



Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia
FEUP

ANÁLISE DOS RESULTADOS DE OBSERVAÇÃO DOS TÚNEIS DO METROPOLITANO DE LISBOA

Maria João Salgueiro Amaral

*Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto,
para obtenção do grau de
Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*

*Dissertação realizada sob orientação científica do
Prof. Doutor Jorge Almeida e Sousa
do Departamento de Engenharia Civil
da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
e do Dr. Francisco A. D. Pinto
da Tecnasol FGE, Fundações e Geotecnia, S.A.*

Setembro de 2006

À minha Mãe

ÍNDICE GERAL

RESUMO	vii
ABSTRACT	ix
AGRADECIMENTOS	xi
ÍNDICE DO TEXTO	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS	xix
ÍNDICE DE QUADROS	xxxi
SIMBOLOGIA	xxxv
CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
Capítulo 1 – PREVISÃO DOS MOVIMENTOS ASSOCIADOS À CONSTRUÇÃO DE UM TÚNEL	7
Capítulo 2 – INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO DE TÚNEIS	57
Capítulo 3 – O METROPOLITANO DE LISBOA	91
Capítulo 4 – ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DOS TÚNEIS ESCAVADOS COM ESCUDO	139
Capítulo 5 – ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DOS TÚNEIS ESCAVADOS SEQUENCIALMENTE	207
CONSIDERAÇÕES FINAIS	267
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	275

RESUMO

Nas últimas décadas, o subsolo tem sido a solução encontrada para a construção de redes de infra-estruturas (água, esgotos, gás, electricidade ou telecomunicações) e de transportes, libertando deste modo a superfície, cada vez mais ocupada. A construção de um túnel induz sempre movimentos no maciço envolvente. Em áreas urbanas ou densamente edificadas, esses movimentos revestem-se de especial interesse uma vez que podem afectar as estruturas e infra-estruturas existentes.

Previendo-se que a tendência para a construção de túneis superficiais na cidade de Lisboa se mantenha no futuro, a previsão dos movimentos induzidos pela abertura de um túnel é, sem dúvida, um aspecto que não pode ser esquecido. Por isso, todos os contributos no sentido de um melhor conhecimento dos movimentos induzidos pela construção de túneis nas mesmas condições (processo construtivo e maciço escavado), suas causas e factores que possam auxiliar a sua previsão são de extrema importância. Além disso, a pouca informação disponível na bibliografia da especialidade, sobre os movimentos originados pela construção dos túneis do Metropolitano de Lisboa, encontra-se dispersa.

Nesta dissertação apresenta-se uma revisão da bibliografia da especialidade no âmbito da previsão dos movimentos induzidos no maciço envolvente pela construção de um túnel, dos métodos e processos construtivos e da instrumentação e observação deste tipo de obras geotécnicas.

Segue-se uma contextualização histórica do Metropolitano de Lisboa, referindo-se não só os marcos principais da sua evolução como também os métodos construtivos utilizados e perspectivas de desenvolvimento futuro da rede.

Nos últimos capítulos são analisados os resultados de observação dos túneis do Metropolitano de Lisboa construídos entre 1994 e 2004, de acordo com o processo construtivo empregue, constituindo uma base de dados para referência futura e auxílio na previsão dos movimentos devidos à abertura de túneis a serem construídos.

ABSTRACT

In the last decades, the underground space has been the solution found to construct both infrastructures (water, sewers, gas, electricity or telecom) and transportation systems, creating more space at the surface, nowadays and each time more densely occupied. Tunnelling can induce significant ground movements. In urban areas or densely built areas, these movements are of special interest as they can affect overlying structures and infrastructures.

Considering that the upward trend of tunnel construction in Lisbon will keep in future, the prediction of tunnelling induced ground movements can not be forgotten. So every contribution to acquire a better knowledge of those movements induced by tunnelling in the same conditions, its causes and factors that may help its prediction are of great importance. It should be added that information about tunnelling induced ground movements in Lisbon is scarce and scattered.

This thesis begins with a state of the art within the field of tunnelling induced ground movements prediction, construction methods and observation of tunnels.

Following the state of the art, a historical context of Lisbon Underground is presented, referring not only its main milestones but also construction methods used and developing trends.

In the last chapters the observation results of Lisbon Underground tunnels built in the last ten years, according to the construction method applied, are analysed, gathering a data base for future reference in the prediction of tunnelling induced ground movements.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho contou com contributos preciosos que aqui desejo assinalar:

O meu primeiro agradecimento vai para o meu Orientador, Prof. Doutor Jorge Almeida e Sousa, que me proporcionou a abertura decisiva de novos horizontes de investigação e me apoiou no tratamento deste tema, com a sua consagrada experiência científica. Agradecimento extensivo ao meu Co-orientador, Dr. Francisco Pinto, a quem devo o franqueamento de portas imprescindíveis para a pesquisa efectuada.

Papel decisivo tiveram também os Eng.^{os} Frederico Melâneo e Carla Jorge da Ferconsult, bem como os Eng.^{os} António Tavares e António Santos e o Tozé do ACE constituído pelas empresas Odebrecht Bento Pedroso Construções, S.A., Odebrecht CBPO Engenharia Ltda e Somague Engenharia e ainda o Dr. Gonçalo Oliveira e o Dr. Rui Robalo da Tecnasol, FGE. pela inteira disponibilidade e colaboração.

Ao Director de Mestrado, Prof. Doutor José Couto Marques, agradeço a compreensão manifestada em todas as fases deste trabalho e no aplanamento de obstáculos vários.

Do mesmo modo, agradeço à Empresa Rui Prata Ribeiro, Lda., onde trabalho, em especial ao Eng. Rui o modo como acarinhou este projecto e flexibilizou horários, de forma a conciliar as minhas funções profissionais com as minhas necessidades académicas.

Ao Mestre Anísio Andrade, à Dr.^a Teresa Schiappa e aos meus colegas de Mestrado, em especial à Elisabete, a minha gratidão.

À Marta, à Rosinha, ao Tiago, ao Ru, aos meus Avós e à minha Mãe um beijo carinhoso pela dedicação com que partilharam todas as vicissitudes desta caminhada.

À Catarina e sua Mãe, Prof.^a Doutora Isabel Abrantes o meu desvanecido bem-haja pela ajuda abnegada que me deram na revisão das provas.

A todos os amigos que, desinteressadamente, me incentivaram pelo caminho, o meu muito obrigada.

ÍNDICE DO TEXTO

CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
Capítulo 1 – PREVISÃO DOS MOVIMENTOS ASSOCIADOS À CONSTRUÇÃO DE UM TÚNEL	
1.1 Introdução	7
1.2 Componentes dos movimentos associados à construção de túneis	9
1.3 Métodos de previsão dos movimentos associados à construção de túneis	12
1.4 Perfil transversal dos movimentos superficiais	21
1.4.1 Formulação	21
1.4.1.1 Curva de distribuição normal ou curva de Gauss	21
1.4.1.2 Curva de Yield Density	24
1.4.2 Estimativa do assentamento máximo ou do volume da bacia de subsidiência (curvas de Gauss e de Yield Density)	27
1.4.3 Estimativa da largura da bacia de subsidiência (curva de Gauss)	36
1.4.4 Estimativa dos parâmetros a e b da curva de Yield Density	42
1.5 Perfil longitudinal dos movimentos superficiais	43
1.6 Movimentos sub-superficiais	45
1.7 Assentamentos a longo prazo	50
Capítulo 2 – INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO DE TÚNEIS	
2.1 Introdução	57
2.1.1 Justificação da observação	57

2.1.2	Objectivos da observação	60
2.2	Planeamento	62
2.3	Informação a registar	65
2.4	Equipamentos de observação	67
2.4.1	Generalidades	67
2.4.2	Equipamentos para medições à superfície e para medição de efeitos sobre estruturas vizinhas	69
2.4.3	Equipamentos para medições de convergências	73
2.4.4	Medição de deslocamentos no interior do maciço	75
2.4.5	Medição das tensões instaladas nos suportes de betão	78
2.4.6	Medição das pressões transmitidas pelo terreno	81
2.4.7	Equipamentos para medições complementares	81
2.5	Localização dos aparelhos de observação e frequência das leituras	85
2.6	Recolha e tratamento da informação	86
2.7	Perspectivas Futuras	89

Capítulo 3 – O METROPOLITANO DE LISBOA

3.1	Introdução	91
3.2	Condições geológicas e geotécnicas de Lisboa	97
3.3	A Rede do Metropolitano de Lisboa até 1993	99
3.3.1	Estruturas	102
3.3.2	Construção das galerias em trincheira provisória	104
3.3.2.1	A construção em “vala estreita”	106
3.3.2.2	A construção em “vala larga”	111
3.3.3	Construção das galerias em túnel	111
3.3.3.1	Túneis construídos segundo o Método Belga	113

3.3.3.2	Túneis construídos segundo o Método de Bernold	119
3.4	Os novos métodos construtivos	122
3.4.1	Construção com escudo	123
3.4.2	Construção sequencial – “Novo Método Austríaco de Construção”	128
3.4.2.1	Considerações gerais	128
3.4.2.2	Construção sequencial em maciços terrosos	129
3.4.2.3	Suportes primário e final	133
3.4.2.4	Processo construtivo adoptado para os túneis do Metropolitano de Lisboa	136

Capítulo 4 – ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DOS TÚNEIS ESCAVADOS COM ESCUDO

4.1	Introdução	139
4.2	Observação das obras	141
4.3	Cais do Sodré – Baixa/Chiado – Rossio (Linha Verde) e Restauradores – Baixa/Chiado – Terreiro do Paço – Santa Apolónia (Linha Azul)	143
4.3.1	Descrição da obra	143
4.3.1.1	Condições geológicas e geotécnicas	143
4.3.1.2	Características geométricas e parâmetros do equipamento	144
4.3.2	Análise dos resultados de observação	145
4.3.2.1	Troço 63 – Cais do Sodré Baixa/Chiado	145
4.3.2.2	Troços 62 – Baixa/Chiado – Rossio e 60 – Baixa/Chiado – Restauradores	159
4.3.2.3	Troços 61 e 65 – Poço da Marinha – Terreiro do Paço – Santa Apolónia	169
4.4	Prolongamento da Linha Amarela Campo Grande – Poço de Ataque (Calçada de Carriche)	182
4.4.1	Descrição da obra	182

4.4.1.1	Condições geológicas e geotécnicas	182
4.4.1.2	Características geométricas e parâmetros do equipamento	183
4.4.2	Interferências à superfície	184
4.4.3	Análise dos resultados de observação	190
4.5	Conclusões	201

Capítulo 5 – ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DOS TÚNEIS ESCAVADOS SEQUENCIALMENTE

5.1	Introdução	207
5.2	Linha Vermelha Alameda – Oriente	208
5.2.1	Término da Estação da Alameda II	208
5.2.1.1	Descrição da obra	208
5.2.1.2	Análise dos resultados de observação	212
5.2.2	Término Oriente	217
5.2.2.1	Descrição da obra	217
5.2.2.2	Análise dos resultados de observação	222
5.3	Prolongamento da Linha Verde Campo Grande – Telheiras	229
5.3.1	Descrição da obra	229
5.3.2	Análise dos resultados de observação	233
5.4	Prolongamento da Linha Amarela Campo Grande – Odivelas	237
5.4.1	Término de Odivelas	237
5.4.1.1	Descrição da Obra	237
5.4.1.2	Análise dos resultados de observação	242
5.5	Prolongamento da Linha Azul Pontinha – Amadora Este	245
5.5.1	Descrição da obra	246
5.5.2	Análise dos resultados de observação	252
5.5.2.1	Túnel de Alfovelos	252

5.5.2.2	Túnel da Falagueira	255
5.6	Conclusões	259
CONSIDERAÇÕES FINAIS		267
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		275

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 1 – PREVISÃO DOS MOVIMENTOS ASSOCIADOS À CONSTRUÇÃO DE UM TÚNEL

Figura 1.1 Bacia de subsidência devido ao avanço da escavação de um túnel (Potts, 2001)	8
Figura 1.2 Componentes dos movimentos associados à passagem do escudo (Sugiyama <i>et al.</i> , 1999)	11
Figura 1.3 Componentes dos deslocamentos superficiais associados aos métodos de escavação sequencial	12
Figura 1.4 Simulação numérica tridimensional da abertura de um túnel construído de acordo com os princípios do NATM (Marques, 2006)	15
Figura 1.5 Modelos bidimensionais empregues na modelação numérica da abertura de um túnel: a) modelo transversal; b) modelo longitudinal; c) modelo axissimétrico. (Clough e Leca, 1989)	16
Figura 1.6 Simulação plana do processo construtivo de um túnel suportado.	17
Figura 1.7 Perfil transversal dos assentamentos superficiais (curva de Gauss) (Almeida e Sousa, 1998)	21
Figura 1.8 Resultante dos movimentos devidos à abertura de um túnel (adaptado de Potts, 2001).	23
Figura 1.9 Distribuição dos deslocamentos e das deformações horizontais à superfície do terreno, admitindo que os movimentos de todas as partículas do solo são dirigidos para o centro do túnel (Almeida e Sousa, 1998)	24
Figura 1.10 Curva de Yield Density – influência do parâmetro b na forma da bacia de subsidência (Celestino <i>et al.</i> , 2000)	26
Figura 1.11 Relação entre o assentamento máximo à superfície do terreno e o assentamento no coroamento em função da profundidade relativa do túnel (Atkinson e Potts, 1977)	28
Figura 1.12 Relações entre: a) δ_{vmax} e C/D; b) δ_{vmax}/D e H/D (Sugiyama <i>et al.</i> , 1999)	30

Figura 1.13 Influência da profundidade relativa do túnel no volume de solo perdido (Mair <i>et al.</i> , 1981)	34
Figura 1.14 Relação entre o factor de carga e o volume de solo perdido (Mair, 1983)	35
Figura 1.15 Ábaco de Peck para a determinação da abcissa do ponto de inflexão da curva de Gauss (Almeida e Sousa, 1998)	36
Figura 1.16 Métodos para a definição da largura da bacia de subsidência e do parâmetro i_x : a) Proposta de Cording e Hansmire (1975); b) proposta de Atewell (1978) (Almeida e Sousa, 1998)	37
Figura 1.17 Variação do parâmetro i_x com C/D: a) solos argilosos; b) solos arenosos(Sugiyama <i>et al.</i> , 1999)	38
Figura 1.18 Relação entre a abcissa do ponto de inflexão da curva de Gauss e a profundidade do eixo do túnel; a) túneis escavados em solos argilosos; b) túneis escavados em solos granulares (Mair e Taylor, 1997)	41
Figura 1.19 Comportamento proposto de maciços estratificados (Selby, 1988)	41
Figura 1.20 Perfil longitudinal dos assentamentos à superfície do terreno (Almeida e Sousa, 1998)	44
Figura 1.21 Função de probabilidade cumulativa (Almeida e Sousa, 1998)	44
Figura 1.22 Perfis tipo dos assentamentos em profundidade	46
Figura 1.23 Assentamentos observados devido à abertura de um túnel de 6,4m de diâmetro em argilas	49
Figura 1.24 Assentamentos imediatos e diferidos no tempo, originados pela abertura de um túnel nas argilas de Londres (Bowers <i>et al.</i> , 1996)	52
Figura 1.25 Evolução no tempo dos assentamentos máximos à superfície induzidos pela escavação de um túnel numa argila normalmente consolidada (O'Reilly <i>et al.</i> , 1991)	53
Figura 1.26 Evolução dos perfis transversais dos assentamentos superficiais induzidos pela escavação de um túnel numa argila normalmente consolidada (O'Reilly <i>et al.</i> , 1991; adaptado de Almeida e Sousa, 1998)	53

Capítulo 2 – INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO DE TÚNEIS

Figura 2.1 Equipamentos e dispositivos de observação de obras subterrâneas em meio urbano (Sousa, 2001)	69
Figura 2.2 Régua de Nivelamento (Tecnasol FGE, 2000)	70
Figura 2.3 Marca de nivelamento topográfico de superfície (Tecnasol FGE, 2000).	71
Figura 2.4 Bench mark (Tecnasol FGE, 2000).	71
Figura 2.5 Alvos topográficos.	71
Figura 2.6 Fissurómetro.	72
Figura 2.7 Estação total para leitura dos vários pontos objecto (Tecnasol FGE)	72
Figura 2.8 Detalhe de um electronível (Silva, 2001)	73
Figura 2.9 Convergenciómetro de fio do LNEC (Sousa, 2001)	74
Figura 2.10 Medição de convergências num túnel (Sousa, 2001)	74
Figura 2.11 Observação de convergências no suporte de um túnel por electroníveis (Sousa, 2001)	74
Figura 2.12 Extensómetro de superfície de cabeça tripla embutida.	75
Figura 2.13 Inclínómetro. a) sonda; b) cabo eléctrico com marcas equidistantes; c) caixa de leitura	76
Figura 2.14 Inclínómetro e sistema de medição (Sousa, 2001)	77
Figura 2.15 Células hidráulicas de tensão total (Sousa, 2001).	78
Figura 2.16 Instalação de células de pressão em suportes de betão projectado (Kimmance e Allen, 1996; Mair e Taylor, 1997).	79
Figura 2.17 a) Arranjo esquemático da sobre-carotagem; b) Pontos de medida (Celestino <i>et al.</i> , 1997).	80
Figura 2.18 Medição com o deflectómetro (Celestino <i>et al.</i> , 1997).	81
Figura 2.19 Extensómetro de fio de ínvar para medição de deslocamentos em paredes (Price <i>et al.</i> , 1994)	82
Figura 2.20 Water-level gauge (Price <i>et al.</i> , 1994)	82
Figura 2.21 Piezómetro hidráulico de dois tubos.	83
Figura 2.22 Exemplos de sismógrafos (Longo, 2006).	84
Figura 2.23 Localização de equipamentos de observação numa secção transversal tipo.	85

Capítulo 3 – O METROPOLITANO DE LISBOA

Figura 3.1 Evolução da Rede do Metropolitano de Lisboa 1959 – 2007.	95
Figura 3.2 Plano Geral da Rede do Metropolitano de Lisboa – 1948 (Brazão Farinha, 1995)	100
Figura 3.3 Escavação a céu aberto e moldagem da estrutura da galeria entre as estações Cidade Universitária e Campo Grande (Brazão Farinha, 1997).	101
Figura 3.4 Galeria de via simples abobadada, de soleira plana, construída a céu aberto	103
Figura 3.5 Galeria de via dupla geminada, de quadros rectangulares, em zona de recalçamento de prédios (Brazão Farinha, 1997).	104
Figura 3.6 Fases de construção a céu aberto das galerias pelo sistema de valas estreitas – escavação manual (Brazão farinha, 1997)	107
Figura 3.7 Fases da construção a céu aberto das galerias pelo sistema de valas estreitas – escavação mecanizada (Brazão Farinha, 1997)	108
Figura 3.8 Fases de construção a céu aberto dos átrios das estações Socorro, Intendente e Anjos (Brazão Farinha, 1997)	110
Figura 3.9 Fases de construção a céu aberto pelo sistema de “vala larga” – escavação mecanizada (Brazão Farinha, 1997)	112
Figura 3.10 Fases de execução (método belga) dos túneis do Parque Eduardo VII e da Avenida de Roma (Brazão Farinha, 1997)	114
Figura 3.11 Túnel do Jardim Zoológico – fases de construção (Brazão Farinha, 1997)	118
Figura 3.12 Construção da abóbada do túnel do Jardim Zoológico, segunda fase (75% da extensão total) (Brazão Farinha, 1997)	119
Figura 3.13 Extremidades dianteiras das lanças, vistas pelo interior (Brazão Farinha, 1997).	120
Figura 3.14 Extremidades dianteiras das lanças, vistas pelo exterior (Brazão Farinha, 1997).	121
Figura 3.15 Transporte da primeira cambota para a posição da frente (Brazão Farinha, 1997).	121
Figura 3.16 Princípio de funcionamento de um escudo perfurador (Whittaker e Frith, 1990)	124
Figura 3.17 Cortes longitudinal e transversais do escudo usado na escavação dos troços Cais do Sodré – Baixa/Chiado – Rossio (Linha Verde) e Restauradores –	

Baixa/Chiado – Terreiro do Paço – Santa Apolónia (Linha Azul) (Bosco e Correa, 1998)	125
Figura 3.18 Tuneladora usada na escavação do troço Campo Grande – Odivelas (linha Amarela).	125
Figura 3.19 Esquema de funcionamento de escudo com confinamento por contra pressão de terras –	127
Figura 3.20 Exemplo de revestimento definitivo empregue em túneis abertos com TBMs (Valente, 2002).	127
Figura 3.21 Prolongamento da Linha Verde Campo Grande – Telheiras. Faseamento construtivo.	131
Figura 3.22 Secção do túnel do Término de Odivelas executada ao abrigo de um guarda-chuva de jet grouting. (Melâneo <i>et al.</i> , 2004a).	132
Figura 3.23 Esquema de funcionamento de uma pregagem do tipo Swellex	135
Figura 3.24 Detalhe do sistema de impermeabilização de um túnel construído de acordo com os princípios do NATM (ICE, 1996; Almeida e Sousa, 1998).	136
Figura 3.25 Secção aberta (Melâneo <i>et al.</i> , 2004b)	137
Figura 3.26 Secção fechada (Melâneo <i>et al.</i> , 2004b)	137

Capítulo 4 – ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DOS TÚNEIS ESCAVADOS COM ESCUDO

Figura 4.1 Secção instrumentada tipo – Prolongamento da Linha Amarela	142
Figura 4.2 Fotografia da tuneladora usada na escavação dos troços Cais do Sodré – Baixa/Chiado – Rossio (Linha Verde) e Restauradores – Baixa/Chiado – Terreiro do Paço – Santa Apolónia (Linha Azul).	144
Figura 4.3 Anéis constituídos por seis aduelas de iguais dimensões e uma aduela de fecho.	145
Figura 4.4 Planta de localização da instrumentação do troço 63 – Cais do Sodré – Baixa/Chiado.	146
Figura 4.5 Perfil longitudinal dos troços 63 – Cais do Sodré – Baixa/Chiado e 62 Baixa/Chiado – Rossio	147

Figura 4.6 Planta de localização do jet grouting para recalçamento do edifício da estação da CP no Cais do Sodré.	149
Figura 4.7 Secção transversal P4: colunas de jet grouting para recalçamento do edifício da estação da CP no Cais do Sodré.	150
Figura 4.8 Secção P7 do troço 63. Perfil transversal.	151
Figura 4.9 Perfil transversal dos deslocamentos verificados na secção P7 do troço 63: a) passagem do escudo; b) deformação associada à passagem do escudo; c) deformação final.	152
Figura 4.10 Secção P9 do troço 63. a) Perfil transversal; b) Perfil longitudinal dos assentamentos registados na marca M0.	153
Figura 4.11 Secção P10A do troço 63. a) Perfil transversal; b) Perfil longitudinal dos assentamentos registados na marca M0.	154
Figura 4.12 Perfil longitudinal marca Mo da secção P12 do troço 63.	156
Figura 4.13 Perfil longitudinal marca Mo da secção P14 do troço 63.	156
Figura 4.14 Troço 63. Assentamentos observados e bacias de subsidência.	157
Figura 4.15 Troço 63. Categoria de danos expectáveis em edifícios situados na vizinhança da obra.	159
Figura 4.16 Planta de localização da instrumentação do troço 62 – Baixa/Chiado – Rossio.	160
Figura 4.17 Planta de localização da instrumentação do troço 60 – Baixa/Chiado – Restauradores.	161
Figura 4.18 Perfil longitudinal dos troços 60 – Baixa/Chiado – Restauradores e 61 – Baixa/Chiado – Terreiro do Paço	162
Figura 4.19 Perfil longitudinal da marca colocada sobre o eixo da secção P39, do troço 62.	164
Figura 4.20 Troço 62. Assentamentos observados e bacias de subsidência.	164
Figura 4.21 Perfil longitudinal dos movimentos da marca ME0 da secção P42 do troço 60.	165
Figura 4.22 Troço 60. Assentamentos observados e bacias de subsidência.	166
Figura 4.23 Perfil longitudinal dos assentamentos superficiais medidos na marca ME0 da secção P38 a) troço 62; b) troço 60.	167
Figura 4.24 Bacia de subsidência final (troço 62+troço 60) da secção P40.	167
Figura 4.25 Bacia de subsidência final (troço 62+troço 60) da secção P41.	168

Figura 4.26 Troços 62 e 60. Categoria de danos expectáveis em edifícios situados na vizinhança da obra.	168
Figura 4.27 Planta de localização da instrumentação do troço 61 – Poço da Marinha – Terreiro do Paço.	170
Figura 4.28 Planta de localização da instrumentação do troço 65 – Terreiro do Paço – Santa Apolónia. Secções P96 a P116	171
Figura 4.29 Planta de localização da instrumentação do troço 65 – Terreiro do Paço – Santa Apolónia. Secções P114 a P129.	172
Figura 4.30 Perfil longitudinal dos deslocamentos verticais medidos na marca ME0 e no extensómetro E0 selado a 2m do coroamento do túnel da secção P92 do troço 61.	175
Figura 4.31 Perfil longitudinal dos assentamentos superficiais medidos na marca M0 da secção P93 do troço 61.	176
Figura 4.32 Perfil longitudinal dos deslocamentos verticais medidos na marca ME0 e no extensómetro E0 da secção P96 do troço 65.	176
Figura 4.33 Perfil longitudinal dos deslocamentos verticais medidos na marca ME0 e no extensómetro E0 da secção P104 do troço 65.	178
Figura 4.34 Perfil longitudinal dos deslocamentos verticais medidos na marca M0 da secção P115 do troço 65.	178
Figura 4.35 Perfil longitudinal dos deslocamentos verticais medidos na marca M0 e no extensómetro E0 selado a 2m do túnel da secção P122 do troço 65.	179
Figura 4.36 Perfil longitudinal dos deslocamentos verticais medidos na marca M0 da secção P119 do troço 65.	179
Figura 4.37 Troço 61. Assentamentos observados e bacias de subsidência.	180
Figura 4.38 Troço65. Assentamentos observados e bacias de subsidência das secções P96, P97, P99, P100 e P101.	180
Figura 4.39 Troço 65. Assentamentos observados e bacias de subsidência das secções P103, P104, P105, P106, P107 e P110.	181
Figura 4.40 Troço 65. Assentamentos observados e bacias de subsidência das secções P113, P114, P115, P116 e P124.	181
Figura 4.41 Troços 61 e 65. Categoria de danos expectáveis em edifícios situados na vizinhança da obra.	182
Figura 4.42 Fotografia da tuneladora usada na escavação do troço Campo Grande – Odivelas da Linha Amarela.	184

Figura 4.43 a) Planta de localização das secções instrumentadas e b) Perfil longitudinal do prolongamento da linha Amarela Campo Grande – Poço de ataque (Calçada de Carriche).	186
Figura 4.44 Categoria de danos estimados em projecto e verificados em obra para as interferências a) 7 e 8 e b) 9 e 10.	193
Figura 4.45 Troço 50. Assentamentos observados e bacias de subsidência.	196
Figura 4.46 Perfil longitudinal dos deslocamentos verticais medidos na marca M0 da secção S108 do troço 49.º.	199
Figura 4.47 Perfil longitudinal dos deslocamentos verticais medidos na marca M0 da secção S109 do troço 49.º.	199
Figura 4.48 Categoria de danos estimados em projecto e verificados em obra para as interferências 3, 2.2, 2.1 e 1.1.	200
Figura 4.49 Formações Miocénicas. Variação da distância do ponto de inflexão da bacia de subsidência ao eixo de simetria do túnel, i , com a profundidade do eixo do túnel, H .	202
Figura 4.50 Formações Aluvionares. Variação da distância do ponto de inflexão da bacia de subsidência ao eixo de simetria do túnel, i , com a profundidade do eixo do túnel, H .	202
Figura 4.51 Depósitos superficiais. Variação da distância do ponto de inflexão da bacia de subsidência ao eixo de simetria do túnel, i , com a profundidade do eixo do túnel, H .	202
Figura 4.52 Formações Miocénicas. Volume da bacia de subsidência, V_a .	203
Figura 4.53 Formações Aluvionares. Volume da bacia de subsidência, V_a .	203
Figura 4.54 Depósitos superficiais. Volume da bacia de subsidência, V_a .	203
Figura 4.55 Formações Miocénicas. Bacias de subsidência obtidas através da conjugação dos limites dos intervalos de confiança de V_a e K .	205
Figura 4.56 Formações Miocénicas. Limites do intervalo de confiança de 90% da bacia de subsidência para uma profundidade $H = 20\text{m}$ e um diâmetro $D = 9,71\text{m}$.	205
Figura 4.57 Formações Aluvionares. Limites do intervalo de confiança de 90% da bacia de subsidência para uma profundidade $H = 20\text{m}$ e um diâmetro $D = 9,71\text{m}$.	206
Figura 4.58 Depósitos superficiais. Limites do intervalo de confiança de 90% da bacia de subsidência para uma profundidade $H = 21\text{m}$ e um diâmetro $D = 9,71\text{m}$.	206

Capítulo 5 – ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DOS TÚNEIS ESCAVADOS SEQUENCIALMENTE

Figura 5.1 Secção longitudinal do túnel do Término da Estação Alameda II (Malato <i>et al.</i> , 1998)	209
Figura 5.2 Término da Estação Alameda II. Faseamento construtivo. (Malato <i>et al.</i> , 1998).	210
Figura 5.3 Término da Estação Alameda II. Localização dos dispositivos de observação instalados nas secções principais. (Almeida e Sousa <i>et al.</i> , 2001).	212
Figura 5.4 Resultados da observação: a) evolução no tempo dos assentamentos medidos nas marcas situadas sobre o eixo de simetria do túnel na secção S69; b) evolução da posição da frente de escavação e do fecho da soleira (Almeida e Sousa <i>et al.</i> , 2001).	213
Figura 5.5 Evolução ao longo do traçado do túnel dos assentamentos máximos medidos nas marcas profundas e nas marcas superficiais localizadas sobre o eixo de simetria (Almeida e Sousa <i>et al.</i> , 2001).	214
Figura 5.6 Término da Estação da Alameda II. Assentamentos observados e bacias de subsidência da secção S99.	215
Figura 5.7 Categorias dos danos expectáveis para as secções do Término da Alameda, de acordo com os resultados de observação.	216
Figura 5.8 Término do Oriente. Planta esquemática do traçado e perfil geotécnico do maciço (adaptado de Martins <i>et al.</i> , 2004)	218
Figura 5.9 Término do Oriente. Túnel DMC Norte. Esquema de localização dos edifícios e das secções de instrumentação (adaptado de Valente, 2002)	219
Figura 5.10 Término do Oriente. Emboquilhamento do túnel DMC Norte a partir do Túnel dos Ventiladores: 1-eixo do túnel; 2-dreno a vácuo; 3-drenos sub-horizontais; 4-pregagens; 5-enfilagens (colunas de jet grouting); 6-betão projectado reforçado com malha de aço. (Martins <i>et al.</i> , 2004)	220
Figura 5.11 Término do Oriente. Esquema da localização dos dispositivos de observação nas secções principais do túnel DMC Norte. (Martins <i>et al.</i> , 2004).	222
Figura 5.12 Término do Oriente. Assentamentos observados e bacias de subsidência da secção PV4.	222
Figura 5.13 Término do Oriente. Assentamentos observados e bacias de subsidência das secções PV3, S1, S2 e S3.	223

Figura 5.14 Término do Oriente. Assentamentos observados e bacias de subsidência das secções PV1 e S4.	223
Figura 5.15 Término do Oriente. Assentamentos observados e bacias de subsidência das secções S5, S6, S7 e S8.	223
Figura 5.16 Término do Oriente. Assentamentos observados e bacias de subsidência das secções S10, S11, S12, S13 e S14.	224
Figura 5.17 Término do Oriente. Assentamentos observados e bacias de subsidência das secções S15, S16 e S17.	224
Figura 5.18 Categorias dos danos expectáveis para as secções do Término do Oriente, de acordo com os resultados de observação.	228
Figura 5.19 Prolongamento da Linha Verde Campo Grande – Telheiras. Perfil longitudinal.	229
Figura 5.20 Prolongamento da Linha Verde Campo Grande – Telheiras. Processo Construtivo.	232
Figura 5.21 Prolongamento da Linha Verde Campo Grande – Telheiras. Secções de observação: a) Troço 46.º, secções S3, S4 e S5; b) Troço 47.º, secções S3, S4, S5, S6 e S7; c) Troço 47.º, secções S8 e S9; d) Troço 47.º, secção S13.	234
Figura 5.22 Prolongamento da Linha Verde Campo Grande – Telheiras. Troço 46º. Assentamentos observados e bacias de subsidência das secções S3, S4 e S5.	235
Figura 5.23 Prolongamento da Linha Verde Campo Grande – Telheiras. Troço 47º. Assentamentos observados e bacias de subsidência das secções S3, S5, S6, S7, S8, S9 e S13.	235
Figura 5.24 Categorias dos danos expectáveis para as secções dos troços 46.º e 47.º do prolongamento da linha Verde Campo Grande – Telheiras, de acordo com os resultados de observação.	236
Figura 5.25 Prolongamento da Linha Amarela Campo Grande – Odivelas (Melâneo <i>et al.</i> , 2004a)	237
Figura 5.26 Término de Odivelas (Melâneo <i>et al.</i> , 2004a)	237
Figura 5.27 Término de Odivelas. Perfil geológico e geotécnico interpretativo. (Melâneo <i>et al.</i> , 2004a)	238
Figura 5.28 Secção tipo I (Túnel do Término). Faseamento em secção aberta. (Melâneo <i>et al.</i> , 2004a)	240
Figura 5.29 Secção tipo II (Túnel do Posto de Tracção). Faseamento em secção fechada. (Melâneo <i>et al.</i> , 2004a)	241

Figura 5.30 Posto de tracção (escavação).	241
Figura 5.31 Posto de tracção (revestimento).	241
Figura 5.32 Término de Odivelas. Plano de Observação. Planta e secções tipo. (Melâneo, <i>et al.</i> 2004a).	242
Figura 5.33 Término de Odivelas. Assentamentos observados e bacias de subsidência.	243
Figura 5.34 Término de Odivelas. Evolução do perfil longitudinal dos assentamentos na secção S2.	244
Figura 5.35 Término de Odivelas. Categorias dos danos expectáveis para as secções, de acordo com os resultados de observação.	245
Figura 5.36 Prolongamento da Linha Azul entre a Pontinha e a Amadora (Melâneo <i>et al.</i> , 2004b)	245
Figura 5.37 Túnel de Alfovelos. Planta e perfil longitudinal. (Melâneo <i>et al.</i> , 2004b)	246
Figura 5.38 Túnel da Falagueira. Planta e perfil longitudinal.	247
Figura 5.39 Túnel de Alfovelos. Secção aberta. (Melâneo <i>et al.</i> , 2004b).	249
Figura 5.40 Túnel de Alfovelos. Secção fechada (Melâneo <i>et al.</i> , 2004b).	249
Figura 5.41 Secção de instrumentação tipo.	250
Figura 5.42 Túnel de Alfovelos. Planta de instrumentação.	250
Figura 5.43 Túnel da Falagueira. Planta de instrumentação.	251
Figura 5.44 Prolongamento da Linha Azul Pontinha – Amadora Este. Túnel de Alfovelos. Assentamentos observados e bacias de subsidência.	253
Figura 5.45 Prolongamento da Linha Azul Pontinha – Amadora Este. Túnel de Alfovelos. Evolução do perfil longitudinal dos assentamentos sobre o eixo do túnel com o posicionamento da frente de escavação.	254
Figura 5.46 Prolongamento da Linha Azul Pontinha – Amadora Este. Categorias dos danos expectáveis para as secções do Túnel de Alfovelos, de acordo com os resultados de observação.	255
Figura 5.47 Prolongamento da Linha Azul Pontinha – Amadora Este. Túnel da Falagueira – Posto de tracção. Assentamentos observados e bacias de subsidência para as secções S3N, S4N e S6N.	256
Figura 5.48 Prolongamento da Linha Azul Pontinha – Amadora Este. Túnel da Falagueira. Assentamentos observados e bacias de subsidência para as secções S2P a S16P.	257

Figura 5.49 Prolongamento da Linha Azul Pontinha – Amadora Este. Túnel da Falagueira. Assentamentos observados e bacias de subsidência para as secções S17P a S26P.	257
Figura 5.50 Prolongamento da Linha Azul Pontinha – Amadora Este. Túnel da Falagueira. Evolução do perfil longitudinal dos assentamentos sobre o eixo do túnel com o posicionamento da frente de escavação.	258
Figura 5.51 Categorias dos danos expectáveis para as secções do Túnel da Falagueira do prolongamento da linha Azul, de acordo com os resultados de observação.	259
Figura 5.52 Formações Miocénicas. Variação da distância do ponto de inflexão da bacia de subsidência ao eixo de simetria do túnel, i , com a profundidade do eixo do túnel, H .	260
Figura 5.53 Formações de Benfica. Variação da distância do ponto de inflexão da bacia de subsidência ao eixo de simetria do túnel, i , com a profundidade do eixo do túnel, H .	260
Figura 5.54 Formações do Cretácio Superior. Variação da distância do ponto de inflexão da bacia de subsidência ao eixo de simetria do túnel, i , com a profundidade do eixo do túnel, H .	261
Figura 5.55 Formações Miocénicas. Volume da bacia de subsidência, V_a .	261
Figura 5.56 Formações de Benfica. Volume da bacia de subsidência, V_a .	261
Figura 5.57 Formações do Cretácio Superior. Volume da bacia de subsidência, V_a .	262
Figura 5.58 Formações Miocénicas. Bacias de subsidência obtidas através da conjugação dos limites dos intervalos de confiança de V_a e K .	263
Figura 5.59 Formações Miocénicas. Limites do intervalo de confiança de 90% da bacia de subsidência para uma profundidade $H=24m$ e um diâmetro $D=8,00m$.	264
Figura 5.60 Formações de Benfica. Limites do intervalo de confiança de 90% da bacia de subsidência para uma profundidade $H=22m$ e um diâmetro $D=8,55m$.	264
Figura 5.61 Formações do Cretácio Superior. Limites do intervalo de confiança de 90% da bacia de subsidência para uma profundidade $H=14,4m$ e um diâmetro $D=10,00m$.	265

ÍNDICE DE QUADROS

Capítulo 1 – PREVISÃO DOS MOVIMENTOS ASSOCIADOS À CONSTRUÇÃO DE UM TÚNEL

Quadro 1.1 Detalhes de análises 3D Elementos Finitos (adaptado de Franzius, 2003)	14
Quadro 1.2 Assentamentos superficiais máximos em milímetros (Fujita, 1982)	29
Quadro 1.3 Volume de solo perdido em maciços coerentes (O’Reilly e New, 1982)	32

Capítulo 4 – ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DOS TÚNEIS ESCAVADOS COM ESCUDO

Quadro 4.1 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do troço 63.	148
Quadro 4.2 Classificação de danos visíveis nas paredes segundo Boscardin e Cording (1989) e complementada com as recomendações da AFTES (1995).	158
Quadro 4.3 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do troço 62.	163
Quadro 4.4 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do troço 60.	165
Quadro 4.5 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do troço 61.	173
Quadro 4.6 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do troço 65.	173
Quadro 4.7 Identificação de interferências na passagem do escudo (Melâneo, 2000).	188
Quadro 4.8 Medidas adoptadas (Melâneo, 2000).	189
Quadro 4.9 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do troço 52.	191

Quadro 4.10 Valores adoptados em projecto para a análise do risco de danos nas interferências 10, 9, 8 e 7 (Melâneo, 2000).	192
Quadro 4.11 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do troço 51.	194
Quadro 4.12 Valores adoptados em projecto para a análise do risco de danos para a interferência 6 (Melâneo, 2000)	195
Quadro 4.13 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do troço 50.	195
Quadro 4.14 Valores adoptados em projecto para a análise do risco de danos para a interferência 4 (Melâneo, 2000)	197
Quadro 4.15 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do troço 49.	198
Quadro 4.16 Valores adoptados em projecto para a análise do risco de danos para as interferências 3, 2.2, 2.1 e 1.1 (Melâneo, 2000)	200
Quadro 4. 17 Intervalos de variação dos parâmetros K e V_a , de acordo com o maciço escavado.	201
Quadro 4. 18 Volume da bacia de subsidência, V_a . Parâmetros estatísticos.	204
Quadro 4.19 $K = i / H$. Parâmetros estatísticos.	204

Capítulo 5 – ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DOS TÚNEIS ESCAVADOS SEQUENCIALMENTE

Quadro 5.1 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do término da Estação Alameda II.	216
Quadro 5.2 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do término do Oriente.	225
Quadro 5.3 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do prolongamento da Linha Verde.	234
Quadro 5.4 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do túnel do término de Odivelas.	242

Quadro 5.5 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do túnel de Alfoanelos do Prolongamento da Linha Azul.	252
Quadro 5.6 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do túnel da Falagueira do Prolongamento da Linha Azul.	256
Quadro 5.7 Intervalos de variação dos parâmetros K e V_a , de acordo com o maciço escavado.	260
Quadro 5.8 Volume da bacia de subsidência, V_a . Parâmetros estatísticos.	262
Quadro 5.9 $K = i / H$. Parâmetros estatísticos.	262

SIMBOLOGIA

Não obstante os símbolos utilizados no texto serem definidos, à medida que vão aparecendo e de forma que os respectivos significados não suscitem dúvidas, considera-se pertinente apresentar uma listagem de alguns dos mais importantes.

Alfabeto latino

- a* -raio da secção transversal de um túnel circular;
-parâmetro definidor da curva tipo *yield density* que ajusta o perfil transversal dos assentamentos;
- b* -parâmetro definidor da curva tipo *yield density* que ajusta o perfil transversal dos assentamentos;
- C* -espessura do recobrimento do túnel;
- cu* -resistência não drenada;
- D* -diâmetro da secção transversal de um túnel circular;
- e* -espessura do suporte;
-base do logaritmo neperiano;
- H* -profundidade do eixo do túnel;
- i* -distância do ponto de inflexão da curva de Gauss ao eixo de simetria do túnel;
- i_x* -distância do ponto de inflexão da curva de Gauss ao eixo de simetria do túnel;
- K* -razão entre a distância do ponto de inflexão da curva de Gauss ao eixo de simetria e a profundidade do eixo do túnel (i/H);
- N* -número de estabilidade;
- R* -raio do túnel;

V	-volume;
V_a	-volume da bacia de subsidência por metro linear de túnel;
V_p	-volume de perdas de solo por metro linear de túnel;
V_t	-volume de solo escavado por unidade de comprimento de túnel;
x, y, z	-coordenadas cartesianas;
z	-profundidade (em relação à superfície do terreno);
z_0	-profundidade do eixo do túnel;

Alfabeto grego

β	-distorção angular máxima induzida à superfície; -parâmetro que define a aproximação da curva de Gauss a um triângulo isósceles;
δ	-deslocamento; -folga interior existente entre o escudo e os anéis do suporte;
δ_v	deslocamento vertical à superfície;
$\delta_{v\ max}$	deslocamento vertical máximo à superfície;
δ_{vc}	deslocamento vertical no coroamento do túnel;
ε	extensão;
ε_a	extensão axial;
ε_h	extensão horizontal;
γ	peso volúmico médio do terreno;
$\gamma_{\ max}$	distorção máxima do solo;
λ	taxa de desconfinamento;
θ	direcção circunferencial;

Abreviaturas

AFTES -Association Française des Travaux en Souterrain;
ASCE -American Society of Civil Engineering;

HSE -Health and Safety Executive;
ICE -The Institution of Civil Engineering;
NATM -New Austrian Tunnelling Method.

Considerações iniciais

O crescimento acentuado de muitas cidades e áreas metropolitanas em todo o mundo tem conduzido a uma redução do espaço urbano disponível e, conseqüentemente, a uma ocupação cada vez mais intensiva do espaço subterrâneo para a instalação de sistemas de transportes integrados e sistemas de utilidades públicas, nomeadamente telecomunicações, abastecimento de água, drenagem de esgotos, fornecimento de gás e electricidade. Esta localização de certos equipamentos e funções em subterrâneo permite libertar a superfície para fins mais nobres, contribuindo fortemente para a melhoria da qualidade de vida das populações vivendo em áreas densamente povoadas.

Fundamentalmente, por facilidade de acesso, os túneis, construídos com os fins acima referidos, são abertos a pequenas profundidades, pelo que inicialmente na sua construção foi utilizada a técnica de céu aberto (*cut-and-cover*). Recentemente, esta tendência está sendo invertida, uma vez que as populações estão cada vez mais exigentes em termos de danos, prejuízos e impactos durante a construção e também, devido aos altos custos, com interferências com infraestruturas já existentes.

Para além destes aspectos, a construção de túneis totalmente em subterrâneo, tem-se tornado cada vez mais atractiva devido à conjugação de diversos factores que têm permitido a redução de custos e um incremento da fiabilidade e segurança. Os principais desses factores são: i) o desenvolvimento de

novos métodos e técnicas construtivas, capazes de fazer face a situações geológicas e geotécnicas particularmente difíceis; ii) a melhoria dos projectos, onde a observação desempenha um papel cada vez mais importante, como forma de racionalizar e otimizar a execução da obra, e o dimensionamento da respectiva estrutura de suporte.

À construção de túneis superficiais estão sempre associados movimentos no maciço envolvente, podendo resultar em danos nas estruturas e infraestruturas situadas na vizinhança das obras. Assim, uma questão que o projectista terá que resolver é a de acautelar estes danos, pelo que a estimativa dos deslocamentos no maciço é de importância fundamental, podendo mesmo dizer-se, como o fazia Peck (1969), que se trata de um assunto de maior importância que o cálculo das forças sobre os revestimentos, já que estas são relativamente fáceis de absorver em túneis a pequenas profundidades.

A previsão da grandeza dos deslocamentos associados à abertura de determinado túnel, em particular à superfície do terreno, levando em conta os numerosos factores intervenientes, exige naturalmente a utilização da via numérica, nomeadamente do método dos elementos finitos, através do qual é possível estimar simultaneamente as pressões de terra e os esforços mobilizados no suporte. No entanto, as dificuldades frequentemente encontradas na quantificação daqueles factores, bem como a complexidade dos modelos de cálculo susceptíveis de os considerar a todos, faz com que a previsão dos deslocamentos seja, muitas vezes, realizada recorrendo a vias simplificadas, como são os casos dos métodos de natureza empírica.

Os métodos empíricos, de fácil e rápida utilização, constituem a única alternativa para, nas fases preliminares do projecto, onde não existe qualquer informação quantitativa sobre o comportamento dos terrenos, prever a ordem de grandeza dos deslocamentos esperados e aferir a necessidade ou não de medidas adicionais de melhoramento e (ou) reforço do maciço. O seu emprego deve ser sempre efectuado com muita precaução e espírito crítico e nunca descuidando a compreensão física do fenómeno, uma vez que muitos dos parâmetros geotécnicos que controlam os movimentos induzidos não são considerados.

A maioria dos métodos empíricos baseia-se na hipótese de que a distribuição transversal dos assentamentos à superfície tem a forma aproximada da curva de

uma distribuição normal (curva de Gauss) invertida. A principal diferença entre os vários métodos que utilizam a curva de Gauss para representar o perfil transversal dos assentamentos reside na forma de estimar os dois parâmetros que definem a curva. Estes parâmetros, assentamento máximo ou volume da bacia de subsidiência e distância do ponto de inflexão da curva ao eixo do túnel, são quase sempre determinados através de correlações estatísticas, baseadas em casos históricos, e atendendo a um pequeno número de parâmetros essenciais, como a dimensão e profundidade da escavação.

Como a maioria dos casos históricos, referenciados na bibliografia, dizem respeito à observação de túneis abertos nas Argilas de Londres por escudos de frente aberta, a utilização daquelas correlações a túneis abertos em outro tipo de maciços, com diferentes técnicas construtivas, deve merecer algumas reticências.

Prevedo-se que a tendência para a construção de túneis superficiais, na cidade de Lisboa, se mantenha no futuro, parece ser de extrema importância que a estimativa empírica dos assentamentos induzidos pela sua escavação se possa basear em dados obtidos em obras executadas na cidade com técnicas construtivas semelhantes.

É neste contexto esboçado que se insere o presente trabalho. Nele se procuram sintetizar os principais resultados fornecidos pela instrumentação dos túneis do Metropolitano de Lisboa construídos nos últimos 10 anos, uma vez que interessaram a maioria das unidades geológicas existentes.

Para concretizar os objectivos propostos foram desenvolvidas as linhas de actuação seguintes:

- i. revisão da bibliografia no âmbito da previsão dos movimentos induzidos no maciço envolvente pela construção de túneis superficiais, dos métodos e processos construtivos e da instrumentação e observação deste tipo de obras geotécnicas;
- ii. enquadramento histórico do Metropolitano de Lisboa;
- iii. análise dos resultados de observação dos túneis do Metropolitano de Lisboa, executados entre 1994 e 2004, quer através de tuneladora quer por construção sequencial, gentilmente cedidos pelo dono de obra.

A tese que se apresenta encontra-se estruturada em cinco capítulos, para além das considerações iniciais e finais.

No primeiro capítulo são referidos os métodos para previsão dos movimentos associados à construção de um túnel: os métodos numéricos; os métodos derivados numericamente; os métodos analíticos e, especialmente, os métodos de natureza empírica e semi-empírica. São também descritas as formulações mais usuais para a descrição do perfil transversal e do perfil longitudinal dos movimentos superficiais e dos movimentos sub-superficiais, sendo também apresentadas diversas estimativas dos parâmetros envolvidos nas diversas formulações. Nesta abordagem foram utilizados os resultados publicados na bibliografia da especialidade. Por último, é feita uma referência aos movimentos ocorridos a longo prazo.

No segundo capítulo é abordada a questão do controlo e observação das obras, sendo apresentados a sua justificação e objectivos, as medições mais importantes a efectuar, respectivos equipamentos de medida e sua localização. São indicados métodos de recolha e tratamento da informação bem como algumas sugestões para o estabelecimento de um adequado programa de observação.

No terceiro capítulo é feito um enquadramento histórico do aparecimento do metropolitano como meio de transporte e, em particular, do Metropolitano de Lisboa. São referidos os pontos mais relevantes da evolução do Metropolitano de Lisboa e é feita uma apresentação das técnicas construtivas passadas e actuais.

No quarto capítulo apresentam-se os resultados de observação dos túneis escavados com escudo, e analisa-se o comportamento verificado nos troços Cais do Sodré – Baixa/Chiado – Rossio (Linha Verde), Restauradores – Baixa/Chiado – Terreiro do Paço – Santa Apolónia (Linha Azul) e Prolongamento da Linha Amarela Campo Grande – Poço de Ataque (Calçada de Carriche). Estes troços foram, geralmente, abertos em formações aluvionares recentes e em formações Miocénicas, com recobrimentos que variam entre os 8,5m e os 42,5m através de dois escudos com confinamento por contra pressão de terras (TBM-EPB).

No quinto capítulo são apresentados os resultados de observação relativos aos túneis escavados sequencialmente, bem como a análise ao comportamento verificado nos túneis do Término da Estação Alameda II e do Término da Estação do Oriente (Linha Vermelha), do Prolongamento da Linha Verde Campo Grande –

Telheiras, do Término de Odivelas (Linha Amarela), da Falagueira e de Alfovelos (Linha Azul). Estes túneis apresentam profundidades compreendidas entre 14,40m e 38,20m, tendo sido escavados em formações Miocénicas, na formação de Benfica e no Complexo Vulcânico de Lisboa.

Nas considerações finais são apresentadas as principais conclusões do trabalho efectuado.

Capítulo 1

PREVISÃO DOS MOVIMENTOS ASSOCIADOS À CONSTRUÇÃO DE UM TÚNEL

1.1 Introdução

A alteração do estado de tensão devido à escavação faz com que a construção de túneis cause inevitavelmente movimentos no maciço envolvente. No caso de túneis superficiais, estes movimentos propagam-se até à superfície do terreno originando bacias de subsidência (Figura 1.1). Em consequência, edifícios, túneis ou outras infraestruturas existentes em zonas abrangidas por estes efeitos podem ser afectados de forma mais ou menos severa, como aconteceu na construção da Jubilee Line Extension em Londres, em que, de acordo com Potts *et al.* (1997), grande parte das acções judiciais interpostas estava relacionada com os danos induzidos pela construção.

Assim, um aspecto essencial do projecto de um túnel em zona urbana é o de acautelar estes possíveis danos (Frischmanm *et al.*, 1994), pelo que a estimativa dos deslocamentos no maciço, nomeadamente à superfície do terreno, e a avaliação dos seus potenciais efeitos nas estruturas são de importância fundamental, considerando mesmo Peck (1969) que se tratam de questões de maior importância que o cálculo das forças sobre os revestimentos, uma vez que estas são relativamente fáceis de absorver em túneis a pequenas profundidades.

A estimativa dos deslocamentos induzidos pode ser feita recorrendo a vários métodos, nomeadamente à modelação numérica supondo, em geral, a superfície do terreno livre, isto é, desprezando o efeito das edificações aí existentes, e a métodos empíricos que se baseiam em observações efectuadas em obras semelhantes em

solos do mesmo tipo. Neste primeiro capítulo serão apresentados alguns destes métodos empregues na estimativa de tais deslocamentos.

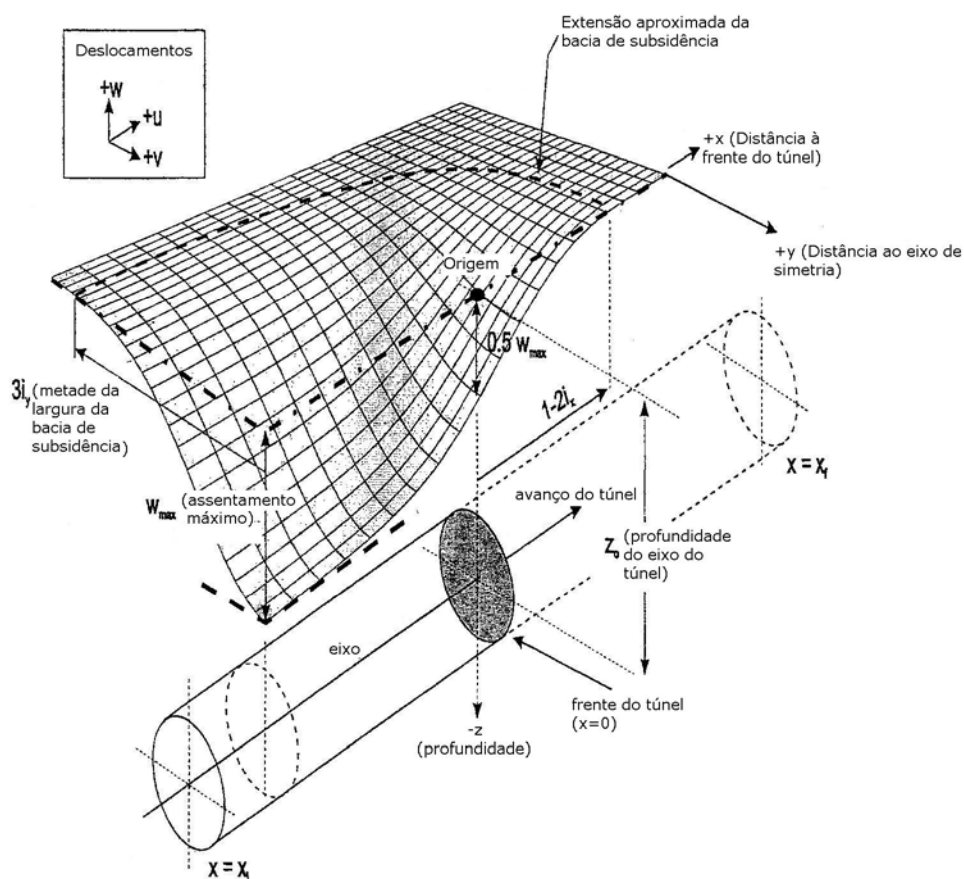


Figura 1.1 Bacia de subsidência devido ao avanço da escavação de um túnel (Potts, 2001)

A avaliação dos danos é, geralmente, efectuada recorrendo a critérios que relacionam os movimentos de uma zona e os danos causados em edificações nela existentes, quase todos eles baseados em casos semelhantes. Se os danos previstos não forem compatíveis com a segurança das edificações terão que ser equacionadas algumas alternativas (Almeida e Sousa, 1998), consistindo a primeira em comparar os preços de reparação dos danos com os das medidas necessárias para garantir a preservação. Se este procedimento não for possível ou aceitável, terão de ser consideradas outras hipóteses: i) escolha de um método construtivo mais eficiente no controlo das deformações; ii) melhoramento das características mecânicas do maciço, alterando algumas das suas propriedades ou introduzindo determinados elementos de reforço; iii) reforço das fundações antes de iniciar a escavação do túnel.

1.2 Componentes dos movimentos associados à construção de túneis

Os deslocamentos associados à construção de túneis podem ter três origens distintas (Hanya, 1977; Guedes de Melo e Santos Pereira, 1997; Almeida e Sousa, 1998; Hashimoto *et al.*, 1999):

1. associada a trabalhos preliminares como, por exemplo, o rebaixamento do nível freático;
2. associada ao movimento do solo para o vazio criado pela abertura do túnel, o qual é definido pelo volume de solo perdido (V_p) que representa o volume de maciço que ao deformar-se cruza o perímetro teórico da escavação;
3. associada aos fenómenos de consolidação e compressão do solo, originados pela variação das pressões de água nos poros subsequente à construção do túnel e correspondente variação das tensões efectivas, com especial importância em terrenos finos compressíveis.

Os deslocamentos com a primeira origem ocorrem antes do início da escavação. Os deslocamentos com a segunda origem, muito dependentes do método de construção empregue, ocorrem durante a fase construtiva num intervalo de tempo relativamente reduzido, ao contrário dos deslocamentos com a terceira origem que acontecem de forma diferida no tempo, fundamentalmente após a colocação do suporte.

Para o caso de túneis escavados sob a protecção de escudos, os deslocamentos superficiais causados podem dividir-se tipicamente em seis componentes, de acordo com a Figura 1.2 (Pinto e Costa, 1997; Mair, 1998; Lee *et al.*, 1999; Sugiyama *et al.*, 1999). A primeira e a última destas componentes estão associadas à primeira e terceira origem, respectivamente, enquanto que as restantes quatro estão associadas ao movimento do solo para o vazio criado pela abertura do túnel.

Componente 1 – Deformação anterior – parcela da deformação que ocorre muito antes da chegada do escudo; no caso de túneis escavados em areias, pode dever-se ao abaixamento do nível freático.

Componente 2 – Aproximação do escudo – parcela da deformação, que ocorre imediatamente antes da chegada da frente, resulta do equilíbrio entre a pressão do maciço a escavar e a pressão de suporte do túnel

(esta componente da deformação pode ser especialmente importante no caso do uso de escudos em túneis abertos em argilas – nas argilas de Londres, por exemplo, são observados movimentos do solo significativos, antes da frente, devido ao alívio de tensões (Ward, 1969; Mair e Taylor, 1993)).

Componente 3 — Passagem do escudo — o assentamento superficial aumenta ligeiramente devido ao alívio de tensões induzido pela máquina, e/ou pelas tensões de corte geradas na superfície de escavação durante a passagem do corpo da tuneladora, esta parcela do assentamento pode ser apreciável se os bordos cortantes forem de espessura considerável ou se existirem problemas em manter o alinhamento do escudo.

Componente 4 — Passagem da cauda — a existência de um vazio entre o perímetro de escavação e o revestimento do túnel leva a que os solos em cedência à volta da abertura do túnel tenham tendência a deformar-se para o referido espaço anelar.

Componente 5 — Deformação do suporte - após a passagem da cauda é possível ainda assistir a uma deformação do suporte com o desenvolvimento das pressões do maciço sobre o suporte; no entanto esta deformação é geralmente pequena em comparação com as restantes componentes do assentamento assim que o anel de revestimento esteja completo.

Componente 6 — Assentamento posterior — esta última parcela do assentamento é causada pelo distúrbio do maciço devido à passagem do escudo, ou seja, pela dissipação dos excessos de pressão neutra eventualmente gerados até serem atingidos os valores de equilíbrio a longo prazo, em argilas moles este assentamento pode ser importante; contudo, em condições adequadas do escudo não deverão ser modificadas as pressões intersticiais do maciço, pelo que os assentamentos correspondentes não serão significativos.

O assentamento total pode ser efectivamente reduzido através do bom controlo da escavação durante as fases de escavação associadas às componentes 2, 3 e 4, o que leva também a uma redução da magnitude do assentamento durante a fase de escavação associada à componente 6 (Sugiyama *et al.*, 1999). A componente 2 pode ser inexistente ou poderá mesmo corresponder a uma pequena subida do maciço se a pressão na frente for cuidadosamente controlada quando são

usadas tuneladoras com controlo de pressão na frente. A componente 4 do assentamento pode ser minimizada pelo preenchimento do vazio com calda de cimento (ou, no caso de revestimentos expansíveis, se o revestimento for expandido contra o terreno o mais cedo possível). Quando tal não acontece, este assentamento desenvolve-se muito rapidamente após o avanço da cauda do escudo para lá da secção em causa.

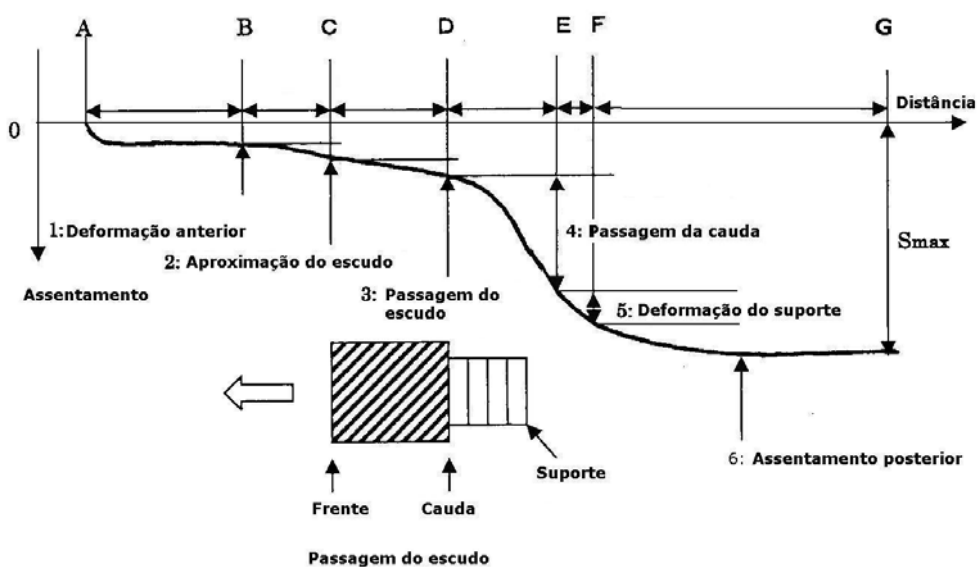


Figura 1.2 Componentes dos movimentos associados à passagem do escudo (Sugiyama *et al.*, 1999)

Nos casos em que não é usado um escudo, como por exemplo quando é usado um revestimento de betão projectado, são cinco as componentes dos deslocamentos superficiais (Figura 1.3). A primeira e a última componentes são iguais à primeira e sexta componentes do deslocamento referidas para o caso em que é usada uma tuneladora e continuam, portanto, associadas à primeira e terceira origens dos deslocamentos anteriormente referidas. As restantes três componentes estão associadas ao processo construtivo, mais concretamente ao movimento do solo para o vazio criado pela abertura do túnel.

Componente 1 — Deformação anterior.

Componente 2 — Aproximação da frente de escavação — parcela da deformação que ocorre antes da chegada da frente e resulta da descompressão do maciço com a aproximação da cavidade.

Componente 3 — Escavação — o assentamento superficial aumenta devido ao alívio de tensões induzido pela escavação.

Componente 4 — Deformação do suporte — com o desenvolvimento das pressões do maciço sobre o suporte, após o seu fecho, é possível ainda assistir à sua deformação, no entanto, esta deformação é geralmente pequena em comparação com as restantes componentes do assentamento.

Componente 5 — Assentamento posterior.

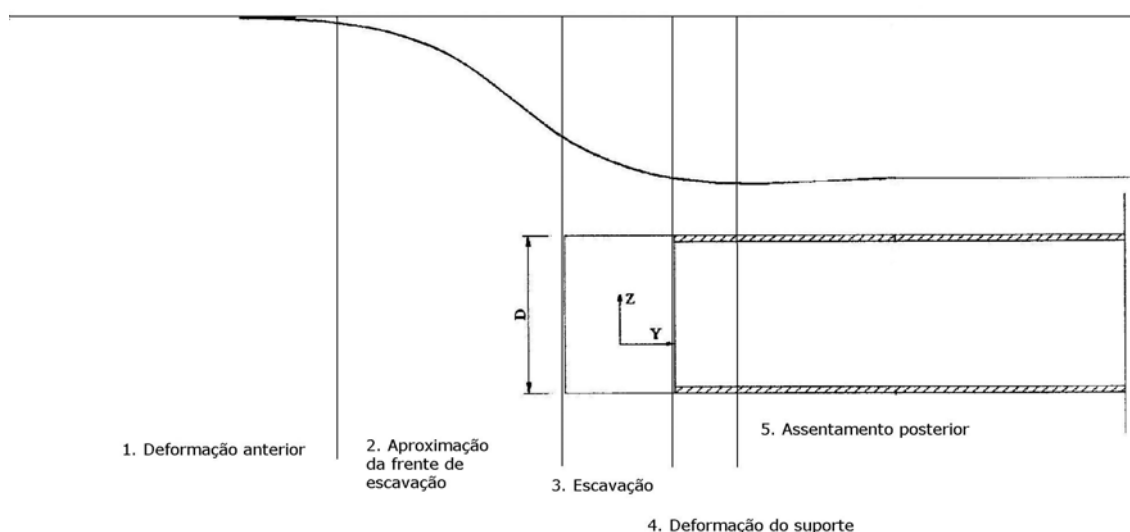


Figura 1.3 Componentes dos deslocamentos superficiais associados aos métodos de escavação sequencial.

1.3 Métodos de previsão dos movimentos associados à construção de túneis

Para que a previsão dos deslocamentos tenha utilidade, ela deve ter em conta o efeito de diversos parâmetros, tais como: a profundidade e o diâmetro do túnel; o procedimento construtivo; o estado de tensão inicial e o comportamento tensão-deformação do solo à volta do túnel (Reséndiz e Romo, 1981).

Logo, de forma a ser possível prever a grandeza dos deslocamentos no maciço envolvente de um túnel, deslocamentos esses que provêm de diferentes fontes, é necessário ter em conta os diversos factores intervenientes. Ora, tal exige naturalmente a utilização da via numérica (recorrendo a programas de cálculo

automático), nomeadamente do método dos elementos finitos, o que vem também possibilitar a estimativa simultânea das pressões de terra e dos esforços mobilizados no suporte.

Tem sido afirmado, por diversos autores, que o processo de construção de um túnel é claramente um problema 3D e, portanto, devem ser usadas análises 3D para modelação da construção de túneis. No Quadro 1.1 apresentam-se vários estudos 3D. Ainda que a primeira publicação date de 1981, a maioria dos estudos incluídos neste quadro são posteriores a 1998. O desenvolvimento dos meios computacionais e a consequente redução do tempo necessário para a sua realização vieram viabilizar o recurso a este tipo de análises. Contudo, grande parte dos estudos elaborados refere-se, na maioria das vezes, a túneis ou estações escavados de acordo com os princípios do NATM (Marques, 2006).

Apesar de algumas previsões numéricas diferirem dos valores observados, a variedade de problemas analisados demonstra a flexibilidade das simulações numéricas (Franzius, 2003).

Na Figura 1.4 representa-se uma malha de elementos finitos utilizada num estudo numérico de Marques (2006). Pode observar-se a desactivação sequencial dos elementos finitos que constituem o maciço a escavar e a activação dos elementos que representam o suporte e, caso necessário, de elementos de junta para simular a interface entre o maciço e o suporte.

A principal dificuldade neste tipo de modelação reside na definição da malha de elementos finitos que contemple, à partida, uma distribuição de elementos que permita efectuar as sucessivas fases de escavação e instalação do suporte com a geometria pretendida (Marques, 2006).

No entanto, os resultados obtidos através das análises numéricas, nomeadamente pelo método dos elementos finitos, apresentam consideráveis limitações no que respeita à previsão dos movimentos devidos à escavação. Ainda que os assentamentos máximos à superfície apresentem, muitas vezes, valores semelhantes aos observados, o mesmo não acontece com os valores da máxima distorção e dos deslocamentos verticais no coroamento do túnel derivados dos cálculos, valores estes que são francamente distintos dos observados durante a construção.

Quadro 1.1 Detalhes de análises 3D Elementos Finitos (adaptado de Franzius, 2003)

Autores	Material	K ₀	D [m]	H [m]	Malha ou grelha		Túnel Comp. [m]	Programa
					Largura [m]	Comp. [m]		
Katzenbach & Breth, 1981	Elástico não linear	0,8	6,7	15,2	35,0 5,2D	59,0 8,8D		
Lee & Rowe, 1991	Elástico perf. plástico transv. anisotr.	0,85	2,5	8	19,5 7,8D	37,0 15D	20,0 8D	FEM3D
Desari <i>et al.</i> , 1996	Elástico não linear perf. plástico (SDMCC)	1,0	8,0	25,0	40,0 5,0D	50,0 6,3D	40,0 5,0D	CRISP
Almeida e Sousa, 1998	Modelo de Lade Elástico perf. plástico		10,2	12	30,0	52,8		FEMEP
Augarde <i>et al.</i> , 1998; Burd <i>et al.</i> , 2000	Elásto-plástico não linear	1,0	5,0	10,0	2x60,0 12,0D	60,0 12,0D	60,0 12,0D	OXFEM
Komiya <i>et al.</i> , 1999	Elástico perf. plástico anisotr.	0,55	3,7	33,0				
Dias <i>et al.</i> , 2000	Elástico perf. plástico	0,36 0,43	9,8	25,0			45,0 4,6D	Flac3D
Tang <i>et al.</i> , 2000	Elástico perf. plástico transv. anisotr.	1,5	8,6	25,0	80,0 9,5D	95,0 11,1D	67,5 7,8D	Abaqus
Guedes & Santos Pereira, 2000	Elástico	0,5 1,0	6,0	9,0	60,0 10D	54,0 9,0D	28,0 4,5D	Abaqus
Vermeer <i>et al.</i> , 2002	Elástico perf. plástico	0,66	8,0	2,0	55,0 6,9D	100,0 12,5D	80,0 10D	Plaxis
Dolezalová, 2002	Elástico linear perf. plástico / elástico não linear perf. plástico	0,5 1,5	3,76 X2,75	15,7	22,0 6,7D	51,0 15,5D	36,0 10,9D	CRISP
Lee & Ng, 2002	Elástico perf. plástico	0,5 1,5	9,0	22,5	75,0 8,3D	101,25 11,25D	77,0 5,5D	Abaqus
Valente, B., 2002		0,60 0,80	11,5	26,0	100,0	125,0	80,0	FEMELADE3D
Marques, F., 2006	Modelo elasto-plástico de Lade	0,55	7,5	11,2	50,0	84,0		FEME

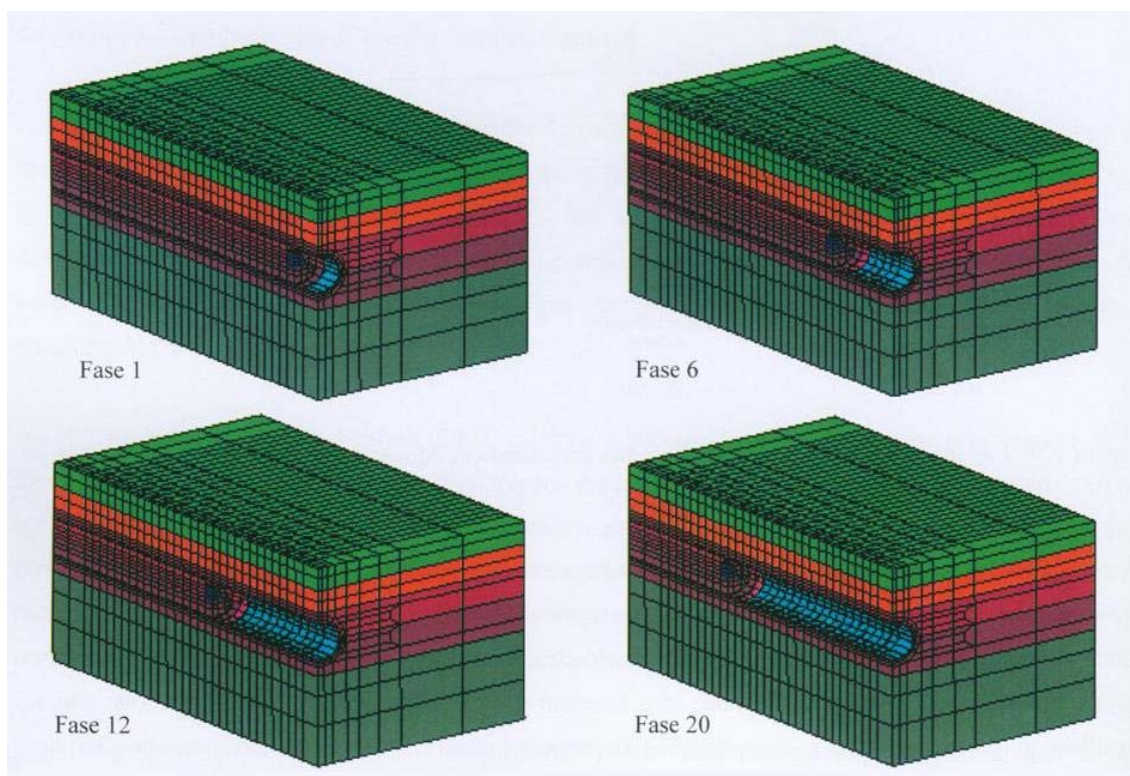


Figura 1.4 Simulação numérica tridimensional da abertura de um túnel construído de acordo com os princípios do NATM. (Marques, 2006).

