1973). De acordo com o vocabulário de estradas e aeródromos (LNEC 1962), túnel é definido como sendo uma galeria subterrânea destinada a dar passagem a uma via de comunicação (túneis rodoviários ou ferroviários), ou a uma canalização.

O uso do espaço subterrâneo para sistemas de transportes começou na Europa e na América do Norte, um pouco antes de meio do século XIX, com o início dos transportes ferroviários. Portugal adoptou desde cedo este meio de transporte, tendo construído a primeira linha Lisboa/Carregado em 1856, com o primeiro túnel concluído em 1862, o túnel de Chão de Maçãs, numa extensão de 650 m, e pouco tempo depois, entre 1887 e 1889, o túnel do Rossio na cidade de Lisboa, com 2600 m de comprimento.

De momento o túnel Loetschberg na Suíça, inaugurado em Junho de 2007 é o maior túnel ferroviário terrestre do mundo com 34 km de extensão, ligando a Alemanha à Itália. O túnel demorou 8 anos a ser construído e deverá ajudar a retirar das estradas parte dos 4000 camiões pesados que diariamente fazem o percurso. De maior extensão existem apenas os túneis ferroviários de Seikan no Japão, e o túnel da Mancha, ambos subaquáticos. O túnel Seikan sob o estreito de Tsugaru apresenta 54 km e faz a ligação de Aomori, na ilha japonesa de Honshu, com a ilha de Hokkaido, como parte da linha Kaikyo do sistema ferroviário japonês (figura 1.2). Inaugurado em Março de 1988, após 24 anos de construção, o túnel Seikan é o maior construído sob o mar apresentando um trecho de 23 km a uma profundidade de cerca de 240 m, tendo sido considerado como uma das maiores realizações de engenharia.

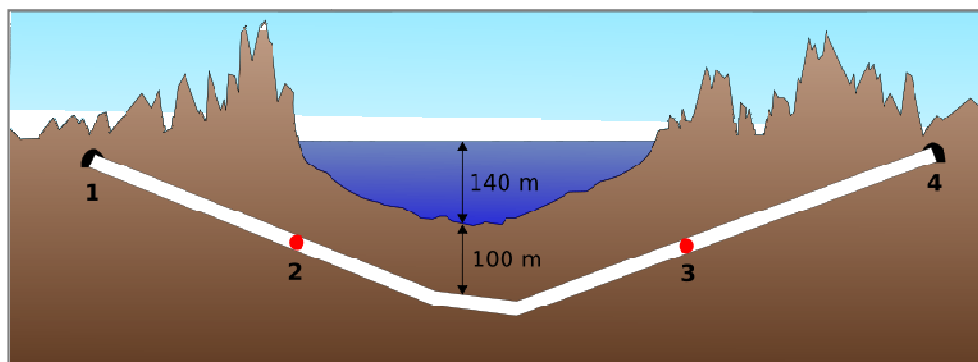


Figura 1.2 – Perfil do túnel Seikan (http://en.wikipedia.org/wiki/Seikan_Tunnel).

O Eurotúnel (Túnel da Mancha, ou *Channel Tunnel*) é um túnel ferroviário subaquático que liga a França à Inglaterra (figura 1.3). A construção foi bastante demorada e o início das obras sofreu alguns adiamentos até a sua inauguração em Maio de 1994. Possui 50,5 km de comprimento e compreende dois túneis ferroviários gêmeos, a cerca de 40 m de profundidade, com 7 m de diâmetro e um túnel de serviço com 4,5 m de diâmetro. Foi aberto para uso comercial em 1994, oferecendo três serviços principais: o Le Shuttle, para veículos; o Eurostar, para passageiros, entre as estações de Londres a Paris e Bruxelas; e serviço de carga. Por ano quase 7 milhões de passageiros fazem esta travessia de 35 minutos. A ASCE (Sociedade Americana de Engenheiros Civis) declarou-o uma das sete maravilhas do mundo moderno.

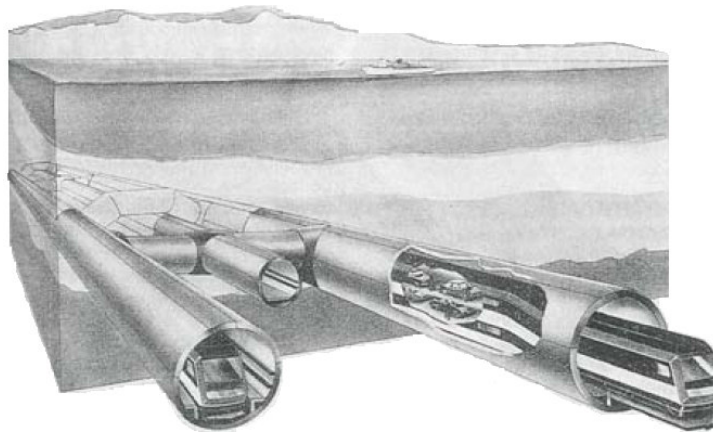


Figura 1.3 – Eurotúnel (Ubierna in Plasencia, 2003).

Contudo, já se encontra em construção um túnel que ganhará o título de maior túnel ferroviário do mundo. Previsto para 2017, o novo túnel Gotthard ligará Zurique a Milão numa extensão de 57 km. Tal como o túnel de Loetschberg, este permitirá vencer zonas montanhosas e o trânsito de composições de alta velocidade e de carga. Prevê-se que venha a diminuir, pelo menos uma hora, o tempo actual da viagem entre Zurique e Milão. Na figura 1.4, encontram-se representados os maiores túneis ferroviários do mundo.

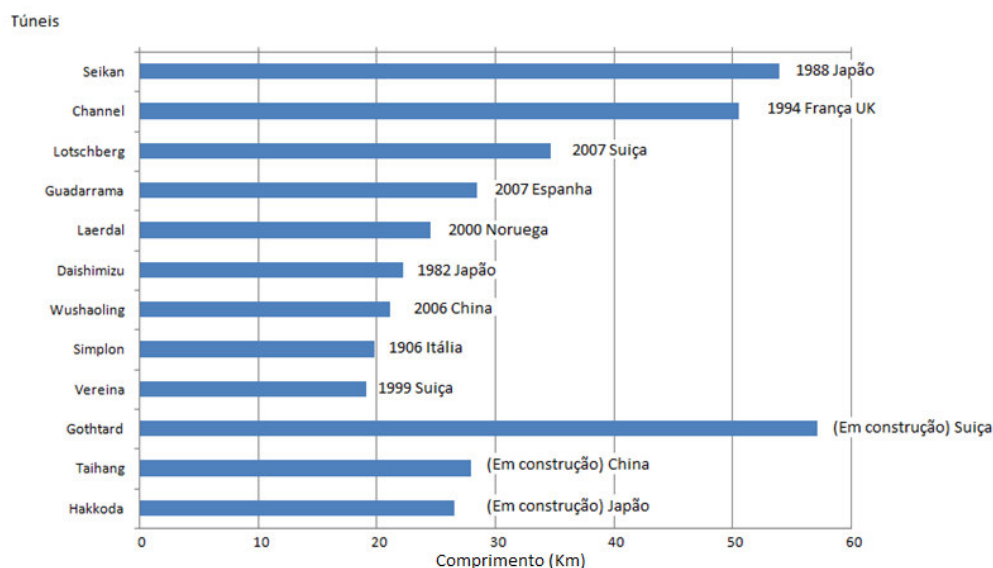


Figura 1.4 – Os maiores túneis ferroviários do mundo.

1.2 Túneis em áreas urbanas




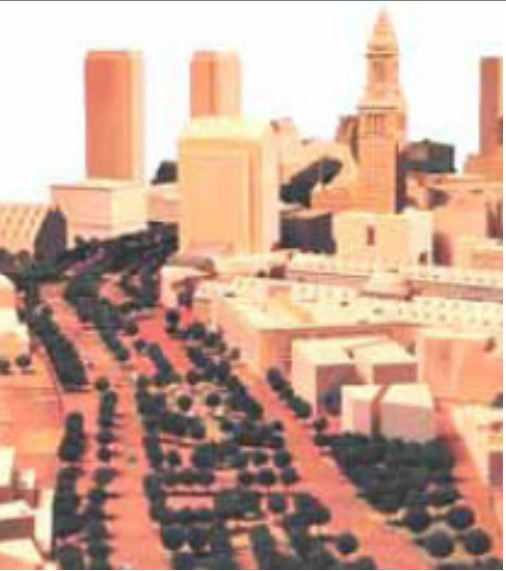
O desenvolvimento económico, o crescimento populacional e o consequente desenvolvimento das áreas urbanas, conduziu a cada vez maiores problemas de tráfego nos grandes centros urbanos. Ao localizar certos equipamentos e funções em subterrâneo, o espaço à superfície pode ser utilizado de melhor forma. O uso do espaço subterrâneo permite às populações viver mais confortavelmente em áreas densamente povoadas, melhorando a sua qualidade de vida (Sterling, 2000; Hanamura, 2001).

O espaço subterrâneo encontra-se envolvido por um excelente meio isolante, em relação a acções térmicas, vibrações, e ao ruído, constituindo actualmente uma das alternativas ideais para o desenvolvimento das vias de comunicação. Estas estruturas, ainda que complexas e dispendiosas, apresentam um grande número de vantagens (Monteiro & Pistone, 2000):

- Permitem maior flexibilidade na escolha e optimização de traçados, nomeadamente no atravessamento de zonas de orografia acidentada e no atravessamento de zonas urbanas;
- Evitam o recurso a grandes escavações a céu aberto;

- Reduzem a ocupação de terrenos agrícolas ou ocupados por estruturas urbanas, valores arqueológicos ou outras;
- Não têm efeitos adversos na paisagem e nos aglomerados populacionais;
- Têm um reduzido impacto ambiental;
- Têm boa aceitação por parte das populações.

No quadro 1.1, apresentam-se dois exemplos onde é bem visível a diferença do meio urbano antes e após a utilização do espaço subterrâneo.

Localização	Antes	Depois
Túnel do Marquês Lisboa (Portugal)		
Boston (E.U.A.)		

Quadro 1.1 – Comparação da situação antes e depois do aproveitamento do espaço subterrâneo (Damião & Yen, 2008; Vuilleumier, 2008).

Mas se o desenvolvimento urbano levou à necessidade da utilização do subsolo (figura 1.5), ao mesmo tempo constitui um grande obstáculo à realização dos trabalhos que são necessários para a construção subterrânea. Uma limitação comum resulta nos condicionamentos impostos à prospecção geológica e geotécnica, devido não só à ocupação urbana e tráfego existente à superfície, mas também pela existência de diversas infra-estruturas enterradas, como as de transporte, fundações, caves, condutas, cabos etc. Os impactes ambientais são outro factor a ter em conta, especialmente durante a fase de construção, que resultam do facto de se tratar de zonas urbanas, como por exemplo os impactes na hidrogeologia, assentamentos à superfície, aspectos sócio económicos, as acessibilidades, ruído, vibrações, património arqueológico e arquitectónico e qualidade do ar.

As linhas de metro subterrâneas são um dos exemplos mais apropriados para o aproveitamento do espaço subterrâneo em áreas densamente ocupadas, proporcionando menor densidade de ocupação da superfície, menor volume de expropriações, melhor fluxo do tráfego e preservação do património histórico, evitando a construção de longos viadutos tal como se verifica em diversas cidades japonesas e americanas.



Figura 1.5 – Ocupação do subsolo em meios urbanos (Hayward Baker, 2006).

O termo “metropolitano” resultou do facto destes ficarem limitados às respectivas áreas metropolitanas, sendo caracterizados essencialmente por ser:

- Um sistema de transporte urbano eléctrico;
- Independente do restante tráfego (circulação em canal próprio);
- Frequente, isto é, com reduzido tempo de espera entre um comboio e o seguinte.

A primeira linha de metropolitano abriu em 1863 na cidade de Londres, passando as linhas em 1890, a ser electrificadas, o que gerou que num curto espaço de tempo muitas outras cidades tenham construíram as suas redes, desenvolvendo ao mesmo tempo técnicas de construção de túneis.

Desde 1888 que se pensava construir um sistema de metropolitano subterrâneo em Lisboa. A ideia partira dos engenheiros Costa Lima e Benjamin Cabral, mas devido ao elevado custo, não a conseguiram concretizar (Rollo, s.d.). Posteriormente o engenheiro militar Henrique de Lima e Cunha e, já mais tarde, na década de 1920, Lanoel d'Aussenac e Abel Coelho, e de José Manteca Roger e Juan Luque Argenti, avançaram com projectos, tendo sido todos rejeitados. Após a Segunda Guerra Mundial, a retoma da economia nacional e a ajuda financeira do Plano Marshall deram um forte impulso para o início da construção do metro (www.wikipédia.org). A 29 de Dezembro de 1959, após quatro anos de construção, foi inaugurado o metro em Lisboa. A rede era constituída por uma linha em Y (figura 1.6) que ligava os Restauradores à Rotunda (Marquês de Pombal), onde a linha se separava em dois ramais, um para Entrecampos e outro para Sete Rios (Jardim Zoológico). Logo no primeiro ano de funcionamento o metro transportou mais de 15,3 milhões de passageiros. A partir daí o sistema de metro tem vindo a crescer de forma gradual, sendo um importante factor de desenvolvimento urbanístico.

Actualmente é constituído por quatro linhas (figura 1.6), num total de 29 km com 50 estações, que servem a cidade de Lisboa chegando até aos concelhos da Amadora e Odivelas, existindo expansões em curso. “A verdade é que numa metrópole como Lisboa já nem seríamos capazes de viver sem esse fundamental e estruturador meio de transporte que, aliás, desde as suas origens mais remotas tem estado associado à nossa engenharia e faz parte integrante da sua história” (Rollo, *op. cit.*).

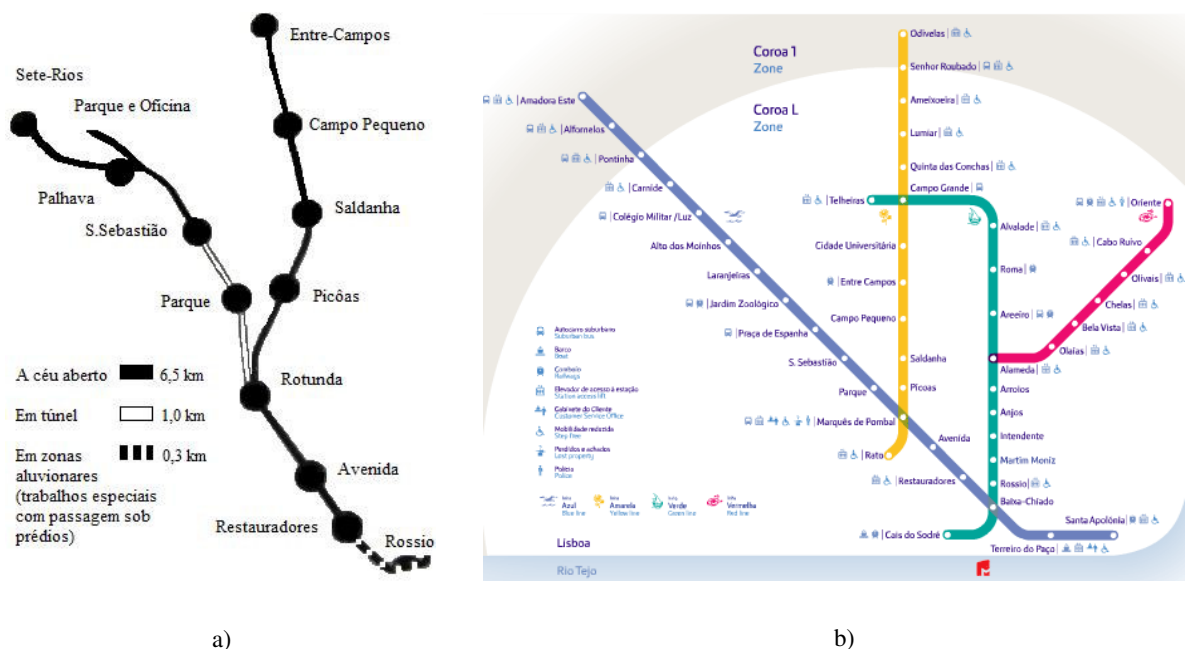


Figura 1.6 – Rede do metro de Lisboa: a) Em 1959 (OPCA, s.d.); b) Existente actualmente (ML, 2008).

Mais recentemente na cidade do Porto, foi inaugurada, a 1 de Janeiro de 2003, a primeira linha da primeira fase da rede do metro ligeiro, dada por concluída a 27 de Maio de 2006; constitui o maior sistema metropolitano de Portugal, com uma extensão de 60 km (dos quais apenas 6 km são em subterrâneo). É constituído por 5 linhas (estando previstas 7 futuramente), servindo seis concelhos da área metropolitana do Porto: Porto, Maia, Matosinhos, Póvoa de Varzim, Vila do Conde e Vila Nova de Gaia, com um total de 68 estações.

Existem actualmente 162 cidades no mundo com redes de metropolitano, com um total de 8000 km e 7000 estações (www.wikipédia.org). O metropolitano é, hoje em dia, um dos principais meios de transporte nas grandes cidades, possibilitando a circulação fluida de passageiros nos centros urbanos. As cidades de Londres, Moscovo, Paris, Nova Iorque, Tóquio e Madrid, têm as maiores redes de metropolitano do mundo.

1.3 Condicionantes geotécnicas

As obras subterrâneas são empreendimentos de elevada complexidade, contribuindo para tal e em larga medida, as condicionantes geotécnicas. Sendo um túnel uma obra linear, é certo que encontra ao longo do traçado terrenos com diferentes características geomecânicas que podem condicionar os processos de execução. A caracterização geotécnica dos maciços interessados pelo túnel é portanto indispensável de modo a conseguir-se um dimensionamento adequado e antecipar potenciais problemas que poderão surgir durante a fase de construção (Correia, 2001). Segundo Terzaghi (in Vallejo, 2002), a geologia mais que nenhum outro factor determina o grau de dificuldade e o custo de uma escavação subterrânea. As condicionantes geológicas afectam o projecto e os métodos de construção de um túnel, uma vez que esteja estabelecida, de um modo geral, a sua localização e respectivas dimensões (Legget & Hatheway, 1988). Se os estudos geológicos e geotécnicos forem bem elaborados, com adequados programas de prospecção geotécnica e ensaios, muitas situações podem ser previstas e solucionadas atempadamente, reduzindo-se custos e riscos.

Tendo em conta o tipo de terreno e as condições de vizinhança onde se pretende construir os túneis, importa caracterizá-lo tendo em atenção as suas características: traçado, secção, perfil longitudinal, geometria, raio de curvatura e emboquilhamentos. Existem basicamente dois principais problemas que se têm de ter em conta quando se constroem túneis: assegurar a estabilidade do tecto, hasteais e da frente de escavação antes de se proceder ao revestimento definitivo e conseguir coordenar todo um conjunto de operações necessárias à construção do túnel, que têm de se processar quase simultaneamente e dentro do limitado espaço físico disponível (Vallejo, *op. cit.*). Ainda segundo o mesmo autor, os estudos geológicos e geotécnicos, necessários para poder projectar e construir uma obra subterrânea, seguem uma metodologia (figura 1.7) que tem como principais objectivos:

- Conhecer as condições geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas do traçado (propriedades dos terrenos a atravessar, espessura dos terrenos de cobertura, presença de água e a existência de cargas piezométricas);
- Identificação dos pontos singulares ou zonas de maior complexidade geológica, hidrogeológica ou geotécnica;

- Classificação geomecânica do maciço;
- Critérios geomecânicos para o cálculo do sustimento e métodos de escavação;
- Escavação e estabilização dos emboquilhamentos e acessos intermédios;
- Recomendações para a escavação, sustimentos e processos construtivos do túnel;
- Tratamentos dos terrenos para a sua estabilização, reforço, drenagem ou impermeabilização.

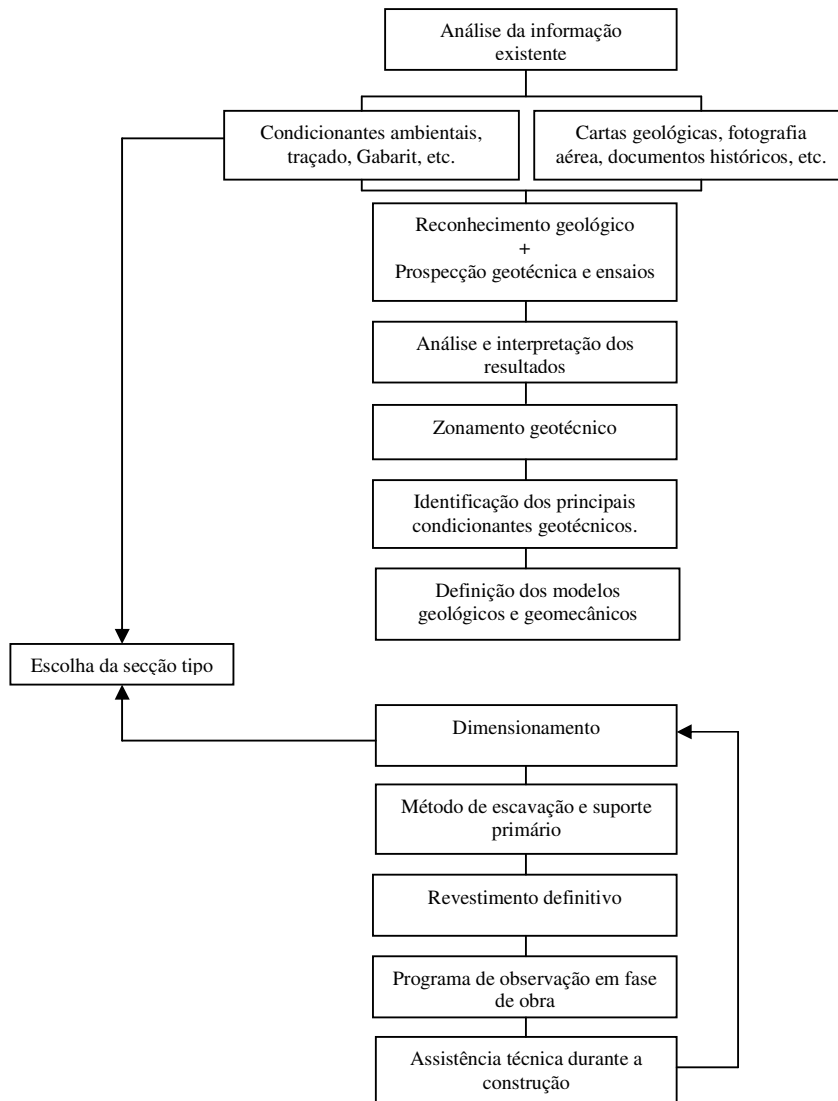


Figura 1.7 – Metodologia do projecto de túneis (Pistone & Oliveira 1995).

1.4 Objectivos e estrutura do trabalho

A presente dissertação enquadra-se no Mestrado em Engenharia Geológica (Geotecnia), da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa e pretende abordar os aspectos geotécnicos envolvidos na construção de túneis urbanos em materiais geológicos de baixa resistência. Na parte inicial é delineado um resumo do estado da arte da construção de poços e túneis em meios urbanos, focando os métodos e técnicas usadas em Portugal. Alerta-se para os problemas geotécnicos mais comuns que ocorrerem neste tipo de empreendimentos e suas soluções. Na parte final são expostos os aspectos relacionados com um caso prático, a construção de um poço de ataque e de dois trechos iniciais de um túnel urbano, dando especial ênfase aos aspectos construtivos e condicionantes associados às características geotécnicas do terreno.

Os temas abordados no presente trabalho foram organizados em 8 capítulos:

- *Capítulo 1* – É feita uma breve introdução acerca da necessidade da construção de túneis, com referência aos principais túneis ferroviários construídos. Foca-se a importância da construção de túneis em áreas urbanas, e das suas condicionantes geotécnicas. Apresenta-se também neste capítulo a estrutura do trabalho.
- *Capítulo 2* – Descrevem-se os estudos geológicos e geotécnicos necessários para o projecto e construção de túneis em solos, desde os métodos de prospecção e ensaio, ao zonamento geotécnico, focando a importância dos estudos nos custos associados a este tipo de obra e a problemática dos materiais geológicos de baixa resistência.
- *Capítulo 3* – Descreve-se as principais técnicas de injeção, impermeabilização e drenagem para melhoramento de terrenos, utilizadas na construção de túneis.
- *Capítulo 4* – Abordam-se os principais métodos e tipos de suporte utilizados na construção de túneis.

- *Capítulo 5* – Discute-se a importância da observação de túneis e da cartografia geotécnica no acompanhamento da obra, e é feita uma breve descrição das técnicas e equipamentos mais utilizados para o efeito.
- *Capítulo 6* – Descreve-se um caso particular de construção de um túnel metropolitano: o prolongamento da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa (Gare do Oriente – Aeroporto).
- *Capítulos 7* – Apresentam-se os aspectos geotécnicos de um caso prático acompanhado pela autora: a escavação de um poço (de acesso às escavações do túnel) e de dois trechos do túnel do prolongamento da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa (Gare do Oriente – Aeroporto).
- *Capítulo 8* – São apresentadas as conclusões do trabalho desenvolvido.

2 Estudos geotécnicos para túneis

Só na segunda metade do século XX começou a ter significado a construção de túneis viários, e a partir do início da década de 60 começou a ficar claro o conceito de que a abertura de túneis deveria ser precedida de estudos geológicos e geotécnicos que permitissem prever com algum rigor as condições que iriam ser encontradas durante as escavações, evitando assim as frequentes surpresas que sempre se manifestavam em prejuízos materiais e muitas vezes humanas, provocando também grandes atrasos nos prazos de construção (Oliveira, 1985). Com o recurso a métodos de cálculo cada vez mais potentes, a elaboração antecipada dos projectos com a inclusão de estimativas de custos, de cadernos de encargos, da definição de responsabilidades e ainda a selecção de métodos de escavação mais apropriados, passou a ser mais fácil e com maior rigor. No entanto era claro que estes benefícios só seriam alcançados se baseados num conhecimento adequado das características geotécnicas dos terrenos. Segundo Oliveira (1994), os estudos geológicos e geotécnicos de túneis, sintetizados no quadro 2.1, são conduzidos em 4 fases distintas:

- Estudo prévio e de viabilidade,
- Projecto,
- Construção,
- Serviço ou exploração.

Na fase de viabilidade, os estudos visam essencialmente estabelecer o traçado do túnel, tendo em conta a necessidade de otimizar o seu alinhamento face às condicionantes de natureza geológica que poderão ocorrer. Procede-se à recolha de informação geológica (geomorfologia, litologia, estrutura, tectónica, etc.) e geotécnica existente, à análise de fotografias aéreas, ao reconhecimento geológico de superfície e à execução de alguns trabalhos expeditos de prospecção.

Na fase de ante-projecto/projecto (devendo aqui referir-se que muitas vezes os concursos para estas obras são lançados com base em ante-projectos mais ou menos pormenorizados, ficando o projecto concluído apenas durante a execução da obra) os estudos visam essencialmente, numa primeira abordagem, o zonamento geotécnico do maciço interessado pela implantação do túnel e a classificação geomecânica das

respectivas zonas. Com base nessa informação, completada sempre que possível com análises de estabilidade feitas com recurso a métodos numéricos, procede-se à localização dos emboquilhamentos, à escolha dos métodos de escavação mais adequados e dos suportes primários e à definição das condições hidráulicas, nomeadamente as relativas à drenagem do maciço. Os estudos são efectuados através de campanhas de prospecção geotécnica, com recurso a métodos geofísicos, a sondagens mecânicas, e ensaios “in-situ” realizados no interior dos furos de sondagens e a ensaios de laboratório. Por vezes em casos mais difíceis do ponto de vista geológico em túneis de grande secção, recorre-se à realização de galerias piloto. Os dados recolhidos e interpretados, permitem obter informações sobre as características geológicas do maciço, as características hidrogeológicas, os parâmetros de resistência e de deformabilidade do maciço e das rochas ou dos solos que o constituem e ainda sobre o estado de tensão “in-situ”. Assim que a quantidade de trabalhos de prospecção realizados, a sua distribuição geográfica e os resultados obtidos forem considerados representativos dos terrenos atravessados, é possível realizar o projecto, assegurando que é diminuta a possibilidade de ocorrência de situações no decorrer da obra não detectadas na fase de estudos.

Fase	Actividades	Finalidades
Viabilidade	<ul style="list-style-type: none"> • Recolha da informação existente; • Interpretação de fotografias aéreas e ou recurso a outros métodos de detecção remota; • Reconhecimento geológico de superfície; • Realização de trabalhos expeditos de prospecção; • Estabelecimento de um programa de prospecção e ensaios para a fase seguinte. 	<ul style="list-style-type: none"> • Localização do túnel; • Traçado.
Projecto	<ul style="list-style-type: none"> • Prospecção geofísica e mecânica; • Ensaios “in-situ” • Ensaios de laboratório. 	<ul style="list-style-type: none"> • Zonamento geotécnico das formações; • Classificação geomecânica (se aplicável); • Definição dos métodos de escavação; • Definição dos suportes primários; • Estabelecimento das técnicas de reforço e melhoramento dos terrenos; • Localização optimizada dos emboquilhamentos.
Construção	<ul style="list-style-type: none"> • Prospecção nas frentes de avanço; • Cartografia das superfícies de escavação; • Registo de ocorrências na obra; • Ensaios “in-situ”; • Observação. 	<ul style="list-style-type: none"> • Eventual adaptação do projecto; • Definição da funcionalidade dos suportes colocados; • Detecção de situações anómalas em avanço nas frentes de escavação.
Serviço	<ul style="list-style-type: none"> • Observação a médio e longo prazo. 	<ul style="list-style-type: none"> • Comportamento da obra a médio e longo prazo; • Decisão sobre a necessidade de se proceder a trabalhos de conservação e/ou reparação.

Quadro 2.1 – Síntese dos estudos geológicos e geotécnicos para o projecto de túneis (Oliveira, 1994).

É geralmente na fase de construção que se completa o projecto de um túnel em resultado da integração da informação recolhida no acompanhamento da obra. Essa informação serve para aferir os resultados obtidos na fase de projecto e para lhe fazer eventuais ajustamentos, que podem ter eventuais reflexos, no dimensionamento do suporte primário e do revestimento definitivo.

Em qualquer projecto é indispensável a caracterização da natureza geológica das formações que irão ser interessadas pela escavação do túnel (incluindo o seu estado de alteração, e a ocorrência e espessura de depósitos nas zonas dos emboquilhamentos), e da fracturação do maciço (em especial no caso de maciços rochosos), bem como a definição dos parâmetros geotécnicos e hidrogeológicos que irão definir o comportamento do terreno (deformabilidade, resistência, estado de tensão, e permeabilidade) em função da geometria da secção de cada túnel e das condições de recobrimento. A metodologia de estudo adoptada deverá ter sempre em conta (Oliveira, 1994):

- Estudos geológicos e geotécnicos devem ser conduzidos por fases, acompanhando o desenvolvimento do projecto, usando em cada fase os métodos mais adequados, ou seja, aqueles que com menor custo e menor duração permitem obter a informação adequada ao prosseguimento dos estudos e do projecto.
- A escolha dos métodos de estudo e a sua localização deve visar e contemplar todas as situações que irão ocorrer ao longo da escavação do túnel.
- O número de medições ou de resultados para cada um dos parâmetros de estudo deve ser suficientemente de modo a permitir a sua apreciação estatística, o que exigirá igualmente uma boa distribuição espacial dos trabalhos de reconhecimento, prospecção e de ensaio.
- Os trabalhos de prospecção geotécnica devem ser programados de forma a serem utilizados com fins múltiplos, visando rentabilizar o seu custo, mantendo assim o orçamento global para os estudos geológicos e geotécnicos dentro dos limites aceitáveis.
- A análise de toda a informação geológica e geotécnica deve conduzir ao zonamento geotécnico do maciço e à classificação geomecânica de cada uma das zonas com base nos valores dos parâmetros definidos.

- O local dos emboquilhamentos deve ser estudado individualmente, requerendo em regra maior concentração de trabalhos de reconhecimento e de prospecção.
- Na fase de construção do túnel serão obtidas informações complementares que irão permitir complementar o estudo geológico – geotécnico do maciço e introduzir eventuais alterações ou ajustamentos no projecto.

“A qualidade dos estudos de caracterização geológica e geotécnica para o projecto de túneis tem um papel decisivo na qualidade do projecto e consequentemente na definição das condições de custo e prazo para a execução da obra” (Oliveira, 1994).

2.1 Prospecção geotécnica

Os principais objectivos dos trabalhos de prospecção geotécnica e ensaios com vista ao projecto de uma obra subterrânea são (Plasencia, 2003):

- Dados para definição e/ou pormenorização do modelo geológico de modo a julgar sobre a adequabilidade do local ao tipo de obra prevista;
- Base para avaliação de potenciais problemas de instabilidade e para obtenção dos parâmetros necessários para a análise de estabilidade e dimensionamento dos suportes e revestimentos;
- Base para estimativa do custo e preparação dos elementos para concurso de modo adequado e económico.

Deste modo um programa de prospecção deve fornecer várias informações (Roxo, 1995), tais como:

- Espessura de cada camada de interesse para o projecto, além da sua caracterização;
- Profundidade do substrato rochoso;
- Existência de água com a respectiva posição do nível freático no período da investigação e, se possível, sua variação durante o ano (se for o caso indicar a existência de pressões artesianas);
- As propriedades do solo ou da rocha, tais como, permeabilidade, compressibilidade, deformabilidade e resistência.

A prospecção preliminar deverá fornecer dados suficientes para permitir a localização das estruturas principais do projecto, fazer uma estimativa de custos, bem como definir a viabilidade técnica e económica da obra. A espessura das camadas que serão interessadas pela construção, deverão ser estudadas com o devido detalhe, procedendo-se à recolha de amostras para ensaios de laboratório para a determinação das propriedades que permitam estimar o comportamento dos solos. Não havendo disponibilidade de mapas geológicos da região, deverão ser realizados trabalhos de cartografia do local com traçado de perfis nas principais direcções do projecto. A prospecção complementar deverá preencher as lacunas deixadas pela prospecção anterior, realizando trabalhos adicionais com vista a uma melhor adequação do projecto.

Segundo Oliveira (1994), “a escolha dos métodos e sua localização deve contemplar entre outras, todas as situações que poderão ocorrer ao longo da escavação do túnel, procurando-se atingir várias finalidades em cada método”. Um estudo bem elaborado para o projecto de um túnel permite, além da definição do modelo geológico e geotécnico do maciço, uma definição mais precisa de aspectos como:

- Localização dos emboquilhamentos e eventuais poços de acesso;
- Tratamento e/ou reforço do terreno, no início, durante e após a construção;
- Definição do método de escavação mais apropriado e previsão do seu rendimento;
- Previsão quanto à estabilidade das escavações, potenciais afluxos de água em caudais importantes, risco de se encontrarem águas corrosivas e gases tóxicos ou explosivos;
- Impactes ambientais originados pela construção do túnel, em particular os seus efeitos nas estruturas e infra-estruturas existentes na envolvente e na alteração induzida no regime hidrogeológico regional.

“O volume de maciço que os estudos devem interessar é definido por toda a zona em planta e em profundidade, cujas características geológicas possam vir a ter influência sobre o comportamento da obra, ou vice-versa” (Rocha, 1981). O elevado volume de maciço a interessar pelos estudos no caso de túneis, pode levar à deficiente informação das condições naturais pelos trabalhos de prospecção que eventualmente venham a ser feitos. (Sousa, 2002). Assim, conhecendo o diâmetro previsto para a construção de um túnel, o terreno envolvente que mais importa conhecer, por constituir a área de maior

interesse para os estudos geotécnicos, é cerca de dois diâmetros acima da abóbada e um diâmetro abaixo da soleira (Rodrigues-Carvalho, 1999).

Os métodos de prospecção podem-se classificar como directos ou indirectos. Os directos permitem a observação directa do subsolo e recolha de amostras, são exemplo escavações como valas, poços e trincheiras. As sondagens podem ser consideradas como um método semidirecto. Os indirectos permitem estimar as propriedades geotécnicas indirectamente pela observação à distância ou pela realização de correlações entre as grandezas; como por exemplo a foto interpretação, métodos geofísicos e interpretação dos resultados de ensaios. No quadro 2.2 sintetizam-se as tarefas de prospecção para cada fase do projecto.

Fase de Projecto	Tarefa	Conteúdo
I – Preliminar ou estudo prévio	Prospecção	Sondagens muito espaçadas Geofísica
	Interpretação	Mapas e cortes geológicos (1:25000 a 1:10000)
II – Projecto	Prospecção	Sondagens Poços e trincheiras Geofísica Ensaio “in situ” e de laboratório
	Definição do modelo geológico e geotécnico	Mapas e cortes geológicos (1:10000 a 1:1000) (#) Propriedades geomecânicas
	Integração no dimensionamento	Comunicação e colaboração com os restantes Colaboradores do projecto
III - Construção	Cartografia geológica e classificação do maciço	Do interior do túnel
	Prospecção	Galerias de reconhecimento Sondagens em avanço
	Instrumentação	Ensaio “in situ” Monitorização
	Interpretação	Comparação com dados de projecto, revisão e adaptação do projecto
	Integração na construção	Acompanhamento e implementação de medidas construtivas e/ou correctivas

(#) Dependendo, por vezes, também da extensão do túnel.

Quadro 2.2 – Prospecção a desenvolver para obras subterrâneas (López, 1998 in Plasencia, 2003).

Seguidamente descrevem-se sucintamente os principais métodos de prospecção e ensaios utilizados para o projecto de túneis em solos, não sendo objecto da presente dissertação o estudo de maciços rochosos.

2.1.1 Prospecção Geofísica

A prospecção geofísica engloba um conjunto de técnicas que permitem determinar certos parâmetros físicos do terreno em extensão e em profundidade a partir das variações detectadas nos valores desses parâmetros e estudar a sua correlação com determinadas características geológicas. São técnicas não destrutivas, que embora com as limitações dos métodos indirectos, fornecem importantes resultados, permitindo o estudo de grandes áreas, sendo uma componente importante nos estudos geológicos e geotécnicos.

Os diferentes métodos geofísicos baseiam-se em princípios físicos, classificando-se em gravimétricos (densidade), magnéticos (susceptibilidade magnética), eléctricos (resistividade), electromagnéticos (condutividade eléctrica e permeabilidade eléctrica), sísmicos (velocidade de propagação das ondas sísmicas) e radioactivos (níveis de radiação natural ou induzida). No caso de túneis os métodos geofísicos mais utilizados, sobretudo nas zonas de emboquilhamento ou de menores espessuras, ajudando à caracterização mais precisa das formações, são os sísmicos e eléctricos. Estes métodos têm a vantagem de serem menos dispendiosos, quando comparados com os da prospecção mecânica necessária para estudar o mesmo volume de maciço. Contudo a informação é menos precisa e detalhada e os resultados são mais difíceis de interpretar, sendo no entanto fundamentais para a selecção dos locais dos métodos de prospecção a utilizar em fases posteriores dos estudos geotécnicos.

2.1.1.1 Métodos sísmicos

Os contactos entre litologias com diferentes características físicas, diferentes estados de alteração, a densidade de fracturação e a existência de água, implicam alterações da velocidade de propagação das ondas sísmicas, definindo superfícies de separação em que as ondas sofrem refacção, reflexão ou difracção (lei de Snell). Os métodos sísmicos estudam a propagação de ondas sísmicas produzidas artificialmente no terreno, correlacionando a velocidade das ondas de compressão (v_p) e de corte (v_s) com algumas características geológicas presentes no subsolo.

Dos métodos sísmicos o mais utilizado para o estudo geotécnico de túneis é a *sísmica de refração*, com excepção dos túneis subaquáticos onde é mais adequado a *sísmica de reflexão*. A *sísmica de refração* estuda a energia que sofre refração em determinadas superfícies do subsolo. Este método consiste na realização de perfis longitudinais, habitualmente entre 25 m e 100 m de comprimento, dependendo da profundidade que se pretende alcançar (de notar que a profundidade de investigação é geralmente cerca de 1/4 do comprimento do perfil ao longo da qual se colocam os geofones), instrumentados com sensores (geofones), espaçados entre si a uma distância conhecida (em regra não superior a 5 m) e geralmente regular. É provocado um impacto, com martelo ou pequena carga explosiva, e procede-se ao registo dos tempos de chegada das ondas a cada geofone.

Em furos de sondagem são utilizados métodos de *sísmica directa*, com medição de onda directa quer entre furos (*cross-hole*), quer entre o furo e a superfície (*down-hole* e *up-hole*) e técnicas mais sofisticadas de tratamento de dados como a *tomografia sísmica* (Sousa, 2002). A tomografia tem grande resolução espacial, é um método de cálculo automático que fornece os resultados como imagens bidimensionais representando a distribuição dos parâmetros sísmicos no interior da secção. É uma técnica particularmente dispendiosa, uma vez que requer furos de sondagens muito próximos, e grande volume de dados, não sendo muito utilizada no estudo de maciços para túneis.

A disposição dos geofones em leque (“*leques sísmicos*”) permite avaliar a qualidade do maciço na zona interessada, principalmente nas zonas de emboquilhamentos de túneis, podendo ser estabelecidos entre furos de sondagem, ou entre furos e a superfície natural do terreno ou qualquer outra superfície acessível, como seja o caso duma galeria de reconhecimento geológico. Este sistema consiste na determinação do tempo que as ondas directas levam a percorrer o maciço entre um ponto no interior de um furo ou galeria, onde é provocada a geração das ondas, e vários pontos à superfície, onde se posicionam os geofones.

Os métodos sísmicos permitem: definir contactos entre diferentes formações; determinar a possança das camadas de alteração do maciço, dos solos de cobertura e da profundidade do firme rochoso; determinar a ripabilidade das formações, ou seja, avaliar o seu método de desmonte; determinar as características dinâmicas das

formações; definir eventualmente cavidades e zonas perturbadas tectonicamente, detectar a posição do nível freático (Cruz, 2005).

Nos meios urbanos é necessário ter em conta que para garantir a fiabilidade dos resultados é necessário que não existam ruídos nem vibrações nas imediações, devendo por isso ser realizados de noite com a interrupção do tráfego, ter conhecimento de todas as infra-estruturas recentes e antigas e considerar a espessura dos pavimentos (Plasencia, 2003), sendo por isso uma técnica de difícil aplicação nesses meios.

2.1.1.2 Métodos eléctricos

Terrenos diferentes apresentam normalmente resistividades eléctricas diferentes, de modo que é possível estudar o campo eléctrico de potenciais, criado artificialmente pela introdução no terreno de corrente eléctrica, e relacioná-lo com as características geológicas do local. Geralmente o dispositivo de medição inclui 4 eléctrodos, dois para a injeção da corrente e dois para leitura das diferenças de potencial, num ponto à superfície. Na avaliação de túneis, destacam-se os *perfis* e *cartas de resistividade eléctrica aparente* e as *sondagens geoelectricas*.

Estes métodos são especialmente adequados na detecção de aspectos importantes na caracterização do maciço, como sejam contactos entre diferentes formações, espessuras de alteração/fracturação, localização de acidentes tectónicos e a posição dos níveis freáticos ao longo do traçado do túnel.