Outros factores que não facilitam a utilização de análises 3D são a dificuldade de definir e reproduzir as condições de fronteira exactas associadas à escavação do túnel e à colocação do revestimento e, por outro lado, o facto de análises realísticas envolverem o uso de modelos constitutivos do solo não lineares complexos, a consideração conjunta do comportamento entre o maciço e a pressão de água nos poros, bem como modelos de elementos finitos tridimensionais (Shin *et al.*, 2002). Assim, as análises 3D ainda são raramente usadas, sendo mais comum a utilização de análises 2D.

De facto, por um lado, o equilíbrio final é atingido em condições de deformação plana e, por outro, as dificuldades de tratamento dos equilíbrios tridimensionais, levam a que seja corrente a abordagem do problema por meio de formulações em estado plano de deformação, usando diversas metodologias simplificadas para a consideração da tridimensionalidade. No entanto, há que fazer uma ressalva: a abordagem plana está reservada aos casos em que as características geotécnicas e geométricas, ao longo do eixo do túnel, se mantêm praticamente constantes e a direcção desse eixo coincide com uma das direcções principais de anisotropia do maciço e do estado de tensão inicial (Almeida e Sousa,

1998). Para as análises em estado plano de deformação, existem diversas aproximações de modo a ter em conta a redistribuição de tensões à frente da face de escavação (Franzius, 2003).

Na Figura 1.5 estão ilustrados os três modelos utilizados na simulação plana da abertura de túneis em maciços terrosos: a) modelo transversal, b) modelo longitudinal e c) modelo axissimétrico.

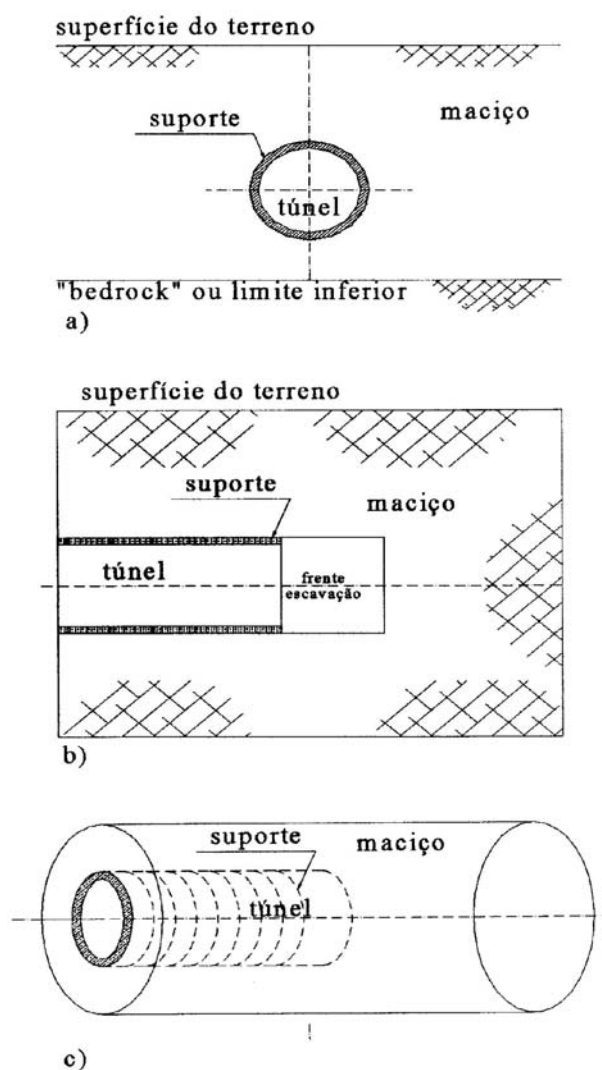


Figura 1.5 Modelos bidimensionais empregues na modelação numérica da abertura de um túnel: a) modelo transversal; b) modelo longitudinal; c) modelo axissimétrico (Clough e Leca, 1989).

A maioria das análises de problemas de túneis envolve aproximações 2D de deformação plana, nas quais uma secção perpendicular ao eixo do túnel é considerada (Shin *et al.*, 2002). Embora estas análises tenham sido úteis e convenientes no passado, elas têm também alguns inconvenientes, já que é

necessário partir de hipóteses severas para simular a construção do túnel. Presentemente, estão disponíveis diversos métodos, envolvendo factores empíricos: método de percentagem de descarga (Panet e Guenet, 1982); método de rigidez reduzida (Swoboda, 1979); método do volume perdido (Potts e Addenbrooke, 1997) e método *gap* (Rowe *et al.*, 1983). Estas análises baseiam-se no denominado modelo transversal. Uma das técnicas mais utilizadas para converter o problema tridimensional num problema plano, consiste em substituir a acção estabilizadora do núcleo situado adiante da frente por uma pressão de suporte fictícia aplicada sobre a parede e variando de acordo com a distância à frente, de modo a que os deslocamentos verificados considerando o equilíbrio plano sejam semelhantes aos que resultariam do equilíbrio tridimensional (Marques, 2006). Na Figura 1.6 representa-se o efeito do avanço da escavação através da redução gradual da tensão aplicada na parede, desde um valor inicial equivalente ao estado de tensão inicial até um valor nulo (Marques, 2006).

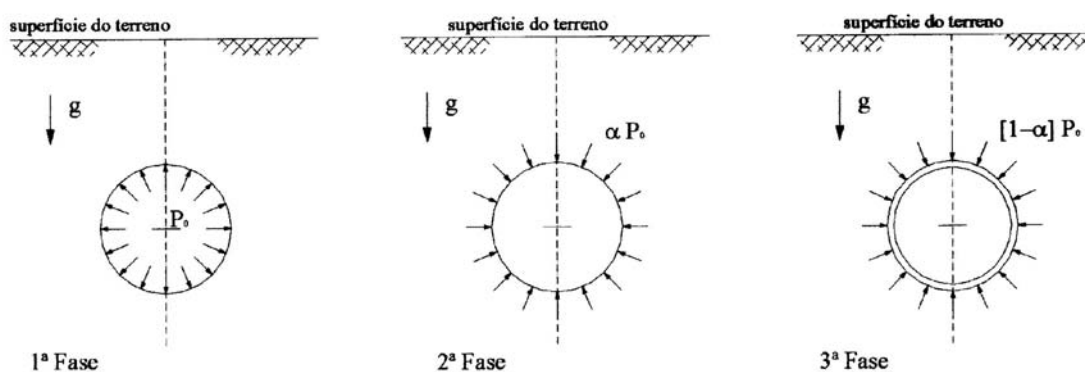


Figura 1.6 Simulação plana do processo construtivo de um túnel suportado.

O modelo longitudinal corresponde a uma análise em deformação plana numa secção vertical contendo o eixo do túnel. Este modelo permite avaliar os efeitos (deslocamentos e redistribuições de tensões) que ocorrem adiante da frente de escavação e associados ao avanço desta, bem como analisar a estabilidade da frente de escavação mas, o seu interesse é limitado pelo facto de os resultados serem demasiado pessimistas, uma vez que o túnel é representado por um retângulo de largura infinita.

Uma alternativa às análises 2D de deformação plana é fornecida pelas análises axissimétricas, nas quais o eixo do túnel é usado como eixo de simetria.

Contudo estas análises estão teoricamente restringidas a estruturas axissimétricas, nas quais a geometria, as condições iniciais do maciço e as propriedades dos materiais não variam na direcção circunferencial, (θ), o que implica que a secção do túnel seja circular e que o solo seja isotrópico, homogéneo e infinito em extensão, com um estado de tensão inicial isotrópico. Consequentemente, estas análises não são válidas para túneis superficiais onde a presença da superfície e o efeito da gravidade têm uma influência significativa no comportamento do túnel, mas apenas para túneis profundos (Shin *et al.*, 2002).

A complexidade dos modelos de cálculo em que são considerados todos os factores intervenientes, assim como as dificuldades constantemente encontradas na determinação desses mesmos factores, leva a que a referida previsão dos deslocamentos seja ainda quase sempre realizada através do recurso a vias simplificadas, como sejam os métodos derivados numericamente, os métodos analíticos e, especialmente, os métodos de natureza empírica e semi-empírica (Almeida e Sousa, 1998).

Vários autores formularam métodos derivados numericamente. Como exemplo, é possível citar os métodos de Reséndiz e Romo (1981), de Ito e Hisatake (1982), de Pierau (1982), e de Hisatake (1994). O método de Reséndiz e Romo, apresentado detalhadamente por Mineiro (1985), utiliza o método dos elementos finitos, como modo de avaliar os deslocamentos induzidos pela escavação com auxílio de um escudo de túneis em solos brandos. Almeida e Sousa (1998) refere que as análises numéricas realizadas levaram em consideração um comportamento não linear para o solo (modelo hiperbólico) e adoptaram dois tipos de representação 2D, uma longitudinal e outra transversal. A representação longitudinal tem como objectivo obter os deslocamentos associados à escavação da frente e ao avanço do escudo, enquanto a representação transversal possibilita a simulação dos movimentos devidos ao fecho da folga entre a superfície escavada e o revestimento, à injeção do preenchimento da folga e à consolidação do solo remexido em torno da abertura. A sobreposição dos deslocamentos obtidos pelas duas análises permite a obtenção dos deslocamentos totais associados à construção do túnel. A solução desenvolvida por Reséndiz e Romo (1981) inclui as principais fontes causadoras de assentamentos com excepção dos efeitos de consolidação do solo resultantes da alteração da pressão neutra em volta do túnel. No entanto, o modelo necessita de verificação através da observação em obra de todas as variáveis envolvidas, de modo a que possa ser atribuída confiança total aos

resultados. Contudo, túneis construídos nas argilas moles da cidade do México vieram confirmar as previsões de assentamentos conseguidas com este método (Romo e Reséndiz, 1982).

Existem variadas formulações analíticas que permitem o estudo dos equilíbrios gerados num maciço perturbado pela escavação de um túnel. Porém, estes métodos sofrem de bastantes limitações em virtude das hipóteses que lhes são inerentes (geometria, lei constitutiva do solo, litologia, estado de tensão inicial e condições de fronteira) serem comumente muito limitativas, em especial no caso de túneis superficiais. Como exemplo citam-se as formulações de Mair e Taylor (1993) e Verruijt (1997). Os primeiros adoptaram soluções elásticas perfeitamente plásticas mas sem considerarem a presença da superfície e o peso gravítico, enquanto o segundo desenvolveu uma complexa solução variável que considera a superfície livre e uma profundidade limitada do túnel mas sem ter em conta o peso gravítico ou o solo em cedência. Grande parte destas formulações restringe-se à definição do novo campo de tensões gerado pela escavação, não se ocupando com a determinação do campo de deslocamentos, uma vez que o problema é complexo (Bernat, 1996; Almeida e Sousa, 1998). Consequentemente, não será razão de admiração o facto de ser pequeno o número de métodos de cálculo analítico que permitem a determinação dos deslocamentos associados à abertura de um determinado túnel. Contudo, é possível nomear ainda as formulações propostas por Berry (1977), Clough e Schmidt (1981), Lo *et al.* (1984) e Sagaseta (1987 e 1988), sem esquecer que os seus resultados apenas podem servir para uma previsão da ordem de grandeza dos deslocamentos associados à abertura do túnel.

Por último, os métodos de natureza empírica e semi-empírica baseiam-se nas observações efectuadas em túneis construídos com características semelhantes, ou seja, túneis construídos em solos do mesmo tipo, tendo em atenção um reduzido número de parâmetros essenciais como a geometria (dimensões e profundidade) e a deformabilidade do maciço, que é admitido como elástico e isotrópico. Embora não contabilizando muitos dos parâmetros geotécnicos que influenciam a deformação, estes métodos são aqueles a que mais frequentemente se recorre, já que são de fácil e rápida utilização. Durante as fases preliminares do projecto, quando não se encontra disponível qualquer informação quantitativa sobre o comportamento do solo, estes métodos chegam mesmo a constituir a única alternativa para se prever a ordem de grandeza dos

deslocamentos esperados e estabelecer a necessidade ou não de medidas adicionais de melhoramento ou reforço do maciço.

No entanto, as bases de dados que originaram a maioria destes métodos empíricos e semi-empíricos encontram-se desactualizadas em virtude da evolução dos métodos construtivos, que permitem agora a construção de túneis originando muito menores deformações no maciço envolvente.

É importante não esquecer que a maioria dos métodos de natureza empírica e semi-empírica disponíveis apenas fornecem estimativas de deslocamentos a curto prazo. Na maioria dos casos, as campanhas de medição terminam com a conclusão da obra, o que leva a que não sejam muitos os dados disponíveis sobre os deslocamentos a longo prazo. Contudo, grande parte dos assentamentos associados à construção de um túnel ocorre durante a sua escavação, ou seja, a curto prazo. Após a colocação do suporte, essas deformações tendem a ser muito menores, desde que não ocorram significativas alterações no campo de tensões ou das pressões intersticiais no solo em torno do túnel como as que surgem associadas, por exemplo, às situações em que o túnel funciona como dreno do maciço (Guedes de Melo e Santos Pereira, 1997). A justificação detalhada para este facto pode encontrar-se no ponto 1.7 *Assentamentos a longo prazo*.

Na maioria dos casos, os deslocamentos a curto prazo são os de maior importância na avaliação da segurança das estruturas e infraestruturas situadas nas imediações da obra. A não consideração dos deslocamentos a longo prazo não é, em geral, problemática.

Na secção seguinte são apresentados diversos métodos empíricos e semi-empíricos para a previsão dos movimentos associados à construção de túneis.

1.4 Perfil transversal dos movimentos superficiais

1.4.1 Formulação

1.4.1.1 Curva de distribuição normal ou curva de Gauss

Litwiniszyn (1956), admitindo a natureza discreta do solo e tratando a subsidência originada pela abertura de um túnel como um problema estocástico (embora na realidade tal não se verifique, como foi salientado por De Mello e Sozio, 1983), postulou a hipótese de aproximar a distribuição transversal dos assentamentos (componentes verticais dos deslocamentos) à superfície através de uma curva de distribuição normal, ou curva de Gauss, invertida (Figura 1.7) (Almeida e Sousa, 1998).

Esta hipótese foi reforçada por Schmidt (1969) e Peck (1969) no seguimento do trabalho de observação de assentamentos sobre aberturas mineiras desenvolvido por Martos (1958). Posteriormente, foi corroborada por muitos outros autores, como Hanya (1977), Attewell (1978), Attewell e Woodman (1982), O'Reilly e New (1982) ou Rankin (1988) através de resultados fornecidos pela instrumentação de muitas obras (Almeida e Sousa, 1998; Mair, 1998).

É então na hipótese de aproximação pela curva de Gauss que quase todos os métodos de estimativa do perfil transversal dos assentamentos se baseiam. Potts (2001) justifica ainda a utilização comum da curva de Gauss com o facto de ser uma idealização que tem consideráveis vantagens matemáticas.

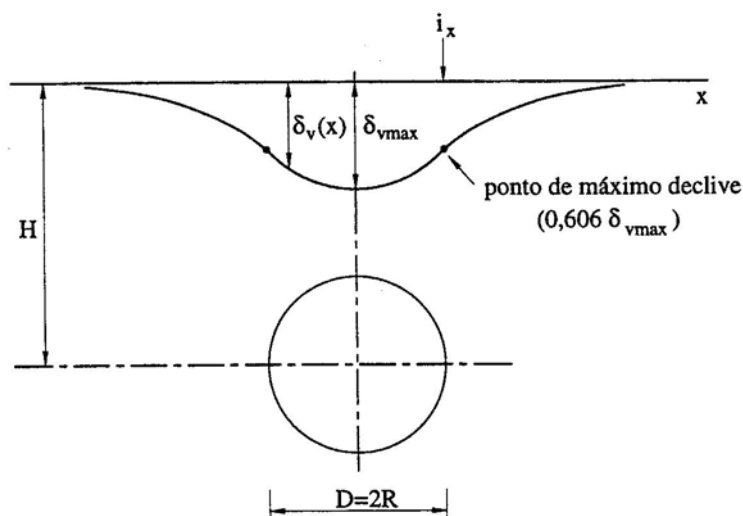


Figura 1.7 Perfil transversal dos assentamentos superficiais (curva de Gauss) (Almeida e Sousa, 1998)

Esta curva é descrita pela seguinte equação:

$$\delta_v(x) = \delta_{v \max} \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{2 \cdot i_x^2}\right) \quad (1.1)$$

sendo δ_v o assentamento em qualquer ponto da curva à distância x do eixo de simetria; $\delta_{v \max}$ o assentamento máximo no eixo de simetria e i_x o valor de x correspondente ao ponto de inflexão da curva, onde ocorre o máximo declive (ou distorção angular) e no qual o assentamento é de $0,606 \cdot \delta_{v \max}$.

O volume da bacia de subsidência, isto é o volume de solo deslocado à superfície por unidade de comprimento de túnel (V_a) obtém-se por integração da curva de Gauss:

$$V_a = \int \delta_v(x) \cdot dx = \sqrt{2 \cdot \pi} \cdot i_x \cdot \delta_{v \max} \quad (1.2)$$

Substituindo $\delta_{v \max}$ obtido de (1.2) em (1.1), tem-se como expressão geral do assentamento à superfície:

$$\delta_v(x) = \frac{V_a}{\sqrt{2 \cdot \pi} \cdot i_x} \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{2 \cdot i_x^2}\right) \quad (1.3)$$

A primeira derivada da expressão (1.3) permite obter o declive do perfil transversal dos assentamentos:

$$\frac{d\delta_v(x)}{dx} = \frac{-V_a \cdot x}{\sqrt{2 \cdot \pi} \cdot i_x^3} \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{2 \cdot i_x^2}\right) \quad (1.4)$$

A curvatura é dada pela segunda derivada:

$$\frac{d^2\delta_v(x)}{dx^2} = \frac{V_a}{\sqrt{2 \cdot \pi} \cdot i_x^3} \cdot \left(\frac{x^2}{i_x^2} - 1\right) \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{2 \cdot i_x^2}\right) \quad (1.5)$$

A distribuição dos deslocamentos horizontais à superfície do terreno pode ser dada pela equação:

$$\delta_h(x) = \frac{x \cdot \delta_v(x)}{H} \quad (1.6)$$

admitindo que os movimentos de todas as partículas do solo são dirigidos para o centro do túnel (Figura 1.8), tal como foi demonstrado por O'Reilly e New (1982) e sendo H a profundidade do eixo do túnel.

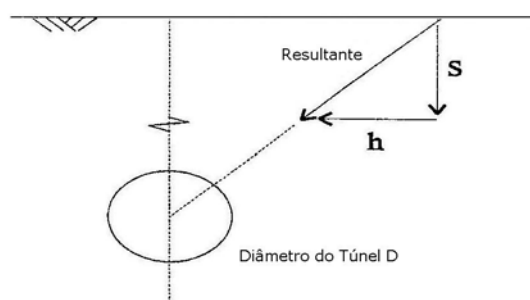


Figura 1.8 Resultante dos movimentos devidos à abertura de um túnel (adaptado de Potts, 2001).

Logo, as respectivas deformações horizontais serão dadas por:

$$\varepsilon_h(x) = \frac{d\delta_h(x)}{dx} = \frac{1}{H} \cdot \left(1 - \frac{x^2}{i_x^2} \right) \cdot \delta_v(x) \quad (1.7)$$

Das equações (1.6) e (1.7) é possível concluir que os deslocamentos horizontais à superfície são nulos sobre o eixo de simetria e que os seus valores máximos se verificam nos pontos de inflexão da curva de distribuição normal que representa os assentamentos superficiais (Figura 1.9). É ainda possível constatar que as deformações horizontais são de compressão na área compreendida entre os pontos de inflexão e de tracção na área exterior. Já a máxima deformação de compressão ocorre sobre o eixo vertical de simetria, enquanto a tracção máxima se dá a uma distância de $i_x \cdot \sqrt{3}$ (Almeida e Sousa, 1998).

Os diferentes métodos que se servem da curva de Gauss para representar a curva de assentamentos distinguem-se na forma de estimar os dois parâmetros que permitem definir a curva (Fontoura e Barbosa, 1985; Almeida e Sousa, 1998). Como se mostrou previamente, a curva é definida pelos parâmetros $\delta_{v \max}$ ou V_a e i_x . Estes são quase sempre determinados através de correlações estatísticas baseadas em casos históricos e fazendo uso, quando muito, de uma descrição qualitativa do solo (Almeida e Sousa, 1998), como se mostra mais à frente.

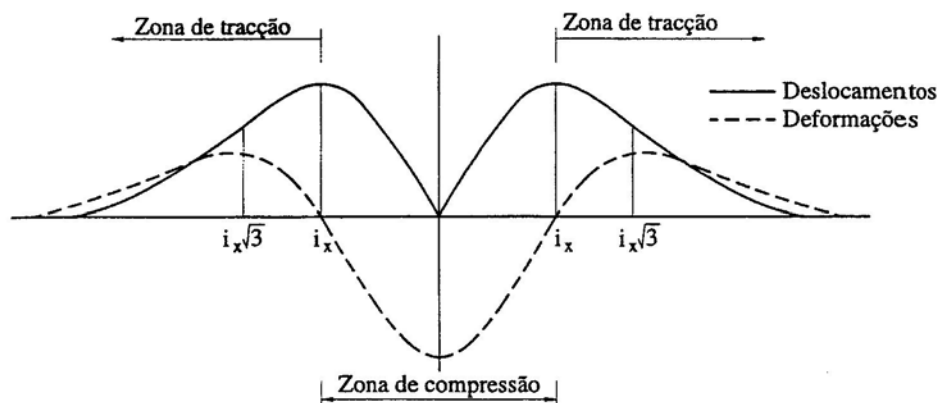


Figura 1.9 Distribuição dos deslocamentos e das deformações horizontais à superfície do terreno, admitindo que os movimentos de todas as partículas do solo são dirigidos para o centro do túnel (Almeida e Sousa, 1998)

1.4.1.2 Curva de Yield Density

Tal como foi referido anteriormente, a curva de Gauss aparenta ajustar-se bem aos dados relativos aos assentamentos da maioria dos túneis. Contudo, Cording e Hansmire (1975) e Cording (1991) referem que, no caso de túneis abertos em solos granulares e nos casos em que os deslocamentos associados à escavação são muito elevados, o perfil transversal dos assentamentos superficiais afasta-se da curva de Gauss, concentrando-se os movimentos na zona do túnel (Almeida e Sousa, 1998). Sempre que $\delta_{v\ max}$ seja superior a $0,5\%D$, os movimentos concentram-se na zona do túnel, pelo que a curva de Gauss não é adequada (Pinto e Costa, 1997).

Discrepâncias importantes podem surgir dependendo da extensão da área de cedência em redor da abertura. Nos casos em que grandes volumes de massas de solo em cedência ocorrem, as distorções obtidas através da aproximação com a curva de Gauss tendem a ser substancialmente menores que os valores reais (Celestino *et al.* 2000a). Uma vez que a distorção é um dos principais parâmetros na estimativa de danos nas estruturas, o uso da curva de Gauss, como forma de aproximação da distribuição dos assentamentos superficiais, pode levar a uma sub-estimativa dos danos.

Estas discrepâncias devem-se ao facto de a curva de Gauss ser pouco flexível, já que depende de apenas dois parâmetros ($\delta_{v \max}$ ou V_a e i_x). É largamente admitido que o assentamento no ponto de inflexão da curva (i_x) não corresponde a 60% do assentamento total, como se obtém a partir da curva de Gauss. Por outro lado, outra limitação de que sofre a aproximação através da curva de Gauss é o facto de traduzir o aumento da máxima distorção como sendo linearmente proporcional ao aumento do assentamento máximo, o que mais uma vez contraria os resultados de observação (Celestino *et al.*, 2000a).

Os factos expostos levaram vários autores a procurarem uma formulação mais flexível e que melhor se ajustasse aos resultados de observação de túneis. Na sequência desta procura, e após a análise de dezenas de bacias de assentamento de túneis escavados principalmente em argilas moles e rijas, Celestino e Ruiz (1998) concluíram que curvas do tipo *yield-density*, de três parâmetros, eram as que melhor se ajustavam aos resultados de observação.

Então, os assentamentos são expressos por curvas de três parâmetros (Celestino *et al.*, 2000a):

$$\delta_v(x) = \frac{\delta_{v \max}}{1 + \left(\frac{|x|}{a}\right)^b} \quad (1.8)$$

em que δ_v é o assentamento em qualquer ponto da curva à distância x do eixo de simetria, $\delta_{v \max}$ é o assentamento máximo no eixo de simetria, o parâmetro a está associado à largura da bacia de subsidência e o parâmetro b , adimensional, está associado à forma da curva (Figura 1.10).

A primeira derivada da expressão (1.3) permite obter o declive do perfil transversal dos assentamentos:

$$\frac{d\delta_v(x)}{dx} = \frac{-\delta_{v \max} \cdot \frac{b \left(\frac{x}{a}\right)^{b-1}}{x}}{\left[1 + \left(\frac{x}{a}\right)^b\right]^2} \quad (1.9)$$

Sendo a distorção máxima do solo dada por:

$$\gamma_{\max} = \frac{\delta_{v\max} \cdot b \cdot B^{b-1}}{a \cdot (1 + B^b)^2} \quad (1.10)$$

onde:

$$B = \left(\frac{b-1}{b+1} \right)^{\frac{1}{b}} \quad (1.11)$$

e ocorre a uma distância $x = \pm i$ do eixo vertical de simetria da curva, sendo $i = aB$.

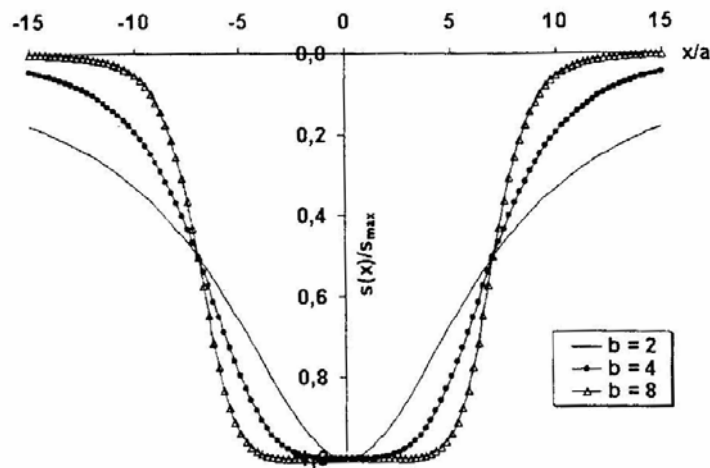


Figura 1.10 Curva de Yield Density – influência do parâmetro b na forma da bacia de subsidência (Celestino *et al.*, 2000)

O volume da bacia de subsidência pode ser obtido por:

$$V_s = \frac{2 \cdot \pi \cdot a \cdot \delta_{v\max}}{b \cdot \sin\left(\frac{\pi}{b}\right)} \quad (1.12)$$

É também possível obter a expressão geral do assentamento à superfície em função do volume da bacia de subsidência, V_s , e dos parâmetros a e b , bastando para tal substituir $\delta_{v\max}$ obtido de (1.12) em (1.8):

$$\delta_v(x) = \frac{V_s \cdot b \cdot \sin\left(\frac{\pi}{b}\right)}{2 \cdot \pi \cdot a \cdot \left(1 + \left(\frac{|x|}{a}\right)^b\right)} \quad (1.13)$$

1.4.2 Estimativa do assentamento máximo ou do volume da bacia de subsidência (curvas de Gauss e de Yield Density)

O valor do assentamento máximo é influenciado por vários factores tais como o método construtivo, as condições do maciço e a profundidade e diâmetro do túnel (Sugiyama *et al.*, 1999). Os recentes avanços dos métodos construtivos, em particular no que respeita à construção ao abrigo de escudos, têm levado a um melhor controlo da escavação e, conseqüentemente, tem-se verificado uma tendência de diminuição dos valores de $\delta_{v\ max}$.

Uma das formas de estimar o assentamento máximo à superfície do terreno é através da avaliação do deslocamento vertical no coroamento do túnel, δ_{vc} , baseada no valor do parâmetro *gap* ou numa análise preliminar, utilizando o método de convergência-confinamento e empregando uma relação dos assentamentos, $\delta_{v\ max}/\delta_{vc}$, estabelecida empiricamente (Almeida e Sousa, 1998). Ng (1991) é autor de uma dessas relações. Com base na análise de 18 casos históricos, o autor verificou que a relação entre o assentamento máximo à superfície e o deslocamento vertical no coroamento é de cerca de 0,33. Este valor é válido no caso de argilas moles e é independente das dimensões da secção transversal (D), da profundidade do eixo do túnel (H) e do valor do número de estabilidade (N). No caso de o maciço ser constituído por argilas duras a rijas, o autor observou que a relação $\delta_{v\ max}/\delta_{vc}$ decresce linearmente (de 0,7 a 0,1) com o parâmetro adimensional $H/(D \cdot N)$ (variando de 1 a 4).

Na Figura 1.11 representa-se a relação proposta por Atkinson e Potts (1977) com base em resultados de ensaios em modelos reduzidos em areias densas, areias soltas e argilas sobreconsolidadas, e na observação de algumas obras, como túneis construídos nas argilas de Londres a diferentes profundidades e do metropolitano de Washington, escavado em solos granulares (Almeida e Sousa, 1998).

Também outros autores como Atkinson e Potts (1977), Attewell (1978), Sagaseta e Moya (1980) ou Clough e Schmidt (1981) desenvolveram relações entre o assentamento máximo à superfície e o deslocamento vertical no coroamento em função da profundidade relativa do túnel (C/D ou H/D) e do tipo de solo envolvente.

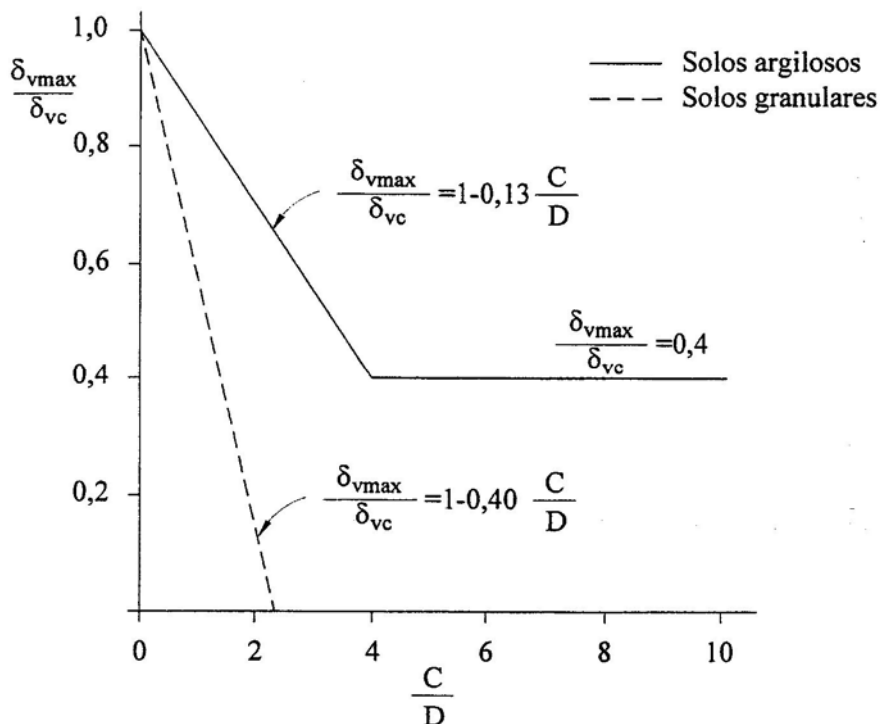


Figura 1.11 Relação entre o assentamento máximo à superfície do terreno e o assentamento no coroamento em função da profundidade relativa do túnel (Atkinson e Potts, 1977)

Hanya (1977), com base nos resultados de observação de perto de 25 túneis, todos executados com recurso a escudo, e posteriormente Fang *et al.* (1994), após a observação dos resultados de 10 túneis realizados entre 1974 e 1986, mostraram que existe uma tendência para o aumento do assentamento verificado à superfície com o aumento do valor do factor de estabilidade N (Guedes de Melo e Santos Pereira, 1997).

Uma forma de estimar directamente o valor do assentamento máximo poderá ser obtida a partir do trabalho apresentado por Fujita (1982), que compilou vários resultados relativos à deformação do solo envolvente de túneis realizados com recurso à utilização de escudos em 94 casos observados no Japão desde 1965 (Guedes de Melo e Santos Pereira, 1997; Almeida e Sousa, 1998). Partindo da análise estatística dos resultados, Fujita (1982) forneceu os assentamentos máximos na superfície do terreno e os correspondentes intervalos de variação, em função do tipo de escudo utilizado e do tipo de solo escavado, indicando ainda se foi ou não adoptada alguma medida adicional de reforço e/ou melhoramento das condições do maciço (Almeida e Sousa, 1998). Os resultados deste estudo são apresentados no Quadro 1.2, contudo, o próprio autor lembra que estas

informações são apenas indicativas da ordem de grandeza dos assentamentos a esperar, já que estes são fortemente dependentes da qualidade de construção, o que constitui um parâmetro de difícil avaliação. Há ainda a acrescentar que os resultados apresentados se referem unicamente aos túneis que o autor considerou de boa qualidade construtiva, pelo que no caso de obras executadas em piores condições serão de esperar assentamentos máximos à superfície substancialmente mais elevados do que os apresentados no quadro (Almeida e Sousa, 1998).

Quadro 1.2 Assentamentos superficiais máximos em milímetros (Fujita, 1982)

Tipo de solo	Medidas complementares	Tipo de escudo			
		Aberto	Cego	Slurry	EPB
Argila	Não adoptadas	100±30	40±20	40±20	60±25
Argila e areia		100±30	---	90±30	20±10
Areia		---	---	40±25	20±10
Argila	Adoptadas	---	30±20	---	---
Areia		40±30	---	---	---

Na bibliografia encontram-se várias outras referências a diversos resultados relativos à deformação do solo envolvente de túneis realizados com recurso à utilização de escudos. Como exemplo, referem-se os valores apresentados por Hanya (1977), Nomoto *et al.* (1995), Hashimoto *et al.* (1999) e ainda Sugiyama *et al.* (1999), todos eles relativos a túneis abertos com o auxílio de *slurry shields*. Assim, Hanya (1977) e Nomoto *et al.* (1995) apresentam valores máximos de 20,0mm. Hashimoto *et al.* (1999) referem valores máximos de cerca de 10,0mm para um túnel escavado numa argila, enquanto que Sugiyama *et al.* (1999) mencionam valores máximos da ordem dos 15,0mm com uma média de 7,0mm para um túnel aberto em condições de frente mista.

Sugiyama *et al.* (1999) apresentaram relações do assentamento máximo, δ_{vmax} , com C/D (C – espessura do recobrimento do túnel) e de δ_{vmax}/D com z_0/D (z_0 – profundidade do eixo do túnel) (Figura 1.12). A relação do assentamento com C/D não é clara uma vez que, para o caso em estudo (construção de um túnel ao abrigo de um escudo com confinamento líquido na extensão de Lewisham do Docklands Light Railway em Londres-Este) C/D varia apenas entre 1,6 e 2,5. Contudo, estudos realizados por Shahin *et al.* (2004) demonstraram que o assentamento máximo à superfície diminui com o aumento do recobrimento do

túnel. A Figura 1.12 b) representa a relação de $\delta_{v \max}/D$ com z_0/D para os valores analisados por Sugiyama *et al.* (1999) em conjunto com resultados em argilas apresentados por Mair e Taylor (1997). Ainda que os métodos construtivos usados não sejam os mesmos, $\delta_{v \max}$ aparenta decrescer com o aumento da profundidade do eixo do túnel, z_0 .

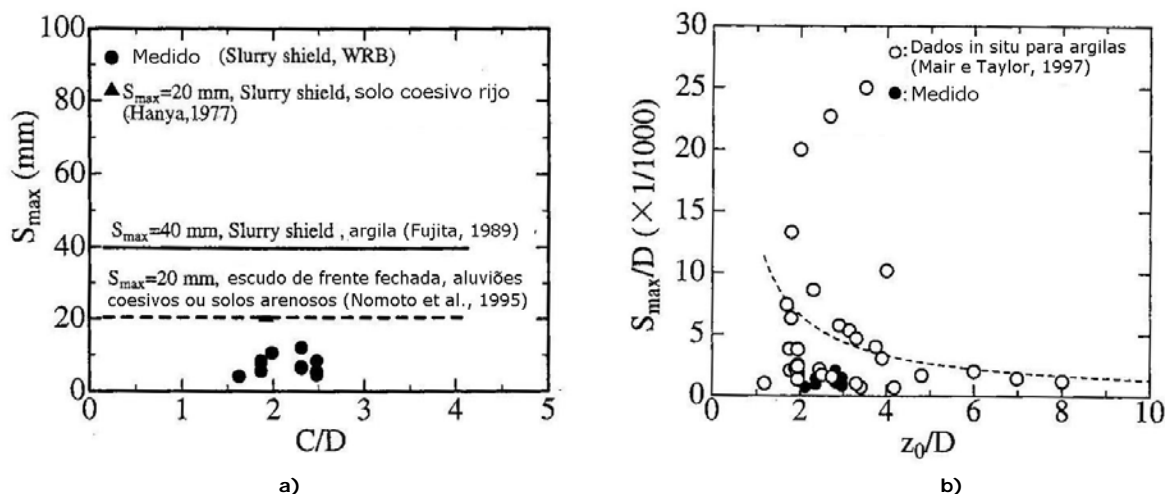


Figura 1.12 Relações entre: a) $\delta_{v \max}$ e C/D ; b) $\delta_{v \max}/D$ e H/D (Sugiyama *et al.*, 1999)

É ainda possível recorrer a soluções semi-empíricas que fazem intervir a deformabilidade do maciço (E e ν) e as dimensões da escavação. É neste grupo que se pode incluir a proposta de Oteo e Moya (1979). Estes autores, tendo por base uma série de análises 2D por elementos finitos de túneis circulares abertos em maciços homogéneos de comportamento elástico linear e isotópico e sujeitos a um estado de tensão inicial uniforme, propuseram a seguinte expressão:

$$\delta_{v \max} = \frac{\gamma \cdot D^2}{E} \cdot (0,85 - \nu) \cdot \psi \tag{1.14}$$

onde γ é o peso volúmico médio do terreno, D é o diâmetro do túnel e ψ é um factor empírico adimensional que pretende traduzir o comportamento não linear dos solos, a sua heterogeneidade e anisotropia, assim como, de alguma forma, o processo construtivo e cuja estimativa deverá ser feita através de retroanálise com casos conhecidos (Almeida e Sousa, 1998).

Também o Grupo de Trabalho N.º 16 da *AFTES* propôs uma solução semi-empírica para estimativa do valor do assentamento máximo à superfície. Este grupo propõe a seguinte expressão:

$$\delta_{v\max} = k \cdot \lambda \cdot \frac{\gamma \cdot R^2}{E} \quad (1.15)$$

em que R é o raio do túnel, k é um factor empírico dependente do estado de tensões no maciço e da experiência e λ representa a taxa de desconfinamento que traduz a influência do método e da qualidade da execução no valor dos assentamentos à superfície (Almeida e Sousa, 1998).

Em alternativa a $\delta_{v\max}$, quer a curva de Gauss quer a curva de *Yield Density* podem ser definidas a partir da estimativa do volume da bacia de subsidência por unidade de comprimento do túnel (equações (1.3) e (1.13)).

Em maciços argilosos e em condições não drenadas, uma vez que não há variação de volume, o volume da bacia de subsidência por unidade de comprimento do túnel V_a corresponde ao volume de solo perdido por unidade de comprimento do túnel, usualmente expresso como uma percentagem do volume de solo escavado $V_p(\%)$ (Almeida e Sousa, 1998). Em condições drenadas ocorrem variações volumétricas, pelo que, geralmente, o volume da bacia de subsidência V_a corresponde apenas a uma fracção do volume de solo perdido V_p . Um caso de um túnel aberto em solos granulares grosseiros é referido por Hansmire *et al.* (1985) onde o fenómeno de dilatância do solo foi responsável por cerca de um terço da sobrecavação total, a qual não se reflectiu no assentamento observado à superfície (Guedes de Melo e Santos Pereira, 1997). Pinto e Costa afirmam que, na prática, a relação V_a/V_p varia entre valores compreendidos entre 0,65 e 1.

Existem diversos estudos teóricos e empíricos que abordam a questão da estimativa do volume da bacia de subsidência, sendo que uma das formas mais comuns de estimar esse valor é com base na experiência associada a casos históricos tabelados. Um estudo deste tipo foi elaborado por O'Reilly e New (1982), com base nos resultados de observação de vários túneis construídos no Reino Unido. O Quadro 1.3 apresenta os resultados compilados por estes autores referentes aos valores característicos das perdas de solo para diferentes métodos construtivos e tipos de solos coerentes (Almeida e Sousa, 1998).

Quadro 1.3 Volume de solo perdido em maciços coerentes (O'Reilly e New, 1982)

Tipo de solo	Tipo de suporte na frente	V_p (%)
Argila rija fissurada	Com ou sem escudo	0,5 – 3
Depósitos glaciares	Escudo de frente aberta	2 – 2,5
	Escudo com ar comprimido	1 – 1,25
Depósitos recentes de argila siltosa ($c_u=10-40\text{kPa}$)	Escudo de frente aberta	30 – 45
	Escudo com ar comprimido	5 – 20

Vários autores referem que a crescente utilização de tuneladoras com confinamento líquido (*slurry shield*) ou por contra-pressão de terras (*EPB shield*) têm levado à obtenção de valores de perdas de solo bastante inferiores, pelo que os valores apresentados por O'Reilly e New (1982) serão demasiado conservadores. A diminuição do valor da perda de solo deve-se ao adequado ajustamento da pressão aplicada na frente face ao comportamento do maciço possibilitado pelos referidos métodos construtivos e que permite reduzir significativamente as deformações dessa mesma frente, sendo que as perdas de solo se resumem então às verificadas em torno do escudo e atrás deste (Broms e Shirlaw, 1989; Almeida e Sousa, 1998). As perdas de solo podem ser ainda mais reduzidas se existir uma eficaz injeção de calda de cimento no espaço anelar entre o perímetro de escavação e o suporte que é continuamente gerado à medida que o escudo avança (Melis *et al.*, 1997; Mair, 1998; Almeida e Sousa, 1998).

Também Pinto e Costa (1997) confirmam, através dos resultados de observação obtidos nos túneis do Metropolitano de Lisboa nas zonas do Cais do Sodré, Chiado e Rossio, as reduzidas perdas de solo. Estes autores relatam valores máximos da ordem de 1% nas zonas de formações aluvionares lodosas e com pequeno recobrimento, enquanto nas zonas em que a escavação atravessou argilas rijas (Argilas dos Prazeres), os valores obtidos variaram entre 0,25 e 0,60%, em que os valores mais elevados correspondem à escavação de um segundo túnel à distância de 2,5D de outro já escavado.

Os dados disponíveis referentes a túneis escavados, de acordo com os princípios do NATM, encontram-se em muito menor número, podendo contudo referir-se os recolhidos por New e Bowers (1994) e Deane e Bassett (1995) referentes a túneis abertos nas argilas de Londres com diferentes sequências construtivas. Estes resultados indicam ser possível adoptar, na maioria das

situações práticas, valores da mesma ordem de grandeza dos correspondentes aos métodos tradicionais de execução (Almeida e Sousa, 1998).

Uma outra forma de estimar o volume de solo perdido consiste em recorrer ao número de estabilidade (N) já que este volume depende fortemente das condições de estabilidade na frente de escavação. Assim, Glossop (1978), Attewell (1978), Clough e Schmidt (1981), Mitchell (1983), Attewell e Yeats (1984) e Attewell *et al.* (1986) propuseram diversas relações onde fizeram intervir o número de estabilidade (Almeida e Sousa, 1998). A relação proposta por Clough e Schmidt (1981) baseava-se na solução fechada para a descarga de uma cavidade circular num meio elástico linear perfeitamente plástico, em condições axisimétricas (Mair, 1998). Também a solução de Mitchell (1983) fazia intervir explicitamente as propriedades do solo (resistência não drenada, c_u , e deformabilidade, E_u). Attewell *et al.* (1986) e Uriel e Sagaseta (1989) apresentaram relações baseadas na proposta de Clough e Schmidt (1981) entre valores de observação e o número de estabilidade e os resultados mostravam uma grande dispersão (Mair, 1998). Uriel e Sagaseta (1989) propuseram ainda a seguinte expressão para previsão do volume de solo perdido, a qual tem por base alguns dos casos sumariados na bibliografia e incorpora explicitamente os efeitos da profundidade relativa do túnel:

$$V_p = 400 \cdot m \cdot \frac{c_u}{E_u} \cdot \exp\left(3N \cdot \frac{D}{H}\right) \quad (1.16)$$

em que m é um coeficiente que pretende traduzir a influência de factores dificilmente quantificáveis como a velocidade de avanço e a qualidade do processo construtivo, variável entre 0,1 e 0,3 (Almeida e Sousa, 1998).

Mair *et al.* (1981) apresentaram resultados de dois ensaios em modelo reduzido de túneis não suportados abertos em solos argilosos com os quais pretenderam mostrar a relação da estabilidade na frente de escavação (que, nestes casos, está fortemente dependente das condições geométricas) com o volume de solo perdido. Na Figura 1.13, retirada do trabalho referenciado, é possível verificar a influência da profundidade relativa do túnel (C/D) no volume das perdas de solo, assim como concluir que: i) para um mesmo valor de N , quanto mais superficial for o túnel e maiores as dimensões da sua secção transversal, maior é o volume de solo perdido; ii) as diferenças são tanto mais acentuadas quanto maior for o valor de N (Almeida e Sousa, 1998).

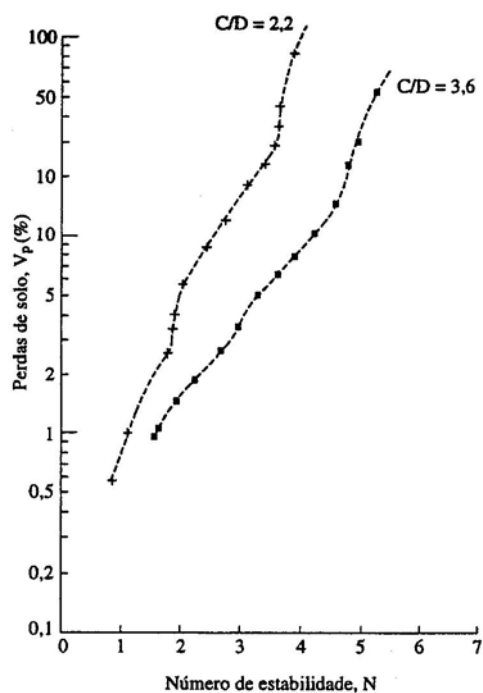


Figura 1.13 Influência da profundidade relativa do túnel no volume de solo perdido (Mair *et al.*, 1981)

Não só a profundidade relativa, como também o comprimento da frente não revestida influenciam as condições de estabilidade e, conseqüentemente, o volume de solo perdido. Mair (1983) veio propor uma estimativa do volume de perdas de solo com base no factor de carga (*load factor*) que traduz a razão entre o número de estabilidade, N , em condições de trabalho e o correspondente colapso da frente (N/N_c). A Figura 1.14 apresenta a curva proposta por aquele autor obtida mediante medianização dos resultados de ensaios em modelo reduzido e de análises por elementos finitos (Almeida e Sousa, 1998).

No caso de túneis abertos em maciços arenosos, a previsão do volume do solo deslocado à superfície torna-se ainda mais complexa uma vez que, não só é maior a influência dos pormenores construtivos sobre a resposta do maciço, como também o volume de solo perdido e o volume de solo deslocado à superfície não são equivalentes. Com efeito, a perturbação do maciço devido à escavação vai provocar variações do volume global do maciço. Assim, em areias densas irá ocorrer uma expansão do solo acima do coroamento, o que leva a que o volume movimentado à superfície seja inferior ao volume de solo perdido, enquanto em areias soltas a perturbação da escavação origina uma redução do volume global do maciço, levando a que o volume de solo deslocado à superfície seja maior que o

volume de perdas de solo. Quanto menor a profundidade relativa do túnel e maior a densidade da areia maior será a expansão originada (Almeida e Sousa, 1998).

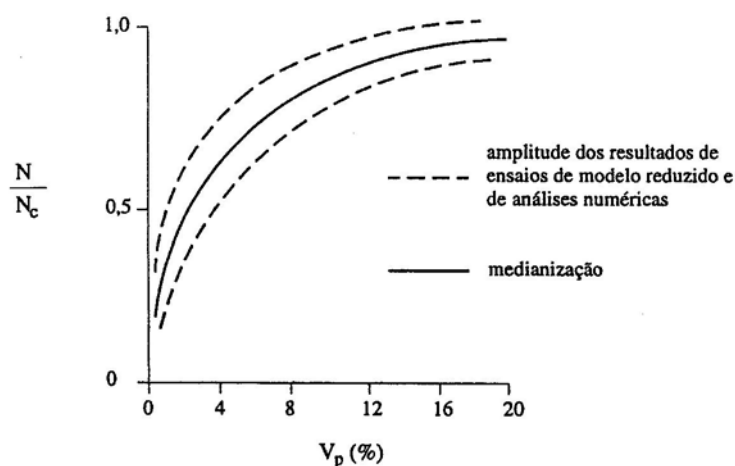


Figura 1.14 Relação entre o factor de carga e o volume de solo perdido (Mair, 1983)

Yeats (1985) e Attewell *et al.* (1986), com base em casos históricos tabelados, propõem valores de V_a conservadores situados entre 1 e 5% do volume de solo escavado para túneis cuja zona de influência esteja acima do nível de água. Attewell (1978) e O'Reilly e New (1991) afirmam que esses valores poderão ser reduzidos para 1-2% no caso de solos dilatantes e com boas condições de construção. Se o túnel se encontrar abaixo do nível de água, em especial no caso de túneis abertos em areias soltas, o controlo das perdas de solo fica extremamente dificultado. Dificuldades que serão acrescidas se o confinamento da frente for feito através de ar comprimido, o que origina um aumento do volume da bacia de subsidência relativamente aos valores já referidos.

O desenvolvimento dos métodos construtivos veio reduzir o volume de perdas de solo. Assim, Mair (1998) refere que os resultados de projectos recentes, que recorreram ao uso de tuneladoras com confinamento líquido ou por contra-pressão de terras em areias e cascalhos, mostram volumes de solo perdido baixos. Leblais e Bochon (1991) relatam volumes de perda de solo da ordem de 0,2-0,9% para túneis com 9,25m de diâmetro escavados em areias densas e finas de Fontainebleau a profundidades que variam entre 22 e 52m, sendo obtidos valores entre 0,8 e 1,3% em túneis muito superficiais ($4,1 < H < 7,2$ m). Ata (1996) refere valores entre 0,2 e 1%, com um valor médio de 0,5%, para um túnel de 9,48m de

diâmetro e 16m de profundidade, escavado ao abrigo de um *slurry shield*, em areias médias a densas abaixo do nível freático, no Cairo.

1.4.3 Estimativa da largura da bacia de subsidência (curva de Gauss)

O parâmetro i_x , abcissa do ponto de inflexão da curva de Gauss, permite definir a dimensão lateral da bacia de subsidência.

Peck (1969), partindo da análise dos resultados de observação de 17 túneis, propôs um ábaco (Figura 1.15), onde, de uma forma adimensional, para túneis escavados em diversos materiais, são apresentados intervalos de variação do parâmetro i_x/R (sendo R o raio do túnel) em função da profundidade relativa do túnel, $(H/2R)$ e do tipo de solo (Guedes de Melo e Santos Pereira, 1997; Almeida e Sousa, 1998). Mair *et al.* (1981), partindo dos resultados de ensaio em centrífugadora, confirmaram a dependência do parâmetro i_x/R da profundidade relativa do eixo do túnel e da resistência ao corte não drenada da argila. Também Shahin *et al.* (2004) concluíram que o aumento da profundidade relativa do túnel implica o aumento da largura da bacia de subsidência, o que se traduz numa área de influência da escavação mais extensa.

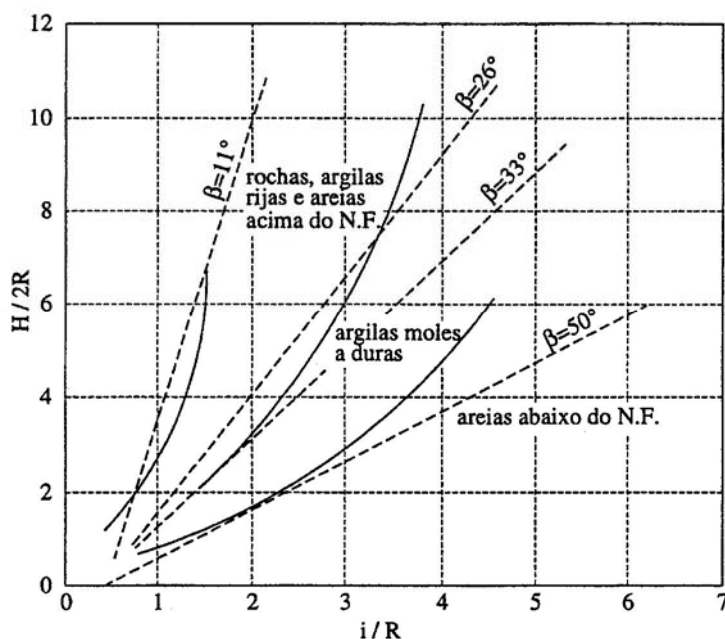


Figura 1.15 Ábaco de Peck para a determinação da abcissa do ponto de inflexão da curva de Gauss (Almeida e Sousa, 1998)

Por sua vez, Cording e Hansmire (1975) sugeriram algumas modificações ao método proposto por Peck (1969). Partindo da análise de 17 outros casos históricos, os autores introduziram dois novos parâmetros, w e β (Figura 1.16) e que decorrem da aproximação da curva de Gauss a um triângulo isósceles da mesma área (Almeida e Sousa, 1998). Assim, no ábaco de Peck foram adicionadas às curvas limites originais rectas correspondentes a valores particulares de β (Figura 1.16). A determinação de i_x é feita através do valor de β fornecido pelo novo ábaco nas expressões seguintes:

$$w = R + H \cdot \tan \beta \quad (1.17)$$

$$i_x = \frac{w}{2,5} \quad (1.18)$$

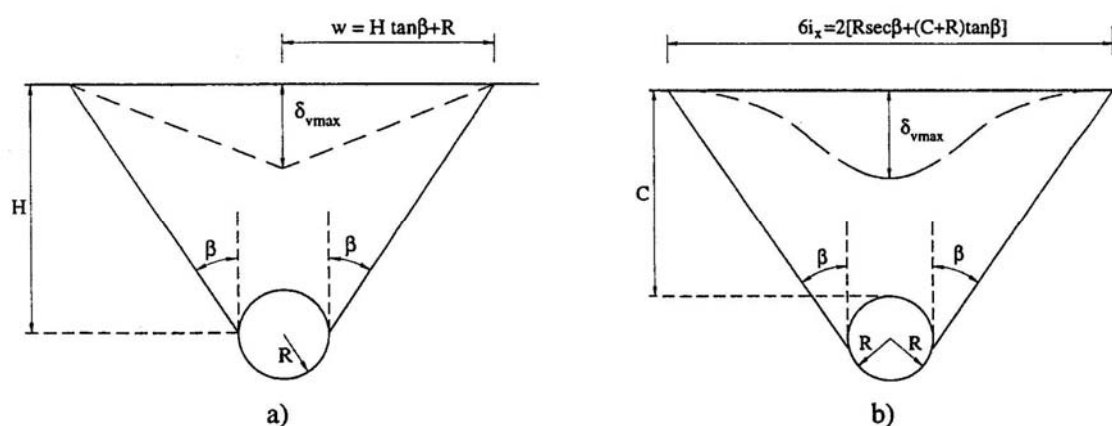


Figura 1.16 Métodos para a definição da largura da bacia de subsidência e do parâmetro i_x :
a) proposta de Cording e Hansmire (1975); b) proposta de Attewell (1978)
(Almeida e Sousa, 1998)

Também Attewell (1978) apresentou uma versão modificada do método anterior (Figura 1.16). O parâmetro β é agora definido como função do ângulo de atrito do solo em termos de tensões efectivas (Almeida e Sousa, 1998):

$$\beta = 45^\circ - \frac{\phi'}{2} \quad (1.19)$$

Vários autores, tais como Atkinson e Potts (1977), Attewell (1978), Oteo e Moya (1979) ou Clough e Schmidt (1981), partindo de dados experimentais propuseram formas de avaliar i_x através dos parâmetros geométricos (diâmetro do

túnel, D , profundidade do eixo, H , espessura do recobrimento, C) (Almeida e Sousa, 1998). Assim, chegaram à seguinte expressão:

$$\left(\frac{2 \cdot i_x}{D}\right) = a \cdot \left(\frac{H}{D}\right)^b \tag{1.20}$$

sendo que, a e b são parâmetros adimensionais empíricos, cujos valores variam de acordo com o tipo de solo. Clough e Schmidt (1981) propõem, no caso de solos argilosos $a=1$ e $b=0,8$, enquanto Attewell (1978) propõe $b=1,0$. No caso de solos granulares, Attewell (1978) sugere os valores de $a=0,5$ e $b=1,0$ (Almeida e Sousa, 1998). A Figura 1.17 representa esta equação numa escala logarítmica, respectivamente para túneis abertos em maciços argilosos e em maciços arenosos (Sugiyama *et al.*, 1999). Verifica-se que os resultados em areias se encontram mais dispersos do que no caso de maciços argilosos.

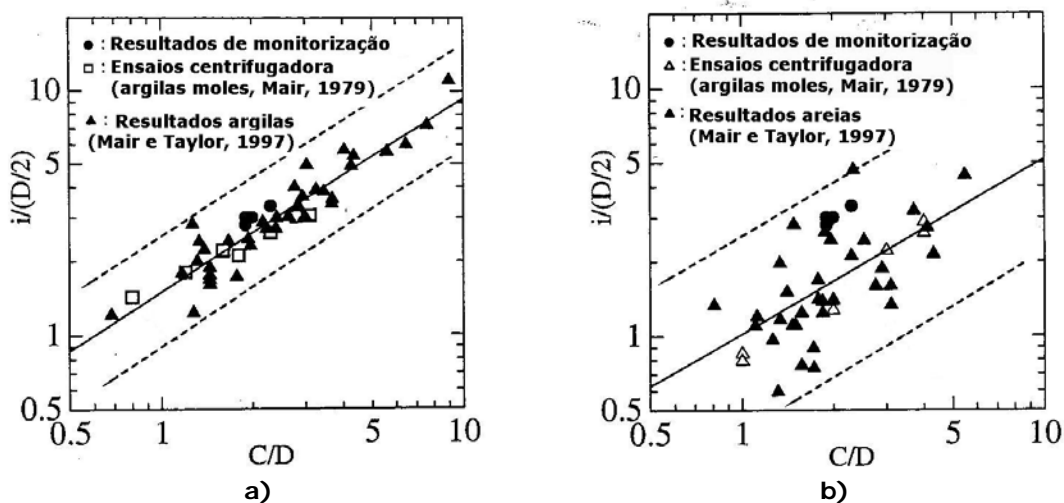


Figura 1.17 Variação do parâmetro i_x com C/D : a) solos argilosos; b) solos arenosos (Sugiyama *et al.*, 1999)

A proposta de Atkinson e Potts (1977) para estimativa do valor de i_x em solos arenosos é dependente do diâmetro e da profundidade do túnel e é expressa pela seguinte relação (Shahin *et al.*, 2004):

$$i_x = 0,25 \cdot (H + D) \tag{1.21}$$

Oteo e Sagaseta (1996) apresentam uma expressão semelhante à de Atkinson e Potts (1977) (1.21), função do diâmetro do túnel, mas independente do tipo de solo:

$$i_x = 0,525 \cdot H - 0,21 \cdot D \quad (1.22)$$

O'Reilly e New (1982) propuseram duas expressões, apenas função do tipo de solo:

$$i_x(m) = 0,43 \cdot H + 1,1 \text{ (argilas)} \quad (1.23)$$

$$i_x(m) = 0,28 \cdot H - 0,1 \text{ (areias)} \quad (1.24)$$

Estas expressões conduziram a uma relação simplificada, também proposta por estes autores, muito divulgada e de mais fácil utilização para estimativa de i_x :

$$i_x = K \cdot H \quad (1.25)$$

onde K é um parâmetro dependente do tipo de solo. Para solos argilosos, o seu valor está compreendido entre 0,4 e 0,6, em que o limite inferior corresponde a solos argilosos rijos e o limite superior a solos argilosos moles. No entanto, para uma estimativa inicial, é recomendado o uso de $K=0,5$, opinião suportada também por Attewell *et al.* (1986) e Mair *et al.* (1993). No caso de solos granulares, os autores aconselham valores entre 0,25 e 0,45, já que neste tipo de materiais a largura da bacia de subsidência é menor. Esta expressão surgiu na sequência de um trabalho realizado por O'Reilly e New (1982), onde estes investigadores reuniram os resultados das observações de túneis construídos no Reino Unido, em materiais argilosos e granulares (Almeida e Sousa, 1998). Neste estudo, os autores mostraram que, embora i_x aparente ser independente, quer de D (excepto em túneis onde a relação $C/D < 1$) quer do método construtivo, i_x tem uma relação aproximadamente linear com a profundidade do túnel. É de referir ainda que a base de dados relativa a túneis escavados em materiais granulares estava restringida a túneis superficiais com profundidade H a variar entre 6-10m (Mair, 1998).

A validade da equação (1.25) foi confirmada por Rankin (1988) para uma grande variedade de túneis e para a maioria dos tipos de solo em todo o mundo.

Ainda antes da relação (1.25) proposta por O'Reilly e New (1982), já Schmidt (1969) tinha apresentado também uma equação semelhante:

$$i_x = K_a \cdot H^{0,8} \quad (1.26)$$

Mais tarde, Mair e Taylor (1997) sumariaram um vasto conjunto de resultados de observação de túneis (Figura 1.18) consoante o tipo de material escavado. É de realçar que os dados incluídos dizem respeito a túneis abertos em maciços predominantemente argilosos ou predominantemente granulares, tendo sido excluídos os casos em que, por exemplo, um túnel aberto num maciço argiloso é coberto por uma espessura significativa de depósitos granulares, ou vice-versa. Em ambos os gráficos, a linha a cheio representa a linha média obtida a partir dos resultados de observação de túneis (incluindo túneis escavados ao abrigo de tuneladoras) em todo o mundo, enquanto as linhas a traço interrompido indicam os limites inferior e superior. Os autores concluíram que o parâmetro K pode ser tomado como 0,5 em argilas e 0,35 em materiais arenosos (valores médios), em que, em solos argilosos, $0,4 < K < 0,6$, e para areias, $0,25 < K < 0,45$. Verifica-se ainda que existe uma maior dispersão de resultados para túneis abertos em solos arenosos e que, contrariamente ao postulado por Peck (1969), não existem diferenças significativas na largura da bacia de subsidência de túneis escavados abaixo (símbolos a cheio) ou acima (símbolos abertos) do nível de água. Também estes autores comprovaram que, em argilas, a largura da bacia de subsidência é independente do método construtivo, mas fortemente dependente tanto da profundidade relativa do túnel como do tipo de solo, como aliás se pode verificar pelas diferenças entre as duas figuras (Mair, 1998; Almeida e Sousa, 1998; Sugiyama, *et al.*, 1999). No caso de túneis escavados em areias, Cording (1991) observou que a largura da bacia de subsidência é de algum modo dependente da magnitude do assentamento, sendo que maiores valores de δ_{vmax} dão, geralmente, origem a bacias de subsidência mais fechadas, o que está consistente com um mecanismo "chaminé" (Mair, 1998).

Por fim, é ainda de referir o caso de maciços estratificados. Selby (1988) propôs uma expressão para o caso de maciços compostos por dois estratos. Este autor conduziu diversas análises numéricas impondo o assentamento do estrato mais profundo ao estrato mais superficial, tendo chegado à seguinte expressão:

$$i = 0,43 \cdot z_2 + 0,28 \cdot z_1 + 1,1 \quad (1.27)$$

aplicável a um túnel aberto em argila sobreposto por um estrato de areia, e em que, z_1 profundidade do estrato superior de areia e z_2 profundidade do estrato de argila onde foi aberto o túnel (Hagiwara *et al.*, 1999 e Sugiyama *et al.*, 1999). Na Figura 1.19 apresenta-se o comportamento proposto por Selby (1988) para maciços estratificados.

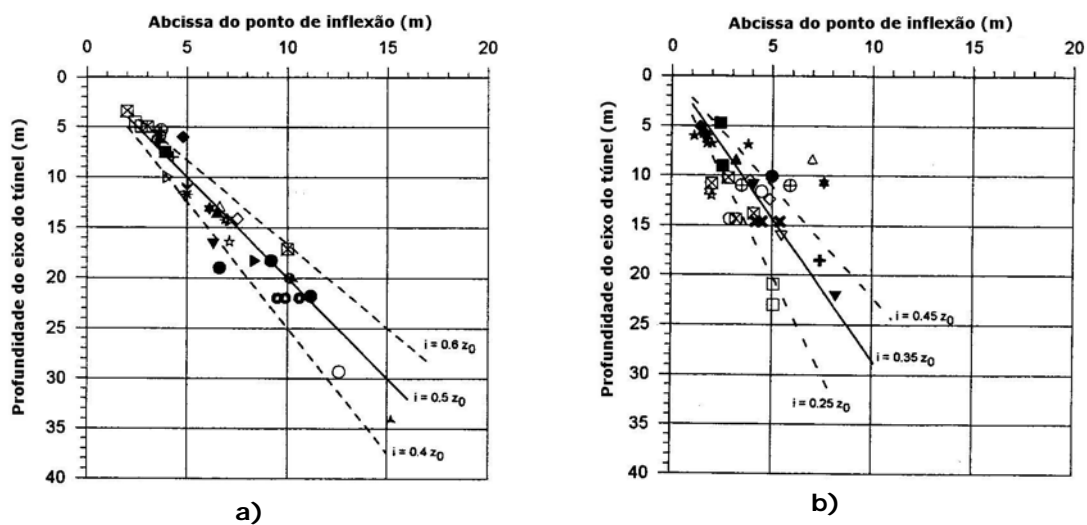


Figura 1.18 Relação entre a abscissa do ponto de inflexão da curva de Gauss e a profundidade do eixo do túnel; a) túneis escavados em solos argilosos; b) túneis escavados em solos granulares (Mair e Taylor, 1997)

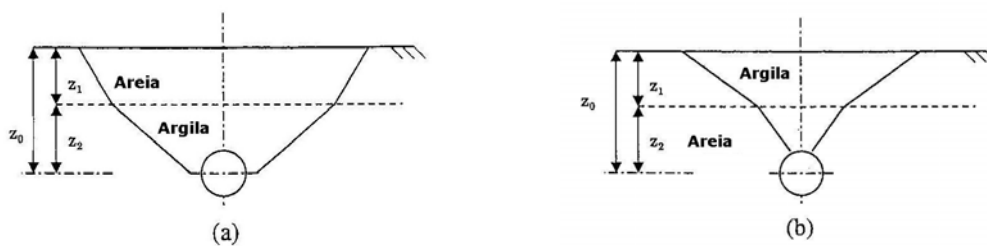


Figura 1.19 Comportamento proposto de maciços estratificados (Selby, 1988)

Também New e O'Reilly (1991) se apoiaram na mesma hipótese, tendo sugerido a seguinte expressão para determinação de i_x :

$$i_x = K_1 \cdot z_1 + K_2 \cdot z_2 + \dots + K_n \cdot z_n \quad (1.28)$$

onde os valores de K são dependentes do tipo de material e z_1, z_2, \dots, z_n representam as espessuras dos diferentes estratos (Almeida e Sousa, 1998).

1.4.4 Estimativa dos parâmetros a e b da curva de Yield Density

O número de casos históricos já analisados tendo em vista calcular os valores destes dois parâmetros da curva de *Yield Density* (a e b) é muito menor do que o número de casos analisados para determinação dos parâmetros da curva de Gauss.

Celestino e Ruiz (1998) concluíram, para os casos analisados (túneis em argilas porosas e rijas), que o parâmetro a variava com a profundidade. Para túneis com profundidade relativa H/D (H profundidade do eixo do túnel; D diâmetro do túnel) a variar entre 0,8 a 1,2, a/D varia entre 0,5 e 1,3. Foram ainda obtidas as seguintes expressões para a/D de acordo com o tipo de solo:

$$\frac{a}{D} = 0,39 \cdot \left(\frac{H}{D}\right) + 0,31 \quad (\text{argilas rijas}) \quad (1.29)$$

$$\frac{a}{D} = 0,46 \cdot \left(\frac{H}{D}\right) + 0,37 \quad (\text{argilas porosas}) \quad (1.30)$$

Celestino *et al.* (2000b) concluíram, para argilas porosas e rijas, que a razão a/D varia entre 0,8 e 1,2, aumentando para túneis mais profundos.

Em relação ao parâmetro b , Celestino e Ruiz (1998) concluíram que variava entre 2 e 4 para as argilas porosas de Brasília e entre 2 e 2,8 para as argilas rijas de São Paulo e de Londres, sendo que deve ser sempre adoptado $b > 1$. O parâmetro b pode ser visto como uma medida do grau de cedência do solo acima do túnel. Para $b > 4$ a curva toma a forma de uma ficha eléctrica, aumentando tanto a extensão da zona central da curva com assentamento quase constante como o valor da distorção do solo nas extremidades. Este tipo de perfil transversal de assentamentos ocorre para túneis muito superficiais ou em situações próximas da rotura (Celestino *et al.*, 2000b).

1.5 Perfil longitudinal dos movimentos superficiais

Em meio urbano, as estruturas situadas sobre o eixo longitudinal do túnel ou nas proximidades podem estar sujeitas a maiores danos devido ao avanço do túnel, isto é, devido ao perfil longitudinal transitório de assentamentos gerado antes da passagem da frente de escavação (Figura 1.20) do que devido ao perfil transversal final de assentamentos superficiais (Mair, 1998; Almeida e Sousa, 1998).

Ao assumir a hipótese de os movimentos transversais serem aproximados por uma curva de Gauss, assume-se também que os movimentos longitudinais são aproximados por uma função de probabilidade cumulativa, considerando que toda a deformação se dá a volume constante (New e O'Reilly, 1991), o que é aplicável a túneis em argilas (Mair, 1998).

A função de probabilidade cumulativa (Figura 1.21) define a probabilidade de uma variável aleatória normal ou gaussiana Y ter um valor menor que y e é analiticamente expressa por:

$$\Phi(y) = \int_{-\infty}^y \phi(y) dy = \int_{-\infty}^y \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot i_y}} \cdot \exp\left[-\frac{(y - \mu_y)^2}{2 \cdot i_y^2}\right] dy \quad (1.31)$$

onde i_y e μ_y são os parâmetros (desvio padrão e média) que caracterizam a variável aleatória. Os valores da função cumulativa variam de 0 (para $y=-\infty$) a 1 (para $y=\infty$), sendo $\Phi(y)=0,5$ o valor do ponto de inflexão da curva que ocorre para $y=\mu_y$. i_y representa a distância do ponto de inflexão da curva aos pontos onde a função cumulativa toma os valores de 0,159 e 0,841 (Almeida e Sousa, 1998).

Admitindo que o assentamento à superfície sobre o eixo do túnel toma o valor $\delta_{v \max}$ para $y=\infty$ e 0 para $y=-\infty$, a aplicação da função de probabilidade cumulativa à estimativa do assentamento a uma distância y da frente de escavação permite escrever:

$$\delta_v(y) = \delta_{v \max} \cdot [1 - \Phi(y)] \quad (1.32)$$

expressão esta cuja representação gráfica é mostrada na Figura 1.20 (Almeida e Sousa, 1998).