Em furos de sondagem pode-se ainda medir a resistividade e o potencial espontâneo ao longo dos furos (Sousa, 2002). Têm como limitações a profundidade alcançada quando realizadas a partir da superfície do terreno e a dificuldade na interpretação dos registos obtidos principalmente quando os terrenos não são homogéneos e não possuem contrastes de resistividade bem nítidos e quando a sua atitude não é regular.

2.1.2 Prospecção Mecânica

A escolha do tipo de trabalho de prospecção mecânica a realizar depende essencialmente do tipo de formação geológica presente, da fase de estudo em que tal prospecção se insere, da espessura do recobrimento e dos tipos de ensaio “in-situ” que se pretende realizar (Oliveira, 1975). Os trabalhos podem incluir a realização de sondagens, poços, galerias, valas e trincheiras, permitindo a determinação da possança e atitude dos estratos de uma formação sedimentar, o estado de alteração dos maciços, a possança de depósitos de vertente, etc., as características da fracturação e hidrológicas, a localização falhas, ou outros elementos estruturais, a colheita de amostras para a realização de ensaios de laboratório, a determinação “in-situ” de certas características dos maciços tais como permeabilidade, resistência e deformabilidade e a observação do interior de maciços com máquinas fotográficas e câmaras de televisão.

2.1.2.1 Valas, poços e galerias

Escavações como valas, poços ou galerias têm como objectivo permitir acesso e observação directa do subsolo, possibilitando a recolha de amostras remexidas e indeformadas. As valas devem ter as dimensões mínimas livres (cerca de 0,9 m de largura por 1,60 m de altura) de modo a permitir o trabalho humano e, caso seja necessário, devem ser entivadas.

No projecto de túneis não é usual recorrer-se à abertura de poços de prospecção, contudo pode fazer-se uso deles caso coincidam com a localização de poços de ataque ou ventilação. As galerias piloto são túneis de pequena secção transversal, geralmente autoportantes, que permitem ter uma observação visual das características geotécnicas das formações que vão ser interessadas pela obra (Pereira, 1994), para lá da frente de escavação, possibilitando o acesso directo ao maciço a atravessar. De acordo com o mesmo autor, para além de funcionar como uma galeria de prospecção que antecipa as dificuldades e potenciais acidentes, facilita a selecção de suportes adequados, tendo a vantagem de não introduzir custos adicionais, uma vez que a escavação da galeria corresponde a uma parte da secção que irá ser aberta. Devido ao desenvolvimento das técnicas de sondagens e ensaios, normalmente só é utilizada em situações de túneis

importantes (de grande diâmetro) em maciços com características geológicas muito complexas.

2.1.2.2 Sondagens

As sondagens caracterizam-se pelo seu pequeno diâmetro e versatilidade; estas podem alcançar profundidades da ordem das centenas de metros, permitem atravessar qualquer tipo de material (confirmando ou não a interpretação geológica de superfície), assim como recolher amostras dos terrenos atravessados. O estudo dos tarolos permite determinar a litologia, o estado de alteração, o grau de fracturação, e os índices de qualidade - % Recuperação e, RQD - do maciço. Estas amostras podem posteriormente ser submetidas a ensaios em laboratório. No interior dos furos podem ser executados ensaios de caracterização mecânica e hidráulica. As técnicas de perfuração dependem da natureza do terreno e do tipo de ensaios que se pretende realizar, devendo ter em vista o fornecimento do maior número de dados possíveis que permitam a caracterização geológica e geotécnica dos terrenos.

As sondagens mais utilizadas para o estudo de túneis são as de *furação à rotação* com recolha contínua de amostra, sendo o sistema de furação “*wire-line*” o mais adequado para o furos com várias centenas de metros, uma vez que neste sistema o amostrador é içado pelo interior das varas de furação sem que estas tenham de ser retiradas (Plasencia, 2003). A sua localização deve ser estabelecida criteriosamente, baseada nos trabalhos de reconhecimento e de prospecção geofísica previamente executados e devem estar distribuídas sempre que possível ao longo de todo o alinhamento do traçado. O número de sondagens depende principalmente do comprimento do túnel (figura 2.1), dos tipos litológicos presentes, da estrutura geológica do maciço e da espessura de recobrimento. Considera-se satisfatório que em formações de complexidade moderada, o somatório do comprimento dos metros furados seja da ordem de grandeza do comprimento dos túneis. Oliveira (1975) propõe para o espaçamento entre sondagens cerca de 50 m, podendo alcançar os 500 m no caso de túneis muito longos, em terrenos de geologia relativamente simples. Segundo Deere (1969 *in* Rodrigues-Carvalho, 1981), para túneis, de modo geral, deverão ser realizadas pelo menos 5 sondagens; três no seu desenvolvimento e uma em cada um dos

emboquilhamentos. O mesmo autor sugere também que para recobrimentos da ordem dos 100 m, o espaçamento entre as sondagens realizadas seja entre 30 a 150 m; para profundidades entre os 100 e os 150 m, o espaçamento entre 150 a 300 m; e no caso de profundidades superiores a 250 m, um espaçamento entre 300 a 750 m. Quando a complexidade é elevada as ordens de grandeza apontadas poderão não ser suficientes. Se as sondagens forem bem orientadas em relação às discontinuidades mais importantes, a possibilidade de ocorrerem no maciço, ao nível do túnel, situações não amostradas com a sua realização é reduzida. Em áreas urbanas nem sempre é fácil o transporte e instalação do equipamento no local desejado, mas normalmente e tendo em conta a profundidade geral dos túneis urbanos, consegue-se prospectar até profundidades que ultrapassem a soleira do túnel.

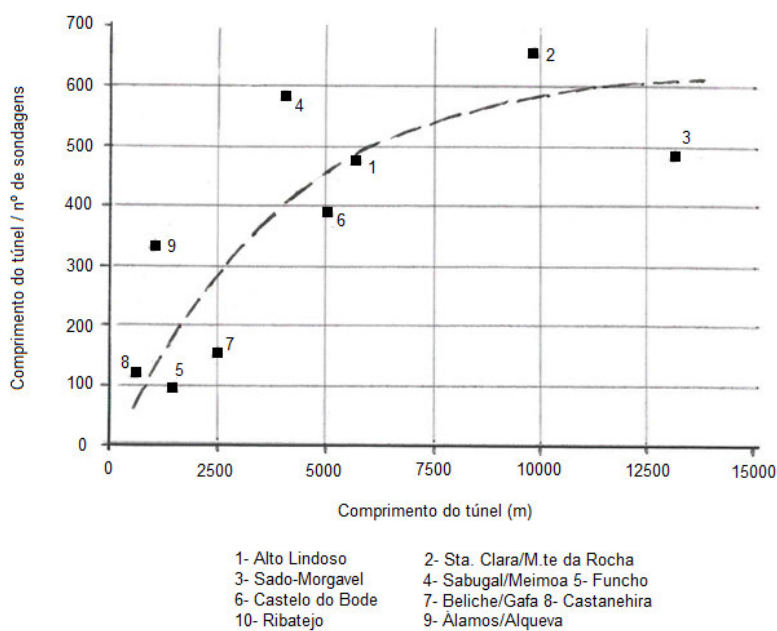


Figura 2.1- Espaçamento de sondagens de túneis hidráulicos em Portugal (Rodrigues-Carvalho, sd).

2.2 Ensaios geotécnicos

Os ensaios assumem grande importância para determinação das propriedades do terreno, uma vez que com base neles é possível conhecer os parâmetros que determinam o seu comportamento geomecânico, essencial para a selecção do método de escavação e para a definição do sustimento e suporte definitivo.

2.2.1 Ensaios “in-situ”

É frequente acompanhar os trabalhos de prospecção mecânica com a execução de ensaios realizados “in-situ” para caracterização dos maciços, uns efectuados praticamente em simultâneo com aqueles e outros posteriormente à sua realização. Alguns ensaios realizam-se quase de forma sistemática, como é o caso dos ensaios de penetração dinâmica, associados em regra a sondagens realizadas em materiais de baixa resistência; outros, como os ensaios de permeabilidade ou de deformabilidade, realizam-se apenas quando os trabalhos de prospecção visam esclarecer especificamente estas características. Os parâmetros geotécnicos que mais correntemente são objecto de estudo através dos ensaios “in-situ” são os relativos à caracterização da resistência, da deformabilidade e da permeabilidade. A vantagem destes ensaios é serem mais representativos que os de laboratório, no que diz respeito às condições naturais do terreno (Vallejo, 2002).

2.2.1.1 Ensaios de resistência

Os ensaios de resistência utilizados em solos são essencialmente os de penetração dinâmica, estática e de corte rotativo (molinete). O ensaio de resistência mais utilizado em solos, em furos de sondagem durante a perfuração, é o ensaio de penetração dinâmica normalizado, mais conhecido por *SPT* (Standard Penetration Test), desenvolvido em 1927, que permite determinar a resistência apresentada pelo solo à penetração de um amostrador normalizado. Este ensaio pode realizar-se em solos e em rocha muito alterada, e é realizado muito frequentemente de 1,5 m em 1,5 m, ou com maior ou menor espaçamento consoante as características do terreno e o tipo de obra. O processo executivo divide-se em duas fases, na primeira conta-se o número de pancadas necessárias para fazer o amostrador penetrar 15 cm no terreno. Devido às perturbações impostas pela própria furação no terreno este primeiro valor normalmente é desprezado; na fase seguinte conta-se o número de pancadas para fazer o amostrador penetrar um total de 30 cm, sendo este o valor adoptado para a resistência à penetração. Em geral esta fase é subdividida em duas subfases anotando-se para cada uma a penetração correspondente a 15 cm. Quando o terreno se torna muito resistente e a penetração muito difícil, termina-se o ensaio para um número prefixado de pancadas registando-se

a penetração realizada. Em Portugal este número é geralmente de 60 pancadas, contudo não é regra depende das normas seguidas pela empresa responsável.

O ensaio com penetrómetro estático ou *CPT* (Cone Penetration Test), também conhecido por cone holandês, “deep sounding” ou sonda holandesa, é utilizado em solos moles, e consiste na cravação estática contínua por um sistema hidráulico ou mecânico, de varas de poucos centímetros de diâmetro terminada no extremo inferior por uma ponteira cónica, mecânica ou eléctrica, sendo medida, através da cravação estática do sistema (ponteira + vara), a resistência de ponta e o atrito lateral unitário. O sistema de cone mecânico avança em intervalos de 20 cm sendo lidos os valores de resistência, ao passo que o sistema de cone eléctrico permite uma leitura contínua. Através da resistência de ponta e o atrito lateral podem obter-se indicações sobre o tipo de solo. A resistência de ponta permite uma aproximação modal da deformabilidade de areias e argilas, do ângulo de atrito de areias e da resistência ao corte não drenada das argilas. Este sistema tem como desvantagem o facto de não permitir a recolha de amostras, ser pouco fiável em solos cascalhentos e, apesar de ser mais barato em termos de custo por metro de penetração relativamente a uma sondagem de furação, requerer a mobilização de equipamento especial.

O piezocone dispõe de um sensor adicional de medição da pressão intersticial, e através dele é realizado o *CPTu* (Piezocone Penetration Test), que permite a medição da pressão intersticial da água, muito útil no caso de argilas saturadas. A dissipação do excesso de pressão intersticial gerado durante a cravação do piezocone no solo pode ser interpretada para a obtenção do coeficiente de consolidação na direcção horizontal.

Outro ensaio, também muito útil, é o ensaio de *corte rotativo* ou *molinete*, conhecido por Vane-Test. Com este é possível determinar a resistência ao corte não drenada em solos moles, nomeadamente em argilas. É um ensaio realizado no fundo de um furo de sondagem e consiste na medição do movimento de torque necessário para cortar o solo por meio de uma cruzeta metálica (composta por 4 palhetas normais entre si). Existem também molinetes auto-perfuradores.

2.2.1.2 Ensaios de deformabilidade

Os ensaios de deformabilidade mais utilizados em materiais geológicos de baixa resistência são os ensaios pressiométricos. O princípio do pressiómetro foi idealizado por K ogler e Scheidig em 1930 (Tsutsumi, 2007). A sua utilização na determinação “in-situ” das características de resistência e de compressibilidade do solo foi aperfeiçoada a partir do trabalho de M enard (1957) e da criação do Centro de Estudos M enard (CEM), em França, onde foram desenvolvidos diferentes tipos de pressi metros, cada um com características específicas para permitir utilização em solos moles até mesmo em rocha (Baguelin *et al.*, 1976 in Tsutsumi, 2007). O *ensaio pressiométrico*   muito utilizado pelo facto de permitir de forma simples a obtenção directa ou indirecta de vários parâmetros característicos dos solos e de algumas rochas brandas; é realizado no interior de furos de sondagem e consiste em aplicar escalonadamente uma pressão radial ao furo, medindo a deformação induzida que a acompanha. Com os dados recolhidos obt m-se uma curva de pressão / volume (figura 2.2), em que se distingue uma fase inicial relativa ao início de contacto do equipamento com as paredes do furo, uma fase elástica linear (trecho AB da curva) que representa o comportamento elástico do solo, e uma plástica. O ensaio pretende obter a pressão de fluência (pressão em que o material deixa de se comportar elasticamente), extrapola a pressão limite e o módulo pressiométrico.

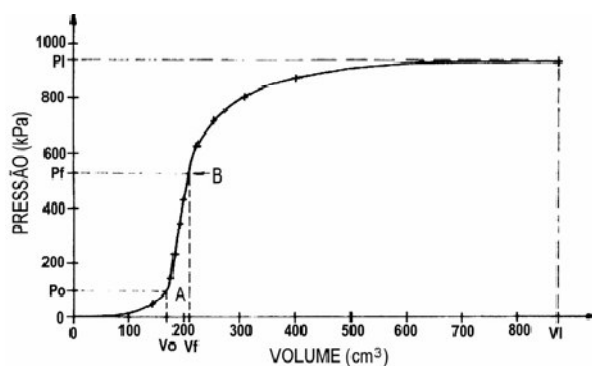


Figura 2.2 – Curva pressiom trica (Tsutsumi, 2007).

Apesar de existirem equipamentos que alcançam pressões da ordem dos 20 MPa, geralmente são utilizados os que trabalham a pressões inferiores a 10 MPa. Da gama de pressi metros existentes destaca-se o pressi metro de M enard, o pressi metro auto-

perfurador e o cone pressiométrico. Um dos pressiómetros mais utilizados é o *pressiómetro de Ménard*, que permite determinar algumas das características de deformabilidade, resistência e fluência e ainda avaliar o estado de tensão horizontal existente “in-situ”, sendo efectivo nos solos rijos e rochas brandas. Este tipo de ensaios são sensíveis à qualidade de furação e ao grau de perturbação que esta induziu nos terrenos, à forma como a sonda é introduzida no furo e ao facto de não ser possível controlar as condições de drenagem existentes. De notar, que a realização destes ensaios pode ser significativamente condicionada pela elevada resistência dos terrenos e também pela irregularidade da superfície de ensaio gerada pela furação prévia, uma vez que pode ocorrer a rotura da “camisa” mesmo se ela se encontrar protegida. São ensaios onde a maioria das condições de fronteira são bem controladas e conhecidas, assim como as condições de tensão e deformação em torno dos mesmos. Daqui resulta que estes ensaios são particularmente adequados para o caso do projecto de túneis (Roxo, 1995), em materiais de baixa resistência.

2.2.1.3 Ensaios de Permeabilidade

Para o projecto de túneis é fundamental conhecer as características hidrogeológicas dos terrenos, nomeadamente a permeabilidade, de forma a prever e a localizar eventuais zonas onde possam existir afluxos de água com caudais importantes para a escavação, o que pode conduzir a atrasos nos trabalhos, instabilidade da frente de escavação, mudanças no método construtivo, acidentes etc., o que se repercute num aumento do custo da obra. Saber se o túnel se situa abaixo ou acima do nível freático, se vai interceptar níveis de água estáticos ou em movimento, se as formações são pouco ou muito permeáveis e se as águas existentes contêm elementos agressivos para o betão, são questões decisivas para a escolha e definição do método construtivo a utilizar (Roxo, *op. cit.*). No caso de túneis urbanos, estes condicionalismos ainda se revestem de maior relevância, em virtude de os túneis se comportarem como se fossem um dreno. Esta afluência de água ao túnel traduz-se num rebaixamento do nível freático e pode desencadear importantes assentamentos à superfície por consolidação, susceptíveis de colocar em risco a integridade das estruturas existentes. Os ensaios mais comuns na determinação da permeabilidade “in-situ” em solos são o ensaio Lefranc e o ensaio de bombagem, realizados em furos de sondagem, a diversas profundidades.

O *ensaio Lefranc* consiste em introduzir água num furo de sondagem em relação ao qual se pretende conhecer a permeabilidade, podendo ser feito com carga hidráulica constante ou variável. Este ensaio permite medir o coeficiente de permeabilidade, em solos permeáveis ou semipermeáveis, de tipo granular ou em rochas muito fracturadas.

No ensaio com carga hidráulica constante, em formações muito permeáveis, introduz-se água com caudal constante no furo até se verificar a estabilização do nível de água na sondagem. Na interpretação dos ensaios assume-se que o escoamento é laminar (lei de Darcy), que o meio é isotropo e homogéneo e que o regime de escoamento é permanente. A carga hidráulica é dada pela altura de água no furo acima do nível freático (a carga é considerada nula antes do ensaio). Para minimizar os erros no cálculo do coeficiente de permeabilidade é conveniente que se possa garantir com boa aproximação a forma da cavidade, preferencialmente cilíndrica, quer utilizando tubagem crepinada no trecho a ensaiar que simultaneamente mantém estáveis as paredes do furo e permite o afluxo de água ao maciço sem grandes perdas de carga, quer previamente introduzindo seixo grosso no trecho final do furo levantando depois a tubagem na altura respectiva. Com frequência o trecho de ensaio tem comprimento entre 0,5 e 1 m.

No ensaio com carga hidráulica variável introduz-se um dado volume de água no furo de sondagem e registam-se as variações de nível piezométrico ao longo do tempo. Este tipo de ensaio é em geral, realizado em solos pouco permeáveis ($k < 10^{-4}$ m/s). A medição do caudal deve-se realizar a cada 5 minutos, mantendo o nível constante na boca de sondagem durante 45 minutos; caso o afluxo de água ao furo seja elevado, deve medir-se a cada minuto durante os primeiros 20 minutos e posteriormente a cada 5 minutos até o total de 45 minutos (Vallejo, 2002).

Em termos comparativos, é de referir que os ensaios realizados com carga hidráulica constante são longos mas dão resultados fáceis de interpretar. Os ensaios com carga variável são de realização muito simples mas a interpretação dos resultados não é em regra fácil. Uma das dificuldades na interpretação dos resultados dos ensaios Lefranc resulta de que em regra, não se determina separadamente o coeficiente de permeabilidade vertical e horizontal, já que, quer no caso de cavidade cilíndrica, quer no

caso de cavidade esférica, o coeficiente de permeabilidade que se determina é um coeficiente misto, afectado pela permeabilidade vertical e horizontal. Esta circunstância tem tanto mais importância, quanto menos isotrópico e homogéneo for o terreno onde se pretende determinar a permeabilidade.

Os *ensaios de bombagem* em linhas gerais permitem obter um valor médio de permeabilidade do maciço, a partir da bombagem de água e da medição dos rebaixamentos verificados em piezómetros adjacentes. São ensaios geralmente muito demorados e dispendiosos e por esse facto não são muito utilizados no âmbito da prospecção geotécnica para túneis.

2.2.2 Ensaios em laboratório

Um programa de prospecção geotécnica só fica completo com a colheita de amostras para posterior análise em laboratório. Actualmente existe uma gama muito grande de ensaios em laboratório dependendo dos parâmetros que se pretende determinar. Além de permitirem identificar e caracterizar as propriedades dos materiais ensaiados e tentar obter as suas leis constitutivas, os ensaios em laboratório são uma via importante para a confrontação e correlação com os resultados obtidos em ensaios efectuados “in-situ”, contribuindo para uma melhor interpretação e ainda decidir sobre a necessidade de se realizarem ensaios complementares. É preciso ter sempre presente que para a simulação em laboratório das condições existentes “in-situ”, o conhecimento do estado de tensão inicial do maciço, em particular o valor de tensão efectiva horizontal para um dado local, é fundamental (Roxo, *op. cit.*).

De acordo com Coelho (1996) apesar das condicionantes originadas pelas técnicas de amostragem e de preparação dos provetes, os ensaios de laboratório apresentam vantagens: possuem condições de fronteira bem conhecidas; as condições de drenagem são bem controladas; as trajectórias de tensão encontram-se bem estabelecidas e desenvolvem-se campos de deformação uniformes que permitem a utilização das teorias mecânicas dos meios contínuos. Contudo há sempre que ter em conta a ponderação da fiabilidade dos resultados obtidos, uma vez que:

- A qualidade da amostragem depende de muitos factores, dos quais se destaca, a qualidade de execução da sondagem (com excessiva descompressão ou compressão do terreno), do fundo do furo onde se colhe a amostra, da qualidade e adequação do amostrador ao tipo do solo, da qualidade do operador, da qualidade da embalagem, isolamento e transporte ao laboratório;
- Existe dificuldade na amostragem em solos coesivos e de solos incoerentes devida à perturbação originada pela cravação das amostras;
- Impossibilidade de se reproduzir em laboratório as condições reais do solo (independentemente da qualidade da amostragem), uma vez que os comportamentos no ensaio e na natureza, mesmo operando nas mesmas gamas de solicitações ou de outros parâmetros (drenagem, etc.), sofrem do efeito de escala geométrica (apenas são ensaiados pequenos volumes o que conduz a incertezas sobre a representatividade dos resultados) e principalmente temporal, além de efeitos geoquímicos e pré-consolidação impossíveis de reproduzir;
- Os factores responsáveis pela formação dos planos de rotura ainda não estarem bem identificados;
- O carácter descontínuo e localizado da amostragem poder levar a extrapolações erradas para o restante maciço;
- Ter em conta que em muitas situações todo o processo de colheita de amostras e respectivos ensaios em laboratório é mais moroso e dispendioso do que a realização de alguns ensaios “in-situ”.

2.2.2.1 Ensaio de identificação e caracterização física de solos

As propriedades investigadas e quantificadas a partir de ensaios laboratoriais sobre amostras recolhidas no campo ou em sondagens agrupam-se em dois tipos: as propriedades das partículas constituintes do solo (grãos) e as do solo propriamente dito. No que diz respeito às propriedades dos grãos, a granulometria (dimensão dos grãos traduzida pela curva granulométrica) determinada através de *peneiração*, para solos de grão mais grosseiro, ou por *sedimentação* para solos de grão mais fino, em ensaios normalizados, e a composição mineralógica assumem principal importância. Em relação às propriedades do solo propriamente dito interessa determinar as suas propriedades físicas, como seja: a *porosidade*, o *índice de vazios*, o *teor de humidade*, o *grau de*

saturação, o *peso volúmico* (seco, saturado e submerso), a *compacidade* e a *consistência* (limites de liquidez e de plasticidade).

2.2.2.2 Ensaios de caracterização mecânica

Os ensaios laboratoriais necessários à quantificação dos parâmetros definidores das características e do comportamento do solo fornecem indicações que exigem atenta e experiente ponderação, antes da sua aplicação acrítica, no problema considerado (Coelho, *op. cit.*). A carga máxima que pode ser transmitida ao solo depende da resistência desse solo às deformações por corte. A resistência ao corte destes materiais pode ser investigada através do ensaio de corte directo, ou em ensaios de compressão (uniaxial ou triaxial).

O *ensaio de corte directo* permite medir a resistência de um solo (Cruz, 2005), apresentando as vantagens de ser rápido e barato e de se poder adaptar para tamanhos de amostras superiores; contudo à que ter em conta que a superfície de rotura é imposta, a distribuição das tensões não é uniforme, não permite medir as pressões intersticiais e a área de contacto do plano de corte diminui à medida que ocorre o corte.

O *ensaio de compressão uniaxial* não apresenta confinamento lateral, é um ensaio rápido que permite medir o incremento da tensão total vertical aplicada e da deformação axial sofrida, sendo possível apresentar os resultados em forma de curva tensão /deformação.

Os *ensaios triaxiais* permitem confinar toda a amostra para aplicação da tensão, são ensaios de maior versatilidade e fornecem indirectamente uma medida de resistência ao corte, da resistência não drenada a partir do círculo de Mohr utilizando as tensões totais dos ensaios não consolidados e não drenados, e os parâmetros de resistência efectiva (c' e ϕ') dos ensaios consolidados, drenados ou não drenados, com medição das pressões intersticiais, utilizando o critério de rotura de Mohr-Coulomb em termos de tensões efectivas.

Para se estudar a compressibilidade unidimensional dos solos realiza-se o *ensaio edométrico*. Este ensaio consiste em submeter o provete a pressões crescentes estando o solo confinado lateralmente e sujeito a uma carga axial, com drenagem livre, quer no topo quer na base. Avaliam-se assim a variação dos assentamentos no tempo e o assentamento total. Com base nos resultados obtidos através deste ensaio é então possível estabelecer uma relação entre o índice de vazios e a tensão efectiva (cálculo do assentamento total) e traçar curvas de assentamento em função do tempo para cada fase de carregamento. Este ensaio é fácil de realizar, sendo as condições de deformação impostas muito semelhantes ao que ocorre na maioria dos casos reais (o solo fica impedido de romper por corte sendo a compressão a fonte dominante de deformação). Contudo é um ensaio moroso, gera forças de corte ao longo da superfície cilíndrica do provete à medida que as deformações verticais aumentam (efeito do atrito lateral).

2.3 Zonamento geotécnico

Os trabalhos de prospecção e ensaios desenvolvidos deverão permitir efectuar o zonamento geotécnico das formações, ou seja, definir zonas nos maciços geológicos com idênticas respostas geotécnicas (comportamentos geomecânicos semelhantes) a curto e a longo prazo (Oliveira, 1985). De acordo com o mesmo autor “trata-se de balizar o maciço dentro de limites bem definidos e aceitáveis, relativos à deformabilidade, resistência, permeabilidade e estado de tensão”.

O zonamento constitui um importante auxiliar, uma vez que permite a aplicação das mesmas técnicas em zonas com características idênticas, fornecendo facilidade no dimensionamento e permitindo a optimização da execução (Bastos, 1998); na medida em que contribui para a definição das zonas de emboquilhamento, dos métodos de escavação, do dimensionamento do suporte primário, das condições de drenagem, das técnicas de melhoramento do maciço, e da definição do programa de monitorização e de acompanhamento da obra (Sousa, 2002). Mas note-se que por si só, o zonamento não é suficiente para a gestão do processo construtivo, pois apesar de definir valores mecânicos característicos de cada zona geotécnica, pode não abranger simultaneamente os métodos de escavação, sustimento e constrangimentos ambientais. Por exemplo, duas zonas com a mesma classificação geotécnica, têm a mesma caracterização geológica e

geomecânica, contudo podem ser alvo de métodos de escavação diferentes pelo simples facto de se encontrarem em áreas urbanas ou em zonas desabitadas, perto ou longe de estruturas de risco ou com maior ou menor espessuras de recobrimento.

Considera-se assim o zonamento como uma importante tarefa do projectista de forma a assegurar as condições mínimas de segurança no decorrer da execução da obra. Contudo o zonamento geotécnico não pode ser entendido como um receituário de soluções pré-determinadas que dispense estudos específicos localizados, carecendo de reconhecimento e instrumentação contínuos do maciço a escavar ao longo de todo o processo de execução (Bastos, 1998).

2.4 Custo dos estudos no custo da construção

A abertura de túneis é uma actividade que geralmente envolve consideráveis investimentos, cuja estrutura de custos é complexa e variável de projecto para projecto. Segundo Wahlstrom (1973), a construção de túneis é a mais dispendiosa, ao mesmo tempo que perigosa, obra de engenharia. Os pontos de vista dos donos de obra, projectistas e empreiteiros nem sempre são concordantes a respeito da classificação e conteúdo desses custos, nem dos métodos utilizados para os calcularem. Os montantes envolvidos dependem fundamentalmente das seguintes características (Sousa, 2002):

- Custo das técnicas e métodos utilizados;
- Tipo e extensão da obra;
- Grau de complexidade das condições geológicas e espessura do recobrimento;
- Grau de experiência dos responsáveis pelos referidos estudos;
- Sensibilidade do dono da obra quanto aos benefícios.

Nos túneis, por serem empreendimentos caracterizados por elevados investimentos, há que proceder em todas as etapas do seu estudo e da sua execução a análises pormenorizadas de custos elaboradas pelas diversas partes intervenientes. A componente geológica e geotécnica dos projectos que é responsável pela caracterização dos terrenos de forma apropriada ao desenvolvimento do projecto de engenharia, e mais tarde, de implantação do método construtivo, assume um papel relevante na estimativa dos investimentos, assim como na análise de viabilidade dos empreendimentos que

deverá preceder a decisão para a sua realização (Dinis da Gama, 1994). Os túneis apresentam características que são susceptíveis de influenciarem os estudos e os seus custos (Rodrigues-Carvalho, 1999), nomeadamente:

- O estudo desenvolve-se em extensão, dada a linearidade da obra;
- A caracterização da zona do maciço que mais importa conhecer pode obrigar a custos muito elevados;
- Pode ser exigida mais do que uma zona de estaleiro para os trabalhos de prospecção (e eventual abertura de acessos), em função do comprimento do túnel;
- Elevado volume do maciço influenciado pela obra;
- Custo do risco devido a condições do terreno não antecipadas pelo estudo;
- Os resultados do estudo não condicionam o tipo de obra, apenas métodos construtivos e suportes.

O conhecimento adequado das características dos terrenos a atravessar é necessário para projectar adequadamente um túnel, sendo fundamental para evitar sobrecustos, acidentes e imprevistos. Segundo Oliveira (1985), o desenvolvimento da geotecnia deve-se à evidência clara dos elevados benefícios traduzidos em termos de segurança, de redução de prazos e até de custo das obras, quando comparadas com os custos dos trabalhos de reconhecimento geológico e geotécnico que darão contribuição relevante para aqueles benefícios, cerca de 1% a 2% custo das obras; ou mesmo de 0,3% a 2% (Legget e Hatheway, 1988). No entanto os custos da aplicação de medidas de reforço após a ocorrência de acidentes motivados pelo desconhecimento das características geológicas e geotécnicas dos terrenos podem atingir 20 a 30% do custo da obra.

No caso concreto de túneis, estima-se que para os estudos de prospecção geotécnica seja necessário despender uma média de 0,7% (mínimo 0,1% e máximo 0,7%) do custo total da obra orçamentada no projecto (Rodrigues-Carvalho, 1999). Deste modo a realização dos trabalhos de prospecção geotécnica traduz-se geralmente numa dualidade de benefícios geotécnicos e financeiros (Rodrigues-Carvalho, 1981) que embora de avaliação difícil e subjectiva, em particular os financeiros, desde que as obras sejam construídas em segurança e economia considera-se que foram normalmente alcançadas. O mesmo autor, com base em diversos estudos e obras em Portugal e no Brasil até 1981, refere que em relação ao custo total de trabalhos realizados no âmbito da geologia

de engenharia para obras subterrâneas, até 10% é aplicado em métodos geofísicos, 40 a 80% em sondagens com ensaios de permeabilidade, até 25% em ensaios “in situ”, 1 a 5% em ensaios laboratoriais e 10 a 25% nos honorários dos técnicos. Como exemplo, o caso dos estudos do túnel do Funcho – Benaciate (Rodrigues-Carvalho & Conceição David, 1985) em que nos estudos geológicos e geotécnicos realizados para o projecto de 1980, se despendeu o equivalente a 1,2% do custo estimado para a construção da obra em estudos geotécnicos, permitindo reduzir em 5,6%, o custo da obra. Na figura 2.3 encontra-se representada a relação custo benefício das várias etapas envolvidas na prospecção geológica e geotécnica.

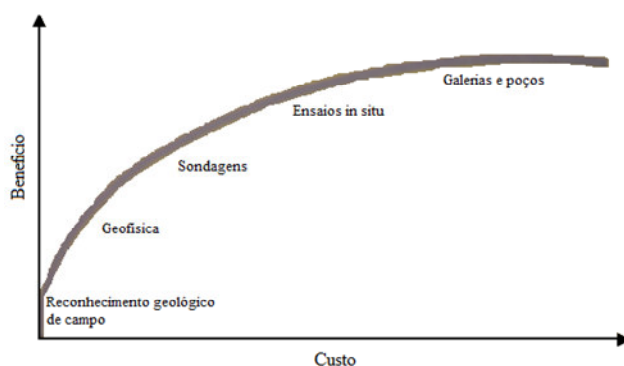


Figura 2.3 – Relação custo/benefício (adaptado De Freitas, 1992 in Vallejo, 2002).

Hoek e Palmieri (1998), com base em dados de 84 túneis, concluem que um volume inadequado de prospecção por sondagens resulta num aumento significativo do custo da obra (figura 2.4), estando esses acréscimos associados a dificuldades derivadas de imprevistas condições geológicas adversas (Plasencia, 2003).

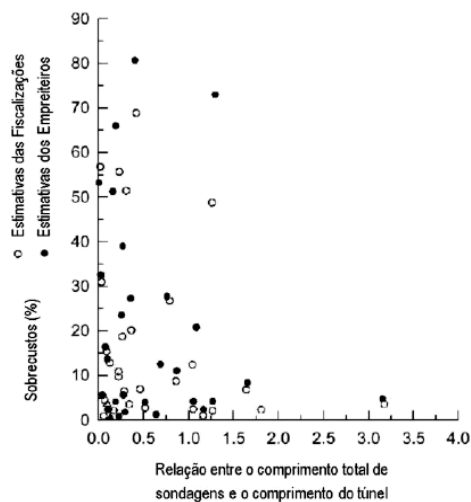


Figura 2.4 – Variação do custo da obra em função do comprimento acumulado de sondagens (Hoek e Palmieri, 1998 in Plasencia, 2003).

2.5 Caso particular dos solos rijos/rochas brandas

O conceito de terrenos definido como “materiais naturais que englobam os solos e as rochas” (LNEC, 1962) não define a fronteira entre solos e rocha. Importa pois fazer a distinção entre estes dois tipos de materiais. Segundo Vallejo (2002) “*rochas* são agregados naturais duros e compactos de partículas minerais com fortes uniões coesivas permanentes que habitualmente se consideram um sistema contínuo.” A proporção dos diferentes minerais, a estrutura granular, a textura e a origem da rocha, características intrinsecamente geológicas, servem também para a sua classificação em termos de engenharia. Por sua vez “*solos* são agregados naturais de grãos minerais unidos por forças de contacto normais e tangenciais às superfícies das partículas adjacentes, separáveis por meios mecânicos de pouca energia” (“agitação em água”). Nestes conceitos existe uma apreciável intersecção dos domínios solo e rocha ao que habitualmente se designa de “terrenos de transição” constituídos por solos rijos e rochas brandas. Estes terrenos foram classificados por Rocha (1977) como “materiais de baixa resistência” ou “rochas de baixa resistência” e ocupam para um conjunto de propriedades mecânicas uma posição intermédia entre os solos e as rochas. O parâmetro mecânico mais adequado para o estabelecimento do limite entre solo e rocha, apesar da sua dependência do teor em água natural, segundo vários autores é o valor de resistência à compressão uniaxial. Mas não há unanimidade sobre este valor. Rocha (1977) propõe 2 MPa para este limite, Vallejo (*op. cit.*) aponta para 1,25 MPa.

Os terrenos de transição são materiais difíceis de descrever (neles incluem-se os solos rijos e as rochas “brandas”), amostrar, de ensaiar e podem colocar algumas condicionantes a muitas obras de engenharia. São consideradas rochas “brandas” as correspondentes a formações jovens, como do Cretácico ou idades mais recentes, ou então a formações mais antigas alteradas ou meteorizadas (Attewell, 1995 in Plasencia, *op. cit.*). Em rochas “brandas” eventuais instabilidades são mais abrangentes e generalizadas; as rupturas por cisalhamento ou tracção progridem, gradualmente, além do contorno escavado, podendo atingir volumes expressivos da abóbada, das paredes e, ocasionalmente, do piso, se indevidamente controladas (Oliveira & Brito, 1998).

Deste modo, os terrenos de transição são considerados materiais problemáticos para o projecto de obras subterrâneas, uma vez que exibem quase todos, deformações com fluência, o que pode levar ao desenvolvimento de roturas progressivas e retardadas, situação que é mais acentuada quanto maiores forem as tensões de confinamento e as tensões distorcionais aplicadas (Roxo, 1995). Por outro lado muitos destes materiais, em particular os de natureza argilosa, evidenciam grande susceptibilidade às variações do teor em água natural, podendo exibir fenómenos de expansibilidade e de desagregabilidade importantes e difíceis de controlar ou de prever. São materiais cujo comportamento tensão deformação depende da tensão de confinamento, variando desde o muito frágil ao dúctil existindo toda uma serie de estados intermédios. Note-se que a alteração do estado de tensão pode ocorrer de forma bastante complexa, estando intimamente associada à natureza e história das formações, bem como a forma e com as dimensões da escavação. Deste modo, túneis com pequeno recobrimento, quando abertos em formações com comportamento muito dilatante poderão não originar quaisquer deformações significativas à superfície. Este facto deve-se a que os deslocamentos desenvolvidos como consequência da escavação terem, sido compensados pela resposta dilatante dos materiais. Por outro lado túneis com grande recobrimento mas abertos em formações compressíveis e drenantes poderão originar grandes assentamentos à superfície por consolidação, devido à drenagem induzida pelo túnel.

3 Técnicas de melhoramento de terrenos

A qualidade geomecânica do terreno influencia o processo construtivo de túneis, condicionando os tipos de tratamento, meios de escavação e suportes utilizados.

As solicitações impostas pela obra nem sempre podem ser suportadas pelo maciço, tornando-se necessário o seu reforço ou a melhoria das suas características originais (Oliveira & Brito, 1998). Para tal existem actualmente diversos processos ou técnicas, conhecidos como técnicas de tratamento ou melhoramento de terrenos, que consistem na adopção de procedimentos que modifiquem determinadas características ou propriedades do maciço, de forma a adequá-lo às solicitações impostas por uma obra de engenharia, garantindo a sua estabilidade, reduzindo o custo do empreendimento e aumentando a segurança. Muitos túneis, em particular os urbanos, necessitam da adopção destes tratamentos durante o seu período de construção. Estes podem ser de intervenção pontual ou sistemática.

Das técnicas de tratamento existentes destacam-se as que são mais utilizadas na construção de túneis em terrenos de baixa resistência, nomeadamente a utilização de injeções de caldas de cimento ou de outros produtos químicos, a drenagem e rebaixamento do nível freático ou mesmo o seu congelamento, e o reforço estrutural de terreno através da introdução de armaduras de vários tipos, existindo para cada uma destas técnicas várias metodologias possíveis.

3.1 Injeções de caldas

A injeção de caldas consiste na introdução, sob pressão, de um fluido (calda) nos vazios ou fissuras existentes, ou no espaço existente entre o terreno escavado e o suporte ou revestimento aplicado. Caso exista água no terreno esta será substituída pela calda (injeções de permeação). As injeções podem ser de baixa ou de alta pressão. Segundo Sousa (2002), de um modo geral, as injeções têm como objectivo:

- Reduzir a permeabilidade do terreno de forma a impedir ou diminuir o aparecimento de água na escavação;

- Aumentar a resistência do terreno e conseqüentemente a sua estabilidade, permitindo assim facilitar e aumentar a segurança da escavação e o atravessamento de zonas particularmente difíceis;
- Garantir uma perfeita solidarização entre o suporte ou revestimento do túnel e o maciço (injecções de colagem);
- Diminuir a deformabilidade do maciço, e conseqüentemente os assentamentos à superfície.

Nas injecções de pressão baixa, ou *injecções de compensação ou de compactação* a injecção é controlada de acordo com os resultados de instrumentação instalada, em particular com os valores medidos dos assentamentos à superfície. Quando estes chegam a um determinado valor procede-se à injecção a baixa pressão no terreno de caldas espessas – cimento bentonite de baixo valor de slump ao longo de uma malha de furos de injecção previamente preparados entre as estruturas e o túnel. Assim além de melhorar as características mecânicas dos terrenos, compensam-se os assentamentos originados pela perda do solo que naturalmente ocorrem devido à convergência do maciço à custa do empolamento provocado pela injecção deste tipo de calda nos horizontes mais densos descomprimidos no terreno, ou pelo aumento de compacidade dos materiais granulares mais incoerentes.

A injecção de caldas, a pressão baixa, é uma técnica que pode ser utilizada no reforço do solo descomprimido em resultado da abertura de túneis (Botto, 2001). É também usual combiná-la com *fracturação hidráulica* e a utilização de reinjecções após a relaxação que ocorre posteriormente à fracturação, o que exige uma observação muito rigorosa dos deslocamentos, em particular nas zonas onde estão implantadas edificações à superfície do terreno.

Uma variante às injecções de pressão baixa foi desenvolvida na década de 70 no Japão (Moseley & Kirsch, 2004), trata-se de *injecções de caldas a pressão elevada*, mais conhecidas por *jet grouting* (*injecção de substituição / adição*). Esta técnica surgiu pela necessidade de colmatar a lacuna deixada pelas técnicas de injecção no que se refere ao tratamento de solos de reduzidas características mecânicas e de elevada permeabilidade, ou em situações, como as que se verificam em zonas urbanas, para as quais a limitação das perturbações causadas e respectivo controlo são condições

obrigatórias (Carreto, 2000). De um modo geral o processo construtivo (figura 3.1) pode dividir-se em 3 fases: posicionamento do equipamento de perfuração, furação do terreno, injeção e mistura com o solo (Subtil, s.d.).

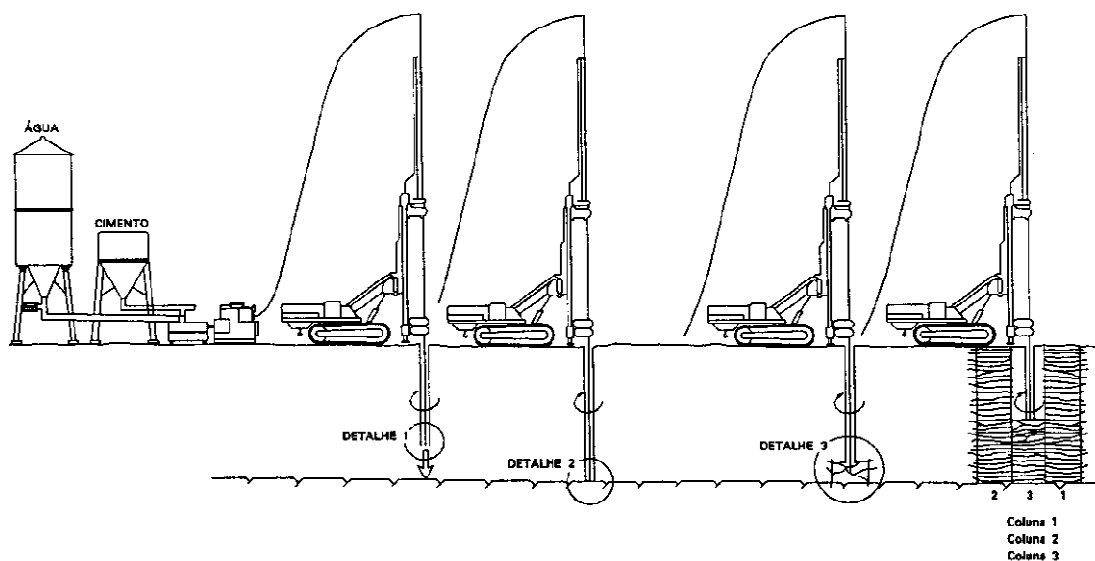


Figura 3.1 – Jet grouting: Processo construtivo (Carreto, 2000).

Este processo envolve o corte da estrutura inicial do solo, pela acção de um ou mais jactos horizontais de elevada velocidade e a mistura, substituição parcial e cimentação das partículas formando um corpo consolidado, geralmente de forma cilíndrica. Produzem-se assim colunas constituídas por uma mistura de solo e de cimento que podem atingir até 5 m de diâmetro. A justaposição destas colunas permite implantar uma variedade de soluções de melhoramento e reforço dos terrenos injectados e de protecção e reforço das estruturas. No caso de se pretender realizar um corpo de geometria plana (painel) o processo é idêntico, mas a ascensão da vara não tem movimento rotacional (Carreto, *op. cit.*).

Existem 3 métodos de execução de jet grouting baseados no mesmo processo físico (Kaidussis & Tejada, 2000), sistema de jacto simples ou JET1 ou ainda mono jet, sistema de jacto duplo ou JET2 e sistema de jacto triplo ou JET3. No quadro 3.1, sintetizam-se as principais características destes métodos.

Método (Origem)	Princípios básicos	Principais etapas do procedimento	Limites de aplicação	Diâm. colunas
JET1 Japão 1970	Utiliza um ou mais jactos horizontais de calda de cimento, a grande velocidade, para desagregar e misturar com as partículas de solo desagregadas.	1) Furação: execução de um furo de 150 mm de diâmetro, até à profundidade desejada com o auxílio de um jacto de água vertical. 2) Injecção: terminada a furação inicia-se a bombagem de calda que é injectada através de um ou mais bicos localizados na parte inferior da vara, ao mesmo tempo que a vara é elevada ao longo do furo com um movimento rotacional.	Solos coesivos com NSPT < 5 a 10 Solos incoerentes com NSPT < 20	0,3 m a 1,2 m
JET2 Japão 1972	Utiliza um ou mais jactos horizontais de calda de cimento envolvidos por ar comprimido, a grande velocidade, para desagregar e misturar-se com as partículas de solo desagregadas.	1) Furação: execução de um furo de 150 mm de diâmetro até à profundidade desejada com o auxílio de um jacto de água vertical. 2) Injecção: terminada a furação inicia-se a bombagem de calda envolvida por ar que é injectada através de um ou mais bicos localizados na parte inferior da vara, ao mesmo tempo que a vara é elevada ao longo do furo com um movimento rotacional	Solos coesivos com NSPT < 10 Solos incoerentes com NSPT < 50	0,6 m a 2,0 m
JET3 Japão 1975	Utiliza um jacto horizontal de água envolvido por ar comprimido para desagregar o terreno. A substituição do material desagregado é efectuada por um jacto de calda que também promove alguma mistura com parte das partículas de solo desagregadas que permanecem no furo.	1) Furação: execução de um furo de pequeno diâmetro até à profundidade desejada com o auxílio de um jacto de água vertical. 2) Injecção: terminada a furação inicia-se a injecção de água envolvida por ar através do bico superior. No bico inferior é feita a injecção de calda. À medida que a vara é elevada com movimento rotacional o jacto de água vai desagregando o solo, enquanto o jacto de calda, inferior, substitui e mistura-se com algum do material desagregado que permanece na cavidade.	Solos coesivos com NSPT < 15 Solos incoerentes com NSPT < 50	0,8 m a 3,0 m

Quadro 3.1 – Síntese de sistemas de Jet grouting (Carreto, 2000).

O jet grouting é uma técnica muito utilizada para controlo da água subterrânea, com a construção por exemplo de cortinas impermeabilizadoras na construção de poços e na protecção da escavação de túneis, e principalmente pelo tipo de terrenos passíveis de serem tratados. Desde areias grosseiras com cascalhos, a areias e siltes, ou mesmo solos rijos coesivos (figura 3.2), embora possa apresentar resultados distintos consoante as respectivas características, independentemente da existência e posição do nível freático,

permitindo maior controlo sobre a quantidade de calda injectada e um maior volume de maciço tratado. De facto, embora possa não ter efeitos significativos em rochas sãs, o procedimento é compatível com a existência de intercalações de rochas ou solos muito duros, permitindo o tratamento de camadas de seixos ou conglomerados, aglutinando-os numa matriz cimentada (Kaidussis & Gomez de Tejada, 2000). Contudo é uma técnica dependente do processo construtivo, onde o controlo da pressão de injeção, a velocidade de rotação do tubo injector e da ascensão, é fundamental. Outras desvantagens são a possibilidade de ocorrência de empolamento do terreno ou de se desenvolverem movimentos laterais, permanecendo ainda algumas limitações na remoção do material erodido.

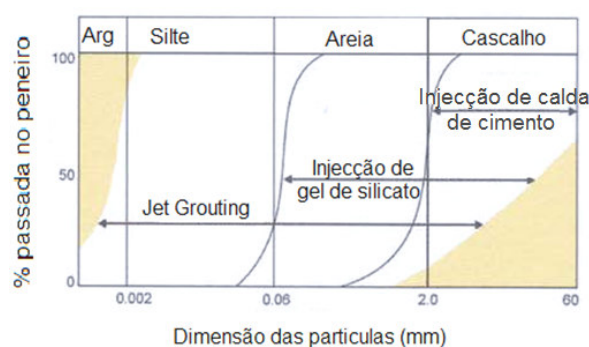


Figura 3.2 – Aplicabilidade do jet grouting relativamente a outros tipos de injeção (www.haywardbaker.com, adaptado).

Dadas as dificuldades em se controlar a quantidade de solo que fica efectivamente misturado com a calda, a variabilidade da sua resistência pode ser muito grande ao longo de uma mesma coluna, sendo difícil conhecer com precisão as características do solo tratado, quer em termos de resistência à compressão e deformabilidade, quer em termos de resistência ao corte e permeabilidade do terreno, recorrendo-se por isso à execução de colunas de ensaio. Seguidamente apresentam-se os diferentes diâmetros das colunas de jet que se podem obter, bem como o respectivo consumo médio em cimento (quadro 3.2) por estas técnicas, não esquecendo que se tratam de valores variáveis consoante o tipo de solo e os objectivos pretendidos.

Tipo de solo	Jet 1	Jet 2	Jet 3	Consumos médios de cimento
Areias	φ 500 a 850 mm	φ 800 a 1.100 mm	φ 1.200 a 2.000 mm	130 a 350 kg
Siltes	φ 450 a 550 mm	φ 750 a 1.000 mm	φ 1.150 a 1.900 mm	450 a 900 kg
Argilas	φ 350 a 400 mm	φ 700 a 900 mm	φ 1.050 a 1.600 mm	800 a 1.400 kg

Quadro 3.2 – Controlo a nível dos processos de execução (Kaidussis & Gomez de Tejada, 2000).

A aplicação desta técnica em túneis tem experimentado um incremento nos últimos anos devido à crescente necessidade de se construir em meios urbanos, uma vez que permite reduzir os deslocamentos associados à abertura das escavações (Subtil, s.d.). Assim, o jet grouting pode ser aplicado para a consolidação das abóbadas através do seu interior, conhecido como método dos arcos de “jet grouting armado” ou em “guarda chuvas”, com colunas sub-horizontais paralelas ao eixo do túnel, em forma de cone de forma a envolver toda a escavação, sendo também frequente associar à construção desta pré-abóbada colunas de jet grouting sub-verticais nas paredes dos hasteais para absorver e distribuir as tensões existentes (figura 3.3), ou ainda a partir da superfície, com colunas verticais ou inclinadas, desde que não existam infra-estruturas (tais como condutas ou cabos eléctricos) no alinhamento do túnel. Porém a utilização da técnica de jet grouting a partir da superfície, encontra-se limitada a profundidades máximas da ordem dos 15-20 m, em consequência dos custos que lhe estão associados (Botto, 2001). De notar que este tipo de tratamento também funciona como medida de suporte dos terrenos da abóbada, permitindo avançar com a escavação em segurança, mantendo os deslocamentos da superfície em níveis aceitáveis e diminuídas as infiltrações de água e as sobre-escavações (Matos, 2003). O quadro 3.3 sintetiza as utilizações mais comuns da execução de jet grouting em túneis.

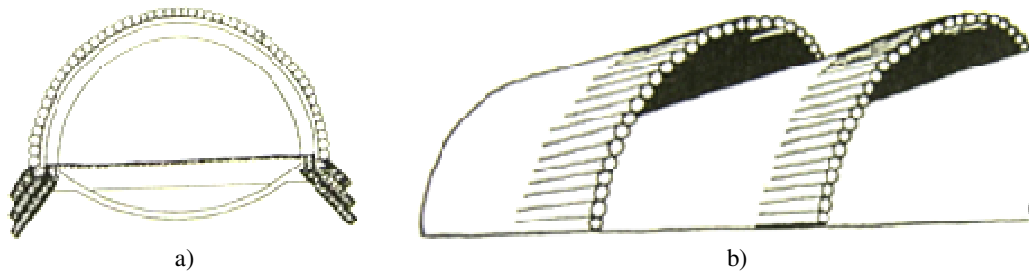


Figura 3.3 – “Jet grouting” armado a) Vista transversal; b) Vista longitudinal (Roxo, 1995).

Situações de aplicação potenciais	Esquema
<ul style="list-style-type: none"> • Construção em zonas urbanas de túneis de reduzido recobrimento em terrenos de características mecânicas medíocres. • Consolidação de abóbadas de túneis a partir do seu interior ou a partir da superfície (para profundidades inferiores a 20 m). • Consolidação de frentes de túneis em terrenos constituídos por solos moles e saturados. • Criação de lajes estanques na soleira e impermeabilização de hasteais e da abóbada. • Consolidação da entrada e saída de tuneladoras com escudo. • Tratamento de camadas muito permeáveis com níveis de água confinados, intersectadas pelo traçado do túnel e que podem originar carreamentos de solo devido às suas elevadas pressões. 	

Quadro 3.3 – Aplicações da técnica de jet grouting em túneis (adaptado de Carreto, 2000).

3.1.1 Impermeabilização e drenagem

Quando a profundidade de escavação atinge o nível freático, em terreno de permeabilidade igual ou superior a 10^{-3} cm/s, deve-se proceder à drenagem da escavação, para permitir a construção da obra a seco, aumentando os níveis de segurança e facilitando a sua execução. Se o coeficiente de permeabilidade do solo se situa entre 10^{-3} e 10^{-5} cm/s, a quantidade de água que se infiltra na escavação pode ser desprezável, mas ainda assim a drenagem é necessária para manter a estabilidade do fundo de escavação a seco. Se, por outro lado, o coeficiente de permeabilidade for inferior a cerca de 10^{-7} cm/s, o solo possui coesão suficiente para se opor às forças de percolação e subpressão, dispensando-se a drenagem (Vallejo, 2002).

De um modo geral os sistemas de drenagem são instalados com os objectivos de (Coelho, 1996):

- Melhorar as condições de resistência e/ou deformabilidade do terreno;
- Suprimir os efeitos das pressões hidrostáticas;
- Suprimir os efeitos das forças de percolação no terreno ou nas estruturas que lhe estão associadas, evitando fenómenos de fluidificação e de erosão interna, a elevação do fundo na base das obras de retenção, a diminuição das tensões efectivas ao longo de superfícies de possível escorregamento, e a transmissão directa dessas tensões às estruturas;
- Suprimir os efeitos das variações do grau de humidade do terreno, com vista a evitar prejuízos resultantes das variações volumétricas do solo, da sua fissuração progressiva, etc., inconvenientes com particular importância sobre solos argilosos;
- Suprimir os efeitos de congelação;
- Impedir o acesso da água às obras em escavação;
- Suprimir as perdas nos canais e albufeiras.

Para fazer face às dificuldades resultantes da presença de água nas escavações, é necessário primeiramente proceder à restrição da alimentação pela superfície com sistemas de drenagem superficial, conjugada ou não com a impermeabilização, e à extracção de água infiltrada com drenagem subterrânea. Assim pode-se recorrer a

valetas ou poços de pé de talude (em terrenos permeáveis), *drenos*, *agulhas filtrantes* ou *well points* (asseguram rebaixamento de 5 a 6 m), *sistemas de vácuo* (em situações em que a permeabilidade é inferior a cerca de 10^{-4} m/s) ou a *bombas submersíveis* (em escavações profundas com características adequadas à dimensão do problema). No quadro 3.4 faz-se uma síntese das técnicas de rebaixamento e drenagem mais comuns.

Sistema	Campo de aplicação	Vantagens	Desvantagens
Valetas ou poços de pé de talude	Areia média a grossa e cascalho; Escavações superficiais.	Construção simples	Ocorrência de piping; Instabilidade dos taludes e do fundo de escavação; Instalação dentro da escavação.
Ponteiras filtrantes	Areia fina a média siltosa; Escavações superficiais e pouco profundas.	Instalação fácil e rápida; Baixo custo; Flexível; Rebaixamento localizado.	Dificuldade de instalar em cascalho; Rebaixamento limitado; Necessidade de vários níveis para rebaixamentos maiores; Necessidade de supervisão da operação; Instalação junto da escavação.
Bombas injectoras	Areia média até cascalho; Rebaixamento de lençóis escalonados; Escavações pouco profundas.	Instalação simples; Baixo custo de instalação e operação; Baixa manutenção; Rebaixamento localizado.	Baixa vazão; Profundidade limitada; Necessidade de supervisão da operação; Necessidade de geradores de reserva para falta de energia; Instalação próximo da escavação.
Bombas submersas	Areia fina siltosa até cascalho grosso; Rebaixamento de lençóis escalonados; Rochas porosas e fracturadas; Escavações profundas e subterrâneas.	Instalação a qualquer profundidade; Sem limite para o rebaixamento; Instalação afastada da escavação; Elevada vazão; Muito eficiente em lençóis confinados.	Custo elevado; Necessidade de supervisão da operação; Necessidade de geradores de reserva para falta de energia; Grande área de influência.
Galerias de drenagem	Grande vazão;	Sem limite para o rebaixamento; Funciona por gravidade; Área de intervenção ampliada com drenos.	Custo inicial de instalação elevado.

Quadro 3.4 – Aplicação das técnicas de rebaixamento (Oliveira & Brito, 1998).

Nem sempre a melhor solução para evitar a presença de água é o rebaixamento dos níveis aquíferos, devido a factores como os impactes ambientais, fenómenos de fluência e assentamentos. Na realidade trata-se de uma solução utilizada muito raramente, sobretudo quando se trata de instalações permanentes. Para estes casos procede-se à realização de cortinas estanques subterrâneas, recorrendo a *injecções de caldas*, à *congelamento dos terrenos* (que pelo seu elevado custo é normalmente utilizada como último recurso, sendo uma solução segura e eficaz nos mais diversos casos), *cortinas de estacas* prancha, tangentes ou secantes, a *paredes moldadas* e a técnicas de *electro osmose*.

De notar que algumas das técnicas de melhoramento de terrenos podem funcionar como métodos de suporte ou até mesmo de confinamento, como é o caso da aplicação de jet grouting na abóbada e hasteais do túnel e do congelamento de terrenos. No quadro 3.5, sintetiza-se os domínios de aplicação das principais técnicas de melhoramento utilizadas em túneis.

Processos	Domínio de utilização	Viabilidade	Flexibilidade	Facilidade de execução	Cadência de trabalho	Controlo	Durabilidade
Drenagem	Terrenos alimentados em água	Elevada	Elevada	Média a grande	Elevada	Difícil	Variável
Injecção	Terrenos arenosos ou fracturados	Média a elevada (ensaio necessários)	Média	Média a grande	Fraca (a realizar normalmente em avanço)	Possível a difícil	Nem sempre bem conhecida
Congelamento	Solos saturados	Média	Fraca	Difícil	Média	Possível	Intervenção temporária
Abóbada guarda-chuva	Solos variados, terrenos heterogéneos	Média a elevada (apoio das cambotas a verificar)	Elevada	Média a grande	Média a elevada (em alternância com a escavação)	Difícil	Mal conhecida (corrosão, evolução do terreno)
Abóbada de jet-grouting	Solos variados (difícil com blocos ou argila)	Média (resultados nem sempre fáceis de prever)	Média a elevada (possível armar a colunas)	Média a difícil	Média (em alternância com a escavação)	Possível	Grande
Anel de terreno reforçado	Terrenos variados	Elevada	Elevada	Grande	Fraca se em avanço (sem galeria piloto)	Difícil	Mal conhecida

Quadro 3.5 – Domínios e aplicabilidade das técnicas de melhoramento de terrenos (Cetu in Melâneo, 2007).

4 Métodos de construção e suporte

Durante o século XIX assistiu-se a um grande desenvolvimento no domínio dos equipamentos e processos construtivos, tendo estes sido designados com o nome do país onde tiveram origem e foram aplicados pela primeira vez, por exemplo: método Inglês, método Austríaco, método Belga, método Alemão, método Italiano e método Americano. No século XX os desenvolvimentos mais importantes relacionaram-se com o aperfeiçoamento das técnicas de escavação automática (tuneladoras), com o aparecimento e desenvolvimento da técnica de betão projectado, métodos cada vez mais inovadores de construção e de melhoramento das características dos terrenos, como por exemplo a utilização de injeções de caldas e o recurso a técnicas de congelamento de solo.

Segundo Pereira (1994), a construção de um túnel envolve essencialmente os seguintes aspectos:

- Método de escavação;
- Aplicação do suporte primário;
- Aplicação do suporte definitivo, do isolamento e da drenagem.

Pelas particularidades da escavação podem-se distinguir três tipos de trabalhos distintos:

- Zona dos emboquilhamentos;
- Zona do túnel;
- Zona dos poços verticais ou inclinados. Estes são abertos para ventilação do túnel, ou são necessários para abertura das frentes de trabalho em zonas intermédias do traçado longitudinal. Para poços de média e grande profundidade dá-se uma atenção muito particular às entivações que se torna necessário executar para suporte das paredes. Nestes casos utilizam-se escoramentos, com recurso a ancoragens, rede metálica e betão projectado, ou mesmo a estacas prancha ou outros tipos de estruturas de suporte de terras.

Do ponto de vista construtivo a construção de túneis implica a resolução de diversos problemas, designadamente (Coelho, 1996):

- A escavação da frente de avanço seja estável por um certo tempo, que permita colocar o sustimento, o que implica que a relação das tensões induzidas pela

escavação tenha de ser compatível com as características do terreno e do sustimento a fim de não se produzir rotura;

- Conseguir o mais alto rendimento de escavação possível;
- Poder executar um revestimento definitivo que permita a exploração do túnel a curto e longo prazo, com as devidas condições de segurança;
- Conseguir equilíbrio económico entre os prazos de execução e os meios materiais utilizados para escavar e reforçar a secção;
- Assegurar a todo o momento a segurança das equipas envolvidas;
- Ter em conta a decompressão do terreno na envolvente da escavação.

4.1 Novo Método Austríaco (NATM)

Um dos grandes motivos de sucesso e desenvolvimento da construção de túneis, quer em rochas quer em solos, foi a generalização e aplicação dos conceitos de New Austrian Tunneling Method (NATM). O NATM, idealizado para escavar túneis em rochas “brandas” (Oliveira & Brito, 1998), foi desenvolvido entre 1957 e 1965 na Áustria por Rabcewicz (Karakus & Fowell, 2004) e a sua designação foi atribuída em 1962 em Salzburg para o distinguir do antigo e tradicional método Austríaco. O NATM representa um conjunto de vários aspectos de importância reconhecida e comprovada ao longo dos tempos, reunidas sob um conceito único; o seu sucesso na Europa, rapidamente alargou a sua aplicação a outros países e continentes como a América do sul e do Norte, a Austrália e o Japão. Ao aplicar esta filosofia permite-se o dimensionamento de suportes mais ligeiros e baratos (Bastos, 1998).

Inicialmente o NATM era caracterizado principalmente pelo uso de betão projectado como suporte primário da escavação; actualmente é encarado mais como uma filosofia do que como uma técnica de construção (Kirkland et al, 1996), que favorece a deformação do maciço adjacente ao contorno escavado, para redistribuir e simultaneamente reduzir as tensões máximas induzidas, sem permitir a sua desagregação e perda de coesão (Oliveira & Brito, *op. cit.*). É um método aplicável ao dimensionamento de suportes baseado na interacção terreno - suporte, que aproveita a capacidade resistente dos terrenos para conseguir a estabilidade de escavação (Melâneo, 1994). Segundo o mesmo autor, este objectivo é conseguido com a utilização de

sustimentos flexíveis que permitam a eficiência de um ponto de equilíbrio com baixa pressão de confinamento à custa de uma maior plastificação e deformação do contorno da cavidade. Desta maneira o elemento portante é o próprio terreno em volta da cavidade, sendo o revestimento o meio de realizar o confinamento necessário a mobilizar o máximo da sua capacidade resistente. O controlo da deformação do maciço é feito por medidas de convergência, que seguem geralmente um dispositivo em que se medem as deformações entre ambos os hasteais e entre cada hasteal e o coroamento. Numa primeira fase, verificam-se deformações apreciáveis que vão reduzindo até estabilizarem à medida que o estado de tensão na periferia do túnel se aproxima do equilíbrio (Pereira, 1994).

Segundo Kirkland et al (1996), o NATM é particularmente difícil de definir, mas a sua filosofia assenta principalmente em:

- Mobilização da resistência do terreno baseada na resistência intrínseca do maciço envolvente que integra o anel estrutural autoportante que se forma na envolvente da cavidade;
- Monitorização sistemática, cada deformação da escavação deve ser medida, o que implica a instalação de um sistema de instrumentação sofisticado, nomeadamente do suporte e do terreno, fornecendo informações vitais sobre a estabilidade de forma a otimizar o tipo de características de suporte;
- Método de construção flexível baseado na monitorização o que leva a poderem existir diversas alterações ao suporte e aos métodos construtivos;
- A classificação do maciço (zonamento geotécnico) determina as necessidades de suporte e serve de guia a eventuais reforços.

E nas seguintes técnicas construtivas:

- Suporte flexível; o primário é pouco espesso, sendo o reforço feito à custa de uma combinação flexível de pregagens, malhasol e cambotas metálicas;
- Revestimento com betão projectado (aplicado logo após o avanço da frente) para minimizar a descompressão e a deformação excessiva do terreno, proporcionando um suporte contínuo e maleável;
- Fecho do arco invertido (fecho rápido e criação de um anel envolvente); em terrenos brandos a menos de um diâmetro do túnel, para evitar a descompressão e o movimento do terreno envolvente, bem como assentamentos excessivos.

O NATM é versátil quanto ao tipo de maciço, bem quanto à forma e dimensões da secção de túnel exigida (Oliveira & Brito, *op. cit.*). Segundo Bastos (*op. cit.*), os princípios que regem este método deverão ainda englobar o estudo laboratorial e “in-situ” dos terrenos, atender à compatibilidade do estado tridimensional de tensão e dos esforços com as propriedades geomecânicas do maciço; e incluir a observação constante do maciço, tanto para redimensionamento dos sustimentos, como para a documentação geomecânica posterior. A figura 4.1 ilustra o aspecto típico de um túnel construído em NATM.



Figura 4.1 – Execução de um túnel em Guaianazes em NATM (www.metro.sp.gov.br).

As vantagens competitivas do NATM na construção de túneis urbanos de grande área são muitas, das quais se destaca (Whittaker, 1990 *in* Roxo 1995):

- Custos de construção inferiores;
- Área de escavação liberta;
- Adequa-se melhor a situações de variabilidade não prevista das condições do terreno (alterações imprevistas nas condições geológicas e hidrogeológicas);
- Flexibilidade em relação a eventuais mudanças na secção;
- Mobilização rápida com disponibilização pronta de equipamento de escavação (menores exigências em termos de transporte);
- Permite de forma mais fácil a instalação de membranas impermeabilizadoras.

O controlo apertado do ciclo de escavação é a chave para o sucesso. Como consequência, uma técnica multi-faseada com derivação lateral foi desenvolvida, permitindo dividir a frente em pequenas áreas de escavação. Nesta técnica, a programação da escavação e da distância de avanço de uma frente face às outras

dependem da qualidade do terreno e das opções de projecto. Em terrenos de baixa resistência normalmente divide-se a frente de escavação em células (figura 4.2) de modo a permitir realizar a escavação em segurança. Segundo Rabcewicz (1965) o primeiro passo é a escavação da parte superior (I), deixando um núcleo central que serve de suporte, seguidamente aplica-se betão projectado (II) e avança-se para a escavação da zona superior do núcleo central (III). Posteriormente escava-se a zona inferior dos hasteais (IV), e projecta-se betão novamente (V), seguindo-se a escavação do núcleo inferior (VI). Por fim realiza-se o fecho do arco invertido (VII), após a instalação de uma membrana à prova de água (VIII), e projecta-se o interior (IX).

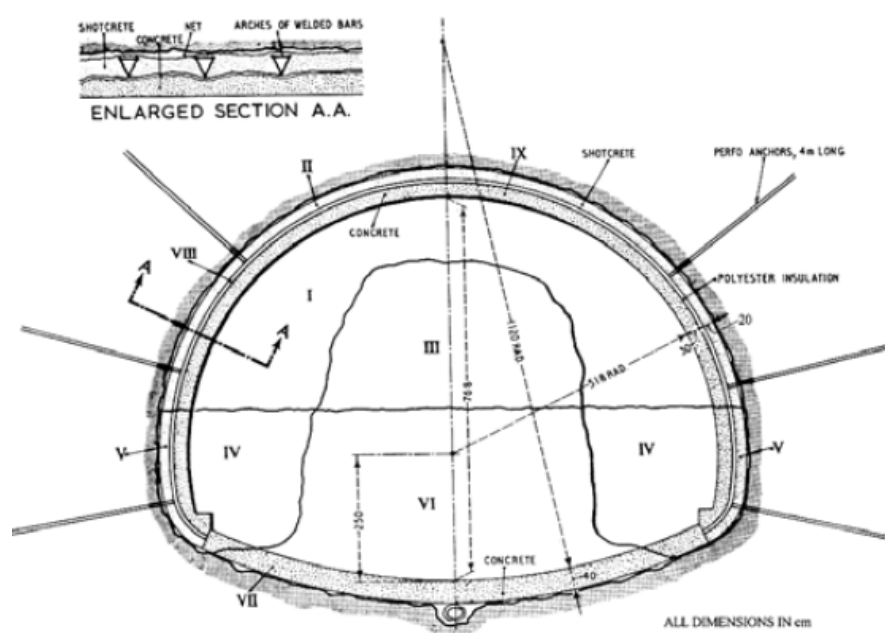


Figura 4.2 – Típica secção em cruz para um túnel NATM proposto por Rabcewicz em 1965 (in Karacus & Fowell, 2004).

4.2 Construção a céu aberto

A construção a céu aberto é adequada para túneis a pequena profundidade e onde exista o risco de grandes afluxos de água ou quando os terrenos apresentem fracas características mecânicas e possibilidade de fenómenos de subsidência e assentamentos residuais (Roxo, *op. cit.*). As principais vantagens são uma cobertura rápida da estrutura durante os trabalhos, o que permite a rápida retoma da circulação à superfície, e o fácil controlo dos níveis freáticos (Melâneo, 2007). É uma técnica que conduz frequentemente a túneis de secção rectangular. Tem de se ter em consideração o volume

de expropriações e indenizações e os custos sociais de destruição do tecido social e económico existente na área que ira ficar destruída e arredores. Do ponto de vista técnico e económico é mais fácil de implementar, apesar de o traçado ser mais condicionado pela estrutura urbana e pela topografia; no que se refere aos impactes ambientais têm muitos constrangimentos.

São várias as técnicas que se utilizam na construção de um túnel a céu aberto. Nas zonas de emboquilhamentos é muito frequente realizar-se escavação a céu aberto através do método *cut and cover*. Essencialmente, este método consiste em realizar a escavação em trincheira desde a superfície, construir a estrutura do túnel e a entivação, e posteriormente, restaurar a superfície (Megaw, 1982). O método é apropriado para casos em que o recobrimento é baixo (até cerca de 20 m de profundidade) e aplica-se quando é possível ocupar a superfície com os trabalhos.

Em linhas gerais, os procedimentos do “*cut and cover*” (figura 4.3) são os seguintes (www.metro.sp.gov.br):

- Abertura de escavações de grandes dimensões;
- Paredes laterais de contenção (paredes moldadas, escoradas, pregadas, Berlim, cortina de estacas, estacas tangentes ou secantes, colunas de jet grouting), escoradas ou em talude;
- Rebaixamento do nível freático existente até profundidade necessária;
- Construção das estruturas definitivas (paredes, lajes e pilares);
- Aterro.



Figura 4.3 – Emboquilhamento do túnel Tucuruvi em “Cut and Cover” (www.metro.sp.gov.br).

Na construção de sistemas metropolitanos o método “*cut and cover*” é muito utilizado, uma vez que o custo e velocidade de avanço dos trabalhos são bastante competitivos, para o que contribui o facto do acesso dos equipamentos e do pessoal ser rápido e fácil (Megaw, *op. cit.*).

4.3 Construção subterrânea

Os métodos de escavação subterrânea de túneis dividem-se em duas modalidades, a escavação com explosivos e a escavação com meios mecânicos. O uso de explosivos não será abordado na presente dissertação por se tratar de um método de desmonte de maciços rochosos.

Uma variante subterrânea do método “*cut and cover*” é o *método invertido* ou “*cover-and-cut*” (figura 4.4), utilizado quando a ocupação da superfície precisa ser rápida devido às condições existentes no local. Neste caso o procedimento é o seguinte:

- Execução das paredes de contenção a partir da superfície;
- Construção da laje de tecto (libertando a área à superfície);
- Sucessivas etapas de escavação e escoramento interno das paredes laterais.



Figura 4.4 – Método invertido (www.metro.sp.gov.br).

4.3.1 Equipamentos mecânicos

Os critérios de classificação do maciço, de acordo com a respectiva escavabilidade, destinam-se a avaliar a capacidade do material ser desagregado segundo um determinado método e/ou equipamento. Contudo não contemplam factores como sejam os factores ambientais, económicos, geográficos, estruturais, de risco ou mesmo a própria geometria da escavação, que podem limitar a utilização das técnicas seleccionadas. Em terrenos de baixa resistência são utilizados equipamentos mecânicos no desmante através de duas variantes: abertura de secção plena e/ou abertura faseada. Em muitos casos, na abertura em secção total são utilizadas tuneladoras, ao passo que na abertura faseada recorre-se a máquinas de ataque pontual, retroescavadoras e martelos hidráulicos.

Uma vez que os maciços não são homogêneos e isotrópicos, tratando-se de elementos complexos, poderá não ser suficiente a utilização de um único método de escavação. Se bem que seja económica e tecnicamente inviável a substituição frequente dos métodos de escavação, no decorrer da abertura de um túnel existem adaptações possíveis, com aplicação de sistemas de diferente potência e com uma rigorosa coordenação dos equipamentos. Segundo Bastos (1998), a utilização de processos mecânicos (métodos de desagregação mecânica do material) devido à sua diversidade os métodos devem ser escolhidos atendendo essencialmente pela sua adequação, flexibilidade, disponibilidade e alargado campo de utilização, de forma a reduzir o número de equipamentos em obra.

A selecção do tipo de desmante a aplicar deve ter em conta aspectos como a posição do nível freático relativamente à soleira do túnel, a espessura de recobrimento, a distância do eixo do túnel às estruturas existentes, a sensibilidade das estruturas superficiais, bem como os parâmetros mecânicos do maciço a escavar.

4.3.1.1 Máquinas de ataque pontual

Na abertura faseada são utilizadas máquinas de ataque pontual (fresas mecânicas ou roçadoras) por meio de uma cabeça giratória, provida de elementos de corte (figura 4.5), montada sobre um braço articulado (existem diferentes modelos com diferentes cabeças,

adequados às características do material a escavar) e um sistema de recolha e transporte do material (Sousa, 2002). São destinadas para maciços com resistência à compressão entre os 80 e 120 MPa, constituídos por rochas pouco abrasivas, baixa tenacidade e alguma fracturação (Jimeno e Méndez, 1997).



Figura 4.5 – Roçadora: a) de corte transversal (adaptado de Ferrocemento in Bastos, 1998); b) de corte axial (in World Tunneling, 2008).

As escavadoras e os martelos hidráulicos, aplicáveis apenas em maciços terrosos ou rochosos muito brandos possuem uma tecnologia muito convencional, dependendo a sua aplicabilidade do espaço disponível e das características do material a escavar. Nos túneis em zonas urbanas e em materiais brandos e heterogéneos, estes equipamentos podem tornar-se uma alternativa rentável à utilização de tuneladoras. Além de que apresentam grande flexibilidade e manobrabilidade, menor custo, rápida ventilação na frente e permitem maior acessibilidade à frente (Sousa, *op. cit.*).

Para a escolha do equipamento de desmonte a utilizar deve-se ter em conta: a geometria da escavação, as características da rocha a escavar, o seu rendimento e o seu consumo de *bits*. Os equipamentos disponíveis no mercado possuem especificações técnicas dos fabricantes, com dados relativos ao avanço, potência e campos de aplicação, devendo a sua escolha ser alvo de critérios e estudos de detalhe que abranjam todo o desenvolvimento linear do túnel (Bastos, *op. cit.*).

4.3.1.2 Tuneladoras

Nas últimas décadas as técnicas construtivas associadas à escavação de túneis em solos tem conhecido grandes avanços, sendo a utilização de escudos, associados a grandes máquinas de corte em secção total, uma das soluções que maior desenvolvimento apresentou. Este tipo de solução construtiva veio permitir estender a realização de túneis a maciços rochosos de fracas características mecânicas, com reduzido recobrimento e na proximidade de estruturas já existentes. Trata-se de uma técnica particularmente apta para a realização de túneis em meio urbano (Melo & Pereira, 2000). O rigoroso controlo das deformações que ocorrerão no maciço envolvente com a abertura de um túnel, constitui um dos factores principais no seu dimensionamento, já que elas poderão afectar significativamente estruturas já existentes, tanto à superfície como em profundidade.

As tuneladoras ou TBM (Tunnel Boring Machines) são máquinas utilizadas na escavação e aplicação do suporte de túneis, com secção transversal simples ou múltipla, de forma geralmente circular (Mahtab & Grasso, 1992), existindo também outras formas como por exemplo a quadrada (figura 4.6). São mecanismos muito automatizados, apreciados pela sua eficiência em diversos tipos de terreno, mostrando uma versatilidade que vai das rochas mais duras até terrenos arenosos. Constituem uma opção eficaz, cuja principal vantagem é o rendimento que se consegue alcançar, embora o seu custo seja mais elevado comparativamente com outros métodos, surgindo complicações em maciços rochosos heterogéneos com falhas, zonas com afluxo de água importantes, terrenos plásticos ou com altas tensões. Em geral precisam de um conhecimento muito completo das condições geológicas do terreno a perfurar. É comum considerar-se que a sua adopção apenas será económica para túneis com pelo menos 1000m de comprimento. Os diâmetros da secção transversal são variáveis, desde 1 m, realizadas por microtuneladoras, até cerca de 15 m. A tuneladora com a maior secção do mundo apresenta uma secção de 15,43 m (in Tunneling and Trenchless construction, 2006) e está actualmente a ser utilizada na escavação de dois túneis em Shangai (in Tunnels & Tunneling, 2008).

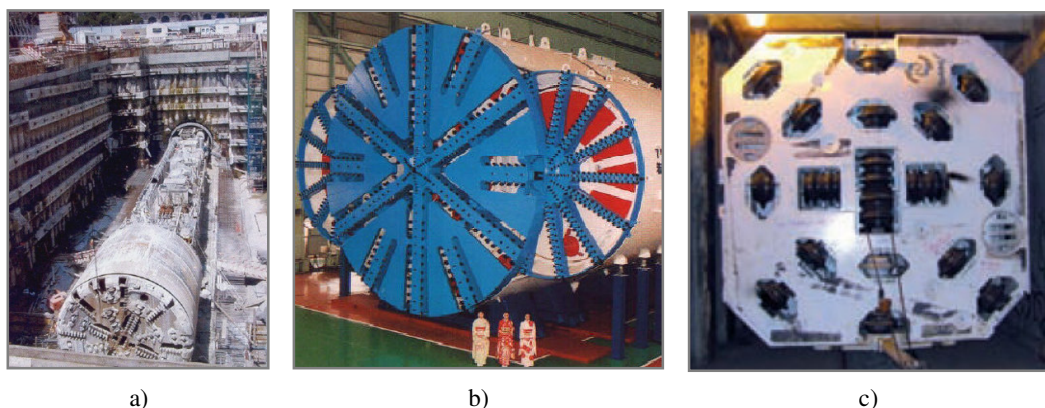


Figura 4.6 – a) TBM circular no metro do Porto (Cunha e Vale, 2006); b) TBM múltiplo utilizado em Tóquio na estação Shiroganedai (Ribeiro e Sousa 2000); c) TBM em Nova York (in World Tunneling, 2008).

Segundo Vallejo (2002) antes de se decidir pela escavação com tuneladora deve-se considerar os seguintes aspectos:

- Dureza e abrasividade das rochas;
- Secção e ângulo formado em relação aos planos de anisotropia estrutural;
- Heterogeneidade litológica e longitude dos terrenos a atravessar;
- Condições geomecânicas do maciço rochoso;
- Presença de falhas, zonas de cisalhamento, e zonas muito fracturadas;
- Infiltrações, gases e tensões tectónicas.

As tuneladoras permitem escavar rochas com resistência à compressão até 300 – 350 MPa, sendo que os avanços mais significativos são conseguidos em rochas de dureza média a baixa, com resistências inferiores a 120 MPa (Jimeno & Méndez, 1997). Na abertura de túneis em solos com recurso a tuneladoras, a máquina de corte, em secção total, opera sob protecção de um escudo, geralmente metálico, o qual é responsável pela estabilidade do maciço envolvente durante as operações de escavação até à colocação do suporte, o que ocorre a uma pequena distancia da frente de escavação. A primeira vez em que se utilizou uma tuneladora em Portugal foi para a abertura do túnel Sado-Morgavel (Gabinete da área de Sines) em meados dos anos 70.

Existem dois tipos de escudos associados a este processo construtivo utilizado em Portugal (Melo & Pereira, *op. cit.*). Os “*Slurry shields*” aplicam uma pressão uniforme na frente, sendo utilizado ar comprimido, água ou lama densa, em geral a bentonite. Outro tipo de escudo é utilizado na técnica conhecida por EPB (“*Earth Pressure*

Balance”), em que são utilizados dispositivos que recorrem ao impulso gerado pelo peso dos solos na frente de escavação, gerando uma pressão que a estabilize, equilibrando os impulsos do terreno. Neste caso a remoção dos escombros é realizada adicionando água ou espumas ao solo escavado, formando uma pasta que poderá ser removida com recurso a sistemas tipo “sem-fim”. Em simultâneo com o decurso da escavação, mas a uma certa distância da frente, é colocado o suporte imediatamente atrás do escudo. Normalmente este suporte é constituído por elementos de betão ou aço que depois de colocados formam um anel fechado que é firmemente ligado ao anel da secção anterior. O sistema de avanço da tuneladora é geralmente constituído por um conjunto de macacos hidráulicos, que apoiados nos anéis de suporte já colocados mobilizam a necessária reacção para o avanço. O espaço entre o suporte e o diâmetro da secção de escavação, assim como o de eventuais sobre escavações, são preenchidos por caldas sob pressão. O controlo de deformações no maciço envolvente é fundamentalmente condicionado pelas pressões exercidas pelo escudo na frente de escavação.

As principais vantagens do uso da tuneladora são (figura 4.7): o elevado rendimento que é possível alcançar, uma vez que o processo é contínuo e o facto de provocarem menor perturbação no maciço e conseqüentemente à superfície, bem como maiores condições de segurança no trabalho (Mahtab & Grasso, *op. cit.*). A maior dificuldade deste processo reside na compatibilização do avanço da frente com a instalação do suporte primário, bem como o facto de existirem sempre sobre escavações (Pereira, 1994), outras desvantagens residem no elevado custo associado e nas suas limitações em maciços heterogéneos, com a presença de falhas e em zonas de maior afluência de água (Sousa, *op. cit.*).

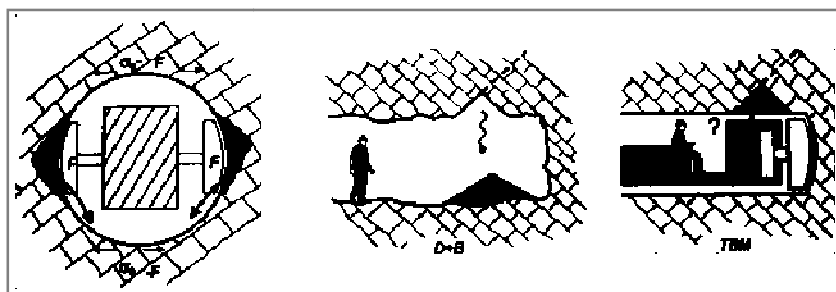


Figura 4.7 – Vantagem do uso de TBM na escavação de túneis relativamente a outros métodos (BARTON, 2000).

4.4 Tipos de suporte

Os sistemas de suportes são muito utilizados em túneis, pois a abertura de uma cavidade subterrânea induz a alteração do estado de tensão pré-existente no maciço, sendo na maioria dos casos, necessário recorrer a sistemas de suporte que garantam a estabilidade da escavação. Em função do sistema construtivo escolhido, selecciona-se o suporte primário e o suporte definitivo, em função da segurança da obra a longo prazo, condições de exploração e ventilação, etc.

O suporte proporciona ao túnel o principal elemento de estabilização, cumprindo os seguintes objectivos (Vallejo, *op. cit.*):

- Evitar que o terreno perca as suas capacidades resistentes;
- Evitar o desprendimento de cunhas do terreno devidas à escavação;
- Limitar as deformações na cavidade;
- Controlar infiltrações e proteger a frente de escavação de erosão;
- Proporcionar segurança.

São exemplos de suportes, as cambotas metálicas, as aduelas pré-fabricadas, redes metálicas, betão projectado, que aplicados na superfície escavada restringem a deformação e a movimentação do maciço, e as ancoragens, pregagens e enfilagens, que ao serem introduzidos no maciço melhoram as suas características de resistência.

Os suportes são classificados como (Oliveira & Brito, 1998):

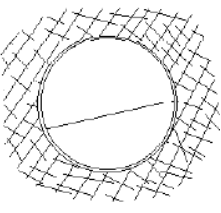
- *Primários* ou provisórios, instalados logo após a escavação para garantir a segurança durante a construção, e a estabilidade da escavação do maciço envolvente;
- *Secundários* ou definitivos, que além de contribuírem para o aumento da segurança durante o período de vida da obra, estão também relacionados com a estética e funcionalidade a longo prazo da obra.

Podem ainda classificar-se em *activos* e *passivos*, consoante seja a função que exerçam.

O cálculo dos elementos do suporte deverá ter em conta (Melâneo, 1994):

- O comportamento do terreno em torno da cavidade;
- O comportamento da construção enquanto escoramento;
- Período de tempo decorrido entre a escavação e a aplicação dos revestimentos;
- Eventualmente as tensões induzidas pela colocação em compressão de suportes em forma de anel ou pela tracção das pregagens (interacção entre suporte e maciço).