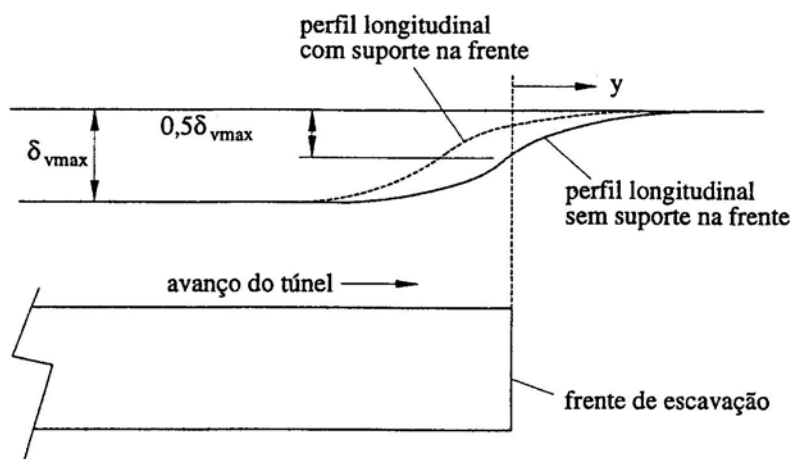


Figura 1.20 Perfil longitudinal dos assentamentos à superfície do terreno (Almeida e Sousa, 1998)

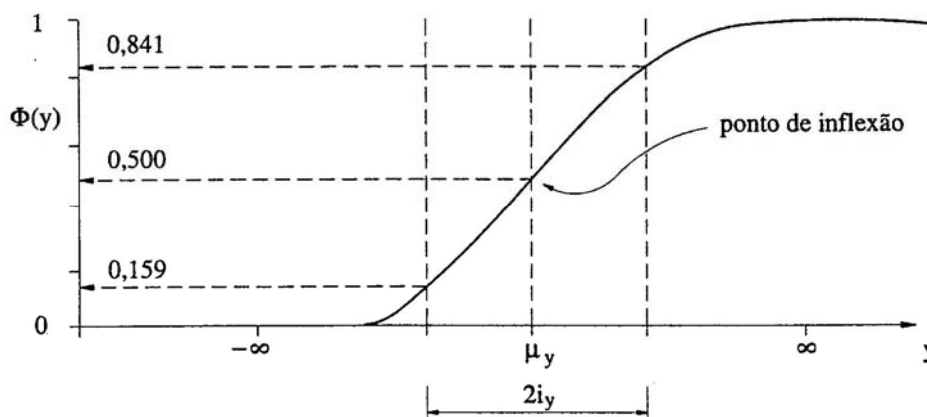


Figura 1.21 Função de probabilidade cumulativa (Almeida e Sousa, 1998)

Partindo da observação de casos históricos de túneis escavados em solos argilosos, Attewell e Woodman (1982) mostraram que a função de probabilidade cumulativa aproximava razoavelmente o perfil longitudinal transitório dos assentamentos superficiais (Mair, 1998; Almeida e Sousa, 1998). Estes autores verificaram que o assentamento superficial sobre o eixo do túnel aquando da passagem da frente de escavação ($y=0$) corresponde a $0,5\delta_{vmax}$ (ponto de inflexão da curva) para túneis construídos em argilas duras sem suporte na frente (curva a cheio na Figura 1.20). Contudo, em túneis construídos em argilas moles com aplicação de pressão na frente o assentamento superficial sobre o eixo do túnel aquando da passagem da frente é bastante inferior a $0,5\delta_{vmax}$ (Mair, 1998; Almeida

e Sousa, 1998). A utilização de escudos pressurizados tende a restringir os assentamentos superficiais antes da passagem da frente do escudo (sendo por vezes possível observar levantamentos significativos, especialmente em argilas moles), estando a maioria dos assentamentos superficiais associados ao vazio gerado pela passagem da cauda da tuneladora, o que leva a uma translação da função de probabilidade cumulativa (Figura 1.20) (Mair, 1998).

No que respeita ao valor do desvio padrão, i_y , ele é, em geral, admitido igual a i_x , tendo a validade desta hipótese sido analisada por Attewell *et al.* (1986). Estes autores, confrontando os perfis longitudinais observados em 14 túneis com os estimados na base de $i_y=i_x$, constataram que os primeiros são geralmente mais extensos que os segundos, originando menores distorções angulares, logo danos menos gravosos sobre as estruturas situadas na vizinhança da obra do que os previstos segundo a hipótese considerada (Almeida e Sousa, 1998).

1.6 Movimentos sub-superficiais

É comum a existência de túneis em meios urbanos nas proximidades de estruturas subterrâneas, tais como fundações profundas, canalizações enterradas, ou mesmo outros túneis, o que justifica a necessidade de se conhecerem também os movimentos do maciço, originados pela abertura do túnel, a diferentes profundidades.

Os dados disponíveis em relação à definição de perfis de assentamentos observados no solo em profundidade após a abertura de um túnel são pouco numerosos. Contudo, O'Reilly e New (1982) e Mair *et al.* (1993) afirmam ser possível concluir que, à semelhança dos perfis de assentamento superficiais, eles são caracterizados por uma distribuição Gaussiana, embora com uma menor largura de influência (Almeida e Sousa, 1998; Guedes de Melo e Santos Pereira, 1997), tal como ilustrado na Figura 1.22. Logo, as expressões que definem estes perfis são idênticas às já apresentadas para os movimentos superficiais.

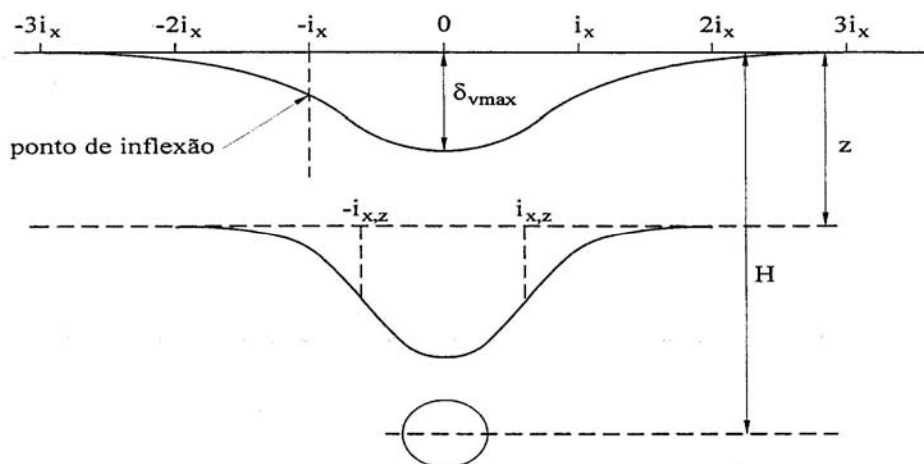


Figura 1.22 Perfis tipo dos assentamentos em profundidade

Assim, a definição da abcissa do ponto de inflexão da curva de Gauss, $i_{x,z}$, é feita com base em expressões empíricas do tipo das anteriormente referidas.

O'Reilly e New (1982) propõem a substituição da profundidade do eixo do túnel, H , por $(H-z)$, sendo z a profundidade do ponto onde se pretende determinar o perfil dos assentamentos, na sua expressão (1.25) (Almeida e Sousa, 1998). No entanto, já antes destes dois autores Attewell (1978) tinha proposto, para túneis construídos nas argilas de Londres, uma expressão semelhante

$$i_{x,z} = K_a (H - z) \quad (1.33)$$

onde K_a é uma constante (Guedes de Melo e Santos Pereira, 1997). Com base em dados experimentais obtidos em túneis também eles construídos nas argilas de Londres e (ou) ensaios sobre modelos reduzidos, Mair *et al.* (1993) e Heath e West (1996) concluíram que a hipótese de se admitir K constante em profundidade na expressão (1.25) origina curvas mais estreitas do que as observadas, logo maiores assentamentos máximos sobre o eixo do túnel (Almeida e Sousa, 1998). Tendo em conta as conclusões expostas, estes autores propuseram as seguintes expressões para determinação de $i_{x,z}$ em solos de natureza argilosa:

$$i_{x,z} = 0,175 + 0,325 \cdot (H - z) \quad \text{Mair et al., 1993} \quad (1.34)$$

$$\frac{i_{x,z}}{i_x} = \left(1 - \frac{z}{H}\right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Heath e West, 1996} \quad (1.35)$$

em que i_x é a abcissa do ponto de inflexão da curva dos assentamentos à superfície.

Moh *et al.* (1996) propõem uma expressão para estimativa da abcissa do ponto de inflexão da curva de Gauss de aplicação mais geral, já que também é válida em solos de natureza argilosa. Assim, tem-se:

$$i_{x,z} = \frac{D}{2} \cdot \left(\frac{H}{D}\right)^{0,8} \cdot \left(\frac{H-z}{H}\right)^m \quad (1.36)$$

onde D é o diâmetro do túnel e m é um parâmetro que dependerá do tipo de solo e para o qual os autores recomendam um valor de 0,4 para solos arenosos e 0,8 para solos argilosos. Repare-se que, de acordo com esta solução, a curva de Gauss em solos de natureza arenosa estreita mais rapidamente em profundidade do que em solos argilosos, sendo, no entanto, as suas larguras iguais à superfície do terreno (Almeida e Sousa, 1998). Contudo, e de acordo com os autores, esta expressão, para além de não ter em conta os assentamentos por consolidação dos materiais argilosos, não considera as variações volumétricas que poderão ocorrer no solo aquando da abertura do túnel, associadas por exemplo a um comportamento dilatante de uma areia (Guedes de Melo e Santos Pereira, 1997).

De referir que, para materiais argilosos, as expressões (1.34) e (1.35) coincidem com a proposta por O'Reilly e New (1982), (1.25), para $z=0$, isto é, assentamentos à superfície do terreno. Já a expressão (1.36) para $z=0$ coincide com a expressão proposta por Clough e Schmidt (1981), atrás apresentada, (1.20) (Almeida e Sousa, 1998; Guedes de Melo e Santos Pereira, 1997).

Uma vez que, nos maciços argilosos as deformações se processam a volume constante, o volume das perdas de solo por unidade de comprimento adoptado terá que ser igual à área definida pela curva normal. Assim, nestes solos, uma vez estimado $i_{x,z}$, o perfil transversal dos assentamentos à profundidade z fica desde logo determinado.

A estimativa do assentamento sobre o eixo do túnel a diferentes profundidades, para o caso de túneis escavados em solos arenosos, é mais problemática, tal como já era a determinação do assentamento máximo à superfície. Não existindo na bibliografia referências a metodologias que a permitam fazer, uma solução possível é a de adoptar uma variação linear dos assentamentos em profundidade e uma das relações associando o assentamento no coroamento com o assentamento à superfície do terreno como, por exemplo, a proposta por Atkinson e Potts (1977), já referida em 1.4.2:

$$\frac{\delta_{v\max}}{\delta_{vc}} = 1,0 - 0,40 \cdot \left(\frac{C}{D} \right) \quad (1.37)$$

sendo C a profundidade do tecto do túnel.

Admitindo válida a hipótese já mencionada aquando dos deslocamentos superficiais, em que os vectores dos deslocamentos são dirigidos para o centro do túnel, o que é equivalente a considerar as perdas de solo concentradas nesse ponto, as suas componentes horizontais e as respectivas deformações à profundidade z podem ser estimadas empregando as expressões (1.6) e (1.7) e substituindo H por $(H-z)$. Relativamente a esta última hipótese e com base nos resultados fornecidos pela instrumentação de um túnel construído de acordo com os princípios do *NATM* nas argilas de Londres (Heathrow Express Trial Tunnel), New e Bowers (1994) concluíram pela sua validade até profundidades da ordem de um diâmetro acima do tecto. Na periferia do túnel, os autores obtiveram muito melhores estimativas admitindo que as perdas de solo são distribuídas uniformemente num plano horizontal (com uma largura igual à do túnel) localizado ao nível da soleira, em vez de serem concentradas no centro do túnel (Almeida e Sousa, 1998).

A variação dos assentamentos em profundidade seguirá, para a maioria das situações, uma evolução semelhante à apresentada no diagrama da Figura 1.23, fornecido por Hansmire e Cording (1985). Nesse diagrama estão representados, no lado esquerdo, as linhas de igual deslocamento vertical e, no lado direito, a direcção das deformações. Da sua análise conclui-se que o assentamento aumenta com a profundidade. Segundo estes investigadores, os elevados assentamentos observados neste túnel ficaram-se a dever à utilização de uma deficiente técnica de construção. No entanto, um segundo túnel, executado em boas condições, mostrou

uma evolução dos assentamentos em profundidade semelhante mas com valores finais cerca de 1/3 mais baixos. O tipo de evolução apresentado, embora representativo da maioria das situações, não é generalizável a todos os tipos de solo. Existem casos em que a evolução dos assentamentos em profundidade pode mesmo ser contrária. Assis *et al.* (1997) apresentam uma situação em que, devido às propriedades colapsíveis do solo, o assentamento cresceu do túnel para a superfície (Guedes de Melo e Santos Pereira, 1997).

Relativamente à evolução dos assentamentos em profundidade com o tempo, ligados a eventuais fenómenos de consolidação, Bowers *et al.* (1996) concluíram, a partir dos resultados da observação de um túnel, que a largura da curva de assentamentos tende a aumentar ao longo do tempo, à semelhança do que acontece à superfície (Guedes de Melo e Santos Pereira, 1997).

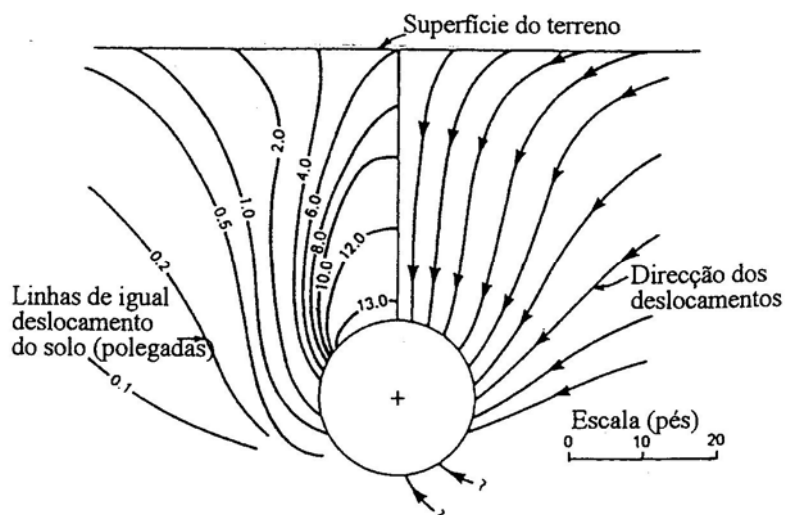


Figura 1.23 Assentamentos observados devido à abertura de um túnel de 6,4m de diâmetro em argilas (Hansmire e Cording, 1985)

1.7 Assentamentos a longo prazo

Resultados da observação de diversas obras permitem concluir que, mesmo em túneis abertos em solos argilosos, grande parte dos assentamentos ocorrem em condições não drenadas (Peck, 1969; Guedes de Melo e Santos Pereira, 1997). Na bibliografia encontram-se, no entanto, relatos de casos em que surgiram

posteriores assentamentos, associados à dissipação de excessos de pressões neutras gerados durante a construção e consequente redistribuição de tensões, relacionados com fenómenos de consolidação do maciço remexido pela escavação. Estes assentamentos, geralmente, desenvolvem-se de forma relativamente uniforme ao longo do alinhamento do túnel, sem que ocorram deformações longitudinais significativas, isto é, processam-se aproximadamente em estado plano de deformação (Rowe e Kack, 1983; Guedes de Melo e Santos Pereira, 1997).

Os assentamentos a longo prazo (ou assentamentos diferidos no tempo) podem ser particularmente apreciáveis no caso de túneis em argilas moles. Estes são devidos a alterações da pressão neutra e, consequentemente da tensão efectiva devido à construção do túnel e tomam a forma de assentamentos diferenciais, por vezes referidos como assentamentos de consolidação mas, geralmente, com um aumento muito pequeno da componente horizontal dos movimentos superficiais (Mair, 1998). Shirlaw (1995) afirma que, tipicamente, o aumento do assentamento a longo prazo para túneis em argilas moles é da ordem de 30-90% do assentamento total e, em muitos casos, há um alargamento da bacia de subsidência (casos em que o túnel funciona como um dreno).

Os principais factores que influenciam o desenvolvimento dos referidos assentamentos pós-construção de um determinado túnel são os seguintes:

1. magnitude e distribuição dos excessos de pressão neutra, Δu , gerados pela construção do túnel;
2. compressibilidade e permeabilidade do solo;
3. condições fronteira da pressão neutra, particularmente, a permeabilidade do suporte do túnel relativamente à permeabilidade do solo;
4. distribuição inicial da pressão neutra no maciço antes da construção do túnel.

É a permeabilidade do suporte relativamente ao solo que determina se o túnel funciona ou não como um dreno. Negro (1994) chama ainda a atenção para a influência que as imperfeições no revestimento de túneis podem ter nas infiltrações de água em túneis. Almeida e Sousa (1998) refere que, se a permeabilidade do suporte não for muito inferior à do maciço envolvente, como é frequente no caso de solos argilosos (Ward e Pender, 1981; Mair *et al.*, 1991), o túnel irá funcionar como um dreno. Nessas situações, o escoamento induzido provoca uma variação das pressões de água nos poros numa zona extensa em redor e acima do túnel, com

associação de assentamentos por consolidação desenvolvidos numa extensa área (Howland, 1980; Mair, 1998). Isto leva a que os assentamentos diferenciais associados à consolidação sejam muito pequenos (ao contrário do que acontece frequentemente com os seus valores absolutos) e que a bacia de subsidência alargue ao longo do tempo. Este tipo de comportamento é aplicável quer a argilas moles (normalmente consolidadas), quer a argilas rijas (sobreconsolidadas) (Almeida e Sousa, 1998).

Fitzpatrick *et al.* (1981) concluíram que, ao contrário do que acontece com o diâmetro do túnel e, sobretudo, com a profundidade do estrato impermeável, o aumento da espessura do recobrimento do túnel se traduz num acréscimo praticamente proporcional no caudal percolado e num alargamento da zona influenciada pela percolação.

Um exemplo de alargamento da bacia de subsidência de um túnel em argilas rijas é dado por Bowers *et al.* (1996) e está ilustrado na Figura 1.24. Na referida figura são apresentados os assentamentos imediatamente após a construção (curto prazo) e três anos após a construção (longo prazo) para um túnel de 8,7m de diâmetro, a uma profundidade de 21m, escavado nas argilas de Londres e em que o revestimento é de betão projectado. Verifica-se que há um aumento relativamente uniforme dos assentamentos ao longo de toda a bacia de subsidência ao longo do período de três anos, semelhante ao observado para túneis abertos em maciços de argilas moles (Mair, 1998). É importante notar em particular que os aumentos de distorção ou da taxa de deflexão são muito pequenos. Bowers *et al.* (1996) constataram ainda que são também muito pequenos os acréscimos das deformações horizontais ao longo deste período de observação, o que vem legitimar o facto de se admitir que, no que concerne aos danos nas estruturas vizinhas das obras, a situação a curto prazo e a correspondente à completa dissipação das pressões neutras geradas estão próximas (Almeida e Sousa, 1998). Acresce também a conclusão, segundo os autores (Bowers *et al.*, 1996) de que a evolução dos assentamentos é aproximadamente linear em relação ao logaritmo do tempo, o que é típico de um processo de consolidação primária (Guedes de Melo e Santos Pereira, 1997).

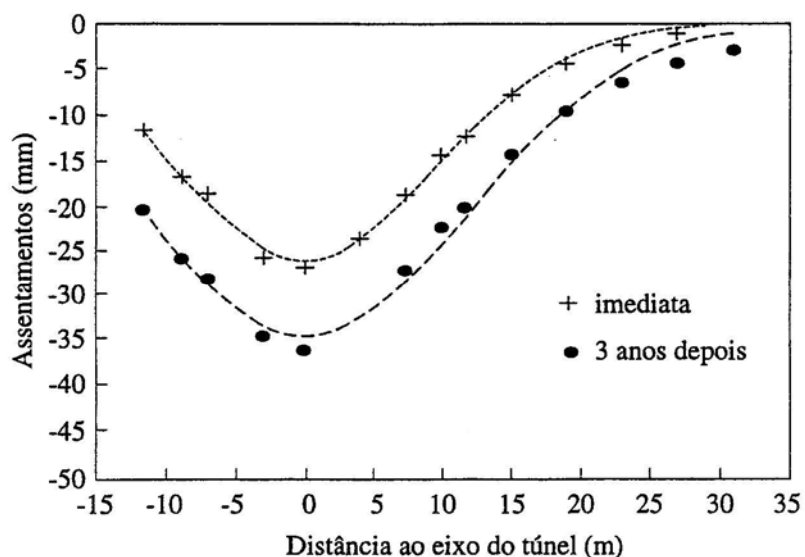


Figura 1.24 Assentamentos imediatos e diferidos no tempo, originados pela abertura de um túnel nas argilas de Londres (Bowers *et al.*, 1996)

Também O'Reilly *et al.* (1991) apresentam um invulgar caso no qual os assentamentos associados à construção de um túnel de cerca de 3m de diâmetro escavado numa argila siltosa, normalmente consolidada, foram observados durante cerca de 11 anos até ser atingida uma situação de equilíbrio (Guedes de Melo e Santos Pereira, 1997; Almeida e Sousa, 1998). Para controlo da estabilidade da frente foi usado ar comprimido que foi retirado cerca de 100 dias após a construção, tendo-se constatado que os assentamentos finais à superfície sobre o eixo de simetria em duas secções transversais, A (profundidade do eixo de 8,0m) e B (profundidade do eixo de 5,3m), atingiram um valor cerca de duas vezes o verificado a curto prazo (7 dias após a construção) (Figura 1.25). A observação dos respectivos perfis transversais definidos 7 dias após a escavação e após a estabilização (Figura 1.26) permite verificar que a bacia de subsidência alarga significativamente com o tempo, pelo que, tal como no caso anterior, as distorções angulares induzidas à superfície não são grandemente alteradas durante o processo de consolidação (Almeida e Sousa, 1998).

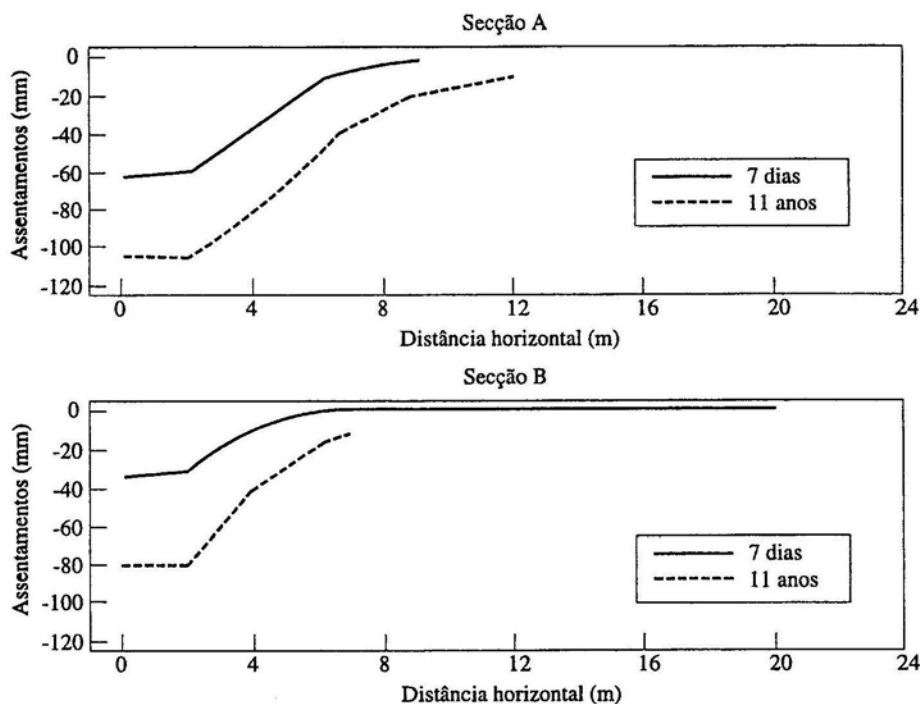


Figura 1.25 Evolução no tempo dos assentamentos máximos à superfície induzidos pela escavação de um túnel numa argila normalmente consolidada (O'Reilly *et al.*, 1991)

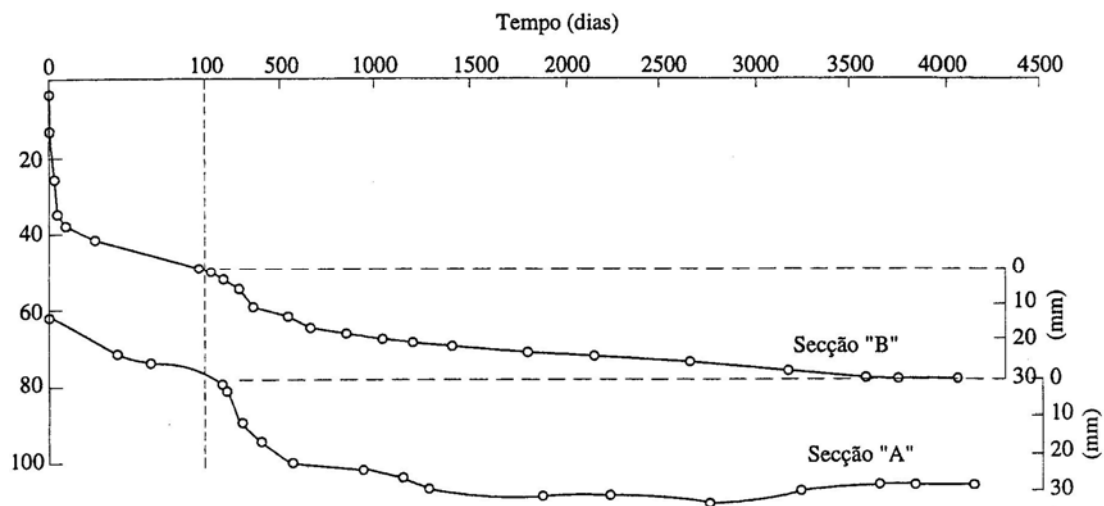


Figura 1.26 Evolução dos perfis transversais dos assentamentos superficiais induzidos pela escavação de um túnel numa argila normalmente consolidada (O'Reilly *et al.*, 1991; adaptado de Almeida e Sousa, 1998)

Frischmann *et al.* (1994) mencionam um outro caso em que os assentamentos a longo prazo foram significativos. Estes autores estudaram o caso de um túnel com cerca de 3,05m de diâmetro, escavado nas argilas de Londres, por baixo da Mansion House, um importante edifício do século XVIII em Londres. Um ano após a construção do túnel, o assentamento total tinha já duplicado o valor do

assentamento a curto prazo e tendia a aumentar. Este facto preocupou os responsáveis, uma vez que estava a causar danos não esperados no referido edifício e para os quais não haviam sido previstas medidas de prevenção e/ou limitação. O assentamento a longo prazo, possivelmente devido a fenómenos de consolidação causados pela drenagem de água através do revestimento do túnel, tornou-se maior que o valor que havia sido previsto.

Se a permeabilidade do suporte for pequena em relação à permeabilidade do solo envolvente é possível considerar o túnel como sendo impermeável. Assim, as pressões de água nos poros tendem para a condição de equilíbrio inicial, estando os assentamentos, devido à consolidação, associados à dissipação dos excessos de pressão neutra gerados a curto prazo pela construção do túnel. Logo, têm-se duas situações distintas: o caso de túneis abertos em argilas moles, especialmente se a escavação se realizar ao abrigo de um escudo com confinamento líquido ou por contra-pressão de terras, e o caso de túneis abertos em argilas rijas ou sobreconsolidadas. No primeiro caso, são gerados excessos de pressões de água nos poros significativos numa zona pouco extensa, localizada imediatamente em redor do túnel. A dissipação dos excessos de pressão neutra, responsáveis pelo aumento dos assentamentos à superfície do terreno, é feita sem que aumente a largura da bacia de subsidência, o que leva a uma aumento do declive da curva e a danos adicionais sobre os edifícios nas proximidades (Shirlaw, 1995). Já o segundo caso corresponde a uma situação em que a construção origina a geração de excessos negativos de pressão da água nos poros (em geral pequenos devido à elevada resistência do solo), cuja dissipação provoca, a prazo, expansão da argila. Consequentemente, observa-se uma diminuição da grandeza do assentamento inicialmente verificado (Almeida e Sousa, 1998).

É então possível concluir o seguinte sobre os assentamentos a longo prazo (Mair e Taylor, 1997):

- excessos de pressões de água nos poros significativos podem ser gerados quando são abertos túneis em argilas moles, especialmente no caso de serem usados escudos por contra-pressão de terras – estes excessos podem ser induzidos através de esforços de corte mesmo quando a descarga do maciço ocorre com reduzido suporte da frente de escavação, mas os mais marcados excessos positivos de pressão neutra são observados quando ocorre sobrepressurização da frente ou quando as injecções de calda nos vazios da cauda são elevados;

- os excessos positivos de pressões de água nos poros são gerados localmente no maciço imediatamente à volta do túnel, geralmente, numa área de cerca de um diâmetro em redor do túnel, se o revestimento do túnel for de baixa permeabilidade em relação à permeabilidade da argila – os assentamentos por consolidação estão associados apenas à dissipação destes excessos locais de pressões neutras, o que resulta numa bacia de subsidência adicional de largura semelhante à bacia de subsidência formada imediatamente após a construção do túnel;
- em argilas rijas apenas são gerados excessos negativos de pressão neutra em consequência da construção do túnel, se o suporte do túnel for de baixa permeabilidade relativamente à do solo, será de esperar um levantamento em vez de um assentamento, o que resulta em assentamentos superficiais pós-construção não perceptíveis;
- se o suporte do túnel for permeável relativamente à permeabilidade da argila, o túnel funciona como dreno e os assentamentos por consolidação resultantes levam a uma bacia de subsidência significativamente mais larga do que a bacia de subsidência gerada a curto prazo associada à construção do túnel; contudo, os aumentos das distorções, da taxa de deflexão e de deformações horizontais observados são muito reduzidos.

Capítulo 2

INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO DE TÚNEIS

2.1 Introdução

2.1.1 *Justificação da observação*

De entre as obras de Engenharia Civil, as que mais necessitam de uma observação cuidadosa são as estruturas subterrâneas, em especial os túneis. Tal deve-se a variadíssimas incertezas associadas a estas obras, entre as quais é possível destacar a incompleta caracterização geológica e geotécnica do maciço e o complexo comportamento estrutural do próprio túnel.

O conhecimento geológico do maciço tem impacto na viabilidade, no traçado, no comportamento e nos custos da obra. No caso dos túneis, a prospecção geológica apresenta desafios adicionais. É necessário compreender a geologia regional (tendo em atenção a análise tridimensional) e não esquecer que as propriedades geotécnicas se alteram significativamente com o tempo, a sazonalidade, a taxa de carregamento, ... (Parker, 2004). É importante lembrar ainda que os túneis são estruturas de desenvolvimento linear, isto é, estruturas em que a direcção longitudinal é muito maior que as duas direcções transversais. Este facto, por dificultar os estudos geológicos, hidrogeológicos e geotécnicos a partir da superfície para as profundidades pretendidas, associa um elevado grau de incerteza às extrapolações necessárias (Muralha, 2001).

Tecnicamente, é impossível ter uma prospecção rigorosa do maciço envolvente da obra. O conhecimento do meio geotécnico não só é de natureza descontínua, uma vez que os ensaios são realizados apenas em determinados pontos do maciço, como, por vezes, é também de natureza empírica.

Parker (2004) estabeleceu um paralelo entre o estudo do betão de uma obra e a análise do maciço. No caso do betão, são retiradas amostras a cada 20 a 50 m³, o que se traduz numa amostra de 0,1% do volume total de betão empregue na obra. No caso da prospecção de um maciço, são geralmente retiradas amostras a cada 100m de desenvolvimento linear da obra, traduzindo-se numa amostra de 0,0005% do volume interessado na obra. Para além destes factos, não deve ser esquecido que o betão é um material fabricado, pelo que cada amostra representa a totalidade do fornecimento de onde foi retirada, ao contrário dos solos e rochas que são materiais naturais extremamente heterogéneos.

De acordo com Hachich (2004), o facto de, aos materiais naturais estarem associadas grandes incertezas e de a esperança de serem eliminadas as incertezas com prospecções adicionais ser praticamente inexistente, leva a uma atitude complacente e conformista, relegando para segundo plano a investigação com retorno ao "empirismo medieval" e à improvisação.

O comportamento estrutural de um túnel é complexo. Sabe-se que a escavação origina uma alteração do estado de tensão do maciço, provoca um movimento deformacional para o interior da cavidade e gera deslocamentos à superfície. Estas alterações de tensão e deformação, que podem causar a rotura do maciço, são de difícil quantificação. A estabilidade da obra vai depender, principalmente, das características do suporte adoptado e do seu modo de colocação, da forma da cavidade, da natureza das formações envolvidas (estratificação do maciço, nível freático, características resistentes do maciço), do estado de tensão inicial instalado no maciço e, especialmente, do método construtivo adoptado (Sousa, 2001). Para obras em rocha, a estabilidade está condicionada pela presença de descontinuidades, sendo que as roturas ocorrem frequentemente com escorregamento ou separação ao longo destas superfícies; já no caso das obras em solos, a estabilidade depende das condições de resistência, drenada ou não drenada, em função do tipo de terreno e das condições de execução da obra (Silva, 2001). A somar a todos estes factores, há que considerar ainda o factor tempo, que desempenha um papel determinante. Aliás, termos como tempo de auto-portância, estabilidade imediata e revestimento provisório e definitivo justificam essa importância (Muralha, 2001).

O progressivo incremento de obras subterrâneas em áreas urbanas introduziu um novo problema a resolver no projecto e execução destas estruturas:

a influência da escavação sobre as construções que existem na proximidade do seu traçado. Os movimentos superficiais originados pela escavação não só têm uma importância decisiva na selecção do traçado e na escolha do método construtivo como também levam à necessidade de implementar planos de instrumentação das obras.

A presença de infra-estruturas nas proximidades da obra implica a necessidade do conhecimento atempado da influência do túnel sobre as referidas infra-estruturas, de forma a serem tomadas as medidas convenientes com vista à minimização da perturbação, isto é, prevenção de excessos de deformações e assentamentos que, porventura, possam ser ocasionados pela execução da nova construção. A interacção do túnel com as infra-estruturas à superfície pode danificar as mesmas, constituindo um dos aspectos fundamentais a ter em consideração na análise do comportamento destas obras.

A instrumentação revela-se uma ferramenta extremamente útil quando os resultados são interpretados “a tempo” e disponibilizados quer ao projectista, quer ao empreiteiro, e quando está previsto um mecanismo de ajuste dos métodos construtivos ou do dimensionamento com base na observação. Isto constitui o método de observação que Karl Terzaghi descreveu e usou com sucesso em vários problemas geotécnicos (Cording *et al.*, 1975). Assim, o referido método de observação inclui os seguintes itens (Hachich, 2004):

1. projecto desenvolvido segundo uma hipótese de trabalho fundamentada nas informações disponíveis;
2. projecto de instrumentação e monitorização;
3. previsão de leituras mais prováveis com base na hipótese de trabalho;
4. associação prévia de diferentes valores das leituras a diferentes desvios da hipótese de trabalho;
5. planos de contingência para fazer face aos desvios.

A instrumentação da obra e a sua observação não só permitem garantir a segurança, quer da própria obra, quer das infra-estruturas existentes, como devem mesmo ser parte integrante do projecto do túnel.

No entanto, uma parte significativa da informação de um projecto/obra de um túnel não é registada, ou quando registada, não é sumariada e correlacionada com outros acontecimentos no túnel. Uma comparação cuidadosa dos

acontecimentos num túnel com os resultados da observação, no que respeita ao período e localização é um grande passo no desenvolvimento de uma imagem coerente do comportamento do túnel. Muitas pesquisas têm sido levadas a cabo em numerosos túneis de forma a determinar o tamanho e a forma da bacia de assentamentos à superfície (Pinto e Costa, 1997; Malato *et al.*, 1998; Lee *et al.*, 1999; Sugiyama *et al.*, 1999; Almeida e Sousa *et al.*, 2001; Jorge *et al.*, 2003; Melâneo e Jorge, 2002; Martins *et al.*, 2004; Melâneo *et al.*, 2004a; Melâneo *et al.*, 2004b). Contudo, estão disponíveis relativamente poucos artigos que façam a comparação, para dadas condições, entre o assentamento à superfície e as condições de construção específicas do túnel que causaram o assentamento.

2.1.2 Objectivos da observação

A observação das obras deve efectuar-se de uma forma sistemática e planeada de modo a assegurar a obtenção de informação suficiente que permita (Cording *et al.*, 1975; Pinto e Costa, 1997; Almeida e Sousa, 1998; Neto e Kochen, 2000; Sousa, 2001; Costa Pereira, 2001):

1. avaliar de forma adequada as condições de segurança, quer da estabilidade da frente, quer das edificações e instalações existentes na vizinhança (zona de influência do local instrumentado e observado), durante as diferentes etapas da vida das obras e intervir com medidas apropriadas, tão logo sejam detectadas condições anómalas ou perigosas (Pelizza, 1996);
2. comparar as hipóteses de projecto (modelos de cálculo e parâmetros geotécnicos utilizados) com o comportamento observado;
3. determinar as causas dos movimentos do solo, a sua magnitude e distribuição e o seu efeito nas estruturas mais próximas, garantindo que os assentamentos e distorções introduzidos pela escavação se situam dentro dos limites aceitáveis (em zonas urbanas, esta limitação de assentamentos é essencial para evitar danos em edificações e infra-estruturas nas imediações do túnel) e definir o modelo de deformação do maciço permitindo a extrapolação do comportamento observado em secções já escavadas para secções não escavadas, de modo a possibilitar, quando necessário, a alteração dos métodos construtivos e das soluções estruturais adoptadas em função do comportamento real do maciço, num

processo interactivo de optimização da concepção da obra (este ciclo, projecto – métodos construtivos – observação – projecto, reveste-se de especial importância no caso de túneis construídos segundo os princípios do NATM), de forma a minimizar os deslocamentos e a necessidade do uso de técnicas de reforço para diminuir os distúrbios nas estruturas adjacentes;

4. controlar a progressão das frentes de trabalho e o avanço de equipamentos;
5. complementar o acompanhamento da escavação, o mapeamento geológico, a verificação de conformidades e as demais informações de campo;
6. efectuar um controlo da qualidade da construção e a protecção dos intervenientes na obra quanto a questões legais;
7. contribuir para o avanço dos conhecimentos, através de uma melhor compreensão dos fenómenos envolvidos, e da avaliação da eficácia de novas tecnologias e técnicas de construção eventualmente empregues.

Relativamente a este último ponto é ainda possível acrescentar que os resultados da instrumentação são extremamente úteis na contribuição para o avanço do estado da arte se tiverem sido relacionados com os problemas significativos da obra. Os benefícios serão grandes se os resultados forem disponibilizados com suficiente detalhe de modo a que se possa perceber a relação entre os valores medidos, as condições de construção e a geologia.

Em geral, a observação incide essencialmente sobre os deslocamentos à superfície e no interior do maciço envolvente, os deslocamentos no contorno da abertura e ainda sobre as tensões e forças no suporte. A medição dos deslocamentos superficiais, principalmente no caso de túneis pouco profundos, reveste-se de especial importância, uma vez que permite avaliar a estabilidade não só da frente de escavação como também das edificações e instalações circundantes.

Os resultados da observação são disponibilizados em relatórios de instrumentação que devem conter a seguinte informação (Cording *et al.*, 1975):

1. sumário da geologia ao longo do desenvolvimento do túnel, com descrição da hidrogeologia, qualidade da rocha e zonas de maior fraqueza, condições na frente do túnel e resistência do solo;

2. história da construção ao longo do desenvolvimento do túnel;
3. dimensões da escavação, descrição do(s) suporte(s) e método construtivo;
4. gráficos temporais de comparação entre valores medidos e evolução da construção, com indicação da posição da frente do túnel e momento de instalação do suporte;
5. comparação da geologia com os resultados de instrumentação usando perfis transversais e longitudinais;
6. comparação dos valores medidos com os valores previstos em projecto;
7. descrição da precisão dos instrumentos, alcance, desvio, erros e método de instalação.

Assim, reforça-se a ideia de que, actualmente, é indiscutível que a instrumentação da obra e a sua observação, quer em fase construtiva, quer já em fase de exploração, não esquecendo possíveis obras de reabilitação, devem ser parte integrante do projecto de um túnel.

2.2 Planeamento

A observação das obras subterrâneas deve seguir as recomendações da AFTES (1998), que se dividem, essencialmente, em três partes (Silva, 2001):

1. organização de um documento que permita detalhar as tarefas elementares associadas à observação da obra, desde a concepção do plano de observação até à interpretação das observações, passando pelo caderno de encargos, localização, instalação dos aparelhos ou dispositivos de medida, ...
2. estabelecimento de um plano de garantia de qualidade da obra em função do Dono de Obra, isto é, a definição de um conjunto de acções planeadas e sistémicas para garantir os requisitos definidos pela qualidade;
3. estabelecimento das disposições contratuais respeitantes à observação, com destaque para os pontos mais relevantes de modo a evitar situações de conflito.

A elaboração do plano de observação referenciado nas recomendações da AFTES (1998) deve considerar as seguintes tarefas (Silva, 2001):

1. previsão dos fenómenos que condicionam o comportamento da obra e das infra-estruturas existentes à superfície (estimando as amplitudes de variação para os parâmetros característicos e eventuais níveis de alerta), contemplando nomeadamente os aspectos relacionados com as instabilidades locais e globais, as deformações do maciço e à superfície devidas à construção da obra e ao rebaixamento do nível freático;
2. definição dos objectivos de observação em função das várias fases de vida da obra;
3. definição das tarefas dos vários intervenientes na obra (Dono de Obra, Empreiteiro, especialistas em Geotecnia, fabricantes de aparelhos e prestadores de serviço no domínio da observação);
4. escolha dos parâmetros característicos que devem ser medidos, como deformações ou forças, e as causas que os produzem;
5. planeamento dos equipamentos ou dispositivos de observação (estabelecendo a sua natureza e características considerando aspectos como a precisão, fiabilidade e durabilidade dos equipamentos e a duração prevista para a observação) que permitirão a obtenção dos resultados de observação pretendidos, a periodicidade das medições e o modo como devem ser comunicadas às entidades responsáveis, o estabelecimento de sistemas de vigilância ou de alerta sobre certos parâmetros que possam pôr em causa a segurança das obras ou prever eventuais anomalias;
6. escolha da implantação dos aparelhos ou dispositivos de medida e o seu número e distribuição, diferenciando secções principais e secundárias, bem como zonas de acesso, cruzamento de túneis, acidentes geológicos;
7. organização do procedimento de instalação dos aparelhos em função do método construtivo ou de reabilitação da obra, não esquecendo o estabelecimento de um plano de verificação e de manutenção periódica dos aparelhos;
8. planeamento de inspecções visuais;
9. estabelecimento das linhas definidoras sobre o processamento dos dados de observação, incluindo aquisição, tratamento, compilação, análise, interpretação da informação obtida e elaboração de relatórios ou outros documentos;

10. organização de toda a informação associada à obra em análise (características gerais do empreendimento, processos construtivos e progressão dos trabalhos, geologia e características geomecânicas, documentos elaborados, infra-estruturas existentes e órgãos instalados ou a instalar na obra);
11. decisão sobre a automatização da recolha de determinados dados de observação, visto que, por vezes, há necessidade de obter resultados em tempo real, contemplando, em caso afirmativo, quais as grandezas a observar, o sistema de aquisição e o correspondente software, o sistema de transmissão e, finalmente, o sistema de processamento.

Do exposto acima, a tarefa crítica é, sem dúvida, definir o que observar e porquê, o que leva à questão: que acção será tomada após a obtenção dos resultados interpretados? Se a segurança do túnel estiver envolvida ou se os custos forem elevados, as especificações devem incluir planos de contingência aliados aos resultados de observação. Frequentemente, não haverá tempo suficiente para planear e activar uma alternativa se estas acções forem apenas pensadas em campo após os resultados de observação terem indicado perigo.

A etapa de execução inclui, obviamente, a implementação do sistema de observação. A implementação do sistema engloba a aquisição de aparelhos, sua recepção e instalação e a aquisição e/ou elaboração de software específico para tratamento dos dados recolhidos. A operação de um sistema de observação abrange a recolha de informação, resultante quer dos equipamentos quer de inspecções visuais, compilação, tratamento, análise e interpretação da informação obtida, apresentação dos resultados e verificação e manutenção regular de todos os equipamentos.

Por último, é necessário, a partir dos resultados obtidos pela observação, efectuar interpretações rigorosas sobre o comportamento da obra, tendo por base modelos de cálculo numéricos e/ou analíticos. Estas interpretações possibilitam a comparação das previsões efectuadas com os resultados obtidos, tendo sempre presente os níveis de alerta previamente definidos. Por outro lado, com base na informação recebida, é ainda possível efectuar uma análise da evolução dos valores obtidos ao longo do tempo em função do avanço da frente de escavação, estabelecer correlações entre os valores observados e as características da obra e respectiva envolvente e ajustar a frequência das leituras, procedendo, quando

necessário, ao reforço ou alteração do plano de observação, sempre num espírito interactivo: planear – efectuar – verificar – tomar medidas – planear.

O plano de observação pode não terminar com o final da obra. Cada vez mais se impõe a necessidade de prolongar os planos de observação e instrumentação para além da execução da obra, isto é, já durante a fase de exploração. Só assim é possível detectar comportamentos anómalos que podem afectar a operacionalidade e a segurança das estruturas, bem como detectar danos que venham a exigir obras de manutenção e/ou reabilitação. É óbvio que o plano de observação terá necessariamente diferentes características nesta fase e, portanto, deve proceder-se às alterações e adaptações convenientes. A frequência das observações e leituras terá de ser reajustada, assim como o tipo, número e distribuição dos aparelhos de medição.

2.3 Informação a registar

De modo a concretizar os objectivos anteriormente mencionados, o programa de observação deve permitir a obtenção de dados sobre: as propriedades dos materiais envolvidos; os efeitos estruturais no maciço envolvente e nos suportes instalados e as acções mais importantes, em particular a acção da água sobre os revestimentos impermeáveis e a solicitação do maciço sobre o suporte na respectiva interface (Almeida e Sousa, 1998).

São várias as fontes de informação geotécnica complementar que vão desde a cartografia geotécnica das superfícies escavadas (antes da colocação do suporte) com anotação de todos os aspectos morfológicos, estruturais e hidrogeológicos importantes, ao registo de toda a informação sobre a sequência de escavação, de colocação do suporte e das dificuldades e problemas encontrados, passando pela execução de ensaios *in situ* e de laboratório com o objectivo de caracterizar melhor das propriedades de resistência, deformabilidade e permeabilidade do maciço. Para além destes ensaios, que têm o intuito de caracterizar o maciço, são também frequentes os ensaios, quer em laboratório quer *in situ*, para caracterização das propriedades mecânicas dos suportes que podem apresentar resistência e deformabilidade variáveis no tempo.

A medição dos deslocamentos superficiais reveste-se de especial importância no caso de túneis superficiais em solos. A medição dos deslocamentos do solo permite avaliar os movimentos imediatamente adjacentes ao túnel, de modo a que possam ser correlacionados com os procedimentos construtivos a fim de ser determinada a fonte de perda de solo, e determinar a distribuição dos deslocamentos verticais e laterais à volta do túnel, com o intuito de avaliar o reforço requerido das estruturas circundantes ou os limites de perigo.

A medição dos efeitos sobre as estruturas vizinhas é uma questão que tem vindo a ganhar relevo. Para avaliação desses efeitos, ou seja, da deformação da estrutura devido à abertura do túnel, é possível monitorizar a abertura de fendas ou medir os assentamentos da estrutura.

As medidas de convergência entre pontos na parede ou no suporte das aberturas são as mais realizadas para verificar o comportamento da obra, quer a curto quer a longo prazo. A interpretação destas medidas fornece elementos sobre a amplitude e velocidade de deformação da abertura e o tempo necessário para que o equilíbrio seja atingido, o que permite tirar conclusões sobre a eficiência do suporte utilizado e a estabilidade da obra (Almeida e Sousa, 1998).

A necessidade de efectuar medições no interior do próprio maciço é justificada pela alteração no estado de tensão provocada pela abertura de um túnel, bem como pelo alcance dos efeitos de escavação e a forma como eles se anulam com a distância à abertura. Estes são elementos importantes na apreciação da estabilidade da obra, uma vez que podem levar a situações de rotura no próprio maciço e instabilidade na frente, sobretudo no caso de túneis pouco profundos ou quando são utilizadas ancoragens como suporte, uma vez que estas devem ser seladas em zonas não perturbadas do maciço (Almeida e Sousa, 1998; Sousa, 2001).

Além das medições de deslocamentos no interior do maciço, são também efectuadas medições das pressões transmitidas pelo terreno e das tensões instaladas nos suportes de betão.

A medição da pressão transmitida pelo maciço tem como objectivo quantificar a acção solicitante deste sobre o suporte para verificação das hipóteses de cálculo. Contudo, a obtenção destes valores é um processo delicado.

A medição das tensões instaladas no suporte tem como objectivo caracterizar as respostas estruturais para quantificação das suas condições de segurança e a confrontação com as soluções analíticas ou numéricas estabelecidas. No entanto, estas medições não só são difíceis de realizar como os seus resultados são mais dispersos e de difícil interpretação, especialmente no caso de suportes de betão projectado onde é necessário considerar o efeito da temperatura, a não uniformidade das tensões e a fissuração do betão projectado (Almeida e Sousa, 1998).

Por último, há que considerar a monitorização da água e a medição de vibrações. A monitorização da água revela-se de maior importância em trechos de encostas (Sousa, 2001). A questão das vibrações é especialmente importante quando o processo construtivo requer o uso de explosivos para a abertura do túnel, uma vez que a propagação das vibrações, através do maciço até às fundações das estruturas, poderá ser uma das principais causas de danos.

2.4 Equipamentos de observação

2.4.1 *Generalidades*

A escolha dos equipamentos deve ter em conta a possibilidade de interpretação atempada e em tempo real da informação recolhida e apresentar garantias de que os sistemas de alarme funcionam com eficácia e sem produzir falsos alarmes. A possibilidade de tratamento automático dos dados revela-se essencial no caso de equipamentos de difícil acesso e no caso de colocação de numerosos equipamentos. A escolha está ainda dependente de: i) parâmetros críticos associados à obra; ii) grandezas complementares relacionadas com os parâmetros mais importantes e iii) formações geotécnicas envolvidas (Sousa, 2001).

O sucesso do programa de observação está também dependente do uso de instrumentos ou aparelhos de medida, que não sejam demasiado complexos ou de difícil instalação, a tempo de obter dados significativos (Cording *et al.*, 1975), como por exemplo extensómetros colocados a partir do interior da cavidade, já que a sua

instalação é demorada, levando à perda de uma parcela importante dos deslocamentos (Almeida e Sousa, 1998). É ainda importante lembrar que os instrumentos não devem tornar-se instáveis num furo onde haja presença de água, assim como não devem fornecer informação que não permita dissociar o comportamento real do túnel do erro de precisão do instrumento.

As características habitualmente consideradas na selecção dos equipamentos incluem (Cording *et al.*, 1975; Hanna, 1985; Duncliff e Green, 1988; Caspurro, 1999; Sousa, 2001):

1. adequação às condições do túnel;
2. adequação às características geológicas e geotécnicas do traçado do túnel;
3. princípio de funcionamento dos aparelhos compatível com a grandeza a medir;
4. perturbação mínima da zona onde é instalado o aparelho;
5. campo de medida compatível com as variações das grandezas a observar;
6. precisão adequada, fiabilidade, repetibilidade e robustez;
7. possibilidade de automação;
8. baixa manutenção;
9. compatibilidade com os processos construtivos;
10. resistência ao ambiente onde serão colocados;
11. período/duração da observação.

O custo não deverá ser o factor determinante na escolha de determinado instrumento, mas deverá ter em consideração os requisitos considerados necessários para que o sistema de observação cumpra os objectivos para os quais foi planeado.

Um programa ou sistema de observação deve ser bem sucedido ainda que falhem alguns aparelhos de medida. Para tal é necessário que: i) o programa tenha sido concebido de modo a que haja redundância e os dados necessários possam ser recolhidos ainda que tenha havido falha do instrumento, ii) a equipa de instrumentação e observação possa detectar dados inválidos e corrigir os problemas em campo e iii) os fornecedores dos equipamentos estejam habilitados a responder rápida e adequadamente quando for detectada alguma anomalia nos seus equipamentos (Cording *et al.*, 1975).

Os equipamentos e dispositivos de observação mais utilizados em obras subterrâneas em meios urbanos estão indicados na Figura 2.1.

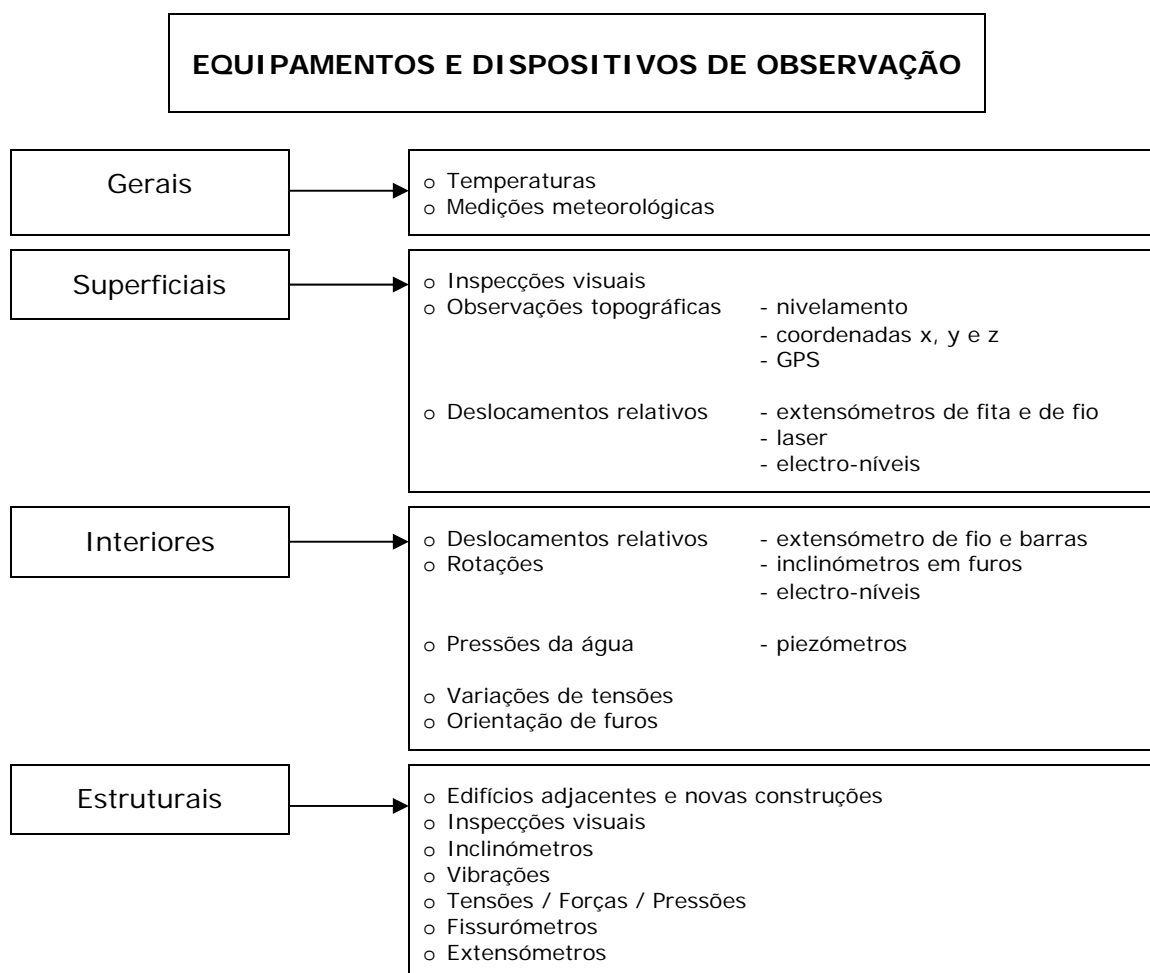


Figura 2.1 Equipamentos e dispositivos de observação de obras subterrâneas em meio urbano (Sousa, 2001).

2.4.2 Equipamentos para medições à superfície e para medição de efeitos sobre estruturas vizinhas

Para medição dos assentamentos superficiais e deslocamentos horizontais, empregam-se geralmente métodos topográficos que fazem a aplicação das técnicas e equipamentos da topografia e da geodesia e que se baseiam na medição das três coordenadas dos pontos observados. Assim, os instrumentos usados incluem réguas (Figura 2.2), marcas superficiais (profundidade máxima de 1m) (Figura 2.3) e profundas, *bench marks* (Figura 2.4), e alvos topográficos (Figura 2.5). Para além

dos equipamentos mencionados, associados a métodos topográficos, é ainda comum o uso de fissurómetros (Figura 2.6) e clinómetros (*tiltmeters*).

As réguas, como a que se representa na Figura 2.2, podem ser colocadas em edifícios (de preferência associadas a um elemento estrutural) e muros de contenção, enquanto as marcas superficiais se colocam na superfície do terreno ou são enterradas até uma profundidade de 1m.

A deformação medida numa régua e numa marca, ainda que ambas estejam no mesmo local, poderá não ser igual. A marca permite medir a deformação no terreno, enquanto a régua mede o assentamento da estrutura em que está colocada (por exemplo, o pilar de um edifício). A diferença nas leituras advém do facto de a presença de uma estrutura condicionar os assentamentos superficiais. Por isso, não é muito correcto comparar valores de leituras de réguas e marcas, embora o uso destes instrumentos esteja condicionado pelas condições de ocupação da superfície.

A leitura das marcas topográficas e das réguas tem início num ponto fora da área de influência da obra, considerado imutável ao longo do tempo, onde é colocada uma marca – *bench mark* (Figura 2.4) – que serve de referencial a todas as outras. Partindo da leitura da *bench mark*, o topógrafo faz a leitura dos restantes pontos objecto (marcas e réguas) terminando, novamente, com a leitura da *bench mark*. Uma vez que o ponto onde se encontra a *bench mark* é considerado imutável, é possível conhecer a deformação vertical de cada um dos restantes pontos. A leitura dos vários pontos objecto também poderá ser feita de forma automática com o auxílio de uma estação total como a da Figura 2.7.

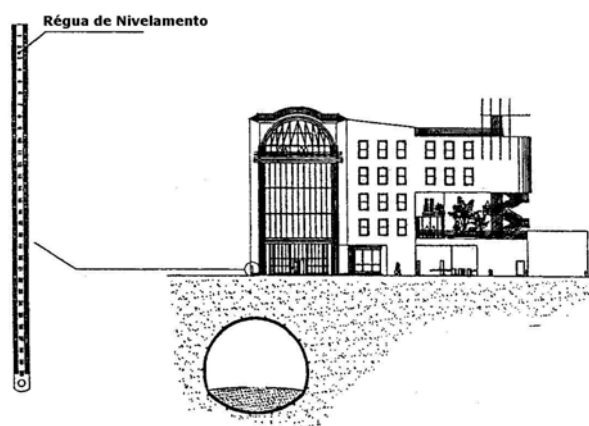


Figura 2.2 Régua de Nivelamento (Tecnasol FGE, 2000)

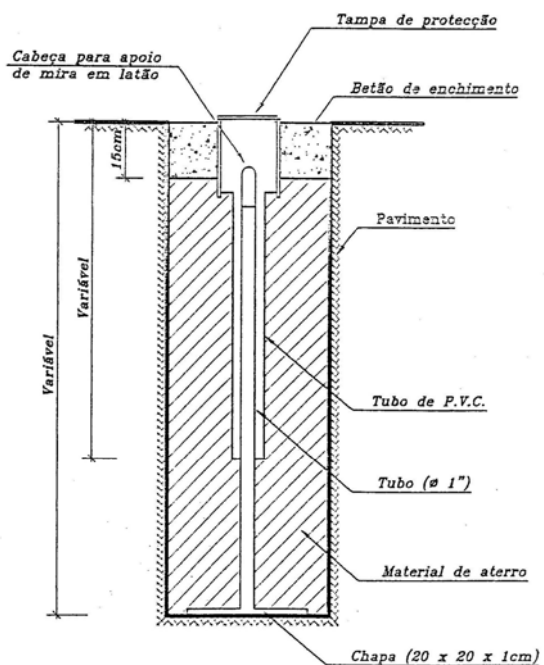


Figura 2.3 Marca de nivelamento topográfico de superfície (Tecnasol FGE, 2000).

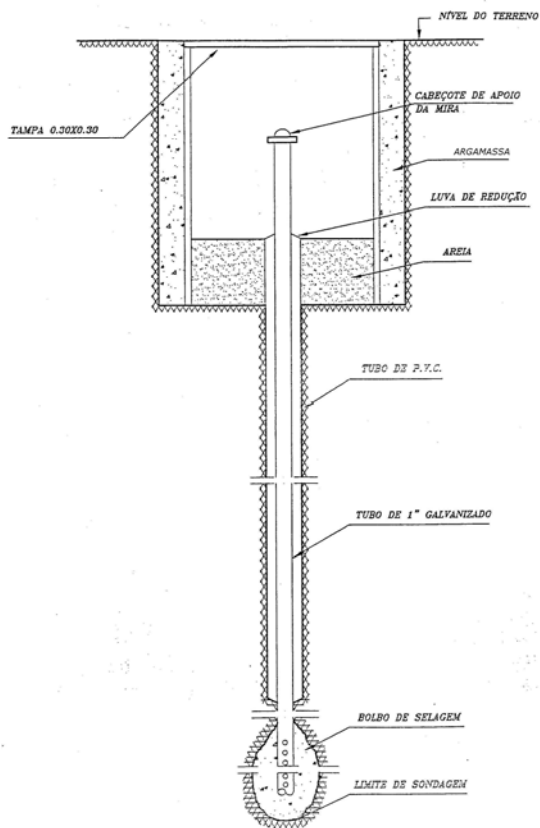


Figura 2.4 Bench mark (Tecnasol FGE, 2000).



Figura 2.5 Alvos topográficos.



Figura 2.6 Fissurómetro.



Figura 2.7 Estação total para leitura dos vários pontos objecto (Tecnasol FGE)

As marcas e as régua apenas permitem medir a deformação vertical, enquanto os alvos topográficos possibilitam o conhecimento da deformação tridimensional, isto é, possibilitam o conhecimento da deformação em três direcções ortogonais, x , y e z .

Para medição dos assentamentos superficiais, podem também empregar-se métodos fotogramétricos, não tão precisos, que se baseiam na homotetia existente entre o objecto fotografado e a sua imagem, materializada numa chapa fotográfica (Almeida e Sousa, 1998).

É ainda possível utilizar equipamentos GPS com comunicação por satélite que permitem a observação das deformações a várias escalas, não sendo os equipamentos standard ainda suficientemente precisos (Sousa, 2001).

Para observação de deslocamentos relativos à superfície, pode ainda recorrer-se a técnicas de laser, extensómetros de barras e de fio de invar, e à técnica dos electrónveis. O princípio de funcionamento dos electrónveis (Figura 2.8) baseia-se na medição da resistência eléctrica do conjunto constituído por 3 ou 4 pinos metálicos e o electrólito que preenche parcialmente o electrónvel, formando uma meia ponte de Wheatstone (Sousa, 2001).

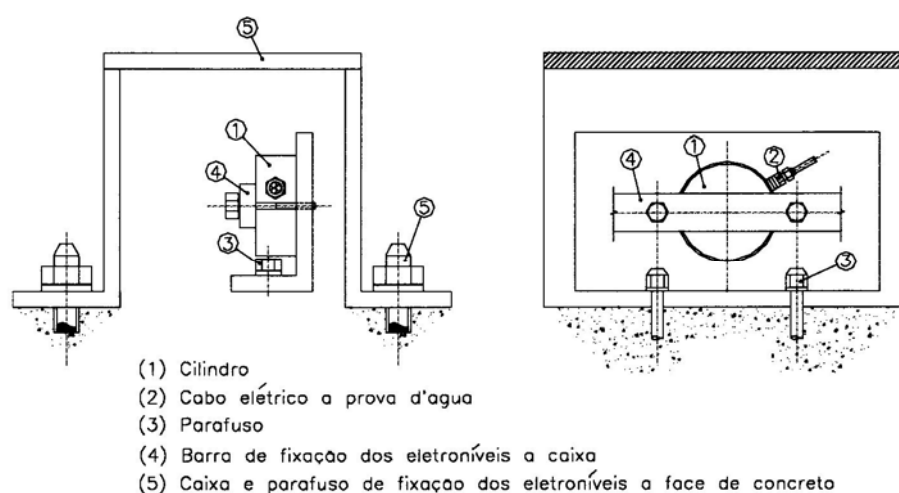


Figura 2.8 Detalhe de um electrónvel (Silva, 2001)

2.4.3 Equipamentos para medições de convergências

As medidas mais realizadas são as medidas de convergência entre pontos na parede ou no suporte das aberturas. Estas medidas efectuem-se através dos mesmos meios topográficos ou fotogramétricos aplicados na determinação dos assentamentos superficiais ou através do uso de convergenciómetros, situação mais frequente. Os convergenciómetros, como o que se representa na Figura 2.9, são aparelhos constituídos por barras, fios ou fitas de aço ou de invar, associados a equipamentos de medição de distância, que, normalmente, incluem deflectómetros com os quais é possível obter precisões superiores a 0,1mm. Estas medições devem iniciar-se tão próximo da frente de escavação quanto possível, já que é nesta zona que as variações são maiores.

A partir de uma rede de pontos de referência distribuídos numa secção transversal, tal como é exemplificado na Figura 2.10, pode controlar-se o estado de deformação geral, ou seja, medir a variação da distância entre dois pontos na

parede do revestimento ou do suporte, permitindo acompanhar a evolução do fecho das cavidades e avaliar situações de instabilidade quando a variação de deslocamentos sofre uma grande modificação, tanto em termos absolutos como de evolução da taxa de variação. É possível efectuar medições de convergências entre vários pontos, em direcções horizontais ou em várias direcções inclinadas, envolvendo pontos da abóbada da estrutura subterrânea e pontos sobre os hasteais. A observação de convergências pode, ainda, ser obtida por intermédio de electrónives como se ilustra na Figura 2.11 (Sousa, 2001).

A interpretação destas medidas é feita com base em gráficos deslocamento-tempo.

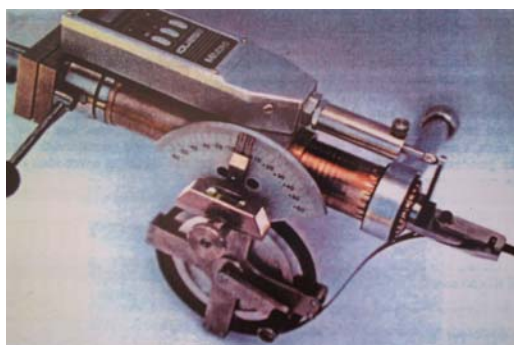


Figura 2.9 Convergenciómetro de fio do LNEC (Sousa, 2001)

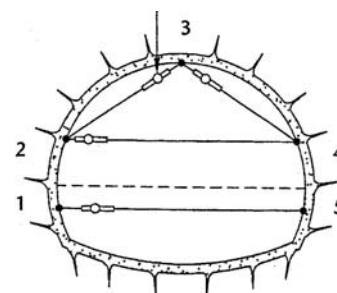


Figura 2.10 Medição de convergências num túnel (Sousa, 2001)

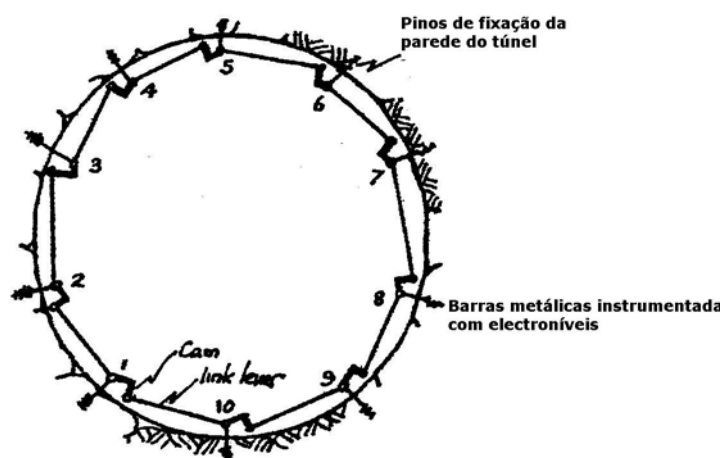


Figura 2.11 Observação de convergências no suporte de um túnel por electrónives (Sousa, 2001)

2.4.4 Medição de deslocamentos no interior do maciço

Para determinação do valor dos deslocamentos no interior do maciço são usados extensómetros, simples ou múltiplos, e inclinómetros.

Os extensómetros, como o representado na Figura 2.12, permitem efectuar medições de deslocamentos ao longo de uma direcção linear. Estes são sistemas com componentes fixos, sendo os mais comuns os extensómetros de barras e de fios, e podem ser instalados em furos de sondagem ou a partir do interior da cavidade. O extensómetro é constituído por ancoragens fixadas a diferentes profundidades, ligadas a um conjunto de barras ou fios tensionados, que permitem a medição das distâncias axiais das ancoragens a uma cabeça de referência fixada à boca do furo. O deslocamento medido pode ser um deslocamento longitudinal relativo de pontos ao longo do furo, ou um deslocamento absoluto se a cabeça do furo ou uma das ancoragens puder ser considerada fixa.

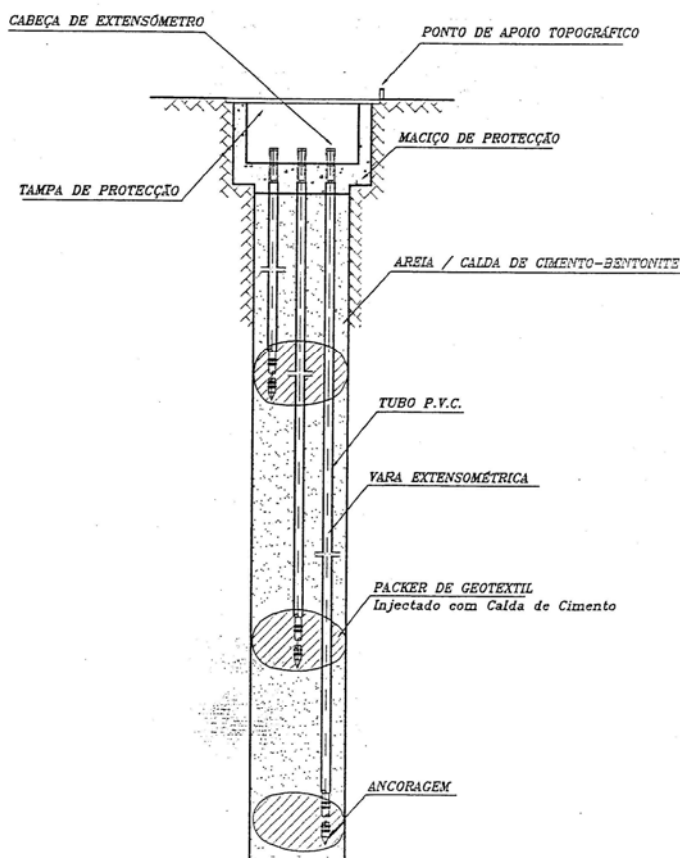


Figura 2.12 Extensómetro de superfície de cabeça tripla embutida.

Os extensómetros, quando colocados a partir da superfície ou desde cavidades vizinhas, podem ser instalados antes de se iniciar a escavação, o que possibilita a quantificação da deformação antes da passagem da frente. Se o extensómetro for colocado a partir do interior da cavidade, a sua interpretação será semelhante a uma medida de convergência. No entanto há o inconveniente de o tempo para colocação do extensómetro ser demasiado longo e perder-se uma parcela importante dos deslocamentos. Contudo, tem a vantagem de poder ser utilizado durante a exploração da obra sem necessidade de interrupção do tráfego (Almeida e Sousa, 1998).

Os inclinómetros permitem a medição de deslocamentos horizontais. Estes aparelhos são constituídos por 4 elementos: tubo inclinométrico; sonda; cabo eléctrico com marcas equidistantes ao longo do seu comprimento e caixa de leitura (Figura 2.13 e Figura 2.14). A quantificação dos deslocamentos é feita através da medição da variação angular entre segmentos de uma poligonal, materializada no furo por uma tubagem flexível, percorrida por sensores electromagnéticos (Figura 2.14). O tubo tem dois pares de guias perpendiculares que orientam o sensor. Os inclinómetros podem ser colocados nos hasteais dos túneis e em furos abertos a partir da superfície, possibilitando a medição de deslocamentos em planos transversais e no plano longitudinal.