No quadro 4.1, apresentam-se os problemas, parâmetros, métodos de análise e critérios de aceitabilidade em escavações subterrâneas em rocha branda. Seguidamente faz-se uma breve referência aos principais tipos de suporte utilizados na construção de túneis em solos rijos/rochas brandas.

Estrutura	Problemas típicos	Parâmetros críticos	Métodos de análise	Crítérios de aceitabilidade
 <p>Túneis em rocha branda</p>	<p>Rotura do maciço onde a resistência é excedida pelas tensões induzidas.</p> <p>Dão-se fenómenos de expansividade, retracção ou convergência excessiva se o suporte for inadequado.</p>	<p>Resistência do maciço e das descontinuidades estruturais.</p> <p>Potencial de expansividade.</p> <p>Método e sequência de escavação.</p> <p>Capacidade e sequência de instalação do sistema de suporte.</p>	<p>Análise de tensões usando métodos numéricos de modo a determinar a extensão das zonas de rotura e o deslocamento do maciço.</p> <p>Análise da interacção maciço/suporte usando métodos numéricos para determinar a capacidade e sequência de instalação do suporte e para estimar deslocamentos no maciço.</p>	<p>A capacidade de suporte instalado deve ser suficiente para estabilizar o maciço e limitar as convergências até um nível aceitável. As tuneladoras e as estruturas internas devem ser projectadas tendo em conta a convergência do túnel como resultado da expansividade e da deformação ao longo do tempo. A monitorização é um aspecto importante no controlo da construção.</p>

Quadro 4.1 – Problemas, parâmetros, métodos de análise e critérios de aceitabilidade em escavações subterrâneas em rocha branda (Hoek, 1991 in Bastos, 1998).

4.4.1 Redes metálicas

A rede metálica tipo malhasol (figura 4.8) é correntemente utilizada no suporte primário de túneis aplicando-se conjuntamente com betão projectado, cambotas metálicas ou com pregagens. É constituída por arames de aço dispostos paralelamente em duas direcções ortogonais, sendo os pontos de contacto entre eles soldados. São várias as vantagens na aplicação destas malhas pré-fabricadas electrossoldadas,

destacando-se a facilidade e economia de espaço de armazenagem e transporte e a redução do tempo de aplicação.

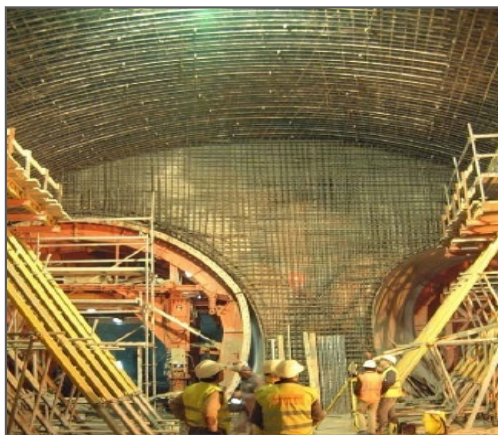


Figura 4.8 – Colocação de rede metálica electrossoldada na extensão da linha vermelha entre Saldanha e S. Sebastião (Sécio e Mineiro, 2006).

4.4.2 Betão projectado

Uma vez escavados, os maciços permanecem um determinado tempo (variável dependendo das suas características geomecânicas) sem sofrer deformações apreciáveis (tempo de auto-sustentação), de modo a que, com vista a garantir a sua estabilidade, o tempo decorrido entre a escavação e a aplicação do revestimento primário deve ser o menor possível.

O betão projectado é uma mistura pastosa de água, cimento e areia, podendo conter aditivos, que projectado em jacto (figura 4.9), possibilita a deformação controlada do maciço (geralmente de pequena magnitude), evitando a perda de coesão e desta forma impedindo a ocorrência de deformações maiores capazes de instabilizar a superfície escavada. Os primeiros sistemas para a sua aplicação foram apresentados em 1910 nos Estados Unidos (Oliveira & Brito, *op. cit.*). É usual, especialmente em túneis executados em NATM, usar betão projectado (Kirkland et al, 1996) no suporte primário da escavação e, em conjunto com as cambotas, malhasol e com pregagens.

A aplicação do betão projectado pode ser feita por três processos, via húmida, via seca e via semi-húmida (Vieira, 2003). A *projecção por via húmida* consiste em se efectuar uma mistura plástica de cimento, areia, sarrisca, aditivos plastificantes e por

vezes microssilica e/ou fibras, ao qual é adicionado um aditivo de pega líquido. Apresenta as vantagens de apresentar menor reflexão (cerca de menos 15%), grande produção e requer menor quantidade de ar; no entanto o equipamento é dispendioso. A *projectação por via seca* consiste em se efectuar uma mistura seca com pouca humidade, de cimento, areia, sarrisca, aditivo acelerador e às vezes microssilica, lançados por bombas especiais que garantem a projectação contínua, estando outra bomba a injectar água. Tem a vantagem de permitir altas velocidades de projectação (melhor compactação/impermeabilidade), fácil interrupção da projectação, fácil instalação, operação e manutenção, maior aderência às superfícies húmidas; requer menor quantidade de cimento, que o via húmida e necessita de menos aditivo acelerador. Contudo tem a desvantagem de apresentar maior reflexão (da ordem de 25% em massa), requer grande volume de ar comprimido e pequena produção. Deste modo o processo por via seca tem vindo a ser mais utilizado no revestimento primário e o por via húmida no revestimento secundário. A projectação por via semi-húmida é uma variante do processo via seca, quando a água é injectada a alguns metros antes do bico injectador.



Figura 4.9 – Aplicação de betão projectado: a) na extensão da linha de metropolitano Jubilee em Londres (Kirkland et al, 1996); b) no túnel do Rossio (www.refer.pt).

Segundo Vieira (*op. cit.*) a projectação deve ser realizada em camadas sucessivas com cerca de 4 a 5 cm cada, de modo a que a sua reflexão seja mínima e o desprendimento por falta de aderência, devida à aplicação sobre superfícies que não foram preparadas adequadamente, ou porque este encontra dificuldades em aderir a superfícies que contenham água (mesmo utilizando aditivos aceleradores de presa) seja o menor possível, executando-se do exterior para o centro e de baixo para cima, os locais em que

o material tem tendência a acumular-se devem ser executados inicialmente, de modo a evitar-se a incorporação de material reflectido na estrutura.

O betão projectado tem sido cada vez mais aplicado em túneis escavados em solos, por razões práticas e económicas. O dimensionamento da espessura da camada, seja para suporte primário, definitivo e para revestimento, é ainda essencialmente empírico, apesar da disponibilidade do método de convergência / confinamento para túneis e dos modelos numéricos. Para terrenos de baixa resistência, a aplicação do suporte primário consiste numa camada de espessura de 20 a 25 cm; como revestimento definitivo adiciona-se uma segunda camada geralmente idêntica à primeira.

4.4.3 Pregagens e ancoragens

As pregagens e as ancoragens são usadas há mais de 50 anos, existindo por isso considerável volume de conhecimento técnico e de execução. Segundo Coelho (1996), podem ser aplicadas para:

- Impedir o levantamento do fundo de escavação;
- Estabilização de taludes;
- Suportar obras de contenção quer seja de estacas, estacas prancha, de terra armada, ou outras;
- Outras aplicações especiais como por exemplo os ensaios de carga em estacas.

São também utilizadas como suporte activo, provisório ou definitivo, em poços de ataque à escavação dos túneis, sendo as pregagens muito utilizadas na frente de escavação dos túneis.

Pensa-se que as primeiras ancoragens datam de 1935, tendo sido utilizadas na estabilização da barragem de Cheurfas na Argélia (Pinelo, 1976). Porém, só no final dos anos 50 se assiste na Europa, à divulgação das ancoragens com fim provisório, datando de meados da década de 60 o início da sua aplicação com carácter definitivo. As ancoragens são elementos estruturais que transmitem uma força de tracção da estrutura principal ao terreno envolvente, mobilizando a resistência de corte desse terreno, a suficiente distância da estrutura; podem ser definitivas, temporárias ou provisórias e funcionarem à tracção ou à compressão. Os movimentos da estrutura e do terreno envolvente, ligados pela ancoragem, devem situar-se dentro de valores admissíveis. As

ancoragens possuem uma zona de amarração (bolbo), que fica mais afastada da estrutura e onde as tensões são transmitidas ao terreno, e uma zona livre, entre a estrutura e o topo da zona de amarração, onde não é transmitida qualquer tracção ao terreno (figura 4.10). São realizadas através da introdução de cabos em furo previamente aberto, geralmente com 100 mm a 150 mm de diâmetro, consoante a carga pretendida e o tipo de terreno. Segundo Coelho (*op. cit.*), a cabeça da ancoragem deve ser ligada à estrutura de modo que:

- A carga na armadura seja axial;
- A ancoragem possa ser ensaiada e a carga de pré-esforço mantida após as operações de ensaio;
- A cabeça da ancoragem deva ser protegida contra a corrosão de maneira segura;
- Os movimentos da estrutura em relação à ancoragem não deverão causar excessivas tensões secundárias na armadura;
- A ancoragem possa ser retencionada, se necessário, durante a sua vida útil.

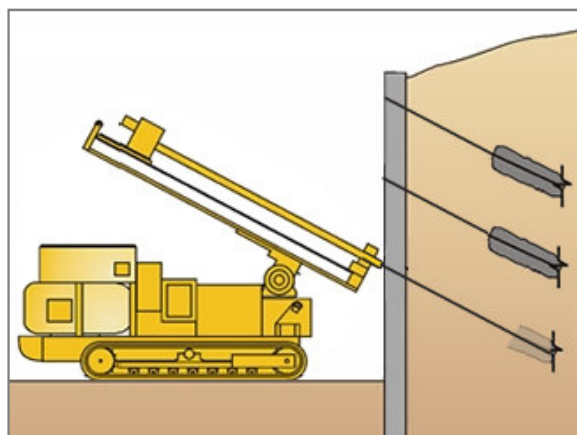


Figura 4.10 – Esquema da realização de uma ancoragem (www.haywardbaker.com).

As primeiras pregagens de que há conhecimento foram executadas em França, em explorações de ardósia, e eram constituídas por barras de madeira de castanheiro, sendo a sua solidarização ao maciço feita provocando, com água, o inchamento da madeira (Pereira, 1994). Em 1979, Stocker et al. apresentaram pela primeira vez numa reunião internacional um artigo sobre a utilização de pregagens em escavações em solos (Cardoso, 1985). As pregagens são elementos de reforço (figura 4.11), resistentes à tracção, esforços cortantes e momentos de flexão. Os elementos de reforço são muito semelhantes aos das ancoragens, porém sem pré-esforço ou trecho livre. As pregagens são o meio mais eficaz e económico de suportar escavações, podendo ser usadas para

controlar todos os tipos de instabilidade excepto aqueles que envolvem solo extremamente fraco e brando. Actualmente usam-se vários tipos de pregagens (cravadas, injectadas), sendo numerosas as razões para a sua aplicação, de que se destaca a sua versatilidade (podem ser usadas em escavações de qualquer geometria), simplicidade de aplicação, baixo custo, o facto da operação poder ser totalmente mecanizada com aplicação imediata da densidade e do comprimento após o desmonte e por ser facilmente combinado com sistemas adicionais de suporte como malhas de aço, betão projectado, etc. (Coelho, *op. cit.*).

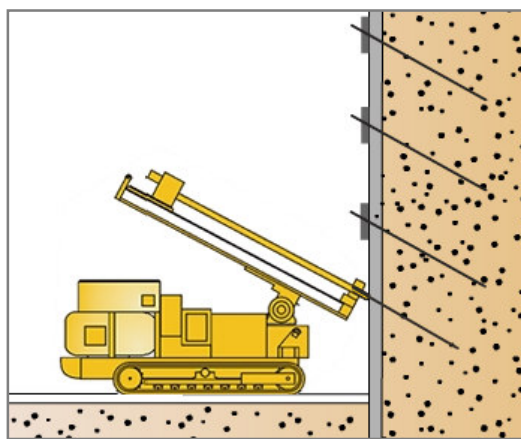


Figura 4.11 – Esquema da realização de pregagens (www.haywardbaker.com).

As pregagens de fibra de vidro são um tipo particular de pregagens, utilizadas para a estabilização transitória da escavação da frente de túneis em solo, permitindo não só limitar os deslocamentos da frente, como também reduzir as perdas volumétricas e, conseqüentemente, os assentamentos à superfície. Trata-se portanto de uma técnica extremamente prometedora no âmbito dos túneis superficiais em meio urbano, quer pela sua flexibilidade quer pelo seu baixo custo (Delgado et al, 2008). Consistem na instalação de perfis de fibra de vidro, rígidos, de comprimento até 15 m, injectados com calda de cimento, em perfurações horizontais feitas na frente de escavação, distribuídas em malha regular de forma a proporcionar o reforço da frente (Oliveira & Brito, *op. cit.*). Estes elementos de reforço possuem uma considerável resistência à tracção que lhes permite sustentar a frente, ao passo que a sua fragilidade ao corte facilita a remoção (com o avanço da escavação estas pregagens são destruídas e refeitas para o próximo avanço do túnel). A eficácia deste tipo de reforço prende-se com diversos factores, tais como a densidade das pregagens, o seu comprimento, a sua rigidez, resistência à tracção

e resistência ao arranque global. A utilização desta técnica dá lugar à criação de um núcleo de solo reforçado, com características resistentes e de deformabilidade melhoradas, permitindo aumentar a estabilidade e diminuir as perdas de solo associadas ao processo de escavação. Apresentam como principais vantagens (Delgado *et al, op.cit.*) o custo moderado, a facilidade de colocação em obra, a adaptabilidade a variações bruscas no maciço e o vasto campo de aplicação.

4.4.4 Enfilagens

É um método muito utilizado para o reforço do maciço no contorno da abóbada de túneis, principalmente em terrenos de baixa resistência, de forma a possibilitar a sua escavação. As enfilagens são instaladas a partir da frente do túnel, para escavação do trecho seguinte, geralmente constituídas por tubos de aço, introduzidos no solo através de perfurações e submetidos à injeção de calda de cimento, associadas ou não a uma mistura ligante, instaladas a partir da frente do túnel, com uma inclinação sub-horizontal, de maneira a permitir a escavação do trecho seguinte (figura 4.12).

Um tipo de enfilagens muito utilizado são as injectadas, tubulares ou de bolbo contínuo (Vieira 2003), introduzidas no maciço através de perfurações, podendo alcançar de 10 a 20 m adiante da frente de escavação, dos quais 2 a 3 m servem para sobreposição. A *enfilagem tubular* consta de um tubo de aço introduzido na perfuração, através do qual é feita a injeção de cimento por meio de válvulas manete ou pela extremidade do tubo. Na *enfilagem de bolbo contínuo*, designadas na prática por *enfilagens em jet grouting* (Falcão et al., 2004), a calda de cimento é injectada na perfuração, de dentro para fora, expandido o furo através da acção do jacto de calda de cimento que desagrega o maciço, introduzindo-se depois uma armadura, no mesmo eixo da perfuração, e para finalizar é feito o tamponamento da boca do furo (Postiglione & Koshima, s.d.). Na enfilagem de bolbo contínuo, a calda de cimento é instalada mais rapidamente e permite um melhor controlo da calda do que a enfilagem tubular. A sua aplicação está, fundamentalmente, dependente do terreno atravessado pela escavação; se a qualidade do maciço atravessado não permitir a aplicação da técnica de jet grouting, ou pela natureza rochosa do maciço, ou por não existirem finos para garantir a mistura de solo-cimento, ou por recobrimentos muito baixos e proximidade de edifícios, ou

outra razão qualquer, então aplicar-se-ão outros métodos de tratamento provisório, como sejam, as enfilagens tradicionais, de execução muito mais demorada (Falcão *et al.*, *op. cit.*).



Figura 4.12 – Realização de enfilagens na reabilitação do túnel do Rossio (www.refer.pt).

A marcação topográfica na frente e o correcto posicionamento da máquina de perfuração são essenciais para permitir a exacta localização das enfilagens. O deficiente posicionamento do tratamento pode levar a diversas situações, como por exemplo, a sobreescavação elevada (se as enfilagens estiverem demasiado altas) e a necessidade de corte das enfilagens (se as mesmas se localizarem dentro da secção). No caso das enfilagens se encontrarem desalinhas de forma a existirem grandes espaços entre elas, existe também o perigo de derrocada. De notar que a estabilização da frente, é uma acção muito importante para a execução do tratamento.

O tipo e a extensão do tratamento com enfilagens é muito variado (Falcão *et al.*, *op. cit.*), em “guarda-chuvas” simples ou duplos, tratamentos a interessar só a abóbada da escavação ou em todo o seu perímetro, diâmetros de colunas maiores ou menores, seu afastamento, colunas armadas ou não. Esta grande diversidade de projectos relaciona-se com variadas condições locais, como sejam, a qualidade do terreno, a área da secção do túnel, o comprimento do avanço de escavação, o maior ou menor recobrimento, a proximidade de edifícios ou estruturas sensíveis, etc. O jet grouting utilizado nas enfilagens é do tipo 1, pois não são normalmente pretendidos, diâmetros superiores a 500 mm. A aplicação de enfilagens é muito utilizada em túneis, tendo as de bolbo contínuo sido amplamente utilizadas nas obras de túneis do Metropolitano de Lisboa,

como seja nos troços do Sete-Rios / Laranjeiras, Cais do Sodré, Baixa-Chiado/Rossio, Alameda/Gare do Oriente, entre outras.

4.4.5 Cambotas metálicas

As cambotas metálicas são muito utilizadas como sistemas de suporte em túneis (figura 4.13), principalmente em escavações em solos e rochas “brandas”, onde o tempo de auto-sustentação é muito reduzido (Oliveira & Brito, *op. cit.*). As cambotas são constituídas por elementos metálicos, constituídos em segmentos (perfis de aço tipo I ou H ou por treliças de barra de aço), aparafusados ou soldados de forma a se moldarem às paredes de escavação. Apresentam, geralmente, o formato de um arco, acompanhando a abóbada do túnel e as paredes, apoiando-se no piso do túnel, geralmente com espaçamento de 1 m entre si, podendo variar de 0,5 m a 1,5 m.

As cambotas “escoram” o maciço evitando parcialmente as deformações. Em túneis escavados em solos, as cambotas podem ser apoiadas em sapatas de betão para adequar a distribuição dos esforços à capacidade de carga do solo. Em terrenos de baixa capacidade de carga, ou quando ocorrem esforços laterais, os pés das cambotas podem ser travados entre si, por meio de segmentos de cambotas instalados sobre o piso ou por uma camada de betão projectado ou betão armado, aplicado sobre o piso, constituindo um arco invertido.



Figura 4.13 – Cambotas metálicas no túnel do Rossio (www.refer.pt).

4.4.6 Aduelas

O suporte secundário ou definitivo é constituído por uma estrutura de aço ou betão que envolve a cavidade do túnel, aplicado sobre o suporte primário ou directamente em contacto com o terreno (se autoportante), ou com elementos de suporte primário descontínuos (pregagens e ancoragens). O revestimento do túnel é geralmente, realizado por betonagem com cofragens deslizantes ou por colocação de aduelas de betão pré-fabricadas (figura 4.14). As aduelas são utilizadas sobretudo em túneis escavados com tuneladoras, portadoras de sistemas próprios para a sua instalação, resultando assim faces uniformes.

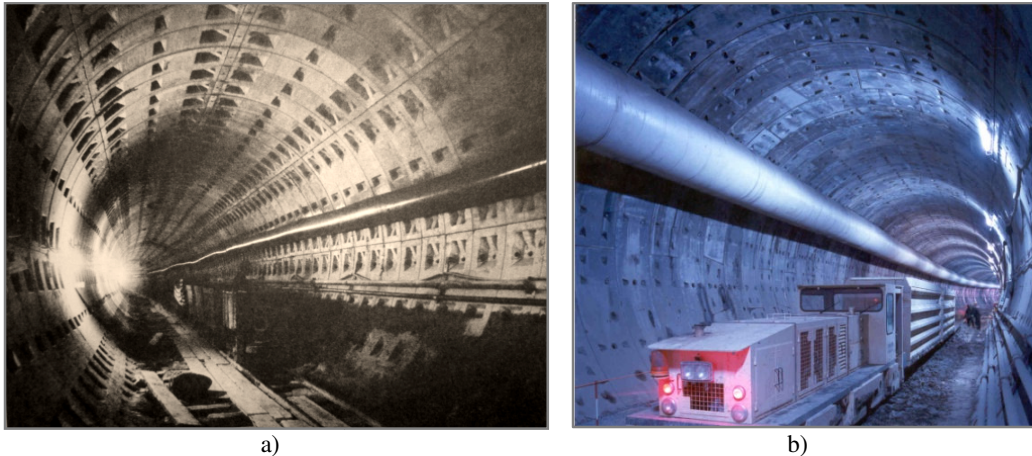


Figura 4.14 – Aduelas de um túnel metropolitano: a) Toronto (Megaw, 1982); b) Prolongamento da Linha azul entre a Baixa - Chiado e Santa Apolónia (cortesia A. Guimarães).

5 Acompanhamento e observação de túneis

A observação das obras geotécnicas tem um largo historial, tendo os seus fundamentos sido propostos por Terzaghi nos anos trinta (Gomes, 2002), pela necessidade de quantificar, medindo, o comportamento real das estruturas, como forma de assegurar os requisitos essenciais de segurança, durabilidade e funcionalidade, a minimização de anomalias de comportamento e dos eventuais riscos daí decorrentes (Cunha, 1994).

A análise das estruturas geotécnicas tem os seguintes objectivos (Pinto, 2002):

- Validação dos critérios de projecto, calibração do modelo e modificações a introduzir no projecto em face da informação recolhida pela instrumentação durante a construção;
- Análise do comportamento da estrutura durante a sua vida útil;
- Identificação de fenómenos adversos e proposta de medidas correctivas e de reabilitação de estruturas;
- Reflexão sobre ensinamentos colhidos visando a construção de estruturas mais seguras e mais económicas.

5.1 Metodologia

É fundamental que o sistema de observação montado se insira no planeamento geral da obra de forma a contemplar o método e ritmo de construção previsto, para que possam ser eventualmente introduzidas a tempo algumas correcções. Este terá de possuir sistemas eficazes de transmissão dos resultados obtidos em tempo útil, para que os mesmos possam ser interpretados e seja possível tomar as decisões necessárias atempadamente. A automatização das leituras possibilita a leitura simultânea de um grande número de equipamentos, com uma elevada frequência de leitura e a redução de pessoal; contudo implica custos mais elevados (Pinto, *op. cit.*).

O método observacional, proposto por Peck em 1969 (Pinto, *op. cit.*) e actualmente adoptado no Eurocódigo 7 – Projecto Geotécnico, possibilita a adaptação do projecto durante a fase construtiva e implica a satisfação dos seguintes requisitos:

- Definição dos limites de comportamento aceitável;
- Definição dos limites admissíveis do comportamento da estrutura;
- Elaboração de um plano de observação com a definição de medidas correctivas a serem implementadas atempadamente;
- Definição de um plano de actuação a ser posto em prática no caso da ocorrência de comportamentos anómalos.

No quadro 5.1, descreve-se o procedimento genérico para a concepção de um sistema de monitorização.

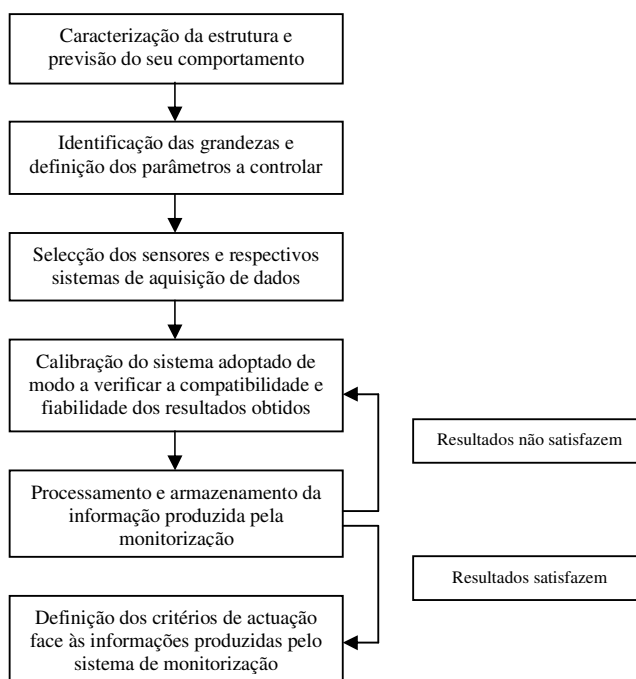


Figura 5.1 – Procedimento genérico para a concepção de um sistema de monitorização (Marques, 2007).

No plano de observação definem-se as grandezas e os respectivos equipamentos de observação, dão-se orientações para a instalação e a exploração desses equipamentos e esquematizam-se ainda as inspecções visuais a efectuar (Gomes, *op. cit.*), tendo em consideração as condições de ambiente, de fiabilidade e os factores humanos e

económicos. Segundo Cunha (1994), o plano de observação deverá ter em consideração quatro aspectos fundamentais:

- Definição de cenários de risco correspondentes a diversas situações que podem ocorrer durante a vida da obra;
- Definição das variáveis de controlo que constituem as grandezas relevantes que interessam medir;
- Definição do sistema de observação, os equipamentos mais adequados para a determinação e a sua localização.
- Avaliação de segurança

Os limites de validação dos dados e dos resultados devem referir-se a valores ou taxas de variação, de modo que há que ter em conta (Gomes, *op. cit.*):

- *Limites de atenção* – não se integram nos valores ou taxas de variação que seriam de esperar, embora não atinjam ainda uma expressão em princípio preocupante para a segurança; a verificação destes limites exige uma atenção especial, dado que podem indiciar a ocorrência de anomalias (a confirmação de que os fenómenos estão em evolução deve implicar o aumento da frequência das leituras).
- *Limites de alerta* – valores ou taxas de variação que, de acordo com os cenários que fundamentaram a sua fixação, podem indiciar a ocorrência de situações susceptíveis de afectar a muito curto prazo, a segurança da obra ou de estruturas localizadas na sua zona de influencia, com eventual risco para pessoas e bens.
- *Limites de intervenção* – correspondem a valores ou taxas de variação que implicam uma actuação imediata (suspensão dos trabalhos, reforço das condições de segurança, evacuação da zona em risco, etc.), decidido no âmbito das acções de contingência, independentemente da avaliação da situação.

Ainda segundo o mesmo autor, entende-se por sistema de observação o conjunto de instrumentos e dispositivos destinados a medir grandezas (relativas às acções, a prioridades estruturais e às respostas das estruturas ou dos maciços que as suportam ou integram) que contribuam para o conhecimento do comportamento da obra ou dos seus elementos visando no essencial, a avaliação da sua segurança, e na fase de serviço, também da sua funcionalidade (em determinados tipos de obras assume ainda particular relevo a aferição e adaptação, face às características exibidas pelas obras, do projecto e

dos métodos construtivos). A identificação dos requisitos a observar no sistema a implementar abrangem vários aspectos tais como, a definição das variáveis a serem medidas, os seus valores limite (máximos e mínimos), o grau de precisão pretendido nas medições, a duração do período de monitorização, a estabilidade das medições ao longo do tempo e as condições ambientais em que vão decorrer as campanhas de monitorização. De acordo com Pinto (2002), na escolha dos equipamentos de observação deve-se considerar as seguintes características:

- Sensibilidade, precisão, campo de leitura;
- Estabilidade, robustez;
- Tempo de resposta;
- Efeito do meio;
- Garantia das leituras;
- Ponderação de outros factores como: manutenção, compatibilidade com as técnicas construtivas e custo.

O projecto pode não corresponder exactamente às necessidades da obra (figura 5.2), pois as propriedades e o comportamento do maciço interessado, a natureza e grandeza dos movimentos, assim como a natureza das tensões em redor da escavação têm associado um considerável grau de incerteza (Matos, 2003). Deste modo a observação assume especial importância na medida que permite conhecer o comportamento do maciço face aos processos executivos. A instrumentação geotécnica engloba diferentes tipos de equipamentos, diferenciados pelo tipo de parâmetros que monitorizam e pelo meio de transmissão que usam para quantificar as grandezas físicas.

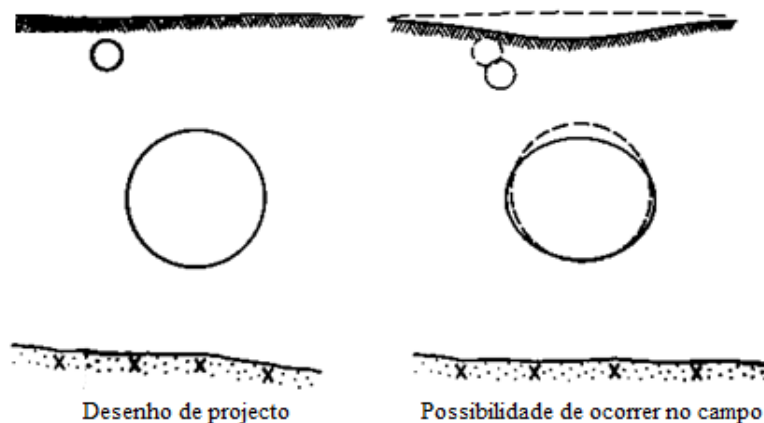


Figura 5.2 – Escavação de túneis em maciços terrosos (Dunniclieff, 1993).

5.2 Cartografia geotécnica no acompanhamento da obra

Em regra os estudos geotécnicos visando informar o projecto de túneis são baseados em informações pontuais obtidas a partir da superfície do terreno, o que impede concluir o projecto antes da fase de construção (Oliveira, 1977). As características geotécnicas do maciço constituem elementos importantes que condicionam o tipo de instrumentos a colocar, a malha de observação, a frequência da sua leitura e o juízo da sua interpretação. Torna-se assim indispensável acompanhar os trabalhos de escavação dos túneis, recolhendo toda a informação geológica adicional que permita completar o projecto de execução, adaptando-o ao programa de observação, às características da obra e ainda para uma interpretação correcta dos resultados (Roxo, 1995).

A função da geologia durante a construção de um túnel é a preservação da segurança da obra, uma vez que ela está relacionada com as condições geológicas, e de contribuir, na medida do possível, para a prevenção de situações de emergência que possam surgir (Wahlstrom, 1973). Assim, no decorrer da escavação toda a informação obtida deve ser cartografada e registada (Oliveira, 1994), devendo-se anotar o tipo e quantidade de trabalhos de melhoramento do terreno ou do suporte ao longo do túnel, bem como os rendimentos do equipamento de escavação nas diversas zonas geotécnicas. Deve-se também integrar a informação resultante da observação do comportamento do maciço que se obtém a partir das deformações, quer das paredes, quer do tecto do túnel, quer no interior do maciço ou nas zonas envolventes à escavação. Essa informação tem como finalidade aferir os resultados obtidos na fase de projecto e fazer-lhe eventuais alterações com reflexo no dimensionamento do suporte primário e do revestimento definitivo.

O trabalho de cartografia é muito facilitado se forem sendo colocadas marcas de indicação das distâncias dos vários trechos à origem, sendo a escala de representação do trabalho, embora dependa da quantidade de informação que se possa recolher e da sua dimensão, normalmente de 1/100 ou 1/200. Segundo Oliveira (1977) deve-se cartografar e registar as seguintes características:

- *Litologia e estrutura do maciço* - Deve-se fazer referência aos tipos de terreno presentes, à estrutura do maciço, à cor, ao estado de alteração, proceder-se à

recolha de amostras características do maciço e fotografar as superfícies escavadas.

- *Descontinuidades*
- *Hidrogeologia* - Devem ser registadas todas as emergências nas superfícies de escavação e feitas referências às características de permeabilidade do maciço. Nos casos de percolação significativa, deve-se proceder à medição de caudais e analisar a sua evolução antes e depois dos respectivos trechos do túnel serem revestidos.

Outras características que devem igualmente ser registadas:

- *Comportamento do maciço após a escavação* - Descrição das evidências da descompressão do maciço que poderão ajuizar acerca do seu comportamento e concluir sobre os processos de escavação e suporte nos trechos ainda a escavar.
- *Características dos suportes* - Descrição do revestimento ou suporte utilizados, nomeadamente quanto ao provisório e definitivo, as respectivas características geométricas e os resultados que as solicitações de natureza geológica lhes provocam.
- *Instrumentação* - Permite a avaliação do comportamento do maciço e da área envolvente face à obra.

5.3 Instrumentação e observação

5.3.1 Medição de deformações e deslocamentos

A *medição de convergências* é das medições realizadas mais frequentemente e constitui uma via adequada, rápida e económica de avaliar a estabilidade do maciço, bem como do funcionamento do suporte. O procedimento consiste em medir a distância entre alvos situados nas paredes das secções transversais e longitudinais. A diferença de leituras sucessivas nos mesmos pontos de referência, permite calcular, neste intervalo de tempo, os deslocamentos relativos ocorridos entre esses pontos, que uma vez representados em gráficos deslocamento/tempo permitem verificar a amplitude dos deslocamentos e a sua evolução instantânea. De notar que o número e a distribuição dos

pontos de medição pode ser facilmente aumentada ou diminuída de forma a adaptar, o melhor possível, o programa de observação inicialmente previsto à situação verificada em obra. Deste modo, as medidas de convergência permitem obter a deformada da secção instrumentada e a sua evolução ao longo do tempo, traduzindo também a influência de aspectos como a distância da frente de escavação, a introdução de elementos de reforço no maciço, a variação do tipo de suporte, etc. De forma a garantir que as leituras obtidas nas sucessivas medições traduzem os movimentos reais do maciço e não uma consequência de qualquer outra acção inerente ao processo construtivo, os pontos de leitura devem ser fixos ao maciço ou ao suporte, devendo também ser protegidos contra colisões, corrosão, e até mesmo actos de vandalismo. Os equipamentos mais utilizados para medir convergências denominam-se por *convergeciómetros*, e são essencialmente barras, fios, fitas de aço ou de invar associadas a dispositivos de medição de distâncias que incluem em geral deflectómetros, conseguindo-se precisões da ordem dos 0,1 mm ou até mesmo superiores.

Outros *métodos topográficos*, como teodolitos, níveis, bússolas e miras, e *métodos fotométricos* são também muito utilizados, sobretudo quando a distância entre os pontos a medir é grande são os que permitem obter indirectamente os deslocamentos absolutos do maciço. Utilizados na monitorização do desempenho das estruturas, podendo monitorizar deformações, assentamentos, inclinações, através de pontos colocados sobre a estrutura em estudo. O sistema é constituído por um sistema topográfico de leitura (por exemplo uma estação total, um teodolito, nível...) que detêm dispositivos capazes de efectuar medições de distâncias, ângulos e a monitorização de pontos de controlo dispostos pela estrutura a monitorizar, sendo que o campo de visão entre o equipamento de leitura e os pontos a monitorizar deverá estar desobstruído de qualquer obstáculo. Esta condição é essencial para a obtenção das leituras, constituindo-se como limitação para a utilização deste tipo de monitorização (Marques, 2007), junto com o facto de se requererem condições e tempos de operação que em geral são difíceis de compatibilizar com as restrições impostas pelo estaleiro ou pela exploração de obra. São assim mais utilizados para a realização de medições de assentamentos superficiais. Existe uma grande variedade de equipamentos no mercado, com funcionamento a laser e a infravermelhos, com a utilização de alvos topográficos que têm resultados com

precisões de milímetros, funcionando com 3 ciclos de alvo equipamento e posteriormente registrando a distância.

A *medição de deslocamentos internos* é obtida a partir da variação da distância entre um ponto situado na parede de escavação e outro considerado fixo no fundo de uma sondagem, a uma distância suficientemente longe da zona de influência de escavação. O seu conhecimento permite, além de confrontar as soluções analíticas ou numéricas utilizadas no dimensionamento do túnel, definir a zona de perturbação originada pela escavação, avaliar a sua evolução em função da distância à frente de escavação, conhecer a distribuição e magnitude dos deslocamentos no maciço a distâncias muito grandes de escavação e acompanhar a estabilidade geral da obra. Estas medições revelam-se muito importantes por exemplo na execução da selagem de ancoragens.

Os principais tipos de equipamentos para este fim são os extensómetros simples (SPBX) ou múltiplos (MPBX) e os inclinómetros. Os *extensómetros* medem o gradiente de deformação ou de deslocamentos no interior do maciço, uma vez instalados num furo de sondagem feito a partir do túnel ou da superfície do terreno, e seleccionados os pontos fixos da ancoragem para observação dos seus respectivos deslocamentos. São constituídos por uma ou várias ancoragens fixas às paredes do furo e ligadas por fios ou barras metálicas à cabeça do extensómetro, localizado à boca do furo (figura 5.3).

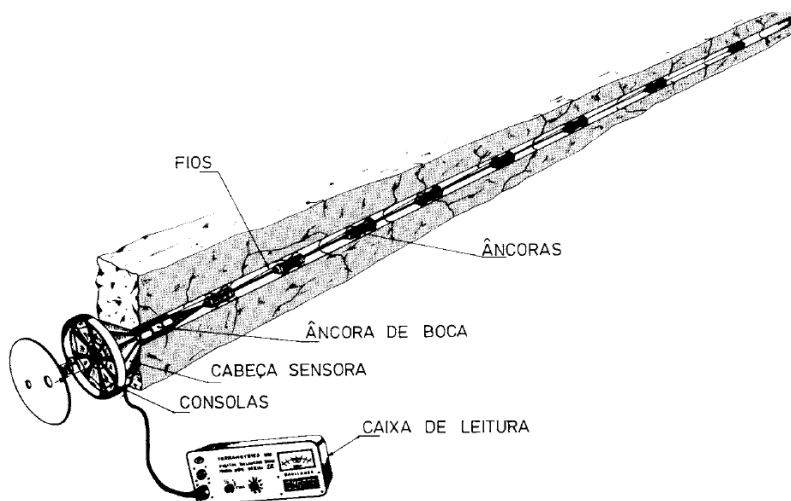


Figura 5.3 – Extensómetro múltiplo MPBX (Pinto da Cunha e Fernandes, 1980).

À medida que o maciço se deforma, a distância entre cada ancoragem e a cabeça do extensómetro varia, sendo estas alterações medidas por transdutores individuais electrónicos (maior precisão, sistemas de leitura automática remotos) ou por deflectómetros mecânicos (mais simples, menor custo). Uma vez que estes apenas medem a componente dos deslocamentos ao longo do eixo de sondagem, estas devem ser realizadas de forma a intersectarem as zonas de deformação prováveis com ângulos tais que assegurem que os deslocamentos que se pretendem medir, se processam paralelamente ao eixo do furo. As leituras são posteriormente representadas graficamente na forma de deslocamento vs. tempo. Os extensómetros também são utilizados para medir as pequenas deformações que ocorrem numa estrutura, por exemplo edifícios da zona envolvente da obra, quando esta é solicitada por acções externas. Conhecendo as deformações produzidas pelas acções externas e sabendo as características do material solicitado, obtém-se o estado de tensão. Os de maior utilização são os de resistência eléctrica (mais utilizados, baixo custo, dimensões reduzidas, variedade de configurações existentes fácil aplicação e grande sensibilidade), de corda vibrante e os sensores de fibra óptica.

Os movimentos transversais ao eixo e os deslocamentos em avanço sobre a escavação, podem ser detectados com a utilização de *inclinómetros* instalados geralmente a partir da superfície, com o objectivo de medir e localizar zonas de deformação do maciço e avaliar o seu desenvolvimento no tempo. O sistema é constituído por uma calha inclinométrica, um torpedo com um sensor constituído por um servo – acelerómetro (dois no caso dos biaxiais), um cabo de controlo, um cabo de reboque e uma unidade de leitura (figura 5.4). A calha é instalada num furo tipo sondagem e serve posteriormente para guiar o torpedo, permitindo a leitura da inclinação. Normalmente as leituras são efectuadas com um espaçamento entre elas de cerca de 0,5 m (Marques, *op. cit.*), tendo os próprios cabos de controlo marcas com este espaçamento que ajudam a controlar o posicionamento do torpedo para realizar as leituras das inclinações. As leituras inclinométricas consistem basicamente na determinação de uma distorção angular entre dois pontos consecutivos, sendo convertida no movimento lateral relativo entre eles.



Figura 5.4 – Sistema inclinométrico (www.slopeindicator.com).

A forma mais comum de representar estas medições é na forma de vectores sucessivos, cada um representando a inclinação entre dois pontos consecutivos ao longo do tubo inclinométrico. Para cada uma das secções transversais ao furo de sondagem a sucessão destes vectores fornece um perfil aproximado de furo inclinométrico e particularmente a deflexão de um ponto relativamente a outro, quando comparadas com as leituras iniciais realizadas imediatamente após a primeira instalação do equipamento, e que servem de referencial. Podem também ser processadas de forma a darem indicações sobre a taxa de deformação e aceleração, indicação de tendências e para se correlacionarem com outra informação qualquer que se pretende.

5.3.2 Medição de assentamentos à superfície

No caso de túneis urbanos é frequente instalarem-se à superfície e em antecipação à escavação do túnel na vizinhança envolvente, *marcas topográficas de nivelamento* de forma a acompanhar a evolução dos assentamentos à superfície (figura 5.5 e 5.6).

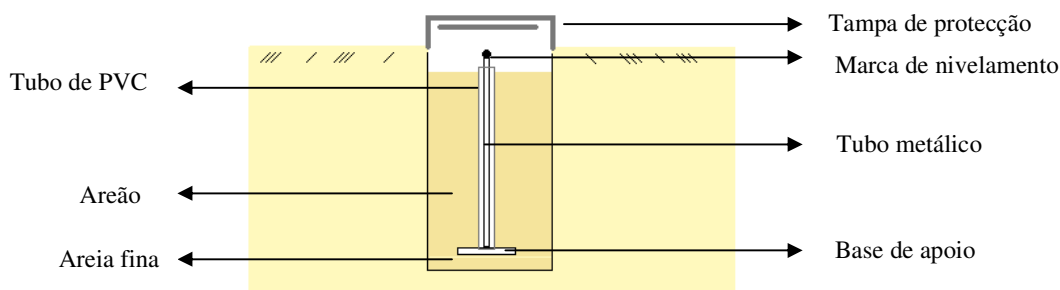


Figura 5.5 – Esquema da instalação de uma marca topográfica de nivelamento (sem escala).

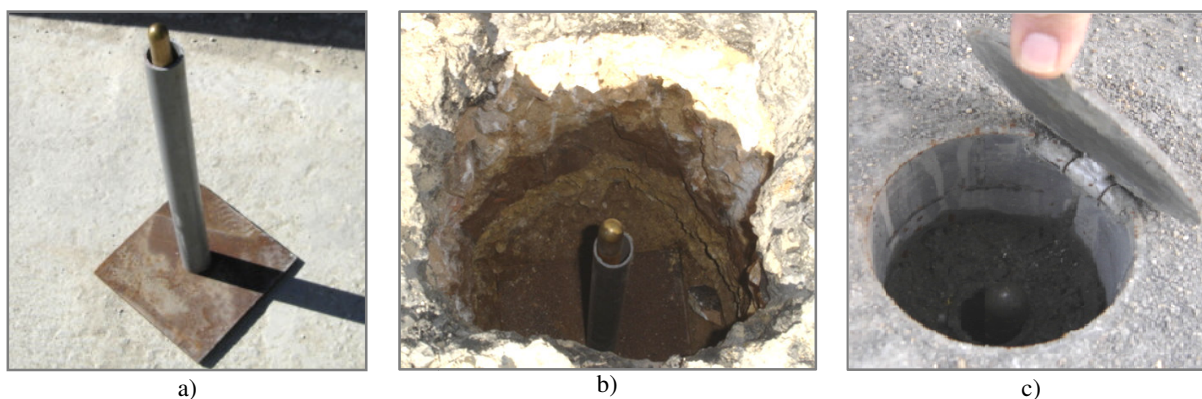


Figura 5.6 – a) Marca de nivelamento com tubo de PVC, b) Colocação no furo, c) Tampa de protecção.