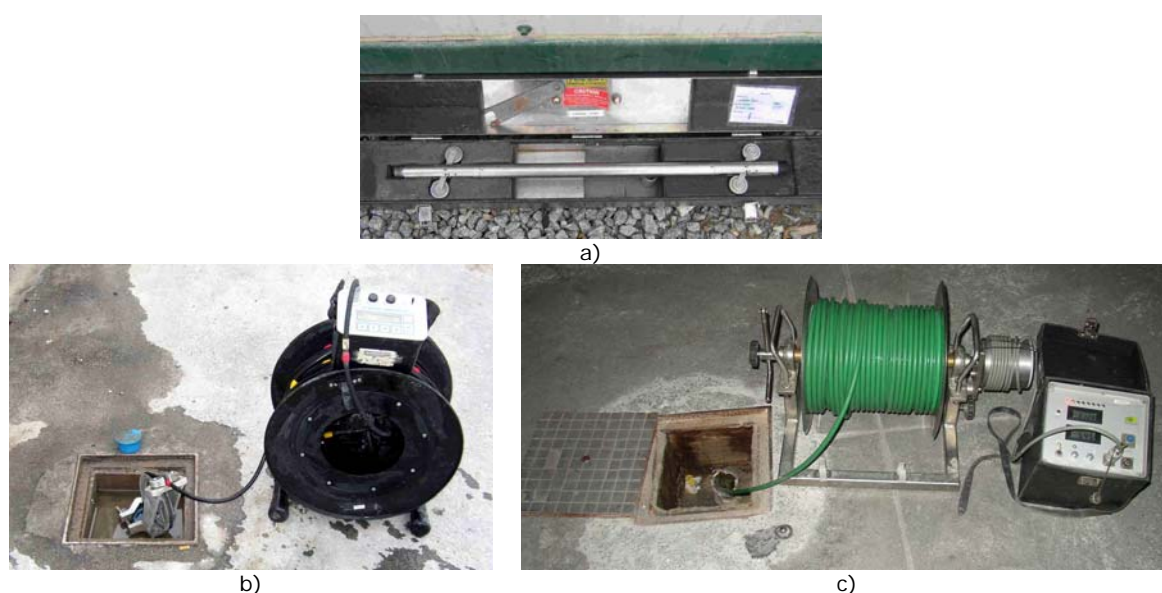


Figura 2.13 Inclinómetro. a) sonda; b) cabo eléctrico com marcas equidistantes; c) caixa de leitura (Tecnasol FGE)

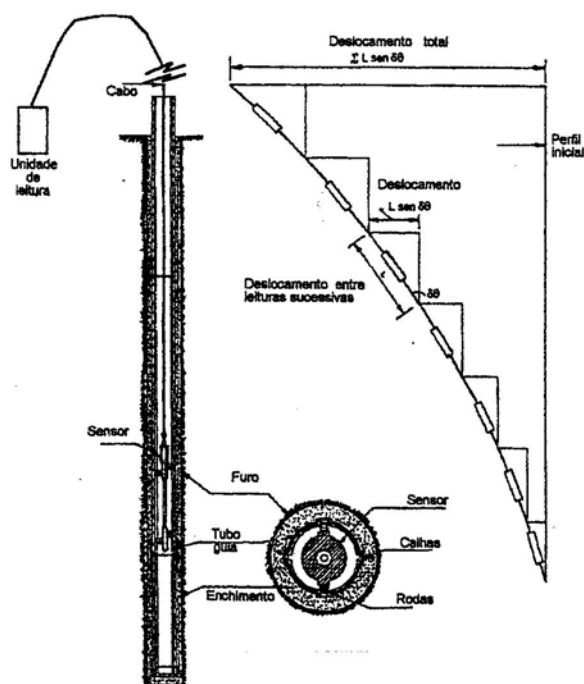


Figura 2.14 Inclinómetro e sistema de medição (Sousa, 2001)

Podem ainda referir-se outros equipamentos que são utilizados para efectuar medições no maciço, tais como o *sliding micrometer*, o *sliding deformer* e o TRIVEC, assim como cadeias de deflectómetros sobre apoios espaçados regularmente de 1 ou 2mm, que se fixam ao maciço (Sousa, 2001). Com o *sliding micrometer* efectuam-se medições rigorosas de deslocamentos ao longo de um furo com uma precisão de cerca de 0,003mm/m. O *sliding deformer*, embora semelhante ao aparelho anterior, apenas permite leituras com uma precisão de 0,03mm/m. Contudo, adapta-se melhor a solos e rochas de má qualidade. O TRIVEC utiliza-se para medir deslocamentos em três direcções ortogonais (x, y, e z) apenas com um só aparelho. Este aparelho consiste na associação de um *sliding micrometer* com dois inclinómetros e tem elevada precisão, 0,003mm/m nas variações de deslocamentos verticais e cerca de 0,05mm/m nas direcções horizontais, no entanto aplica-se apenas a furos verticais. Por último, as cadeias de deflectómetros são utilizadas para efectuar medições de deformações em torno das aberturas e têm uma precisão de cerca de 0,1mm/m.

2.4.5 Medição das tensões instaladas nos suportes de betão

Na medição das tensões instaladas no suporte é comum utilizarem-se células de pressão total (Figura 2.15), constituídas por uma fina almofada metálica contendo mercúrio, à qual são transmitidas, pelo meio envolvente, pressões normais ao seu plano que, conseqüentemente, deve ser orientado de acordo com as tensões a medir (Almeida e Sousa, 1998).

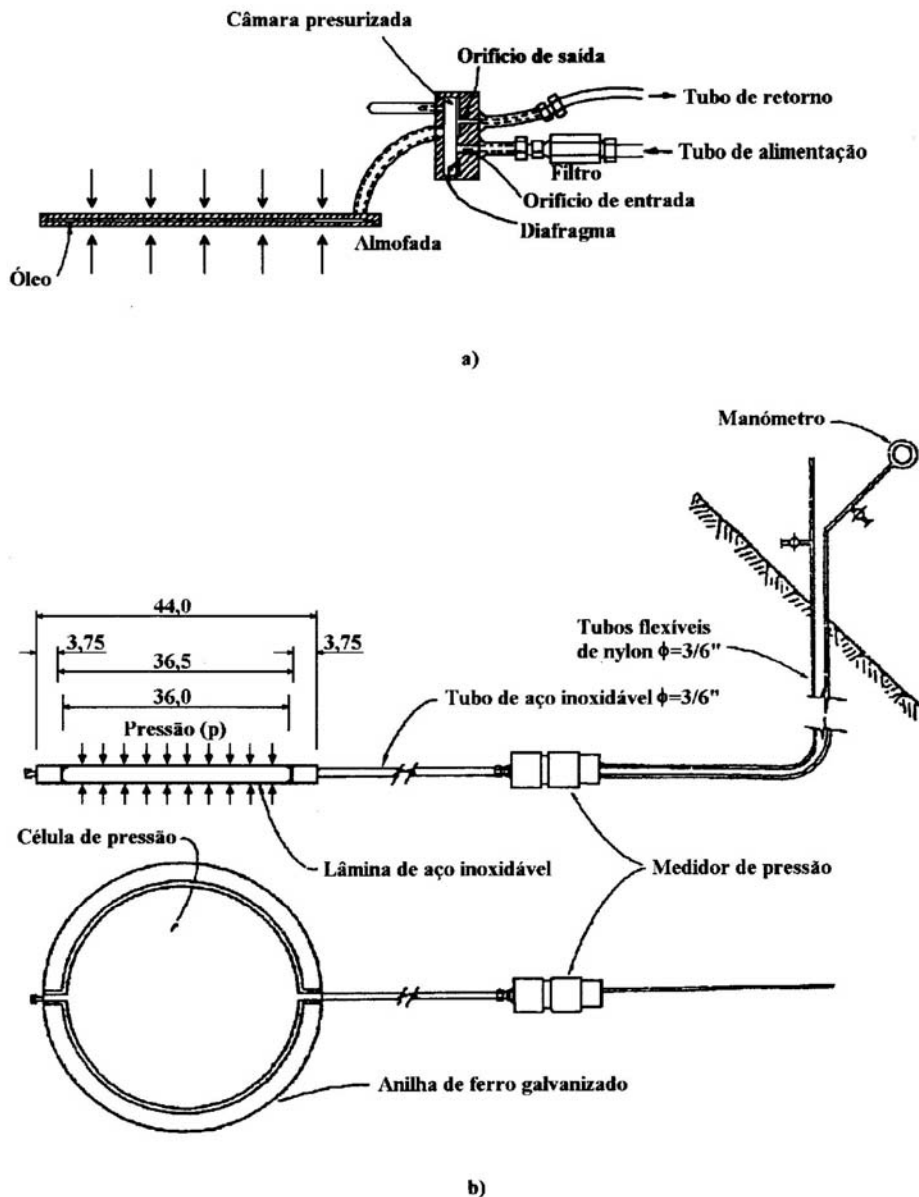


Figura 2.15 Células hidráulicas de tensão total (Sousa, 2001).

As células de pressão com mercúrio são normalmente instaladas contra o terreno (Figura 2.16) de modo a medir a tensão radial actuante no suporte de betão projectado. O mesmo tipo de células é também usado para medição da tensão tangencial. No entanto, Mair e Taylor (1997) referem que é particularmente problemático o uso de células de pressão para deduzir o carregamento em suportes de betão projectado (NATM). Entre os factores chave, que potencialmente podem afectar as medições efectuadas com estas células, encontram-se os efeitos relacionados com a diferença de rigidez entre a célula e o material envolvente, efeitos da temperatura, heterogeneidade de tensões no betão projectado, precisão de colocação da célula e fendilhação do betão projectado. Mair e Taylor (1997) mencionam que as medições efectuadas com estas células costumam originar resultados dispersos. Assim, o uso principal destes equipamentos será detectar alterações de pressão e não a medição do seu valor absoluto o que, em conjunto com medições de deformação do suporte, permitem monitorizar qualquer mudança de comportamento do suporte de betão projectado. Pacovsky (1996) refere que a frequência das leituras das células é um factor importante durante as fases iniciais da construção do túnel imediatamente após a instalação das células. A taxa de desenvolvimento do carregamento sobre o suporte de betão projectado é de importância particular nos casos em que, por razões económicas, apenas um fino suporte temporário é instalado. Este suporte temporário poderá ser o único suporte por períodos até um ano, até que o suporte definitivo seja colocado.

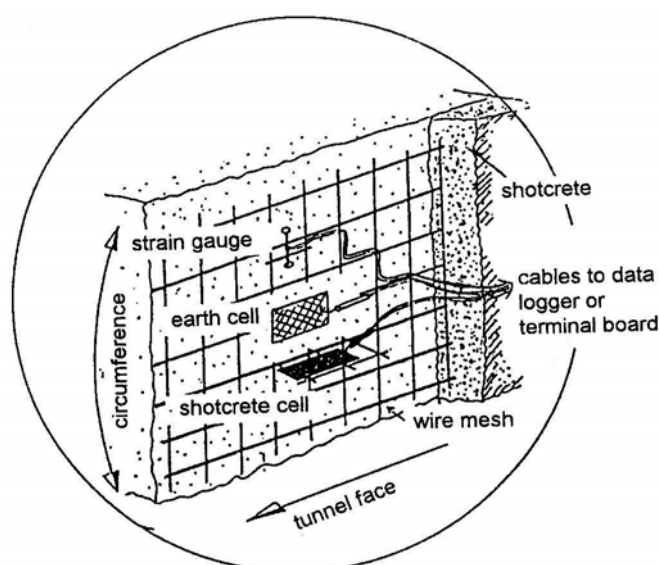


Figura 2.16 Instalação de células de pressão em suportes de betão projectado (Kimmance e Allen, 1996; Mair e Taylor, 1997).

Ward e Pender (1981) concluíram que o método mais fiável de medição das tensões instaladas no suporte é através da instalação de células de carga entre os segmentos do suporte. Este método é apenas aplicável a suportes constituídos por segmentos instalados em maciços argilosos; para diferentes condições geotécnicas é necessário recorrer ao uso de outras técnicas (Mair e Taylor, 1997).

Celestino *et al.* (1997) apresentaram um método baseado na técnica de sobrecarotagem para medição das tensões actuantes em suportes de betão projectado. Assim, de modo a medir os deslocamentos radiais associados ao alívio de tensões causado pela abertura do furo, é necessário executar as seguintes operações:

1. colocação dos pinos de medida em torno da abertura;
2. medição inicial para zeragem associada a cada um dos três diâmetros com orientações de 30° , 90° e 150° em relação ao eixo horizontal;
3. abertura do furo;
4. leitura final para determinação dos deslocamentos.

Na Figura 2.17 representa-se o posicionamento dos pinos de medida, enquanto na Figura 2.18 está ilustrada a operação de medida.

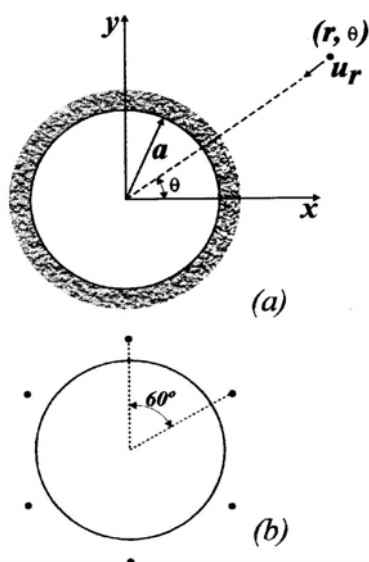


Figura 2.17 a) Arranjo esquemático da sobrecarotagem; b) Pontos de medida (Celestino *et al.*, 1997).



Figura 2.18 Medição com o deflectómetro (Celestino *et al.*, 1997).

Um outro método de medição consiste no uso de extensómetros eléctricos ou extensómetros de cordas vibrantes convenientemente orientados. Contudo, estes são métodos indirectos de medição das tensões nos suportes. Existe ainda outro método de medição das tensões no suporte, com bastante divulgação no Canadá e no Brasil. Consiste na execução de um rasgo na superfície exposta com uma serra de disco diamantada e no restabelecimento da posição inicial de pontos de medida por aplicação de pressão conseguida através de macacos hidráulicos planos de pequena área (Mini Flat Jack Test).

2.4.6 Medição das pressões transmitidas pelo terreno

Para medição das tensões transmitidas pelo terreno ao suporte recorre-se ao uso de células de pressão total semelhantes às usadas na determinação dos esforços no suporte.

2.4.7 Equipamentos para medições complementares

Para avaliação dos efeitos sobre estruturas adjacentes é possível instalar electrónicas, inclinómetros, extensómetros de fio de invar (Figura 2.19), células de carga e sistemas nivelados com água (Figura 2.20). Estes últimos funcionam como

sensores de movimento e a sua precisão é da ordem de 0,05mm. Instrumentação adicional poderá incluir sensores de temperatura e humidade (Price *et al.*, 1994).

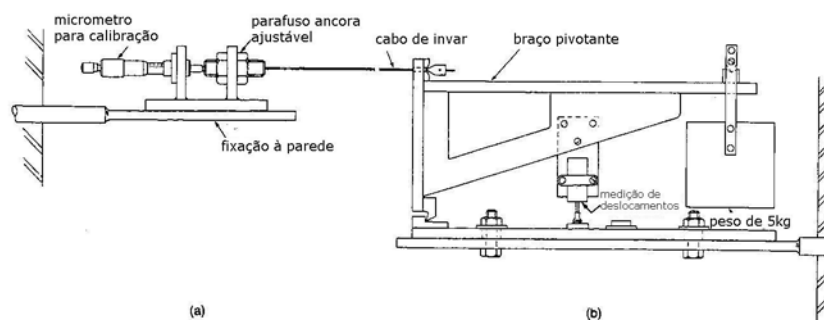


Figura 2.19 Extensómetro de fio de invar para medição de deslocamentos em paredes (Price *et al.*, 1994)

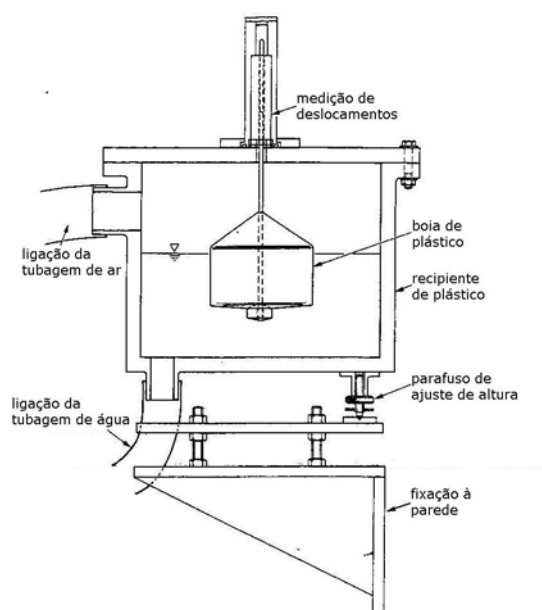


Figura 2.20 Water-level gauge (Price *et al.*, 1994)

Em túneis abertos abaixo do nível freático tem interesse a medição das pressões hidrostáticas exercidas pela água sobre suportes impermeáveis. Esta medição pode ser feita através do uso de piezómetros hidráulicos instalados em furos de sondagem a partir do intradorso do suporte. Os piezómetros, de utilização mais comum, são os de corda vibrante, na medida em que são instrumentos eléctricos, e os piezómetros de Casagrande, de utilização simples e fiável. Referem-se também piezómetros hidráulicos de dois tubos (Figura 2.21) e piezómetros pneumáticos, os primeiros mais utilizados em barragens e os segundos de

utilização cada vez mais reduzida, já que têm vindo a ser substituídos pelos piezómetros eléctricos por motivos de automatização das leituras.

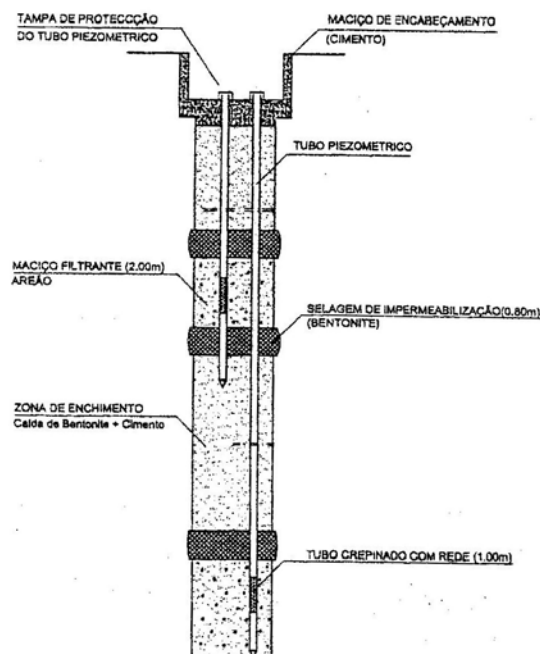


Figura 2.21 Piezómetro hidráulico de dois tubos.

Ainda associados a monitorização da água, referem-se aparelhos como os pluviómetros e os indicadores de nível de água. Outros efeitos da acção das águas com interesse para a observação são os da sua percolação em redor das cavidades, como a velocidade de escoamento que pode ser quantificada através da medição dos caudais afluídos, e os físico-químicos relacionados com a agressividade e que se traduzem na posterior deterioração da obra.

Por último, referem-se os aparelhos de medição de vibrações, incluindo a monitorização sísmica, utilizando sismógrafos e equipamentos de meteorologia tradicional.

Para monitorizar as vibrações induzidas utilizam-se aparelhos concebidos para esse objectivo, designados por vibrómetros ou sismógrafos (Longo, 2006).

Os sismógrafos (Figura 2.22) são constituídos pela unidade de medição (geofone), unidade de gravação dos registos realizados, sistema de extracção dos dados e software de tratamento dos dados.

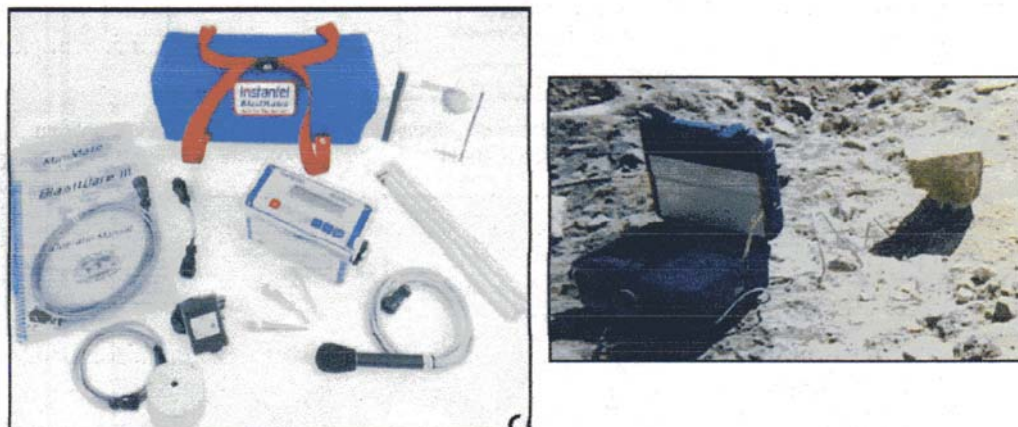


Figura 2.22 Exemplos de sismógrafos (Longo, 2006).

O software para tratamento dos dados possibilita a visualização das informações contidas nos registos, tais como a velocidade de pico máxima, duração dos registos, velocidade máxima em cada direcção (longitudinal, transversal e vertical), frequências de vibração nas três direcções, bem como outras informações complementares (data, hora do registo, tipo de registo, etc.) (Longo, 2006).

Em países com actividade sísmica, é importante referir o desenvolvimento de sistemas de observação dessa actividade sísmica que permitem obter informação sobre características dos eventos sísmicos. Estes sistemas são compostos por três grandes grupos de equipamentos: sensores sísmicos; acelerogramas e sistema central de tratamento (Sousa, 2001).

As inspecções visuais, que constituem um meio imprescindível e económico de detecção de comportamentos anómalos, podem ser divididas em inspecções regulares efectuadas por técnicos envolvidos na obra, inspecções periódicas com elaboração de relatórios com recomendações de resolução de problemas anómalos e inspecções excepcionais motivadas pela ocorrência de fenómenos singulares. Como apoio às inspecções visuais tem surgido *software* específico para inspecções em túneis ferroviários, rodoviários e de metropolitano. Como exemplos, referem-se o MERIT desenvolvido pelo CETU, o RADIS desenvolvido pela empresa de caminhos de ferro francesa, SNCF e o MATUF desenvolvido no âmbito do projecto PRAXIS e integrado numa tese de Mestrado da FEUP (Silva, 2001) envolvendo a cooperação do LNEC e da REFER.

2.5 Localização dos aparelhos de observação e frequência das leituras

Após a selecção das grandezas a medir e dos aparelhos e instrumentos de observação, o passo seguinte será a selecção das secções a instrumentar e a definição da frequência das leituras.

A selecção dos locais de instalação dos equipamentos depende de vários factores, como o fácil acesso ou a representatividade de determinada secção face ao comportamento do túnel. Usualmente, os instrumentos são agrupados em determinadas secções que, geralmente, se dividem em secções principais, onde o número de aparelhos e conseqüentemente de grandezas medidas é maior, e secções secundárias, onde o número de aparelhos é menor. Nas secções secundárias, frequentemente, são medidas apenas convergências a partir das quais, e com o auxílio dos valores medidos nas secções principais, são extrapolados outros resultados. Na Figura 2.23 está representada a disposição de diversos equipamentos numa secção transversal tipo principal.

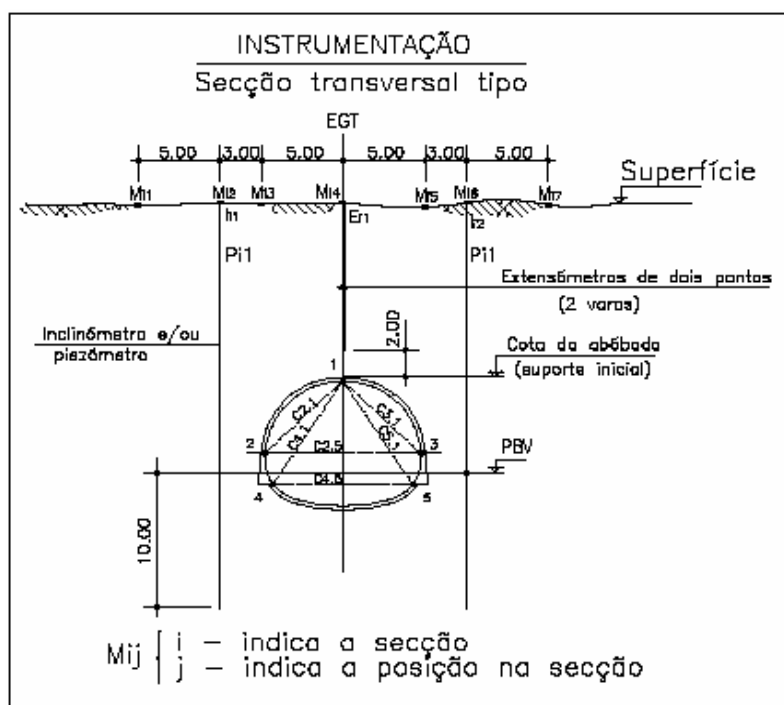


Figura 2.23 Localização de equipamentos de observação numa secção transversal tipo.

Por outro lado, a frequência das leituras depende de factores como: as características do maciço e da própria estrutura subterrânea; distância à frente de escavação e comportamento evidenciado pelas secções instrumentadas (Almeida e Sousa, 1998). É aconselhável optar-se inicialmente por leituras mais frequentes, a fim de se conhecer o comportamento da obra e do maciço e, gradualmente, aumentar o espaçamento das leituras se tudo estiver a decorrer conforme esperado.

Como exemplo, cita-se o programa de observação do Término da Estação da Alameda II, da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa, que previa, para controlo dos deslocamentos verticais, leituras diárias nas secções de medição anterior e posterior à frente de escavação, passando a semanais quando a frente de escavação ultrapassasse a secção de medição seguinte. Para controlo das convergências estavam previstas leituras diárias desde o instante de colocação das marcas até uma variação inferior a 1mm durante 4 dias consecutivos, momento a partir do qual passavam a semanais até ocorrer a estabilização final.

2.6 Recolha e tratamento da informação

A observação das obras geotécnicas gera informação de vários tipos que genericamente poderá ser agrupada da seguinte forma (Sousa, 2001):

1. inspecções visuais das obras e eventuais estruturas anexas, que se traduzem na observação das superfícies expostas de acesso fácil;
2. dados de observação colectados pelos equipamentos e dispositivos de observação, de acordo com o plano de observação e instrumentação implementado para a obra (os dados de observação podem ser adquiridos manualmente ou de forma automática, embora a forma mais comum seja mista);
3. ensaios geotécnicos realizados durante a fase de construção e/ou já na fase de exploração da obra, com o intuito de caracterizar o maciço e analisar o comportamento das estruturas envolvidas.

Em túneis e, de uma forma mais geral, nas obras geotécnicas, é necessário efectuar as medições com rapidez de modo a poder obter informação em tempo

real, especialmente durante o período da construção. Assim, o aparecimento dos sistemas automáticos de observação veio desempenhar um papel importante nesta área, tendo em conta as condições difíceis de trabalho associadas à construção de um túnel. Os sistemas automáticos de observação têm como objectivo adquirir, transmitir e apresentar dados, incluindo a análise e o arquivo dos dados de observação. Esses dados revelam-se extremamente importantes na observação de assentamentos superficiais e nas infra-estruturas durante o processo construtivo, como aconteceu com a construção da estação Baixa-Chiado do Metropolitano de Lisboa, durante a execução de injecções de compensação (Sousa, 2001).

Um sistema automático pode consistir em:

1. sistema de aquisição com sensores de controlo remoto;
2. *data-logger* para aquisição das medições e correspondente *software*;
3. sistema de transmissão, que permite o envio de dados para uma estação central de processamento;
4. sistema de processamento que permite a validação e apresentação dos dados, a gestão dos alarmes e a interpretação obtida.

O princípio de funcionamento de um sistema de aquisição de dados automático consiste na recepção de um conjunto de sinais eléctricos, de modo a que o sistema meça os sinais em intervalos regulares, efectue a sua memorização e transmissão a um computador. A concepção do sistema deverá ter em conta a quantidade e o tipo de aparelhos de observação que integram o plano de instrumentação. O controlador do sistema de observação deve validar os dados antes de proceder ao seu envio, com a frequência pré-determinada, ao centro de tratamento de dados. Em casos especiais, deve transmitir alarmes e/ou informação de aviso que necessite de atenção imediata.

Uma vez reunidos os dados, é necessário tratar e analisar, em tempo útil, a informação disponível, de forma a responder a um dos mais importantes objectivos da observação: avaliar as condições de segurança e estabilidade da obra e estruturas circundantes, durante as fases de construção e exploração, de forma a poderem ser tomadas eventuais medidas de segurança que se venham a considerar necessárias.

A análise dos resultados de observação consiste no seu tratamento de forma a obter elementos que permitam aos responsáveis pela segurança uma

interpretação adequada do comportamento. A apresentação dos resultados deverá ser feita de forma clara de modo a que seja evidente a evolução do comportamento, permitindo detectar anomalias no comportamento estrutural das obras subterrâneas, mostrando as tendências quanto à evolução das grandezas. A interpretação de resultados pode envolver ainda a experiência em obras similares e em modelos específicos. Cada obra tem as suas especificidades, não existindo regras gerais estabelecidas, devendo a interpretação ser feita no contexto global do conhecimento da obra.

Os modelos para interpretação do comportamento são formulados seguindo duas vias: a primeira consiste em desenvolver modelos de previsão, atribuindo valores aos parâmetros de cálculo característicos dos diferentes materiais geotécnicos envolvidos, cujos resultados podem ser comparados e aferidos pelos resultados de observação; a segunda consiste em desenvolver modelos numéricos por formulação directa ou por retro-análise, de forma a identificar características geomecânicas do maciço envolvente e de parâmetros de cálculo, bem como acções mais relevantes como as transmitidas pelo terreno ao suporte ou as que resultam da libertação do estado de tensão (Sousa, 2001).

Os resultados do tratamento da informação recolhida pelo sistema de observação da obra vêm normalmente expressos em relatórios. Consoante o fim a que se destinam ou a origem da informação a que respeitam, esses relatórios podem classificar-se como (Sousa, 2001):

1. periódicos – tratamento dos dados da observação que devem originar relatórios normalizados de formato repetitivo;
2. específicos – aspectos específicos da obra ou de equipamentos, que poderão ser elaborados durante etapas significativas da obra e cujo formato e instrumentos a processar serão definidos pelo utilizador;
3. gerais – todos os tipos de dados obtidos durante a observação das obras subterrâneas, tais como informação geotécnica, fotografias, desenhos sobre a forma digital, entre outros documentos;
4. de inspecções visuais – elaborados após visitas de inspecção às obras e, em particular, durante a sua fase de exploração, sendo de especial

importância no controlo da segurança e, em particular, nas obras não instrumentadas ou com pouca instrumentação;

5. especiais – elaborados por especialistas, em regra não pertencentes ao Dono de Obra e que contêm informação detalhada recorrendo ao uso de modelos numéricos interpretativos.

2.7 Perspectivas Futuras

Futuramente, tudo aponta para uma maior utilização e desenvolvimento dos sistemas automáticos. A escolha do tipo de instrumentação é efectuada com base no custo, precisão e manutenção dos equipamentos. Assim, e em especial na Europa devido aos elevados custos de mão-de-obra, os sistemas automáticos impor-se-ão face às alternativas não automatizadas, isto é, face a alternativas que exijam a leitura dos instrumentos e o seu processamento manual.

A tendência é para que continuem a surgir equipamentos cada vez mais precisos e de menor custo, com melhoria da resistência à corrosão dos sensores e um uso cada vez mais acentuado de sensores inteligentes ou mesmo de novos sensores ou sistemas de sensores. É possível também actuar na diminuição dos cabos utilizados na instrumentação, acompanhada da introdução de melhorias para redução de custos de instrumentação e eliminação de problemas.

Os maiores desenvolvimentos esperados são na área dos sistemas de aquisição de dados, com benefícios para a actividade computacional, prevendo-se uma utilização deste tipo de equipamentos cada vez mais corrente e com um menor custo. Crê-se também que sistemas de aquisição não se venham a limitar a colectar leituras e efectuar a sua armazenagem, mas que possam efectuar outras actividades.

É importante referir também o interesse na possibilidade de partilha de informação, isto é, a disponibilização dos dados e resultados a diversos utilizadores, devidamente identificados e credenciados para o efeito, em vários locais.

Espera-se ainda uma evolução a nível das bases de dados que armazenam toda a informação resultante do sistema de observação, com a criação de bases de dados multimédia que poderão conter dados de observação, desenhos, filmes de vídeo, documentos, fotografias, ... (Sousa, 2001).

Capítulo 3

O METROPOLITANO DE LISBOA

3.1 Introdução

O Metropolitano é dos meios de transporte públicos mais procurados nas cidades dos nossos dias e, por isso, está em constante expansão. A sua história tem início no Período da Revolução Industrial, época de indiscutível desenvolvimento mundial e que ficará sempre ligada à invenção da máquina a vapor e à criação de extensas redes de vias de comunicação, que vieram permitir ligações não só entre cidades como também dentro das próprias cidades que, durante o período da Revolução Industrial, cresceram extraordinariamente em número de habitantes e em área.

É associado a todo este crescimento que surge o Caminho-de-Ferro, antecessor do Metropolitano. O Caminho-de-Ferro é, sem dúvida, uma das criações mais importantes da Humanidade. O seu precursor surgiu no Império Romano e era constituído por carris de madeira com travessas onde se deslocavam vagonetas, utilizado em minas. Séculos depois, aparecem as primeiras linhas-férreas no interior de túneis ou galerias, associadas a explorações mineiras, salientando-se, em 1768, em Inglaterra, o primeiro processo de transporte de carvão em vagonetas sobre carris de ferro. No entanto, a primeira máquina motora nasce apenas no início do século XIX com Richard Trevithick, a partir dos princípios da máquina a vapor. Mas é George Stephenson que, em 1814, construiu a sua primeira locomotiva, que é considerado o impulsionador e criador do Caminho-de-Ferro. Em 1825, surge também em Inglaterra, o primeiro comboio a vapor. Seguem-se diversos países, como os Estados Unidos da América (1827), França (1828), Alemanha e Bélgica (1835), até que a 28 de Outubro de 1856, e após um

percurso de 12 anos de estudos, projectos e tentativas, no reinado de D. Pedro V, é inaugurada a primeira linha de comboio em Portugal (Abragão, 1956), ligando Lisboa ao Carregado. Este troço constituía o percurso inicial da então Linha do Leste, construída pela Companhia Peninsular dos Caminhos de Ferro de Portugal, criada e dirigida por Hardy Hislop. O Caminho-de-Ferro português foi o décimo quinto a surgir no mundo (Silva, 2001).

Da penetração da via-férrea em meios urbanos, seguindo as direcções de tráfego superiores, surgiu um novo meio de transporte – o Metropolitano. Este meio de transporte nasceu como tentativa de aliviar o congestionamento das cidades, devido ao enorme e caótico crescimento que estas sofreram durante a Revolução Industrial e que lhes trouxe enormes problemas de circulação. Londres, centro do Império Britânico e preeminente “Cidade do Mundo”, estava a atingir um ponto crítico e algo tinha de ser feito. O plano era simples, um comboio que circulasse por baixo das ruas da cidade. Foi esta a ideia de Charles Pearson, o inventor do Metropolitano.

A primeira linha de metropolitano foi inaugurada em Londres, a 10 de Janeiro de 1863, 18 anos após o primeiro comboio a vapor. Ligava Paddington (Bishop’s Road) e Farringdon Street (cerca de 6km) e era operada pela Metropolitan Railway. No entanto, o Thames Tunnel, que liga Rotherhithe e Wapping, construído por Sir Marc Brunel e o seu filho Isambard, passou a ser usado pelo Metropolitano de Londres em 1869, data de 1843. Este túnel, por ser subaquático, é a primeira estrutura desse género no mundo e só nos anos 1990 necessitou de obras de reabilitação. Desde a inauguração do Metropolitano de Londres, mais de 100 cidades em todo o mundo implementaram um sistema de transporte subterrâneo e mais de 50% destes sistemas estão em expansão ou desenvolvimento (Hellawell *et al.*, 2001; Franzius, 2003).

Em Portugal, o primeiro projecto de um sistema de caminhos-de-ferro subterrâneo data de 1888. Pensado para a cidade de Lisboa, é da autoria do engenheiro militar Henrique de Lima e Cunha, foi publicado na revista “Obras Públicas e Minas” e prevê já um sistema completo de linhas, formando uma rede. Mais tarde, já nos anos 20 do século passado, deram entrada na Câmara Municipal de Lisboa dois projectos, respectivamente, de Gastão Lanoel d’Aussenac e Abel Coelho (1923) e de D. José Manteca Roger e D. Juan Luque Argenti (1924), que não tiveram seguimento (Castro, 1959). Somente a partir da 2ª Guerra Mundial,

com a retoma da economia e no seguimento das políticas de electrificação e aproveitamento dos fundos do Plano Marshall, surge com plena vitalidade a decisão de se construir um metropolitano para Lisboa.

A sociedade foi constituída a 26 de Janeiro de 1948 e tinha como objectivo estudar técnica e economicamente um sistema rápido de transporte colectivo de passageiros fundado no aproveitamento do subsolo da cidade de Lisboa. A concessão para a instalação e exploração do respectivo Serviço Público veio a ser outorgada em 1 de Julho de 1949. No entanto, decorreram seis anos até que fosse possível iniciar as obras, em 1955. Contudo, esse não foi um período de inactividade, tendo antes servido para completar os estudos, elaborar os projectos para aprovação oficial e para concurso e, sobretudo, para resolver os problemas financeiros imediatos, de longe a componente mais fortemente condicionante.

Os trabalhos de construção tiveram início a 7 de Agosto de 1955 e, quatro anos depois, a 29 de Dezembro de 1959, o novo sistema de transporte foi inaugurado. A rede aberta ao público consistia numa linha em Y constituída por dois troços distintos, Sete Rios (actualmente, Jardim Zoológico) – Rotunda (actualmente, Marquês de Pombal) e Entre Campos – Rotunda (Marquês de Pombal), confluindo num troço comum, Rotunda (Marquês de Pombal) – Restauradores. A estação Rotunda (Marquês de Pombal) permitia a correspondência entre os dois primeiros troços.

A inauguração do Metropolitano de Lisboa não só foi um importante acontecimento para a cidade como constituiu um enorme êxito, tendo-se registado 15,3 milhões de passageiros transportados só no primeiro ano de exploração. O Metropolitano de Lisboa foi o décimo quarto a surgir na Europa e o vigésimo quinto no Mundo, tornando-se num factor determinante no desenvolvimento da cidade, tanto pelo traçado de linhas de expansão urbanísticas, como pelo funcionamento como motor principal do sistema de transportes da cidade, devido à sua segurança, rapidez e regularidade.

Na Figura 3.1 mostra-se a evolução da rede do Metropolitano desde a sua inauguração, em 1959, até 2007.



a) 1959



b) 1963



c) 1966



d) 1972



e) 1988



f) 1993

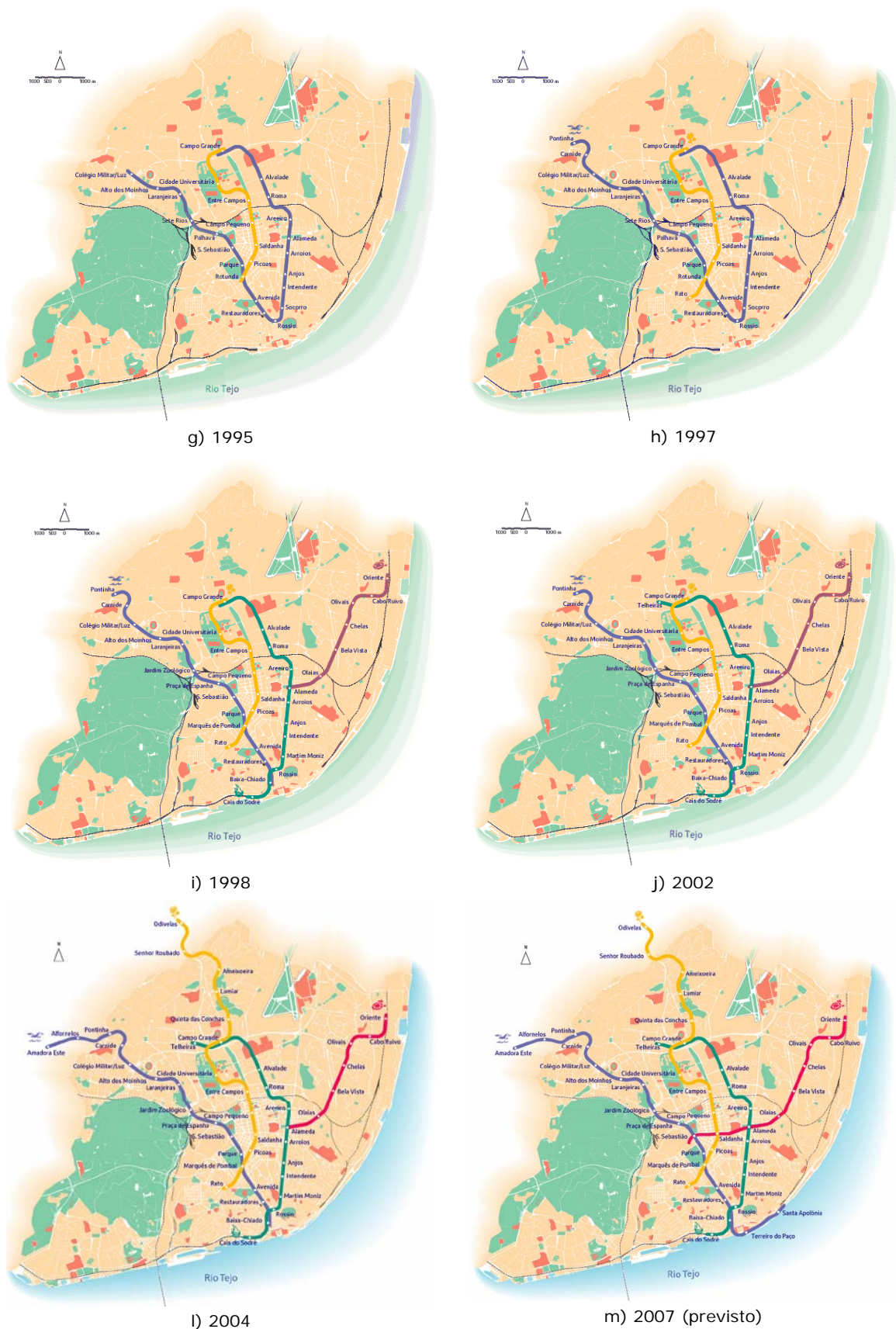


Figura 3.1 Evolução da Rede do Metropolitano de Lisboa 1959 – 2007.

Até ao início de 2007, prevê-se a entrada em exploração dos troços Baixa/Chiado – Santa Apolónia, Linha Azul e Alameda – S. Sebastião, Linha Vermelha, o que permitirá ao Metropolitano de Lisboa explorar, com composições de 6 carruagens (configuração máxima), uma rede com cerca de 40 Km de via dupla e 52 estações divididas em 4 linhas (Figura 3.1 m):

1. Linha Azul Amadora Este – Santa Apolónia, 13km de extensão, 17 estações;
2. Linha Amarela Odivelas – Rato, 11 km de extensão e 13 estações;
3. Linha Verde Telheiras – Cais do Sodré, 9 km de extensão e 13 estações;
4. Linha Vermelha S. Sebastião – Oriente, 7 km de extensão e 9 estações.

Para além dos empreendimentos actualmente em curso, encontram-se em estudo os seguintes prolongamentos:

1. Prolongamento da Linha Amarela Rato – Alcântara, com cerca de 3 km e 3 estações, permitirá estabelecer mais uma correspondência com a linha de Cascais que ficará, assim, directamente ligada à zona das avenidas novas;
2. Prolongamento da Linha Verde Telheiras – Pontinha, com cerca de 3 km e 2 estações, que irá servir uma zona em grande expansão e permitir o acesso à Linha Azul e ao Parque de Material e Oficinas III (PMO III);
3. Linha Vermelha prolongamentos para Oeste, a partir da estação de São Sebastião em direcção a Campo de Ourique, com 3 novas estações e cerca de 3 km, e para Norte, a partir da estação do Oriente uma bifurcação, seguindo, um dos ramos em direcção ao Aeroporto, com 3 novas estações e cerca de 3 km, e o outro ramo em direcção a Sacavém, com cerca de 2 km e 2 estações.

Com a concretização destes prolongamentos, a rede do Metropolitano de Lisboa passará a ter cerca de 54 km de extensão e 65 estações, aumentando a cobertura das áreas urbanas da cidade e completando a rede de interfaces primários (Metropolitano de Lisboa, 2004).

3.2 Condições geológicas e geotécnicas de Lisboa

Embora a geologia não seja em regra condicionante da escolha dos traçados nem da localização das estações, a caracterização geológica e tectónica, o conhecimento da permeabilidade e das propriedades geotécnicas dos solos são elementos de grande importância. Com efeito, estes aspectos condicionam a resolução de certas questões prévias que se colocam desde as fases preliminares de estudo até à de projecto para concurso. Esses elementos orientam a escolha dos métodos de construção e a previsão dos custos e dos prazos, estando todas estas questões intimamente ligadas com a concepção e a economia do empreendimento. Nas diferentes fases do projecto impõe-se a existência de um conhecimento geral das características geológicas da região abrangida pelas linhas e uma avaliação dos condicionamentos que os solos a atravessar podem vir a impor.

Lisboa integra-se, do ponto de vista geológico, numa unidade estrutural do território continental português identificada como bacia sedimentar Terciária do baixo Tejo e do Sado, que tem por base a formação basáltica que a separa do Cretácico; abrange a maior parte da área de Lisboa, estendendo-se ainda para NE e SO (Brazão Farinha, 1997). O leito do Tejo, relativamente recente e de origem tectónica, corta-a pelo meio. A litologia é também muito variável.

Os períodos e épocas de formação das camadas geológicas, bem diferenciadas, que constituem os solos de Lisboa, resumem-se a cinco. Essas formações apresentam-se separadas por grandes hiatos, ou seja, apresentam falta de formações intermédias, desaparecidas por erosão ou que não chegaram a ser depositadas. As formações mais abundantemente representadas são as formações miocénicas, sobretudo argilas, areolas e ainda formações calcárias. As mais antigas que podem surgir nas escavações são as formações calcárias do Cretácico (Cenomaniano), as mais regulares pelo que respeita à composição e à disposição das camadas. As diferentes formações, descendo em profundidade a partir do nível do solo, ou seja, descendo das camadas mais recentes para as mais antigas e profundas, dispõem-se na sequência seguinte (Brazão Farinha, 1997):

1. Pós Miocénico - actual e recente
 - depósitos superficiais e aterros heterogéneos,
 - Aluviões;

2. Miocénico

- “Calcários da Quinta das Conchas” com margas e alternâncias margosas, calcárias ou gresosas,
- “Calcários do Banco Real” irregularmente arenosos e argilosos e, localmente, com argilas de base,
- “Areolas da Estefânia” constituídas por areias siltosas castanhas com intercalações de níveis calcareníticos,
- areias argilosas, gresosas, etc,
- “Calcários do Casal Ventoso” arenosos ou gresosos,
- “Argilas azuis do Forno do Tijolo” apenas com algumas intercalações arenosas e leitos calcários delgados,
- “Areias da Quinta do Bacalhau” gresosas na parte superior, mais ou menos argilosas, ferruginosas ou gresosas na parte inferior,
- “Areias do Vale de Chelas” variáveis pelo teor de argila e por consolidações margosas,
- “Calcários da Musgueira” irregularmente argilosos ou gresosos,
- “Argilas e calcários dos Prazeres”, argilas margosas de cor cinzenta, margas, calcários margosos e grés mais ou menos grosseiros;

3. Paleogénico

- Formação de Benfica – constituído por argilas, siltes e areias frequentemente avermelhadas (sais de ferro), grés e conglomerados;

4. Complexo Vulcânico de Lisboa

- formação basáltica em maciços rochosos constituídos por toalhas lávicas correspondentes aos diferentes períodos de actividade, por vezes, com intercalações sedimentares, sendo os basaltos rochas rígidas de cor escura, que dão produtos argilosos de alteração, de cor vermelho escuro ou de cores claras, por vezes sob a forma de tufos e conglomerados grosseiros, que são sempre fissurados pelos movimentos a que estiveram sujeitos após a formação;

5. Cretácio

- calcários amorfos ou subcristalinos, em regra de cor branca que se apresentam em bancadas estratificadas, calcários apinhoados, margosos e margas. (Brazão Farinha, 1997).

3.3 A Rede do Metropolitano de Lisboa até 1993

Durante o ano de 1948, a Sociedade do Metropolitano de Lisboa, S.A.R.L. elaborou o Plano Geral (Figura 3.2) e o Estudo Económico. A rede, com um desenvolvimento total de cerca de 40km, instalada nas grandes radiais da cidade, era constituída por 3 linhas. A linha n.º 1 que se encontra ao longo dos vales da Avenida Almirante Reis, prolongada até Alvalade, e da Avenida da Liberdade, depois de atravessar a zona aluvionar da Baixa. Esta linha bifurcava-se na Praça Marquês de Pombal (separando-se a linha n.º1 Bis que aponta em direcção a Benfica), prosseguindo a linha n.º 1 para Norte da Praça Marquês de Pombal através das Avenidas Fontes Pereira de Melo e da República, até Entre Campos com previsão para posterior prosseguimento em direcção ao Lumiar. A linha n.º 2 devia ser instalada ao longo das avenidas marginais, oriental e ocidental, estendendo-se até ao Poço do Bispo e Algés. A linha n.º 3 seria um complemento das linhas n.º1 e 2, constituindo uma circular de distribuição que, partindo da zona dos Caminhos de Ferro, viesse a atingir o Conde Barão, passando pelos Anjos e pela Praça Marquês de Pombal.

As dificuldades financeiras que a Sociedade enfrentou originaram a necessidade de optar por um objectivo mais modesto que o previsto no Plano, determinando-se o arranque que foi designado “primeiro escalão” (Figura 3.1 a)). A extensão da rede a executar na fase de arranque correspondia ao primeiro trecho da linha n.º 1, situada a Norte da Praça dos Restauradores, até Entre Campos, incluindo a linha n.º 1 Bis, ramificação da anterior, com início na estação Rotunda, dirigindo-se a Sete Rios, onde se ia instalar o Parque de Material e Oficinas. Comportava onze estações, sendo três no ramo comum (Restauradores, Avenida e Rotunda) e quatro em cada um dos ramos da bifurcação. Eram três os Términos provisórios: Sete Rios; Entre Campos e Restauradores (Brazão Farinha, 1995).

Entre os vários motivos que levaram à definição deste traçado para o arranque da rede, encontram-se os seguintes:

1. possibilidade de realizar as obras em boas condições de custo, a céu aberto na maior parte da sua extensão (86%) ao longo de arruamentos largos, onde era possível organizar os trabalhos sem causar transtornos

significativos ao tráfego urbano de superfície, às actividades comerciais e outras aí instaladas;

- na sua generalidade, trechos onde a construção se podia desenvolver atravessando predominantemente solos de *bed-rock* duro, de tipo argilo-arenoso com características geotécnicas favoráveis, cobertos por camadas, em regra pouco espessas, de aluviões e aterros estabilizados, com níveis freáticos geralmente pouco significativos;
- tramo em túnel de pequeno comprimento (14% da extensão total do 1º escalão), localizado sob o Parque Eduardo VII entre a Rotunda e São Sebastião, atravessando basalto em regra pouco fissurado, sem originar dificuldades de maior à construção (Brazão Farinha, 1995).

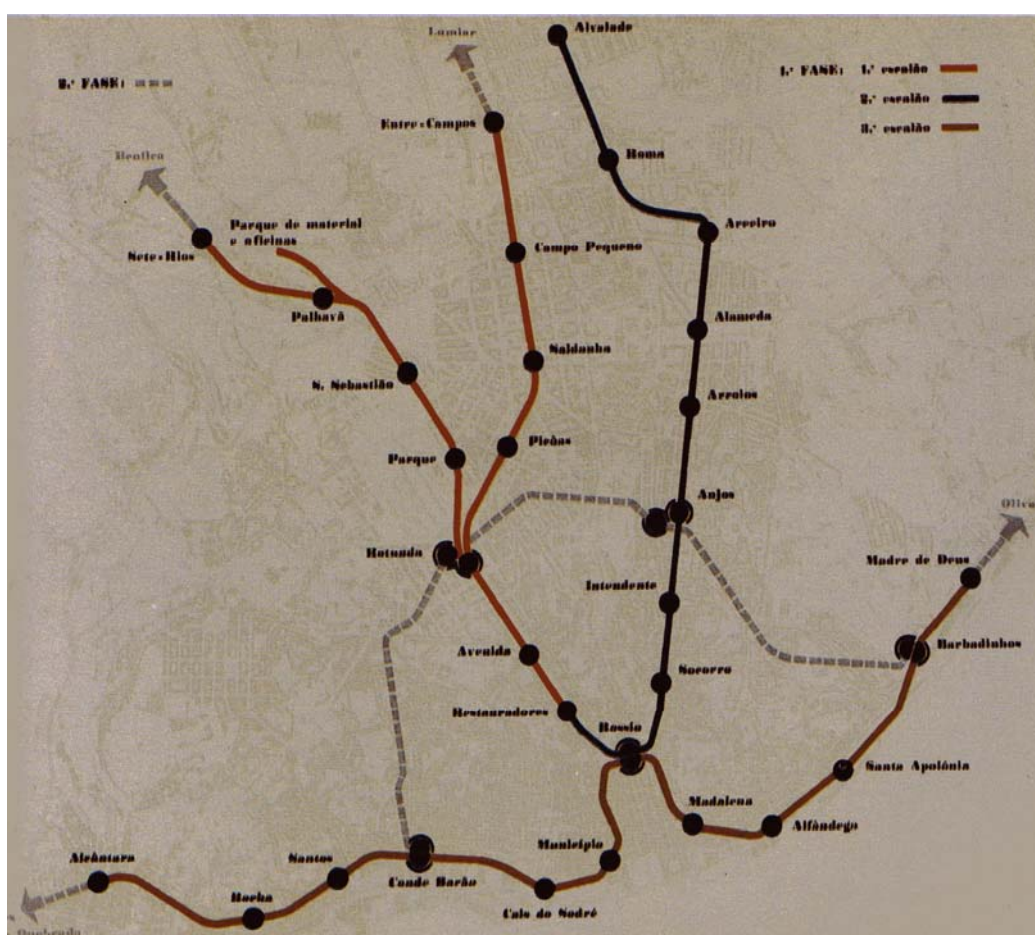


Figura 3.2 Plano Geral da Rede do Metropolitano de Lisboa – 1948 (Brazão Farinha, 1995)

A construção a céu aberto era, na época, vantajosa, em termos de preço, relativamente à construção em túnel, no atravessamento de terrenos pouco compactos, então muito onerada pela inexistência dos actuais equipamentos

pesados. O recurso a estes últimos é hoje comum uma vez que facilitam grandemente (encurtando os prazos de execução e reduzindo os custos) a construção das obras subterrâneas, independentemente do tipo de solos, coerentes ou não, com ou sem água.

Para as obras do primeiro escalão, foi decidido recorrer a métodos de construção que tivessem em conta assegurar a contenção dos solos, quando coerentes, durante o tempo que correspondia à escavação e à execução da estrutura das galerias por betonagem contra o terreno.

Nos solos pouco coerentes, a estabilidade da escavação ficava assegurada por taludes executando-se a galeria com moldes exteriores além dos interiores, compactando convenientemente os intervalos de terreno entre os paramentos exteriores das galerias e do talude (Figura 3.3).



Figura 3.3 Escavação a céu aberto e moldagem da estrutura da galeria entre as estações Cidade Universitária e Campo Grande (Brazão Farinha, 1997).

No atravessamento das camadas de solos menos resistentes, nos enchimentos dos vales e, em regra nas estruturas das naves das estações e galerias dos terminos, utilizou-se o betão fracamente armado, com reforços menores ou maiores de armaduras. O dimensionamento das estruturas

contemplava o controlo da fissuração do betão, aproveitando-se as capacidades resistentes deste último a esforços de tracção por flexão.

No atravessamento de solos drenados admitiram-se, sem preocupações de maior, a presença de fissuras no betão resultantes de situações de adaptação do material de construção (até estabilização dos impulsos exercidos pelo solo) aos valores das acções realmente actuantes (de distribuição pouco precisa), ou dos esforços instalados. Esta concepção permitiu construir, com racionalidade e economia, não só as galerias correntes (de vão interior livre da ordem dos 8m) como também os vãos alargados até valores de ordem dos 20m, das galerias do término provisório de Sete Rios, e as abóbadas das naves dos cais, de vão interior de 14m, em regra, ou superior.

3.3.1 Estruturas

A forma das galerias de circulação dos combóios é condicionada por razões exteriores tais como a profundidade do traçado das linhas relativamente à superfície do terreno, características do terreno, proximidade das construções vizinhas, etc; é também condicionada por razões internas, designadamente as que resultam da inscrição do material circulante.

Até 1993, 69% da extensão total da rede edificada foi construída em trincheira provisória “a céu aberto” com execução final de aterro sobre a estrutura, para restabelecer as condições pré-existentes à superfície. Existem ainda “trincheiras definitivas” em curtas extensões na transição dos túneis para os viadutos, que se localizam no nó do Campo Grande. É interessante fazer aqui uma comparação com o Metropolitano de Londres. A sua construção teve início em meados do século XIX e os primeiros túneis também foram construídos em trincheira provisória, através do método “*cut and cover*”. As ruas ao longo do percurso eram escavadas, as linhas colocadas no fundo da trincheira aberta, cobertas por túneis em alvenaria de tijolo, e a superfície da estrada era reposta. Este método era rápido e eficaz mas, no entanto, criava tantos ou mais problemas do que aqueles que era projectado ele solucionar – causando congestionamentos de tráfego durante a construção – e por isso, foi abandonado nos finais do século XIX. A partir de 1880, as linhas no centro de Londres passaram a ser construídas em

túneis gêmeos, a cerca de 20m de profundidade, onde um estrato de argila tornava a escavação relativamente simples (London Underground, 2004).

Para a construção das galerias a céu aberto foram avaliadas duas alternativas estruturais: galerias abobadadas (Figura 3.4), em regra de betão simples, e quadros rectangulares (Figura 3.5), de betão armado. Apesar desta última solução apresentar como aliciante a possibilidade de construções mais superficiais, havendo menores movimentos de terra, concluiu-se que a estrutura de tecto plano armado era cerca de 25% mais dispendiosa. Tal facto é, essencialmente, consequência da superfície acidentada de Lisboa, criando variações apreciáveis do recobrimento, contrariamente ao que se verifica em muitas cidades da Europa Central onde, devido à regularidade da superfície do solo, foi possível optar por secções rectangulares permitindo executar vantajosamente galerias mais próximas da superfície, com menor volume de escavação de terras.

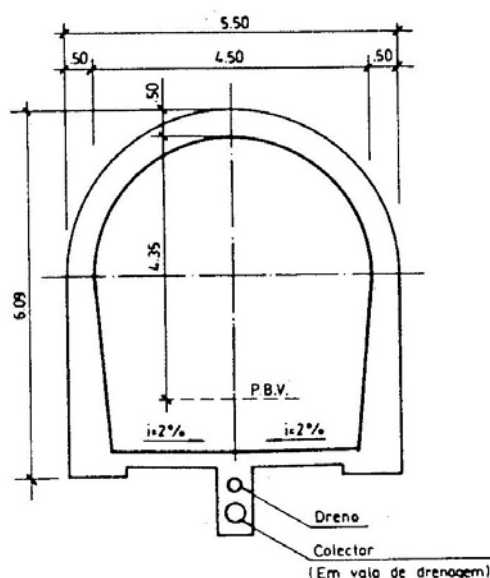


Figura 3.4 Galeria de via simples abobadada, de soleira plana, construída a céu aberto (Brazão Farinha, 1997).

A forma adoptada (abóbada abatida ligada aos pés direitos) possibilitou a construção de estruturas em que predominam esforços de compressão, embora existam alguns esforços de tracção de pequeno valor. Por isso, o betão simples foi o material mais utilizado na construção das galerias, no atravessamento das camadas do solo coerente "in situ", as mais comuns na cidade de Lisboa. A título excepcional foram construídas galerias de via dupla com tectos planos no atravessamento do lado Nascente do trecho da Rua Marquês do Alegrete fronteiro

ao Largo Martim Moniz, por estar então prevista a construção de novos prédios em substituição dos existentes, após demolição destes últimos. As demolições não foram concretizadas, embora, da situação referida, tenha resultado a construção de galerias de tecto plano com o intuito de assegurar os espaços necessários, logo abaixo da superfície do terreno, para a construção parcial das caves dos novos prédios, por cima da galeria.

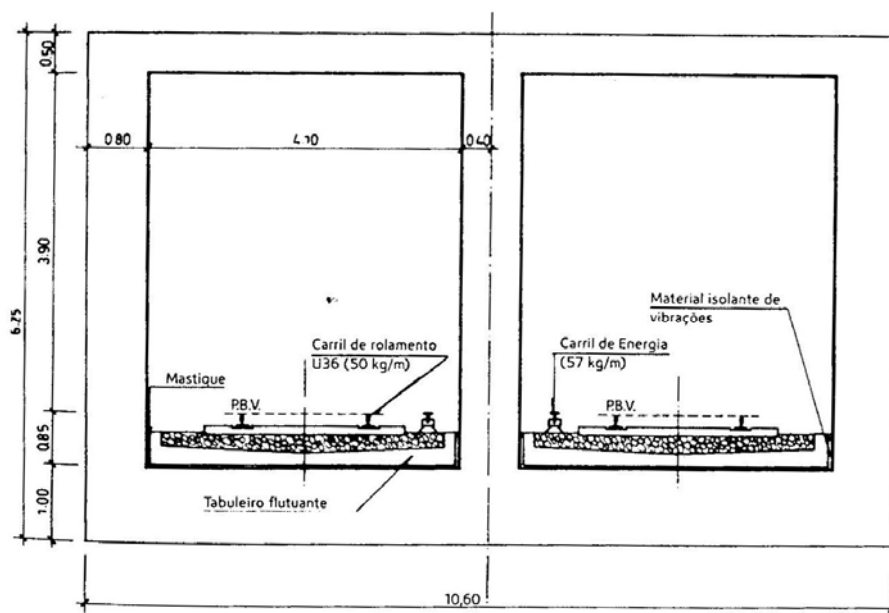


Figura 3.5 Galeria de via dupla geminada, de quadros rectangulares, em zona de recalçamento de prédios (Brazão Farinha, 1997).

3.3.2 Construção das galerias em trincheira provisória

Até 1993, foram usados, na construção das linhas do metropolitano, dois métodos construtivos para as galerias de plena via, dependendo da profundidade do traçado: a céu aberto e em túnel (as soluções em viaduto estão muito dependentes das condições topográficas e urbanísticas locais). As estações foram quase sempre construídas a céu aberto e, sempre que possível, eram implantadas a pequena profundidade, por duas razões essenciais: facilidade de acesso aos utentes e menor custo de construção, o que é significativo por se tratar de estruturas especialmente dispendiosas, na construção e na operação.

A rede existente no início dos anos 90 desenvolvia-se fundamentalmente ao longo dos vales das antigas ribeiras, actualmente ocupadas por avenidas

suficientemente largas, o que possibilitou a opção por métodos de construção a céu aberto (trincheira provisória, coberta por aterro), coexistindo as obras, nos períodos da sua execução, com o tráfego de superfície condicionado que então prevalecia. Por outro lado, a mecanização dos processos de construção das obras subterrâneas em túnel não tinha então atingido o grau de desenvolvimento adequado, proporcionando hoje maior segurança, preços e prazos de execução muito mais convidativos (Brazão Farinha, 1997).

No início da construção do Metropolitano de Lisboa, a execução das galerias a céu aberto era muito menos onerosa do que em túnel. Mesmo o túnel de atravessamento sob o Parque Eduardo VII, que encontrou condições de solo bastante favoráveis (camadas rochosas, basalto em regra são, fissurado, sobreposto por conglomerados oligocénicos) custou 2,5 vezes mais do que as galerias de igual comprimento, construídas em trincheira provisória nos solos argilosos duros do Miocénico ou do Oligocénico. Assim, a construção em túnel era evitada devido custo elevado e às dificuldades técnicas próprias da execução.

Os custos estão dependentes, por um lado, das condicionantes inerentes à construção a céu aberto (tráfego de superfície, ocupações do solo e do sub-solo, proximidade de antigas edificações, sua importância e estado das respectivas estruturas) e por outro, da extensão da variante em túnel, natureza geológica, homogeneidade e propriedades gerais dos solos, existência ou ausência de níveis freáticos suspensos ou no próprio nível de escavação e caudais previsíveis.

A construção das galerias abobadadas a céu aberto, independentemente do seu vão (galerias de via dupla, dos terminos e das naves das estações) foi executada em duas modalidades, designadas por “vala estreita” e “vala larga”.

No primeiro sistema, “vala estreita”, a escavação prosseguia faseada, actuando em duas valas laterais de pequena largura e extensão controlada, em regra executadas alternadamente de um e outro lado, entivadas em toda a altura com escoramentos curtos, até à execução dos pés-direitos. Este procedimento foi adoptado no atravessamento dos piores terrenos (aterros e aluviões aquíferas) ou na proximidade de antigas construções de alvenaria de médio porte. Esta forma de actuação tinha em vista possibilitar o desenvolvimento dos trabalhos com segurança, dominando melhor as deformações do terreno e impedindo, pela compartimentação das fases de escavação, a ocorrência de rotura dos solos.

Nos casos de atravessamento de solos coerentes e estáveis, ou quando os trabalhos se desenvolviam a maior distância das construções, o método adoptado era o de “vala larga”.

3.3.2.1 A construção em “vala estreita”

O método de construção da “vala estreita”, de execução mais lenta e consequentemente mais onerosa do que as galerias executadas em “vala larga”, foi evoluindo ao longo do tempo.

As valas estreitas eram executadas por trechos de pequena extensão longitudinal, da ordem dos 10m, entivadas à medida que a escavação prosseguia. Inicialmente, a escavação das galerias de via dupla era executada manualmente, utilizando-se uma pequena grua para a elevação e descarga das terras em tremonhas metálicas (Figura 3.6). A colocação do betão, fabricado em estaleiro e baldeado manualmente na obra, efectuava-se em duas fases. A primeira fase correspondia à betonagem dos pés-direitos, seguindo-se uma interrupção com vista à escavação central e respectiva entivação, para moldagem das abóbadas. A segunda fase correspondia à betonagem das abóbadas, executada sobre moldes de madeira. No início dos trabalhos, procurou efectuar-se esta operação directamente sobre o terreno, que era previamente regularizado para o efeito. Este procedimento foi abandonado, uma vez que a prévia regularização com um pouco de cimento ou cal da superfície curva da escavação tinha o inconveniente de a fazer aderir ao betão, oferecendo dificuldades de limpeza. Após a execução das abóbadas, procedia-se à remoção final das terras do interior das galerias, com carga manual dos camiões, que tinham acesso à frente de trabalho por meio de uma rampa.

Posteriormente, a escavação passou a ser executada por processos mecânicos, utilizando dois tipos de máquinas: umas actuavam ao nível da superfície para a escavação até à profundidade possível e as outras actuavam ao nível da soleira para a escavação interior (Figura 3.7).

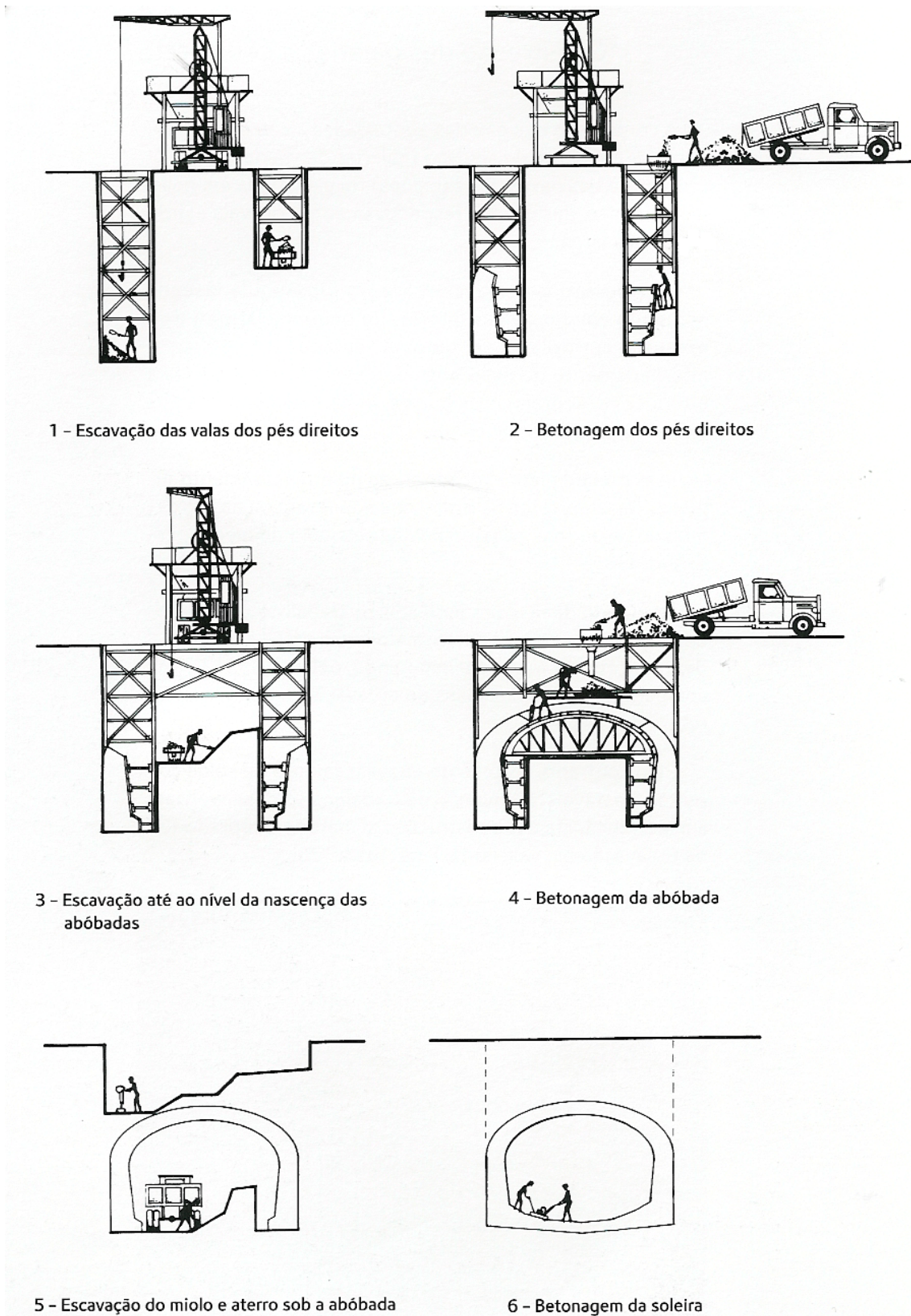


Figura 3.6 Fases de construção a céu aberto das galerias pelo sistema de valas estreitas – escavação manual (Brazão farinha, 1997)

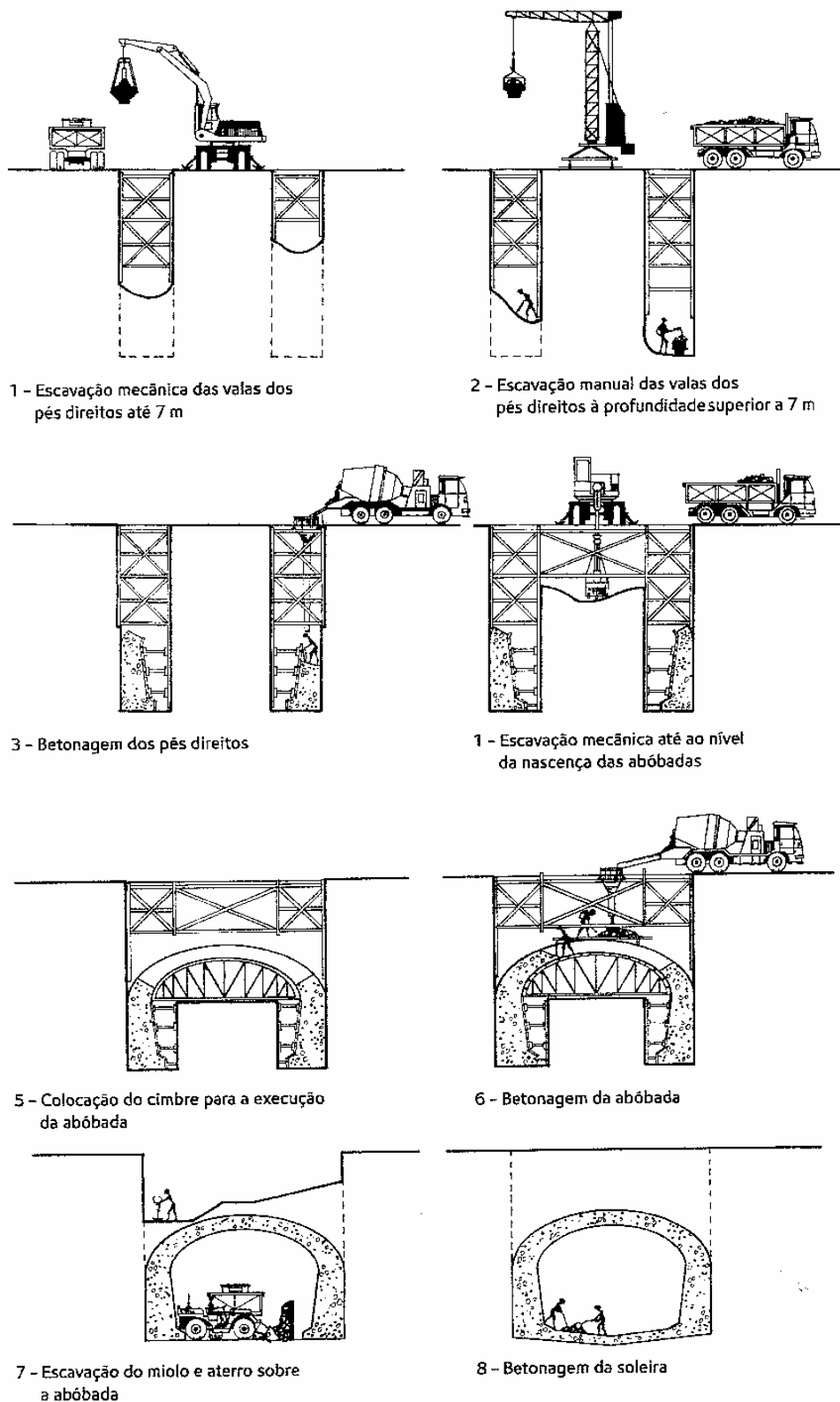


Figura 3.7 Fases da construção a céu aberto das galerias pelo sistema de valas estreitas – escavação mecanizada (Brazão Farinha, 1997)

Também as operações de betonagem foram simplificadas: o betão passou a ser produzido em fábrica e transportado à obra em camiões-betoneira de descarga directa no local de aplicação. Mais tarde, a utilização da bomba de betão veio aumentar a produtividade.

O método da vala estreita foi adoptado na construção de parte das linhas construídas até 1972 (rede de 12 km de extensão) abrangendo a execução de:

1. estação Picoas;
2. parte da galeria da Avenida Fontes Pereira de Melo;
3. parte baixa da Avenida da Liberdade (Sul da estação Avenida, onde se insere o vale da linha de água correspondente à actual Rua do Salitre e onde a espessura dos terrenos aumenta até ao Rossio);
4. Norte e Sul da estação Rossio;
5. galerias do Largo Martim Moniz (a partir da zona de recalçamento sob os prédios da Rua João das Regras);
6. galerias da Rua da Palma;
7. galerias da Avenida Almirante Reis até à Praça do Chile;
8. obras construídas na Avenida da República situadas a Norte do Viaduto da C.P. até ao início do Campo Grande na inflexão para a Cidade Universitária (onde esteve instalado o término provisório do Campo Grande, desaparecido com a extensão da linha à Cidade Universitária, que foi inaugurada em 1988).

À vala estreita correspondem entivações em que se utilizava tabuado (ao alto ou ao baixo) e escoramento igualmente de madeira ou metálico.

Nos atravessamentos da Baixa, (Ruas Primeiro de Dezembro, do Amparo, de João das Regras, e Rossio), no vale de Entre-Campos a norte do viaduto da C.P. e no Martim Moniz utilizaram-se estacas-pranchas de madeira de 6 cm de espessura. Nas estações Rossio e Socorro (cais de 40m) e no Largo do Martim Moniz, nas proximidades dos edifícios, executaram-se cortinas de estacas-pranchas metálicas. Foram também utilizadas, ainda que pontualmente, cortinas de estacas de betão moldadas no terreno.

Com o aparecimento das paredes moldadas, o método de construção em “vala estreita” deixou de ter aplicação. A utilização de bentonite veio a dispensar a entivação das valas, uma vez que estas eram executadas pela nova técnica.

O processo das paredes moldadas veio a ser utilizado nas obras de ampliação das novas estações, Socorro, Intendente e Anjos, onde o terreno tinha piores características, em virtude de ser arenoso, de se estar perante a presença de água e a obra se encontrar muito próxima de antigos edifícios de estrutura de alvenaria (Figura 3.8).

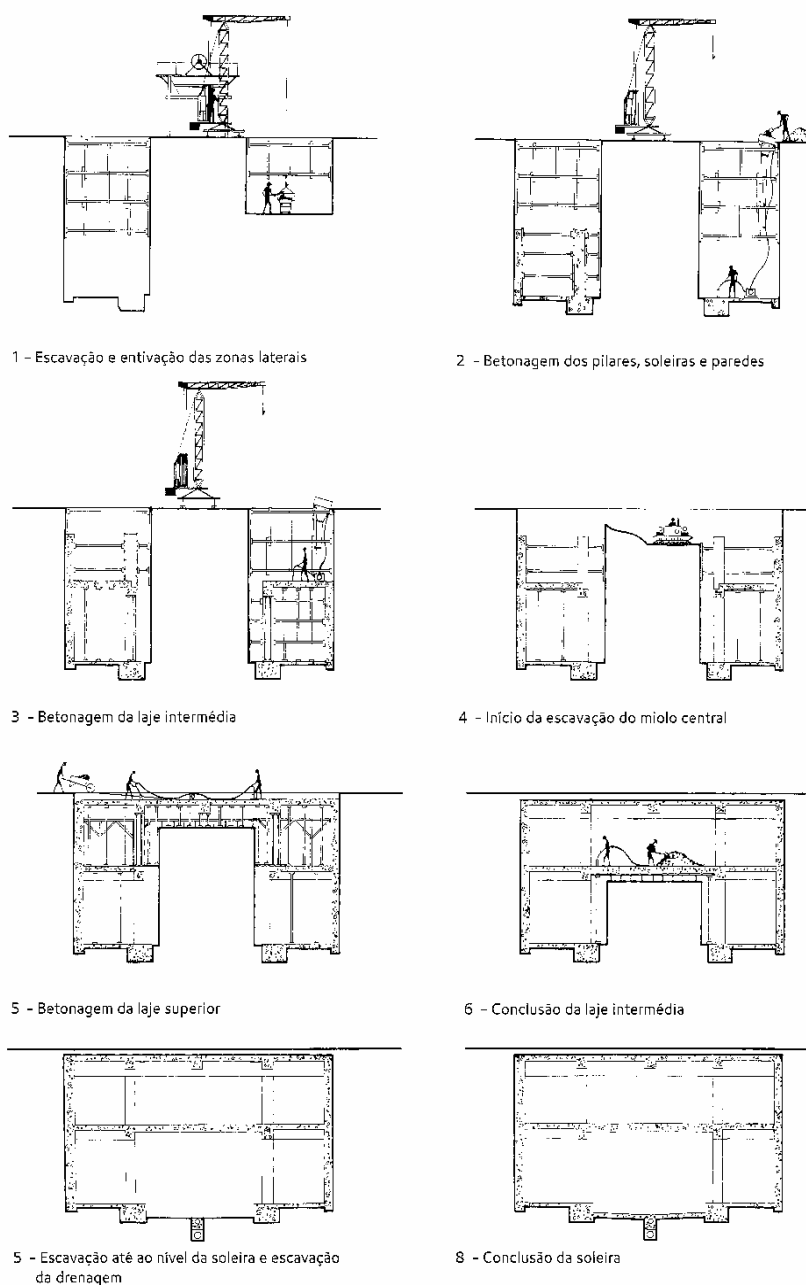


Figura 3.8 Fases de construção a céu aberto dos átrios das estações Socorro, Intendente e Anjos (Brazão Farinha, 1997)

3.3.2.2 A construção em “vala larga”

No método de construção em “vala larga” (Figura 3.9), a escavação processava-se a toda a largura das galerias, até à linha de nascença das abóbadas. Abaixo deste nível, e quando necessário, a escavação prosseguia com valas estreitas. O propósito deste método era a simplificação, sempre que as condições locais ou de comportamento do terreno oferecidas eram favoráveis. Exceptuando os primeiros troços executados, a escavação em vala a toda a altura veio a ser a regra geral e este foi o método mais usado de construção a céu aberto, ainda que localmente se tivesse optado por alguma variante.

Primeiramente, os moldes, constituídos por construções aligeiradas de madeira, eram colocados apenas no interior dos pés-direitos, sendo estes betonados contra o terreno. O molde interior das abóbadas, independente dos moldes dos pés-direitos, apoiava-se no miolo central do terreno, recorrendo-se a moldes exteriores apenas nas nascenças das abóbadas, onde a inclinação da tangente à curva de extradorso excede os 30°. A escavação interior, posteriormente executada, permitia o aproveitamento das terras à medida que iam sendo retiradas, para efeito de execução dos aterros à superfície.

3.3.3 Construção das galerias em túnel

Até 1993, foram executados seis túneis. O primeiro, construído em 1957-1958, sob o Parque Eduardo VII, atravessa a formação basáltica na maior parte da sua extensão. Dos restantes, quatro atravessam formações argilosas miocénicas duras e margas, que se apresentavam secas no túnel da Avenida de Roma e no túnel de atravessamento da parte alta de Calvanas, com água no túnel da parte baixa de Calvanas (na área da travessia do antigo vale que corta, a Norte, a área do Hospital Júlio de Matos) e com níveis aquíferos em regra suspensos, por vezes integrados, nos túneis construídos entre o Campo Grande e a estação Cidade Universitária e a Poente da estação Alto dos Moinhos. O túnel, construído sob o Jardim Zoológico, atravessa solos margosos oligocénicos, secos em quase toda a sua extensão.

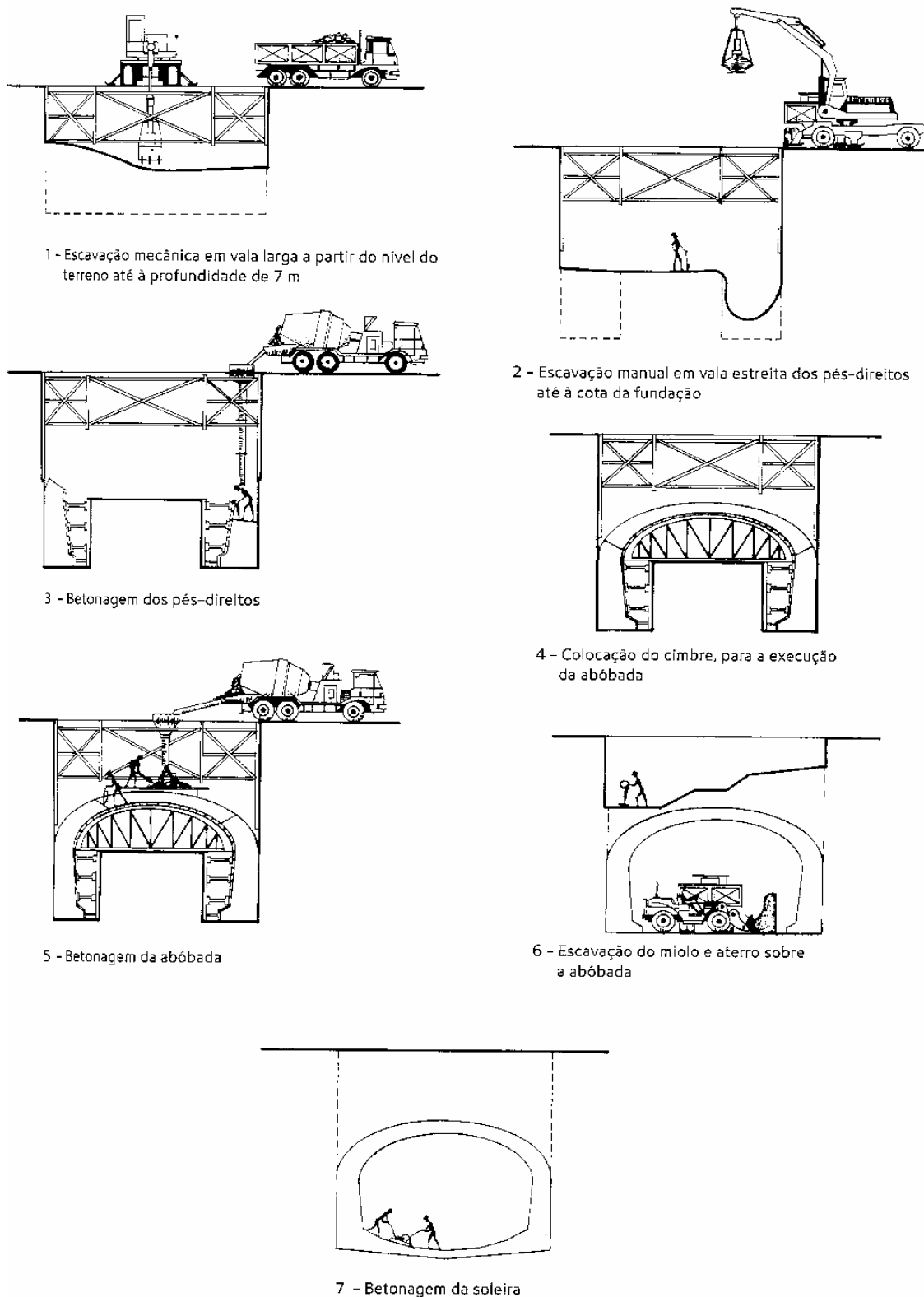


Figura 3.9 Fases de construção a céu aberto pelo sistema de “vala larga” – escavação mecanizada (Brazão Farinha, 1997)

3.3.3.1 Túneis construídos segundo o Método Belga

Os três primeiros túneis do Metropolitano de Lisboa foram construídos segundo o Método Belga:

1. túnel de atravessamento sob o Parque Eduardo VII;
2. túnel da Avenida de Roma;
3. túnel do Jardim Zoológico.

O Método Belga prevê a subdivisão da secção do túnel em seis áreas parciais aplicáveis a terrenos compactos e estáveis (Figura 3.10). Em terrenos estáveis, a obra inicia-se pela abertura de uma galeria de avanço localizada na parte superior da secção do túnel. Esta galeria de avanço, de secção trapezoidal com 3,0m de largura média e 4,0m de altura, é entivada em toda a sua extensão. A execução da galeria de avanço prossegue até atingir 80m de extensão longitudinal, transportando-se os produtos de escavação por meio de vagonetas.

Seguidamente, iniciam-se, com equipas independentes de trabalho, as escavações de alargamento para um e outro lado, correspondentes à zona de betonagem das abóbadas. Nesta fase, completa-se o escoramento em leque, incluindo assentamento do tabuado, de baixo para cima, correspondente ao perímetro escavado da secção transversal do túnel. O plano horizontal inferior da escavação é adaptado de modo a permitir a execução das abóbadas, com juntas de nascença inclinadas de 30° sobre a horizontal, situadas de um e outro lado da secção.

Quando já está construída uma extensão suficiente da galeria alargada, procede-se à montagem dos moldes com novas equipas de trabalho. As restantes equipas prosseguem à frente, com as respectivas tarefas desfasadas, ou seja, respectivamente a escavação e entivação da galeria de avanço e os alargamentos laterais. A montagem dos moldes é executada por trechos curtos, de modo a que cada camada de betão se apoie na camada anteriormente colocada, até chegar ao fecho.

Com o betão suficientemente endurecido numa certa extensão do túnel, a escavação da parte central inferior da secção inicia-se por trechos, em quincôncio, ficando cada trecho da abóbada provisoriamente apoiado nas zonas laterais de terreno ainda por escavar, localizadas na parte inferior da secção.

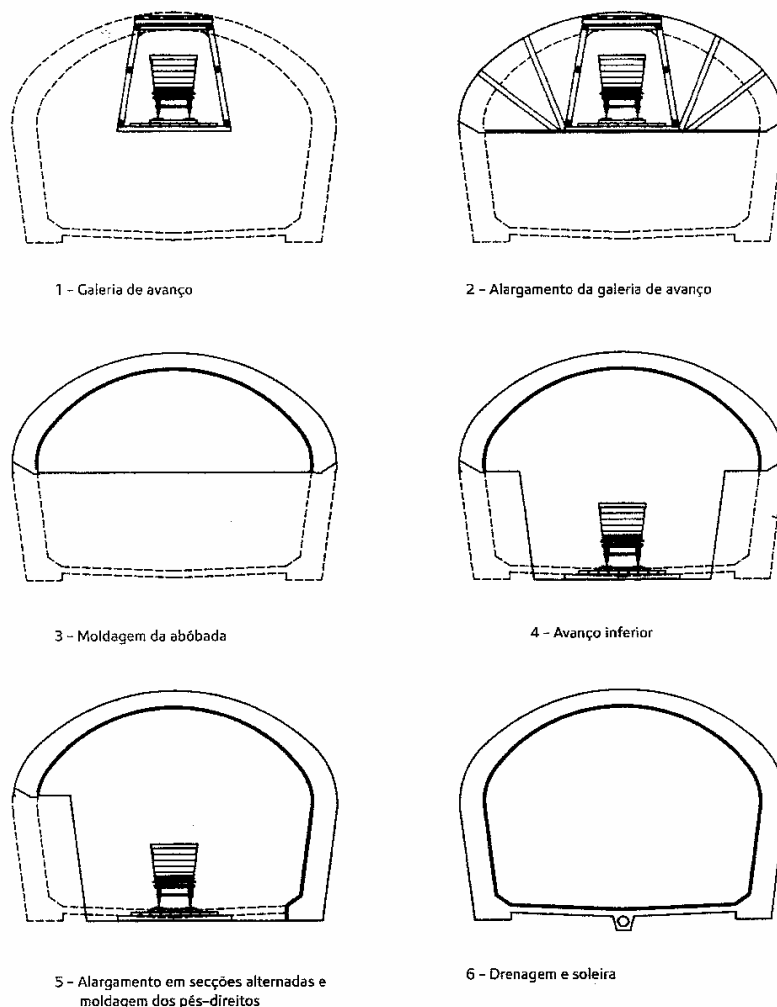


Figura 3.10 Fases de execução (método belga) dos túneis do Parque Eduardo VII e da Avenida de Roma (Brazão Farinha, 1997)

À medida que o perfil do túnel se completa, as linhas de circulação das vagonetas de serviço e as valas de condução das águas de infiltração, transferem-se para o nível da soleira do túnel.

A parte inferior das escavações, correspondente à área central da secção e às bancadas laterais de apoio provisório das abóbadas, executada por trechos alternados, é efectuada gradualmente, sem entivações, na medida do necessário, de forma a ir efectuando a betonagem dos pés-direitos directamente contra o terreno.

Completada a estrutura do túnel, são sucessivamente executados os colectores longitudinais de drenagem e betonadas as soleiras, de pequena espessura, de simples regularização da superfície da rocha.

Finalmente, procede-se à injeção do terreno sobrejacente com calda de cimento, através de furos praticados nas abóbadas.

O túnel de atravessamento sob o Parque Eduardo VII com 0,956 km, incluindo a estação Parque, foi construído entre 1957 e 1958 e desenvolve-se entre o Nó da Rotunda e a Avenida António Augusto de Aguiar, próximo do topo SE da estação S. Sebastião.

As encostas do Parque Eduardo VII, situadas entre a Praça Marquês de Pombal e o topo SE da estação São Sebastião, delimitam, na parte baixa do Parque, a bacia do vale do Pereiro, antigo afluente da ribeira de São Sebastião. Na parte alta do Parque, separam-se as bacias de São Sebastião e de Alcântara. Nesta zona atravessam-se rochas basálticas sobre as quais aparecem formações rochosas oligocénicas presentes apenas na parte alta do traçado. Deste modo, as galerias puderam ser construídas em túnel, sem dificuldades e sem interferência com a superfície, interceptando basaltos quase sempre compactos, fissurados, apresentando alterações localizadas, no seu conjunto facilmente desmontáveis a fogo. No trecho final de entrada na Avenida António Augusto de Aguiar, o túnel penetrou o Oligocénico constituído por conglomerados de calhaus rolados, fortemente ligados por um cimento calcário (Brazão Farinha, 1997).

Algumas camadas de argilas basálticas avermelhadas, de sedimentação antiga, constituída por produtos basálticos de alteração, sem capacidade de suporte da estrutura, foram localmente atravessadas pelo túnel. Esta situação obrigou a aprofundar a escavação dos pés-direitos nesses locais até poder assegurar-se a respectiva fundação directamente na rocha basáltica. Durante a construção do trecho da galeria, entre as estações Parque e São Sebastião, houve que fazer face a duas chaminés que se formaram na abóbada, por desabamento de volumes relativamente pequenos de rocha alterada. As cavidades foram entivadas com prumos e tabuado perdido, pela parte de dentro do túnel, o que possibilitou a execução da abóbada. Posteriormente, foi injectada argamassa de cimento na zona afectada, através de perfurações executadas na abóbada, para completo enchimento das zonas de terreno aluído.

A execução deste túnel foi iniciada pela abertura de dois poços, um para execução da estrutura da estação e o outro para a construção do túnel entre a estação Parque e a Praça Marquês de Pombal. Estes poços destinavam-se à entrada

de pessoal, equipamento de escavação e transporte de materiais de construção (entivações e betão), redes de ar comprimido, bombagem das águas de infiltração, extracção de terras, etc.

O túnel da Avenida de Roma, com apenas cerca de 300m de extensão, foi construído em 1970, imediatamente a Norte do atravessamento sob a linha de Cintura da C.P., à entrada da Avenida de Roma.

O processo de construção foi idêntico ao do túnel escavado sob o Parque Eduardo VII, com galeria de avanço na parte superior, seguida de alargamentos laterais e betonagem da abóbada. Mantendo o nível da plataforma coincidente com aquele que fora utilizado para a execução da abóbada, construíram-se os pés-direitos a partir de poços alternadamente escavados, em vala estreita, de um e outro lado da galeria.

O prolongamento da linha n.º 1 Bis, de Sete Rios ao Colégio Militar, iniciou-se em 1982, com um trecho construído em túnel que atravessou os terrenos do Jardim Zoológico até às proximidades das Laranjeiras. Este túnel tem aproximadamente 600m de extensão e atravessa, em parte, formações oligocénicas constituídas por argilas arenosas e margosas.

O Oligocénico termina bruscamente numa extensa falha, bem demarcada à superfície, assinalada na carta geológica. Em seguida, o túnel entra nas formações miocénicas, constituídas por argilas arenosas e sobretudo margosas, de consistência variável, que se prolongam até ao Colégio Militar.

A construção do túnel foi precedida da abertura de um poço de acesso, de dimensões em planta 20,0x15,0m e 12,0m de profundidade, executado na Praça de Sete Rios, junto à vedação do Jardim Zoológico. À referida profundidade, foi iniciada a escavação do túnel, optando-se por um sistema de avanço semelhante ao dos túneis do Parque Eduardo VII e da Avenida de Roma.

Com vista a reduzir o tempo necessário à escavação e entivação foi incorporada alguma mecanização. Procurou-se controlar a descompressão do solo, para atender às características seguintes:

1. capacidade autoportante variável, de reduzido valor, nalgumas zonas;
2. pequena cobertura de terra, em parte do traçado, inferior à largura exterior da abóbada;

3. execução do túnel no sentido ascendente, na maior parte da extensão da obra, com inclinação de 4%.

Na fase de arranque do túnel, a partir do fundo do poço, iniciou-se a escavação que foi executada em galeria central correspondente a cerca de 1/3 da secção frontal do túnel, na profundidade de 1,60m. A entivação, constituída por cimbres metálicos e pranchas de madeira, acompanhou o ritmo do desenvolvimento dos trabalhos. Após escavação das partes laterais, para execução da abóbada, completou-se o cimbre e a entivação, ajustando-a ao terreno, para evitar a descompressão.

No decorrer da execução da estrutura do túnel, o método de construção foi modificado de modo a que se pudessem ter em conta as variações de comportamento dos solos envolventes. Uma vez que, no prosseguimento da escavação do túnel, o terreno apresentava já uma boa capacidade de auto-suporte, foi possível, dentro do esquema de avanço indicado para os túneis do Parque Eduardo VII e Avenida de Roma, executar as betonagens da abóbada em maior extensão. Este processo, representado na Figura 3.11, foi utilizado em cerca de 20% do comprimento total do túnel.

Depois de completados cerca de 120m da estrutura do túnel, iniciou-se o atravessamento de um novo tipo de terreno, onde o método utilizado dava lugar a grandes deformações. Optou-se, então, por um novo procedimento, utilizando betão projectado, com a sequência das operações indicadas na Figura 3.12, e que se manteve até final da obra, numa extensão de cerca de 75% do comprimento total do túnel. A escavação passou a efectuar-se em três fases, correspondendo a cada uma a sua galeria de avanço, ocupando cerca de 1/3 da área total da secção da abóbada.

Posteriormente, houve que fazer ainda nova adaptação deste método no trecho final, correspondente a 10% do comprimento, quando a escavação se aproximou da superfície do terreno. Ali, o solo argiloso apresentava-se fissurado, permitindo infiltrações de água. A adaptação referida consistiu na subdivisão das áreas da frente da escavação, por trechos de menor área, cuja plataforma de apoio correspondia a cerca de metade da altura da abóbada, a partir da qual eram escavados trechos de 0,80m a 1,0m em galerias de avanço, mantendo sempre o modelo central da abóbada até à conclusão de toda a entivação.

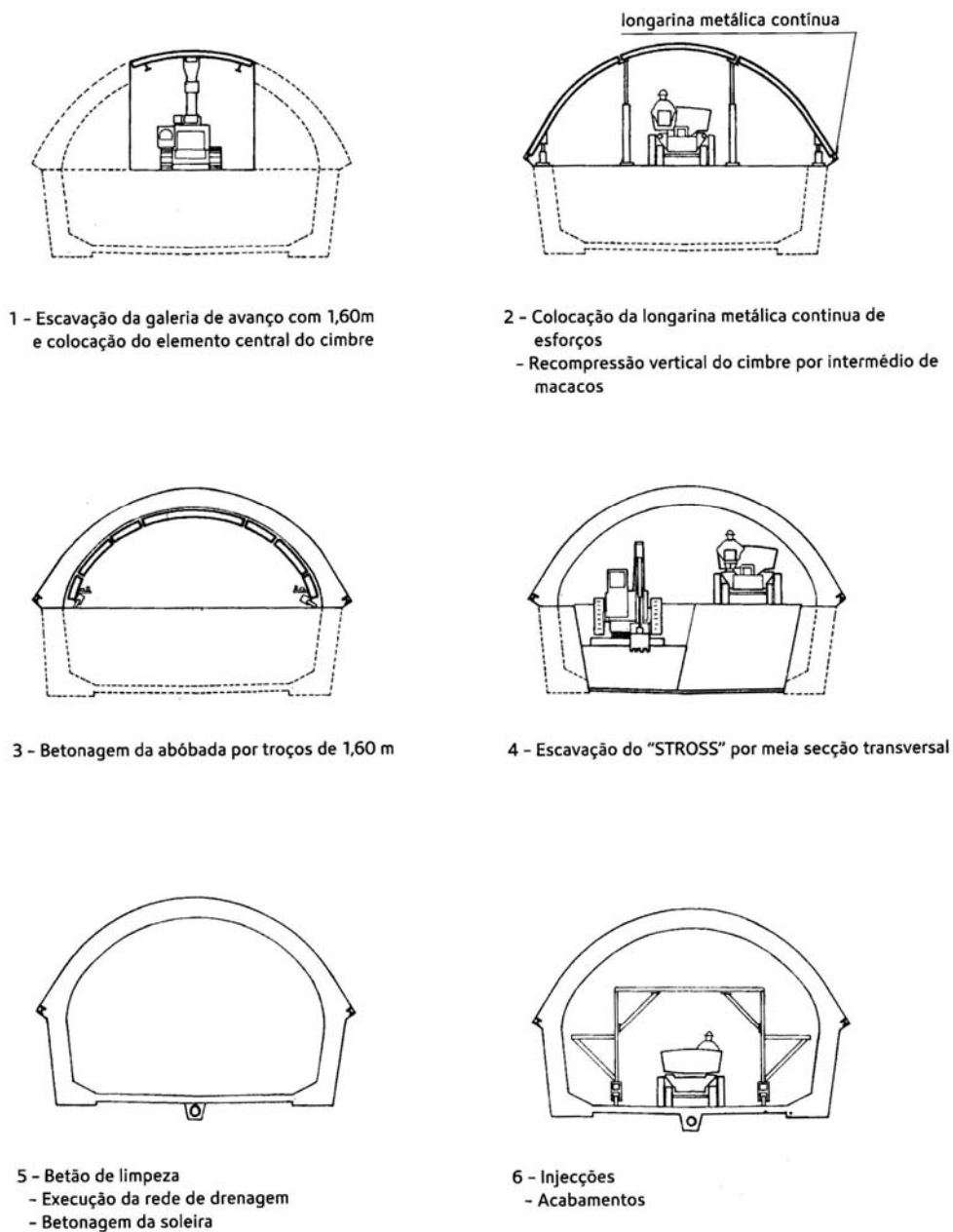


Figura 3.11 Túnel do Jardim Zoológico – fases de construção (Brazão Farinha, 1997)

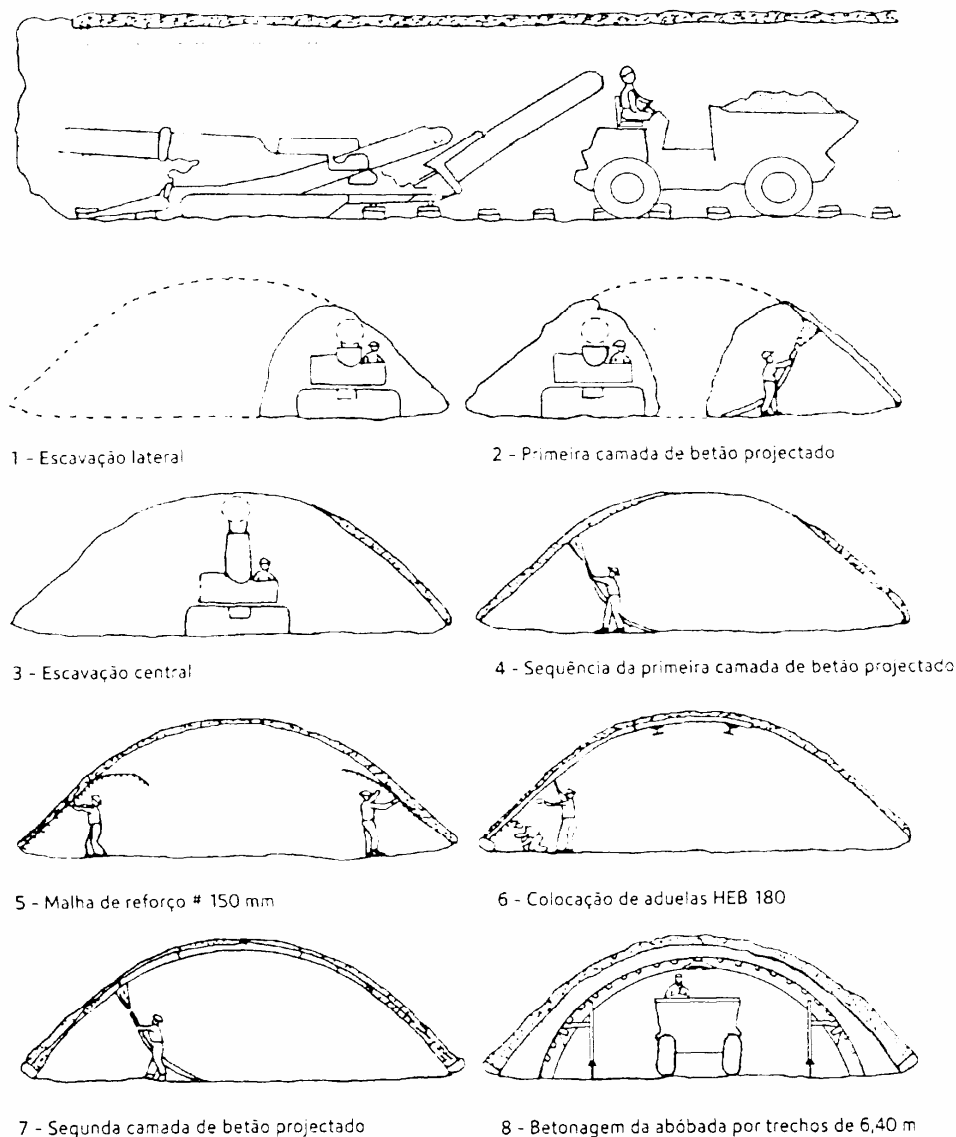


Figura 3.12 Construção da abóbada do túnel do Jardim Zoológico, segunda fase (75% da extensão total) (Brazão Farinha, 1997)

3.3.3.2 Túneis construídos segundo o Método de Bernold

O primeiro túnel escavado de acordo com o Método de Bernold ou das lanças foi o túnel de Calvanas. Este túnel localiza-se entre o topo Norte do término de Alvalade e a rampa que precede o viaduto de acesso à estação Campo Grande. As abóbadas foram construídas entre Novembro de 1980 e Maio de 1982.

As condições geológicas e topográficas da zona atravessada pelo túnel são muito variáveis. O recobrimento varia entre 2,50 e 20m (Brazão Farinha, 1987) e o túnel cruza dois arruamentos de grande tráfego (Av. do Brasil e Craveiro Lopes) e atravessa a cerca do Hospital Psiquiátrico Júlio de Matos, passando por baixo de três pavilhões de paredes resistentes de alvenaria de pedra com dois pisos acima do nível do terreno. O traçado desenvolve-se em duas zonas de relevo distinto, separadas pela Rua das Murtas cuja presença corresponde a um antigo vale.

O método adoptado, que teve em conta a extensão da obra e a variação dos condicionalismos envolventes, considerou a execução da abóbada separadamente dos pés-direitos e soleiras, de acordo com as práticas adoptadas até ao momento.

A escavação da calote superior foi executada ao abrigo de um escudo metálico tipo Bernold constituído por 22 lanças (Figura 3.13 e Figura 3.14), cada uma com 0,50m de largura e 7,40m de comprimento, que avançam individualmente impulsionadas por um sistema hidráulico. As lanças ligam-se entre si, longitudinalmente, através de encaixe, possibilitando articulação. Vinte e duas lanças preenchem o perímetro das três cambotas-guia em que se apoiam, formando uma superfície contínua de entivação do terreno – escudo metálico de contorno adaptado à forma pretendida para as abóbadas. As cambotas têm um afastamento longitudinal de 1,10m, podendo cada lança avançar, deslocando-se sobre as guias, quando impulsionadas por macacos, que se apoiam nas cambotas e em reentrâncias existentes em cada lança (Figura 3.15). A betonagem do arco foi executada, por troços de 2,20m, contra a cauda das lanças, as quais mantêm a face exterior em contacto com o terreno. O espaço deixado entre o betão da abóbada e o terreno, quando se processou o avanço das lanças, foi posteriormente cheio através de injeção de argamassa e calda de cimento.



Figura 3.13 Extremidades dianteiras das lanças, vistas pelo interior (Brazão Farinha, 1997).



Figura 3.14 Extremidades dianteiras das lanças, vistas pelo exterior (Brazão Farinha, 1997).

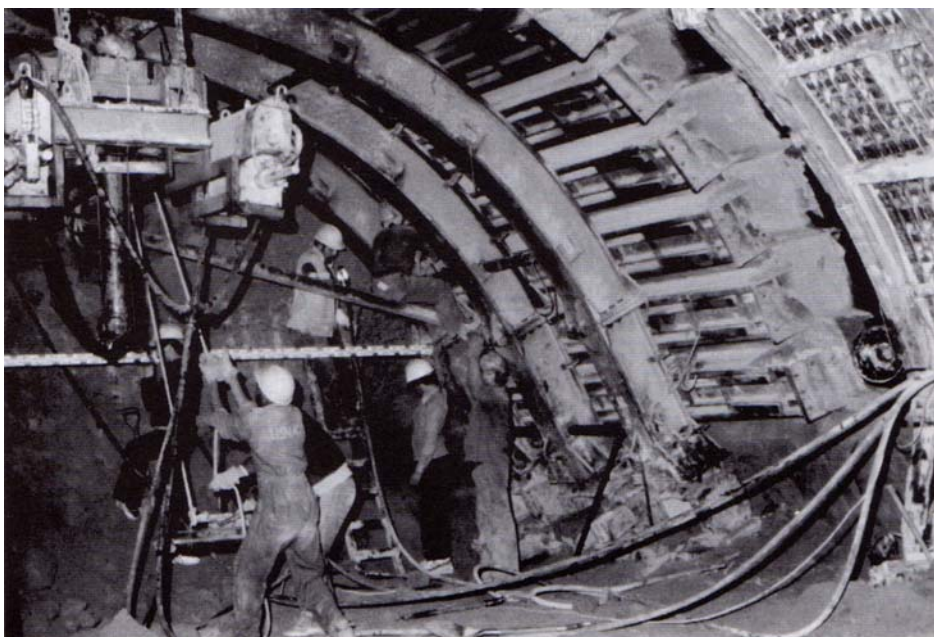


Figura 3.15 Transporte da primeira cambota para a posição da frente (Brazão Farinha, 1997).

Os pés direitos foram executados a uma distância da frente que permitisse a execução da 1ª fase em boas condições, tendo-se processado através da abertura de poços com 3,0m de comprimento e betonagem imediata contra o terreno. A soleira foi executada em último lugar, com desfasamento da frente da ordem dos 150m.

Este método construtivo exigia o rebaixamento do nível freático.

Os túneis da Cidade Universitária e do Alto dos Moinhos foram também construídos de acordo com o método de Bernold, tendo sido utilizado o mesmo equipamento de escavação e mantida a secção transversal.

O túnel da Cidade Universitária desenvolve-se entre o topo do término de Entre Campos (extremidade Sul do Campo Grande) e a estação da Cidade Universitária, situada na Avenida Professor Gama Pinto e tem uma extensão de cerca de 1,10km. A escavação foi iniciada na estação, seguindo em direcção ao Campo Grande tendo sido estabelecido um conjunto de marcas de nivelamento superficial, instaladas em caixas de visita munidas de tampa e de referência, fixadas às construções existentes, para controlo topográfico de assentamento do solo.

O túnel do Alto dos Moinhos localiza-se imediatamente a Poente da estação Alto dos Moinhos e tem cerca de 200m de extensão.

3.4 Os novos métodos construtivos

A evolução dos métodos construtivos e o aparecimento de novos equipamentos mecânicos de perfuração levou ao abandono dos métodos descritos anteriormente. As novas técnicas, como o uso de tuneladoras ou métodos de construção sequencial associados aos princípios sugeridos e propostos pelo chamado Novo Método Austríaco de Construção de Túneis – NATM (New Austrian Tunnelling Method), passaram a ser usadas em detrimento da construção a céu aberto, uma vez que possibilitavam uma redução de custos e de prazos de execução.

3.4.1 Construção com escudo

Um escudo define-se como uma estrutura rígida e resistente que, introduzida dentro de um túnel, proporciona uma área estável e segura na zona frontal de trabalho, funcionando como protecção contra o colapso da abóbada e dos hasteais, assim como contra o colapso da própria frente de escavação.

No entanto, a rigidez desta definição tradicional tem vindo a transformar-se ao longo dos anos num novo conceito e desenho de escudo-máquina que, sem deixar de cumprir a função de escudo protector, executa também a escavação mecânica do terreno (Alvarez, 1988). Assim, um escudo será geralmente constituído por um cilindro metálico com bordos cortantes que se faz penetrar no terreno à pressão, mediante macacos hidráulicos que ganham reacção nos anéis de suporte já colocados (Almeida e Sousa, 1998). A escavação pode realizar-se em secção total enquanto é fornecido o suporte temporário do solo, ao mesmo tempo que prossegue o desmonte do maciço na frente, e na cauda é montado o revestimento definitivo, comumente constituído por anéis fechados formados por aduelas pré-fabricadas em betão encaixadas umas nas outras (Figura 3.16).

O controlo da estabilidade da frente de escavação pode tomar diversas formas consoante o tipo de escudo que é utilizado. A diferença fundamental entre as várias máquinas reside na forma como pretendem equilibrar os impulsos das terras na frente de escavação e, deste modo, controlar a estabilidade dessa mesma frente (Guedes de Melo e Santos Pereira, 1997).

O vazio entre o diâmetro de escavação e o diâmetro exterior do suporte, que é continuamente gerado devido à espessura da cauda da tuneladora, às tolerâncias construtivas e à folga interior que facilita a colocação dos anéis e possibilita correcções de alinhamento, é da ordem das dezenas de milímetros. Das várias parcelas, que contribuem para o assentamento máximo final, a maior está precisamente associada ao intervalo acima descrito. Assim, actuando na diminuição dos assentamentos, gerados pela passagem da cauda da tuneladora, obtém-se uma contribuição eficaz para a diminuição do assentamento final. Uma forma de limitar estas deformações consiste em preencher, com calda de cimento, o vazio gerado, o que traz consequências benéficas a curto prazo para as deformações dos anéis do suporte e a longo prazo na transmissão de esforços entre o terreno e o suporte. Hansmire e Cording (1985) sugerem, como alternativa, o uso de suportes

expansíveis. Estes são colocados em posição com um diâmetro inferior ao da escavação e, após a passagem do escudo, expandidos de forma a aproximarem-se do diâmetro de escavação (Almeida e Sousa, 1998). Mair (1998) refere ainda que, quanto mais rapidamente os suportes forem expandidos menores serão as deformações.

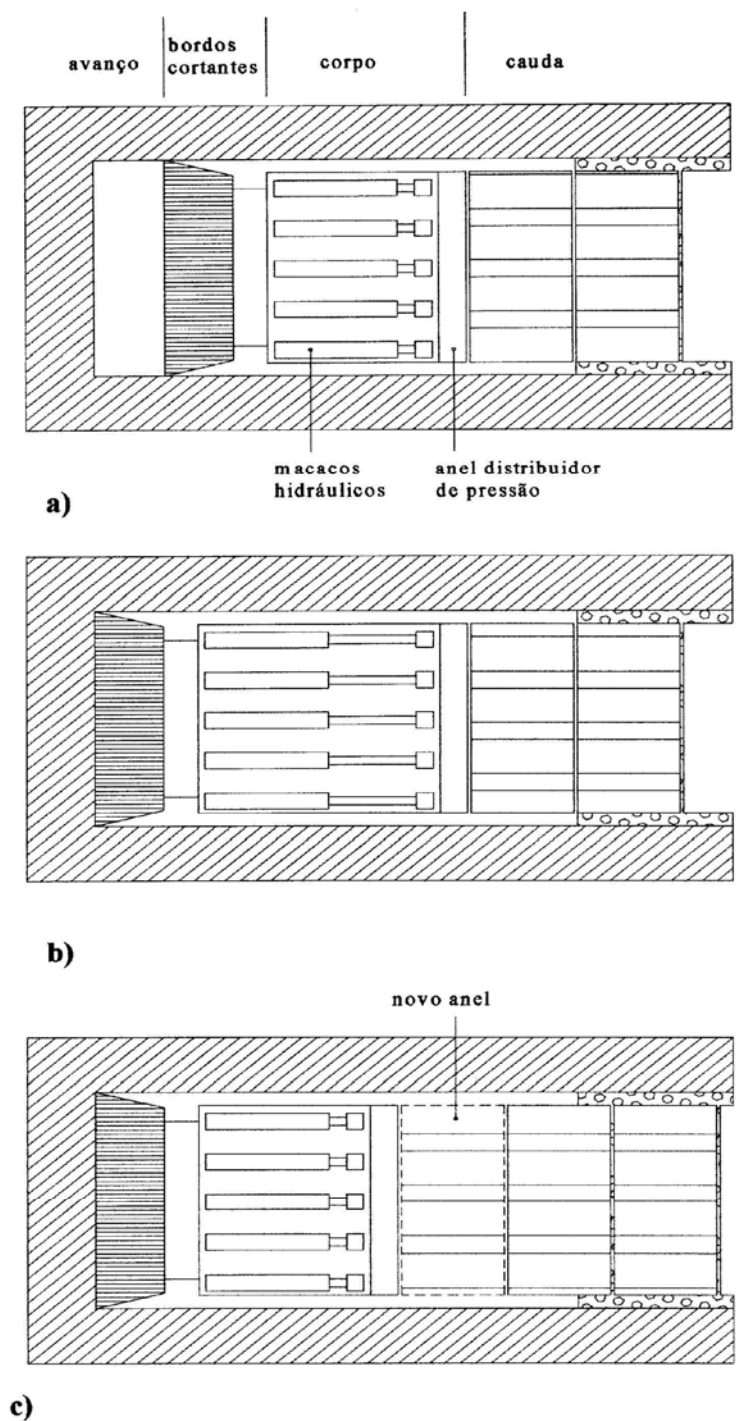


Figura 3.16 Princípio de funcionamento de um escudo perfurador (Whittaker e Frith, 1990)

A escolha do tipo de escudo, usado pelo Metropolitano de Lisboa nos túneis escavados desde 1993, teve por base um estudo técnico/económico assim como as condições geotécnicas e geológicas muito variáveis dos terrenos de Lisboa. A escolha recaiu, sobre um escudo com confinamento por contra pressão de terras (TBM/EPB) (Figura 3.17 e Figura 3.18).

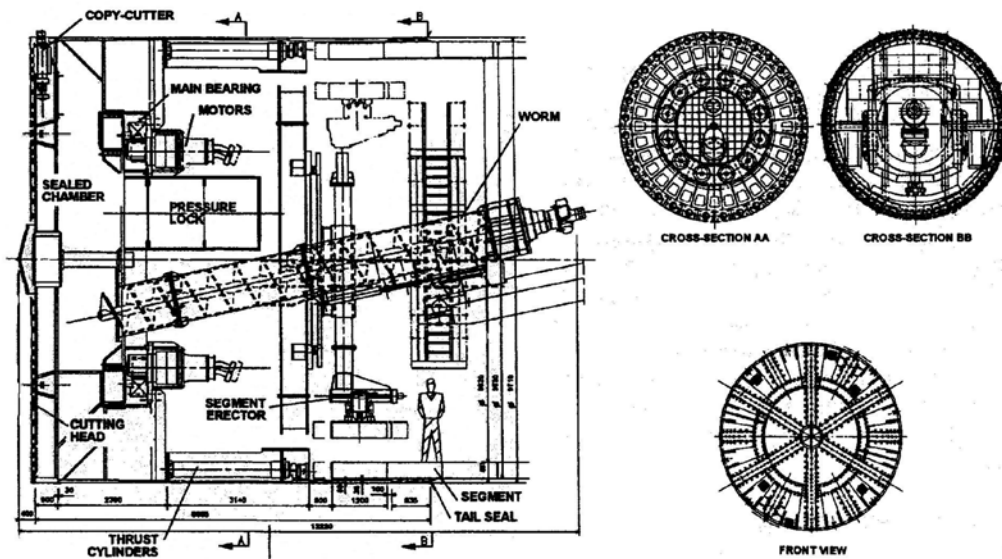


Figura 3.17 Cortes longitudinal e transversais do escudo usado na escavação dos troços Cais do Sodré – Baixa/Chiado – Rossio (Linha Verde) e Restauradores – Baixa/Chiado – Terreiro do Paço – Santa Apolónia (Linha Azul) (Bosco e Correa, 1998)



Figura 3.18 Tuneladora usada na escavação do troço Campo Grande – Odivelas (linha Amarela).

A principal característica deste tipo de escudos consiste em controlar a estabilidade da frente, mantendo o equilíbrio entre o ritmo de escavação e de extracção dos escombros mediante uma câmara de pressão colocada imediatamente atrás da cabeça de corte e que permanece cheia com os materiais escavados. Os componentes básicos de um escudo com confinamento por contra-pressão de terras são:

- equipamento de escavação;
- corpo da máquina;
- equipamento de remoção de escombros.

O equipamento de escavação é constituído pela cabeça de corte, sendo a rotação desta cabeça que executa o desmonte do solo. Entre a cabeça de corte e a câmara está instalada uma comporta de modo a que, à medida que o escudo avança, o escombros seja recolhido para a câmara. A dimensão desta comporta é, geralmente, ajustável de modo a impedir entradas não controladas de material proveniente da frente. Imediatamente atrás da cabeça de corte localiza-se uma câmara de confinamento onde são mantidos os produtos de escavação a uma pressão homogénea similar à pressão existente "in situ". No interior da câmara são instaladas células de pressão com o intuito de monitorizar continuamente a pressão do solo armazenado. Ao solo são adicionados aditivos de modo a fluidificá-lo. O volume escavado deve ser igual ao volume extraído da câmara, pelo que, para cumprir esse objectivo é necessário controlar a velocidade de avanço do escudo. Assim, são continuamente monitorizados os valores do volume extraído e da pressão na frente, possibilitando a tomada de decisões relativamente à velocidade de avanço, pressão nos macacos, velocidade de extracção do escombros, etc. O avanço do escudo e a rotação do dispositivo "sem-fim" encontram-se sincronizados de forma a conseguir o equilíbrio da pressão existente na frente com a pressão existente na câmara. Na Figura 3.19 apresenta-se o esquema de funcionamento de um escudo com confinamento por contra pressão de terras.

À medida que a cabeça de corte procede ao desmonte da frente, os macacos impulsionam a máquina tuneladora contra a face. Cada macaco pode funcionar isolado ou em grupo, permitindo o avanço do escudo em ciclos de comprimento igual à largura dos anéis de suporte e ganhando reacção no último anel de revestimento colocado. Assim que está completo um ciclo, pode-se colocar o revestimento na zona que ficou livre atrás da cauda do escudo, sendo necessário a interrupção da escavação para proceder a esta tarefa. Na Figura 3.20 apresenta-se

um exemplo de revestimento definitivo empregue em túneis abertos com TBMs. A condução da tuneladora é feita através dos macacos: exercendo pressões diferentes em cada macaco é possível guiar a tuneladora para cima, para baixo, para a direita e para a esquerda.

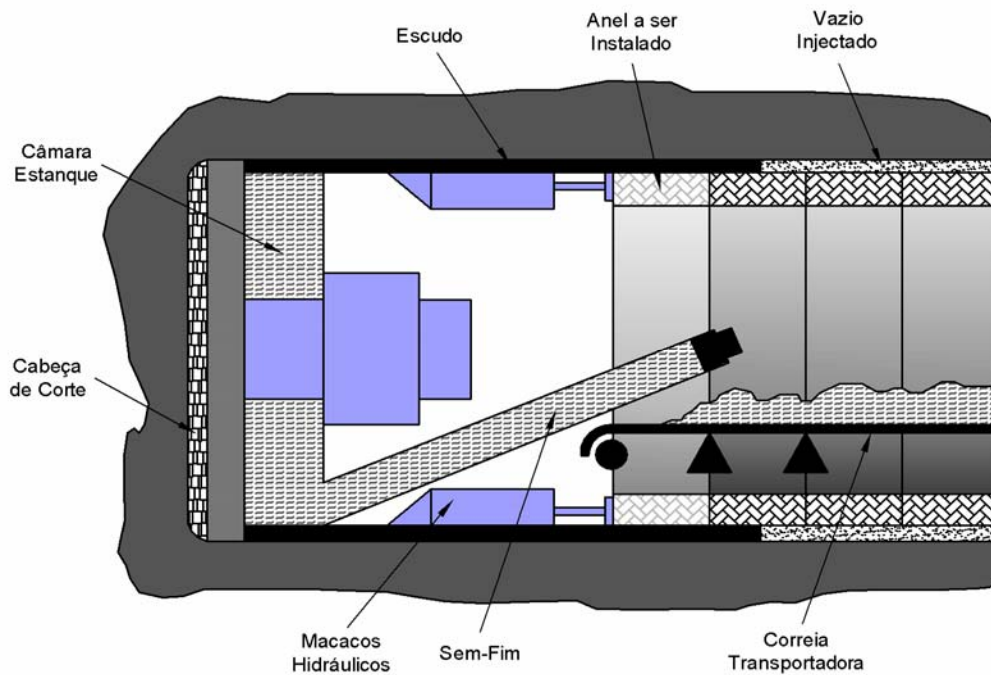


Figura 3.19 Esquema de funcionamento de escudo com confinamento por contra pressão de terras – EPB-TBM (Marques, 2006)



Figura 3.20 Exemplo de revestimento definitivo empregue em túneis abertos com TBMs (Marques, 2006).

Imediatamente após a passagem do escudo e a colocação do anel de revestimento têm lugar as injeções de calda para preenchimento do vazio existente entre o diâmetro de escavação e o diâmetro exterior do suporte.

Os assentamentos superficiais são controlados através da pressão exercida na frente e das injeções efectuadas na cauda.

Autores como Clough *et al.* (1983) sublinharam a importância crucial que o controlo da pressão na câmara de confinamento para o bom desempenho do escudo. Se o dispositivo “sem-fim” remove o solo demasiado rápido, poderá desenvolver-se um vazio na câmara de confinamento. Se o solo for removido a uma velocidade ligeiramente inferior à velocidade de entrada do solo na câmara gera-se um ligeiro empolamento do maciço antes da passagem do escudo. Este ligeiro empolamento tem como vantagem o facto de poder compensar o subsequente assentamento por consolidação das caldas de injeção e do solo remexido à volta da cavidade do túnel (Lee *et al.*, 1999).

Esta metodologia construtiva permitiu atingir rendimentos médios de 6 a 8 anéis/dia, ou seja, o equivalente a 7,2 a 9,6m/dia, com a tuneladora que escavou os troços das linhas Azul e Verde.

3.4.2 Construção sequencial – “Novo Método Austríaco de Construção”

3.4.2.1 Considerações gerais

Os princípios do *Novo Método Austríaco de Construção* foram estabelecidos por Rabcewicz, Mueller, Brunner e Pacher, nas décadas de 50 e 60, como resultado das experiências e inovações realizadas na execução dos túneis alpinos austríacos (Almeida e Sousa, 1998). O primeiro uso do termo em inglês “*New Austrian Tunnelling Method*” (NATM) surgiu numa série de três artigos escritos pelo professor Rabcewicz e publicados na revista “*Water Power*” em Novembro e Dezembro de 1964 e Janeiro de 1965 (Neto e Kochen, 2000). Contudo, Sauer (1988) e Bieniawsky (1989) defendem que o NATM deve ser encarado mais como uma filosofia de construção do que propriamente uma técnica construtiva.

Este método tem por base dois princípios fundamentais, estando o primeiro relacionado com o reconhecimento de que a principal componente da estrutura de suporte do túnel é a capacidade resistente do próprio maciço, enquanto o segundo diz respeito à necessidade de instrumentação e observação permanente da obra.

O primeiro princípio tem por base a mobilização da capacidade resistente do próprio maciço. Para que esta mobilização se efectue, o processo de escavação deve perturbar o mínimo possível o maciço envolvente da abertura, com o intuito de reduzir as perdas das suas características iniciais. O suporte primário ou temporário, deve ser o mais leve possível e colocado imediatamente após a escavação, de modo a tirar partido do efeito de arco do maciço. Os objectivos deste suporte são assegurar a estabilidade da cavidade e a segurança dos operários durante o período construtivo. O suporte definitivo ou final só deverá ser instalado após o túnel estar aberto. Este segundo suporte tem como finalidades a satisfação dos critérios operacionais e de manutenção do túnel e a garantia, a médio e a longo prazo, da sua estabilidade, tendo em consideração a eventual degradação do suporte inicial e as modificações posteriores do meio envolvente (variações do nível freático, degradação do maciço, construção de edifícios ou de aterros, escavações subterrâneas vizinhas, etc...).

O segundo princípio está associado à necessidade de rápida recolha e interpretação da informação de todos os elementos que permitam avaliar o comportamento do maciço circundante e da estrutura de suporte inicial, após a escavação, de modo a possibilitar o ajuste do método e avanço da escavação assim como a constituição do suporte e o momento ideal da sua colocação, às variações das condições geológicas e geotécnicas. Estes elementos deverão incluir, entre outros, mapeamentos geológicos detalhados, medições de convergências, deslocamentos no interior do maciço e à superfície, previsão das cargas transmitidas ao suporte e a prospecção sistemática para a avaliação das condições que se encontram à frente da zona de escavação (Almeida e Sousa, 1998).

3.4.2.2 Construção sequencial em maciços terrosos

O NATM foi inicialmente concebido para aplicação a túneis abertos em maciços rochosos submetidos a elevadas tensões *in situ*. Contudo, são várias, e em número crescente, as referências de aplicação deste método à construção de túneis em solos e rochas brandas (Sauer e Lama, 1973; Muller e Spaun, 1997; Pinho *et al.*, 1985; Mituse *et al.*, 1985; Eisenstein *et al.*, 1986; Duddeck e Standing, 1989; Narasaki *et al.*, 1992; Donde e Wagner, 1992; New e Bowers, 1994; Almeida e Sousa, 1998).

Embora a designação de NATM seja comum para descrever a construção de túneis usando suportes de betão projectado, ICE (1996) assinala que algumas das características do NATM não se aplicam a túneis abertos em maciços terrosos, especialmente quando aplicadas em meio urbano. Assim, Franzius (2003) refere que será mais adequada a designação de *túneis de suporte em betão projectado*.

O uso de betão projectado, como suporte em túneis abertos em maciços terrosos, tem vindo a intensificar-se, particularmente nos casos de túneis de menor comprimento e/ou de secção transversal não circular (Mair e Taylor, 1997). Citam-se como exemplo os casos de estações do metropolitano, cruzamento de linhas, túneis de via dupla e túneis das modernas auto-estradas com três e, por vezes, quatro faixas de rodagem, uma vez que não é viável a sua construção em secção plena sob a protecção de um escudo (Almeida e Sousa, 1998). Este tipo de suporte é geralmente temporário, embora possa constituir o único meio de suporte durante significativos períodos (por vezes superiores a um ano) até que o revestimento definitivo seja instalado. O controlo das deformações no maciço, em especial à superfície, assim como a garantia da estabilidade na frente, durante a construção, podem ser conseguidas através do uso de betão projectado associado ao faseamento da escavação, o que confere uma grande flexibilidade a alterações de sequência do método construtivo como resposta aos resultados de observação da obra.

A execução de túneis, de acordo com os princípios do NATM, depende do esquema de faseamento da escavação, do comprimento das etapas de escavação e do intervalo de tempo durante o qual o coroamento não está completamente suportado, após o avanço da frente e antes do fecho da estrutura da soleira.

Na Figura 3.21 é apresentado, como exemplo, o faseamento construtivo adoptado no prolongamento da Linha Verde Telheiras – Campo Grande. Este faseamento da escavação é estabelecido por um conjunto de factores como as dimensões da secção transversal e as condições geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas do local, uma vez que a estabilidade da frente de ataque e a grandeza das deformações induzidas no maciço envolvente são fortemente condicionadas pela área de secção parcial, pelas propriedades mecânicas do solo, resistência e deformabilidade, e pela existência ou não de água (Almeida e Sousa, 1998). O número de fases de escavação será tanto maior quanto maior for a área da secção transversal do túnel e menos resistente e mais deformável for o solo. O

esquema de faseamento da escavação está também dependente da necessidade de proceder ao rebaixamento do nível freático, a partir do interior do próprio túnel, uma vez que a presença de água pode diminuir substancialmente o período de auto-suporte do solo, sendo necessário o uso de pequenas secções de escavação. Contudo, é necessário ter em conta que, tal como refere o HSE (1996), uma parcialização excessiva poderá originar maior número de efeitos negativos para a obra do que os eventuais benefícios resultantes da diminuição da área da frente, já que conduz a uma diminuição da velocidade global de avanço associada a um mais complexo processo construtivo, aumento das fases de apoio provisórias e de juntas no suporte e atraso na colocação em serviço da estrutura definitiva de suporte (Almeida e Sousa, 1998).

Deste modo, a escavação em secção plena é a situação mais desejável. A estabilidade da frente de escavação poderá ser conseguida deixando um núcleo central, que funciona como apoio à escavação, ou através da utilização de uma frente inclinada, em especial no caso de túneis de pequeno recobrimento.

Contudo, esta segunda medida apresenta como desvantagens as dificuldades que causa à rápida instalação do suporte na abóbada (Almeida e Sousa, 1998).

Quanto aos dois outros factores, a sua importância encontra-se expressa em diversas referências de resultados fornecidos pela observação do comportamento de túneis em solos tais como Muller (1979), New e Bowers (1994), Deanne e Basset (1995) e Malato *et al.* (1998), que acentuam que os riscos de instabilidade na frente e os assentamentos induzidos se reduzem significativamente com a diminuição do comprimento das etapas de avanço e com a do atraso com que o suporte é fechado na soleira.

A escavação de túneis, de acordo com os princípios do NATM, apresenta como vantagem o facto de a frente aberta permitir um tratamento mais fácil do maciço. Assim, com o intuito de melhorar a estabilidade e controlo dos movimentos do maciço, têm sido feitos avanços no reforço do solo para lá da frente do túnel. Melhoramentos nas técnicas de *jet grouting* (Figura 3.22) permitem formar “guarda-chuvas” com a função de pré-suporte, quando as condições geológicas e geotécnicas se revelam mais difíceis (Mair e Taylor, 1997).

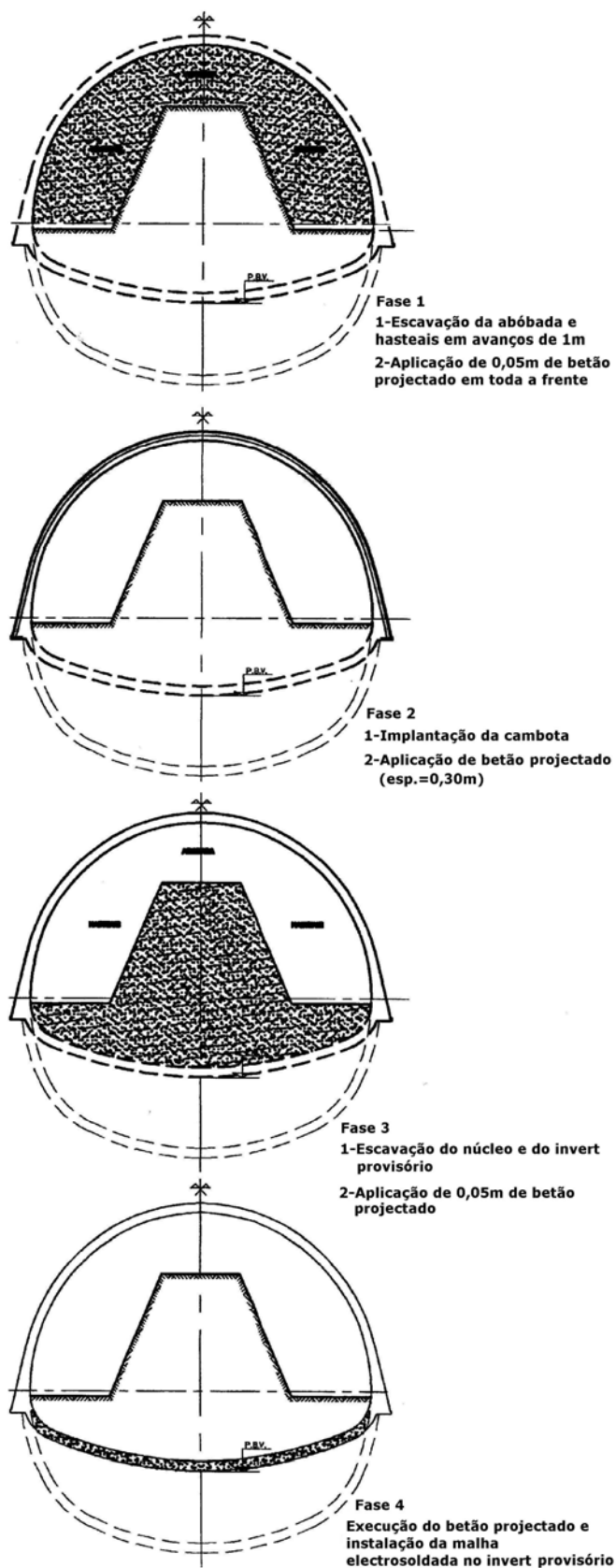


Figura 3.21 Prolongamento da Linha Verde Campo Grande – Telheiras. Faseamento construtivo.

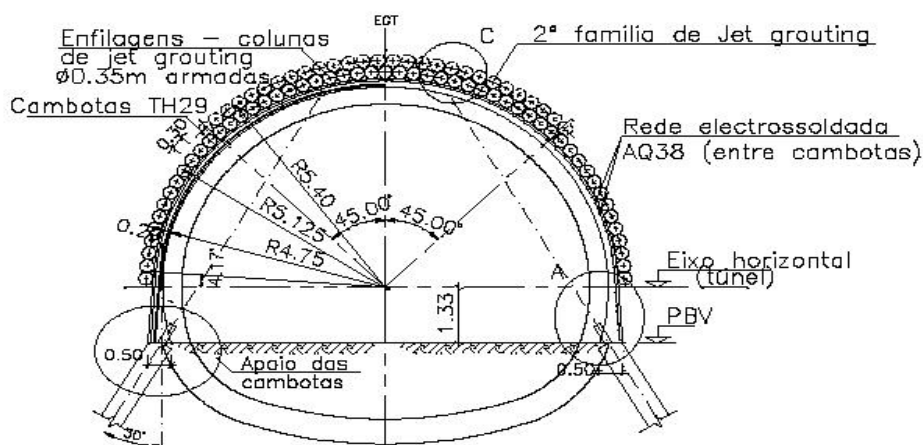


Figura 3.22 Secção do túnel do Término de Odivelas executada ao abrigo de um guarda-chuva de *jet grouting*. (Melâneo *et al.*, 2004a).

Segundo HSE (1996), o NATM apresenta grande vulnerabilidade no que toca a falhas humanas o que, segundo Neto e Kochen (2000), pode ser explicado pelo grande número de operações construtivas em sequência que este método exige. A comprová-lo está ainda o facto de a grande maioria das roturas, neste tipo de obras, ocorrerem à noite ou de madrugada, próximo de fins-de-semana ou vésperas de feriado, quando é maior o desgaste da equipa de construção e a supervisão menos intensa. Um risco particular do método NATM é a ausência de qualquer recurso rápido de suporte para a frente de escavação numa situação de emergência. A grande vantagem do NATM é precisamente a liberdade de projectar secções transversais de grande diâmetro e em formas e sequências construtivas variadas.

3.4.2.3 Suportes primário e final

O betão projectado, de entre os vários sistemas de suporte primário possíveis, tem sido o mais utilizado. Esta escolha deve-se a factores como a sua elevada resistência inicial, fácil e rápida aplicação, que permite a contenção imediata após a escavação, boa adaptação a diferentes formas das secções e características do maciço, ligação ao solo em todo o contorno da superfície escavada (geralmente irregular), o que garante que o suporte se deforme concomitantemente com o maciço, e possibilidade de combinações com outros tipos de suporte.

O betão projectado consiste numa mistura de agregados de constituição granulométrica contínua, cimento e água, à qual é possível adicionar aceleradores de presa do cimento de modo a originarem um mais rápido endurecimento, com conseqüente aumento da resistência mecânica inicial. A projecção desta mistura é, actualmente e na maioria dos casos, feita por via húmida, uma vez que este método apresenta várias vantagens relativamente ao processo alternativo, a via seca.

Das vantagens que a via húmida apresenta é possível destacar as seguintes (Melbye, 1994):

1. melhoria das condições ambientais de trabalho pela significativa redução de poeira;
2. possibilidade de emprego de aditivos líquidos de diversos tipos com a finalidade de melhorar a qualidade do betão;
3. possibilidade de obtenção de camadas mais espessas e uniformes à custa de aditivos especiais;
4. qualidade mais homogénea;
5. maior facilidade de controlo nas dosagens da mistura, particularmente do teor em água;
6. maior adesão à superfície do maciço;
7. maior resistência à compressão;
8. menor dispersão de valores ao longo de toda a camada;
9. menor perda de material por ressalto;
10. produção muito superior e conseqüente redução dos custos totais.

No suporte inicial, é também frequente associar cambotas metálicas e/ou pregagens, com o intuito de aumentar a rigidez estrutural e de garantir a rápida contenção de blocos instáveis, até que o betão projectado apresente resistência suficiente.

As cambotas podem ser de secção completa ou de meia secção, sendo constituídas por perfis laminados ou perfis treliçados (*lattice girders*). Os perfis treliçados apresentam diversas vantagens sobre os perfis laminados uma vez que: os custos de instalação são menores; a facilidade de emendas é maior; é possível o fabrico no próprio estaleiro de obra e o peso de aço para iguais características de rigidez do perfil equivalente é menor. O espaçamento destes elementos está dependente do comprimento das etapas de avanço da escavação, sendo comum

aplicar, entre cambotas adjacentes, ao longo de todo o perfil, elementos metálicos que constituem separadores ou distanciadores e que conferem maior rigidez a toda a estrutura. O facto de as cambotas serem frequentemente incorporadas no suporte definitivo confere a este último uma resistência adicional.

As pregagens, também denominadas de ancoragens passivas, são tirantes constituídos por tubos, varões, cabos ou barras de aço, que se instalam no maciço a partir do interior da cavidade. Podem ser aplicadas pontualmente, com o intuito de assegurar a estabilidade de algum bloco ou cunha potencialmente instável, ou de forma sistemática ao longo do perímetro da cavidade de modo a reforçar o maciço em redor da abertura, conferindo-lhe resistência a tensões de tracção, tornando-o mais apto a suportar a redistribuição de tensões motivada pela escavação. Como consequência do princípio de funcionamento das pregagens (atrito entre a haste e o maciço) é fundamental que a sua instalação tenha lugar antes da existência de deslocamentos significativos.

Na Figura 3.23 representa-se o esquema de funcionamento de uma pregagem do tipo *Swellex*.

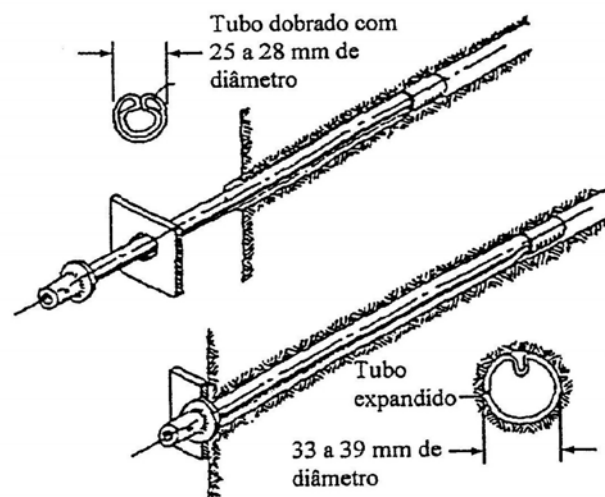


Figura 3.23 Esquema de funcionamento de uma pregagem do tipo *Swellex* (Hoek *et al.*, 1995; Almeida e Sousa, 1998)

Por último, o suporte final ou revestimento definitivo é normalmente constituído por betão moldado *in situ*, sendo frequentemente instalado um sistema de impermeabilização, de forma a evitar infiltrações de água para o interior do túnel e a proteger o revestimento final de influências químicas prejudiciais. O sistema de impermeabilização pode ser constituído por uma folha de feltro de

protecção (geotextil) ajustada à superfície de betão projectado e uma membrana de impermeabilização convenientemente unida ao interior do feltro (Figura 3.24). A membrana de impermeabilização tem como função a selagem enquanto o feltro a protege contra qualquer dano resultante do contacto com a superfície de betão projectado (Almeida e Sousa, 1998).

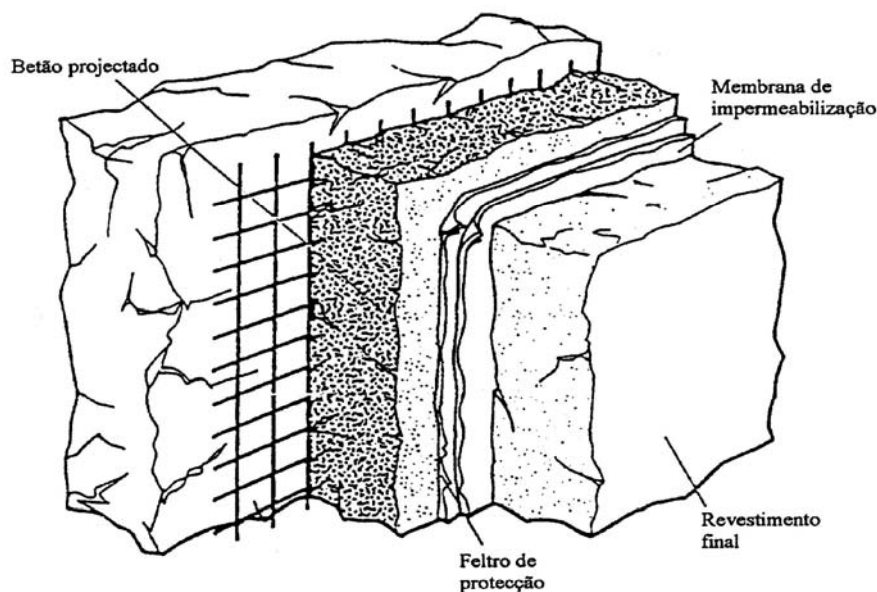


Figura 3.24 Detalhe do sistema de impermeabilização de um túnel construído de acordo com os princípios do NATM (ICE, 1996; Almeida e Sousa, 1998).