5.3.3 Medição da tensão instalada nos suportes

As *células de carga* são muito utilizadas como sistemas de medição e controlo de forças ou tensões actuantes em elementos tais como ancoragens, pregagens, estacas e escoras (figura 5.7). Perante a carga exterior aplicada sobre a célula, esta deforma-se emitindo dados que permitem aferir a grandeza da carga aplicada e respectivos deslocamentos. As mais utilizadas são as eléctricas, de corda vibrante e as hidráulicas.



Figura 5.7 – Células de carga hidráulicas para ancoragens (<http://www.sisgeo.com>).

As *medições de tensões* nos revestimentos de betão, quer normais ou tangenciais, para a determinação das tensões no contacto entre o maciço e o suporte são difíceis de efectuar e de interpretar, pelo que não se revelam muito usuais. Podem ser utilizadas células de pressão para quantificar a tensão efectiva existente no solo e a pressão intersticial da água contida nos vazios entre partículas do solo. A sua utilização é

associada à verificação de considerações utilizadas durante a fase de projecto ou ao controlo das tensões sobre o solo, evitando excessos que se possam traduzir na introdução de instabilidade na estrutura. Consiste em duas placas de aço de diferente espessura soldadas e o espaço entre elas preenchido com um fluido não compressível. A placa de menor espessura é mais sensível deformando-se sob acção do solo transmitindo essa pressão ao fluido existente.

Na figura 5.8, encontra-se ilustrado um esquema da instrumentação utilizada em túneis.

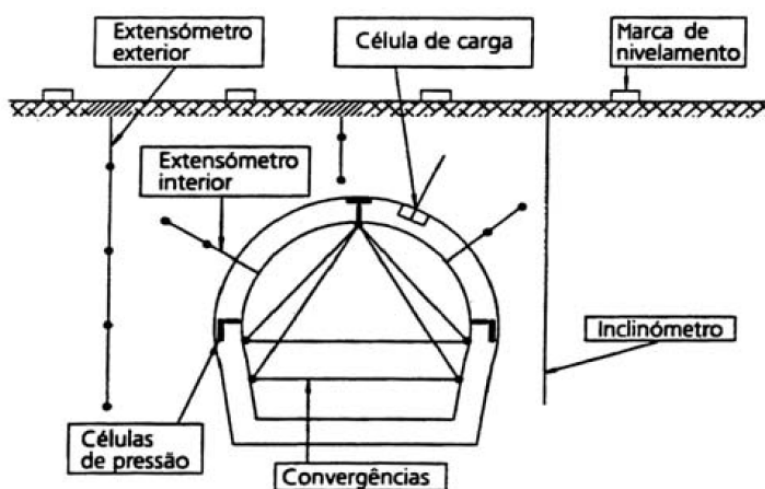


Figura 5.8 – Exemplo da instrumentação utilizada em túneis (Plasencia, 2003).

5.3.4 Medição da pressão/níveis de água

Através de um sistema de medição com *piezómetros* instalados de acordo com o nível freático detectado, mede-se a variação do nível piezométrico e consegue-se inferir sobre a sua pressão ao longo do maciço e como pode afluír para a escavação. Deste modo torna-se possível monitorizar o posicionamento do nível da água face à superfície e controlar as tensões existentes num determinado ponto do maciço, avaliando-se a segurança do maciço monitorizado. Os mais aplicados nas acções de monitorização e controlo de maciços são os piezómetros de tubo aberto ou de Casagrande, os hidráulicos e os de diafragma (pneumáticos, eléctricos ou de corda vibrante).

5.4 Instrumentação e observação de edifícios

O fenómeno da interacção entre as obras geotécnicas e as estruturas localizadas na sua vizinhança assume contornos não completamente esclarecidos e de inquestionável interesse. A sua construção em ambientes urbanos obriga a uma filosofia de projecto que tome em consideração todas as estruturas envolventes e que garanta um adequado acompanhamento da obra, de forma a se validar, nas diversas fases de construção os pressupostos do projecto (Monteiro *et al.*, 2003). O projecto deve então seguir a designada filosofia flexível que prevê o controlo sistemático das obras subterrâneas através de um plano de monitorização dos parâmetros que influenciam o desenvolvimento da obra, com fim de se avaliar o comportamento da escavação, a eficiência do suporte e de se verificarem as hipóteses de projecto, adaptando-o se necessário, de forma a garantir, sem subestimar a segurança, o cumprimento dos tempos de execução e a gestão de imprevistos geológicos e geotécnicos.

De acordo com os mesmos autores, a metodologia de abordagem do projecto/construção consta das seguintes fases:

- Levantamento patrimonial;
- Análise e dimensionamento da obra geotécnica;
- Análise de risco das edificações;
- Monitorização;
- Procedimento de acompanhamento da construção.

E, de uma maneira geral, o projecto de monitorização dos equipamentos instalados, constituído por:

- Elementos de base: plano de monitorização e levantamento patrimonial;
- Descrição e locais de colocação da instrumentação;
- Especificações técnicas para o fornecimento, instalação e leitura dos instrumentos;
- Definição:
 - dos parâmetros de controlo,
 - da frequência de leituras,
 - dos limites de atenção e alarme.

No caso de túneis urbanos interessa instrumentar não apenas as secções mais convenientes do túnel mas também muitas das estruturas existentes à superfície no sentido de acompanhar a sua estabilidade e integridade durante a construção do túnel de forma a serem tomadas a tempo medidas de reforço estrutural, ou no limite, proceder ao seu encerramento e no caso de edifícios, tratar da sua evacuação. Por outro lado a existência de instrumentação adequada nas estruturas superficiais constitui também um factor muito importante para o julgamento das situações em que existam litígios, no caso de serem atribuídas responsabilidades de danos estruturais à construção do túnel.

Antes da construção de um túnel é muito importante que se proceda a um levantamento o mais exaustivo possível da tipologia das construções existentes e do seu estado actual de conservação, no sentido de se evitarem situações litigiosas futuras. Este levantamento possui dois objectivos, proporcionar ao projectista a informação necessária para realizar um projecto com qualidade e segurança, e definir o estado actual das edificações, proporcionando uma base de dados, que permita ao longo da obra avaliar com objectividade eventuais danos produzidos. Em caso de previsão de danos estruturais são adoptadas medidas preventivas que garantam a segurança do edifício.

5.4.1 Medição de assentamentos

Para observar e controlar os edifícios da vizinhança do túnel são utilizados para maior controlo dos assentamentos da estrutura *alvos topográficos* (figura 5.9) e *réguas*. Também os *clinómetros* podem ser utilizados para o efeito, apesar de não medirem directamente os assentamentos de uma estrutura. Estes dispõem de um dispositivo de nivelção horizontal (nível de bolha) que para além de assegurar o nivelamento inicial do dispositivo durante a sua colocação, permite monitorizar e controlar qualquer alteração que ocorra no seu estado inicial (Marques, *op. cit.*).

Também os *fissurómetros* são muito utilizados na observação de edifícios (figura 5.10), uma vez que permitem medir a abertura de fendas, (podem também ser utilizados na zona da abóbada do túnel).

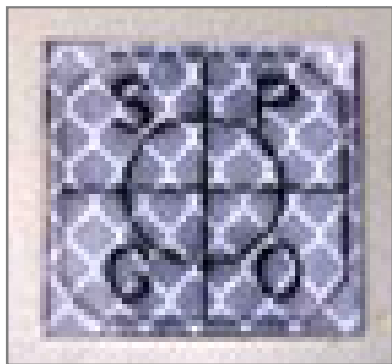


Figura 5.9 – Alvo (Sécio & Mineiro, 2006).

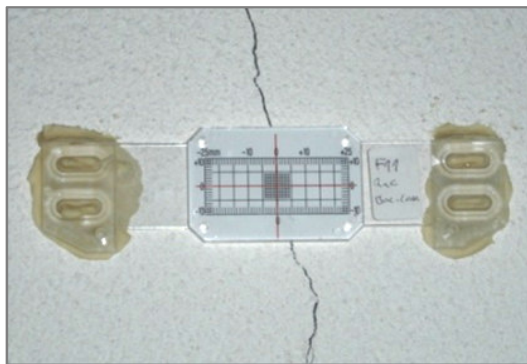


Figura 5.10 – Fissurómetro.

5.4.2 Medições de ruído e vibrações

A escavação em zonas urbanas é sempre fonte de preocupações devido aos diversos impactes ambientais produzidos por estas operações, entre os quais as vibrações do maciço e o ruído são geralmente das mais importantes (Monteiro *et al.*, *op. cit.*), devido aos seus possíveis efeitos nas estruturas vizinhas e na população. A medição dos níveis de vibração e ruído, originados pelo tráfego (particularmente os pesados de mercadorias e autocarros), pela maior parte dos processos construtivos, pelas operações de escavação, execução de estacas, operações de furação, funcionamento de equipamento mecânico, etc., é necessária para a caracterização do comportamento dinâmico das estruturas vizinhas, uma vez que estas se transmitem através do maciço afectando o meio envolvente, podendo eventualmente provocar danos, originando fissuras ou o desenvolvimento de fissuras pré-existentes. No quadro 5.1, apresenta-se uma síntese dos equipamentos mais utilizados na observação de túneis.

Grandeza	Instrumento
Assentamentos à superfície e de estruturas	Alvos topográficos, marcas de nivelamento, réguas e clinómetros
Variação da abertura de fissuras	Fissurómetros
Deformação da secção de escavação	Alvos topográficos, convergenciómetros, fitas de invar
Deformações do terreno envolvente da secção de escavação	Extensómetros, emissões acústicas (“rockburst”)
Pressão de água e infiltrações	Piezómetros e medição de caudais
Propagação de vibrações	Sismógrafo

Quadro 5.1 – Síntese dos equipamentos necessários para a observação de túneis (Plasencia, 2003).

6 Construção de um poço de ataque e dois trechos de túnel do prolongamento da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa (Oriente/Aeroporto)

O metropolitano constitui um modo de transporte de grande importância no sistema de transportes de Lisboa, tendo como objectivo geral contribuir para o desenvolvimento sustentado de um sistema de transportes de alto nível de desempenho, baseado numa articulação estreita com os restantes operadores de transporte. Este meio de transporte constitui a melhor opção para a realização de deslocações em meio urbano, como é o caso da cidade de Lisboa, por se tratar de um serviço de transporte público cómodo, seguro, económico e de acesso rápido ao centro da cidade.

Actualmente, a cidade de Lisboa é uma das poucas capitais europeias que não dispõe de uma ligação de metropolitano entre o centro da cidade e o aeroporto, representando um constrangimento para o desenvolvimento de um adequado sistema metropolitano de transportes que contribua para tornar a cidade e a respectiva região envolvente, mais atractiva e competitiva a nível internacional.

A concretização do prolongamento da Linha Vermelha, entre a Gare do Oriente e o Aeroporto, permite ligar a maior e mais importante interface rodo-ferroviário da cidade de Lisboa, a Gare Intermodal de Lisboa (Gare do Oriente), ao aeroporto da Portela em apenas 5 minutos e, conseqüentemente, ligar o transporte aéreo às redes ferroviárias nacionais e internacionais, bem como aos terminais rodoviários urbanos e interurbanos. Para além deste aspecto, a execução deste projecto irá garantir uma ligação privilegiada, com um só transbordo, a todas as linhas do Metropolitano de Lisboa, através da actual extensão Alameda/S. Sebastião actualmente em construção, e o acesso ao centro da cidade de Lisboa a partir do Aeroporto, em apenas 15 minutos. Esta empreitada, (ML644/04) ficou a cargo do consórcio AeroMetro, ACE., constituído pelas empresas MSF, EDIFER, OPWAY e Alves Ribeiro.

Na figura 6.1 apresenta-se o diagrama da actual rede do metropolitano de Lisboa, destacando-se o prolongamento da Linha Vermelha até ao aeroporto.



Figura 6.1 – Enquadramento da ligação Oriente-Aeroporto na rede do metropolitano de Lisboa, sem escala (www.metrolisboa.pt).

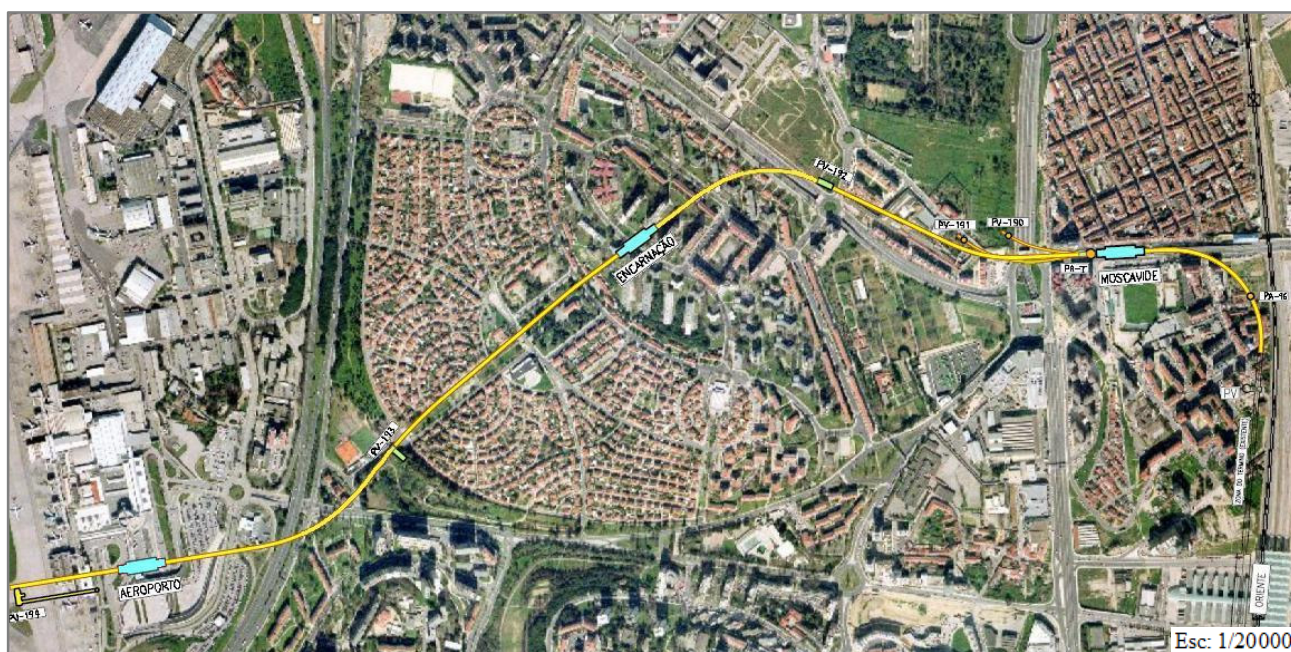
6.1 Breve descrição do projecto

A obra em construção localiza-se, essencialmente na freguesia de Santa Maria dos Olivais no concelho de Lisboa, incidindo ainda marginalmente na freguesia de Moscavide no concelho de Loures (Figura 6.2).



Figura 6.2 – Localização do projecto, sem escala (DHVFBO consultores).

O traçado desenvolve-se ao longo de cerca de 3 326 m (figura 6.3) desde o tímpano actual do Término da Estação Oriente até ao fim do futuro Término da Estação Aeroporto (que irá ficar localizado junto ao edifício do aeroporto da Portela), passando pelo Bairro da Encarnação. O traçado global segue a Rua João Pinto Ribeiro / Rua 1.º de Maio, intersecta o desnivelamento da Praça José Queiroz, a Rua Carlos George, a Rua Alfredo Bensaúde, a Rua Alferes Barrilaro e a Rua General Silva Freire, segue a direcção da Alameda do Bairro da Encarnação e intersecta a Avenida de Berlim e a 2.ª Circular antes de chegar à Estação Aeroporto. O traçado contempla ainda um troço constituído por duas vias separadas (uma ascendente e outra descendente), com cerca de 277 m e 180 m de extensão respectivamente, que constituem o início do ramal a Sacavém, ficando assegurada a possibilidade da rede do Metropolitano de Lisboa se estender, no futuro, até esta localidade.



MÉTODOS CONSTRUTIVOS

- TÚNEL MINEIRO
- TÚNEL CÉU ABERTO
- ESTAÇÕES (CÉU ABERTO)
- POÇOS DE ATAQUE

LEGENDA:

- Traçado proposto
- Estações previstas
- Postos de ventilação (PV)
- Poços de ataque (PA)

Figura 6.3 – Planta do traçado do projecto (DHVFBO consultores).

O prolongamento inclui a construção de 5 trechos (anexo 1.1): 96º trecho - “Término do Oriente/Moscavide”, 97º trecho - “Moscavide/Encarnação” e “Vias Simples Ascendente e Descendente” para futura ligação ao ramal de Sacavém, 98º trecho - “Encarnação/Aeroporto” e 99º trecho “Término Provisório do Aeroporto”, integrando a construção de 3 estações (Moscavide, Encarnação e Aeroporto) e a construção de 5 postos de ventilação (PV-190, PV-191, PV-192, PV-193 e PV-194).

A construção será executada pelo método NATM para a escavação do túnel subterrâneo e a céu aberto para a escavação dos poços de ataque, dos postos de ventilação e dos corpos centrais das Estações Moscavide, da Encarnação e Aeroporto, assim como de alguns treços do prolongamento que, devido ao reduzido recobrimento, não justificam que se proceda à escavação em túnel mineiro.

Para a execução da obra prevê-se a existência de 16 frentes de ataque, designadamente:

- 2 Frentes no Poço de Ataque PA – 1 (situado numa zona de hortas, junto a Vila Gouveia), sendo uma na direcção do Término do Oriente e outra na direcção da Estação Moscavide;
- 1 Frente na Estação Moscavide;
- 2 Frentes no Poço de Ataque PA – 2 (situado na Rua João Pinto Ribeiro), uma na direcção da Estação Encarnação e outra em direcção à área de ligação do Prolongamento da Linha Vermelha, entre Oriente e Aeroporto, e o início do ramal a Sacavém;
- 1 Frente no Posto de Ventilação PV-190, em direcção ao Poço de Ataque PA-2;
- 1 Frente no Posto de Ventilação PV-191, em direcção ao Poço de Ataque PA-2;
- 2 Frentes no Posto de Ventilação PV-192, uma no sentido da Estação Moscavide e outra no sentido da Estação Encarnação;
- 1 Frente na Estação Encarnação;
- 2 Frentes no Posto de Ventilação PV-193, uma no sentido da Estação Encarnação e outra no sentido da Estação Aeroporto;
- 1 Frente no local de implantação da Tolva (entrada e saída de materiais e equipamentos diversos), situada num espaço verde ajardinado, no cruzamento da Avenida de Berlim com a 2.ª Circular, em direcção à Estação Aeroporto;

- 2 Frentes na Estação Aeroporto, sendo uma referente à escavação da área de implantação da estação e outra frente de ataque ao Término;
- 1 Frente no Acesso Técnico ao Posto de Ventilação PV-194.

Para a realização dos trabalhos conta-se ainda com 13 zonas de estaleiro destinadas à instalação de maquinaria de apoio à obra, dos materiais necessários para a sua execução, da zona de combustíveis, lubrificantes, de equipamento para bombagem de águas, tubagens para ventilação, instalações sanitárias amovíveis, etc.

A construção da obra interfere com diversas infra-estruturas situadas no subsolo, nomeadamente de abastecimento de água, electricidade e telecomunicações, estando garantidas todas as condições de segurança, a sua reposição e a minimização dos incómodos sobre as populações. Serão também expectáveis, interferências com edifícios e outras estruturas à superfície, nomeadamente viadutos, devido ao reduzido recobrimento existente, o que obriga à realização de trabalhos de reforço das fundações de algumas estruturas edificadas e em alguns edifícios poderão surgir algumas fissuras nas paredes, como consequência dos trabalhos de execução da obra, estando contudo, assegurada a sua reparação no final da mesma.

Foi a partir do 97º troço, mais especificamente a partir do PV-192, que se deu início aos trabalhos, pelo que será este o troço abordado na presente dissertação.

6.2 O 97º troço do prolongamento da Linha Vermelha

O 97º troço faz a ligação entre as Estações Moscavide e Encarnação (figura 6.4), e tem um comprimento de cerca de 1 074 metros, acrescido de 105 metros de Cais da Estação Encarnação. O traçado descreve um S aberto iniciado na direcção E-W e concluído a NE-SW (figura 6.4). Integra um conjunto de trabalhos subterrâneos, em que se incluem poços provisórios, túneis de diferentes secções e três poços definitivos (PV-190, PV-191 e PV-192).

A partir da Estação Moscavide o traçado apresenta uma pequena extensão em recta para tornar possível, no futuro, executar a já referida derivação do ramal para Sacavém. Seguidamente desenvolve-se sob os terrenos situados no extremo do concelho de Lisboa que ficam entre a Avenida Alfredo Bensaúde e a Estrada da Circunvalação, ocupados principalmente por armazéns. Entre a Avenida Dr. Alfredo Bensaúde e a Estação Encarnação o traçado atravessa uma zona edificada, maioritariamente ocupada por habitações. O Posto de Ventilação PV-192 será implantado junto à rotunda da Avenida Dr. Alfredo Bensaúde, numa faixa de terreno entre aquela, a Rua Conselheiro Telles de Vasconcelos e o muro do Instituto Geográfico do Exército. A Estação Encarnação ficará localizada junto à zona dos Serviços dos Olivais e parte baixa do Bairro da Encarnação e servirá estas duas freguesias, estando ainda localizada perto da Igreja da Encarnação, da Praça e da Rua dos Lojistas da Encarnação. Tem 4 saídas para a superfície, sendo duas delas do lado da Encarnação e duas para Nascente, do lado dos Olivais, de modo a facilitar o acesso dos utentes à estação e Rede do Metropolitano de Lisboa.



Figura 6.4 – Traçado em planta do 97º troço (DHVFBO consultores).

A execução do 97º troço está prevista em escavação subterrânea em dois troços em túnel, a partir do PV-192, um em direcção à estação Moscavide e outro em direcção à estação Encarnação.

6.3 Enquadramento geológico, hidrogeológico e geotécnico

Do ponto de vista geológico o traçado do túnel atravessa formações sedimentares do Miocénico. De um modo geral, a superfície do terreno apresenta um relevo suave, de cotas que variam entre os 30 e os 90 m, decrescendo em direcção ao rio Tejo. Estruturalmente aquelas formações constituem um monoclinal com inclinação de cerca de 4° a 6° para o quadrante SE, em concordância com a inclinação da vertente e pouco superior a esta. Este monoclinal é o principal testemunho das deformações tectónicas que afectam estas formações sedimentares. Existem no entanto, outras deformações mais localizadas que constituem em geral, dobras de grande raio; a tectónica de falhamento parece ser pouco expressiva.

Na área de intervenção afloram essencialmente areias, argilas, siltes e calcários, tratando-se de formações em geral produtivas em termos de caudais de captações de água subterrânea. Do ponto de vista hidrogeológico a área em estudo drena para o rio Tejo, os níveis piezométricos indicam a existência de uma superfície piezométrica acima do traçado do túnel, em grande extensão do mesmo. Os elementos obtidos no levantamento das captações subterrâneas licenciadas, situadas na envolvente da área de implantação do traçado (a mais de 500 m), permitem verificar que a profundidade de captação dos 4 furos identificados varia entre 80 e 167 m e que o caudal de extracção de água é superior a 1 l/s. Não se prevê o atravessamento de linhas de água superficiais com importância.

Neste troço o traçado do túnel, cuja inclinação acompanha a da vertente, além de *depósitos de aluvião* de idade quaternária pouco importantes constituídos nas linhas de água da encosta e de *aterros superficiais*, com espessuras até aos 10 m e constituídos por areia fina argilosa, a argila silto arenosa com fragmentos de natureza variada; interfere com os seguintes complexos miocénicos, incluídos nas seguintes divisões de Cotter (1903-04):

- As *Areolas de Braço de Prata* (M^4_{VIIa}); constituídas por sedimentos argilosos compactos (classificados do ponto de vista geotécnico como solos) com intercalações de siltes e por vezes de areia fina, com abundância de conchas fósseis. Nas zonas em que se registam concentrações de conchas, muitas vezes constituindo lumachelas de cimento calcário, as “areolas” adquirem resistência pétreia. Estes endurecimentos (vulgarmente designados por “cascões”) são em regra pouco espessos e de extensão, umas vezes muito limitada, outras com alguma continuidade lateral.

- Os *Calcários de Marvila* (M^4_{VIc}); com uma espessura vertical da ordem dos 19 a 20 m, consiste numa alternância de camadas de consistência pétreia (lumachélicas ou calcareníticas) e de solos compactos, siltosos ou silto-argilosos com alguma mica branca, localmente arenosos finos.

- Os *Arenitos de Grilos* (M^3_{VIb}); constituídos por areias e arenitos argilosos com cimento calcário e/ou ferruginoso que se distinguem dos arenitos pertencentes aos Calcários de Marvila pelas cores amarelas e avermelhadas, apresentam, por vezes intercalações de camadas siltosas com cerca de 1,5 a 2 m.
 - Um horizonte superior, com espessura da ordem dos 14,0 m, constituído quase exclusivamente por arenitos, com deficiência do cimento carbonatado e, por isso geotecnicamente classificados como solos (areias de granulometria variável).
 - Um horizonte inferior, com espessura da ordem dos 4,5 m, constituído quase exclusivamente por arenitos bem consolidados por cimento carbonatado geotecnicamente classificáveis como rochas (arenitos calcários).

- Na base destas unidades estratigráficas ocorrem as *Argilas de Xabregas* (M^3_{VIa}), com espessura da ordem dos 15 m, em que ocorrem siltitos e arenitos com intercalações de siltes e siltes argilosos de tons cinzentos escuros.

6.3.1 Prospecção geotécnica

A caracterização geológica e geotécnica dos terrenos interessados pela construção do 97º troço foi feita com base na informação considerada relevante proveniente dos resultados do reconhecimento realizado pela empresa Tecnasol em 2004. Todo o traçado foi objecto de trabalhos de prospecção geotécnica que deram origem a relatórios específicos que descrevem as características geológicas, a hidrogeologia e os parâmetros geotécnicos a utilizar no projecto das obras.

A caracterização geotécnica dos terrenos foi, de acordo com os dados do projecto fornecidos pelo Metropolitano de Lisboa, desenvolvida com base na observação visual dos testemunhos provenientes de 9 sondagens mecânicas verticais à rotação (S9 a S17), com profundidades entre os 20 e os 50 m, com amostragem contínua, e nos resultados dos ensaios “in-situ” e laboratoriais realizados em amostras colhidas naquelas sondagens; foram também tidos em consideração os estudos efectuados nos locais das estações adjacentes do troço (Estação de Moscavide – S7 e Estação Encarnação – S18).

As sondagens mecânicas de reconhecimento foram executadas somente na região do eixo do traçado do túnel, não havendo deste modo, dados para a análise da eventual variação lateral das camadas. Contudo, é de salientar a continuidade lateral e a fraca variabilidade de espessura de todas as camadas reveladas pelas sondagens S9 a S12 e menos claramente pelas S13 e S14.

De uma maneira geral o modelo hidrogeológico do maciço interessado pelo troço 97, caracteriza-se por um aquífero livre de baixa permeabilidade, identificado com o horizonte de alteração superior, e por aquíferos confinados, igualmente de baixa permeabilidade, identificados com cada um dos horizontes de alteração confinados.

Admitem-se assim, 3 níveis piezométricos com pouco significado como factor destabilizador:

- O nível piezométrico superior foi detectado nos piezómetros das sondagens S7 e S10, na base das “Areolas de Braço de Prata”, que devem constituir um aquífero

livre e, por isso aquele nível será freático, com ligeira pendente em concordância com a superfície topográfica e a estrutura estratigráfica.

- O segundo nível piezométrico foi detectado pelos piezómetros de S9, S11 e S12, nos “Calcários de Marvila”, mais exactamente numa camada lumachélica que assenta sobre uma camada silto-argilosa impermeável relativamente espessa. Uma vez que acompanha tão regularmente esta camada supõe-se que a pressão hidrostática será praticamente nula, apesar de o aquífero ser confinado.
- O terceiro nível piezométrico foi detectado pelos piezómetros de S13, S14, S15, S16 e S17, no horizonte de alteração superior dos “Arenitos de Grilos”. Trata-se de um nível freático (portanto, sem pressão).

Na figura 6.5 e 6.6 representa-se a planta e o perfil geológico do 97º troço do prolongamento da Linha Vermelha do metropolitano, com a localização do das sondagens realizadas ao longo do traçado do túnel (para maior detalhe ver anexo 1.2; 2.1 e 2.2).

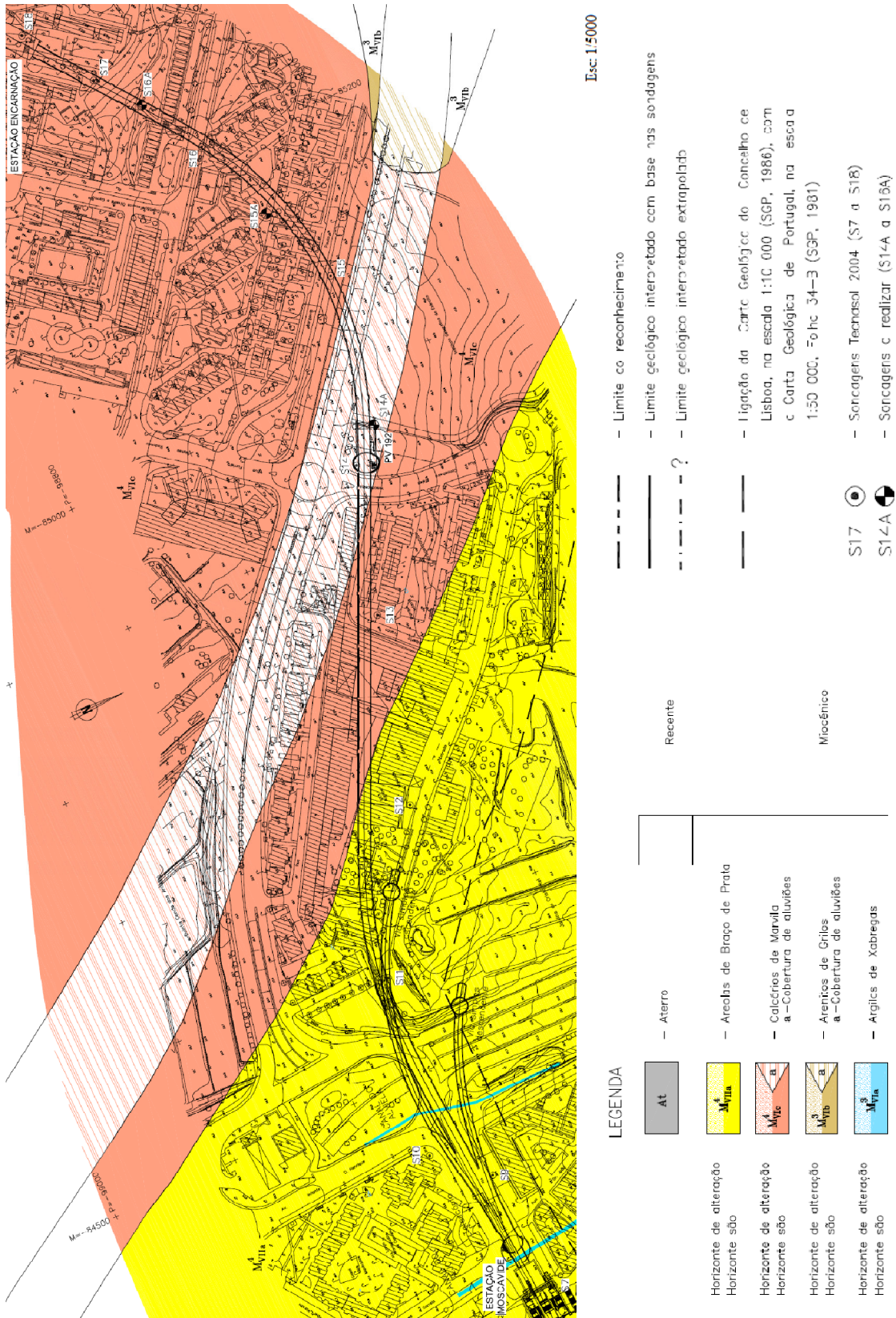


Figura 6.5 – Planta geológica do 97º Troço, anexo 2.1 (ML/Ferconsult).

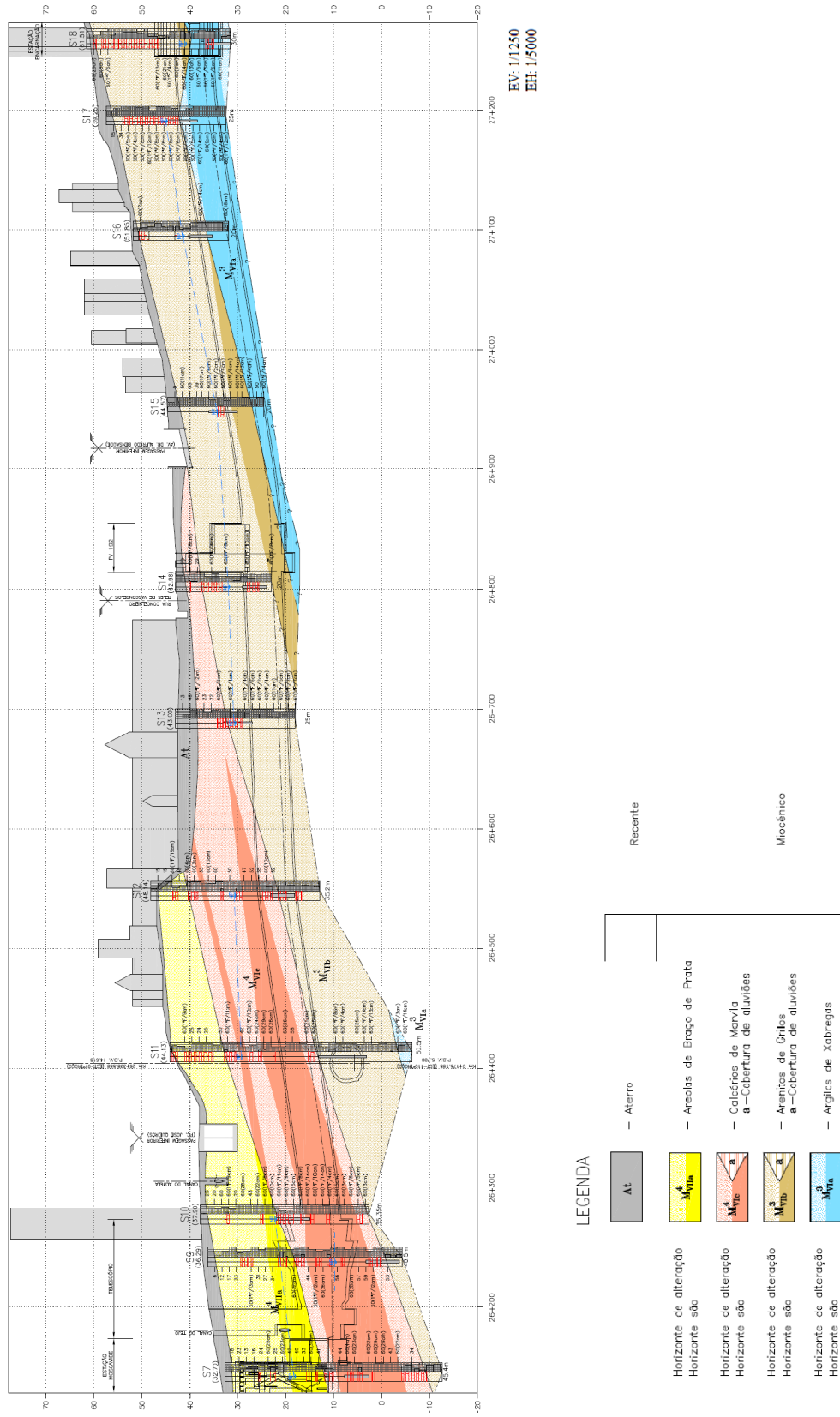


Figura 6.6 – Perfil geotécnico do 97º troço, anexo 2.1 (ML/Ferconsult).

6.3.2 Ensaio “*in situ*”

6.3.2.1 Ensaio de penetração dinâmica tipo SPT

Em todas as sondagens executadas foram executados ensaios de penetração dinâmica tipo SPT a cada 1,5 m de perfuração sempre que possível visto existirem camadas maciças e ou cimentadas que impediam a sua execução (nestes casos houve necessidade de perfuração à rotação para o avanço da sondagem).

Ocorrendo frequentemente intercalações coníferas bastante rijas, os resultados dos ensaios SPT, não permitem, de um modo geral, a caracterização dos terrenos.

No anexo 2.3, apresentam-se sob a forma de quadro, os resultados dos ensaios SPT realizados nas sondagens.

6.3.2.2 Ensaio com o pressiómetro Ménard

Para a caracterização dos terrenos do ponto de vista da deformabilidade foram realizados 6 ensaios com pressiómetro Ménard nas sondagens S9, S11 e S15. Os resultados dos ensaios, os módulos pressiométricos (E_M) permitiram obter uma estimativa dos módulos de deformabilidade (E') drenados das formações ensaiadas pela relação:

$$E' = \frac{EM}{\alpha}$$

Tendo em consideração o valor de $\alpha = 1$, pelo lado da segurança, uma vez que se trata de solos ligeiramente sobreconsolidados e o coeficiente de Poisson, $\nu = 0,33$. No quadro 6.1 apresentam-se os resultados obtidos para o módulo pressiométrico, para a pressão limite (p_{lim}) e para a relação entre ambos, sendo anotadas as profundidades dos ensaios e das litologias ensaiadas.

Sondagem	Prof. (m)	E_M (MPa)	p_{lim} (MPa)	E_M/p_{lim}	Litologia
S9	33,6	49,7	6,6	7,5	Silte
S11	22,0	>898,0	>11,8	-	Silte lumachélico com consistência pétreo
S11	32,5	>238,0	>11,9	-	Areia com conchas (lumachela)
S15	9,5	99,0	11,0	9,0	Areia
S15	14,2	>99,9	>11,8	-	Silte arenoso / areia fina siltosa
S15	16,5	>198,8	>11,7	-	Areia fina siltosa

Quadro 6.1 – Resultados dos ensaios pressiométricos (Ferconsult/ML).

Como se constata, regista-se uma amplitude de valores do módulo de deformabilidade bastante elevada, face à diferente constituição dos vários terrenos ensaiados.

6.3.2.3 Ensaios para determinação da permeabilidade tipo Lefranc

Para a caracterização da permeabilidade dos terrenos abrangidos pelos trabalhos de construção, realizaram-se dois ensaios de permeabilidade Lefranc na sondagem S11. Os resultados obtidos são apresentados no quadro 6.2.

Sondagem	Prof. (m)	Coef. de permeabilidade (m/s)	Litologia
S11	22,0 a 22,5	2×10^{-7}	Silte
S11	32,5 a 33,0	4×10^{-6}	Calcarenito fossilífero

Quadro 6.2 – Resultados dos ensaios Lefranc (Ferconsult/ML).

Os resultados obtidos são considerados representativos face às características dos terrenos abrangidos pelas estruturas a construir. Com efeito, não obstante a variabilidade encontrada quanto à constituição granulométrica dos terrenos, pode concluir-se que se está na presença de formações com um baixo grau de permeabilidade ($10^{-7} \leq k \leq 10^{-5}$ m/s), com maior incidência em valores da ordem dos 10^{-6} m/s e 10^{-5} m/s quando ocorre uma predominância de partículas com uma dimensão superior a 0,075 mm. Face aos valores obtidos adoptou-se um coeficiente de permeabilidade, k , igual a 5×10^{-6} m/s.

6.3.3 Ensaios em laboratório

Tendo em vista a estimativa das propriedades físicas, mecânicas e de deformabilidade dos terrenos interessados pelas obras foram realizados alguns ensaios laboratoriais.

6.3.3.1 Ensaios de identificação

No quadro 6.3 são apresentados os resultados dos ensaios realizados sobre as amostras colhidas para determinação da composição granulométrica (peneiração e sedimentação) e dos limites de consistência (limite de liquidez e limite de plasticidade) dos solos. Na figura 6.7 representam-se as curvas granulométricas correspondentes.

Sondagem	Amostra Prof. (m)	Peneiros série ASTM (mm)					Limites de Atterberg			Complexo geotécnico	Classificação de solos ASTM
		75 (%)	4,75 (%)	2,00 (%)	0,42 (%)	0,075 (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)		
S9	10,2				100	78	-	-	-	Areolas Braço de Prata	Solo fino
S10	4,5	100	98	96	65	27	NP	NP	-		SM areia siltosa
S9	30,5 – 31,5		100	99	97	89	35	17	18	Calcários de Marvila	CL argila magra
S11	20,0 – 21,0			100	99	58	NP	NP	-		ML silte arenoso
S11	40,0 – 40,5	100	99	99	80	14	-	-	-	Arenitos de Grilos	SM areia siltosa
S11	46,5 – 47,0	100	99	98	55	19	-	-	-		SM areia siltosa
S15	6,5		100	99	57	8	-	-	-		SP-SM areia mal graduada com silte
S15	7,5 – 8,5			100	99	87	45	20	25		CL argila magra
S15	14,7	100	98	95	84	40	20	16	4		SM areia siltosa
S15	19,7 – 20,0			100	98	82	37	23	14	Argilas de Xabregas	CL argila magra

Quadro 6.3 – Composição granulométrica e limites de consistência dos solos.

A análise dos resultados obtidos permitiu concluir que existe uma heterogeneidade acentuada na composição granulométrica dos terrenos ao longo do traçado, uma vez que o seu desenvolvimento se insere em formações distintas; por outro lado na mesma formação existem variações na granulometria das diversas litologias.

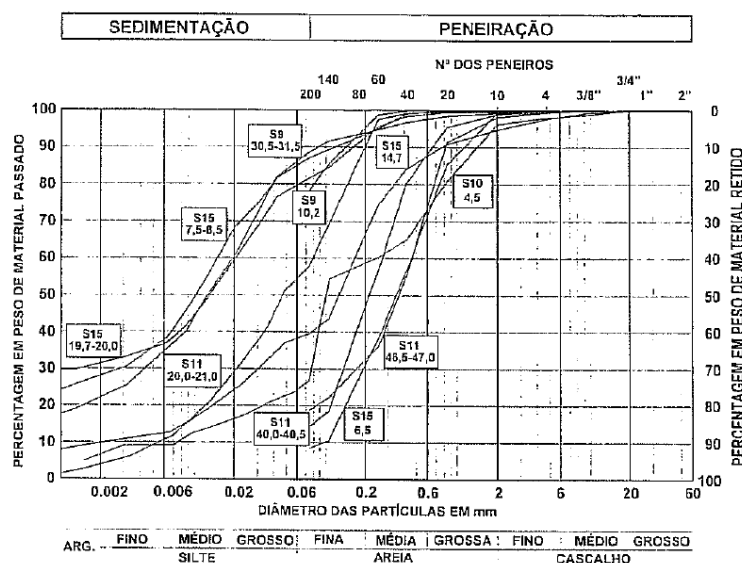


Figura 6.7 – Curvas granulométricas dos solos (Ferconsul/ML).