3.4.2.4 Processo construtivo adoptado para os túneis do Metropolitano de Lisboa

De um modo geral, os túneis do Metropolitano de Lisboa construídos segundo os princípios do NATM caracterizam-se por possuírem secções transversais, aproximadamente circulares, com diâmetros compreendidos entre 8,30m e 13,80m, aproximadamente, recobrimentos de terras sobre as abóbadas que variam entre 4,3m e 33,5m e 0,40m de espessura do revestimento final de betão armado.

A metodologia construtiva adoptada geralmente prevê a divisão da secção em calota e destroça, segundo a seguinte sequência:

Fase I:

1. avanços da frente de 1,0m ou 1,5m, com manutenção de talude frontal;

2. aplicação de betão projectado na abóbada e hasteais e instalação de cambotas metálicas;
3. rede metálica electrossoldada e aplicação de betão projectado;

Fase II:

1. instalação de suporte constituído por betão projectado em camada de 5cm;
2. execução da destroça, desfasada da frente, em avanços não superiores a 2m (Término Oriente), 4m (Término de Odivelas) ou 4,5m (Túnel de Alfovelos), com demolição da soleira provisória;
3. aplicação da rede metálica electrossoldada e betão projectado;

Fase III:

1. betonagem da soleira e do enchimento em betão;

Fase IV:

1. betonagem do revestimento definitivo dos hasteais e abóbada.

O revestimento definitivo é executado em betão moldado após a escavação completa do túnel, sendo dimensionado para resistir à totalidade das cargas de longo prazo e aos impulsos de água e funcionando também como barreira impermeabilizante, garantindo a estanqueidade do túnel.

De acordo com o zonamento geotécnico, é usual a divisão em duas secções tipo para a escavação: “secção aberta” (Figura 3.25) e “secção fechada” (Figura 3.26), correspondendo a segunda à execução de uma soleira provisória em betão projectado, entre as fases da bancada e destroça, que é demolida na passagem de uma fase para a outra. Em alguns casos, a escavação é executada em secção total.

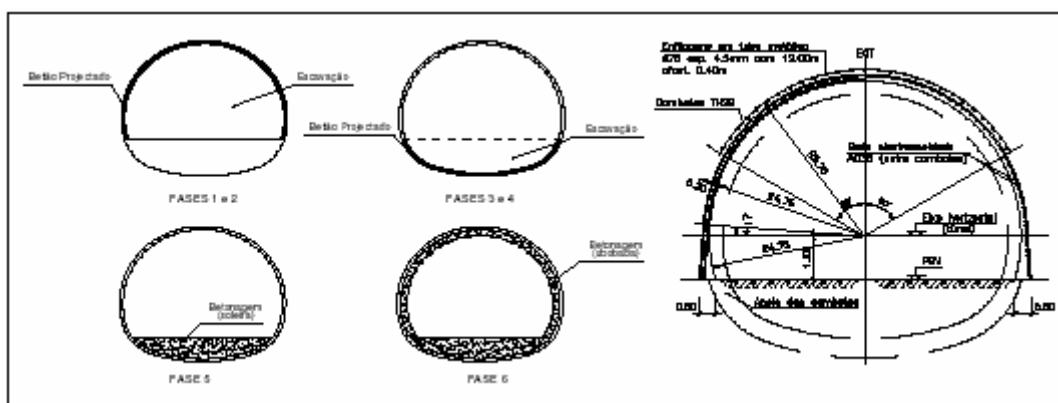


Figura 3.25 Secção aberta (Melâneo *et al.*, 2004b)

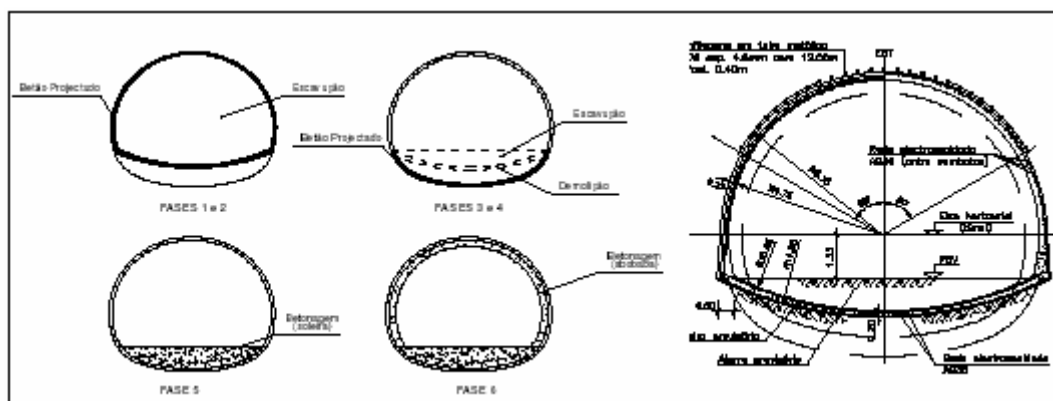


Figura 3.26 Seção fechada (Melâneo *et al.*, 2004b)

Em casos de menor recobrimento ou maior proximidade de edifícios, os túneis são escavados ao abrigo de um guarda-chuva de enfilagens de colunas de *jet-grouting* armadas de tubos metálicos, podendo ser usadas outras formas de redução do nível de risco sobre as construções, como a aplicação de pregagens de fibra de vidro na frente e a instalação de drenos em avanço (Jorge *et al.*, 2003). A manutenção da banquetta frontal, como já mencionado, também contribui para o controlo das deformações.

Em alguns troços foi prevista a instalação de pregagens de fibra de vidro na frente de escavação.

Capítulo 4

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DOS TÚNEIS ESCAVADOS COM ESCUDO

4.1 Introdução

Neste capítulo é analisado o comportamento dos túneis do Metropolitano de Lisboa escavados com escudo. Os resultados aqui compilados dizem respeito às linhas Verde (Cais do Sodré – Baixa/Chiado – Rossio), Azul (Restauradores – Baixa/Chiado – Terreiro do Paço – Santa Apolónia) e Amarela (Prolongamento Campo Grande – Calçada de Carriche (poço de ataque)).

O traçado dos túneis das linhas Restauradores – Baixa/Chiado e Rossio – Baixa/Chiado – Cais do Sodré desenvolve-se sob áreas históricas, como a zona do Chiado (classificada pela UNESCO como património da Humanidade), de grande densidade de ocupação e estruturalmente muito degradadas. Do ponto de vista geológico, o traçado dos túneis está inscrito em formações Recentes (pós-Miocénicas) constituídas por depósitos aluvionares, nas zonas baixas do Cais do Sodré onde o recobrimento é pequeno (10 a 20m) e em formações Miocénicas de natureza sedimentar (“Areolas da Estefânia” e “Argilas dos Prazeres”), na zona da colina do Chiado – Carmo onde a profundidade dos túneis é relativamente grande (cerca de 20 a 40m).

Os túneis Baixa/Chiado – (Poço da Marinha) – Terreiro do Paço – Santa Apolónia desenvolvem-se em duas zonas distintas. Entre o Poço da Marinha e o Terreiro do Paço, o traçado atravessa formações pós-Miocénicas (depósitos aluvionares) com uma profundidade que varia entre os 15 e os 25m. O troço que

liga o Terreiro do Paço a Santa Apolónia desenvolve-se em formações Miocénicas (“Areolas da Estefânia”) com a profundidade a variar dos 15 aos 20m.

A construção destas linhas teve início no segundo semestre de 1994. A tuneladora partiu do Cais do Sodré em direcção à estação Baixa/Chiado (troço 63). Quando a tuneladora passou pela estação Baixa/Chiado Oeste, esta ainda não havia sido escavada, pelo que o túnel se comportou como túnel piloto. Seguiu-se o percurso Baixa/Chiado – Rossio (troço 62), no final do qual a tuneladora foi desmontada e retirada, sendo reintroduzida no Poço da Marinha, de onde partiu novamente em direcção à estação Baixa/Chiado Este (troço 61). Esta segunda passagem, que ocorreu cerca de um ano após a primeira, teve lugar após a abertura da caverna da estação. A tuneladora foi “arrastada” ao longo de toda a extensão da estação, reiniciando a perfuração na extremidade oposta e seguindo em direcção aos Restauradores (troço 60). Mais uma vez, a tuneladora foi desmontada quando atingiu este ponto, sendo novamente introduzida no Poço da Marinha. Daqui, partiu em direcção ao Terreiro do Paço (troço 61), em Dezembro de 1997, tendo finalizado o seu percurso em Santa Apolónia (troço 65). Entre o Terreiro do Paço e Santa Apolónia, a tuneladora esteve várias semanas parada, de forma a proceder à substituição das ferramentas de corte na frente da máquina.

O prolongamento da Linha Amarela entre o Campo Grande e Odivelas entrou em funcionamento em Março de 2004. Esta linha atravessa, em túnel e a pequena profundidade, zonas da cidade de Lisboa com grande densidade de construção à superfície. Este prolongamento tem cerca de 5km de extensão, 3,5 em túnel e 1,1 em viaduto e 5 novas estações (Melâneo, *et al.*, 2004). O traçado, a partir da Estação do Campo Grande até ao local do Poço de Ataque, segue quase paralelamente ao designado corredor do Lumiar, constituído pela Alameda das Linhas de Torres e parte da Calçada de Carriche. Entre as estações do Campo Grande e Lumiar, a topografia da zona, quase plana, exigiu que o Plano Base da Via (PBV) fosse implantado a cotas superficiais. Pelo contrário, entre a Estação do Lumiar e o Poço de Ataque, para vencer o desnível acentuado entre a Ameixoeira e o vale de Odivelas, o traçado mergulha com a inclinação limite de 4% do PBV, originando a construção do túnel a maiores profundidades.

A escavação do túnel entre o Campo Grande e o Poço de Ataque teve início no Poço de Ataque situado junto à Estrada do Desvio, na Quinta das Lavadeiras.

Após a execução de um troço inicial, executado em NATM, a escavação efectuou-se com utilização de uma tuneladora com pressão balanceada de terras (EPB shield).

As secções iniciais deste túnel atravessam o denominado Complexo de Benfica (Oligocénico). Contudo, na maioria do seu traçado, o túnel cruza as formações Miocénicas. Algumas secções mais superficiais atravessaram depósitos superficiais.

Para além da presente secção, este capítulo encontra-se dividido em três outras secções: a segunda diz respeito aos planos de observação definidos para estas obras, enquanto a terceira e quarta secções apresentam, respectivamente, os resultados de observação dos troços Cais do Sodré – Baixa/Chiado – Rossio e Restauradores – Baixa/Chiado – Terreiro do Paço – Santa Apolónia e do prolongamento da Linha Amarela.

4.2 Observação das obras

Para efectuar o acompanhamento dos efeitos da escavação do túnel no maciço envolvente foram implementados extensos planos de instrumentação. Estes planos, que tiveram como objectivo avaliar os parâmetros de escavação e definir o modelo de deformações do maciço, foram estabelecidos tendo em conta as condições geológicas e geotécnicas existentes, a espessura de recobrimento, a ocupação superficial ao longo do traçado e o equipamento de escavação utilizado.

A instrumentação ao longo do traçado dos túneis foi agrupada em diversas secções de instrumentação, tendo a frequência das leituras sido definida de acordo com o comportamento do maciço, tipo de instrumento/grandezas a medir e ritmo de escavação. Estas secções não são mais do que conjuntos de pontos de medida dispostos perpendicularmente à direcção do túnel. Na Figura 4.1 é apresentado um corte segundo uma das secções de instrumentação do prolongamento da Linha Amarela, mostrando a localização dos dispositivos de observação instalados.

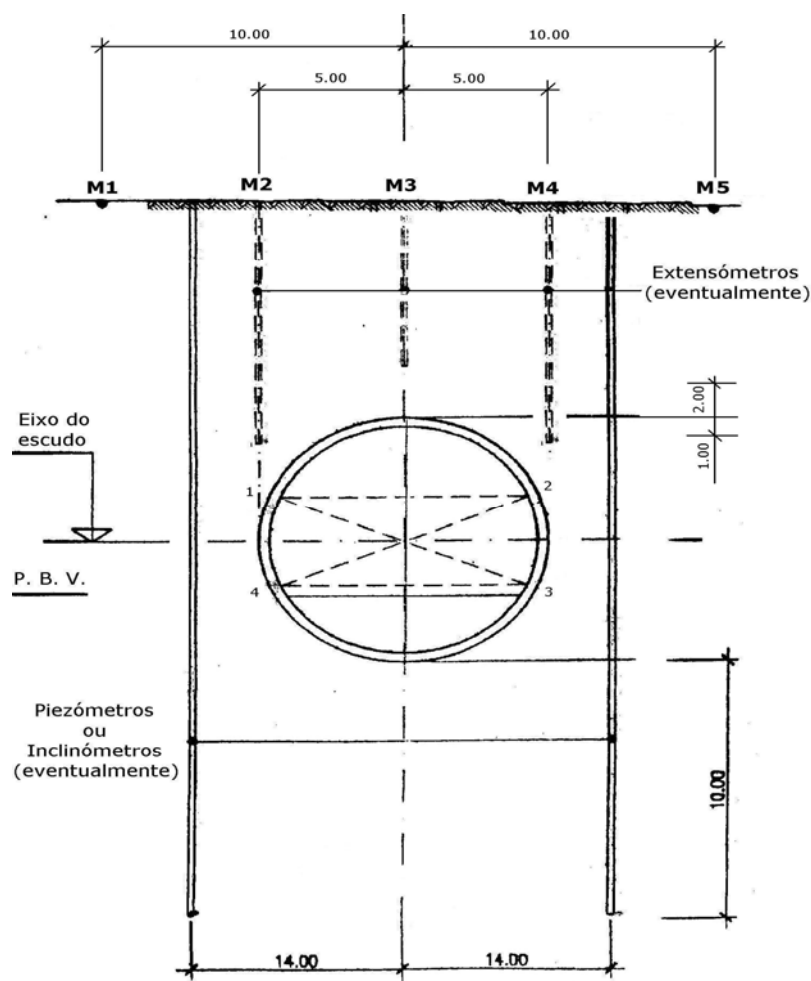


Figura 4.1 Secção instrumentada tipo – Prolongamento da Linha Amarela

Em todas as secções foram instaladas marcas de observação superficial. Nas secções de observação principais foram colocados inclinómetros, extensómetros e, nalguns casos, ainda piezómetros. Nos edifícios foram aplicados alvos topográficos e réguas de observação. Por secção, e em média, foram colocadas cinco marcas superficiais para medição dos assentamentos. Sempre que possível, o plano previa a colocação de uma marca sobre o eixo do túnel e duas sob os hasteados. Na maioria das secções, a distribuição das marcas não foi simétrica em relação ao eixo do túnel, o que apresenta vantagens, uma vez que, considerando válida a hipótese de que a bacia de assentamentos é simétrica, relativamente ao eixo do túnel, com o mesmo número de marcas é possível obter mais informação sobre a forma real da bacia de assentamentos.

Os sistemas de monitorização geotécnica instalados permitiram efectuar uma observação das deformações do maciço envolvente às escavações realizadas,

bem como das estruturas à superfície, na proximidade das diversas frentes de trabalho. Este tipo de observação foi um instrumento importante para o avanço da escavação dado que possibilitou o ajustamento, em tempo real, do sistema operativo do escudo, para as secções ainda não escavadas, de forma a otimizar os avanços e minorar as deformações induzidas ao maciço escavado e às estruturas à superfície. A instrumentação permitiu controlar a magnitude das deformações ocorridas, e a definição da bacia de assentamentos gerada pelos trabalhos subterrâneos executados.

4.3 Cais do Sodré – Baixa/Chiado – Rossio (Linha Verde) e Restauradores – Baixa/Chiado – Terreiro do Paço – Santa Apolónia (Linha Azul)

4.3.1 Descrição da obra

4.3.1.1 Condições geológicas e geotécnicas

O traçado dos túneis da empreitada de construção das linhas Restauradores – Baixa/Chiado – Terreiro do Paço – Santa Apolónia e Rossio – Baixa/Chiado – Cais do Sodré desenvolve-se em formações de natureza sedimentar, de idade Miocénica ou Recente.

As formações Miocénicas, caracterizadas por uma grande variação lateral de fácies e estratificação sub-horizontal, são atravessadas pelos túneis na denominada elevação topográfica da Colina do Chiado – Carmo, onde o traçado se desenvolve a maiores profundidades (20 a 40m) e no troço 65, entre o Terreiro do Paço e Santa Apolónia. As formações Miocénicas apresentam essencialmente três tipos litológicos diferenciados, constituídos por areias siltosas castanhas com intercalações de níveis calcareníticos (“Areolas da Estefânia”), argilas margosas de cor cinzenta (“Argilas dos Prazeres”) e argilas siltosas por vezes margosas (“Argilas do Forno do Tijolo”). As formações Recentes desenvolvem-se nas zonas baixas do Rossio, Cais do Sodré e Terreiro do Paço, recobrando o substrato Miocénico, numa zona de pequeno recobrimento (10 a 20m) e são constituídas por depósitos aluvionares de natureza argilosa, de baixa consistência, com intercalações de níveis arenosos (Pinto e Costa, 1997).

4.3.1.2 Características geométricas e parâmetros do equipamento

Nos troços Restauradores – Baixa/Chiado – Terreiro do Paço – Santa Apolónia e Rossio – Baixa/Chiado – Cais do Sodré a tuneladora usada (Figura 4.2) foi construída pela FCB (França), sob licença da Kawasaki (Japão), tendo as características seguintes (Boscov e Correa, 1998):

- não articulada;
- diâmetro exterior - 9,71m;
- razão comprimento/diâmetro - 0,80;
- potência instalada total - 3750 kW;
- pressão do solo - 0,65 kg/cm²;
- *thrust* máximo - 8000 ton/m²;
- razão *thrust* máximo - 180 ton/m²;
- torque máximo - 1950 ton x m;
- máxima rotação - 2 rpm.

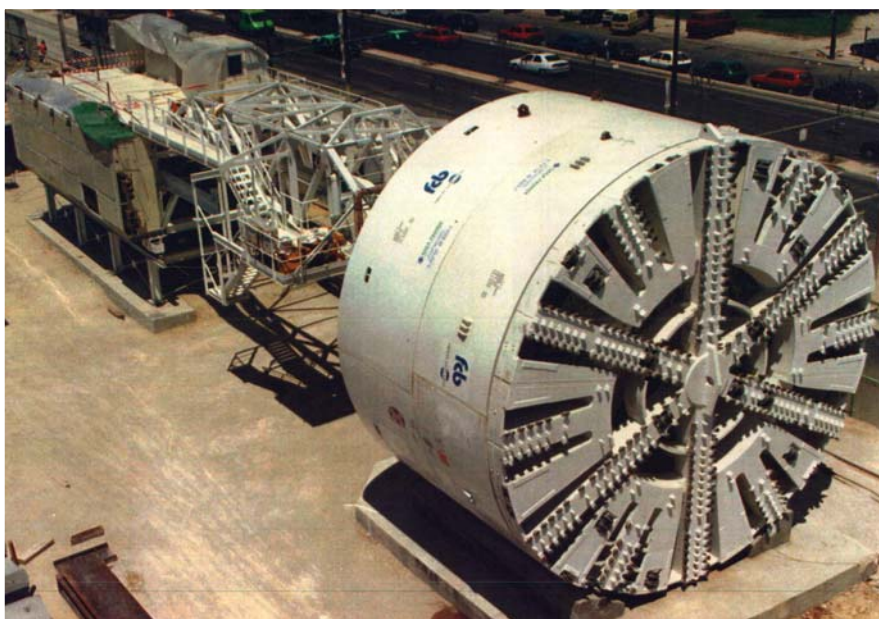


Figura 4.2 Fotografia da tuneladora usada na escavação dos troços Cais do Sodré – Baixa/Chiado – Rossio (Linha Verde) e Restauradores – Baixa/Chiado – Terreiro do Paço – Santa Apolónia (Linha Azul).

A geometria do túnel caracteriza-se por uma secção transversal circular de 9,71m de diâmetro exterior enquanto o diâmetro interior do revestimento é de 8,82m, o recobrimento de terras sobre a abóbada varia entre 3 e 42m, o raio de curvatura máxima é de 170m e o declive máximo é de 4% (Boscov e Correa, 1998).

Quanto ao revestimento do túnel, este é constituído por anéis de betão armado com 1,20m de comprimento e 0,36m de espessura formados por 6 aduelas de iguais dimensões e uma aduela menor que constitui o fecho (Figura 4.3), com um peso total de 5000kg. Antes da erecção de cada segmento, foram colocadas juntas de estanquidade.

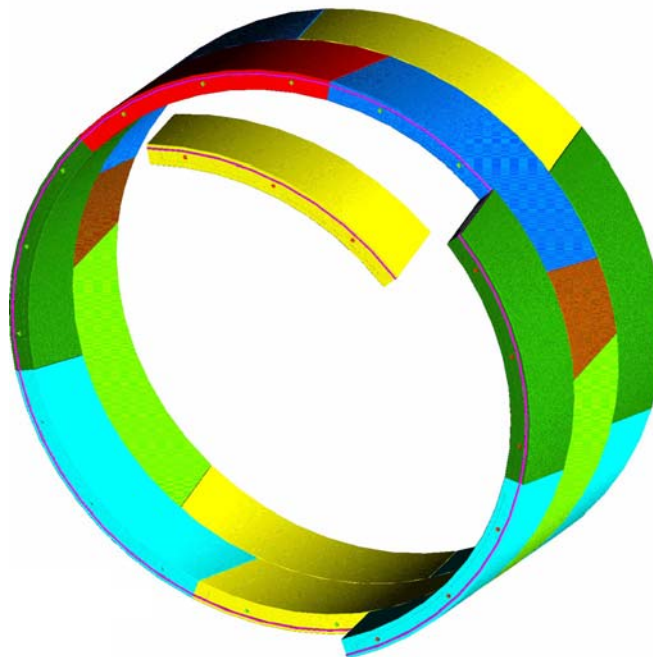


Figura 4.3 Anéis constituídos por seis aduelas de iguais dimensões e uma aduela de fecho.

4.3.2 Análise dos resultados de observação

4.3.2.1 Troço 63 – Cais do Sodré Baixa/Chiado

A empreitada de construção das linhas Restauradores – Baixa/Chiado – Terreiro do Paço – Santa Apolónia e Rossio – Baixa/Chiado – Cais do Sodré teve início com a escavação do troço 63 (Figura 4.4 e Figura 4.5), no Cais do Sodré, em Setembro de 1994.

Este troço, com 598,8m de comprimento, tem um recobrimento variável entre os 9,5 (P4) e os 13,5m (P14). Atravessa primeiramente as formações recentes (aluviões) e, à medida que se afasta do rio Tejo, penetra nas formações Miocénicas (Areolas da Estefânia e Argilas dos Prazeres).

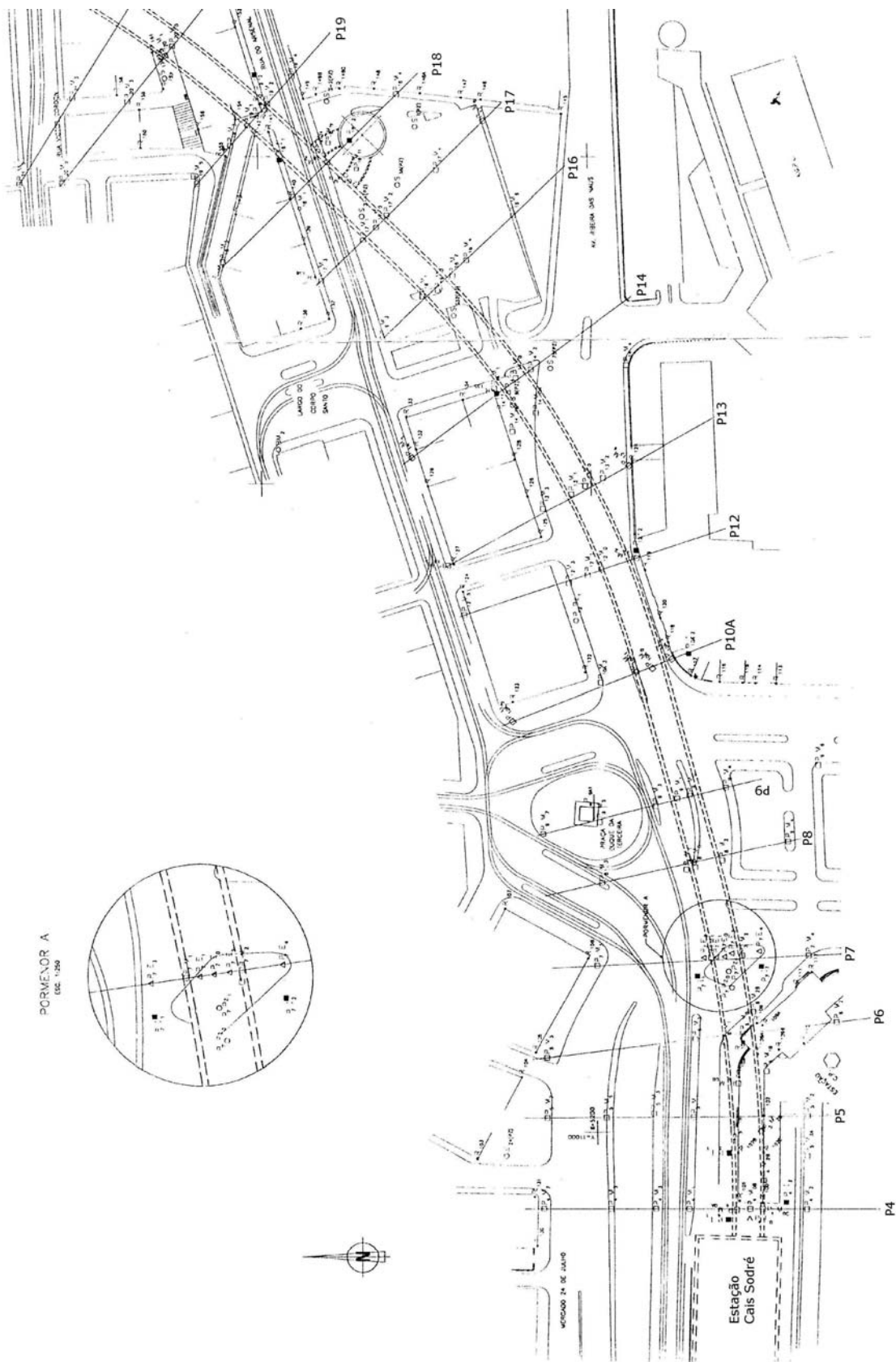


Figura 4.4 Planta de localização da instrumentação do troço 63 – Cais do Sodré – Baixa/Chiado.

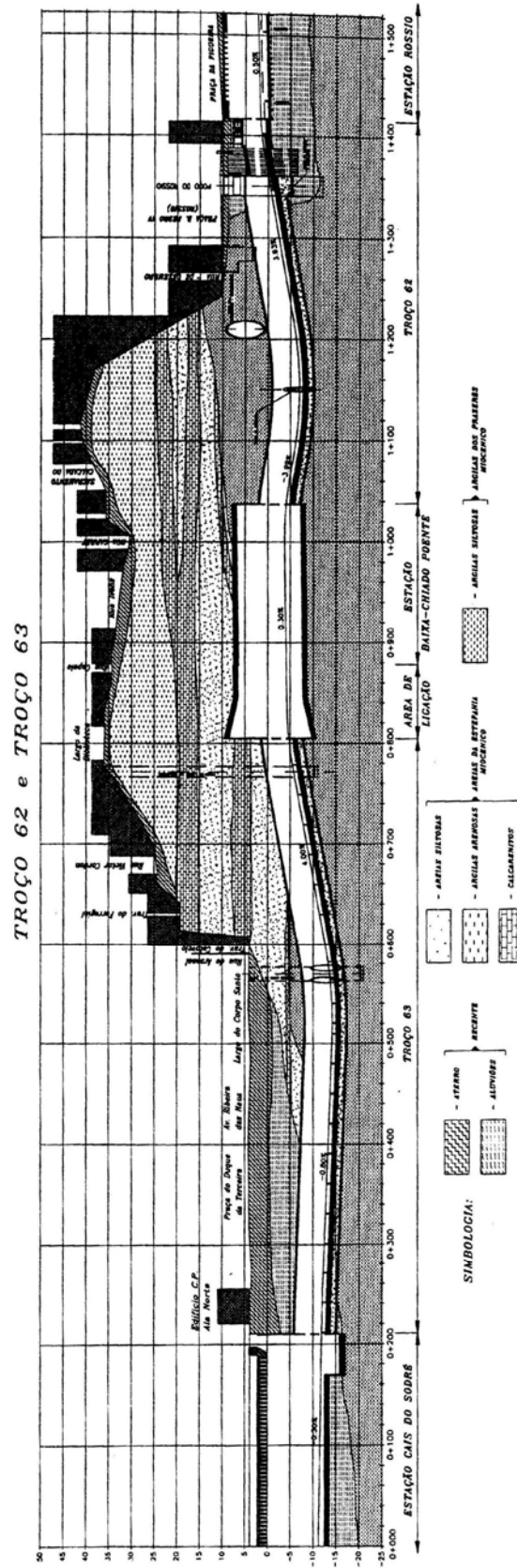


Figura 4.5 Perfil longitudinal dos troços 63 – Cais do Sodré – Baixa/Chiado e 62 Baixa/Chiado – Rossio

Os resultados de observação deste troço encontram-se resumidos no Quadro 4.1. Neste quadro são apresentados os parâmetros das curvas de Gauss que melhor aproximam as distribuições dos assentamentos superficiais, $\delta_{vmáx}$, assentamento máximo no eixo de simetria e i , valor correspondente ao ponto de inflexão da curva. Também é indicado o tipo de maciço escavado, a profundidade do eixo do túnel, o parâmetro $K=i/H$, que relaciona o parâmetro i da curva de Gauss com a profundidade do eixo do túnel, e o volume da bacia de subsidência expresso em percentagem do volume total do túnel, V_a . São ainda apresentados os valores da máxima distorção angular, β , e da máxima deformação de tracção que ocorre na superfície do terreno, ε_h , este último calculado admitindo que os movimentos de todas as partículas do solo são dirigidos para o centro do túnel.

Quadro 4.1 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do troço 63.

Secção	Maciço	Prof. Eixo (m)	Parâmetros da Curva de Gauss					
			$\delta_{vmáx}$ (mm)	i (m)	$K=i/H$	V_a (%)	β (%)	ε_h (%)
P4	Aluviões	14,60	6,41	14,65	1,00	0,32	0,027	0,010
P5		14,50	8,00					
P6	Aluviões / Argilas dos Prazeres	15,00	34,51	10,07	0,67	1,18	0,208	0,080
P7		15,00	20,00					
P8	Argilas dos Prazeres	17,10	38,55	8,42	0,49	1,10	0,277	0,107
P9	Areolas da Estefênia	15,00	73,73	4,63	0,31	1,16	0,965	0,371
P10A		17,50	35,73	6,38	0,36	0,77	0,339	0,131
P12		16,25	16,12	15,10	0,93	0,82	0,065	0,025
P13		17,50	10,79	12,28	0,70	0,45	0,053	0,021
P14	Argilas dos Prazeres	18,33	0,00					

Os valores do volume da bacia de subsidência, da máxima distorção angular e da máxima deformação de tracção foram estimados de acordo com as expressões seguintes:

$$V_a = \frac{\sqrt{2} \cdot \pi \cdot \delta_{v\max} \cdot i}{\pi \cdot D^2 \cdot 4} \quad (4.1)$$

$$\beta = 0,606 \cdot \frac{\delta_{\max}}{i} \quad (4.2)$$

$$\varepsilon_h = 0,233 \cdot \frac{\delta_{\max}}{i} \quad (4.3)$$

Na zona da estação da CP no Cais do Sodré o maciço foi tratado de modo a minimizar os assentamentos e os danos no referido edifício. Assim, as secções P4, P5 e P6 foram escavadas ao abrigo de colunas de *jet grouting*, com a configuração que se representa na Figura 4.6 e na Figura 4.7.

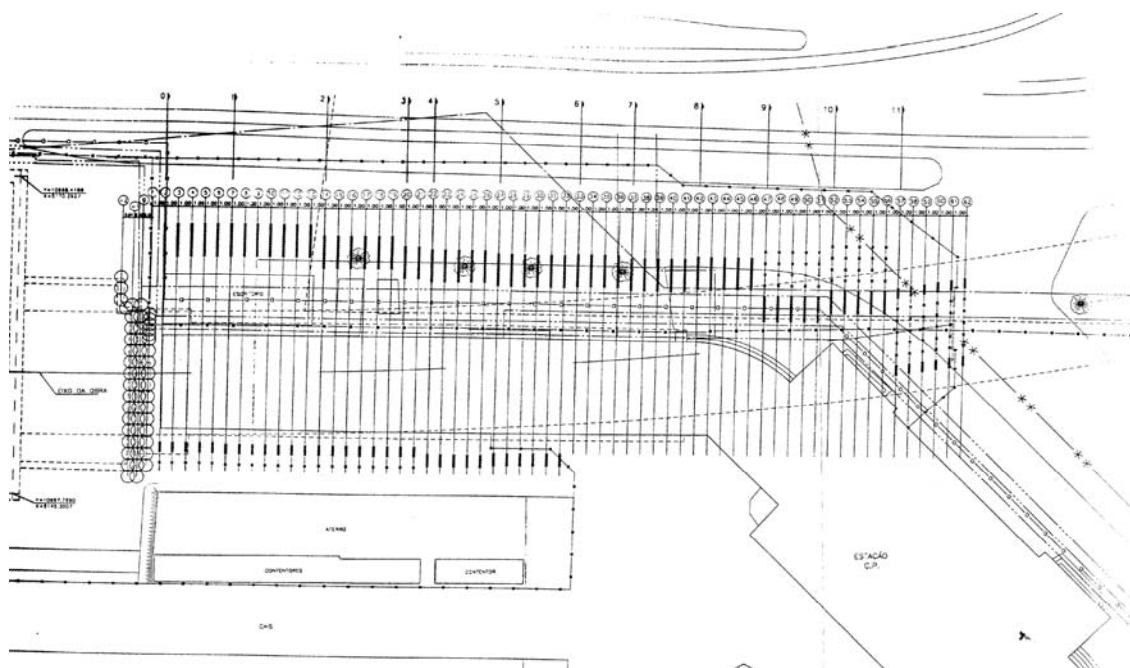


Figura 4.6 Planta de localização do *jet grouting* para recalçamento do edifício da estação da CP no Cais do Sodré.

Os valores muito pequenos dos deslocamentos e das deformações registados nas secções P4 e P5 evidenciam bem a eficácia do tratamento do maciço com as colunas de *jet grouting*. O aumento das deformações registado na secção P6 poderá dever-se ao facto desta se encontrar muito próxima do limite da zona tratada estando o seu comportamento mais condicionado pela presença da formação aluvionar.

O comportamento das outras secções deste troço ilustra a adaptação da tuneladora ao maciço.

De modo a diminuir os deslocamentos na zona do escudo, as pressões de terra utilizadas após a secção P6 foram gradualmente aumentadas. O aumento progressivo da pressão aplicada na frente tem como objectivo igualar ou superar ligeiramente a pressão horizontal exercida pelo maciço. Este ajuste reflecte-se à superfície, através de um ligeiro levantamento do terreno, aquando da passagem da máquina e é a situação que origina menores deformações. No entanto, se a pressão aplicada for muito superior à pressão do maciço, pode ocorrer deterioração das características de resistência e deformabilidade do maciço, o que origina elevadas velocidades de deformação e difícil estabilização (Pinto e Costa, 1997).

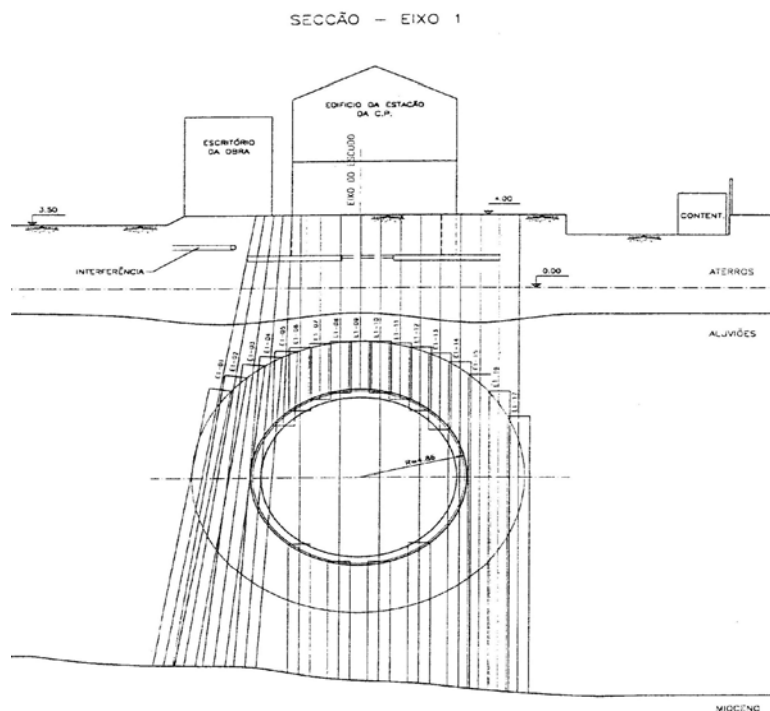


Figura 4.7 Secção transversal P4: colunas de *jet grouting* para recalçamento do edifício da estação da CP no Cais do Sodré.

O comportamento da secção P7 ilustra precisamente esta última situação: o aumento da pressão aplicada na frente do escudo foi excessivo, tendo conduzido a assentamentos elevados após a passagem do escudo. O facto de esta ser uma secção mista (Figura 4.8), a meia secção superior intersecta formações aluvionares enquanto a meia secção inferior intersecta as argilas cinzentas dos Prazeres, é um factor de dificuldade adicional no que respeita ao ajuste da pressão da máquina.

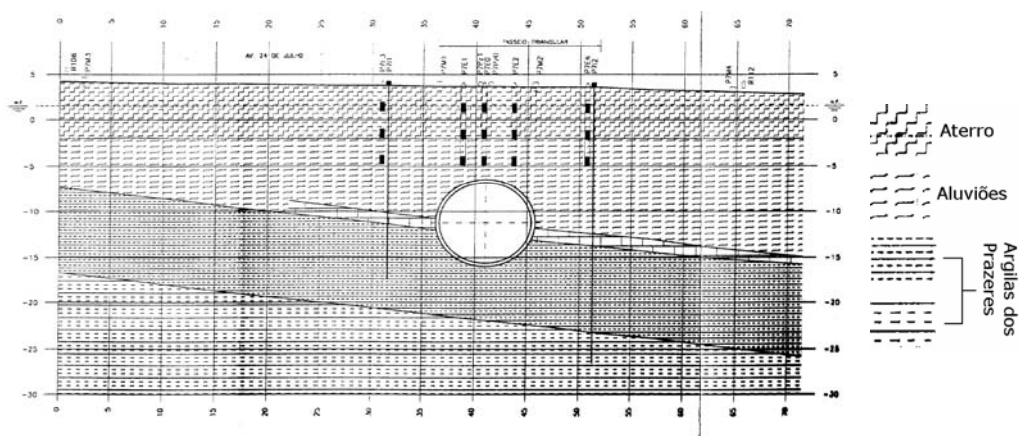
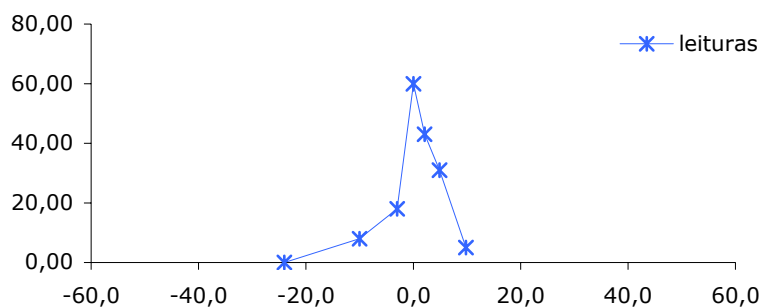


Figura 4.8 Secção P7 do troço 63. Perfil transversal.

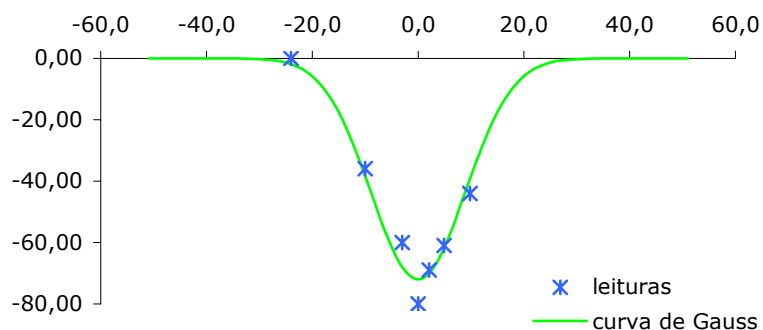
A Figura 4.9 apresenta o perfil transversal dos assentamentos superficiais da secção P7 em três momentos distintos: aquando da passagem da frente da tuneladora (situação em que se verifica um levantamento nas marcas centrais); a deformação final e a deformação associada à passagem do escudo (diferença entre as duas situações anteriores). A observação desta figura evidência que:

1. o levantamento causado pela aproximação da máquina verificou-se sobretudo sob o eixo do túnel, existindo uma rápida atenuação com o afastamento deste;
2. os assentamentos posteriores associados à escavação foram muito elevados e processaram-se de forma tradicional, sendo o respectivo perfil transversal razoavelmente aproximado por uma curva de Gauss;
3. o assentamento máximo final não ocorreu sob o eixo do túnel, mas na sua lateral, não sendo a bacia de subsidência final aproximável por uma curva de Gauss.

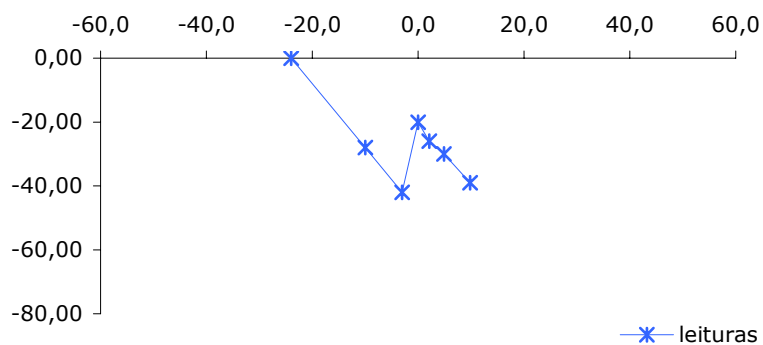
A pressão excessiva aplicada na frente do escudo aquando da escavação da secção P7 teve ainda consequências a longo prazo. Três anos após a passagem do escudo, medições efectuadas na marca M0, localizada sobre o eixo desta secção, revelaram um acréscimo de cerca de 30mm no assentamento. Tal não se verificou nas secções seguintes (P8 e P9), onde a pressão aplicada na frente foi menor, sendo o acréscimo medido praticamente igual a zero. A pressão excessivamente elevada, aplicada na secção P7, originou acréscimos muito significativos da pressão de água nos poros. A dissipação deste excesso da pressão de água nos poros ocorreu muito lentamente, induzindo assentamentos diferidos.



a)



b)

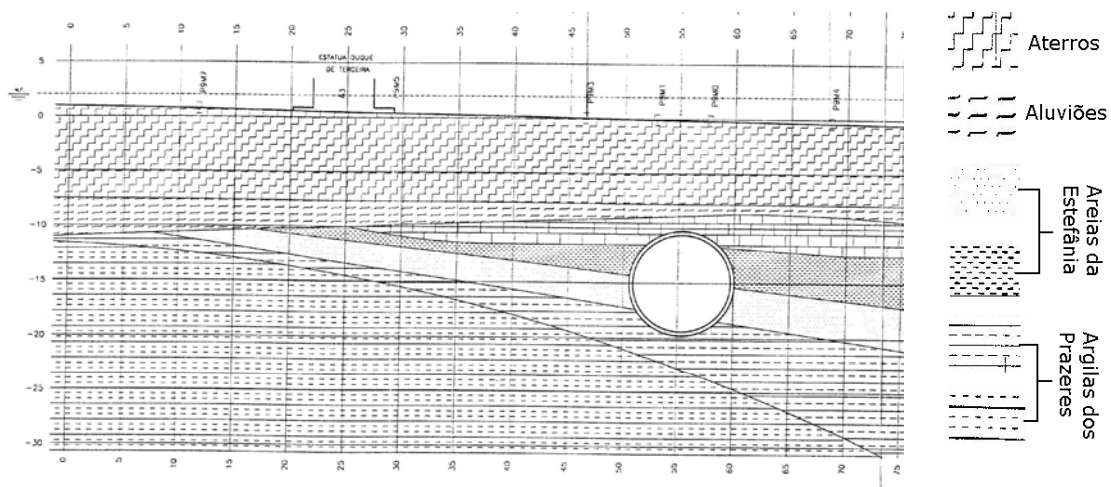


c)

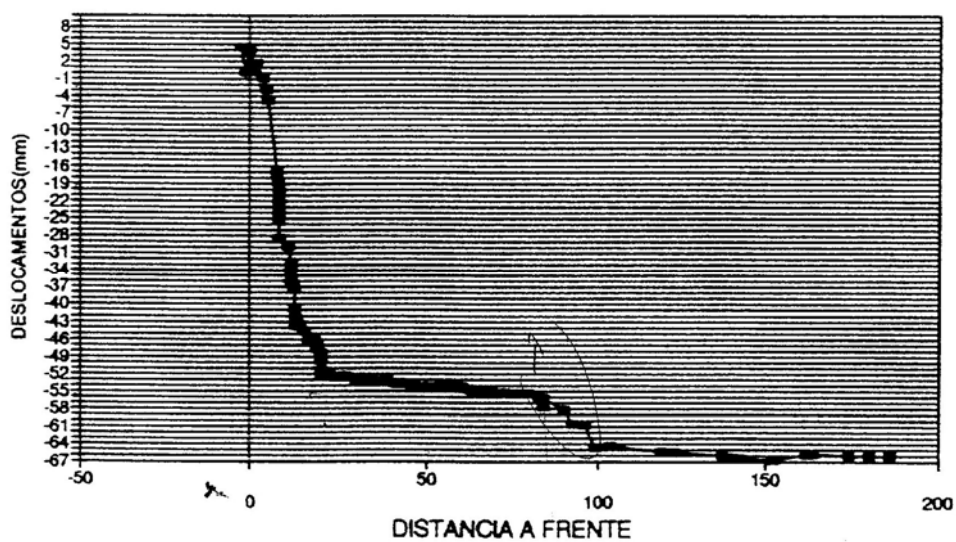
Figura 4.9 Perfil transversal dos deslocamentos verificados na secção P7 do troço 63: a) passagem do escudo; b) deformação associada à passagem do escudo; c) deformação final.

Após a secção P7, a pressão aplicada na frente do escudo foi diminuída, não se verificando nas secções seguintes assentamentos antes da passagem da frente do escudo.

Na Figura 4.10 e na Figura 4.11 representam-se as secções transversais das secções P9 e P10A, assim como os respectivos perfis longitudinais dos assentamentos registados nas marcas colocadas sobre o eixo do túnel.

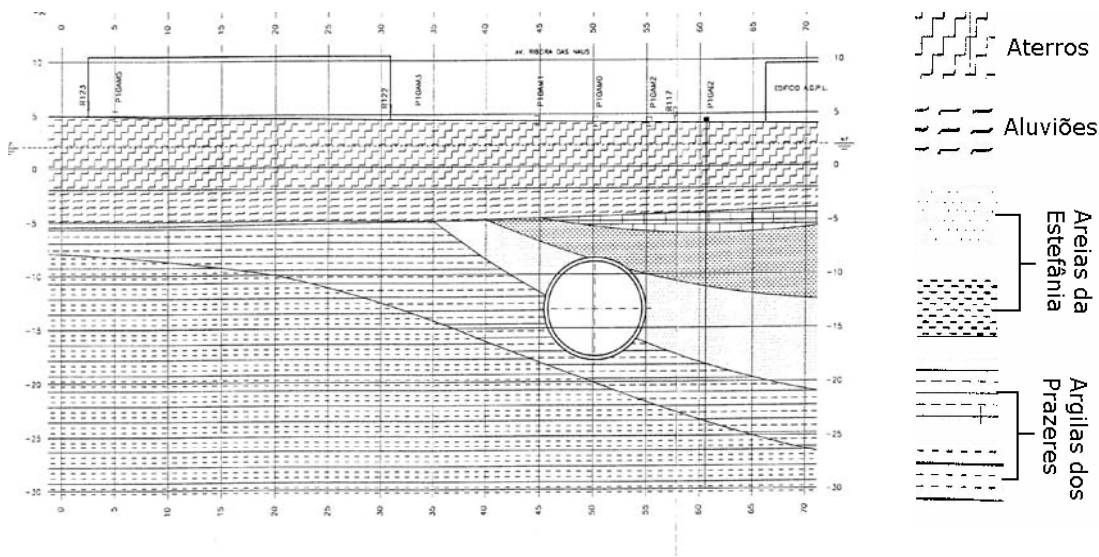


a)

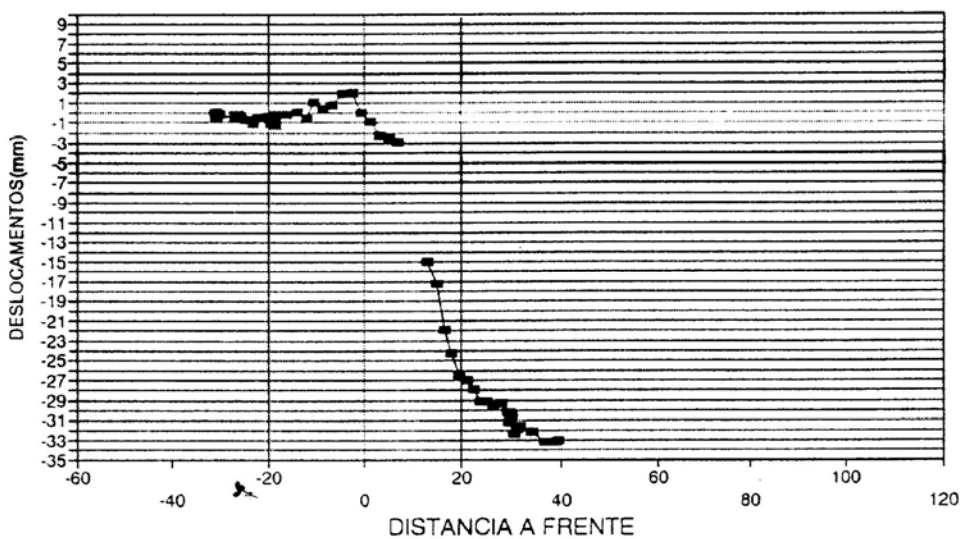


b)

Figura 4.10 Seção P9 do traço 63. a) Perfil transversal; b) Perfil longitudinal dos assentamentos registrados na marca M0.



a)



b)

Figura 4.11 Secção P10A do troço 63. a) Perfil transversal; b) Perfil longitudinal dos assentamentos registados na marca M0.

Nestas secções e também na secção P8 não ocorreram assentamentos antes da chegada da frente, sinal de que a pressão aplicada na frente do escudo estava perfeitamente controlada. Contudo, imediatamente após a passagem da frente, ocorreu um incremento brusco dos assentamentos. Este súbito incremento dos assentamentos está provavelmente associado a uma baixa eficiência das injeções de compensação. Para este mau comportamento contribuiu também o tipo de maciço em que estas secções foram abertas. Em ambas as situações, a meia

secção inferior atravessou um nível arenoso pouco compacto, abaixo do nível freático. No perfil longitudinal dos assentamentos da marca Mo da secção P9 é visível um segundo incremento dos assentamentos, cerca de 75m após a frente. Segundo o relatório de instrumentação da Tecnasol (1995), este incremento correspondeu à entrada de cerca de 6m³ de material no escudo.

As secções P12, P13 e P14 apresentam um comportamento distinto das anteriores. Também estas secções foram escavadas em formações Miocénicas, em que as duas primeiras, P12 e P13, intersectaram as Areolas da Estefânia e a secção P14 atravessou as Argilas dos Prazeres. Verifica-se uma redução dos assentamentos sobre o eixo do túnel, em especial na zona correspondente aos 15m subsequentes à passagem da tuneladora. Esta constatação induz a hipótese de que, por um lado, foi efectuado um correcto ajuste da pressão aplicada na frente, tal como já sucedeu nas secções P8, P9 e P10A, uma vez que não se verificam assentamentos antes da passagem da frente e, por outro, que as injeções para preenchimento do vazio criado entre o maciço escavado e o suporte actuaram melhor do que nas situações anteriormente relatadas, pois os assentamentos imediatamente após a passagem da cauda da tuneladora diminuíram.

É possível constatar, pela observação da Figura 4.12 relativa ao desenvolvimento do perfil longitudinal da marca M0 (sobre o eixo do túnel) da secção P12, uma evolução no controlo dos assentamentos imediatamente após a passagem da frente da tuneladora, momento crucial no controlo das deformações. No momento da passagem da frente da máquina é visível um levantamento, testemunho de que o ajuste da pressão terá sido adequado. O incremento brusco que se verificou cerca de 20m após a passagem da frente do escudo deveu-se à já referida entrada de material para o interior do escudo. É de realçar que os assentamentos finais nesta secção foram, de acordo com o relatório de instrumentação da Tecnasol (1995), cerca de metade dos valores inicialmente previstos.

A secção P13 apresentou um comportamento melhor que o previsto em projecto (Tecnasol, 1995) com a estabilidade dos assentamentos a ser atingida cerca de dois diâmetros após a passagem da frente e para um recobrimento de aproximadamente 12,5m.

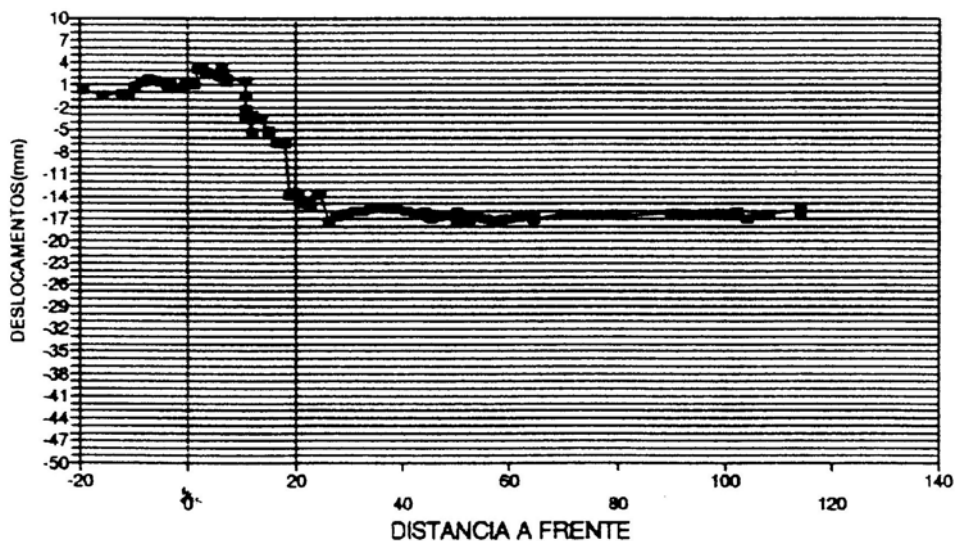


Figura 4.12 Perfil longitudinal marca Mo da secção P12 do troço 63.

Por último, o comportamento da secção P14 (Figura 4.13) pode mesmo considerar-se como excelente já que a deformação final foi nula. Verificou-se um ligeiro levantamento aquando da passagem da frente, tendo a passagem da cauda originado igual valor de assentamento, pelo que a soma dos dois não deu origem a qualquer deformação final. A estabilidade dos movimentos verificou-se cerca de 20 a 30m após a passagem da frente naquela que foi a primeira secção totalmente aberta em formações argilosas.

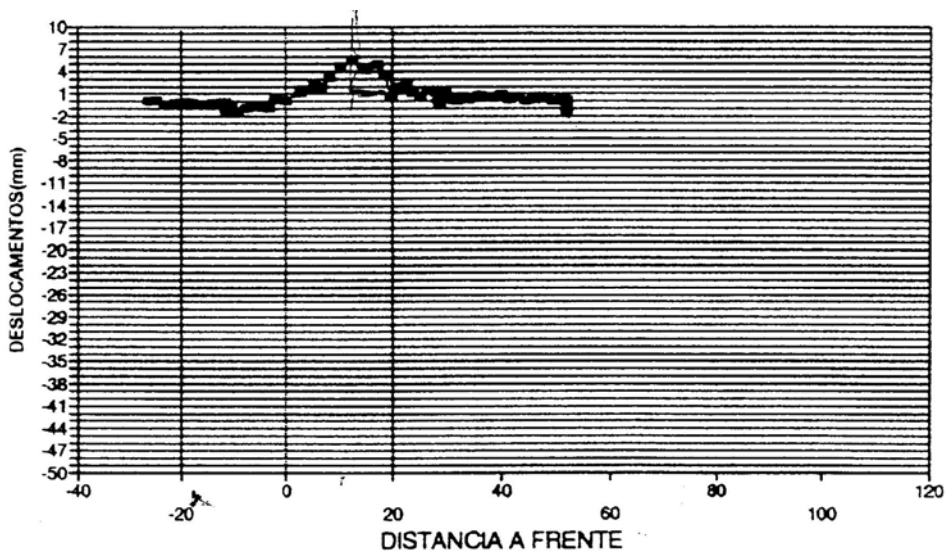


Figura 4.13 Perfil longitudinal marca Mo da secção P14 do troço 63.

O comportamento das secções escavadas do troço 63 pode dividir-se em quatro grupos: i) secções escavadas ao abrigo de colunas de *jet grouting* que impediram a ocorrência de grandes assentamentos (secções P4 e P5); ii) secções escavadas nas formações aluvionares já sem a protecção das colunas de *jet grouting* e ainda sem o domínio do escudo, isto é, sem que a pressão na frente estivesse controlada e as injeções de compensação tivessem um funcionamento eficaz (secção P7); iii) ajuste da pressão aplicada na frente mas pequena eficácia das injeções de compensação (secções P8, P9 e P10A); e iv) controlo adequado da pressão aplicada na frente e das injeções de compensação (secções P12, P13 e P14).

O valor do volume da bacia de subsidência acompanha as variações apresentadas pelos assentamentos máximos nas várias secções estando compreendido entre 0,32 e 1,18%.

Na Figura 4.14 estão representados os assentamentos observados e as aproximações, através da curva de Gauss, das bacias de subsidência das secções do troço 63. São visíveis dois conjuntos de curvas, que estão associados a comportamentos distintos, já descritos anteriormente. As secções P4, P12 e P13 apresentam bacias de subsidência largas e o assentamento máximo é baixo. As secções P6, P8, P9 e P10A apresentam bacias de subsidência estreitas e elevados assentamentos máximos.

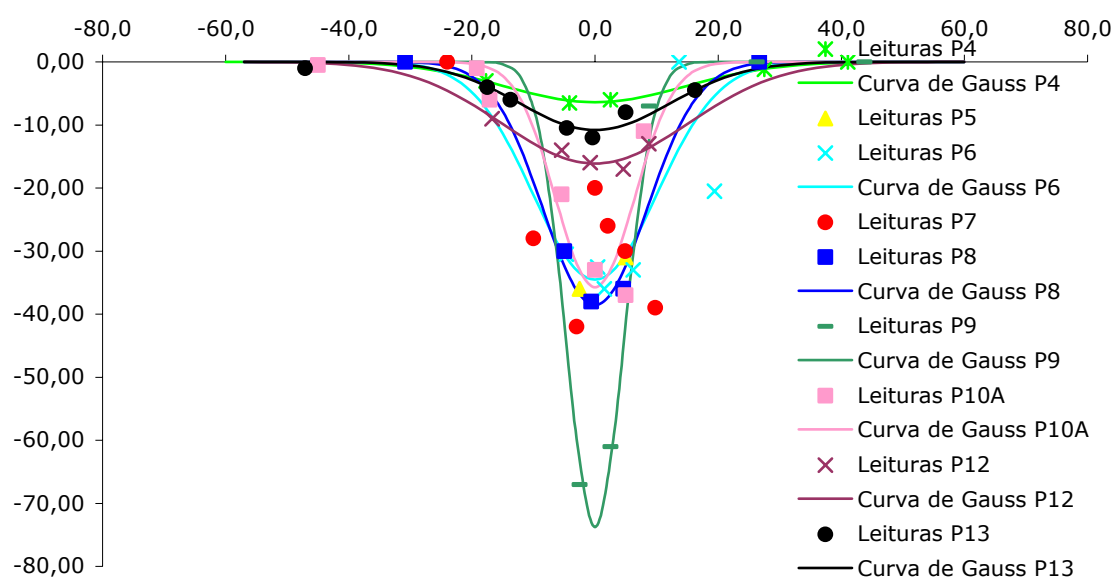


Figura 4.14 Troço 63. Assentamentos observados e bacias de subsidência.

Na Figura 4.15 apresentam-se as categorias dos danos, que com as deformações verificadas seriam previsíveis em edifícios situados na vizinhança da obra, para as secções do troço 63. A classificação foi efectuada de acordo com a tabela proposta por Boscardin e Cording (1989) e complementada com as recomendações da AFTES (1995) (Quadro 4.2).

Os maiores danos verificar-se-iam para as secções P7 e P9, atingindo a categoria 4/5. Enquanto que os danos que se verificariam nas secções P8 e P10A se encontram na categoria 3. O dano extremamente severo que se verificaria na secção P9 deve-se à conjugação de um assentamento muito elevado com um valor muito baixo do parâmetro i , ou seja, uma bacia de subsidência muito estreita e profunda. O bom controlo da máquina, conseguido a partir da secção P12, é também visível nos resultados obtidos para a categoria dos danos que se poderiam verificar e que se encontram classificados na categoria 0. Os assentamentos muito reduzidos em associação com bacias de subsidência largas conduzem a baixos valores da máxima distorção angular e da máxima deformação de tracção.

Quadro 4.2 Classificação de danos visíveis nas paredes segundo Boscardin e Cording (1989) e complementada com as recomendações da AFTES (1995).

Categoria de danos	Descrição dos danos	Grau de severidade
0	Microfissuras, aberturas inferiores a 0,1mm.	Desprezável
1	Fissuras com aberturas inferiores a 1mm. Fissuras de abertura muito fina que poderão ser reparadas num trabalho normal de decoração e pintura. São reveladas por inspecção profunda.	Muito ligeiro
2	Fissuras com aberturas inferiores a 5mm. Fissuras interiores poderão ser facilmente reparadas. As exteriores são visíveis a olho nu, podendo ser reparadas por enchimento e exigir impermeabilização. Portas e janelas poderão apresentar ligeiro atrito.	Ligeiro
3	As fissuras poderão apresentar aberturas de 5 a 15mm ou várias superiores a 3mm. As fissuras interiores devem ser abertas antes de reparação; as exteriores poderão afectar a durabilidade e qualidade dos isolamentos térmicos e a impermeabilização. As portas e janelas poderão apresentar atrito ou caixilhos empenados. Danos funcionais.	Moderado
4	Abertura de fissuras entre 15 e 25mm, dependendo também do número de fissuras. Extensas reparações envolvendo demolições e remodelações de secções de paredes. Caixilhos de portas e janelas empenados, os pavimentos desnivelados, elementos estruturais poderão ser afectados. Canalizações partidas.	Severo
5	Aberturas típicas de fendas maiores que 25mm, dependendo, também, do número de fissuras. Afectando seriamente a estabilidade, podendo envolver a sua parcial ou total reconstrução. A estrutura necessita de escoramento, as portas e as janelas apresentam distorção acentuada e não fecham.	Muito severo

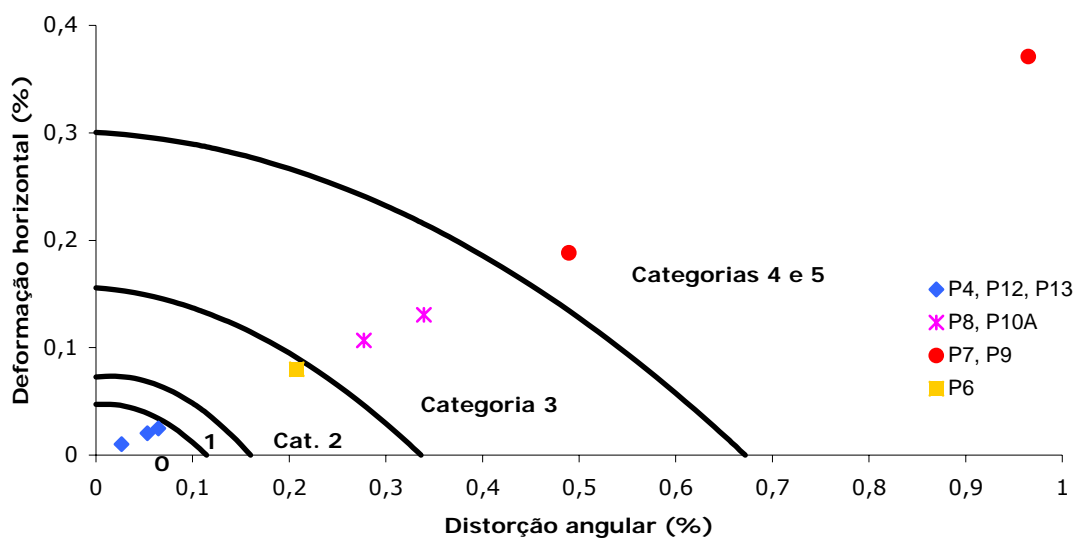


Figura 4.15 Troço 63. Categoria de danos expectáveis em edifícios situados na vizinhança da obra.

4.3.2.2 Troços 62 – Baixa/Chiado – Rossio e 60 – Baixa/Chiado – Restauradores

O troço 62, representado em planta (Figura 4.16) e em perfil longitudinal (Figura 4.5), tem início após a estação Baixa Chiado Oeste e percorre a Baixa Lisboeta (zona densamente construída), terminando no Rossio, onde foi aberto um poço para extracção do escudo. Este túnel, com 297,60m de comprimento, foi escavado nas argilas dos Prazeres (formações Miocénicas) e o seu recobrimento varia entre os 42,6 e os 33m na maioria da sua extensão, reduzindo bruscamente para os 8,5m na chegada ao Rossio.

O troço 60, aberto nas proximidades do troço 62, foi escavado um ano e meio após o primeiro. Tem início na estação Baixa/Chiado Este, terminando no Poço do Largo do Duque de Cadaval (Restauradores) (Figura 4.17 e Figura 4.18).

Este troço, também aberto nas formações Miocénicas das argilas dos Prazeres, apresenta um recobrimento que varia entre 25,5 e 36,6m e tem um comprimento de 308,40m.

Os dois troços, que têm um traçado inicialmente paralelo, distando cerca de 2,5 diâmetros em planta embora localizados a profundidades diferentes, cruzam-se junto à secção P60 do troço 62.



Figura 4.16 Planta de localização da instrumentação do troço 62 – Baixa/Chiado – Rossio

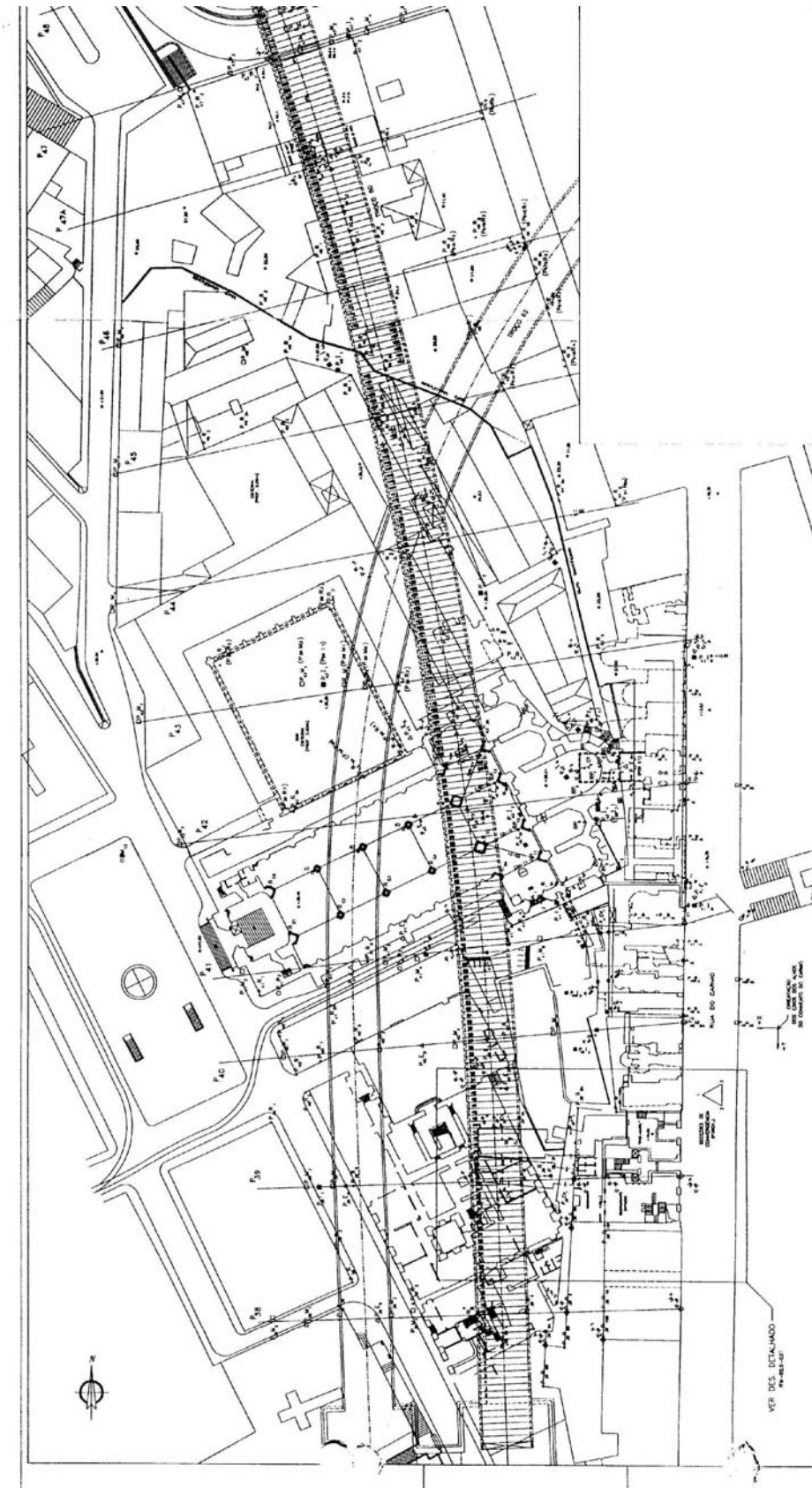


Figura 4.17 Planta de localização da instrumentação do troço 60 – Baixa/Chiado – Restauradores.