Assim, nas “Areolas Braço de Prata” existe uma predominância de solos finos, nos “Calcários de Marvila” prevalecem solos finos intercalados com camadas de consistência pétreia (camadas de conchas ligadas por cimento calcário ou calcarenítico), relativamente aos “Arenitos de Grilos” regista-se uma preponderância de terrenos finos com intercalações fossilíferas, e por último nas “Argilas de Xabregas” imperam partículas finas. Quanto à plasticidade, verificou-se que estamos na presença de terrenos não plásticos ou de baixa plasticidade.

Foram também determinadas outras propriedades físicas dos solos tais como: densidade das partículas sólidas (G), peso volúmico total (γ_t), peso volúmico saturado (γ_{sat}), peso volúmico seco (γ_d), teor em água (w), grau de saturação (S_r), porosidade (n) e índice de vazios (e). No quadro 6.4, apresentam-se os resultados obtidos.

Sondagem	Amostra		G	γ_t (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	γ_d (KN/m ³)	W (%)	S_r (%)	n	e
	Prof. (m)	Complexo								
S9	30,05 a 31,5	Calcários de Marvila	2,71	19,8	20,0	15,9	24,7	99	0,40	0,67
S11	20,0 a 21,0		2,67	19,2	19,7	15,6	23,5	92	0,41	0,68
S15	7,7 a 8,5	Arenitos de Grilos	2,69	19,6	19,9	16,0	22,3	93	0,39	0,64

Quadro 6.4 – Densidade das partículas sólidas, pesos volúMICOS, teor em água, grau de saturação, porosidade e índice de vazios (Ferconsul/ML).

6.3.3.2 Ensaios de resistência ao corte

Para a caracterização da resistência ao corte dos solos silto-argilosos foram considerados os resultados dos ensaios triaxiais consolidados não drenados com medição de pressões intersticiais, cujos resultados se apresenta no quadro 6.5.

Sondagem	Prof. (m)	Complexo	σ'_c (kPa)	t' (kPa)	s' (kPa)	E_u (MPa)	v'	E' (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
S9	30,5 a 31,5	Calcários de Marvila	200	541	782	54	0,33	48,9	20	31
			400	700	1000	70		62,1		
			600	802	1132	53		47,0		
S11	20,0 a 21,0		100	430	620	-		-	100	34
			250	908	1454	-		-		
			400	966	1568	-		-		
S15	7,5 a 8,5	Arenitos de Grilos	100	102	166	12		10,6	20	32
			250	205	357	17		12,4		
			400	306	556	20		17,7		

$$t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma_3}{2} \quad E' = \frac{2(1+v')}{3} E_u$$

Quadro 6.5 – Resumo dos resultados dos ensaios triaxiais consolidados não drenados (CIU) (Ferconsult/ML).

Foram ainda realizados dois ensaios de compressão simples, cujos resultados se encontram no quadro 6.6.

Sondagem	Prof. (m)	q_u (kPa)	S_u (kPa)	E (MPa)	Litologia
S9	30,5 a 31,5	236	118	7,5	Silte argiloso
S15	12,3 a 12,6	2504	1252	-	Arenito

Quadro 6.6 – Resumo dos resultados dos ensaios de compressão simples (Ferconsult/ML).

6.3.3.3 Ensaios edométricos

Para a caracterização da deformabilidade dos solos foram considerados os resultados dos ensaios edométricos expressos no quadro 6.7.

Sondagem	Prof. (m)	Complexo	σ'_v (kPa)	e	m_v (MPa ⁻¹)	E_{ed} (MPa)	E' (MPa)
S11	20,0 a 20,1	Calcários de Marvila	0	0,682	-	-	-
			20	0,675	0,224	4,5	3,0
			40	0,668	0,208	4,8	3,2
			80	0,659	0,170	5,8	3,9
			150	0,649	0,132	7,6	5,1
			300	0,635	0,094	10,6	7,2
			600	0,618	0,064	15,6	10,5
			1000	0,605	0,047	21,3	14,4
S15	7,5 a 8,5	Arenitos de Grilos	0	0,678	-	-	-
			40	0,675	0,048	20,7	13,9
			80	0,665	0,094	10,7	7,2
			150	0,649	0,118	8,5	5,7
			300	0,623	0,111	9,0	6,1
			600	0,593	0,086	11,6	7,8
			1000	0,565	0,068	14,6	9,9

Quadro 6.7 – Resumo dos resultados dos ensaios edométricos (Ferconsult/ML).

Realizou-se ainda um ensaio com uma amostra colhida na sondagem S9 à profundidade média de 31 m, mas os resultados obtidos não foram validados.

6.3.3.4 Análises de água

Tendo em atenção a acção da água no solo sobre as estruturas a construir procedeu-se à realização de ensaios sobre amostras de água colhidas nos piezómetros instalados nas sondagens S10 e S16. Os valores do pH obtidos rodam o valor de 7.

6.3.4 Caracterização geotécnica

Atendendo ao perfil geotécnico elaborado e com base na informação decorrente das sondagens e dos ensaios, podem-se identificar ao longo do traçado quatro zonas que devem apresentar comportamento geomecânico distinto na execução do túnel:

- 1º Entre a estação de Moscavide e o km 26+372, intercalações de siltes argilosos e areias finas siltosas com camadas delgadas de lumachelas e de argilas siltosas (solos pertencentes à formação Calcários de Marvila).
- 2º Entre o km 26+372 e 26+680, intercalações de argila siltosa e silte argiloso com camadas delgadas de lumachelas (Calcários de Marvila no topo do perfil e calcarenitos e arenitos pertencentes aos Arenitos de Grilos na base).
- 3º Entre o km 26+680 e o PV-192 (\cong km 26+811), intercalações de calcarenitos e arenitos com solos areno-siltosos e silto arenosos, provavelmente originados pela falta de cimentação, pertencentes aos Arenitos de Grilos.
- 4º Entre o PV-192 e a estação da Encarnação, intercalações de calcarenitos e arenitos com solos areno-siltosos e silto arenosos pertencentes aos Arenitos de Grilos, no topo, e de siltitos margosos pertencentes às Argilas de Xabregas na base.

Relativamente à cota do nível freático, os estudos realizados referem a existência de água a uma profundidade aproximada de 10 m, geralmente acima da abóbada do túnel.

Relativamente aos parâmetros geotécnicos propostos, a caracterização incidiu essencialmente nos parâmetros de resistência ao corte (em termos de tensões efectivas) e na estimativa do módulo de deformabilidade. A adopção dos vários parâmetros em termos de tensões efectivas baseia-se no facto do processo construtivo a utilizar conjugado com a permeabilidade média dos solos ir provocar o rebaixamento do nível freático, o que implica o comportamento drenado do solo. Assim, e devido à fraca informação geotécnica executada ao longo do traçado, foram adoptados pelo dono de obra, valores dos parâmetros mais conservadores (quadro 6.8) para elaboração dos cálculos das estruturas.

Zona Geotécnica	Litologia	γ_h (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E' (MPa)
Aterro	Constituição variada.	20	0	30	10
Areolas de Braço de Prata	Siltos micáceos arenosos a argilosos com intercalações arenosas e argilosas e camadas de lumachelas e de calcarenitos	20	34/38	5	50/80
Calcários de Marvila	Alternância de camadas de consistência pétreia (lumachélica ou calcarenítica) e de solos compactos, siltosos ou silto-argilosos, com alguma mica branca, localmente arenosos.	20	0	34	50
Arenitos de Grilos	Constituído quase exclusivamente por arenitos, bem consolidados por cimento carbonatado e, como tal, geotecnicamente classificáveis como rocha (arenitos calcários).	21	20	38/40	100/150
Argilas de Xabregas	Materiais finos, natureza argilosa e siltosa.	21	20	34	100

Quadro 6.8 – Parâmetros geotécnicos adoptados na documentação patenteada a concurso (Ferconsult).

6.3.5 Reconhecimento geotécnico complementar

No segundo semestre de 2005 uma revisão do traçado, face às conclusões do Estudo de Impacte Ambiental, conduziu ao rebaixamento do plano base da via (PBV) a partir do km 26+524 gradual atingindo um máximo de 8,4 metros junto à estação de Encarnação (km 27+245,368). Uma vez que o estudo geotécnico existente teve como referência o traçado inicial, apresentava alguma insuficiência de informação, o que levou à necessidade da realização de novos trabalhos, antes do início da construção. Apesar de não serem expectáveis alterações significativas das propriedades mecânicas dos materiais a atravessar, era importante verificar a presença de água susceptível de poder originar instabilidade da base de escavação, com especial atenção a fenómenos de artesianismo.

Considerou-se necessário realizar 3 sondagens à rotação adicionais (S_{14A}, S_{15A} e S_{16A}), com recolha contínua de testemunho e com a realização de ensaios de penetração dinâmica, tipo SPT, de 1,5 m em 1,5 m. Na sondagem S14A (boletim no anexo 3.1), foram realizados ensaios de corte directo, cujos resultados se encontram no quadro 6.9,

e em todas estas sondagens foram colocados piezómetros de tubo aberto com câmara de captação num nível arenoso.

Referência das amostras			Provete	Tensões de ensaio (MPa)		Características de corte	
Sondagem	Prof. (m)	Litologia		Normal, σ_n	Tangencial, τ	Coesão (MPa)	Âng. de atrito
S14A	6,15 a 7,45	Calcarenito lumachélico/ calcarenito de grão fino	1	0,25	3,62	3,60	51°
			2	0,50	4,49		
			3	1,00	5,01		
			4	1,50	5,29		
	13,35 a 14,55	Silte / calcarenito de grão fino	1	0,25	2,00	1,83	48°
			2	0,50	2,44		
			3	1,00	3,09		
			4	1,50	3,39		
	17,0 a 17,80	calcarenito de grão fino	1	0,25	1,172	0,902	45°
			2	0,50	1,272		
			3	1,00	2,044		
			4	1,50	2,369		
			5	2,00	2,843		
	17,10 a 18,60	calcarenito de grão fino / silte	1	0,25	0,574	0,551	24°
			2	0,50	0,798		
			3	1,00	1,072		
			4	1,50	1,297		
			5	2,00	1,347		

Quadro 6.9 – Resultados dos ensaios de corte directo em superfícies de corte perpendiculares ao eixo da sondagem (Tecnasol).

Na figura 6.8 representa-se a localização em planta das sondagens realizadas no PV-192, a S14 e a S14A (figura 6.9).

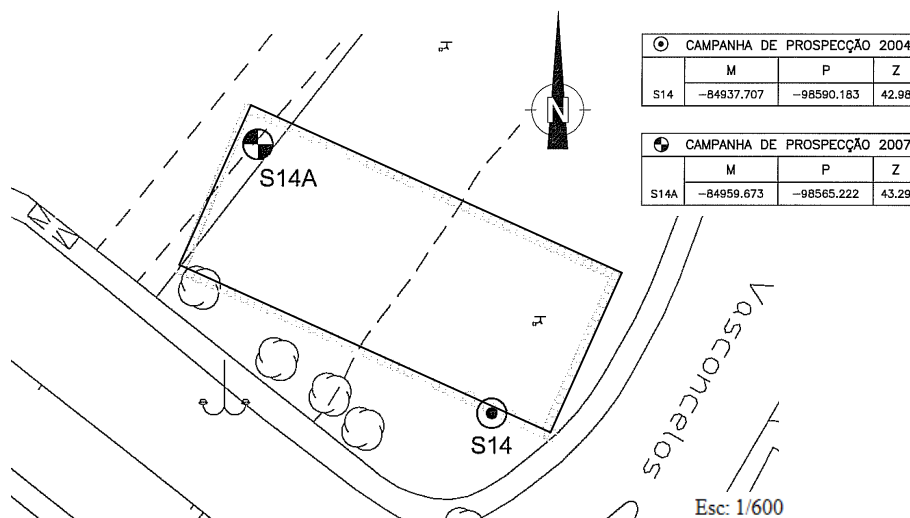


Figura 6.8 – Planta de localização da prospeção geotécnica complementar do PV-192.



Figura 6.9 – Realização da sondagem S14A no PV-192 (fotografia: cortesia Dr. António Gaspar).

7 Acompanhamento da obra

No presente capítulo é descrito o acompanhamento de uma parte da obra do prolongamento da Linha Vermelha entre o Oriente e o Aeroporto. O trabalho teve por base um estágio realizado pela autora entre 15 de Janeiro a 15 de Agosto de 2008. O acompanhamento da obra diz respeito à escavação do posto de ventilação PV-192 do 97º Troço e, a partir deste, da escavação de dois trechos do túnel, um no sentido da estação de Moscavide e outro no sentido da estação da Encarnação, numa extensão de 50 m cada.

7.1 Posto de Ventilação -192

O posto de ventilação 192 (PV-192) está localizado sensivelmente a meio do troço 97 entre a estação de Moscavide e a estação da Encarnação, situa-se nas imediações do PK 26+811 e serve a obra com duas frentes de ataque ao túnel.

Inicialmente o projecto para a construção do PV-192 consistia na execução de um poço elíptico de dimensões 15x19 m em NATM estabilizado com betão projectado. Atendendo aos principais condicionamentos existentes, em particular às condições geotécnicas e às condições de vizinhança, procedeu-se à alteração do projecto de modo a permitir realizar a escavação com geometria rectangular, com uma profundidade de 22 m e numa área de 37,03 x 15,3 m² (figura 36), ao abrigo de uma contenção periférica em cortina de estacas, ancorada e escorada. Esta alteração implica 100% da área de escavação a céu aberto e um aumento de 10% do volume total de escavação. Contudo proporciona as seguintes vantagens:

- Minimização da probabilidade de ocorrência de assentamentos e deformações superficiais;
- Menor susceptibilidade de riscos geotécnicos;
- Menor susceptibilidade a possíveis construções futuras;
- Maior área para o desenvolvimento das actividades dentro do poço;
- Maior controlo dos prazos de execução (garantia de cumprimento dos prazos estabelecidos);

- Menor quantidade de trabalhos de tratamento de terrenos e conseqüentemente menores quantidades de água a decantar e a tratar.

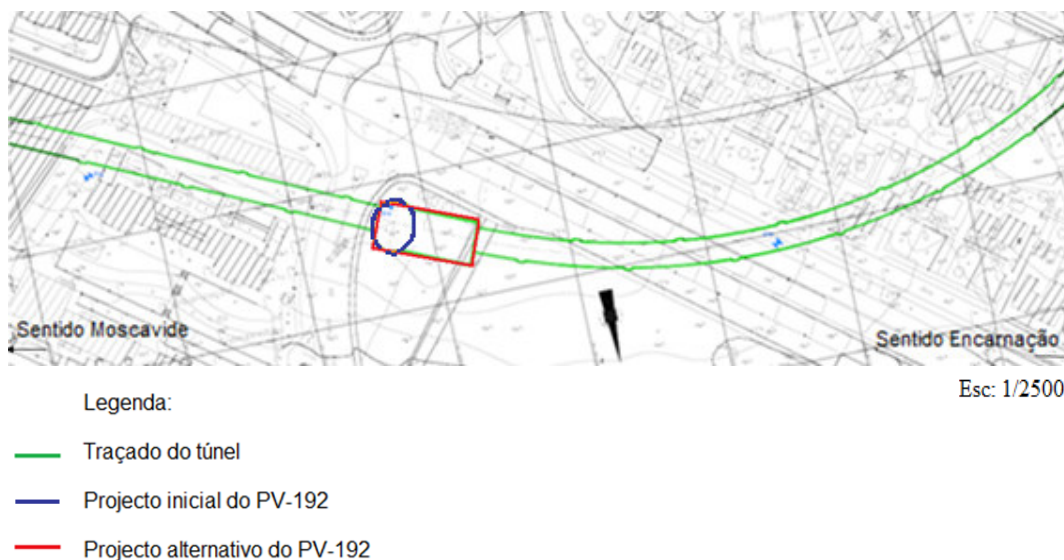


Figura 7.1 – Alteração do projecto do PV-192 (ML/Ferconsult).

Considerou-se que o impulso hidrostático não se instalaria no tardo da contenção na fase provisória, prevendo-se assim o rebaixamento do nível freático, através da colocação de geodrenos a diversas profundidades, e a existência de um poço de recolha de águas no fundo da escavação que permitiu a drenagem da água para o exterior por intermédio de dispositivos de bombagem convencionais. Sob a laje de fundo provisória foi colocada uma geomembrana em PVC e deixados 4 negativos (furos de drenagem), de modo a controlar os impulsos hidrostáticos no fundo de escavação, sendo a drenagem feita para o poço de recolha de águas.

7.1.1 Escavação e soluções de suporte

A escavação do PV-192, como já referido, foi realizada pelo método de escavação a céu aberto, que envolveu em termos gerais as seguintes etapas:

- a) Execução da cortina de estacas;
- b) Execução da viga de coroamento;
- c) Execução de escoras e ancoragens provisórias;
- d) Escavação e execução do revestimento em malhasol e betão projectado;
- e) Execução da viga de distribuição (1º nível);
- f) Repetição das etapas c), d) e e) até se atingir o fundo da escavação (4 níveis).

Para a execução da cortina de estacas, colocou-se um tubo metálico (com cerca de 2 m de comprimento e de diâmetro um pouco superior ao da estaca de modo a permitir a passagem da ferramenta de furação) no local correspondente ao do eixo da estaca, de modo a sustentar o terreno superficial, na zona de variação do nível do fluido de estabilização utilizado nas paredes do furo. Uma vez colocado o tubo, procedeu-se à furação pelo seu interior até à cota de fundação, com a ferramenta mais adequada ao tipo de terreno atravessado (figura 7.2 a). A furação do terreno foi acompanhada por um geólogo, de modo a verificar se o material proveniente da escavação estava de acordo com o previsto (atendendo à interpretação dos boletins das sondagens S14 e S14A e recolhidas amostras das diferentes formações atravessadas, tendo o cuidado de, nos últimos 5 m de furação se recolherem amostras de metro a metro. Concluída a furação e após terem sido verificadas as características dos polímeros de estabilização, procedeu-se à colocação da armadura (figura 7.2 b) e à betonagem da estaca com tubo “tremie” (figura 7.2 c), note-se que antes de se dar início à descarga do betão colocou-se um “rolhão” de modo a impedir o contacto do betão com o fluido de estabilização, e que o betão era sujeito ao ensaio do cone de Abrams, para verificar a sua viscosidade, e eram recolhidas amostras, para ensaios de resistência à compressão uniaxial, em laboratório.

Na zona dos emboquilhamentos do túnel, além do betão empobrecido, a parte inferior das estacas foi constituída por perfis metálicos furados a cada 50 cm, em lugar da armadura comum, uma vez que esta zona seria para escavar posteriormente por se tratar da zona de ligação do posto de ventilação ao túnel.

Assim, a contenção periférica da escavação foi realizada por uma cortina de 78 estacas, de betão armado (empobrecido na zona dos emboquilhamentos) de 800 mm de diâmetro, moldadas no terreno, com aproximadamente 27 m de comprimento, afastadas de 1,4 m, devidamente encabeçadas por uma viga de coroamento e estabilizadas por meio de 4 níveis de escoras de canto e de ancoragens activas de vários comprimentos. Do comprimento total das estacas garantiu-se um encastramento mínimo de 4 m abaixo da base de escavação em terrenos competentes e geologicamente estáveis em relação à profundidade da escavação (“Argilas de Xabregas”).



a) Furação do terreno.



b) Colocação da armadura.



c) Betonagem da estaca.

Figura 7.2 – Processo executivo da realização da cortina de estacas (fotografias: cortesia Eng.º André Carmo).

Após realizada a cortina de estacas deu-se início à escavação para a execução da viga de encabeçamento. Para tal, procedeu-se primeiramente ao saneamento da cabeça das estacas (figura 7.3), uma vez que esta zona corresponde aos primeiros metros da betonagem. Nesta zona o betão encontra-se misturado com os resíduos da furação que ascendem à boca do furo durante a betonagem, não apresentando por isso, as características ideais para fazer a ligação à viga de encabeçamento que solidariza as estacas. Este processo foi facilitado por se terem colocado tubos de PVC como revestimento da parte superior das armaduras, o que impediu a aderência do betão à mesma.



a) Escavação.



b) Realização do furo transversal na estaca para introdução do macaco hidráulico.



c) Remoção da cabeça da estaca.



d) Execução da viga de encabeçamento.

Figura 7.3 – Realização da viga de encabeçamento do PV-192 (fotografias: cortesia Eng.º André Carmo).

Após realizada a viga de encabeçamento deu-se início à escavação vertical. Realizada com recurso a meios mecânicos conforme previsto no projecto de execução compreendeu a remoção, carga, transporte e descarga dos produtos resultantes da escavação, para os locais de depósito, utilização ou vazadouro, ou seja, compreendeu um conjunto de actividades necessárias para escavar e nivelar a zona de implantação da obra.

A escavação foi faseada em quatro níveis (figura 7.4), de aproximadamente 5 m de profundidade cada, com ancoragens nas vigas de distribuição e escoramento nos cantos e, entre elas colocação de rede malhasol e betão projectado.



a) 1º Nível de escavação.



b) 2º Nível de escavação.



c) 3º Nível de escavação.



d) 4º Nível de escavação.

Figura 7.4 – Sequência de escavação dos quatro níveis.

Ao longo da escavação de cada nível foi realizada a cartografia geológica de cada alçado à escala 1/100, o que permitiu confirmar as características de suporte e tratamento mais adequadas, em especial na zona dos emboquilhamentos dos túneis, adequando-os da melhor maneira à situação encontrada. No quadro 7.1, descreve-se cada nível de escavação em termos de litologia e dos equipamentos de desmonte utilizados. A água começou a afluir à escavação no final do 2º nível de escavação constituído por calcarenitos, a cerca de 12 m de profundidade (figura 7.5).








Figura 7.5 – Primeiros indícios da presença de água na escavação.

Na figura 7.6 apresenta-se o resultado da erosão pelas águas das chuvas numa camada de silte existente no 3º nível de escavação, antes da realização do revestimento primário. As cavidades formadas, que apresentavam cerca de 1 m de profundidade, tiveram de ser limpas e preenchidas com betão antes da aplicação do revestimento.



Figura 7.6 – Comportamento de uma camada de silte à acção da água.

Nível de escavação	Profundidade (m)	Duração (dias)	Litologia atravessada	Equipamento de desmonte
0: Entre a cota 44.00 e a cota 40.70 (viga de coroamento)	3,3	3	Cobertura vegetal e aterro. 	Uma escavadora hidráulica com balde.
1º: Entre a cota 40.70 e a cota 35.40	8,6	13	Aterro e calcários lumachélicos. 	Duas escavadoras hidráulicas com balde, com uso de martelo e ripper em algumas zonas.
2º: Entre a cota 35.40 e a cota 30.40	13,6	8	Base dos Calcários lumachélicos e calcarenitos. Identificação do NF. 	Duas escavadoras hidráulicas, sendo que uma delas funcionou sempre com martelo.
3º: Entre a cota 30.40 e a cota 25.40	18,6	11	No topo deste nível identificou-se uma camada de silte com cerca de 1m de espessura intercalado nos calcarenitos. 	Duas escavadoras hidráulicas, sendo que uma delas funcionou sempre com martelo.
4º: Entre a cota 25.40 e a cota 19.70	24,3	9	Base dos calcarenitos e presença das margas siltosas até à laje de fundo. 	Duas escavadoras hidráulicas, sendo que uma delas funcionou sempre com martelo.

Quadro 7.1– Características da escavação de cada nível.

Na figura 7.7, representa-se a cartografia realizada das frentes de escavação.

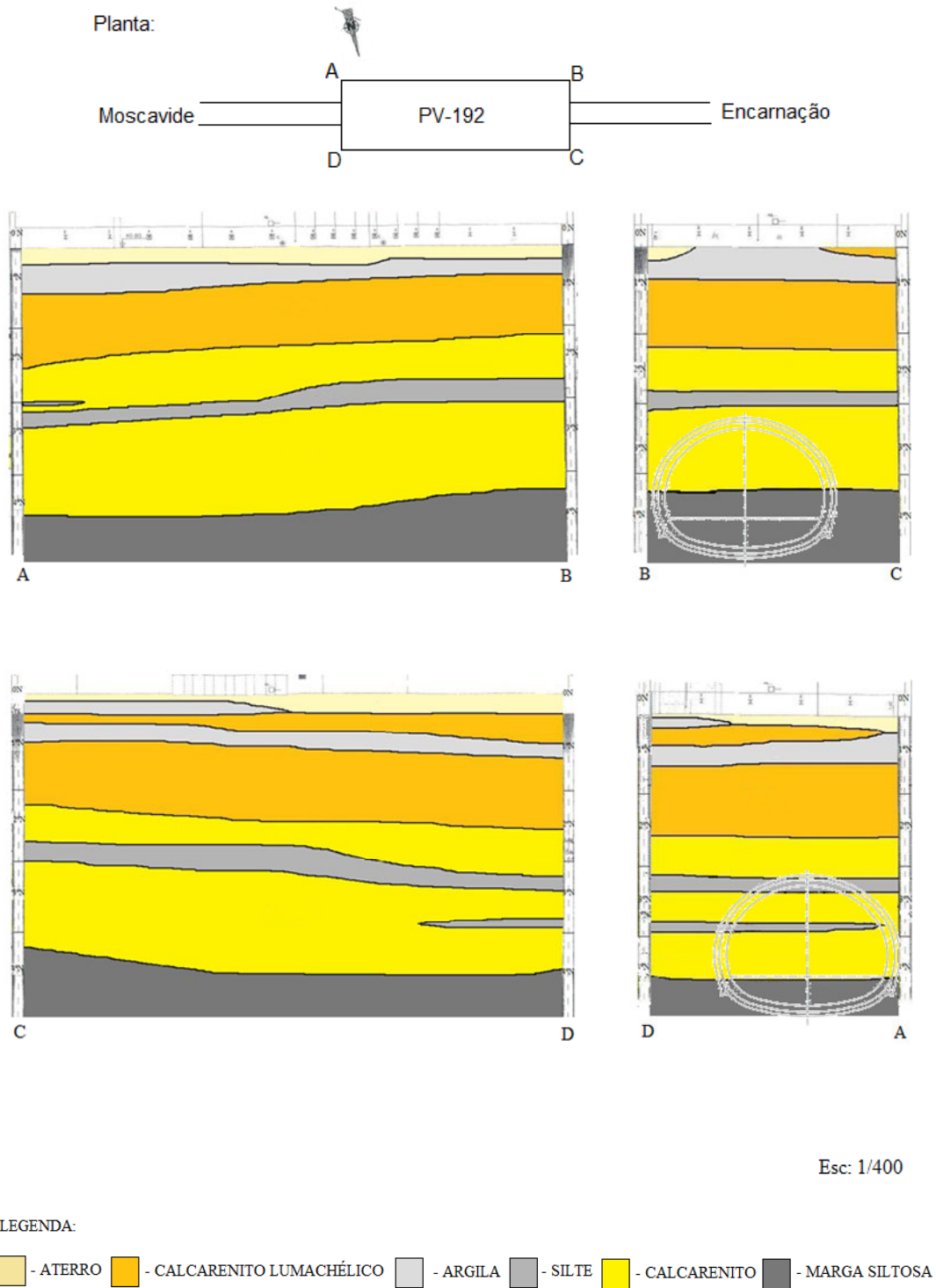


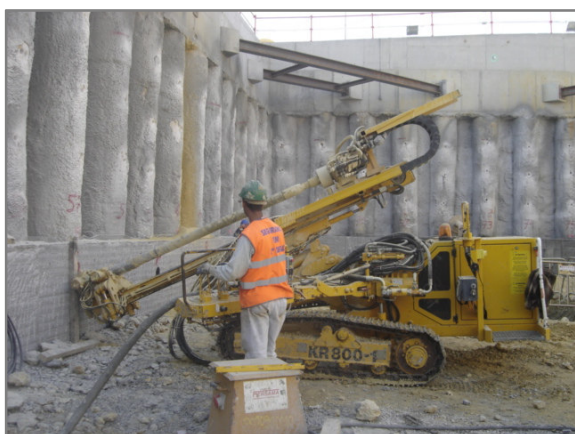
Figura 7.7 – Cartografia dos alçados do PV-192.

Após a escavação de cada painel entre as sucessivas vigas de distribuição procedeu-se à execução do revestimento primário, com aplicação de betão projectado com uma espessura de cerca de 8 cm sobre malhasol (figura 7.8). Este revestimento permitiu a sustentação, e evitou a erosão do maciço entre estacas, tendo sido utilizado betão com endurecimento rápido, com inclusão de um acelerador de presa. Teve-se o cuidado de limpar sempre as superfícies antes da aplicação do betão projectado por via húmida.



Figura 7.8 – Execução do revestimento primário: a) Colocação de malhasol; b) Betão projectado.

As ancoragens realizadas no PV-192 são de natureza provisória, dado existir a necessidade de garantir a estabilidade de elementos estruturais de suporte de terras no decorrer dos trabalhos. A sua realização compreende 4 fases: furação, colocação da armadura da ancoragem no furo, injeção e tensionamento (figura 7.9). De acordo com o tipo de terrenos presente, a furação foi realizada à rotopercussão sem revestimento, no caso de solos, ou com martelo fundo de furo sem revestimento, no caso de terrenos mais resistentes e compactos com características rochosas, com diâmetros entre 4'' e 6'', através da colocação de novos troços de varas até à profundidade pretendida. Após a furação e colocação da armadura, procedeu-se à injeção de modo a ligar a armadura ao terreno (zona de amarração da ancoragem). No quadro 7.2, indicam-se as suas principais características das ancoragens realizadas no PV-192.



a) Furação.



b) Colocação da armadura da ancoragem no furo.



c) Injeção.



d) Tracionamento dos cabos.

Figura 7.9 – Processo executivo das ancoragens no PV-192.

Nível de escavação	Nº de Ancoragens	Comprimento de selagem (m)	Comprimento livre (m)	Força por ancoragem (kN)
1º	20	9	13	966,8
2º	17	9	11	1016,1
3º	17	9	9	1017,0
4º	23	9	6	1102,4

Quadro 7.2 – Principais características das ancoragens do PV-192.

No entanto, devido à presença de uma passagem desnivelada na avenida Bensaúde, (interferência 24), no topo da viga de coroamento foi necessário realizar 7 ancoragens com menor afastamento (em vez de 1,5 m cerca de 0,8 m) e menor comprimento de selagem (6 m em vez de 9 m) que as restantes, de modo a não interferir com a PI e

assegurar o efeito necessário. Na figura 7.10, representa-se em secção transversal a configuração geral das ancoragens ao longo dos quatro níveis.

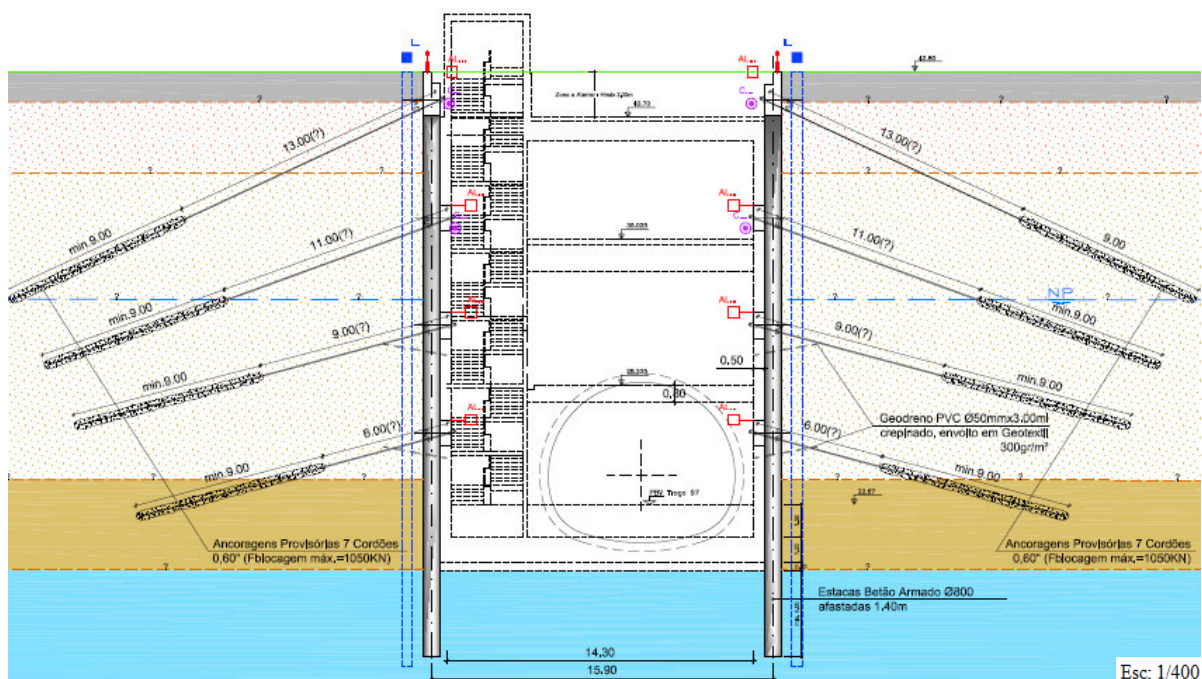


Figura 7.10 – Representação das ancoragens em secção transversal do PV-192 (Metropolitano de Lisboa).

De notar que antes de executar as ancoragens, executou-se uma ancoragem de ensaio (figura 7.11), de forma a validar no terreno as premissas do projecto, tendo em consideração o terreno existente na zona do seu bolbo de selagem, os materiais utilizados e a tecnologia de execução das ancoragens, entre outros. Esta permite também antecipar o comportamento associado à ancoragem quando da rotura, no que diz respeito à tracção e, principalmente, à fluência. Para estes ensaios prévios utilizam-se o equipamento de pré-esforço constituído pela bomba e o macaco, devidamente calibrados, deflectómetros que permitem obter leituras dos alongamentos da armadura da ancoragem, e uma célula de carga para medir a força aplicada à ancoragem.

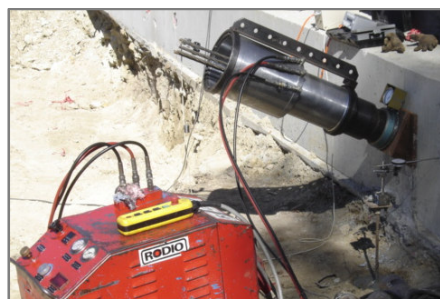


Figura 7.11 – Realização de um ensaio de tracção numa ancoragem.

7.1.2 Instrumentação

O plano de observação implementado no PV-192 (figura 7.13), ferramenta fundamental na prevenção e gestão de riscos, teve como objectivo garantir a realização, em condições de segurança e economia, dos trabalhos relativos à escavação e à construção das estruturas de contenção, assim como a análise do comportamento das estruturas e infra-estruturas vizinhas, durante a execução da obra.

Este plano permite a medição, durante e após os trabalhos relativos à escavação e construção das estruturas de contenção, das seguintes grandezas:

- Deslocamentos horizontais no interior do maciço a conter;
- Deslocamentos horizontais e verticais das estruturas de contenção;
- Tensão / carga instalada nas ancoragens;
- Deslocamentos verticais no terreno;
- Deslocamentos horizontais e verticais da passagem inferior da Av. Dr. Alfredo Bensaúde.

Para a medição destas grandezas utilizaram-se os seguintes equipamentos instalados nos diversos níveis de escavação do poço:

- 2 Inclinómetros;
- 12 Alvos topográficos;
- 5 Células de carga.

E, à superfície:

- 5 Marcas de nivelamento.

A frequência de leitura foi de duas vezes por semana, sendo os resultados apresentados sobre forma gráfica para interpretação e análise.

Tendo por base o tipo de contenção, assim como a geologia do local da intervenção e os resultados dos modelos de cálculo desenvolvidos, estimaram-se os seguintes valores máximos para os níveis de alerta e alarme, que uma vez ultrapassados, implicaria recorrer às medidas de reforço determinadas no projecto:

- Níveis de Alerta:
 - Alvos, marcas e inclinómetros:
 - Deslocamentos verticais máximos de: 15,0mm
 - Deslocamentos horizontais máximos de: 25,0mm
 - Células de carga:
 - Carga máxima de: 1185 kN
 - Perda de carga máxima de: 10%
- Níveis de Alarme:
 - Alvos, marcas e inclinómetros:
 - Deslocamentos verticais máximos de: 25,0mm
 - Deslocamentos horizontais máximos de: 42,0mm
 - Células de carga:
 - Carga máxima de: 1276 kN
 - Perda de carga máxima de: 20%

Os alvos topográficos são fixados às vigas de distribuição, por colagem e/ou selagem, de placas metálicas planas onde são colocados previamente de forma a facilitar o trabalho com o equipamento topográfico e, conseqüentemente, reduzir os erros (da ordem de 1 mm na direcção horizontal e de 0,5mm na direcção vertical). As medições trigonométricas absolutas são realizadas utilizando uma estação total com hardware e software indicados para o efeito. As campanhas consistem na leitura de ângulos e de distâncias para alvos instalados nos elementos cujos deslocamentos se pretendem determinar, sendo os pontos de referência, de apoio à execução das leituras, localizados fora da área de influência da obra. A precisão final deste sistema de observação está estimada em aproximadamente ± 1 mm, quer planimetricamente quer em altimetria.

De uma forma geral, as deformações registadas foram baixas e decrescem em profundidade, tendo sido no 1º nível de escavação onde se verificaram os maiores deslocamentos, que foram estabilizando à medida que se avançou em profundidade

(figura 7.13). Verificaram-se maiores convergências longitudinais do que transversais, tendo sido as cordas C(2-4) e C(3-4) as que atingiram os valores máximos acumulados de 10,2 mm e 7,4 mm respectivamente no 1º nível de escavação.

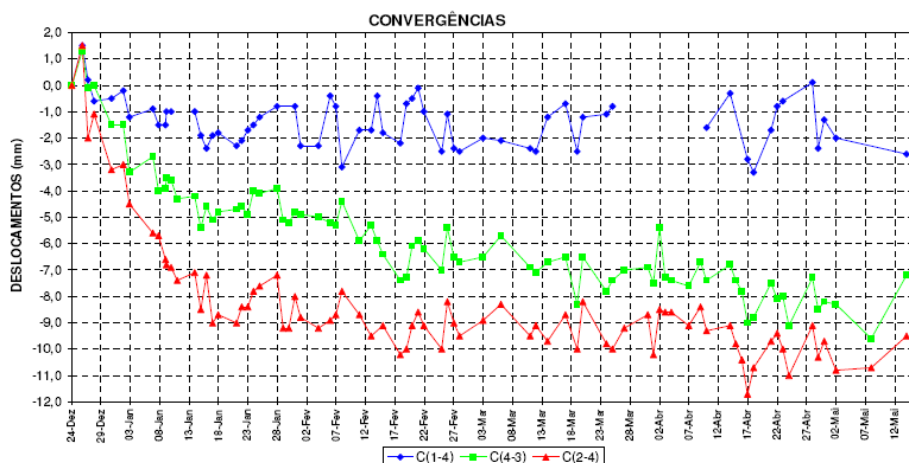


Figura 7.13 – Medição das convergências das cordas do 1º Nível de escavação (ML/Ferconsult).

As células de carga em ancoragens permitem a monitorização da carga de pré-esforço instalada. Foram instaladas células de carga do tipo eléctrico que permitem uma medição do pré-esforço até 1500KN, com uma precisão associada ao equipamento de 0,5%. Pelos registos obtidos (figura 7.14) é bem visível a rápida estabilização da carga ao longo do tempo, sem se verificarem grandes oscilações.

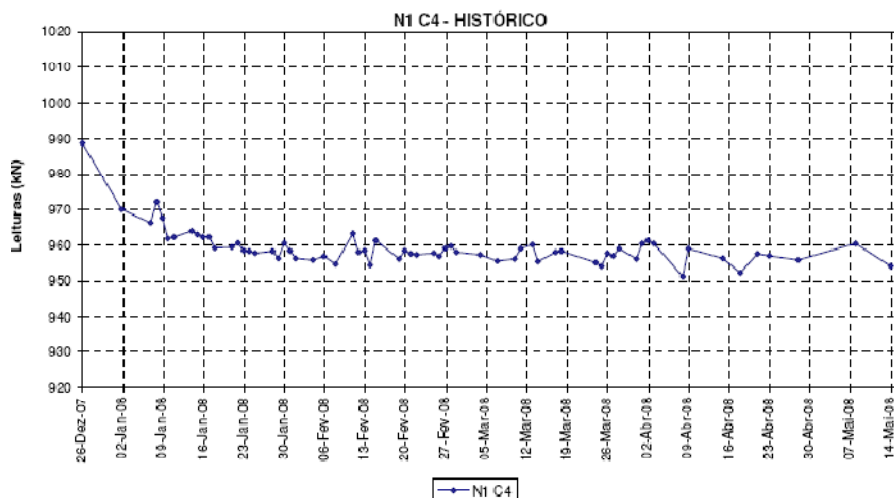


Figura 7.14 – Registo das leituras da célula de carga C4 no 1º nível de escavação (ML/Ferconsult).

A medição dos deslocamentos horizontais do maciço é realizada através de dois inclinómetros (figura 7.12), sendo as leituras realizadas de metro a metro. A selagem das calhas inclinométricas foi executada com calda de cimento, com encastramento cerca de 5 m abaixo da soleira das escavações, de modo a garantir o ponto fixo a partir do qual as deformações são medidas. Dentro das condições normais de operação, o erro de cálculo da deflexão estimado no topo de um tubo calha inclinométrica é de aproximadamente de 1 mm por cada 5 m de calha. Através do registo das leituras, verifica-se que não houve movimentos significativos. Os inclinómetros I_1 e I_2 não registaram evoluções significativas; tendo-se registado em I_2 um deslocamento máximo de 7,5 mm no sentido da escavação (figura 7.15).

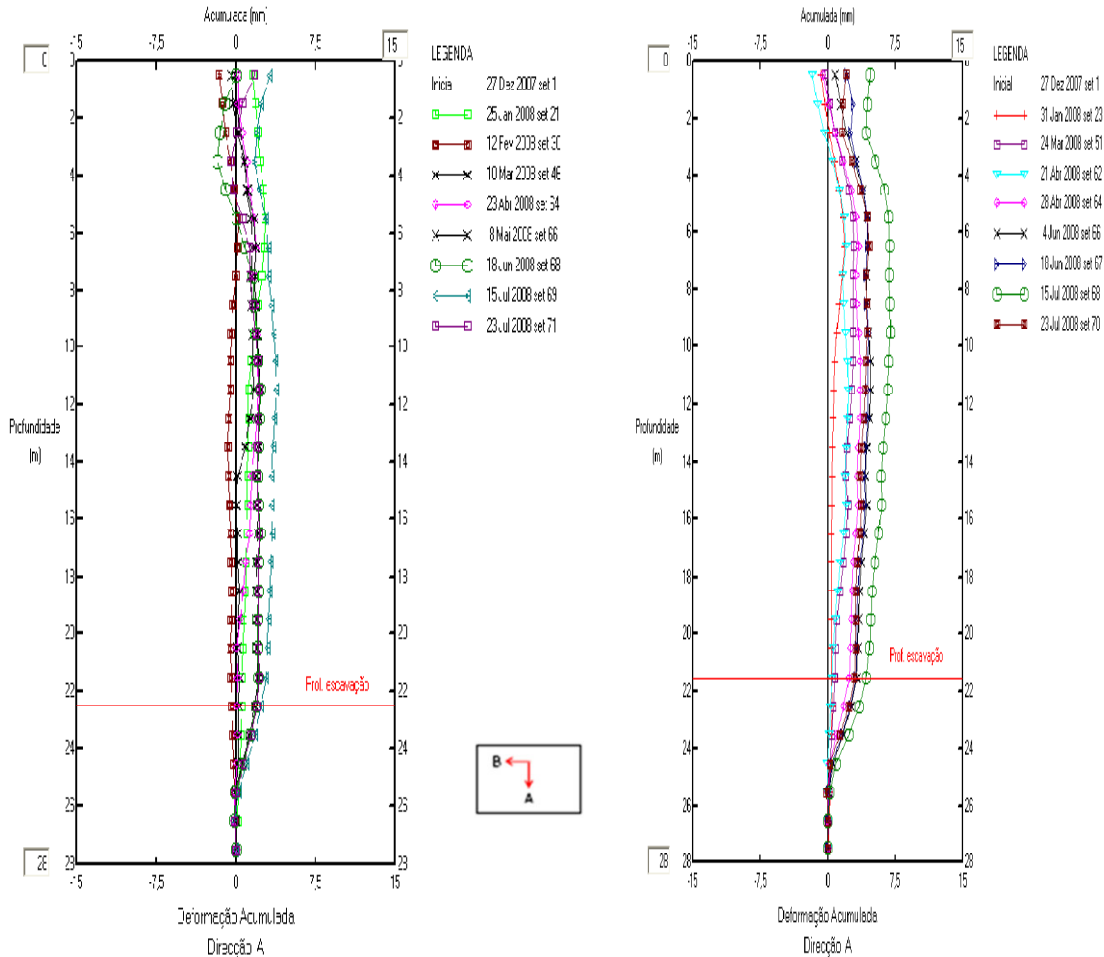


Figura 7.15 – Leituras inclinométricas de I_1 e I_2 (ML/Ferconsult).

As marcas topográficas para medições à superfície foram fundadas a uma profundidade máxima de 1,0 m, possuindo na sua extremidade superior um suporte de mira protegido com uma tampa de protecção. Dentro das condições normais de operação, o erro associado à leitura das marcas é de + 0.5 mm. As deformações medidas à superfície durante a escavação do poço não foram significativas (figura 7.16), tendo atingido um máximo de aproximadamente 2 mm (M₂).

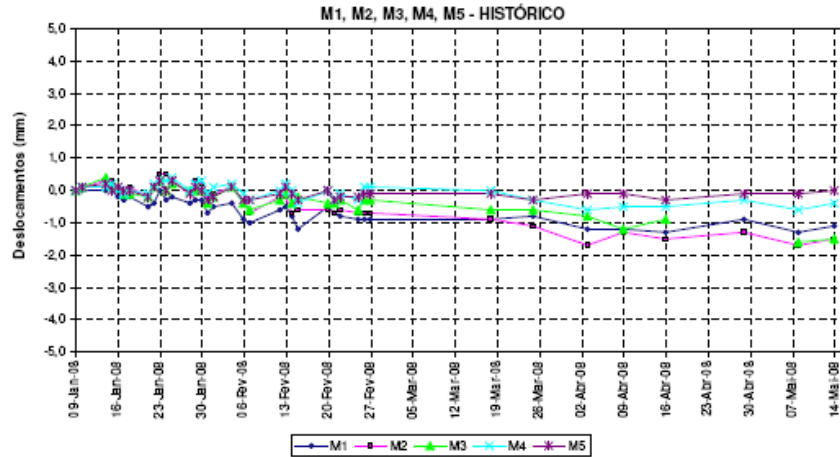


Figura 7.16 – Registo dos deslocamentos verificados nas marcas de nivelamento (ML/Ferconsult).

Também os assentamentos da grua foram controlados, notando-se uma estrita relação entre as datas de execução e tracção das ancoragens com os assentamentos sentidos pela grua (figura 7.17), sobretudo aquando da instalação do 2º e 3º nível de ancoragens. O pico verificado em M₃ a 14 de Abril associa-se a erros de leitura. Uma vez chegado à laje de fundo do poço, verificou-se a estabilização da grua, sensivelmente na posição inicial.

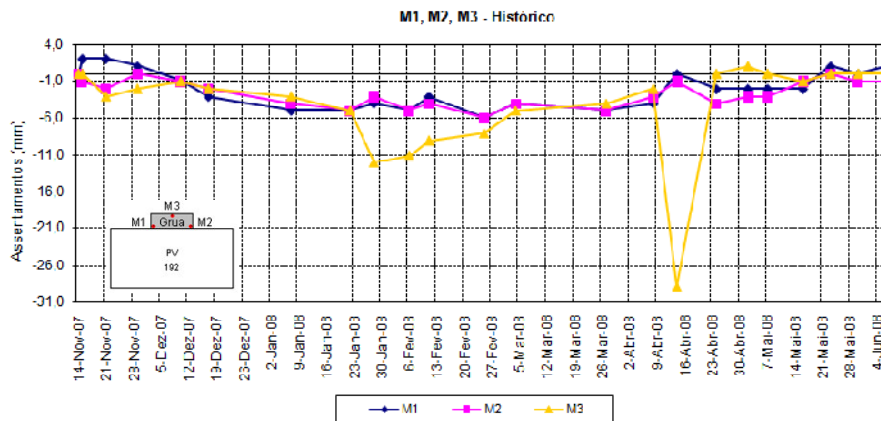


Figura 7.17 – Assentamentos da grua.

7.2 Trechos em túnel

Após a escavação e contenção do PV-192 deu-se início à escavação dos dois troços em túnel, um em direcção à estação Moscavide e outro em direcção à estação Encarnação. Seguidamente descreve-se o acompanhamento, realizado pela autora, do tratamento, escavação e suporte de dois trechos, deste troço em túnel, numa extensão de 50 m cada (entre o PK 26+761 e o PV-192, e entre este e o PK 26+861).

Na preparação para os emboquilhamentos do túnel, a partir do poço de ataque, o projecto estipulava a realização dos seguintes tratamentos do maciço:

- Enfilagens e jet grouting para protecção da abóbada, de modo a garantir a estabilidade de avanço (ambos, numa extensão de 12 m, dos quais 3 m seriam de sobreposição, e com uma inclinação de 2°);
- Pregagens de fibra de vidro na frente de escavação, executadas em quincôncio em toda a face também com enfilagens de jet grouting horizontal;
- Colocação de drenos: drenos horizontais profundos (DHP's) e drenos de vácuo subverticais.

As enfilagens através do arqueamento transversal funcionam também como um pré revestimento auxiliando a redistribuição das tensões em redor da cavidade. Deste modo as possíveis instabilidades ficam restritas aos espaços entre as enfilagens, impedindo a progressão das mesmas e evitando rupturas globais. As pregagens de frente executadas com a finalidade de aumentar a resistência do maciço ao cisalhamento, visam garantir a estabilidade da frente e reduzir os assentamentos induzidos pelas escavações, principalmente nas regiões críticas dos emboquilhamentos.

Tendo em conta os princípios do NATM e a secção do túnel, de acordo com a nota técnica do processo construtivo, a escavação seria executada utilizando a seguinte metodologia:

1. Em duas etapas:
 - Secção superior – escavação da abóbada e dos hasteais da secção do túnel, deixando na zona central um núcleo de modo a garantir a

segurança. Seguidamente procede-se à colocação das cambotas, betão projectado e malha electrosoldada.

- Arco invertido – escavação da soleira da secção do túnel, com aplicação de betão projectado e malha electrosoldada.

2. Em três etapas:

- Side drift – escavação parcial da secção superior do túnel, com colocação de cambotas, betão projectado, malha electrosoldada e execução do arco invertido.
- Alargamento – remoção de cambota provisória, escavação da restante parte superior do túnel, com colocação de cambotas, betão projectado, malha electrosoldada e execução do arco invertido.

Nesta etapa estão escavados a abóbada, na sua totalidade, e os hasteais parcialmente.

- Rebaixamento – demolição do arco invertido, escavação da restante altura dos hasteais, com colocação de cambotas, betão projectado, malha electrosoldada e execução do arco invertido.

3. Em quatro etapas:

- Side drift – escavação parcial da secção superior do túnel, com colocação de cambotas, betão projectado, malha electrosoldada e execução do arco invertido.
- Alargamento – remoção de cambota provisória, escavação da restante parte superior do túnel, com colocação de cambotas, betão projectado, malha electrosoldada e execução do arco invertido.

Nesta etapa estão escavados a abóbada, na sua totalidade, e os hasteais parcialmente.

- 1.º Rebaixamento – demolição do arco invertido, escavação parcial dos hasteais, com colocação de cambotas, betão projectado, malha electrosoldada e execução do arco invertido.
- 2.º Rebaixamento – demolição do arco invertido, escavação restante altura dos hasteais, com colocação de cambotas, betão projectado, malha electrosoldada e execução do arco invertido.

Genericamente, de acordo com a nota técnica do processo construtivo, o faseamento do processo de escavação subterrânea e sustimento primário envolve os seguintes passos:

1. Escavação de aproximadamente 1,0 m;
2. Instalação da cambota;
3. Execução de betão projectado até incorporar a cambota, com malha electrosoldada ou não, conforme as características do terreno;
4. Repetir os itens 1 a 4 três vezes consecutivas, totalizando-se 4 metros de avanço;
5. Sem mais avanço inicia-se a escavação da soleira, dando-se conformidade ao arco invertido;
6. Execução de camada de betão projectado na soleira escavada com instalação das malhas electrosoldadas, de acordo com o projecto de execução;
7. Executar o aterro para protecção e tráfego;
8. Repetir os itens 1 a 8 sequencialmente até concluir todo o troço de 8,0 metros, prevendo-se depois a execução dos tratamentos de “jet grouting” e DHP’s (drenos horizontais profundos ou geodrenos), para o próximo avanço na escavação do traçado, voltando a 1.

Assim, no processo de sustimento primário incluía-se a realização de betão projectado e colocação de cambotas. As cambotas, do tipo e dimensionamento previsto no projecto de execução para a secção do traçado em escavação, eram içadas pelo braço de uma escavadora e colocadas no local, sendo cobertas com betão projectado (cerca de 26 cm de espessura). A projecção de betão na execução do arco invertido e nos hasteais foi realizada por um robot de projecção com braço de dimensões compatíveis com a secção a executar. A penetração no maciço foi praticamente em plena secção.

7.2.1 Escavação, soluções de melhoramento e suporte

Com vista a simular a secção do tratamento em guarda-chuva a executar no túnel executaram-se 6 colunas de jet grouting verticais (jet tipo 1), 3 colunas de cada lado do PV-192, com cerca de 500 mm de diâmetro, no final do 2º nível de escavação (figura 7.18), de modo a visualizar e verificar o desenvolvimento das colunas durante a escavação do 3º nível. Os parâmetros de execução destas colunas de ensaio de jet

grouting (quadro 7.3) foram estabelecidos com base nos resultados das sondagens S14 e S14A realizadas na área de influência do poço, onde à cota interessada pelo túnel se encontra a formação dos “Arenitos de Grilos”, sendo mais frequente no topo do maciço interessado pelo ensaio de jet, a ocorrência de calcarenitos com intercalações de níveis silto-argilosos.

COLUNAS DIÂM 500 mm - Jet-grouting tipo 1			
Parâmetros	A	B	C
Diâm. Bico (mm)	4,0	3,5	3,5
Pressão (bar)	350	400	300
Calda (C/A)	1/1	1/1	1/1
Dens. Calda	1,52	1,52	1,52
Tempo (s)	5	6	7
Passo (cm)	4	4	4
Cim. (kg/ml)	245	242	244
Cim. (kg/m ³)	1250	1230	1245

Quadro 7.3 – Parâmetros de execução das colunas de ensaio de jet grouting (Consórcio de geotecnia).



Figura 7.18 – Realização das colunas de jet grouting de ensaio.

No decorrer da escavação do 3º nível verificaram-se as características geométricas e de resistência das colunas de ensaio, verificou-se que, como seria de esperar, apenas nas intercalações de silte se formou coluna com as características esperadas (cerca de 500 mm), ao passo que nos calcarenitos a coluna formada correspondeu apenas ao diâmetro

da furação (figura 7.19), o que contribuiu para que o tratamento das abóbadas do trecho de túnel na direcção de Moscavide fosse distinto do realizado no trecho de túnel para a Encarnação.

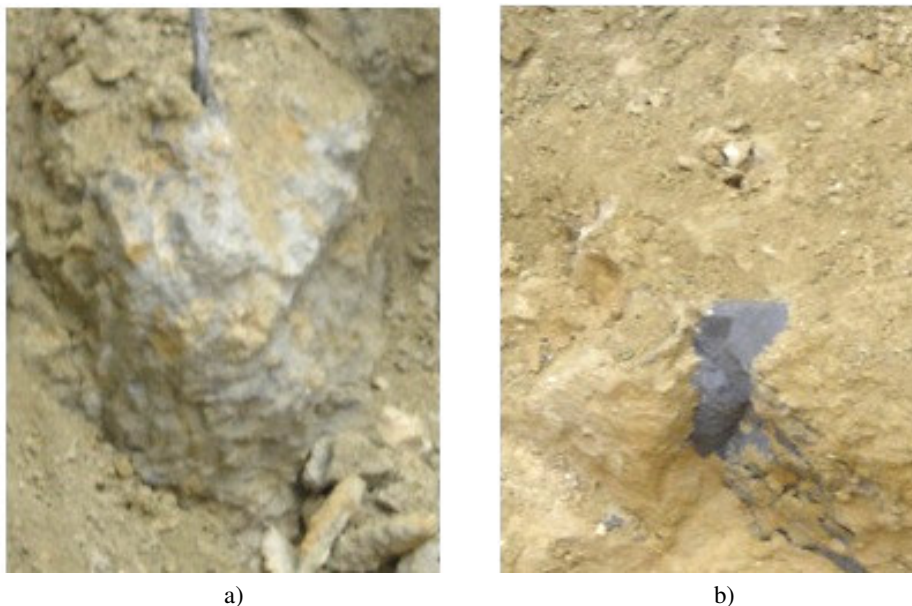


Figura 7.19 – Aspecto das colunas de ensaio de jet grouting: a) em silte; b) em calcarenito.

7.2.1.1 Túnel Moscavide

Tendo por base o levantamento geológico realizado ao longo da escavação, sabia-se da ocorrência de uma camada de silte no topo da abóbada no túnel (figura 7.42). Com efeito, foi realizada uma abóbada de jet grouting armado e enfilagens com 0,50 m de diâmetro, e pregagens de fibra de vidro na frente da escavação, numa extensão de 12 m, com 2° de inclinação, como estava previsto no projecto.

O tratamento previsto no projecto para a abóbada abrangia um ângulo de aproximadamente 80° para cada um dos lados do eixo do túnel (total de 160°), ou seja 45 colunas. Contudo o acompanhamento técnico de obra (ATO), decidiu diminuir o número de colunas a executar; das 12 enfilagens previstas foram feitas menos 6 (figura 7.20). Esta alteração deve-se especialmente a razões de ordem técnica, uma vez que estas enfilagens atravessariam a estaca de canto da contenção. O tratamento da zona de emboquilhamento encontra-se representado na figura 7.21e 7.22.

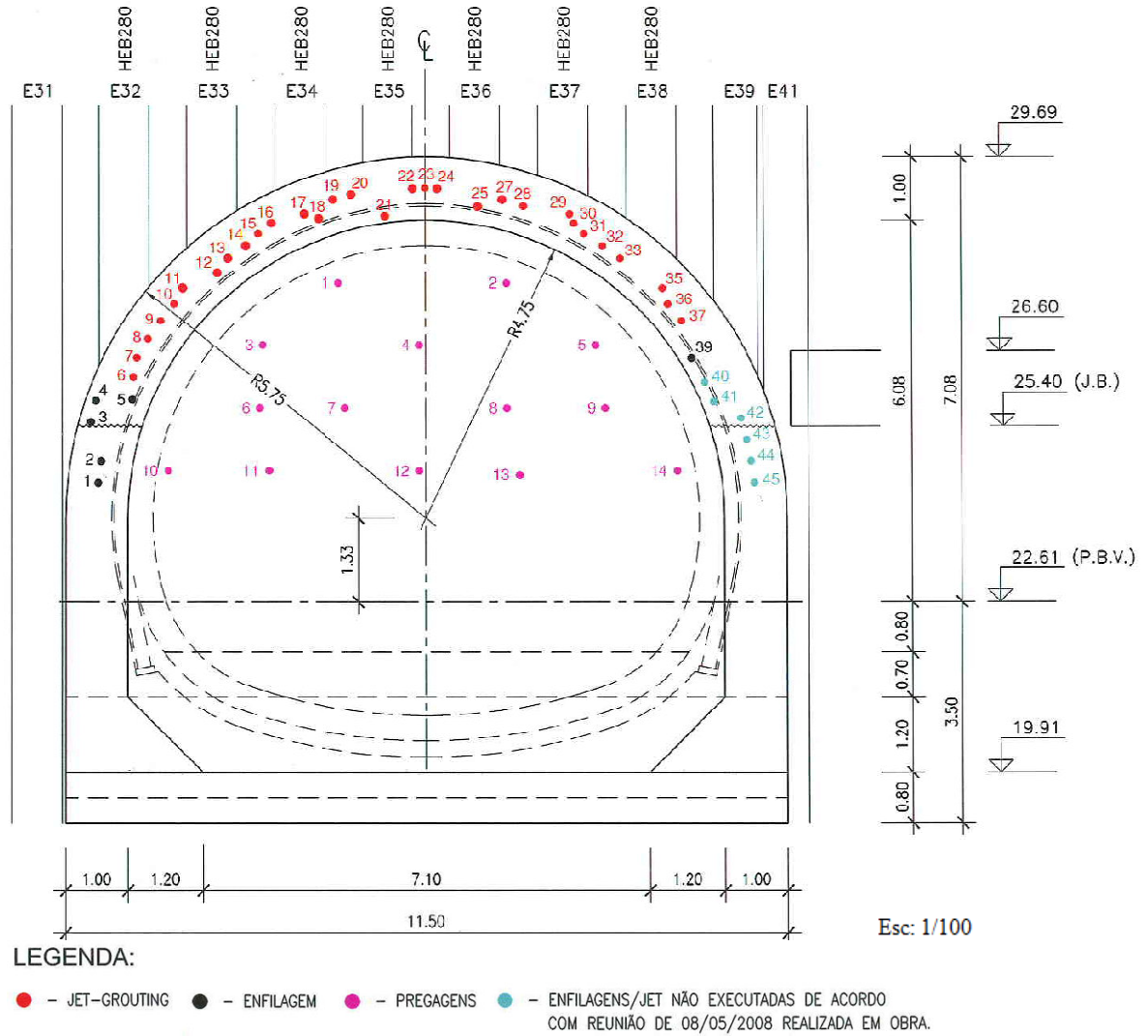


Figura 7.20– Alteração do projecto para o tratamento dos terrenos do túnel Moscavide (AeroMetro, ACE).



Figura 7.21 – Execução de coluna de Jet grouting (cortesia Eng.º André Carmo).

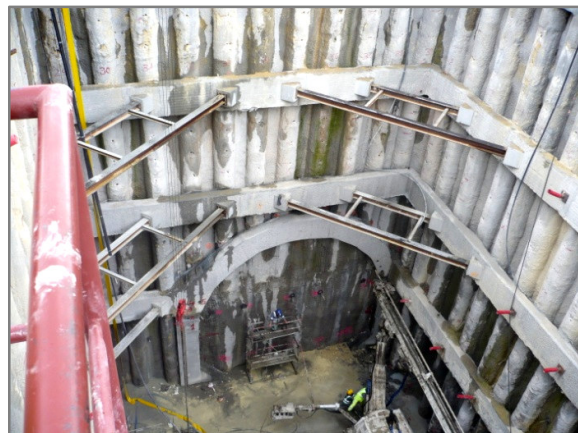


Figura 7.22– Execução das pregagens de fibra de vidro.

Após o tratamento da abóbada deu-se início à escavação do túnel, com o corte dos perfis metálicos das estacas (figura 7.23).



Figura 7.23 – Aspecto da frente de escavação após cortados os perfis metálicos da parte inferior das estacas (sentido Moscovide).

A partir da zona de emboquilhamento a escavação foi realizada em três fases, secção superior, núcleo e arco invertido (figura 7.24) com avanços de 1 m (conseguindo-se avanços na ordem de 1,5 m em 24 horas de trabalho), após o qual se colocava o suporte: cambota e betão projectado (figura 7.25). No que respeita à geologia, confirmou-se a geologia cartografada durante a escavação vertical do poço e constatou-se que o material apresentava características resistentes adequadas para ser desmontado com martelo hidráulico, utilizando-se pontualmente a roçadora e o ripper na fase final para regularização da superfície (figura 7.26).

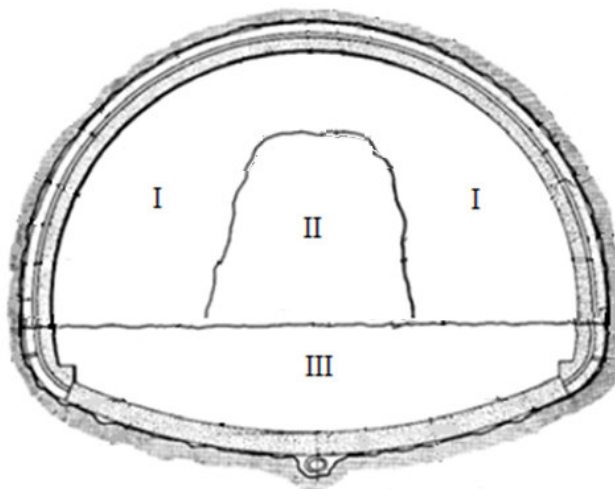


Figura 7.24 – Faseamento adoptado para a da escavação do túnel: I - secção superior, II - núcleo, III - “arco invertido”.



Figura 7.25 – Projecção de betão nas cambotas.



Figura 7.26 – Equipamento de desmonte (roçadora, martelo hidráulico e ripper).

As enfilagens e as pregagens de fibra de vidro proporcionaram um suporte adequado do terreno ao longo da escavação, não havendo praticamente quedas de material da frente. Contudo, as colunas de jet grouting na abóbada, não se formaram com as características geométricas esperadas. Apresentaram menor diâmetro, sem sobreposição entre elas. Tal facto deveu-se à inclinação da camada de silte para o interior do túnel, ficando a abóbada rapidamente constituída por calcarenitos os quais, como já se tinha verificado nas colunas de jet de ensaio, não permitem a formação das colunas.

Atingida a 9ª cambota (primeiros 10 m de escavação) e realizado o suporte primário, volta a realizar-se o tratamento da abóbada. Perante a experiência do primeiro tratamento, concluiu-se que não se justificava prosseguir com jet grouting na abóbada, pelo que se decidiu realizar apenas enfilagens. Uma vez que o terreno apresentava boas características autoportantes reduziu-se a superfície a ser tratada para 120° (60° medidos a partir do eixo do túnel para cada lado), o que se traduziu na execução de menos 8 enfilagens (de 35 para 27). Optou-se também por localizar as pregagens apenas na zona superior da frente de escavação. Nas figuras 7.27 e 7.28 apresenta-se a realização deste tratamento.

Após o segundo tratamento da abóbada, foi escavada a soleira (4 m) e construído o arco invertido ou “invert” (figura 7.29) com malha sol e betão projectado. A partir do momento que este é concluído avançou-se para a fase de escavação seguinte.



Figura 7.27 – Realização de enfilagens na abóbada.



Figura 7.28 – Aspecto do tratamento da abóbada com enfilagens.



Figura 7.29 – Realização do “arco invertido”.

Apesar das alterações já realizadas, após o segundo tratamento, continuou-se a constatar as boas características autoportantes do terreno, apenas se soltando pequenos fragmentos siltosos do topo devido à afluência da água ao túnel, pelo que o ATO decidiu alterar novamente a superfície abrangida pelo tratamento das abóbadas com enfilagens. Assim reduziu-se novamente o ângulo, de 120° para 90° (45° a partir do eixo do túnel para cada um dos lados), sendo apenas realizado um total de 25 enfilagens. O que se manteve até ao final dos 50 m de escavação do túnel.

A afluência de água à escavação surge no contacto da camada de silte argiloso com a camada de calcarenito subjacente e foi controlada pela colocação de drenos à medida que avançava a escavação. Nos drenos foram registados caudais elevados (figura 7.30),

mas não foi possível determinar os caudais afluentes à escavação uma vez que a água estava canalizada por vários drenos e porque afluía também muita água na frente de escavação sendo esta encaminhada em valetas para o exterior do túnel. Na figura 7.31 apresenta-se o aspecto da frente do túnel após 50 m de escavação.



Figura 7.30 – Saída de água num dos drenos.



Figura 7.31 – Aspecto da frente de escavação do túnel.

7.2.1.2 Túnel Encarnação

Ao contrário do trecho de túnel anterior, neste não ocorriam intercalações de camadas de silte, apenas calcarenitos com boas características geomecânicas na abóbada e uma camada margosa na soleira. Neste trecho de túnel a afluência de água foi ligeiramente inferior, surgindo onde a camada de calcarenito se torna mais friável.

Uma vez que, como já se tinha constactado, as colunas de ensaio de jet não se formaram nos calcarenitos, para o tratamento da abóbada apenas se realizaram enfilagens e pregagens de fibra de vidro na frente. O tratamento previsto no projecto para a abóbada abrangia um ângulo de aproximadamente 80° para cada um dos lados do eixo do túnel (total de 160°). Como as características geológicas eram favoráveis, e por razões técnicas, decidiu-se numa reunião de obra com o ATO, diminuir o número de colunas a realizar; das 45 enfilagens previstas reduziram-se 8 (figura 7.32). Nas figuras 7.33, 7.34 e 7.35 apresenta-se o tratamento realizado na abóbada a partir da zona de emboquilhamento do túnel, e na figura 7.36 o corte dos perfis metálicos das estacas.

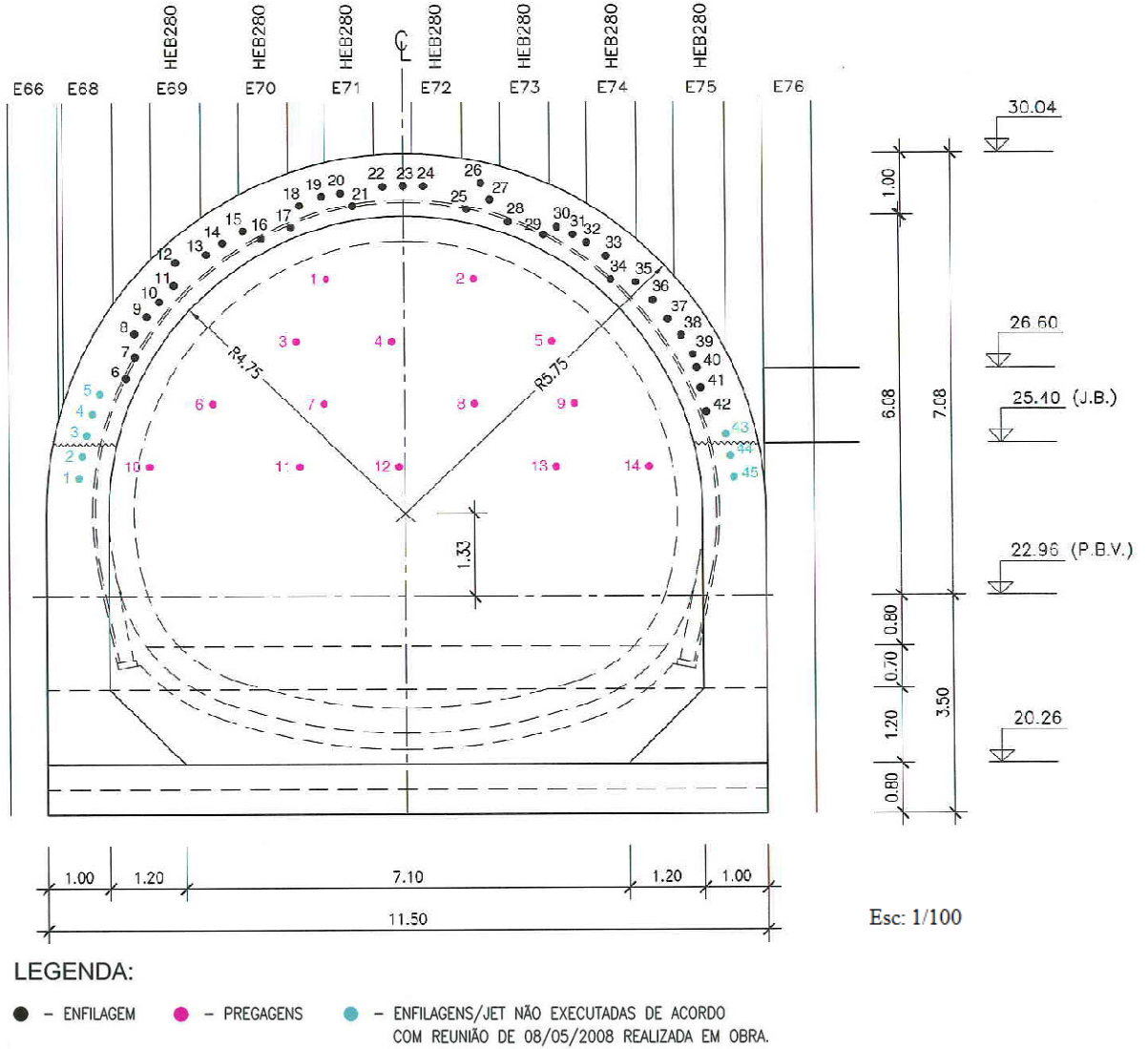


Figura 7.32 – Alteração do projecto para o tratamento dos terrenos túnel Encarnação (Aerometro, ACE).



Figura 7.33 – Execução da furação para a realização das enfilagens (fotografia cortesia Eng.º André Carmo).



Figura 7.34 – Colocação do tubo metálico para a realização das enfilagens (fotografia cortesia Eng.º André Carmo).



Figura 7.35 – Colocação de um dos perfis de fibra de vidro (fotografia cortesia Eng.º André Carmo).



Figura 7.36 – Início da escavação e corte dos perfis metálicos das estacas.

A partir do tratamento do emboquilhamento, o processo de execução e as alterações adoptadas foram as mesmas que no trecho de túnel de Moscavide (figuras 7.37, 7.38 e 7.39). Tendo em conta que o traçado deste trecho é em curva, de quatro em quatro cambotas, avançou-se a posição da cambota 10 cm num dos lados.



Figura 7.37 – Colocação da 1ª cambota.



Figura 7.38 – Avanço da escavação.



Figura 7.39 – Colocação da rede electrossoldada para realização do arco invertido.

7.2.1.3 Resultados

Todas as alterações de tratamento introduzidas ao projecto no decorrer da obra (quadro 7.4) traduziram-se num ganho de produtividade, uma vez que o tempo dispendido para realização do tratamento foi menor (figura 7.40), o que se traduziu num avanço mais rápido da frente da escavação. Contudo há que ter em conta que estes dados dizem respeito ao início da escavação do túnel onde o factor tempo dispendido para a organização e coordenação das equipas de trabalho (turnos do dia e da noite) tem influência. Com o avançar da escavação, as equipas revelam-se mais eficientes, o que também influencia a redução do tempo de tratamento. Além de um aumento na produtividade existe também uma redução dos custos (figura 7.41 e 7.42). Todas as alterações foram realizadas por etapas, prudentemente, com vista a garantir a segurança da obra e dos trabalhadores.

Tratamento	Túnel Moscavide	Túnel Encarnação
<i>Projecto</i>	<ul style="list-style-type: none"> - Jet grouting e enfilagens na abóbada numa envolvente de 160°; ou seja 45 colunas de tratamento (12 colunas de enfilagens + 33 colunas de jet); - Pregagens de fibra de vidro em quincôncio desde a abóbada até cerca de metade da frente de escavação; - Drenos DHP's. 	<ul style="list-style-type: none"> - Enfilagens na abóbada numa envolvente de 160°, ou seja 45 colunas de enfilagens; - Pregagens de fibra de vidro em quincôncio desde a abóbada até cerca de metade da frente de escavação; - Drenos DHP's.
<i>1ª Alteração (realizada nos emboquilhamentos)</i>	<ul style="list-style-type: none"> - Jet grouting e enfilagens na abóbada numa envolvente de 140° (6 colunas de enfilagens + 33 colunas de jet) 	<ul style="list-style-type: none"> - Enfilagens na abóbada numa envolvente de 140° (37 colunas).
<i>2ª Alteração (realizada após 9 m de escavação)</i>	<ul style="list-style-type: none"> - Enfilagens na abóbada numa envolvente de 120° (25 colunas); - Redução das pregagens de fibra de vidro (apenas na parte superior da frente de escavação). 	
<i>3ª Alteração (realizada após 18 m de escavação)</i>	<ul style="list-style-type: none"> - Enfilagens na abóbada numa envolvente de 90° (21 colunas); - Atraso da construção do “arco invertido” em relação à frente de escavação do túnel. 	

Quadro 7.4 – Síntese das alterações ao projecto do tratamento dos túneis.

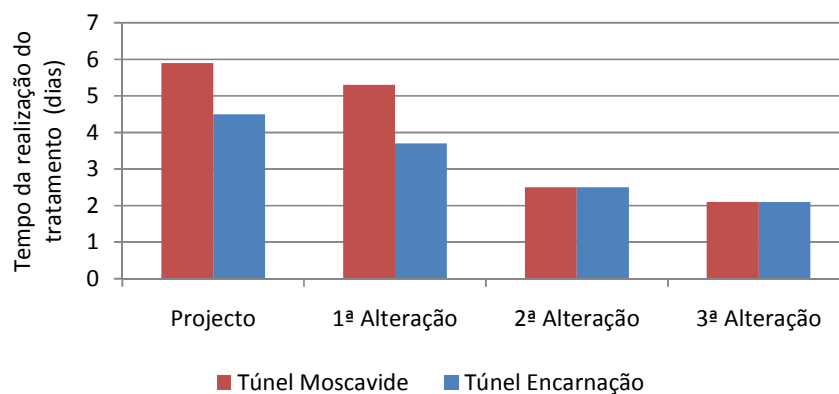


Figura 7.40 – Contribuição das alterações do projecto do tratamento dos túneis para a produtividade dos trabalhos no túnel.

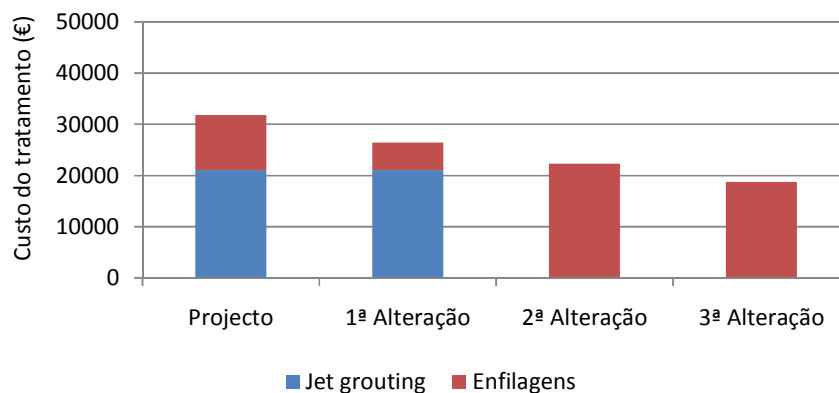


Figura 7.41 – Variação dos custos do tratamento da abóbada no trecho do túnel com sentido a Moscavide.

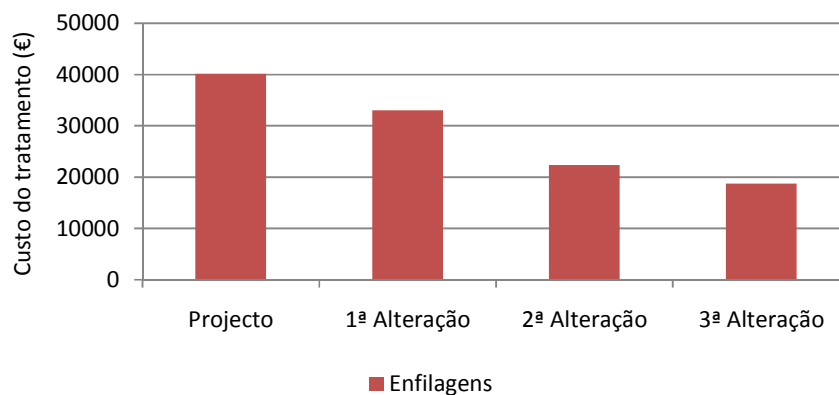


Figura 7.42 – Variação dos custos do tratamento da abóbada no trecho do túnel com sentido à Encarnação.

7.2.1 Cartografia geotécnica da escavação

Seguidamente, apresenta-se a cartografia dos emboquilhamentos e do maciço atravessado, elaborado na conjugação de toda a informação obtida na obra.

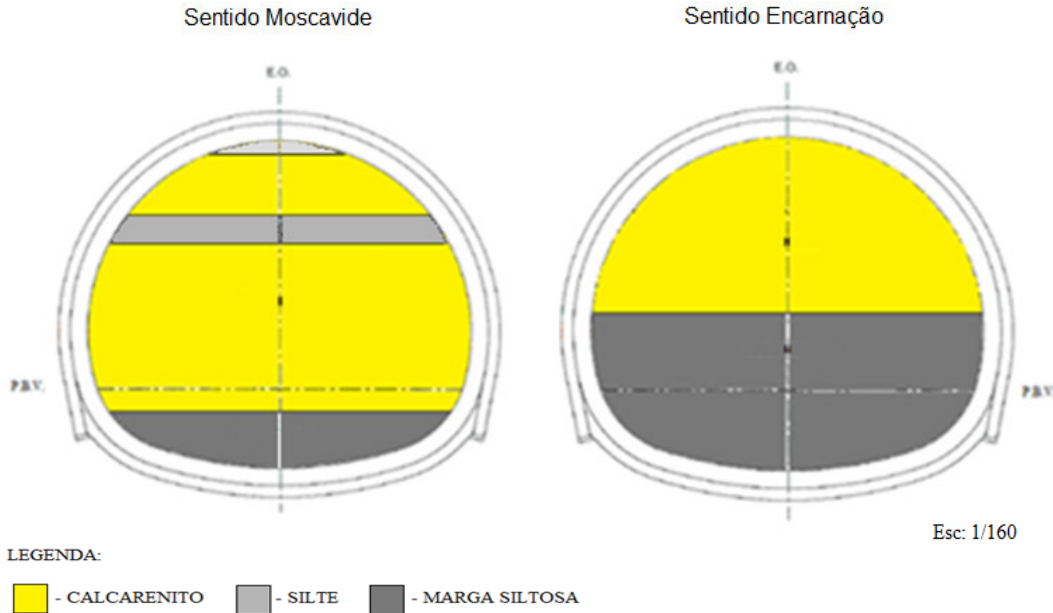


Figura 7.43 – Cartografia dos emboquilhamentos.

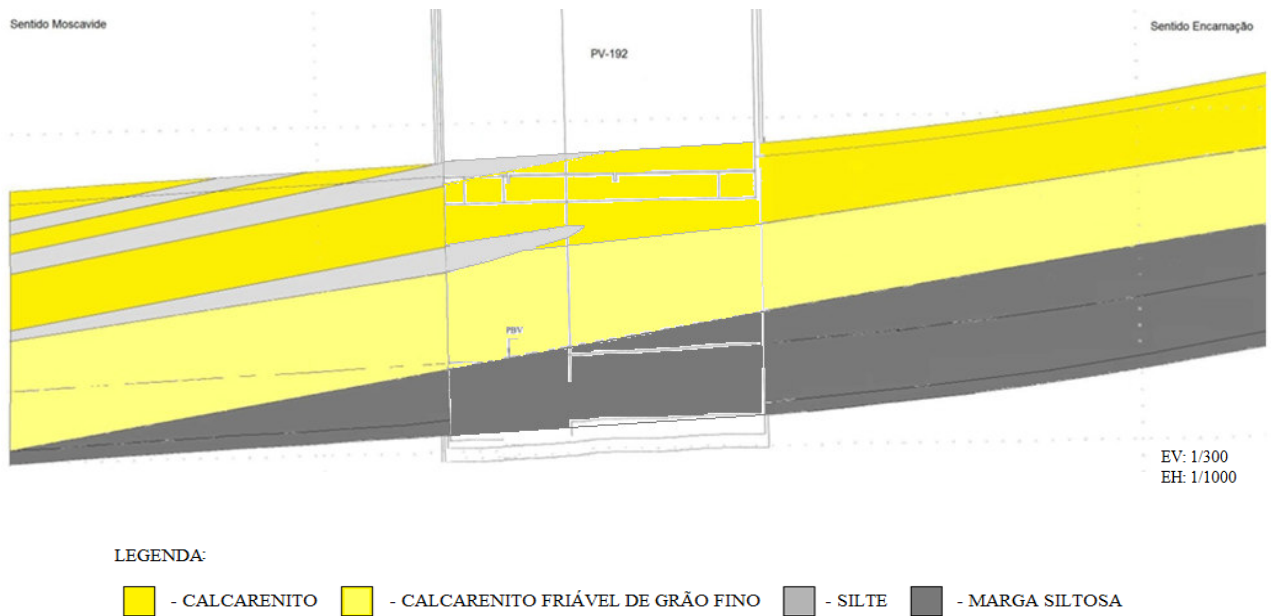


Figura 7.44 – Perfil geológico do trecho de túnel do 97º troço.

Com base no levantamento cartográfico realizado verifica-se que os terrenos atravessados correspondem ao esperado, uma vez que coincidem com o levantamento geológico realizado durante a escavação vertical do PV. Deste modo, o túnel na área em estudo, atravessa os “Arenitos de Grilos” e as “Argilas de Xabregas”, sendo que aos Arenitos de Grilos correspondem as camadas de silte e calcarenito de tons amarelos presentes na abóbada do túnel. Verificou-se que as camadas, nos trechos acompanhado, apresentam sensivelmente a mesma inclinação que o túnel, cerca de 4° NE.

Com base neste levantamento é possível estimar que o túnel atravessará a camada de siltitos margosos apenas ao fim de aproximadamente 350 m a partir do PV-192 de túnel escavado no sentido da estação da Encarnação, Haverá pois tendência a deixar de afluir água à escavação a partir deste ponto. Pelo contrário, o túnel deixará de atravessar a mesma camada após 70 m escavados a partir do PV-192 em direcção à estação de Moscovide. De notar que, ao fim de 50 m escavados, esta camada já só foi visível abaixo do PBV quando escavado o “arco invertido” estimando-se que, neste sentido, deixe também de afluir água à escavação após cerca de 210 m de escavação.