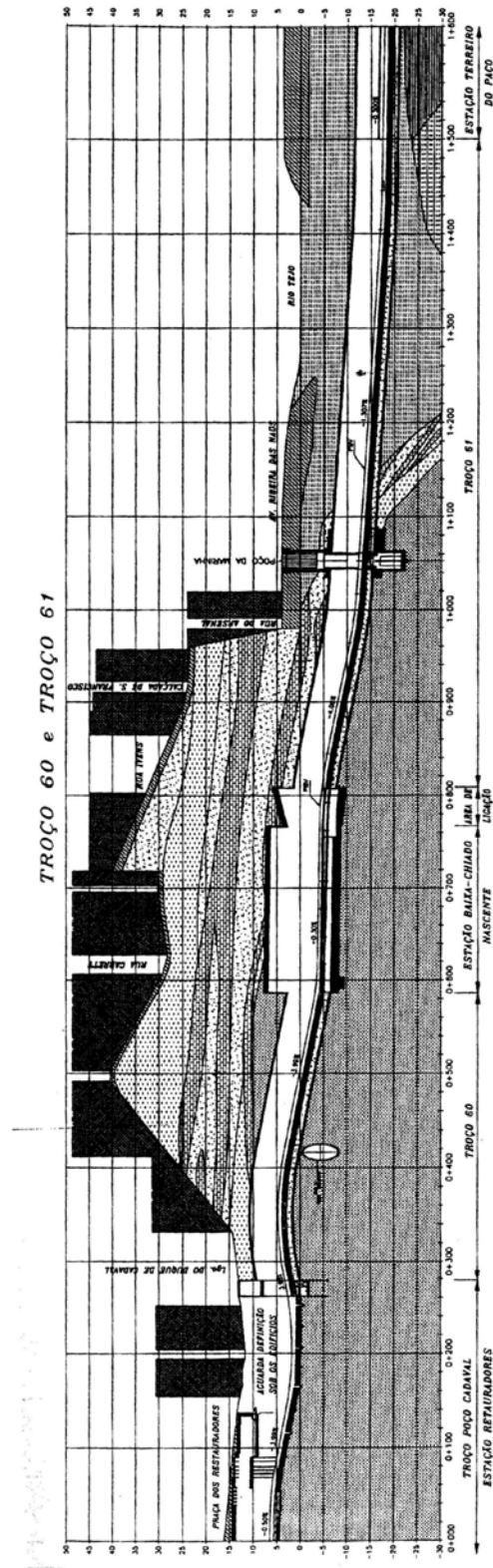


Figura 4.18 Perfil longitudinal dos troços 60 – Baixa/Chiado – Restauradores e 61 – Baixa/Chiado – Terreiro do Paço

Os resultados de observação do troço 62 (Quadro 4.3) demonstram um comportamento do maciço completamente distinto do troço anterior (63), encontrando-se os assentamentos máximos abaixo dos 10mm. Para o melhor comportamento apresentado contribuíram três factores: i) bom funcionamento da máquina; ii) elevada profundidade a que foi escavado este troço; e iii) boas características mecânicas do maciço.

Quadro 4.3 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do troço 62.

Secção	Maciço	Prof. Eixo (m)	Parâmetros da Curva de Gauss					
			$\delta_{v\text{máx}}$ (mm)	i (m)	$K=i/H$	V_a (%)	β (%)	ϵ_n (%)
P38	Argilas dos Prazeres	39,17	9,74	18,71	0,48	0,62	0,032	0,012
P39		43,13	9,28	22,85	0,53	0,72	0,025	0,010
P40		47,50	5,29	17,99	0,38	0,32	0,018	0,007
P41		47,50	3,30	17,05	0,36	0,19	0,012	0,005
P42		44,58	2,03	11,37	0,26	0,08	0,011	0,004
P59		40,83	5,29	14,95	0,37	0,27	0,022	0,008
P60		37,92	9,22	18,34	0,48	0,57	0,031	0,012
P62		13,33	(6,00)*					

* - empolamento

Em geral, nas várias secções deste troço, o desenvolvimento do perfil longitudinal dos assentamentos sobre o eixo do túnel apresenta características semelhantes. Na Figura 4.19, que mostra o perfil longitudinal dos assentamentos registados pela marca colocada sobre o eixo da secção P39, é possível observar que as deformações têm início antes da frente do escudo, mas a sua estabilização é mais rápida que no troço anterior (troço 63), ocorrendo cerca de 30 a 40m após a passagem da tuneladora e atingindo valores máximos muito inferiores aos obtidos para as secções analisadas no troço 63. O assentamento brusco, associado à passagem da máquina que se verificava nas secções do troço 63 (Figura 4.10, Figura 4.11 e Figura 4.12), praticamente não se faz sentir nas secções deste troço. Consequentemente, o volume da bacia de subsidência é também menor (Quadro 4.3).

Na última secção deste troço (P62) verificou-se um levantamento. A topografia acidentada poderá estar na causa deste comportamento, uma vez que o perfil longitudinal deste troço mostra uma brusca diminuição do recobrimento (aproximadamente 33,0m na secção P60 e 8,5m na secção P62). Esta rápida

diminuição de recobrimento não terá possibilitado um ajuste atempado da pressão aplicada na frente, sendo a pressão na frente superior à pressão exercida pelo maciço, o que terá dado origem ao referido empolamento.

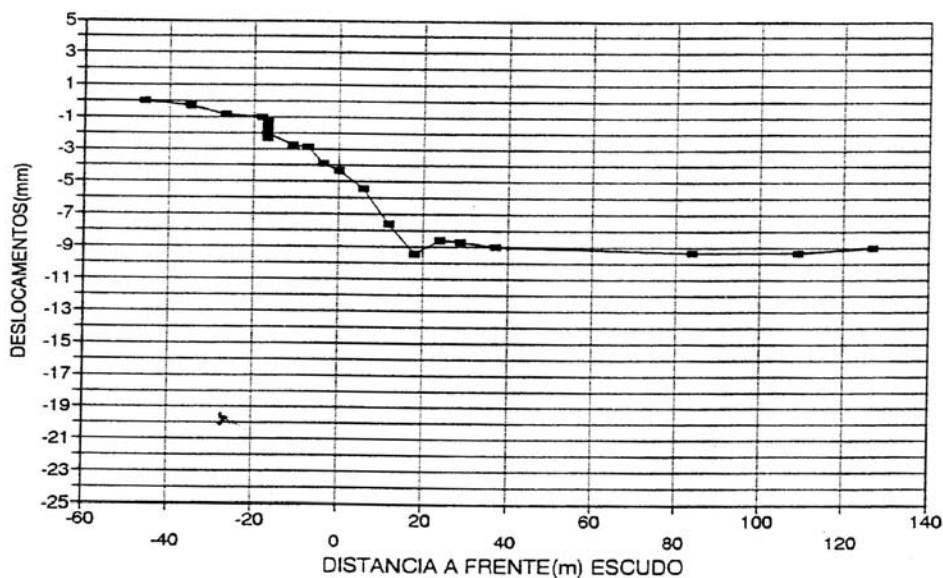


Figura 4.19 Perfil longitudinal da marca colocada sobre o eixo da secção P39, do troço 62.

Na Figura 4.20 representam-se as leituras finais das marcas superficiais das várias secções do troço 62, assim como as aproximações, através da curva de Gauss das respectivas bacias de subsidência.

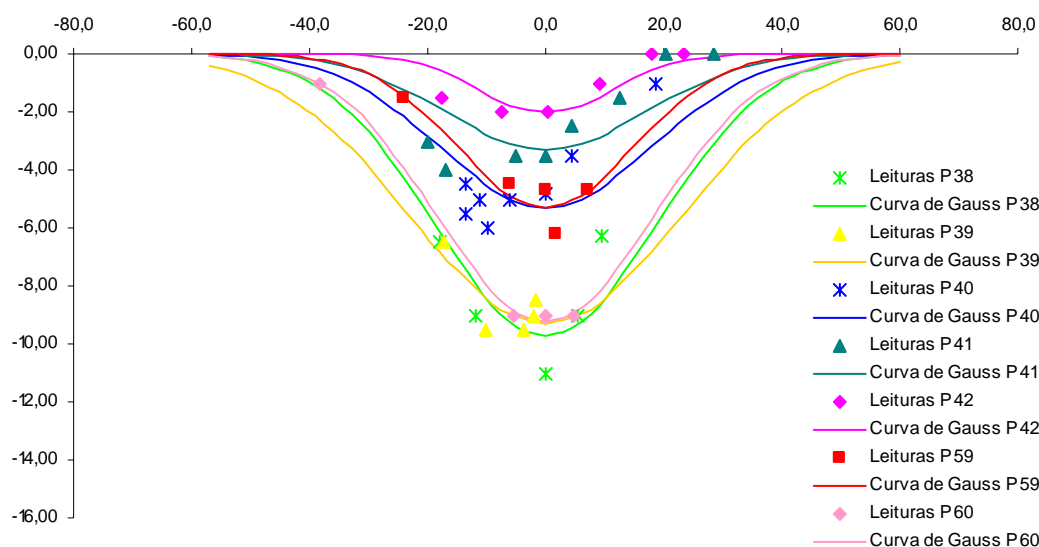


Figura 4.20 Troço 62. Assentamentos observados e bacias de subsidência.

No Quadro 4.4 apresentam-se os parâmetros das curvas de Gauss que melhor aproximam as distribuições dos assentamentos superficiais devidas apenas à abertura do segundo túnel (troço 60).

Quadro 4.4 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do troço 60.

Secção	Maciço	Prof. Eixo (m)	Parâmetros da Curva de Gauss					
			$\delta_{vmáx}$ (mm)	i (m)	$K=i/H$	V_a (%)	β (%)	ϵ_h (%)
P38	Argilas dos Prazeres	35,83	8,11	24,75	0,63	0,68	0,020	0,008
P39		38,75	4,82	31,05	0,80	0,51	0,009	0,004
P40		41,46	6,05	19,86	0,48	0,41	0,019	0,007
P41		37,50	5,97	23,70	0,63	0,48	0,015	0,006
P42		35,83	7,50	14,03	0,39	0,36	0,032	0,013
P43 (P59)		30,40	11,41	12,10	0,40	0,47	0,057	0,022

O perfil longitudinal dos movimentos sobre o eixo das várias secções do troço 60 mostra que, de modo geral, a estabilização ocorre até 50m após a passagem da frente da máquina, tal como se verificou no troço anterior (troço 62). Ambos os troços (62 e 60) apresentam um comportamento semelhante, não sendo observáveis diferenças significativas, tal como se exemplifica na Figura 4.21, que representa o perfil longitudinal dos assentamentos da marca ME0 da secção P42, e na Figura 4.22, onde se representam os assentamentos observados e as bacias de subsidência para as secções do troço 60.

É interessante constatar esta semelhança de comportamentos, uma vez que o troço 60 foi escavado a pouca distância do troço 62 (Figura 4.16 e na Figura 4.17). A construção do troço 62 poderia ter perturbado o maciço, dando origem a maiores deslocamentos aquando da construção do troço 60.

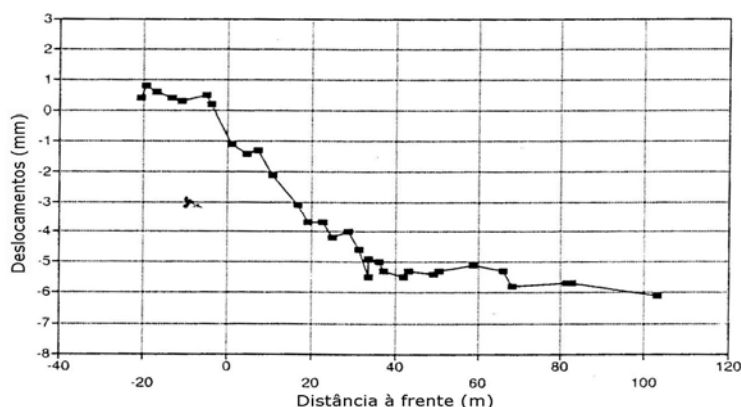


Figura 4.21 Perfil longitudinal dos movimentos da marca ME0 da secção P42 do troço 60.

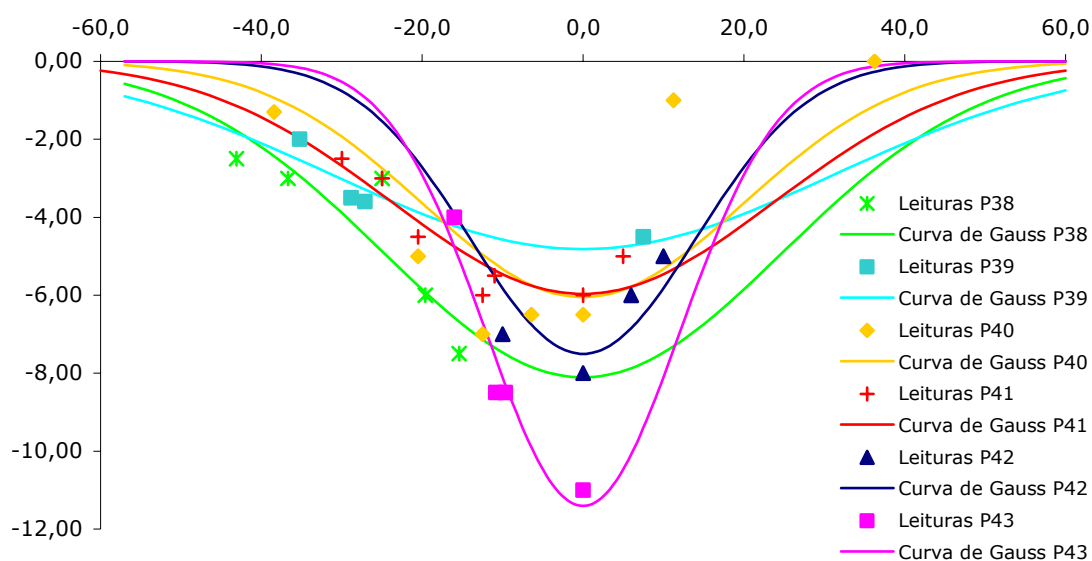
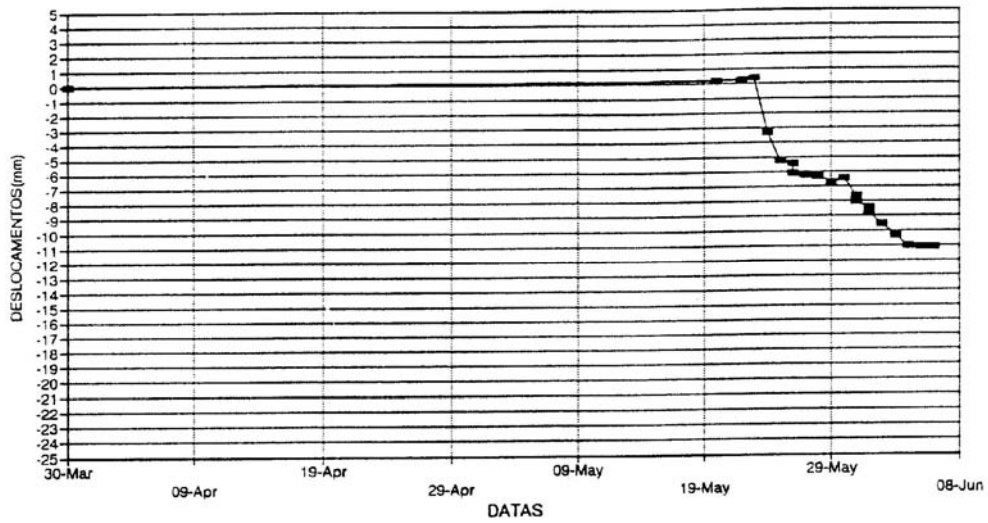


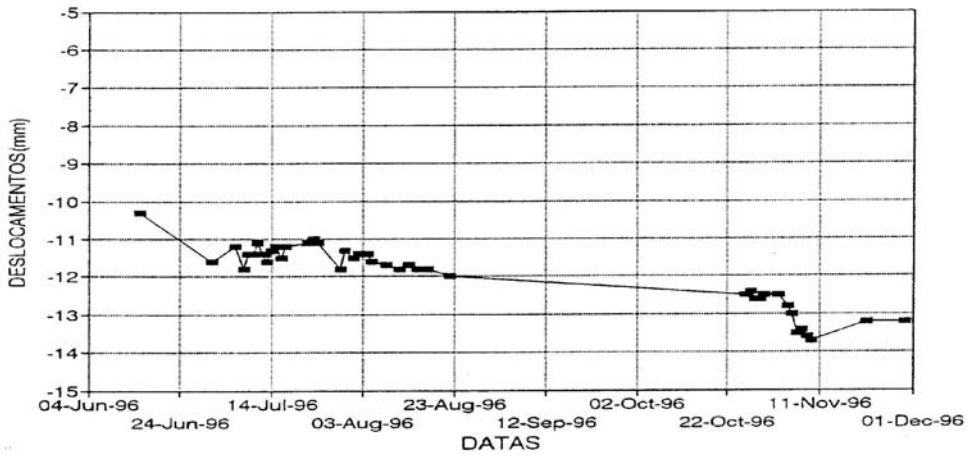
Figura 4.22 Troço 60. Assentamentos observados e bacias de subsidência.

Na Figura 4.23 representa-se a evolução dos assentamentos medidos na marca ME0 da secção P38 (sobre o eixo do túnel do troço 62) entre Maio de 1995 e Novembro de 1996, período que compreendeu a construção dos dois troços, 62 e 60. A passagem da frente do troço 62 ocorreu a 22/05/1995 enquanto a passagem da frente do troço 60 ocorreu a 24/10/1996. No período decorrido entre a construção dos dois túneis não se verificou nenhum acréscimo dos assentamentos. Comportamentos semelhantes tiveram também as restantes secções destes dois troços.

A Figura 4.24 e a Figura 4.25 mostram as curvas de Gauss que melhor aproximam as bacias de subsidência originadas pela construção de cada um dos túneis, a distribuição dos deslocamentos originados pela construção dos dois túneis (situação final) e a curva resultante da soma das curvas de Gauss que aproximam as bacias de subsidência originadas pela construção de cada um dos troços (62+60), para as secções P40 e P41. A posição do eixo de cada um dos túneis também é representada. A análise das referidas figuras permite concluir que as bacias de subsidência, das secções P40 e P41, se ajustam razoavelmente à curva soma das curvas de Gauss.



a)



b)

Figura 4.23 Perfil longitudinal dos assentamentos superficiais medidos na marca ME0 da secção P38 a) troço 62; b) troço 60.

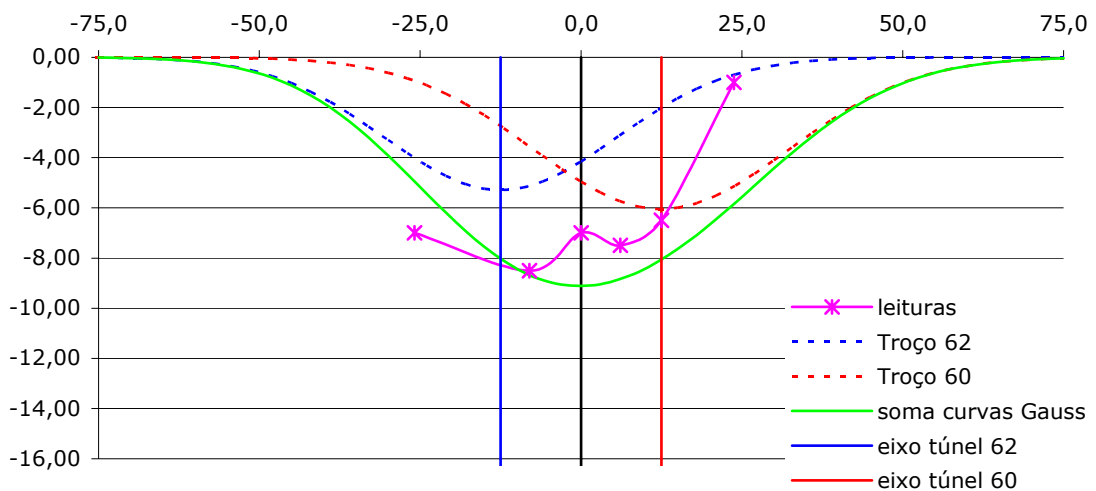


Figura 4.24 Bacia de subsidência final (troço 62+troço 60) da secção P40.

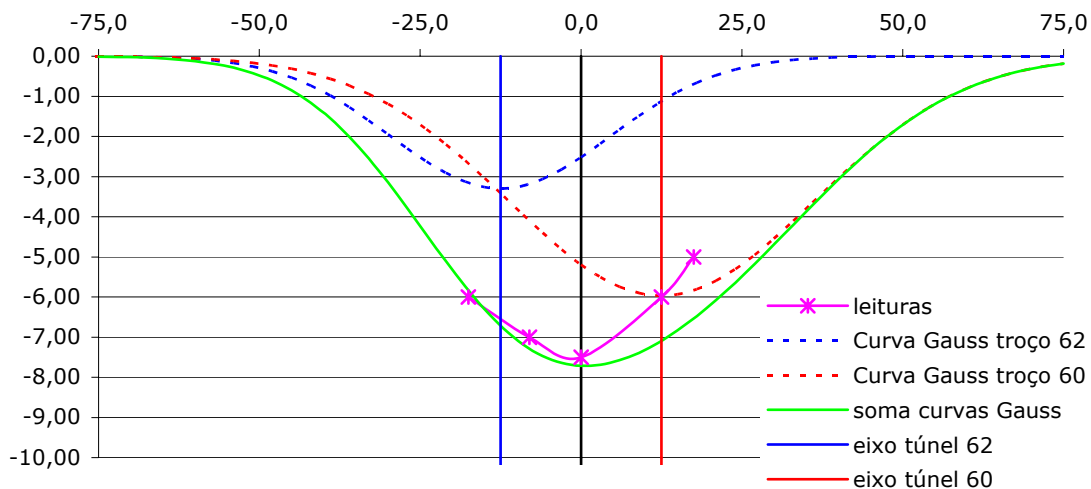


Figura 4.25 Bacia de subsidência final (troço 62+troço 60) da secção P41.

As categorias de danos que se verificariam em edifícios situados nas proximidades das secções dos troços 62 e 60 estão representadas na Figura 4.26. Tal como se verificou com as deformações e os volumes das bacias de subsidência, os danos também apresentam valores extremamente baixos, enquadrando-se todos na categoria 0.

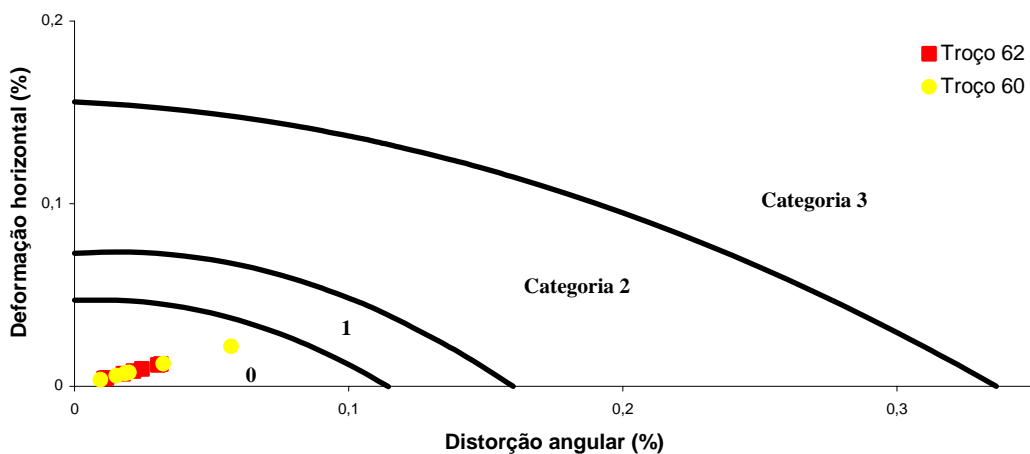


Figura 4.26 Troços 62 e 60. Categoria de danos expectáveis em edifícios situados na vizinhança da obra.

4.3.2.3 Troços 61 e 65 – Poço da Marinha – Terreiro do Paço – Santa Apolónia

O troço 61 foi escavado em duas fases. A primeira fase partiu do Poço da Marinha em direcção à estação Baixa/Chiado Este, seguindo-se a escavação do troço 60. À chegada ao Largo do Duque de Cadaval, o escudo foi retirado e desmontado, sendo montado novamente no Poço da Marinha para construção da segunda fase do troço 61, que terminou na estação do Terreiro do Paço. Os resultados, aqui apresentados, dizem respeito apenas a esta segunda fase da escavação do troço 61, com o comprimento de 510,0m.

Este troço, que corresponde a uma nova aproximação do traçado do Metropolitano ao Rio Tejo (Figura 4.27), atravessa formações aluvionares a uma profundidade que varia entre os 15,83m (P77) e os 19,58m (P95), com excepção das secções iniciais (Figura 4.18).

O troço 65 foi escavado no seguimento do troço 61 (Figura 4.29 e Figura 4.29), do Terreiro do Paço para Santa Apolónia. Este troço, com um comprimento de 963,60m, é o maior do empreendimento. Primeiramente, atravessa aluviões (formações recentes) progredindo para as formações Miocénicas onde se incluem Argilas do Forno do Tijolo, Areolas da Estefânia e Argilas dos Prazeres, com recobrimentos que variam entre 16,20 e 9,75m.

O Quadro 4.5 e o Quadro 4.6 contêm um resumo dos resultados de observação referentes, respectivamente, aos troços 61 e ao troço 65. Não são apresentados quaisquer resultados para as secções P78 a P89, uma vez que sobre estas secções foi colocado um aterro, cerca de cinco meses antes da passagem do escudo, não sendo possível separar a componente do assentamento, devida à passagem do túnel, da componente devida à consolidação por colocação do aterro. O referido aterro teve como função servir como sobrecarga de modo a contrabalançar a impulsão, na medida em que o traçado do túnel se encontra extremamente próximo do Rio Tejo.

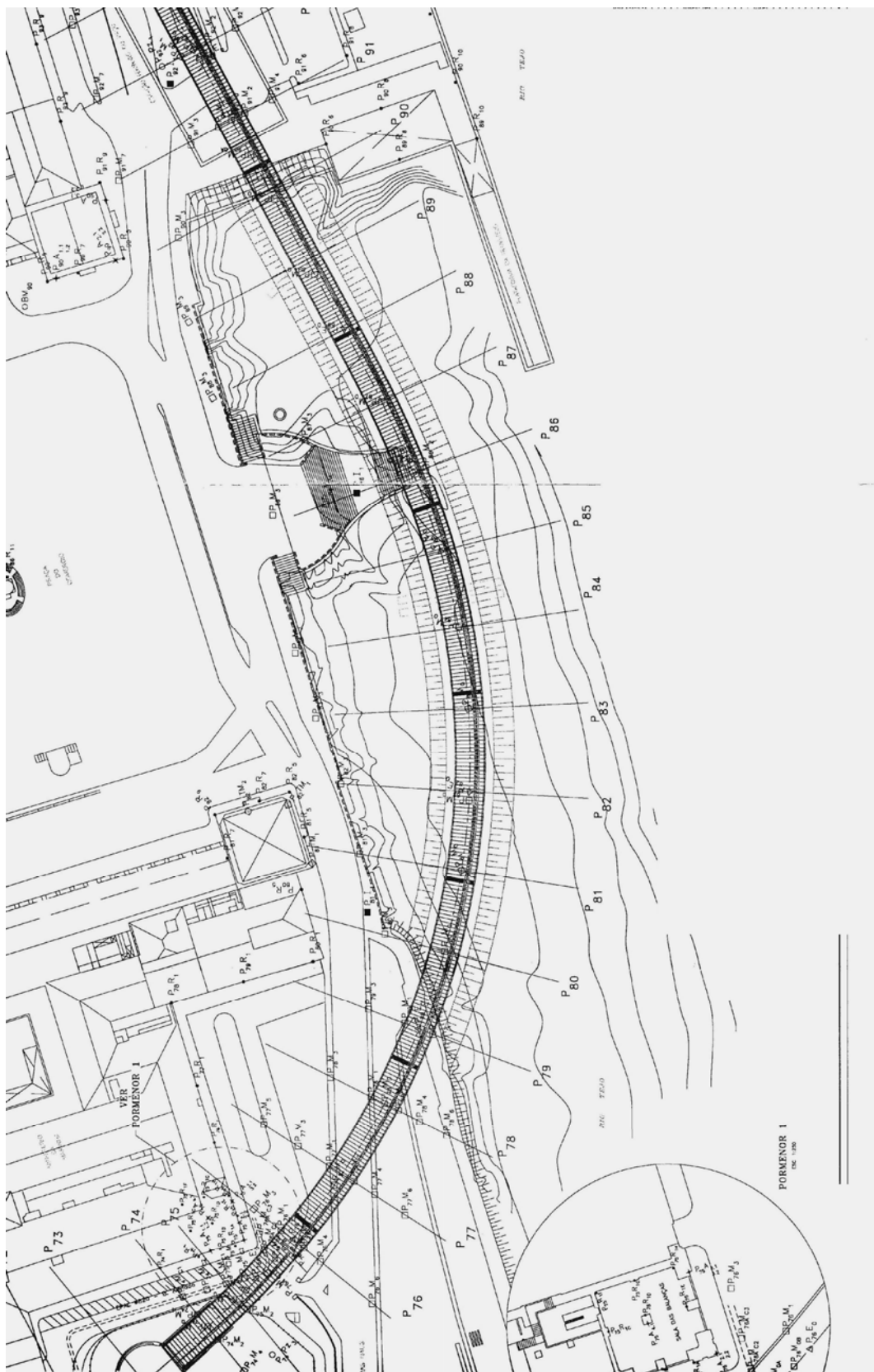


Figura 4.27 Planta de localização da instrumentação do troço 61 – Poço da Marinha – Terreiro do Paço.

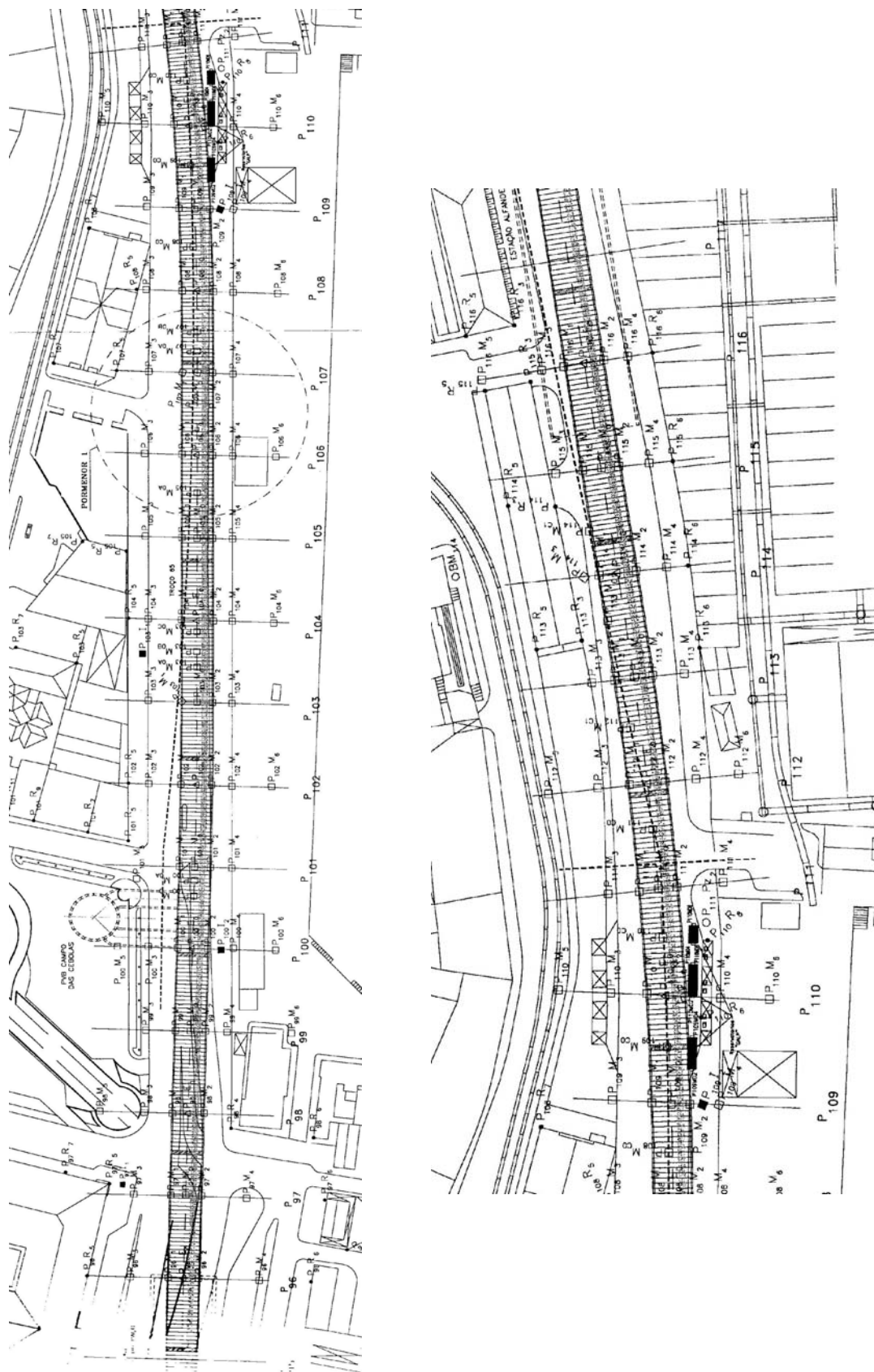


Figura 4.28 Planta de localização da instrumentação do troço 65 – Terreiro do Paço – Santa Apolónia. Secções P96 a P116

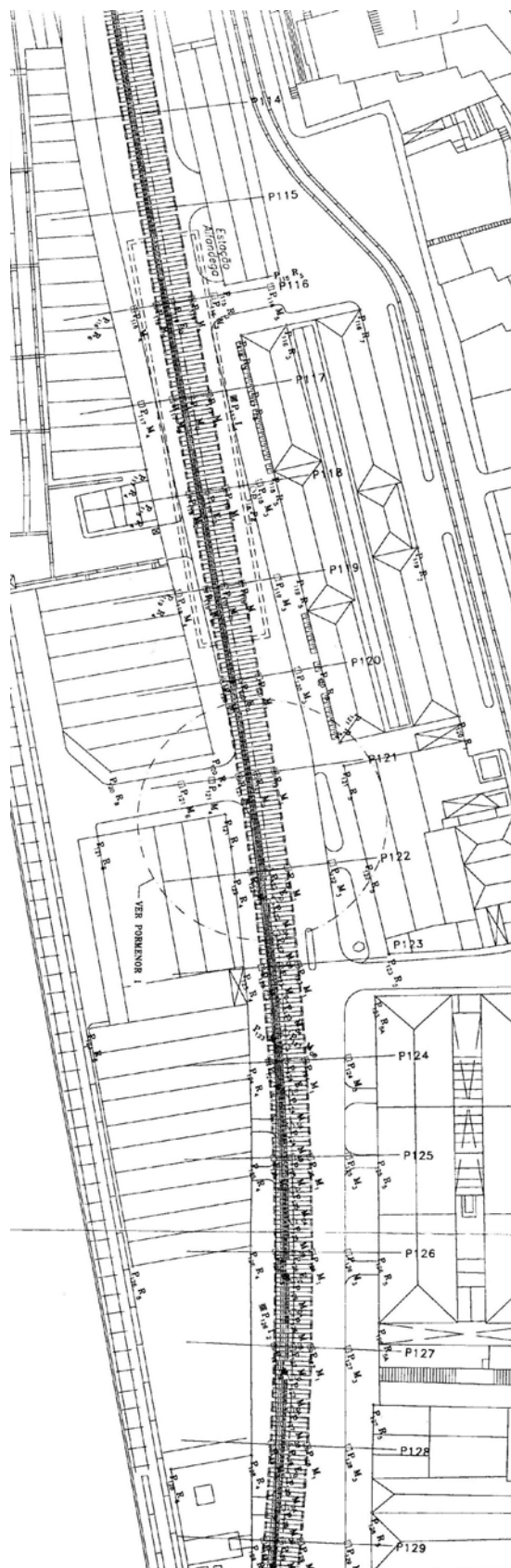


Figura 4.29 Planta de localização da instrumentação do troço 65 – Terreiro do Paço – Santa Apolónia. Secções P114 a P129.

Quadro 4.5 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do troço 61.

Secção	Maciço	Prof. Eixo (m)	Parâmetros da Curva de Gauss					
			$\delta_{vmáx}$ (mm)	i (m)	$K=i/H$	V_a (%)	β (%)	ϵ_h (%)
P77	Aluviões / Areolas Estefânia	15,83	21,76	7,96	0,50	0,59	0,166	0,064
P78*	Aluviões	16,25						
P79*		15,42						
P80*		16,67						
P81*		16,67						
P82*		17,08						
P86*		18,13						
P89*		19,17						
P91		17,08	38,45	6,94	0,41	0,90	0,336	0,129
P92		19,23	20,75	7,35	0,38	0,52	0,171	0,066
P93		18,67	17,78	8,81	0,47	0,53	0,122	0,047
P94		19,67	13,61	7,57	0,38	0,35	0,109	0,042
P95		19,58	11,86	8,20	0,42	0,33	0,088	0,034

* - Secções onde foi colocado o aterro.

Quadro 4.6 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do troço 65.

Secção	Maciço	Prof. Eixo (m)	Parâmetros da Curva de Gauss					
			$\delta_{vmáx}$ (mm)	i (m)	$K=i/H$	V_a (%)	β (%)	ϵ_h (%)
P96	Aluviões	20,00	17,89	7,05	0,35	0,43	0,154	0,059
P97		19,64	24,80	7,46	0,38	0,63	0,201	0,077
P98		20,00	28,44	6,65	0,33	0,64	0,259	0,100
P99	Aluviões / Argilas Forno Tijolo	20,00	14,86	7,43	0,37	0,37	0,121	0,047
P100		20,00	25,21	6,73	0,34	0,57	0,227	0,087
P101	Areolas da Estefânia	20,00	8,69	6,91	0,35	0,20	0,076	0,029
P102		20,71	(44,00)*					
P103		21,07	8,06	7,73	0,37	0,21	0,063	0,024
P104		20,71	5,78	8,75	0,42	0,17	0,040	0,015
P105	Areolas Estefânia/ Argilas Prazeres	20,36	5,6041	9,21	0,45	0,17	0,037	0,014
P106	Areolas da Estefânia	18,97	9,76	6,44	0,34	0,21	0,092	0,035
P107		19,29	5,46	8,41	0,44	0,16	0,039	0,015
P110		17,00	5,93					
P111		16,79	(2,24)*					
P112		15,52	(5,00)*					
P113		15,00	6,60	5,19	0,35	0,12	0,077	0,030
P114		15,33	19,80	7,68	0,50	0,51	0,156	0,060
P115		15,00	13,36	8,17	0,54	0,37	0,099	0,038
P116		14,67	8,87	5,17	0,35	0,16	0,104	0,040
P117		15,00	5,70					
P119		15,00	(13,00)*					
P121	Aluviões/ Argilas Forno Tijolo	15,20	(6,00)*					
P122		15,00	(37,00)*					
P124	Aluviões/ Areolas Estefânia	14,80	27,78	7,45	0,50	0,70	0,226	0,087
P125	Areolas da Estefânia	14,80	(3,00)*					
P126		14,60	14,00					

* - empolamento

Em geral, os resultados de observação do troço 61 demonstram um grande domínio da tuneladora, comprovando que, mesmo num maciço de fracas características mecânicas, como o que é atravessado pelo túnel, e com recobrimentos pequenos, inferiores a $1,5D$, é possível obter valores de volume da bacia de subsidência relativamente baixos. Com excepção da secção P91, que se encontra muito próximo da zona em que foi colocado o aterro, sofrendo ainda a sua influência e em que $V_a = 0,90\%$, nas restantes secções abertas em formações aluvionares, dos troços 61 e 65, V_a está compreendido entre 0,64 e 0,33%. Tal facto comprova que um bom controlo da pressão na frente do escudo, em associação com as injeções efectuadas após a passagem da tuneladora, permitem minimizar grandemente os efeitos da abertura do túnel.

No troço 61, os valores dos assentamentos, ainda que superiores aos dos restantes troços, têm tendência a diminuir, provavelmente devido à gradual adaptação do escudo às características do maciço e ao afastamento da influência dos assentamentos por consolidação originados pelo aterro. O parâmetro K apresenta valores compreendidos entre 0,33 e 0,50 o que também traduz uma uniformidade de comportamento nas secções escavadas em formações aluvionares.

Na Figura 4.30 representa-se o perfil longitudinal da evolução da marca M0 e do extensómetro E0 selado a 2m do coroamento do túnel para a secção P92. Antes da passagem da frente da tuneladora ocorreram perdas de solo provavelmente associadas à fraca qualidade do maciço ou a um deficiente ajuste da pressão aplicada na frente. Durante a passagem da máquina, foram gerados acréscimos da pressão de água nos poros. A dissipação destes excessos da pressão de água nos poros induziu assentamentos adicionais. Imediatamente após a passagem do escudo, observa-se um levantamento no extensómetro. Contudo, este movimento não se propagou até à superfície do terreno, uma vez que a marca ME0 não registou qualquer movimento ascendente. Tendo em conta que esta situação ocorreu a cerca de 10m após a frente pode-se afirmar que ela será devida às injeções para preenchimento do vazio anelar gerado entre o escudo e o maciço. Até este ponto, tanto a marca ME0 como o extensómetro E0 se moveram solidariamente. No momento da injeção ocorreu uma compressão do maciço, uma vez que a deformação não se propagou até à superfície. Após a injeção, detectou-se novamente um movimento de corpo rígido, com a marca e o extensómetro a registarem o mesmo deslocamento relativo (aproximadamente 9mm). Assim, a descompressão do maciço, mas especialmente os assentamentos por consolidação

gerados pela passagem do escudo, poderão ser a causa da maior dificuldade de estabilização dos deslocamentos, que parece só ocorrer a cerca de 100 a 150m (um mês) após a passagem da tuneladora.

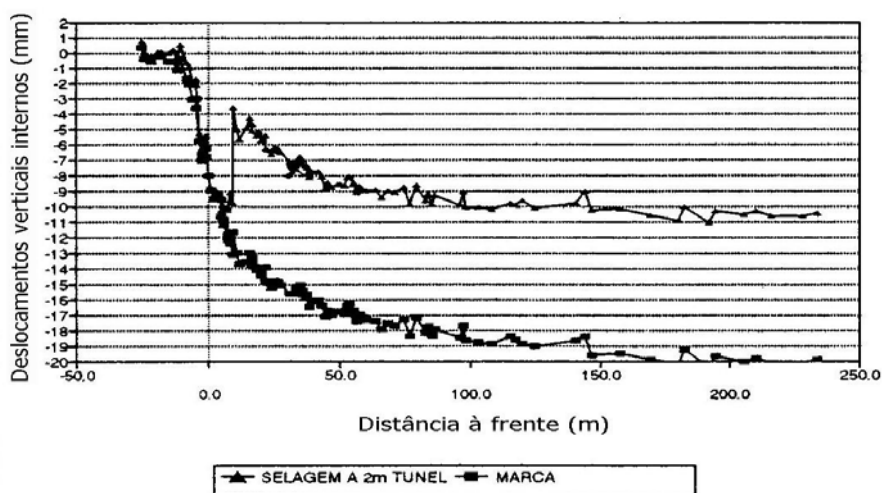


Figura 4.30 Perfil longitudinal dos deslocamentos verticais medidos na marca ME0 e no extensômetro E0 selado a 2m do coroamento do túnel da secção P92 do troço 61.

As restantes secções do troço 61, P91, P93, P94 e P95 e as secções P96, P97 e P98 do troço 65 todas escavadas em formações aluvionares constituídas por lodos argilosos, têm um comportamento semelhante (Figura 4.31) e que se pode dividir nas fases seguintes:

1. deformações antes da passagem da frente - estas deformações têm início quando a frente do escudo se encontra a cerca de 25m da secção em causa e apresentam valores entre 5 a 10mm, apresentando tendência de diminuição, quase desprezáveis na secção P95 (assentamento de 1,0mm);
2. deformações durante a passagem do escudo - nos primeiros 10 a 15m após a frente da máquina (sensivelmente a distância correspondente ao comprimento da máquina) teve lugar o maior incremento dos assentamentos (aproximadamente 5 a 10mm);
3. deformações após a passagem do escudo - após a passagem do escudo tiveram lugar as injecções para preenchimento do vazio gerado entre o diâmetro da roda de corte e o suporte, tendo início a estabilização dos assentamentos;
4. estabilização dos assentamentos - a estabilização teve lugar a grande distância da passagem da frente da máquina uma vez que, devido às

características do maciço interessado na obra, tiveram também lugar assentamentos por consolidação.

Sempre que a estabilização se revelou mais difícil, foi necessário efectuar injecções secundárias ou até mesmo terciárias, como por exemplo, na secção P96 do troço 65, onde o extensómetro registou um novo levantamento, de 4mm, cerca de 75m após a passagem da frente do escudo (Figura 4.32). O levantamento registado pelo extensómetro poderá estar associado a novas injecções efectuadas em redor do túnel com o intuito de estabilizar as deformações.

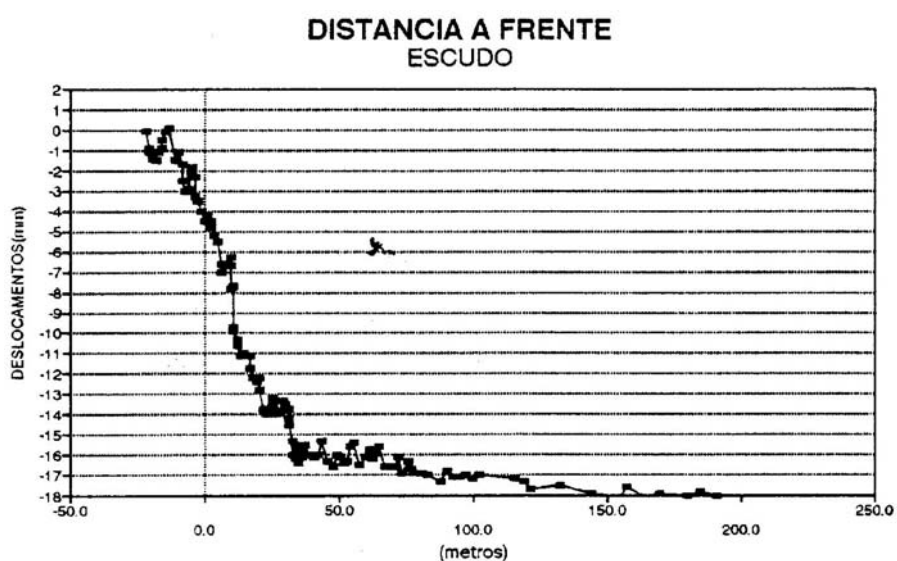


Figura 4.31 Perfil longitudinal dos assentamentos superficiais medidos na marca M0 da secção P93 do troço 61.

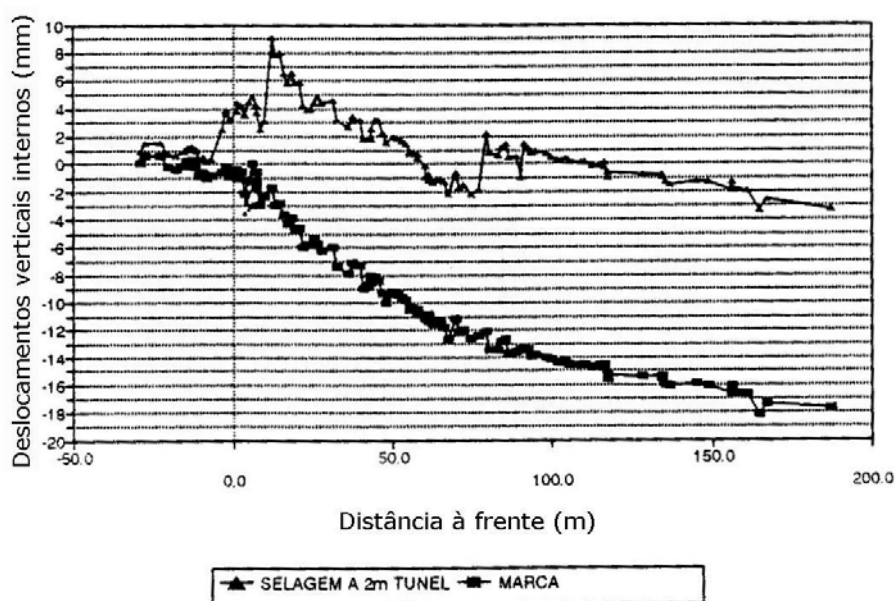


Figura 4.32 Perfil longitudinal dos deslocamentos verticais medidos na marca ME0 e no extensómetro E0 da secção P96 do troço 65.

A diminuição da magnitude das deformações antes da frente da máquina é acompanhada por uma diminuição da magnitude das deformações finais. No entanto, a dificuldade de estabilização das deformações verifica-se sempre e deverá estar relacionada com os assentamentos por consolidação originados pela abertura do túnel.

O comportamento das secções escavadas nas Formações Miocénicas é distinto do descrito para as secções escavadas nas Formações Aluvionares. As deformações e os volumes da bacia de subsidência registados nestas secções são menores que os verificados nas secções abertas nas formações aluvionares. A estabilização das deformações também ocorre mais cedo e o maciço é menos compressível já que o empolamento provocado pelas injeções efectuadas em redor do túnel é normalmente visível à superfície, ainda que com menor significado que em profundidade.

Como exemplo do comportamento típico das secções abertas em formações Miocénicas apresenta-se o perfil longitudinal dos assentamentos registados pela marca ME0 e pelo extensómetro E0 colocados sobre o eixo do túnel na secção P104 (Figura 4.33). Esta secção foi escavada nas Areolas da Estefânia. O assentamento máximo foi inferior a 6mm e as deformações estabilizaram a cerca de 50m após a passagem da frente. Não se verificaram perdas de solo antes da chegada do escudo e até esse momento as deformações registadas na marca superficial coincidiram com as deformações registadas no extensómetro selado a 2m do coroamento do túnel. Nesta secção em particular, observa-se que a pressão aplicada na frente do escudo foi superior à pressão exercida pelo maciço uma vez que, no momento da passagem da frente da máquina, o extensómetro registou um empolamento. Seguidamente, verificou-se ainda um novo levantamento, possivelmente devido às injeções efectuadas após a passagem da cauda da tuneladora e que foi registado não só pelo extensómetro como também pela marca superficial, embora apresente muito menor magnitude à superfície do que junto ao coroamento do túnel. A cerca de 40m após a passagem da frente, observou-se novo levantamento, quer na marca quer no extensómetro, eventualmente devido a uma segunda injeção. A magnitude dos movimentos é muito pequena.

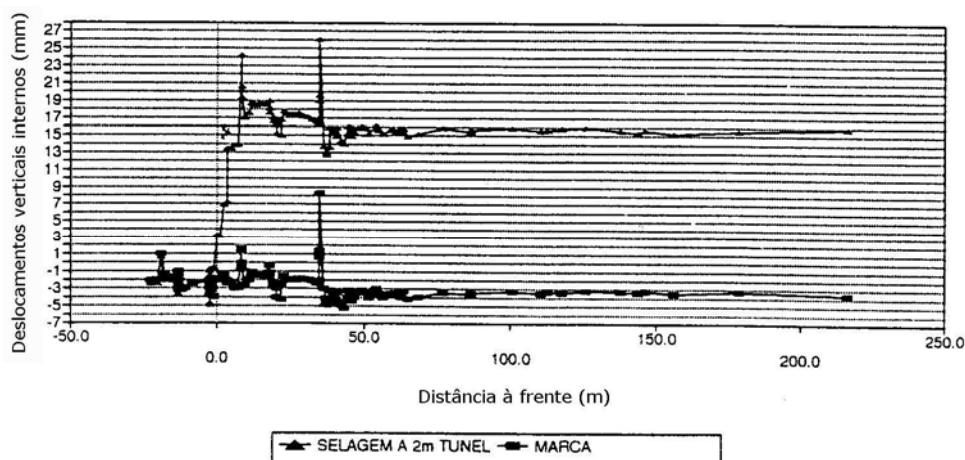


Figura 4.33 Perfil longitudinal dos deslocamentos verticais medidos na marca ME0 e no extensómetro E0 da secção P104 do troço 65.

Na secção P115 ocorreram perdas de solo antes da frente. Contudo o funcionamento das injeções foi extremamente rápido já que se verifica que as deformações estabilizaram quase imediatamente após a passagem da cauda do escudo (Figura 4.34). As perdas de solo, que tiveram lugar antes da chegada do escudo, deram origem a um assentamento final muito superior ao verificado na generalidade das secções deste troço abertas em formações Miocénicas.

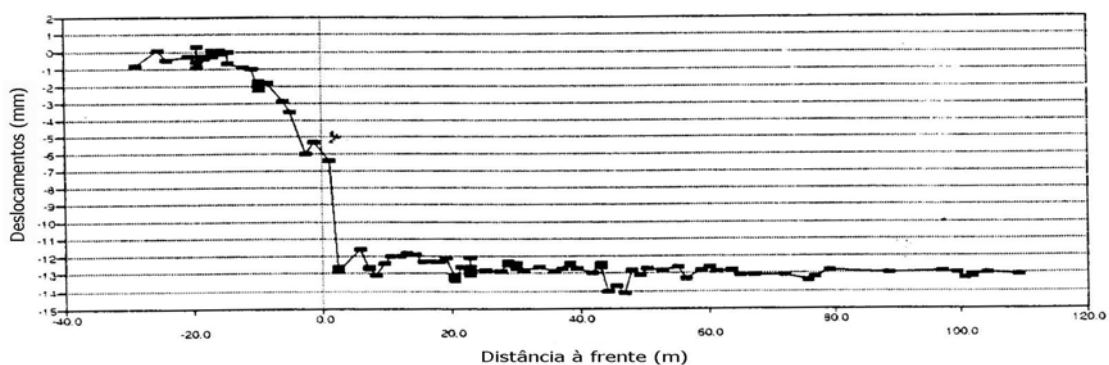


Figura 4.34 Perfil longitudinal dos deslocamentos verticais medidos na marca M0 da secção P115 do troço 65.

Nas secções P102, P111, P112, P119, P121, P122 e P125 ocorreram empolamentos. No entanto, as causas que lhes deram origem podem dividir-se em duas: nas secções P102, P111, P112 e P122 os levantamentos terão ocorrido devido a pressões de injeção demasiado elevadas enquanto nas secções P119, P121 e P125, os levantamentos deverão estar associados a uma excessiva pressão aplicada na frente. (Figura 4.35 e Figura 4.36). Na Figura 4.35 pode observar-se o perfil longitudinal dos deslocamentos verticais medidos na marca M0 e no extensómetro E0 selado a 2m do túnel da secção P122 do troço 65. Antes da

passagem da frente não ocorreram quaisquer perdas e quer a marca quer o extensómetro moveram-se solidariamente. O empolamento apenas teve início após a passagem da frente, quando tiveram início as injeções para preenchimento do vazio gerado, podendo observar-se que, embora a marca superficial também registre um levantamento, este é de maior magnitude no extensómetro. Na Figura 4.36 está representado o perfil longitudinal dos deslocamentos verticais medidos na marca M0 da secção P119 do troço 65. Nesta secção, o empolamento teve início antes da passagem da frente da máquina, devendo estar associado a uma excessiva pressão aplicada na frente. Observa-se ainda alguma demora na estabilização dos assentamentos que poderá estar associada à consolidação do maciço, uma vez que a meia secção superior foi aberta em formações aluvionares.

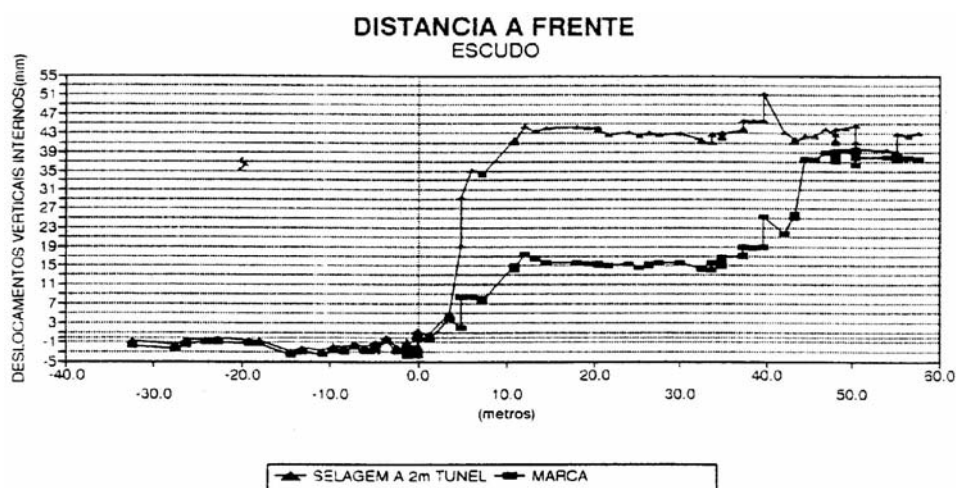


Figura 4.35 Perfil longitudinal dos deslocamentos verticais medidos na marca M0 e no extensómetro E0 selado a 2m do túnel da secção P122 do troço 65.

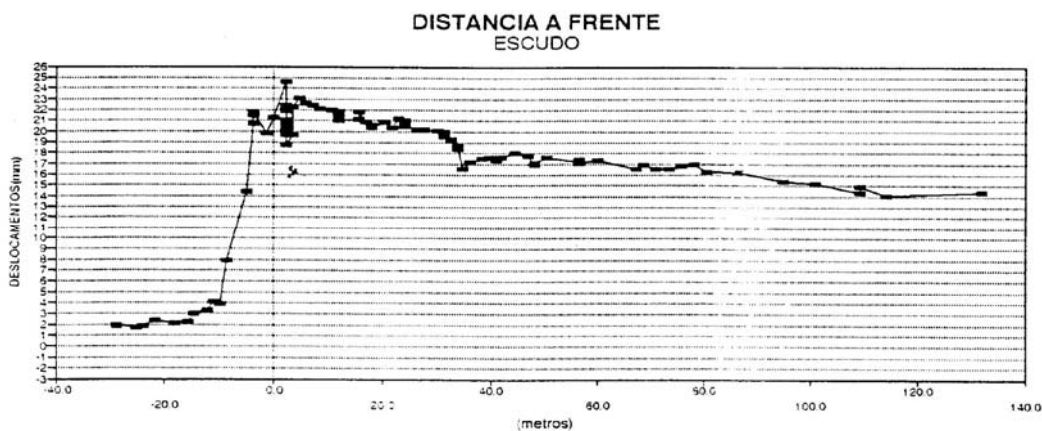


Figura 4.36 Perfil longitudinal dos deslocamentos verticais medidos na marca M0 da secção P119 do troço 65.

Os assentamentos e as bacias de subsidência aproximadas por curvas de Gauss para as secções dos troços 61 e 65, encontram-se representados na Figura 4.39, na Figura 4.40, na Figura 4.41 e na Figura 4.42. É possível confirmar que as curvas de Gauss aproximam razoavelmente as bacias de subsidência. Os assentamentos concentram-se numa faixa de cerca de 20m para cada lado do eixo do túnel, sendo menores nas secções escavadas nas Areolas da Estefânia.

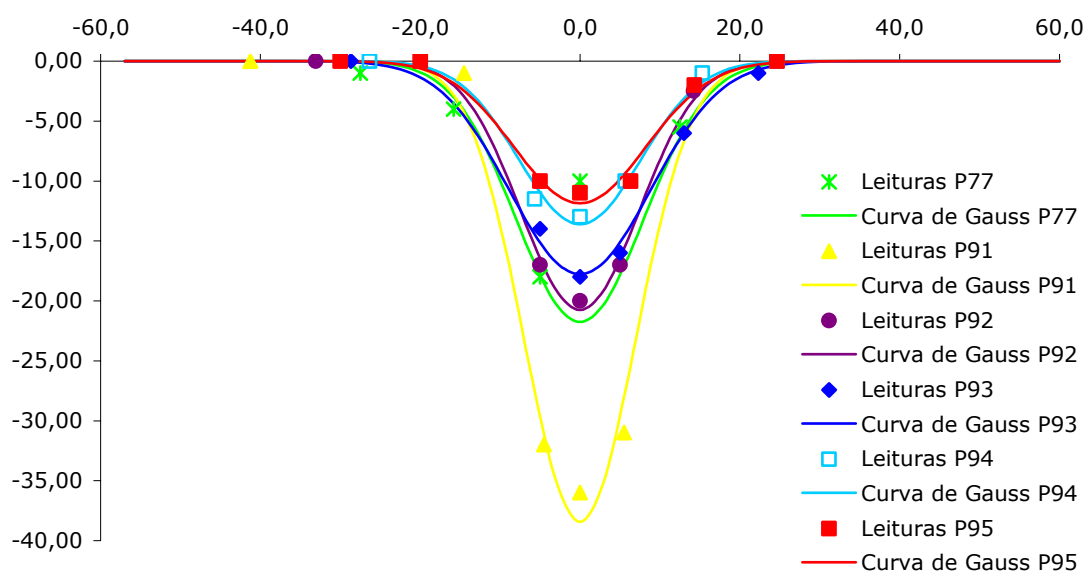


Figura 4.37 Troço 61. Assentamentos observados e bacias de subsidência.

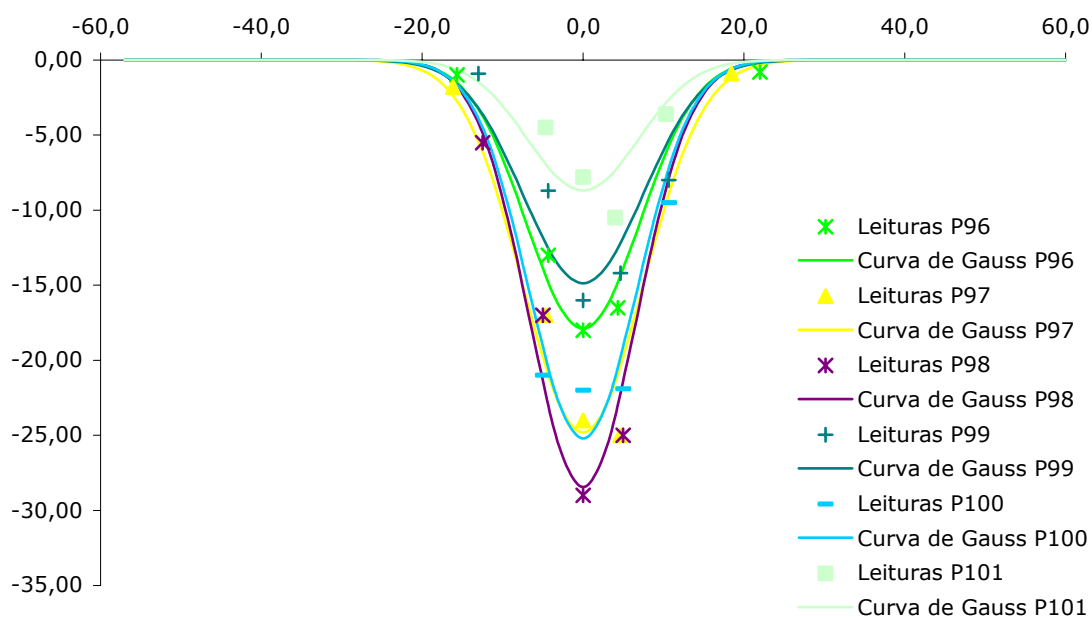


Figura 4.38 Troço 65. Assentamentos observados e bacias de subsidência das secções P96, P97, P99, P100 e P101.

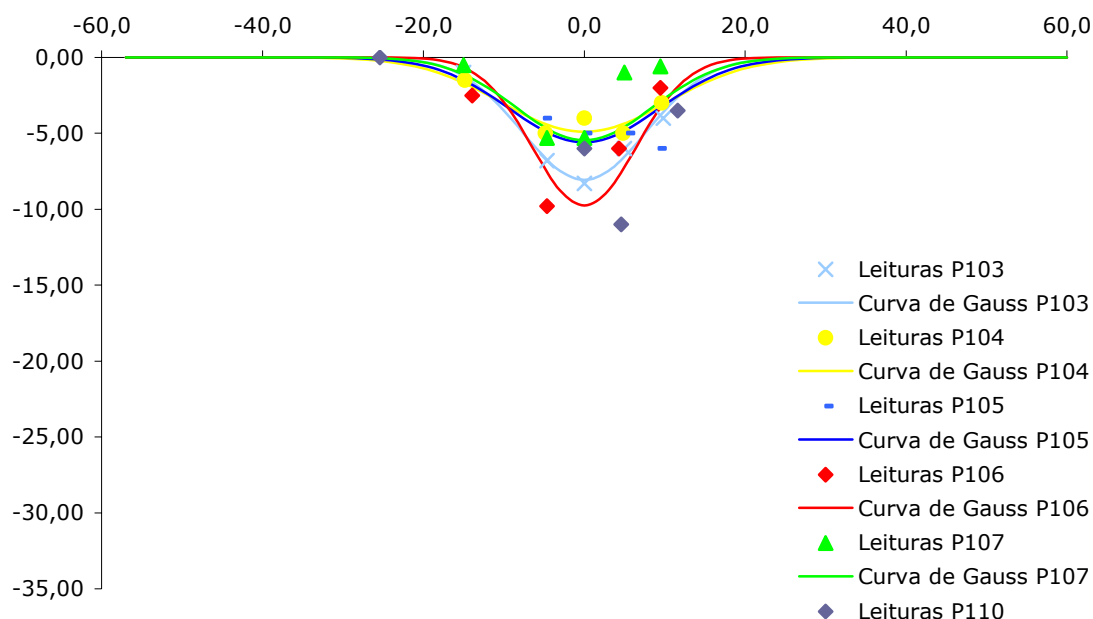


Figura 4.39 Troço 65. Assentamentos observados e bacias de subsidência das secções P103, P104, P105, P106, P107 e P110.

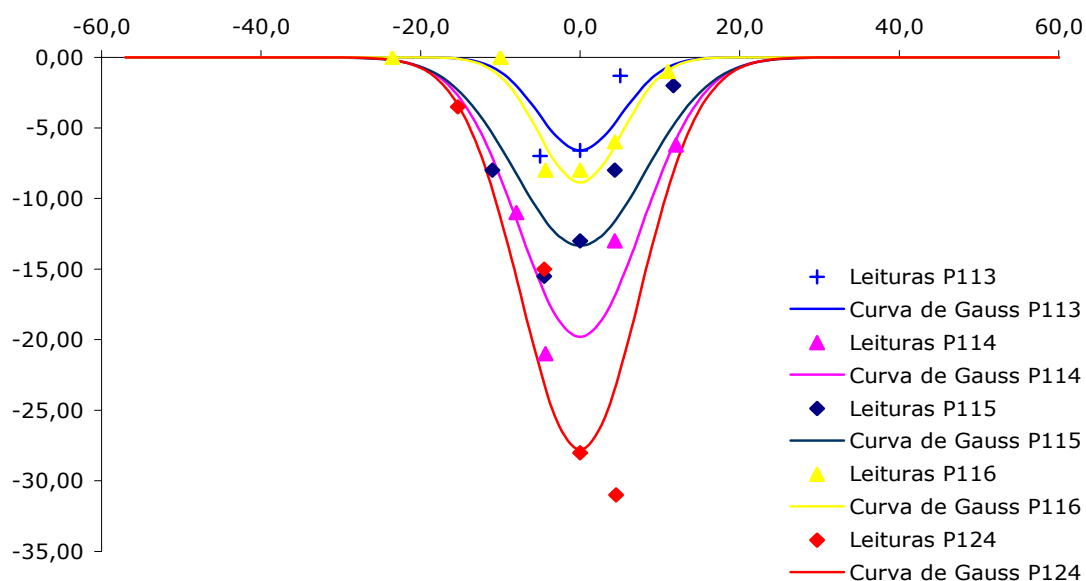


Figura 4.40 Troço 65. Assentamentos observados e bacias de subsidência das secções P113, P114, P115, P116 e P124.

Na Figura 4.41 está representada a classificação dos danos que, com as deformações verificadas seriam expectáveis em edifícios situados nas proximidades das secções dos troços 61 e 65. Apesar das más características geológicas e geotécnicas do maciço onde foram abertas a maioria das secções destes dois troços, não existem secções com danos de categoria superior a 3, tendo-se

verificado que as secções onde a distorção angular e a deformação de tracção máxima são mais elevadas foram escavadas em formações aluvionares.

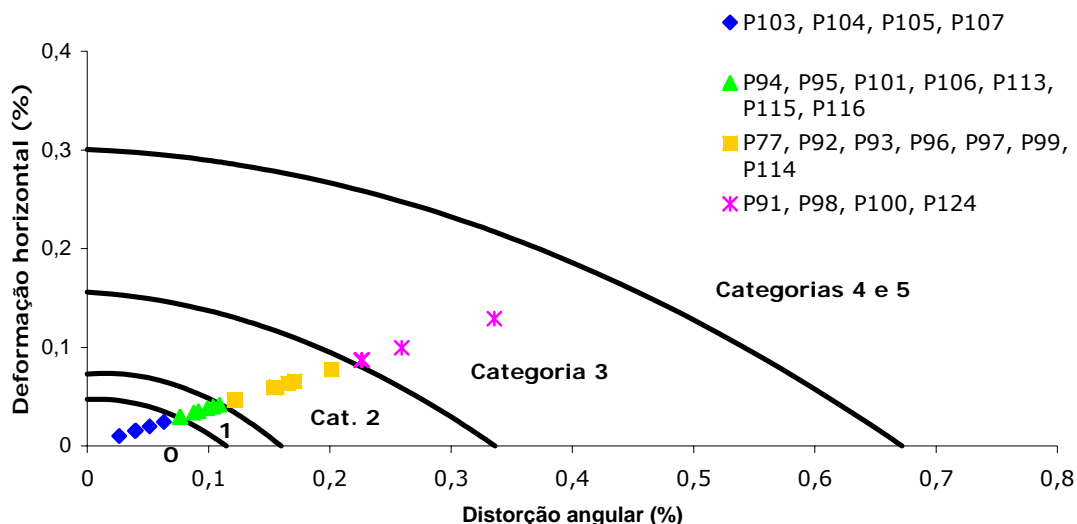


Figura 4.41 Troços 61 e 65. Categoria de danos expectáveis em edifícios situados na vizinhança da obra.

4.4 Prolongamento da Linha Amarela Campo Grande – Poço de Ataque (Calçada de Carriche)

4.4.1 *Descrição da obra*

4.4.1.1 Condições geológicas e geotécnicas

O traçado do prolongamento da Linha Amarela Campo Grande – Poço de ataque (Calçada de Carriche) desenvolve-se a pequena profundidade em zonas da cidade de Lisboa com grande densidade de construção em superfície. O túnel atravessa essencialmente formações Miocénicas, com excepção das secções iniciais do troço 52 onde o túnel se desenvolve no chamado Complexo de Benfica (Oligocénico) e de algumas secções mais superficiais onde o túnel interessa depósitos superficiais.

As formações Miocénicas incluem cinco tipos litológicos diferenciados, constituídos por: i) areias finas a médias com alguns finos (Areias da Quinta do Bacalhau); ii) argilas siltosas e siltes argilosos com algumas intercalações de areia

muito fina e níveis de lumachelas calcárias e de calcários margosos conquíferos (Argilas do Forno do Tijolo); iii) areias finas a muito finas, por vezes, siltosas ou argilosas com níveis de lumachelas calcárias e calcários gresosos (Calcários de Entrecampos); iv) areias finas a muito finas, por vezes, siltosas ou argilosas com níveis de lumachelas calcárias e de calcários gresosos (Areolas da Estefânia); e v) argilas siltosas, por vezes, margosas e siltes argilo-margosos com algumas intercalações de areias finas de lumachelas calcárias e de calcários gresosos e margosos (Argilas dos Prazeres).

O Complexo de Benfica é constituído por margas e arenitos conglomerados argilo-margosos.

Os depósitos superficiais são constituídos por solos finos, areias grossas com areão e seixos rolados e cascalheira de base e aterros arenosos, por vezes, argilosos.