7.2.2 Instrumentação e observação

Visando observar a adequabilidade e controlo da metodologia construtiva, dos sistemas de suporte e do grau de segurança de todo o processo construtivo, os dados da instrumentação são fundamentais. Deste modo, após vistoria de todos os edifícios da área potencialmente afectada pela escavação, procedeu-se à instalação dos seguintes instrumentos em diversas secções:

- Extensómetros;
- Marcas de superfície;
- Piezómetros;
- Inclínómetros;
- Réguas.

O critério geral para a frequência das leituras da instrumentação das edificações, maciço e túneis durante a escavação definido pelo projecto, é o seguinte:

- Leitura de todos os instrumentos de acordo com o exposto na figura 7.45;
- Após estabilização, ainda em suporte primário, leituras semanais;
- Após execução do suporte secundário, leituras uma vez por semana até se verificar a estabilização das grandezas medidas.

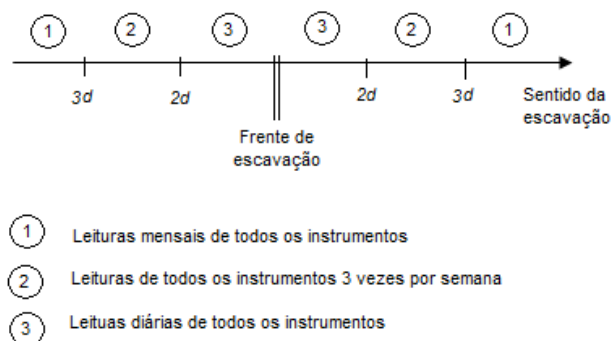


Figura 7.45 – Plano geral de leitura da instrumentação (ML/Ferconsult).

O acompanhamento da obra realizado pela autora corresponde às secções S38 a S45 (túnel Moscavide) e S48 a S53 (túnel Encarnação). A equidistância entre as secções instrumentadas foi estabelecida segundo o princípio apresentado na figura 7.46 (para maior detalhe ver anexo 4), em locais de fácil acesso de leitura e sem prejuízo para as circulações viárias existentes. Todas as secções previstas poderiam sofrer modificações tanto na equidistância como no afastamento entre pontos de observação e ou, no tipo e ou, quantidade do equipamento a instalar, de acordo com o projectista.

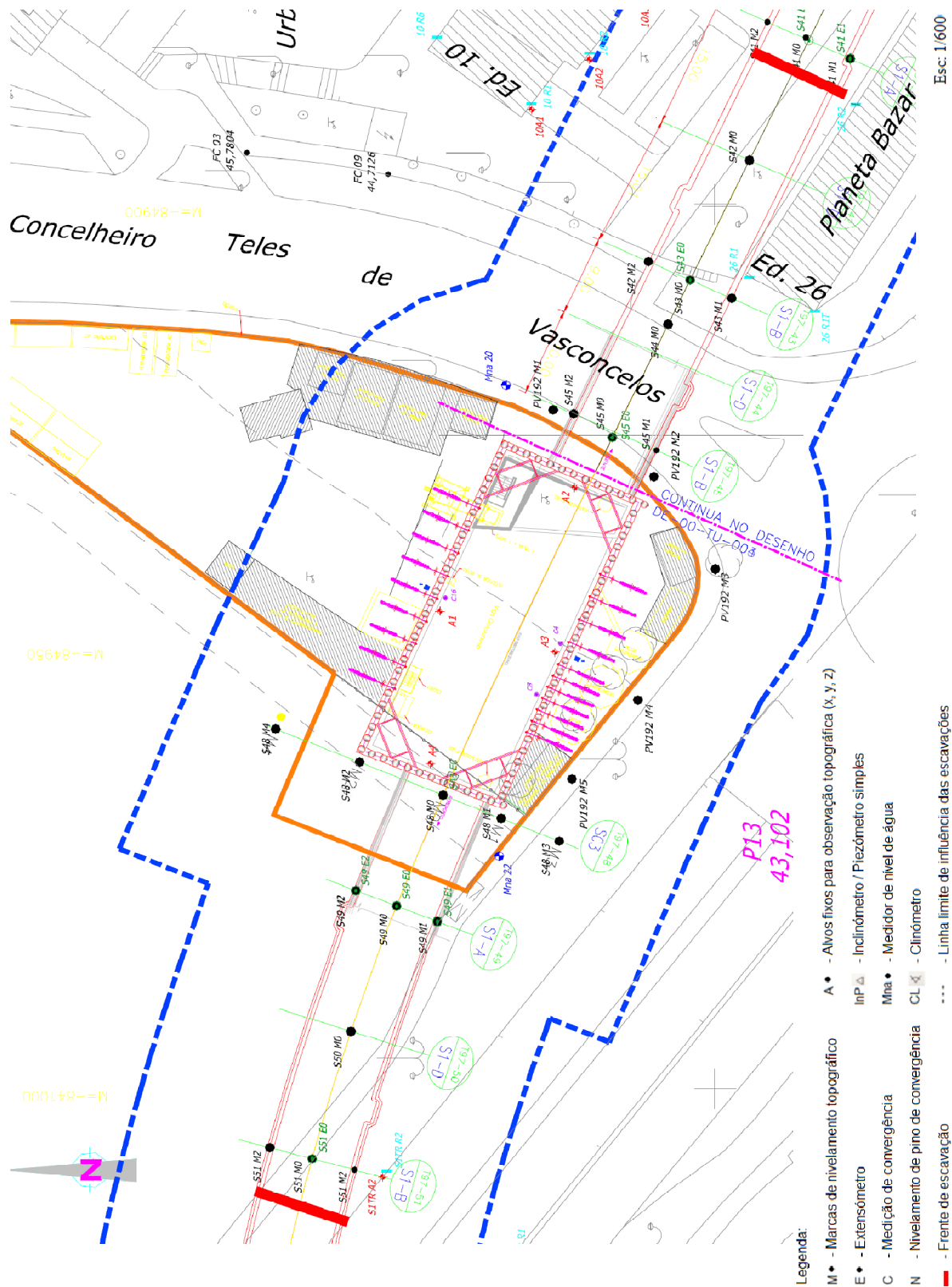


Figura 7.46 – Instrumentação do túnel em planta: em cima sentido à estação de Moscavide e em baixo sentido à estação da Encarnação (ML/Ferconsult).

Nos túneis a instrumentação de superfície assume também especial importância, pois permite obter-se informações do comportamento do maciço em resposta às operações do tratamento do maciço e da escavação.

Nas marcas de nivelamento topográfico (figura 7.47) e nas régua colocadas nos edifícios (figura 7.48) não se registou evolução significativa, observando-se, no entanto, que se tem verificado maiores deslocamentos no sentido de Moscavide (cerca de 3 mm).

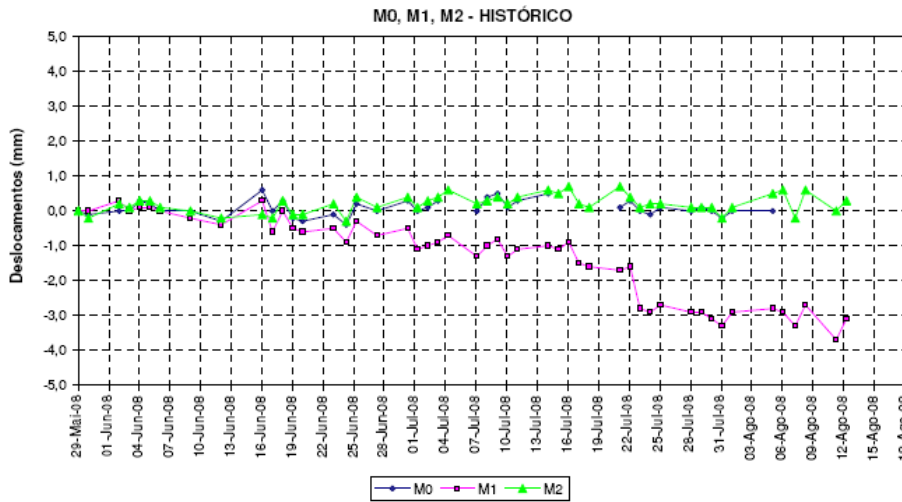


Figura 7.47 – Registo das marcas de nivelamento da secção S41 (Ferconsult/ML).

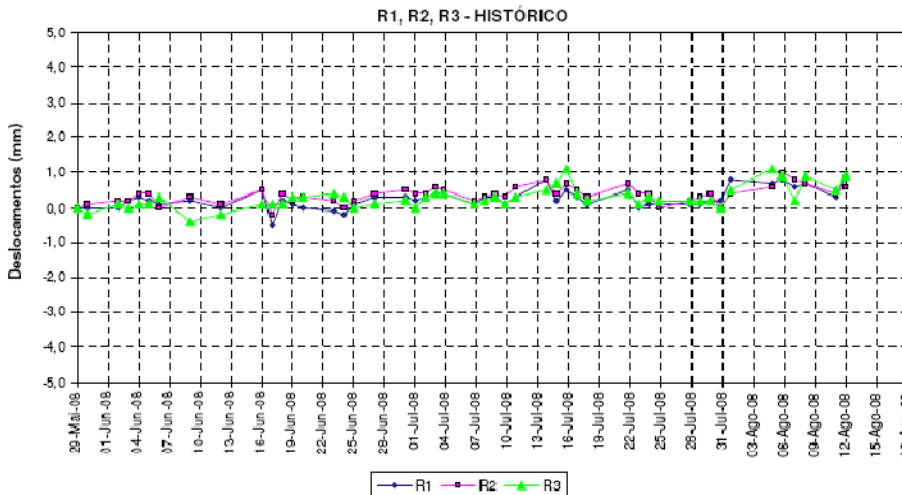


Figura 7.48 – Registo dos deslocamentos de três das régua colocadas no edifício 10 da figura 7.46 (Ferconsult/ML).

Também nos extensómetros não se registaram evoluções significativas (figura 7.49).

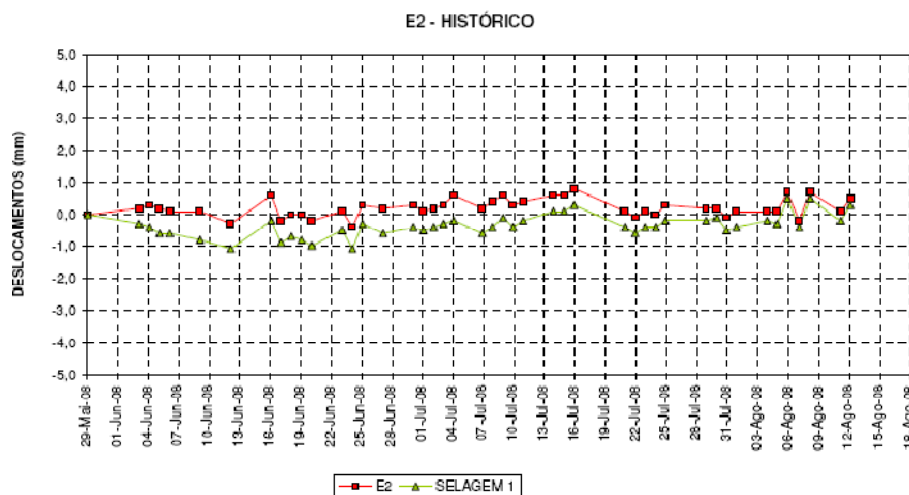


Figura 7.49 – Registo dos deslocamentos de um dos extensómetros da secção S41 (Ferconsult/ML).

As medições de convergência das secções em observação S42, S43, S44, S45 (sentido Moscavide), e nas secções S48, S49 e S50 (sentido Encarnação) foram realizadas de acordo com o representado na figura 7.50. Pode-se constatar que os maiores deslocamentos foram registados junto dos emboquilhamentos do túnel (figura 7.51 e 7.52), não se tendo registado evolução significativa nas diversas secções durante o decorrer da escavação em ambos os sentidos. De notar que a instrumentação colocada no interior do túnel através da instalação de alvos ópticos, só permite registar os deslocamentos algum tempo após a escavação e colocação do suporte, uma vez que é nessa altura que estes são colocados; deste modo, quando são feitas as medições, grande parte das deformações do maciço já ocorreu. Contudo estes resultados encontram-se de acordo com as características geomecânicas dos terrenos atravessados.

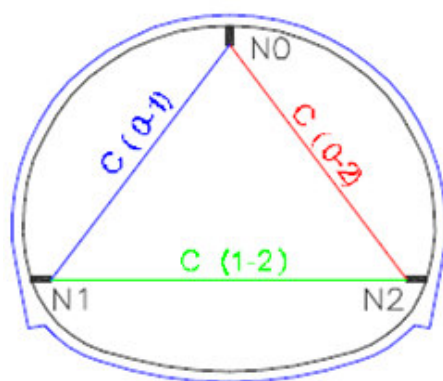


Figura 7.50 – Representação das cordas de medição de convergência no interior do túnel (Ferconsult/ML).

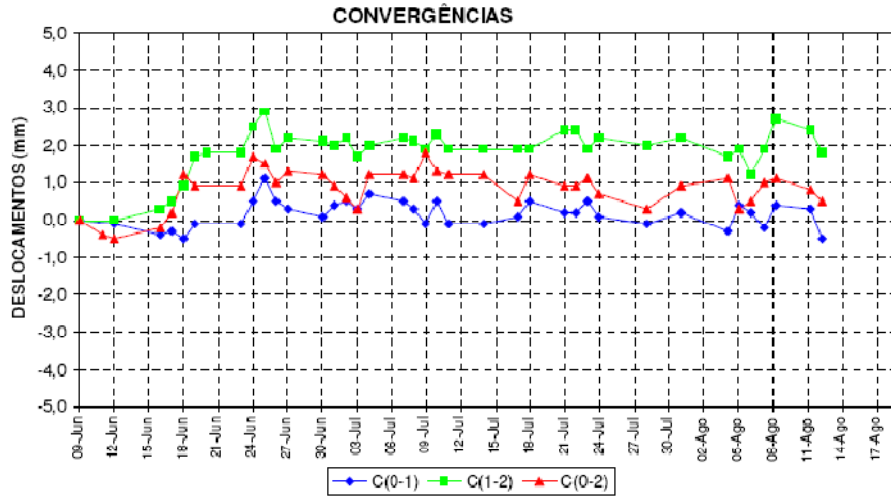


Figura 7.51 – Secção de convergências S45 junto ao emboquilhamento do trecho de túnel para Moscavide (Ferconsult/ML).

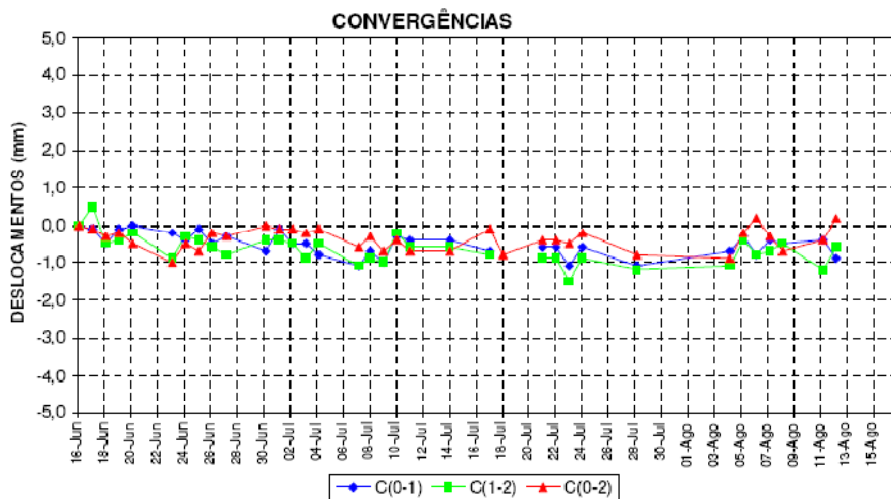


Figura 7.52 – Secção de convergências S48 junto ao emboquilhamento do trecho de túnel para a Encarnação (Ferconsult/ML).

Os resultados dos dispositivos de medição dos níveis da água (MNA) parecem concluir que estes se encontram estabilizados. Dada a geometria do traçado, o nível piezométrico encontra-se cerca de 1,5 m abaixo da abóbada do túnel para Moscavide, e cerca de 5 m acima da abóbada no sentido da Encarnação (figura 7.53).

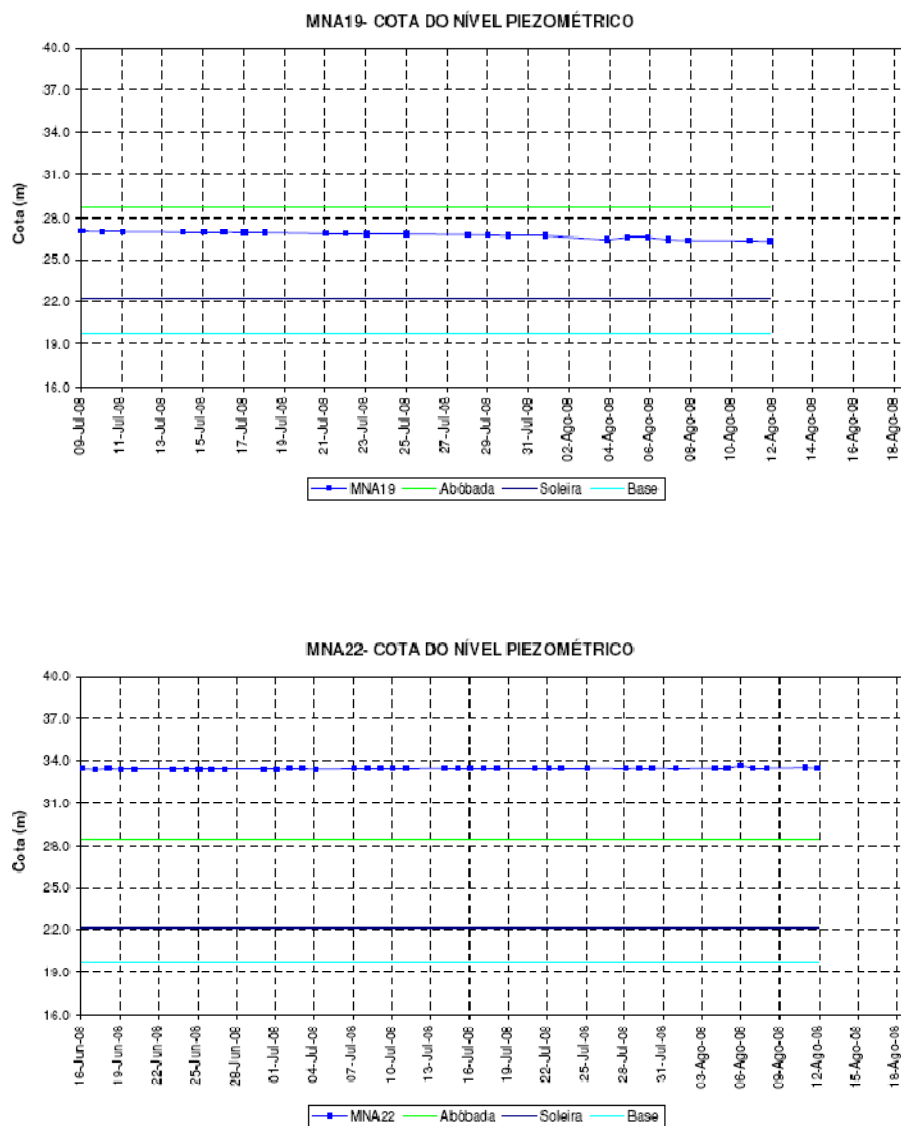


Figura 7.53 – Registo da cota dos níveis piezométricos em MNA19 e MNA22 (Ferconsult/ML).

8 Considerações finais

A construção de obras subterrâneas exige um conhecimento tão aprofundado quanto possível, das características geotécnicas dos maciços interessados pelas obras para que não surjam ou se reduzam, tanto quanto possível, situações imprevistas.

Uma adequada caracterização geotécnica dos maciços permite definir os processos de construção mais económicos e seguros e seleccionar os tipos de suporte mais adequados.

O acompanhamento geotécnico é muito importante para a permanente actualização do projecto, tendo em conta as reais condições do maciço. Durante o acompanhamento da escavação do poço de ventilação PV-192 e dos dois trechos de túnel escavados a partir dele, pôde constatar-se que as diversas camadas litológicas intersectadas corresponderam às anteriormente identificadas no decorrer das sondagens de prospecção. Da observação das amostras das sondagens (S14 e S14A) esperava encontrar-se no decorrer da escavação os “Arenitos de Grilos” com grau de fracturação F_{4-5} , isto é, com espaçamento entre fracturas < 20 cm. No entanto no decorrer na escavação constatou-se que o maciço exibia fracturação F_{1-2} (> 60 cm). Tal deveu-se ao facto dos calcarenitos serem fragmentados no decorrer das sondagens, sendo as intercalações menos consolidadas, facilmente desagregadas e removidas pelo fluido de circulação das sondagens.

Relativamente ao índice RQD, a análise dos testemunhos das sondagens conduziu a valores da ordem dos 50 a 60% tendo-se constatado durante a escavação que os valores foram da ordem dos 70 a 80 %. Assim, em vez de um maciço de qualidade fraca a razoável, o maciço escavado apresentou uma qualidade boa a razoável. Este facto condicionou os métodos de desmonte utilizados, uma vez que se teve de se recorrer a meios de desmonte pesados como o martelo hidráulico em praticamente toda a escavação, ao contrário do que estava previsto.

Verificou-se que o método NATM para a construção de túneis se revela fundamental, uma vez que permite adequar o projecto às situações encontradas no decorrer da obra, quer em termos de escavação, quer em termos da selecção do suporte.

Com base nas características geotécnicas do maciço e nos resultados da instrumentação, que demonstraram que a deformação do terreno causada pela escavação foi praticamente negligenciável (tal foi evidenciado através das medições de convergências realizadas no túnel e das leituras dos extensómetros e marcas topográficas de nivelamento) foi possível:

- reduzir o tratamento do maciço na frente de escavação, nomeadamente a substituição das colunas de jet grouting armado por enfilagens;
- numa fase posterior, a redução do número de enfilagens na abóbada;
- e, ainda, a redução das pregagens de fibra de vidro da frente de escavação.

Estas alterações do projecto permitiram rentabilizar o tempo de execução do tratamento das abóbadas diminuindo-o em cerca de 66%, com a consequente redução dos custos em cerca de 50% no sentido da estação da Encarnação e de cerca de 33% no sentido da estação de Moscavide.

Em conclusão, a monitorização representou um papel importante quer durante a escavação do poço PV-192, quer no decorrer da escavação dos túneis. A interpretação conjunta dos resultados da monitorização e das características geotécnicas locais permitiu adequar as metodologias de tratamento e os suportes a aplicar. Além de possibilitar a obtenção de uma quantidade de informação relevante para a compreensão do comportamento estrutural, permitiu garantir a segurança da obra optimizando os meios técnicos de execução, com a consequente redução dos custos e dos tempos de execução.

No quadro 8.1, apresenta-se um breve sumário das contribuições da geotecnia nas várias etapas do projecto e construção de túneis de grande diâmetro em materiais geológicos de baixa resistência em meios urbanos que foram constatadas no decorrer deste trabalho.

Projecto		<ul style="list-style-type: none"> - Optimização do traçado do túnel, quando possível; - Trabalhos de prospecção para determinação das características dos materiais interessados pelo traçado.
Construção	Escavação	<ul style="list-style-type: none"> - Determinação dos equipamentos de desmonte mais adequados; - Cálculo do volume de terras a escavar; - Detecção de níveis de água.
	Suporte	<ul style="list-style-type: none"> - Dimensionamento dos tipos de suporte mais adequados a aplicar.
	Tratamento	<ul style="list-style-type: none"> - Determinação das zonas a tratar e tipos de métodos a executar.
	Instrumentação	<ul style="list-style-type: none"> - Interpretação dos resultados obtidos; - Aferição dos resultados no dimensionamento de suportes e no avanço da escavação.
Tempo de execução		<ul style="list-style-type: none"> - Melhor gestão do tempo dispendido para a execução da obra.
Custos		<ul style="list-style-type: none"> - Eventuais reduções do custo total da obra.
Segurança e qualidade		<ul style="list-style-type: none"> - Garantia de segurança e qualidade, uma vez que a obra é construída tendo em consideração o real comportamento do terreno.

Quadro 8.1 – Contribuição da geotecnia na construção de túneis.

Referências bibliográficas

- Aerometro, ace. (2007) “*Nota técnica do processo construtivo: Escavação a céu aberto*”. (Documento não publicado).
- Aerometro, ace. (2008) “*Nota técnica do processo construtivo: Ancoragens*”. (Documento não publicado).
- Aerometro, ace. (2008) “*Nota técnica do processo construtivo: Estacas com/sem fluido de estabilização*”. (Documento não publicado).
- Aerometro, ace. (2008) “*Nota técnica do processo construtivo: Tratamentos de terrenos, Escavação subterrânea e Sustimento primário*”. (Documento não publicado).
- BARTON, N. (2000). “*TBM tunneling in jointed and faulted rock*”. A. A. Balkema. 2th Print. Rotterdam.
- BASTOS, M. (1998). “*A geotecnia na concepção, projecto e execução de túneis em maciços rochosos*”. Dissertação para obtenção do grau de mestre em Georrecursos – Área de geotecnia. Lisboa, Instituto Superior Técnico.
- BOTTO, R. (2001). “*Instrumentação geotécnica de obras subterrâneas. O jet grouting na execução de obras subterrâneas em maciços terrosos*”. Relatório de estágio. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- CABRAL, V. (1987). “Túneis ferroviários portugueses. Seus principais problemas”. In *II Congresso Nacional de Geotecnia*. Lisboa. LNEC.
- Campanha publicitária. (2006). Hayward Baker - Keller. In *Tunneling and Trenchless construction*, 21, 28.
- Campanha publicitária. (2008). Roçadoras: NDCO Group of companies. In *Revista World Tunneling*, 6, 17.
- CARDOSO, A. (1985). “Escavações em solos com os taludes reforçados com pregagens. Modelação numérica”. In *I Congresso Nacional de Geotecnia*. Lisboa. LNEC.
- CARRETO, J. (2000). “Jet grouting. Uma técnica em desenvolvimento”. In *VII Congresso Nacional de Geotecnia*. Porto, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- COELHO, S. (1996). “*Tecnologia de Fundações*”. Edições EPGE.
- Consórcio de Geotecnia: Tecnasol, OPWAY e Rodio. (2008). “Memória de ensaio de Jet”.
- CORREIA, A. G. (2001). “Caracterização geotécnica de maciços terrosos com vista à modelação de túneis”. In *Curso sobre túneis em meios urbanos*. Coimbra.

-
- COTTER, J. C. B. (1903-04). “Esquisse du Miocène marin portugais”. In G. *Dollfus*, B. *Cotter* & J. P. *Ganes*, *Mollusques tertiaires du Portugal*. Planches de Céphalopodes, Gasterópodes et Pélécyodes laissées par F. A. Pereine de Costa, accompagnées d’une explication sommaire et d’une esquisse géologique. Mem. Comm. Serv. Geol. Portugal, Lisboa, 44 pp.
- CRUZ, I. (2005). “*Prospecção geotécnica*”. Relatório de estágio. Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia.
- CUNHA, A. P. & FERNANDES, J. (1980). “Observação de obras subterrâneas”. In *Revista Sociedade Portuguesa de Geotecnia*, 28, 63-90. Lisboa.
- CUNHA, A. P. (1994). “Controlo, observação e segurança de túneis rodoviários”. *Seminário sobre Túneis Rodoviários*. (pp.173-182). Lisboa, Instituto Superior Técnico.
- CUNHA, A. P. & VALE, J. (2006). “The Porto metro - an overview of the underground construction”. In *Seminário internacional sobre túneis e obras subterrâneas*. Lisboa, LNEC.
- DAMIÃO, V. & YEN, M. (2008). “Gestão de empreitadas. Fiscalização/Inspeção de túneis. Qualidade, segurança e ambiente”. In *2º Seminário de Túneis e Obras Subterrâneas*. Lisboa, LNEC.
- DELGADO, A. C., CARDOSO, A. S. & SOUSA, J. A. (2008). “Influência da rigidez dos sistemas de estabilização de frentes de escavação de túneis com pregos em fibra de vidro”. *XI congresso Nacional de Geotecnia*. Coimbra.
- DHVFBO Consultores “Estudo de impacte ambiental do projecto de execução do prolongamento da linha vermelha entre Oriente e Aeroporto” Resumo não técnico.
- DINIS DA GAMA, C. (1994). “Análise de custos de construção de túneis”. In *Seminário sobre Túneis Rodoviários*. (pp.131-142). Lisboa, Instituto Superior Técnico.
- DUNNICLIFF, J. (1993). “*Geotechnical instrumentation for monitoring field performance*”. John Wiley & Sons, Inc. New York. (pp.453-461).
- FALCÃO, J., PINTO, F., BARATA, J., VALE, J., CEBOLA, D.(2004). “Enfilagens em jet grouting”. In *IX Congresso Nacional de Geotecnia*. Aveiro.
- Ferconsult S.A. (2006) “Peças escritas e desenhadas do Projecto do PV-192”. (Documento não publicado).
- Ferconsult S.A. (2006) “Projecto. Peças escritas”. (Documento não publicado).
- Ferconsult S.A. (2008). “Relatório de divulgação dos dados de instrumentação”. (Documento não publicado).
- Global News (2006). “Herrenknecht launches world’s largest TBM”. In *Tunneling and Trenchless construction*, 25, 4-12.

-
- GOMES, A. S. (2002). “Sistemas de observação em obras geotécnicas. Planeamento, instalação e exploração”. In *VIII Congresso Nacional de Geotecnia*. (pp.2541-2562). Lisboa, LNEC.
- HANAMURA (2001). “Underground space networks in the 21th century: New infrastructures with modal shift technology and geotechnology”. Simpósio sobre *Modern Tunnelling Science and Technology*, Quioto, pp. 55-65.
- Herrenkrecht. (2008). “Record-breaking TBMs”. In *Tunnels and tunneling*, 20, August.
- JetSJ – Geotecnia, Lda. (2007) “97º Troço (parcial) – Moscavide/Encarnação Posto de ventilação PV-192 Projecto de execução – Processo alternativo Memória descritiva”. (Documento não publicado).
- JetSJ – Geotecnia, Lda. (2007) “Estudo Prévio Alternativo do Posto de Ventilação PV-192” Sondagens e resultados dos ensaios de laboratório constituintes da campanha de prospecção complementar. (Documento não publicado).
- JIMENO, C. & MENDÉZ, B. (1997). “Classificación de los terrenos según su excavabilidad”. In *Manual de tuneles y obras subterráneas*. Ed. C. López Jimeno. Entorno Grafico. (pp183-210) S.L. Madrid.
- KAIDUSSIS, R. & GOMEZ DE TEJADA, F. (2000). “O jet grouting como ferramenta versátil para o tratamento e melhoramento de solos”. In *VII Congresso Nacional de Geotecnia*. Porto, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- KARAKUS, M. & FOWELL, R. (2004). “An insight into the New Austrian Tunnelling Method (NATM)”. In *VII Regional Rock Mechanics Symposium*. Sivas, Türkiye.
- KIRKLAND, C.; FAWCETT, D.; KING, J. et al. (1996). “Ice design and practice guides - Sprayed concrete linings (NATM) for tunnels in soft ground”. The Institution of Civil Engineers. Thomas Telford. London.
- LEGGET, R. & HATHEWAY, A. (1988). “Tunnels and underground space”. In *Geology and engineering*. McGraw-Hill. 13th Edition. (pp. 183 - 231).
- LNEC. (1962). “Vocabulário de estradas e aeródromos”. Lisboa.
- MAHTAB, M. & GRASSO, P. (1992). “Geomechanics principles in the design of tunnels and caverns in rocks”. Elsevier. Amsterdam.
- MARQUES, L. (2007). “Monitorização estática e dinâmica: aplicações”. *Dissertação para obtenção do grau de mestre*. Universidade do Minho, Escola de engenharia.
- MATOS, P. (2003). “Instrumentação geotécnica e estrutural. Aplicação de jet grouting na execução de túneis”. Relatório de estágio. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- MEGAW, T. (1982). “Ice works construction guides – Tunneling”. Thomas Telford. London.
- MELÂNEO, F. (1994). “Suportes provisórios e definitivos”. *Seminário Túneis Rodoviários*. (pp.109-124). Lisboa, Instituto Superior Técnico.
-

-
- MELÂNEO, F. (2007). “Critérios geotécnicos e estruturais”. *Curso de curta duração: Revestimento de betão em túneis*. Lnc, Lisboa.
- MELO, P. G. & PEREIRA, C. (2000). “Modelação numérica da abertura de túneis em solos com recurso a tuneladoras”. In *VII Congresso Nacional de Geotecnia*. Porto, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Metropolitano de Lisboa. (2006). “Estudo Geotécnico - peças escritas e desenhadas”. (Documento não publicado).
- Metropolitano de Lisboa. (2006). “Memória descritiva da arquitectura dos postos de ventilação para a empreitada de execução dos toscos entre a estação Oriente e a estação Aeroporto da Linha Vermelha”. (Documento não publicado).
- Metropolitano de Lisboa. (2006). “Relatório técnico - Instrumentação e previsão do campo de assentamentos (Anexo 2 à memória). (Documento não publicado).
- Metropolitano de Lisboa. (2006). “Relatório técnico - Procedimentos executivos e plano de contingenciamentos para execução dos poços em NATM (Anexo 1 à memória de estruturas do 97º poço)”. (Documento não publicado).
- Metropolitano de Lisboa. (2006). “Troço 97 - Ligação estação Moscavide e Encarnação”. (Documento não publicado).
- MONTEIRO, B. & PISTONE, R. (2000). “Estudos geológicos e geotécnicos para túneis rodoviários em maciços rochosos”. In *VII Congresso Nacional de Geotecnia*. Porto, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- MONTEIRO, J., GASPAR, A., GIACOMIN, G. et al. (2002). “O sistema da área metropolitana do Porto: Soluções construtivas”. In *4º Simpósio sobre túneis urbanos*. São Paulo.
- MONTEIRO, J., GASPAR, A., TOPA GOMES, A. et al. (2003). “Monitorização das obras do metro do Porto”. In *Jornadas luso-espanholas sobre obras subterrâneas, relevância da prospecção e de observação geotécnicas e 1ª lição internacional Jiménez Salas*. Madrid.
- MOSELEY, M. & KIRSCH, K. (2004). “*Ground improvement*”. Spon Press. 2ª edição.
- OLIVEIRA, A. & BRITO, S. (1998). “Geologia de Engenharia”. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia - ABGE. Oficina de textos.
- OLIVEIRA, R. (1975). “Túneis. Prospecção geológica e geotécnica”. In *Revista Sociedade Portuguesa de Geotecnia*, 15, 137-151. Lisboa.
- OLIVEIRA, R. (1977). “Cartografia geológica de túneis”. In *Revista Sociedade Portuguesa de Geotecnia*, 20, 11-19. Lisboa.
- OLIVEIRA, R. (1985). “Estudos geológicos e geotécnicos para o projecto de túneis”. *Simpósio sobre projecto de túneis*. Espanha, Universidade de Valencia.

-
- OLIVEIRA, R. (1994). “Caracterização geológica e geotécnica dos terrenos interessadas por projectos de túneis rodoviários”. In *Seminário sobre Túneis Rodoviários*. (pp.11-27). Lisboa, Instituto Superior Técnico.
- OPCA. (s.d.). “*Metropolitano de Lisboa*”.
- PEREIRA, J. P. (1994). “Túneis em maciços rochosos e terrosos – Métodos de escavação e materiais utilizados no suporte primário”. In *Seminário sobre Túneis Rodoviários*. (pp.97-107). Lisboa, Instituto Superior Técnico.
- PINELO, A. (1976). “Ancoragens”. In *Introdução à geologia de Engenharia*. Textos de alunos de mestrado de Engenharia Geológica. Faculdade de Ciências e Tecnologia.
- PINTO, P. S. (2002). “Algumas reflexões sobre a instrumentação de estruturas geotécnicas”. In *VIII Congresso Nacional de Geotecnia*. Lisboa. LNEC.
- PISTONE, R. & OLIVEIRA, R. (1995). “Metodologias de projectos de túneis rodoviários. Aplicação a túneis do IP3: do nó da Régua e do Varosa”. In *V Congresso Nacional de Geotecnia*. Coimbra.
- PLASENCIA, N. (2003). “*Obras subterrâneas. Aspectos da contribuição da geologia de engenharia na concepção e projecto*”. Dissertação para obtenção do grau de mestre em Georrecursos – Área de geotecnia. Lisboa. Instituto Superior Técnico.
- POSTIGLIONE, P. & KOSHIMA, A. (s.d.). “*Enfilagens de bolbo contínuo em túneis em maciços terrosos versus enfilagens tradicionais injectadas (Micro-estacas)*”. OPCA.
- Project: New York, US. (2008). “Robbins excavates east subway line”. In *Revista World Tunneling*, 9, 17.
- RIBEIRO e SOUSA, L. (2000). “Aspectos inovadores no projecto e construção de estruturas subterrâneas”. In *VII Congresso Nacional de Geotecnia*. Porto, FEUP.
- ROCHA, M. (1977). “Alguns problemas relativos à mecânica das rochas dos materiais de baixa resistência”. *5º Congresso de mecânica dos solos e engenharia de fundações*. Buenos Aires.
- ROCHA, M. (1981). “Mecânica das rochas”. Lisboa. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- RODRIGUES CARVALHO, J. (1981). “*Stite investigation; it's cost and benefits in Portugal*”. PhD. Thesis. Universidade de Londres.
- RODRIGUES CARVALHO, J. (1999). “Sondagens para o estudo de fundações de barragens em maciços rochosos – a extensão dos programas na prática portuguesa”. In *Revista Sociedade Portuguesa de Geotecnia*, 86, 37-50. Lisboa.
- RODRIGUES CARVALHO, J. (sd.). “Comprimento dos túneis/nº de sondagens” In *Apontamentos de Geologia de engenharia de barragens e obras subterrâneas* (não publicado).
- RODRIGUES CARVALHO, J. & CONCEIÇÃO. D. (1985). “*A influência dos estudos geológico – geotécnicos no projecto e no custo de construção de túneis*”. (pp.25-33).
-

-
- ROXO, J. (1995). “*Contribuição para o projecto de túneis urbanos em solos rijos/rochas brandas*”. Dissertação para obtenção do grau de mestre em geologia de engenharia. Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia.
- SÉCIO, F. & MINEIRO, A. (2006). “Aspects of the Lisbon Metro, Red Line extension”. In Seminário Internacional de túneis e obras subterrâneas. Lisboa. LNEC.
- SOUSA, N. (2002). “Estudos geológicos e geotécnicos para o projecto de túneis – Caso particular do túnel de interligação Odelouca-Funcho”. Relatório de estágio. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- STERLING (2000). “Planning, design and management of future underground space use”. 3ª Conferência Internacional sobre *Advances of Computer Methods in Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Moscovo, pp. 57-60.
- SUBTIL, A. (s.d.). “*Jet grouting e geogrelhas nas fundações do Alverca Park. Ensaios de carga em colunas de jet grouting*”. Relatório de estágio. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- Tecnasol. (2007). “Boletins das sondagens da campanha de prospecção complementar e resultados dos ensaios de laboratório”.
- TSUTSUMI, M. (2007). “Investigação do subsolo”. *Material de apoio às aulas de Mecânica dos Solos*. UFJF – Faculdade de Engenharia. (não publicado).
- VALLEJO, L. G. (2002). “*Ingeniería Geológica*”. Prentice Hall, Madrid.
- VIEIRA, F. (2003). “*Execução de túneis em NATM (new australian tunneling method) para obras de saneamento*”. Relatório final apresentado à Universidade de Anhembi Morumbi no âmbito do curso de Engenharia Civil. São Paulo.
- VUILLEUMIER, F. (2008). “Ita-aites”. In 2º *Seminário de Túneis e Obras Subterrâneas*. Lisboa, LNEC.
- WAHLSTROM, E. (1973). “Tunneling in rock”. Elsevier Scientific Publishing Company. New York.

Referências da Web:

- Brasilturis jornal. “*Suíça inaugura maior túnel ferroviário*”. Consultado a 6 de Março de 2008 em: www.bj.inf.br/conteudo_visualiza.php?contcod=6535
- Companhia do Metropolitano de São Paulo – Metro. “*O mêtro de subterrâneo*”. Consultado a 20 de Dezembro de 2007 em: www.metro.sp.gov.br/tecnologia/construcao/subterraneo/tesubterraneo.shtml

GEVERT, T. “*Notícias ferroviárias*”. Consultado a 6 de Março de 2008 em:
www.abpfsp.com.br/noticias_ferrovias.pdf

Hayward Baker. “*Ground Anchors*”. Consultado dia 29 de Julho de 2008 em:
http://www.haywardbaker.com/services/ground_anchors.htm

Hayward Baker. “*Jet grouting*”. Consultado dia 29 de Julho de 2008 em:
http://www.haywardbaker.com/services/jet_grouting.htm

Hayward Baker. “*Soil Nail*”. Consultado dia 29 de Julho de 2008 em:
http://www.haywardbaker.com/services/soil_nail.htm

Metropolitano de Lisboa. *Diagrama da rede*. Consultado a 10 de Julho de 2008 em:
www.metrolisboa.pt/

Metropolitano de Lisboa. *Obras em curso*. Consultado a 18 de Dezembro de 2007 em:
www.metrolisboa.pt/

Refer. *Processo de construção do túnel do Rossio*. Consultado a 8 de Abril de 2008 em:
www.refer.pt/pt/tunel_rossio/galeria/

ROLLO, M. (s.d.) “*1888 Primeiro projecto de um metropolitano para Lisboa*”. Consultado a 10 de Março de 2008 em: www.ordemengenheiros.pt/Portals/0/Hist-1888%20primeiro%20projecto.pdf

Socitrel. *Malhasol*. Consultado a 5 de Maio de 2008 em: www.socitrel.pt/pt/pdf/malha_sol.pdf.

Sisgeo. “*Instrumentação*”. Consultado a 4 de Maio de 2008 em:
http://www.sisgeo.com/scheda_prod.php?idx=082&Id=82

Slope indicator. *Equipamentos para instrumentação geotécnica e estrutural*. Consultado a 4 de Maio de 2008 em: www.slopeindicator.com

Wikipédia. “*Channel Tunnel*”. Consultado a 6 de Março de 2008 em:
http://en.wikipedia.org/wiki/Channel_Tunnel

Wikipédia. “*List of tunnels by length*”. Consultado a 6 de Março de 2008 em:
http://en.wikipedia.org/wiki/World%27s_longest_tunnels

Wikipédia. “*Lötschberg Base Tunnel*”. Consultado a 6 de Março de 2008 em:
http://en.wikipedia.org/wiki/L%C3%B6tschberg_Base_Tunnel

Wikipédia. “*Metro de Lisboa*”. Consultado a 6 de Março de 2008 em:
http://pt.wikipedia.org/wiki/Metro_de_Lisboa

Wikipédia. “*Metro do Porto*”. Consultado a 6 de Março de 2008 em:
http://pt.wikipedia.org/wiki/Metro_do_Porto

Wikipédia. “*Metropolitano*”. Consultado a 6 de Março de 2008 em:
<http://pt.wikipedia.org/wiki/Metropolitano>

Wikipédia. “*Túnel Seikan*”. Consultado a 6 de Março de 2008 em:
http://en.wikipedia.org/wiki/Seikan_Tunnel

Anexos