4.4.1.2 Características geométricas e parâmetros do equipamento

No troço Campo Grande – Poço de ataque (Calçada de Carriche) foi utilizado um escudo (EPB/TBM) de fabrico *Lovat*, modelo ME 386 SE (Figura 4.42), com as características seguintes (Melâneo e Jorge, 2002):

- diâmetro exterior - 9,834m
- razão comprimento/diâmetro - 1,020m
- diâmetro interno - 9,809m
- diâmetro do escudo - 9,796m
- comprimento geral - 10,07m
- diâmetro interno das aduelas - 8,800m
- diâmetro externo das aduelas - 9,520m
- comprimento das aduelas - 1,20m



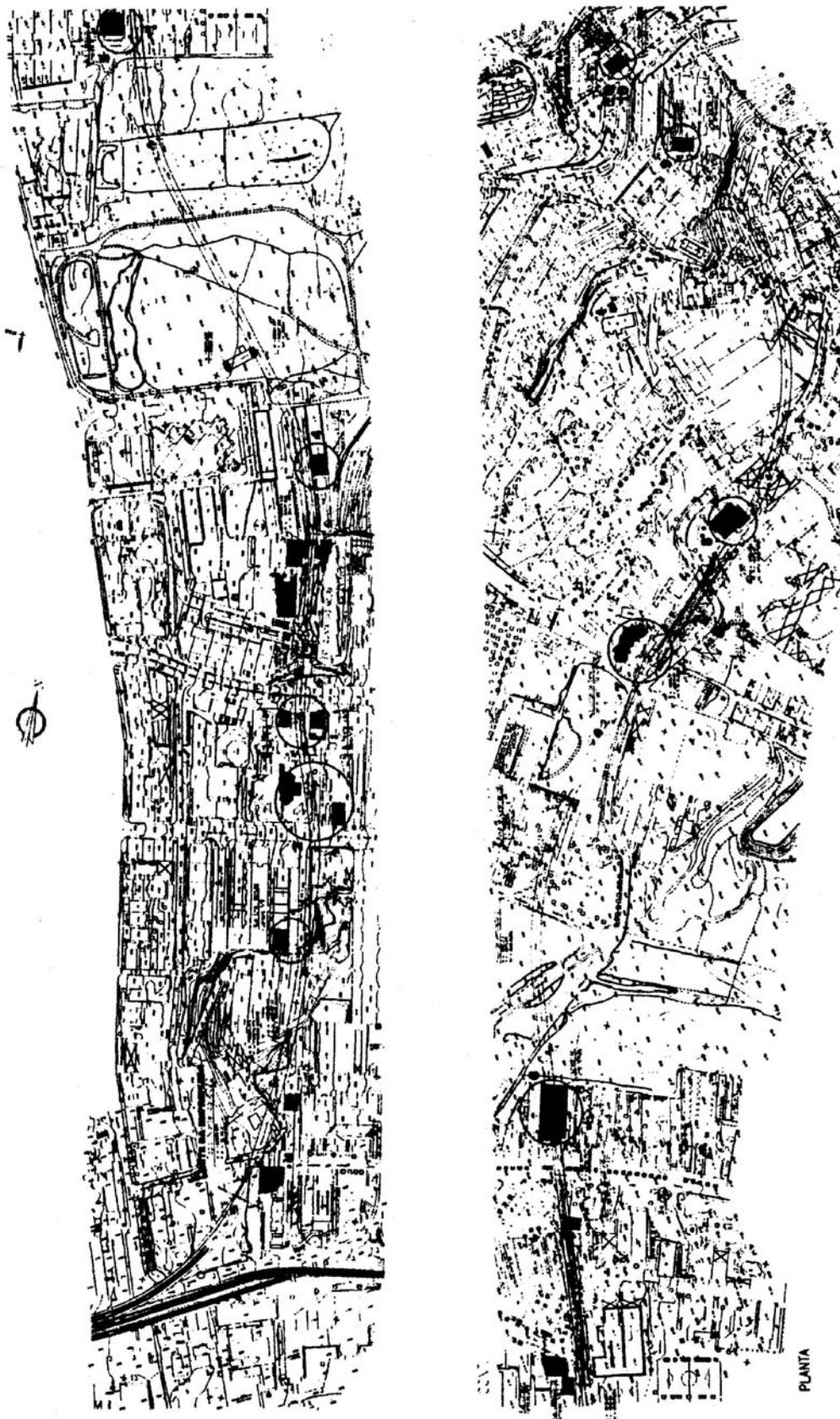
Figura 4.42 Fotografia da tuneladora usada na escavação do troço Campo Grande – Odivelas da Linha Amarela.

4.4.2 Interferências à superfície

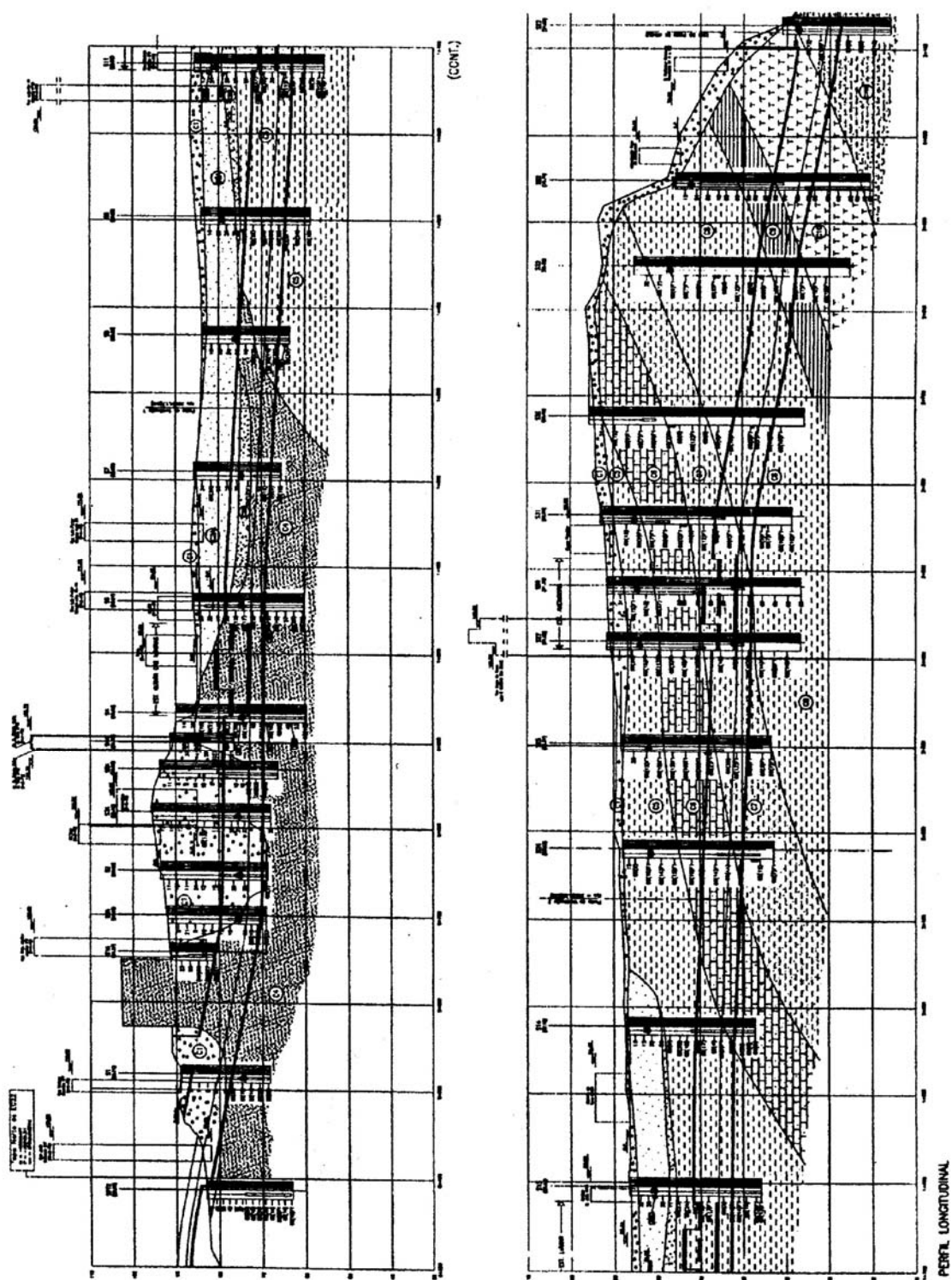
A empreitada de prolongamento da Linha Amarela Campo Grande – Poço de ataque (Calçada de Carriche) é constituída por quatro troços, 49.º, 50.º, 51.º e 52.º, com um comprimento total de 2,70km (Figura 4.43).

Ao longo do traçado em zona urbana, identificaram-se dez situações da passagem do escudo nas proximidades ou sob os edifícios que foram denominadas interferências (Melânio e Jorge, 2002). Os critérios utilizados na definição de interferência estavam relacionados com a existência, na superfície e sobre o eixo do traçado ou nas suas imediações, de edifícios ou outras estruturas, tendo-se considerado para efeito dessa avaliação:

1. passagem superficial ou profunda do escudo relativa à superfície quando os recobrimentos sobre a abóbada da escavação são inferiores ou superiores a dois diâmetros do túnel ($\approx 20\text{m}$);
2. passagem próxima ou muito próxima quando a estrutura ou objecto de análise se encontra a uma distância, na horizontal, fora ou dentro do limite de 1,5 diâmetros do túnel ($\approx 15\text{m}$).



a)



b)

Figura 4.43 a) Planta de localização das secções instrumentadas e b) Perfil longitudinal do prolongamento da linha Amarela Campo Grande – Poço de ataque (Calçada de Carriche)

As zonas denominadas interferências (Quadro 4.7) tiveram um tratamento especial que consistiu, ainda em fase de projecto, na realização de um estudo da previsão dos movimentos do terreno e consequentes danos expectáveis nas estruturas, de modo a prever, em função destes dados, medidas adequadas a cada caso. As referidas medidas (Quadro 4.8) dividiam-se em duas classes:

1. medidas preventivas (onde se incluem as medidas de reforço do maciço envolvente do túnel) para casos considerados *Ligeiros a Moderados* (necessário trabalho adicional e grave perturbação nos serviços instalados nas construções, decorrente das reparações de fissuras em elementos estruturais e das desordens funcionais por empenamento dos caixilhos das portas e janelas, e a ocorrência, provável, da rotura das canalizações);
2. medidas correctivas, "*a posteriori*", para situações *Muito Ligeiras a Desprezáveis* (danos expectáveis nos edifícios, com probabilidade de ocorrência reduzida, para os quais as recomendações referem que serão danos estéticos e facilmente reparáveis).

Para cada interferência foi adoptado um programa de observação particular com instalação de equipamento.

Nas interferências 10, 9, 8, 7, 6, 5, 2.1 e 1.1 as medidas adoptadas previam ainda reparação dos danos (Melâneo, 2000), enquanto nas interferências 4, 3, 2.2 e 1.2 foram adoptadas medidas preventivas de reforço do maciço envolvente do túnel.

Assim, na interferência 4 (R. Luís Pastor Macedo, lote 23 e adjacentes), dada a má qualidade geotécnica do terreno atravessado (Areias da Quinta do Bacalhau e depósitos superficiais) e um recobrimento inferior a um diâmetro, realizaram-se trabalhos de *jet grouting* nos terrenos envolventes ao túnel. Nas interferências 3 (Edifícios da Av. Maria Helena Vieira da Silva) e 2.2 (Edifício da Hemodiálise), também se realizaram, numa primeira fase (entre Setembro e Novembro de 2000), trabalhos de *jet-grouting* de forma a melhorar as características geotécnicas do solo (Areias da Quinta do Bacalhau), formando um "chapéu" sobre a zona do túnel. Estas medidas preventivas consistiram na injeção de caldas de cimento formando colunas de solo-cimento, constituindo, sobre a abóbada e lateralmente aos hasteads do túnel, um arco de terreno melhorado, permitindo a progressão do escudo, limitando as perdas de terreno pela frente e,

consequentemente, as deformações produzidas na superfície pela escavação (Tecnasol FGE, 2002). Esta solução foi privilegiada em detrimento das injeções de compensação, por o traçado do túnel se encontrar algo afastado das edificações e pelo facto de a envolvente geométrica da execução só permitir o tratamento localizado e não abranger a área do edifício, cujo domínio seria o das injeções de compensação (Melâneo, 2000).

Quadro 4.7 Identificação de interferências na passagem do escudo (Melâneo, 2000).

Interferência		Caracterização		Condições Geológicas e Geotécnicas	
N.º	Local	Descrição da estrutura	Passagem do escudo	Complexos	Classe
1	1.1 R. Embaixador Martins Janeira, 9 e adjacentes	Conjunto em banda de edifícios de nove pisos acima do solo, quatro caves, fundações directas, estrutura de betão armado.	Superficial. Próxima do traçado	C1 – aterros arenoso por vezes argilosos	Fraca qualidade
	1.2 Talude Norte das instalações da RTP	Talude vertical com cerca de 11m de altura, reforçado com ancoragens (situação anterior à construção do túnel)	Profunda. Perpendicular ao talude e edifícios da RTP	C4 – “Areias da Quinta do Bacalhau”	Razoável qualidade
2	2.1 Edifício McCann	Edifício de quatro pisos elevados e duas caves, estrutura de betão armado e fundação directa.	Superficial. Próxima do traçado	C1 – aterros arenoso por vezes argilosos	Fraca qualidade
	2.2 Edifício da Hemodiálise	Edifício de um piso elevado e cinco caves, estrutura de betão armado e fundação directa.	Superficial. Muito próxima do traçado	C1 – aterros arenoso por vezes argilosos	Fraca qualidade
3	Edifícios da Av. Maria Helena Vieira da Silva	Edifícios de onze pisos elevados e três caves, estrutura de betão armado, fundação directa.	Superficial. Muito próxima do traçado	C4 – “Areias da Quinta do Bacalhau”	Razoável qualidade
4	R. Luís Pastor Macedo, Lote 23 e adjacentes	Edifícios em banda com sete pisos elevados e uma cave, estrutura de betão armado e fundação directa.	Superficial. Muito próxima do traçado	C2A – depósitos aluvionares/solos finos.	Fraca qualidade
5	Rua Leopoldo de Almeida, 13	Edifícios de catorze pisos, três caves, estrutura de betão armado e fundações directas.	Superficial. Próxima do traçado	C2B – areias grossas com areão e seixos rolados e cascalheira de base	Fraca qualidade
6	Estrada da Torre, 47ª	Edifícios de pequena dimensão em planta, de dois pisos elevados, estrutura de alvenaria e pavilhão oficina de estrutura metálica, fundações directas.	Média profundidade. Sobre o traçado.	C5 – “Argilas do Forno do Tijolo”	Boa qualidade
7	Rua Jorge de Sena (Edifício Santa Clara)	Edifício de grande porte com estrutura de betão armado.	Profunda. Próximo do traçado.	C5 e C6 – “Calcários de Entrecampos”, sobrejacentes ao túnel	Razoável qualidade
8	Escola Primária Ameixoeira	Edifício de dois pisos, sem caves, com estrutura de betão armado.	Profunda. Muito próxima do traçado	C5 e C6 – “Calcários de Entrecampos”, sobrejacentes ao túnel	Razoável qualidade
9	Urbanização Paço da Ameixoeira	Edifício de três pisos, com estrutura de betão armado e fundações directas.		C10 – “Formação de Benfica”	Boa qualidade
10	R. Prof. Barahona Fernandes, 1 e 2	Edifícios moradias em banda com dois pisos e estrutura de betão armado, fundações directas.		C10 – “Formação de Benfica”	Boa qualidade

Quadro 4.8 Medidas adoptadas (Melâneo, 2000).

N.º	Local / Referência	Medidas adoptadas
1	Rua Embaixador Martins Janeira, 9	Reparação dos danos. Programa de observação particular com instalação de equipamento.
	Talude das instalações da RTP	Ancoragens e estruturas de reforço. Programa de observação particular com instalação de equipamento.
2	Edifício McCann	Reparação dos danos. Programa de observação particular com instalação de equipamento.
	Edifício da hemodiálise	Reforço do terreno envolvente ao túnel.
3	Edifícios da Av. Maria Helena Vieira da Silva	Programa de observação particular com instalação de equipamento.
4	Rua Luís Pastor Macedo, Lote 23 e seguintes	
5	Rua Leopoldo de Almeida, 13	Reparação dos danos. Programa de observação particular com instalação de equipamento.
6	Estrada da Torre, 47ª	
7	Rua Jorge de Sena (Edifício Santa Clara)	
8	Escola Primária	
9	Urbanização Paço da Ameixoeira	
10	Rua Prof. Barahona Fernandes, 1 e 2	

A medida adoptada para a interferência 1.2 (Talude Norte das antigas instalações da RTP) foi distinta da anteriormente referida. A passagem do escudo sob o talude poderia introduzir um comportamento anómalo por deformações e descompressão induzidas no maciço do morro. Este talude tem cerca de 10m de altura e é constituído por "Areias da Quinta do Bacalhau". Sobre a superfície do talude, e na espessura correspondente à bancada de calcário, encontrava-se instalado um conjunto de quatro ancoragens pré-esforçadas aplicadas sobre plintos discretos de betão armado. As deformações produzidas repercutir-se-iam no desconfinamento nos bolbos de selagem das ancoragens instaladas e em movimentos que poderiam induzir a fracturação da bancada de calcário, criando condições para a formação de blocos que se poderiam destacar do maciço. A solução adoptada passou pela instalação de ancoragens adicionais com selagem fora da zona de influência da escavação do túnel (Melâneo, 2000).

4.4.3 Análise dos resultados de observação

Neste empreendimento, de um modo geral, os valores obtidos para os assentamentos máximos e para o volume da bacia de subsidência foram menores que os valores mencionados para os troços das linhas Azul e Verde, referenciados na secção anterior.

Segundo o Relatório Final de Instrumentação (Tecnasol, 2002), quando se efectua a comparação entre as deformações ocorridas com os valores previstos em projecto verifica-se que no final das observações (aproximadamente um ano após a passagem da tuneladora) os deslocamentos acumulados em toda a instrumentação foram muito inferiores ao valor mínimo definido de projecto.

A escavação do túnel teve início com o troço 52.º, a partir do poço de ataque situado junto à Estrada do Desvio, na Quinta das Lavadeiras. No início deste troço a obra desenvolveu-se sob um talude que possui depósito de vertente, constituído essencialmente por aterros areno argilosos, com espessura aproximadamente de 5m. Por baixo encontram-se formações Miocénicas estando subjacente o complexo de Benfica. Nos primeiros 200m de escavação (até à secção S10), o túnel desenvolveu-se no complexo de Benfica.

O troço 52.º corresponde à zona da obra com maiores recobrimentos, sendo estes superiores a um diâmetro e meio. Os resultados obtidos para este troço encontram-se resumidos no Quadro 4.9.

Os assentamentos máximos registados neste troço são inferiores a 5,00mm, com excepção das secções S5 e S10. As primeiras secções (S3 a S13) apresentam bacias de subsidência largas como se pode verificar pelos valores de i e K . No entanto, a partir da secção S19, os valores do parâmetro K são coerentes, variando entre 0,31 e 0,59.

De acordo com o Relatório Final de Instrumentação (Tecnasol, 2002), as maiores deformações registadas na secção S5 estão provavelmente relacionadas com actividades de jardinagem praticada no local, uma vez que estas marcas estavam instaladas em terra vegetal, razão pela qual os valores da máxima deformação e do volume da bacia de subsidência nesta secção são tão distintos dos valores registados nas secções adjacentes.

Quadro 4.9 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do troço 52.

Secção	Maciço	Prof. Eixo (m)	Parâmetros da Curva de Gauss						Observações
			$\delta_{vmáx}$ (mm)	i (m)	$K=i/H$	V_a (%)	β (%)	ϵ_n (%)	
S3	Oligocénico Complexo de Benfica	19,00	4,76	17,64	0,93	0,28	0,016	0,006	R. Prof. Barahona Fernandes, 1 e 2 – Interferência 10 (não foram aplicadas medidas preventivas)
S4		22,00	3,01	22,67	1,03	0,22	0,008	0,003	-
S5		24,00	18,44	17,57	0,73	1,07	0,064	0,024	Condomínio Paço da Ameixoeira – Interferência 9 (não foram aplicadas medidas preventivas)
S6		26,20	2,22	22,30	0,85	0,16	0,006	0,002	
S8		28,00	(0,50)*						
S9		29,00	(1,43)*						
S10		29,00	10,00						Paragem da tuneladora
S13	Complexo de Benfica/ Argilas Prazeres	41,40	2,18	9,55	0,23	0,07	0,014	0,005	Junta de Freguesia e Academia de Música
S14	Argilas dos Prazeres	40,60	2,20	8,49	0,21	0,06	0,016	0,006	Garagem Camionetas
S19		39,80	2,67	13,71	0,34	0,12	0,012	0,005	
S20		38,60	2,21	13,06	0,34	0,10	0,010	0,004	
S21		37,00	2,56	19,97	0,54	0,17	0,008	0,003	-
S23		34,60	1,89	15,31	0,44	0,10	0,007	0,003	Jardim de Infância/ Escola Primária – Interferência 8 (não foram aplicadas medidas preventivas)
S24		33,80	2,53	16,10	0,48	0,13	0,010	0,004	
S25	Argilas dos Prazeres/ Areolas Estefânia	33,00	3,11	10,18	0,31	0,10	0,019	0,007	
S26		31,40	1,55	11,75	0,37	0,06	0,008	0,003	
S27	31,40	1,61	14,07	0,45	0,07	0,007	0,003	-	
S28	Areolas Estefânia	30,40	1,23	11,29	0,37	0,05	0,007	0,003	-
S30		30,40	3,91	17,83	0,59	0,23	0,013	0,005	-
S31		30,40	2,84	17,99	0,59	0,17	0,010	0,004	-
S32		28,60	3,15	12,27	0,43	0,13	0,016	0,006	Edifício Santa Clara – Interferência 7 (não foram aplicadas medidas preventivas)
S33		28,60	2,62	15,14	0,53	0,13	0,011	0,004	
S34		28,60	1,83	12,63	0,44	0,08	0,009	0,003	

* - empolamento

Na secção S10, o motivo apresentado para a deformação registada está associado a uma paragem do escudo neste local.

As interferências identificadas no troço 52.º foram alvo de uma monitorização mais apertada, contudo não foram utilizadas quaisquer medidas adicionais de reforço do maciço.

No Quadro 4.10 apresentam-se os valores estimados em projecto para as secções correspondentes às interferências 7, 8, 9 e 10, para os parâmetros assentamento máximo no eixo de simetria, $\delta_{vmáx}$, ponto de inflexão da curva, i , volume da bacia de subsidência por unidade de comprimento de túnel, V_a , máxima distorção angular, β , e máxima deformação de tracção máxima, ε_h , considerando que os movimentos de todas as partículas do solo são dirigidos para o centro do túnel. Comparando estes valores com os obtidos em obra verifica-se que, de um modo geral, as deformações máximas e o volume da bacia de subsidência foram sobre estimados, enquanto os valores do ponto de inflexão da bacia de subsidência verificados em obra foram superiores aos estimados em projecto. Assim, a bacia de subsidência é mais larga do que a estimada em projecto o que leva a que as distorções e as deformações horizontais sejam inferiores às inicialmente previstas.

Quadro 4.10 Valores adoptados em projecto para a análise do risco de danos nas interferências 10, 9, 8 e 7 (Melâneo, 2000).

Interferência		$\delta_{vmáx}$ (mm)		i (m)		V_a (%)		β (%)		ε_h (%)	
N.º	Local	Máx	Min	Máx	Min	Máx	Min	Máx	Min	Máx	Min
10	Rua Prof. Barahona Fernandes, 1 e 2	45	9	8,7	4,5	0,65	0,24	0,313	0,121	0,121	0,047
9	Urbanização Paço da Ameixoeira	11	4	15,0	10,4	0,37	0,19	0,044	0,023	0,017	0,009
8	Escola Primária / Ameixoeira	20	5	11,7	7,2	0,45	0,20	0,104	0,042	0,040	0,016
7	Rua Jorge de Sena (Ed. Sta Clara)	19	13	12,6	11,4	0,70	0,51	0,091	0,069	0,035	0,027

Os danos estimados foram muito superiores aos danos expectáveis de acordo com as deformações verificadas aquando da construção do túnel (Figura 4.44). Os danos expectáveis de acordo com as deformações verificadas encontram-se todos na categoria 0, mesmo para a interferência 10, em que os danos estimados eram mais gravosos e se encontravam nas categorias 2 e 3.

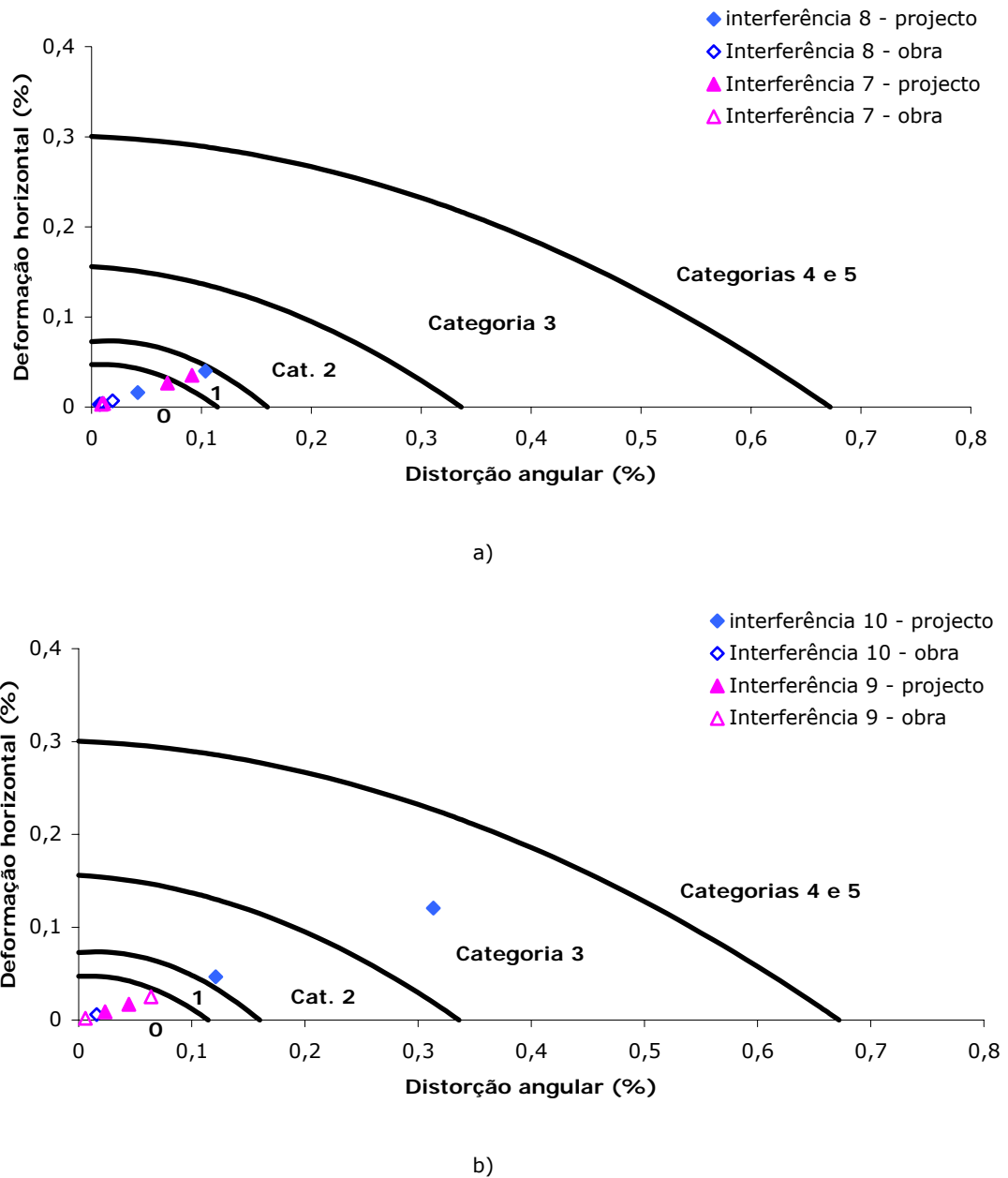


Figura 4.44 Categoria de danos estimados em projecto e verificados em obra para as interferências a) 7 e 8 e b) 9 e 10.

O troço 51 atravessou as formações Miocénicas das Areolas da Estefânia, Argilas dos Prazeres, Calcários de Entrecampos e Argilas do Forno do Tijolo. Com um recobrimento que varia entre 25,0 e 16,4m, este troço apresentou muito pequenos assentamentos, sendo o valor máximo de 2,42mm (Quadro 4.11). O assentamento máximo sobre o eixo do túnel apresenta um valor extremamente baixo. Em muitas secções verificou-se um pequeno empolamento. Este empolamento é característico de um bom controlo da máquina, o ajuste da pressão

na frente deverá ter superado ligeiramente a pressão horizontal exercida pelo maciço, o que representa a situação ideal, uma vez que é a que origina menores assentamentos. O facto de se terem verificado assentamentos tão reduzidos dificultou o cálculo dos restantes parâmetros da curva de Gauss, na medida em que qualquer ligeira interferência, que eventualmente se tenha verificado nas leituras das diversas marcas topográficas, tem um grande impacto na configuração da bacia de subsidência. Ainda assim, verifica-se que o volume da bacia de subsidência apresenta valores extremamente baixos quando comparados com valores tradicionalmente referidos na literatura e mesmo com os valores apresentados na secção 4.3, referentes às linhas Azul e Verde.

Quadro 4.11 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do troço 51.

Secção	Maciço	Prof. Eixo (m)	Parâmetros da Curva de Gauss						Observações
			$\delta_{v\text{máx}}$ (mm)	i (m)	$K=i/H$	V_a (%)	β (%)	ϵ_h (%)	
S36	Areolas da Estefânia	30,00	(0,84)*						-
S37		28,00	(1,12)*						Casa Repouso Inválidos Comércio
S40	Areolas Estefânia/Argilas Prazeres	30,00	(1,82)*						
S45	Calcários Entrecampos	27,00	0,40	2,85	0,11	0,004	0,009	0,003	-
S46		26,50	(1,52)*						-
S47		26,00	(2,45)*						-
S49	Calcários Entrecampos/Argilas Forno Tijolo	22,50	0,50	4,17	0,19	0,01	0,007	0,003	-
S50	Argilas do Forno do Tijolo	22,50	0,93	11,06	0,49	0,03	0,005	0,002	Estrada da Torre, 47A - Interferência 6 (não foram aplicadas medidas preventivas)
S51	Argilas do Forno do Tijolo	22,50	2,42	5,96	0,26	0,05	0,025	0,010	-
S52		21,30	1,53	28,62	1,34	0,14	0,003	0,001	-
S55		21,30	1,10	13,37	0,63	0,05	0,005	0,002	-

* - empolamento

Os valores estimados para a análise do risco de danos para a interferência 6 apresentam-se no Quadro 4.12. Verifica que os danos verificados em obra, que se inseriram na categoria 0, foram muito inferiores aos estimados em projecto, que previam danos de categoria 2-3.

Quadro 4.12 Valores adoptados em projecto para a análise do risco de danos para a interferência 6 (Melâneo, 2000)

Interferência		$\delta_{vmáx}$ (mm)		i (m)		V_a (%)		β (%)		ϵ_h (%)	
N.º	Local	Máx	Min	Máx	Min	Máx	Min	Máx	Min	Máx	Min
6	Estrada da Torre, 47 A	41	18	8,7	7,5	0,98	0,49	0,286	0,110	0,145	0,056

Os parâmetros obtidos para as secções do troço 50 estão indicados no Quadro 4.13.

Quadro 4.13 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do troço 50.

Secção	Maciço	Prof. Eixo (m)	Parâmetros da Curva de Gauss						Observações
			$\delta_{vmáx}$ (mm)	i (m)	$K=i/H$	V_a (%)	β (%)	ϵ_h (%)	
S65	Argilas Forno Tijolo	24,50	2,93	8,89	0,36	0,09	0,020	0,008	-
S67		24,00	4,80	3,05	0,13	0,05	0,095	0,037	Estação do Lumiar Lago
S70		22,00	(3,10)*						
S71		21,50	(4,40)*						-
S72		21,00	10,80						Quinta das Conchas
S73			7,10						
S74			7,30						
S75	Areias Quinta do Bacalhau/ Argilas Forno do Tijolo	19,00	3,41	17,51	0,92	0,20	0,012	0,005	
S76		18,80	4,76	9,01	0,48	0,14	0,032	0,012	
S77		18,00	0,70						
S78	Areias Quinta do Bacalhau	18,00	(14,00)*						-
S79		17,80	(5,30)*						-
S81	Areias Quinta do Bacalhau/ Depósitos superficiais	18,00	6,88	5,61	0,31	0,13	0,074	0,029	-
S82		18,00	2,99	7,32	0,41	0,07	0,025	0,010	-
S83		18,20	(4,21)*						R. Luís Pastor Macedo, Lote 23 e adjacentes – Interferência 4 – <u>reforço do terreno envolvente ao túnel</u>
S85		18,50	0,70						
S86		18,00	(1,11)*						
S87		18,00	8,76	6,09	0,34	0,18	0,087	0,034	-
S88		18,00	4,39	5,83	0,32	0,08	0,046	0,018	-
S89		18,00	9,30						-

* - empolamento

Entre as secções S74 e S77 é feita a passagem geológica entre as Argilas do Forno do Tijolo e as Areias da Quinta do Bacalhau, ocorrendo um assentamento de cerca de 7,00mm na secção S74.

Com excepção da secção S75, que se insere na zona de transição geológica, as bacias de subsidência são estreitas (Figura 4.45) com o valor do parâmetro K a apresentar valores característicos de solos granulares, ou seja, compreendidos entre 0,13 e 0,48.

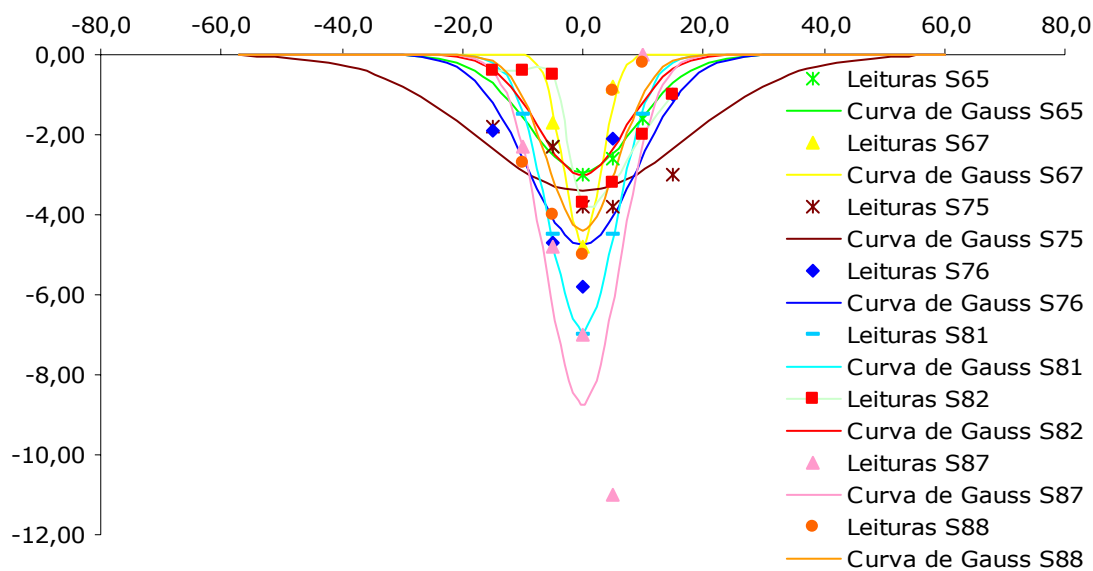


Figura 4.45 Troço 50. Assentamentos observados e bacias de subsidência.

A parte final deste troço, secções S81 a S89, foi aberta num terreno de má qualidade geotécnica (Areias da Quinta do Bacalhau e depósitos aluvionares) e com um recobrimento inferior a um diâmetro. A presença de edifícios entre as secções S83 e S86 (interferência 4) levou à necessidade de reforço do terreno envolvente ao túnel. Assim, realizaram-se trabalhos de *jet grouting* nos terrenos envolventes ao túnel numa extensão de aproximadamente 56m. Esta foi uma medida preventiva que consistiu na injeção de caldas de cimento formando colunas de solo-cimento constituindo, sobre a abóbada e lateralmente aos hasteais do túnel, um arco de terreno melhorado, permitindo a progressão pelo escudo, limitando as perdas de terreno pela frente e, conseqüentemente, as deformações produzidas na frente pela escavação (Tecnasol, 2002). Comparando os valores obtidos para as secções tratadas e não tratadas escavadas no mesmo tipo de maciço constata-se que para as secções tratadas não se verificaram deformações. No entanto, mesmo para as secções não tratadas o assentamento máximo foi reduzido (9,30mm) e o volume da bacia de subsidência apenas 0,20%.

Os valores adoptados em projecto para a análise de risco de danos na interferência 4 apresentam-se no Quadro 4.14. Os danos esperados encontravam-se nas categorias 2 a 4/5. No entanto, com o reforço efectuado, praticamente não ocorreram deformações nestas secções (S83 a S86) e mesmo os valores obtidos para as secções escavadas no mesmo maciço mas não tratadas (S81, S82, S87, S88 e S89) apresentam valores que se enquadram na categoria de danos 0.

Quadro 4.14 Valores adoptados em projecto para a análise do risco de danos para a interferência 4 (Melâneo, 2000)

Interferência		$\delta_{vmáx}$ (mm)		i (m)		V_a (%)		β (%)		ϵ_h (%)	
N.º	Local	Máx	Min	Máx	Min	Máx	Min	Máx	Min	Máx	Min
4	Rua Luís Pastor Macedo, Lote 23 e adjacentes	37	24	6,2	4,7	0,73	0,36	0,362	0,139	0,309	0,119

Os parâmetros das curvas de Gauss que melhor aproximam os deslocamentos registados nas secções do troço 49 estão resumidos no Quadro 4.15.

Neste troço registaram-se deslocamentos muito maiores, que se devem às más características mecânicas dos depósitos superficiais onde foram escavadas muitas das secções. É também possível verificar diferenças de comportamento entre as secções tratadas e não tratadas, em especial nas secções escavadas nos depósitos superficiais. Observam-se grandes deformações nas secções não tratadas, enquanto nas secções tratadas as deformações foram muito pequenas.

Entre 28 de Setembro e 15 de Novembro de 2000, realizaram-se na interferência 3, correspondente à secção S98 (entre dois edifícios), trabalhos de *jet-grouting* de forma a melhorar as características geotécnicas destes solos, formando um chapéu sobre a zona do túnel. Assim, a secção S98 apresentou um assentamento máximo de apenas 3,65mm.

A secção S101 apresenta um assentamento máximo de 33,97mm. Esta secção situa-se na transição das Areias da Quinta do Bacalhau para depósitos superficiais (com piores características geotécnicas), estando também no intervalo entre duas zonas tratadas, o que justifica o valor mais elevado.

Foi nas secções S107, S108 e S109 que se verificaram os maiores assentamentos máximos. Esta situação deveu-se às piores condições geotécnicas encontradas, uma vez que estas deformações ocorreram à saída da interferência 2,

numa zona de aterros arenosos, entre duas zonas tratadas com colunas de solo-cimento. É também nestas secções que se verificam os valores mais altos de V_a , 1,93%, sendo o valor médio deste troço de 0,54%.

Quadro 4.15 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do troço 49.

Secção	Maciço	Prof. Eixo (m)	Parâmetros da Curva de Gauss					Observações	
			$\delta_{vmáx}$ (mm)	i (m)	$K=i/H$	V_a (%)	β (%)		ϵ_n (%)
S97	Areias da Quinta do Bacalhau	16,10	5,28	6,38	0,40	0,11	0,050	0,019	-
S98		17,20	3,65	9,01	0,52	0,11	0,025	0,009	Edifícios da Av. M ^a Helena Viera da Silva – Interferência 3 – <u>reforço do terreno envolvente ao túnel</u>
S101	Depósitos superficiais/Areias Q. Bacalhau	20,00	33,97	8,32	0,42	0,93	0,247	0,095	-
S102		21,10	15,86	10,31	0,49	0,54	0,093	0,036	Edifício Hemodiálise – Interferência 2.2 – <u>Reforço do terreno envolvente ao túnel</u>
S103		21,70	10,84						
S105	Depósitos superficiais	21,10	12,51	10,37	0,49	0,43	0,073	0,028	
S107		21,40	56,53	9,01	0,42	1,68	0,380	0,146	Edifício McCann – Interferência 2.1 Não foram adoptadas medidas preventivas
S108		20,70	83,65	6,69	0,32	1,85	0,758	0,291	
S109		20,70	85,39	6,85	0,33	1,93	0,755	0,290	-
S109A		20,70	29,29	6,56	0,32	0,63	0,271	0,104	Talude Norte das instalações da RTP – Interferência 1.2 – <u>Ancoragens e estruturas de reforço</u>
S109B		20,70	24,68	5,79	0,28	0,47	0,258	0,099	
S109C		20,70	19,98	6,09	0,29	0,40	0,199	0,076	
S110		18,90	20,45	5,26	0,28	0,35	0,236	0,091	-
S111		18,60	11,49	4,38	0,24	0,17	0,159	0,061	R. Embaixador Martins Janeira, 9 e adjacentes – Interferência 1.1 Não foram adoptadas medidas preventivas
S112		18,20	16,15	4,24	0,23	0,23	0,231	0,089	-
S113	Areias da Quinta do Bacalhau	17,10	8,50	5,46	0,32	0,15	0,094	0,036	-
S114		17,10	7,98	3,72	0,22	0,10	0,130	0,050	-
S115		16,40	2,76	5,35	0,33	0,05	0,031	0,012	-
S117		26,10	9,80	10,26	0,39	0,33	0,058	0,022	-
S120		24,30	17,30	1,75	0,07	0,10	0,599	0,230	-

A Figura 4.46 e a Figura 4.47 representam o perfil longitudinal dos deslocamentos verticais medidos na marca M0 das secções S108 e S109 do troço

49.º. As deformações tiveram lugar essencialmente antes de ocorrerem as injecções para preenchimento do vazio criado entre o maciço escavado e o suporte. Após as injecções, que terão ocorrido sensivelmente 10m após a passagem da frente da máquina, as deformações tendem a estabilizar rapidamente.

Embora apresente uma deformação máxima inferior, a secção S101 também se encontra na situação das secções S108 e S109, uma vez que também esta secção se encontra entre duas zonas tratadas.

No Quadro 4.16 apresentam-se os valores adoptados em projecto para a análise do risco de danos para as interferências 3, 2.2, 2.1 e 1.1 e na Figura 4.48 representam-se os danos esperados e as respectivas categorias. Com excepção da interferência 2.1, nas restantes interferências, os danos foram inferiores aos esperados situando-se nas categorias 0 a 2. Apenas na interferência 2.2 foi efectuado um reforço do terreno envolvente. Nas restantes estava previsto a reparação dos danos.

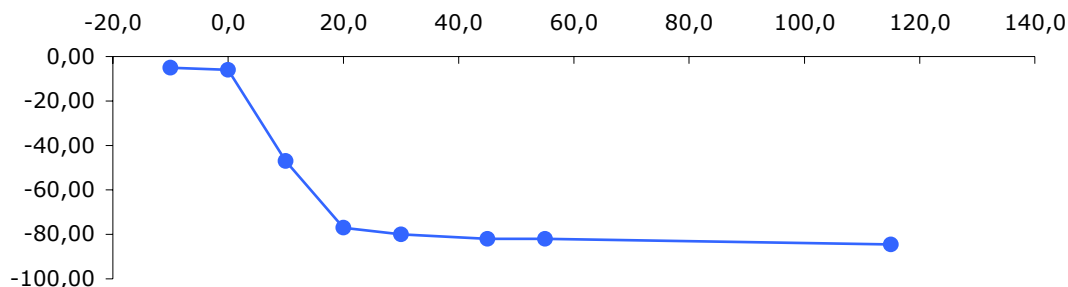


Figura 4.46 Perfil longitudinal dos deslocamentos verticais medidos na marca M0 da secção S108 do troço 49.º.

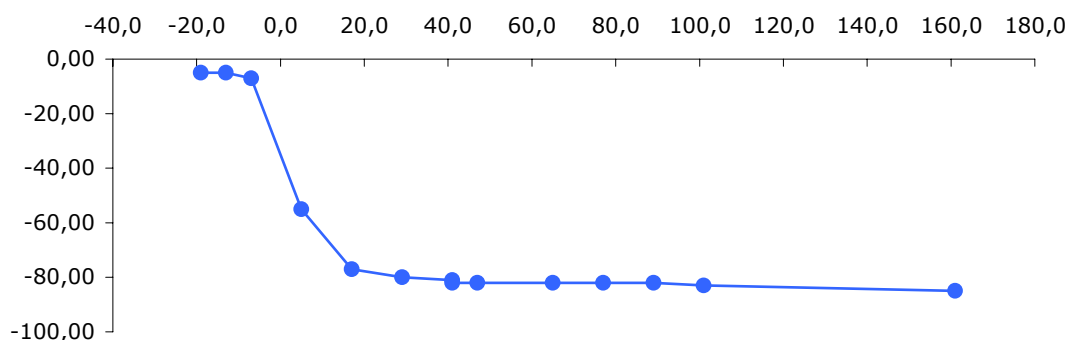


Figura 4.47 Perfil longitudinal dos deslocamentos verticais medidos na marca M0 da secção S109 do troço 49.º.

Quadro 4.16 Valores adoptados em projecto para a análise do risco de danos para as interferências 3, 2.2, 2.1 e 1.1 (Melâneo, 2000)

Interferência		$\delta_{vmáx}$ (mm)		i (m)		V_a (%)		β (%)		ϵ_h (%)	
N.º	Local	Máx	Min	Máx	Min	Máx	Min	Máx	Min	Máx	Min
3	Edifícios Av. Maria Helena Vieira da Silva	64	24	9,6	8,0	1,63	0,73	0,404	0,155	0,182	0,070
2	2.2 Edifício Hemodiálise	55	25	11,5	9,0	1,57	0,93	0,290	0,111	0,168	0,065
	2.1 Edifício McCann	63	24	9,7	8,1	1,62	0,74	0,394	0,151	0,180	0,069
1	1.1 R. Embaixador Martins Janeira, 9 e adjacentes	79	23	6,8	3,3	0,83	0,50	0,704	0,271	0,422	0,162

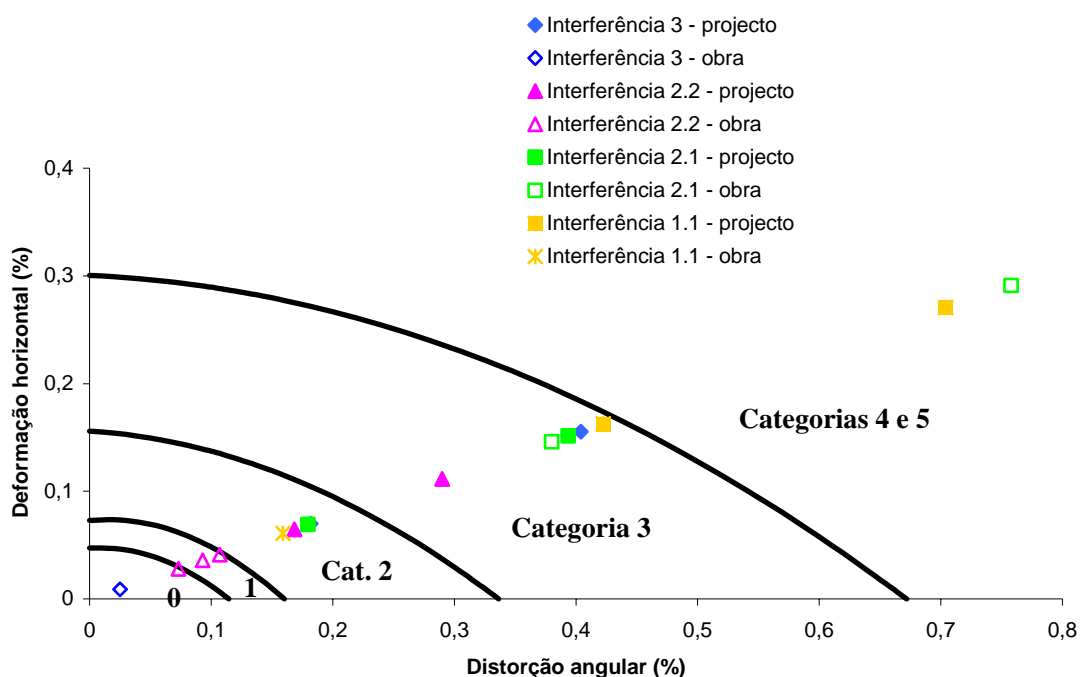


Figura 4.48 Categoria de danos estimados em projecto e verificados em obra para as interferências 3, 2.2, 2.1 e 1.1.

Ao longo do traçado da obra, verificou-se que as menores deformações ocorridas à superfície induzidas pela escavação do túnel ocorreram nos dois primeiros troços (52.º e 51.º), correspondendo às zonas do traçado com maiores recobrimentos, atingindo em alguns sítios superiores a dois diâmetros, sendo a passagem do escudo profunda.

Os valores de deformação registados na instrumentação instalada nas estruturas à superfície foram pequenos, sempre muito abaixo dos valores adoptados para deformação máxima.

Nos últimos dois troços escavados (50.º e 49.º), as perturbações induzidas no maciço em profundidade pela tuneladora foram registados à superfície com

valores diferentes dos registados nos troços anteriores, sendo no troço 49.º onde se registaram maiores deformações à superfície.

4.5 Conclusões

Tendo por base uma análise estatística dos valores obtidos para o volume da bacia de subsidência, V_a , e para o parâmetro $K=i/H$ e agrupando as secções de acordo com o tipo de maciço interessado na obra, foram estabelecidos valores característicos para estes dois parâmetros, essenciais para estimar a curva de Gauss que melhor aproxima a bacia de subsidência. Assim, as secções foram reunidas em três grupos: formações Miocénicas, formações Aluvionares e depósitos superficiais. Para estes três grupos foram definidos os intervalos de variação de V_a e K , sendo excluídos todos os valores excessivamente elevados ou baixos.

O Quadro 4. 17 apresenta os limites superiores e inferiores das amostras consideradas na análise do parâmetro K e o limite superior das amostras consideradas na análise do parâmetro V_a . Esta informação é complementada na Figura 4.49, na Figura 4.50 e na Figura 4.51 que apresentam a variação da distância do ponto de inflexão da bacia de subsidência ao eixo de simetria do túnel, i , com a profundidade do eixo do túnel, H , e na Figura 4.52, na Figura 4.53 e na Figura 4.54 que apresentam a distribuição de V_a com a profundidade H .

Quadro 4. 17 Intervalos de variação dos parâmetros K e V_a , de acordo com o maciço escavado.

Maciço	$K = i / H$		V_a
	Limite inferior	Limite superior	Limite superior
Formações Miocénicas	0,20	0,70	1,00
Formações Aluvionares	0,30	0,50	1,20
Depósitos superficiais	0,25	0,50	1,20

Na análise ao volume da bacia de subsidência apenas não foram considerados dois casos relativos às formações Miocénicas e três casos relativos aos depósitos superficiais. Estas situações dizem respeito a duas secções (P8 e P9) pertencentes ao troço 63, que serviu de troço experimental, onde as injeções de compensação tiveram eficácia reduzida, e a três secções (S107, S108 e S109) do troço 49 que apresentaram valores muito elevados.

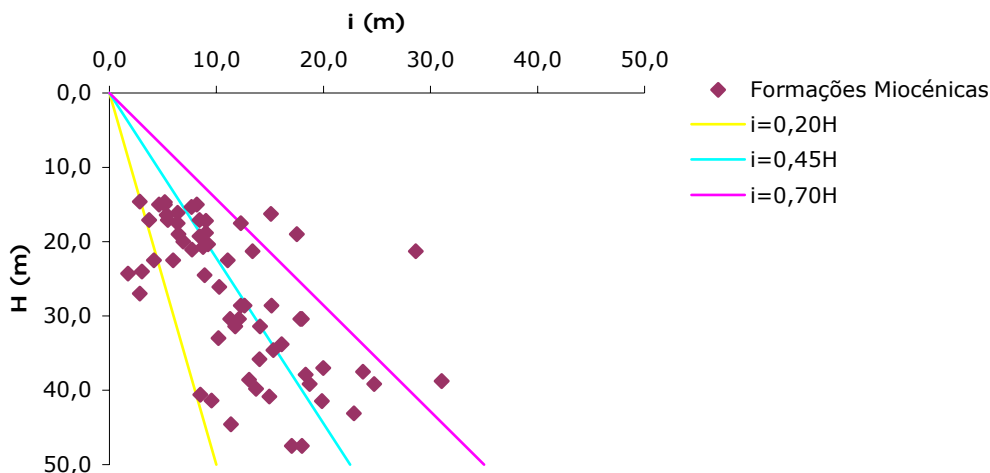


Figura 4.49 Formações Miocénicas. Variação da distância do ponto de inflexão da bacia de subsidência ao eixo de simetria do túnel, i , com a profundidade do eixo do túnel, H .

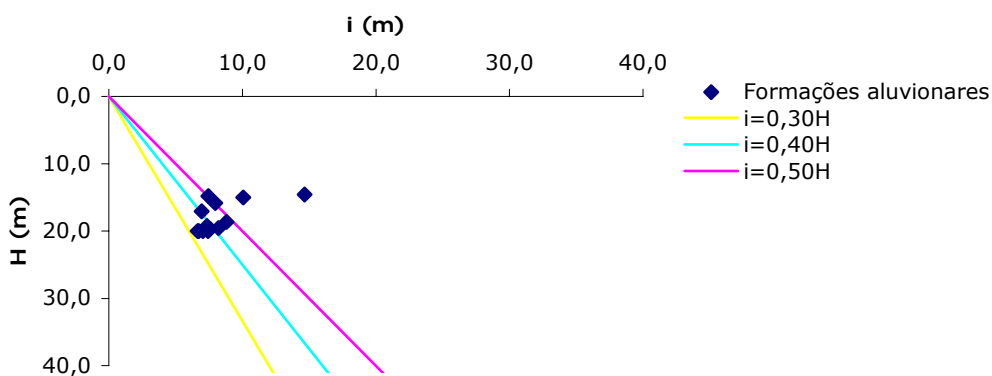


Figura 4.50 Formações Aluvionares. Variação da distância do ponto de inflexão da bacia de subsidência ao eixo de simetria do túnel, i , com a profundidade do eixo do túnel, H .

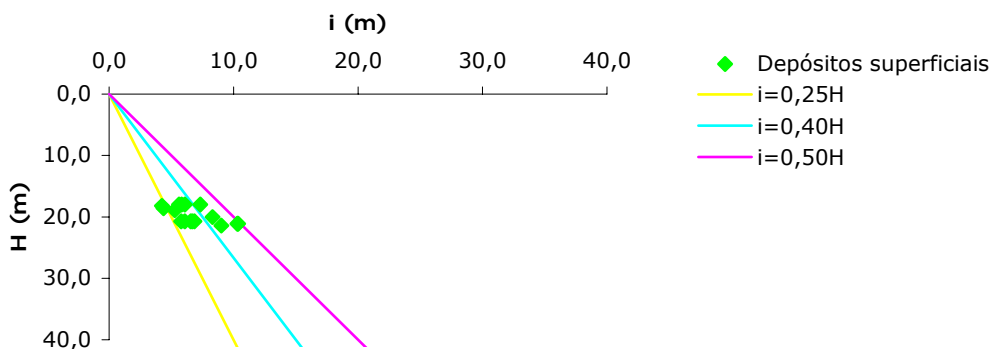


Figura 4.51 Depósitos superficiais. Variação da distância do ponto de inflexão da bacia de subsidência ao eixo de simetria do túnel, i , com a profundidade do eixo do túnel, H .

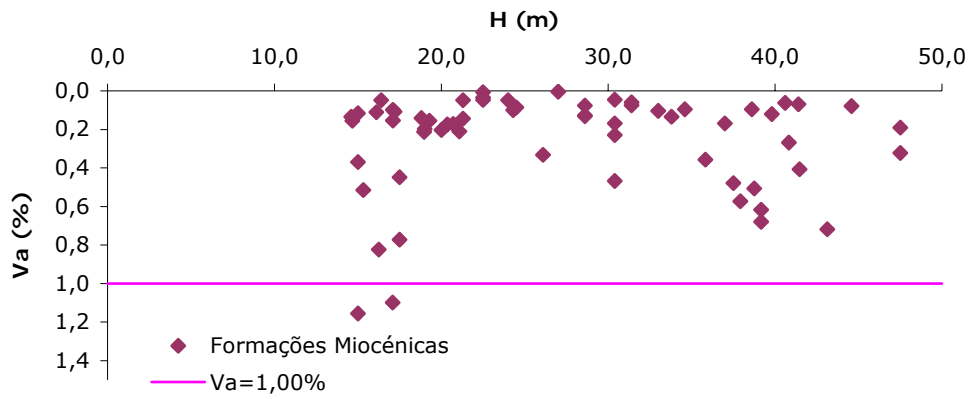


Figura 4.52 Formações Miocénicas. Volume da bacia de subsidência, V_a .

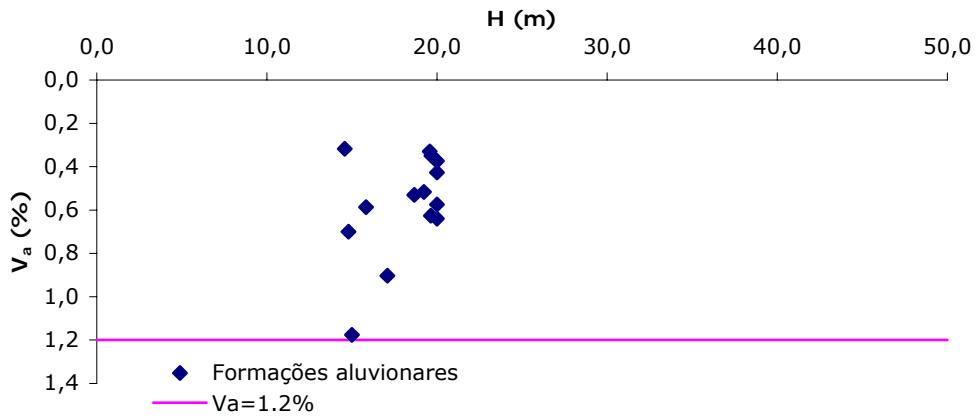


Figura 4.53 Formações Aluvionares. Volume da bacia de subsidência, V_a .

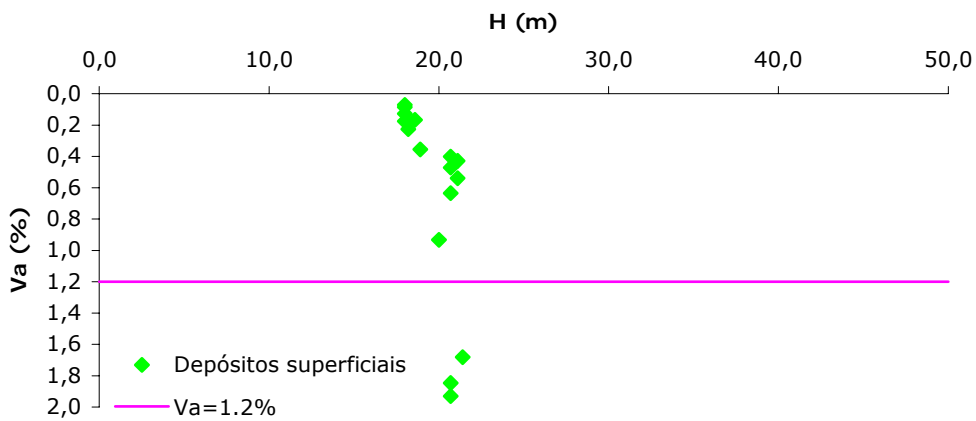


Figura 4.54 Depósitos superficiais. Volume da bacia de subsidência, V_a .

Na análise do parâmetro K não foram considerados os valores excessivamente baixos (três situações nas formações Miocénicas e duas situações

nos depósitos superficiais) nem valores excessivamente altos (quatro situações nas formações Miocénicas e duas nas formações Aluvionares).

Após a definição destes limites, foram calculadas a média e o desvio padrão da amostra e os limites do intervalo de confiança]5%;95%[da média da população de acordo com a distribuição *t de Student*, para os parâmetros V_a e K e para cada uma das formações (Quadro 4. 18 e Quadro 4.19).

Quadro 4. 18 Volume da bacia de subsidência, V_a . Parâmetros estatísticos.

Maciço	n	Média da amostra \bar{X}	Desvio Padrão da amostra s	Limite superior $\bar{X} + t_{0,05} \cdot \frac{s}{\sqrt{n}}$	Limite inferior $\bar{X} - t_{0,05} \cdot \frac{s}{\sqrt{n}}$
Formações Miocénicas	60	0,227	0,205	0,271	0,182
Formações Aluvionares	13	0,529	0,170	0,612	0,445
Depósitos superficiais	13	0,355	0,251	0,478	0,232

Quadro 4.19 $K = i / H$. Parâmetros estatísticos.

Maciço	N	Média da amostra \bar{X}	Desvio Padrão da amostra s	Limite superior $\bar{X} + t_{0,05} \cdot \frac{s}{\sqrt{n}}$	Limite inferior $\bar{X} - t_{0,05} \cdot \frac{s}{\sqrt{n}}$
Formações Miocénicas	54	0,419	0,115	0,445	0,393
Formações Aluvionares	12	0,404	0,060	0,434	0,373
Depósitos superficiais	16	0,343	0,080	0,378	0,308

Com estes valores definiu-se, para cada uma das formações e para uma determinada profundidade e um dado diâmetro, os limites superior e inferior da bacia de subsidência. É também possível estimar a máxima distorção angular ou a máxima deformação de tracção com vista a determinar a categoria de danos expectáveis para determinada secção.

Assim, nas figuras seguintes (Figura 4.56, Figura 4.57 e Figura 4.58) representam-se, para cada uma das formações analisadas e para uma profundidade de 20m, nas formações Miocénicas e Aluvionares, e de 21m, nos depósitos superficiais, e um diâmetro de 9,71m para todas as formações, os limites das respectivas bacias de subsidência e os valores observados obtidos para secções com esse diâmetro e a essa mesma profundidade.

Para determinar os limites superior e inferior das bacias de subsidência foram traçadas, para cada formação geológica, as quatro curvas resultantes da conjugação dos limites máximos e mínimos obtidos para os intervalos de confiança do volume da bacia de subsidência e de K , como se exemplifica na Figura 4.55. Através da intersecção das curvas facilmente se obtém o contorno da região do intervalo de confiança de 90%.

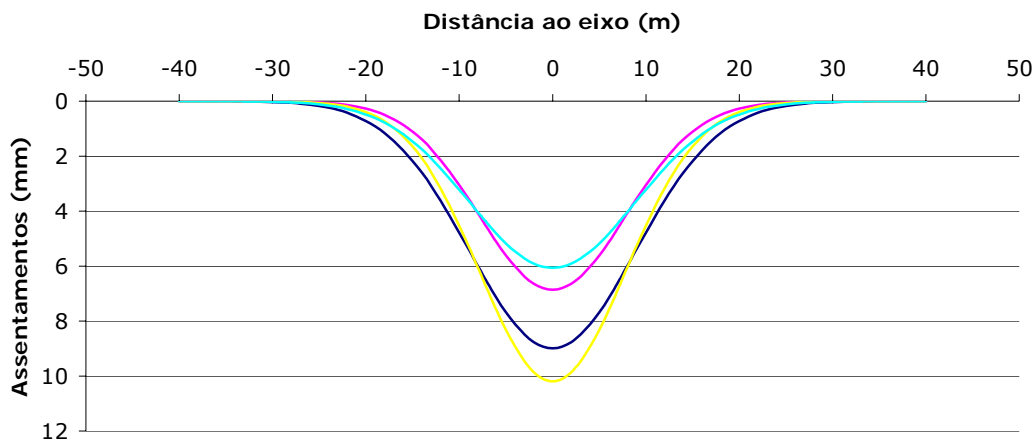


Figura 4.55 Formações Miocénicas. Bacias de subsidência obtidas através da conjugação dos limites dos intervalos de confiança de V_a e K .

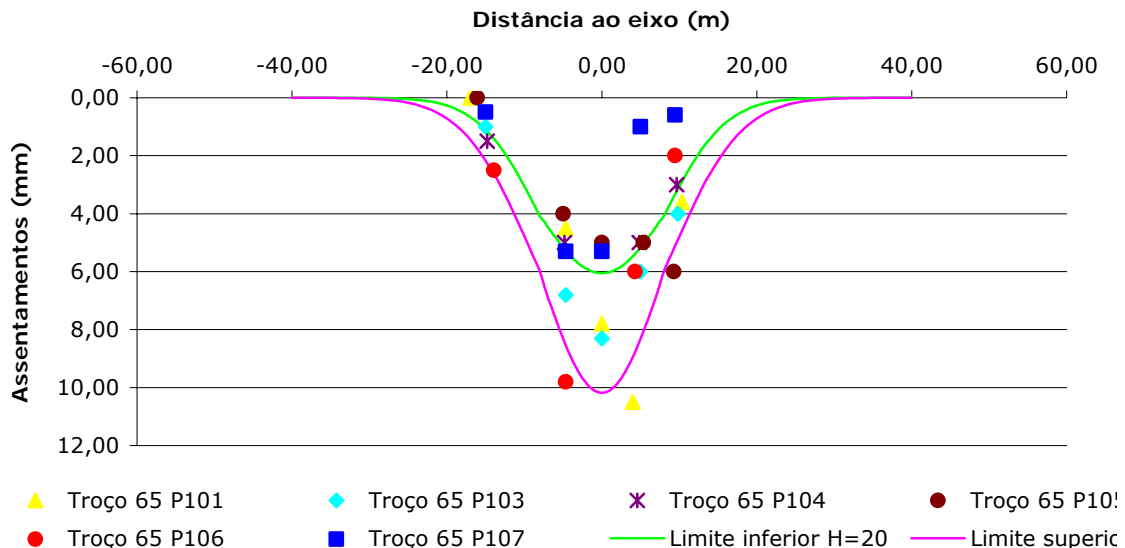


Figura 4.56 Formações Miocénicas. Limites do intervalo de confiança de 90% da bacia de subsidência para uma profundidade $H = 20\text{m}$ e um diâmetro $D = 9,71\text{m}$.

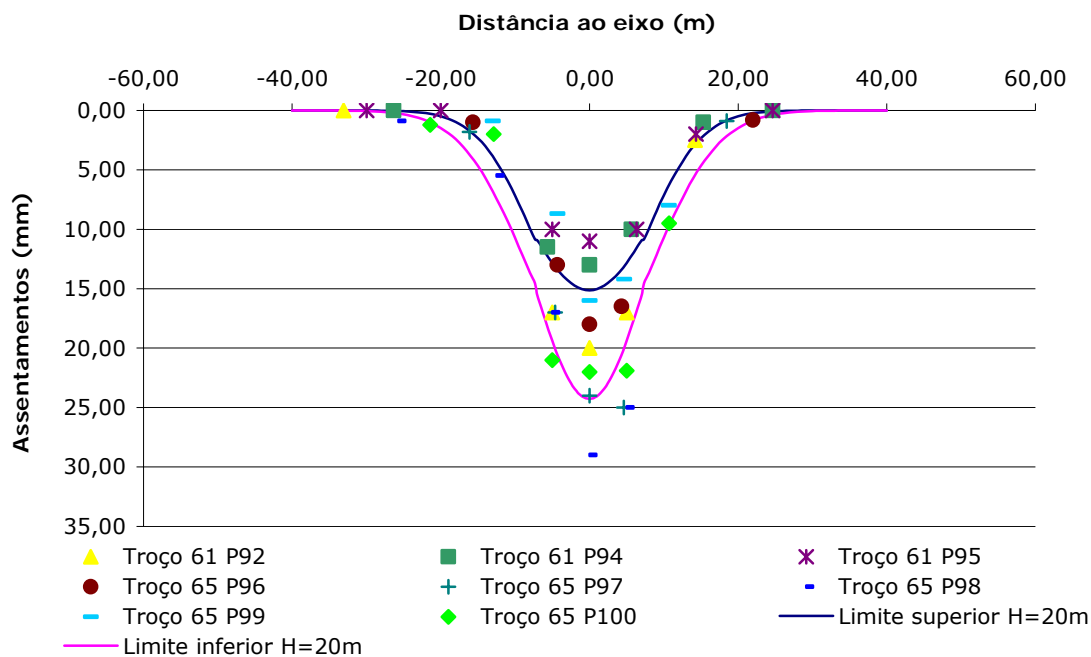


Figura 4.57 Formações Aluvionares. Limites do intervalo de confiança de 90% da bacia de subsidência para uma profundidade $H = 20\text{m}$ e um diâmetro $D = 9,71\text{m}$.

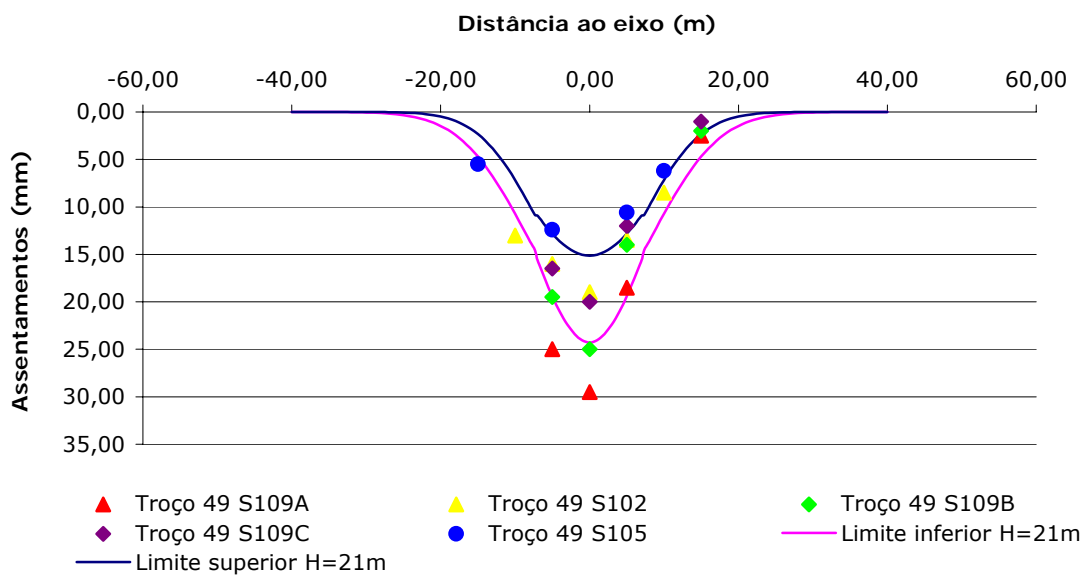


Figura 4.58 Depósitos superficiais. Limites do intervalo de confiança de 90% da bacia de subsidência para uma profundidade $H = 21\text{m}$ e um diâmetro $D = 9,71\text{m}$.

A maioria dos valores das deformações registadas pelas marcas superficiais das secções em causa, e tal como esperado, encontram-se dentro do intervalo de confiança definido, comprovando a validade do intervalo estimado (Figura 4.56, Figura 4.57 e Figura 4.58).

Capítulo 5

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DOS TÚNEIS ESCAVADOS SEQUENCIALMENTE

5.1 Introdução

Neste capítulo é analisado o comportamento de alguns dos túneis do Metropolitano de Lisboa escavados sequencialmente. Os resultados aqui compilados dizem respeito à Linha Vermelha (Término da Estação Alameda II e Término do Oriente), ao prolongamento da Linha Verde Campo Grande – Telheiras, ao prolongamento da Linha Amarela Campo Grande – Odivelas (Término de Odivelas) e ao prolongamento da Linha Azul Pontinha – Amadora Este (Túnel de Alfoanelos e Túnel da Falagueira).

Estes túneis, cuja construção decorreu entre 1996 e 2003, foram abertos em maciços de características diversas. Os túneis do Término da Estação Alameda II, Término do Oriente e prolongamento da Linha Verde intersectam formações Miocénicas. O prolongamento da Linha Amarela foi escavado nas formações de Benfca e o Túnel de Alfoanelos foi aberto em duas zonas distintas – bancada dos “Calcários de Alfoanelos” e “Formação de Benfca”. Por último, o Túnel da Falagueira foi construído no Complexo Vulcânico de Lisboa. Os recobrimentos de terras sobre as abóbadas apresentam valores compreendidos entre 4,3m e 33,5m.

Em cada secção deste capítulo é feita uma breve apresentação de cada obra, referidas as características geométricas, as condições geológicas e geotécnicas e particularidades do método construtivo, e apresentados e analisados os resultados de observação.

5.2 Linha Vermelha Alameda – Oriente

A construção da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa inseriu-se no Plano de Expansão da Rede (PER II) e foi concluída em 1998. Esta linha é constituída por seis troços, sete estações e dois términos de inversão localizados em ambas as extremidades. Este empreendimento integrou quatro empreitadas diferentes, das quais são aqui apresentadas duas: o denominado Nó da Alameda e o troço 96.º. O Nó da Alameda compreendeu a realização da nova Estação Alameda II, duma galeria de correspondência e sub-estação de tracção, a ampliação da estação Alameda I e de um conjunto de túneis que incluem o término provisório (Almeida e Sousa *et al.*, 2001). O troço 96.º correspondeu à execução do Término do Oriente, que inclui os Túneis dos Ventiladores, DMC Norte e Sul, Zona do Pessoal de Tracção e Término.

5.2.1 *Término da Estação da Alameda II*

5.2.1.1 Descrição da obra

- Características geométricas

O túnel do Término da Estação Alameda II (Figura 5.1) tem um comprimento de 165m e um recobrimento que varia continuamente, desde um valor máximo de cerca de 30m (na zona do tímpano) até um valor mínimo de 14m.

Tendo em conta o futuro prolongamento da linha em direcção à Praça do Marechal Saldanha, actualmente em construção, com a pendente máxima ascendente e de modo a dotar a via de uma pendente descendente mínima, na direcção do tímpano, de forma a assegurar a paragem das composições em segurança, o túnel apresenta três secções transversais tipo, de dimensões decrescentes do tímpano para a estação, correspondendo a cada uma delas, respectivamente, um volume de escavação por metro linear de: 73,10m³ (9,947m de altura e 10,027m de largura), 68,5m³ (9,448m e 9,895m) e 64,2m³ (8,947m e 9,790m) (Almeida e Sousa *et al.*, 2001).

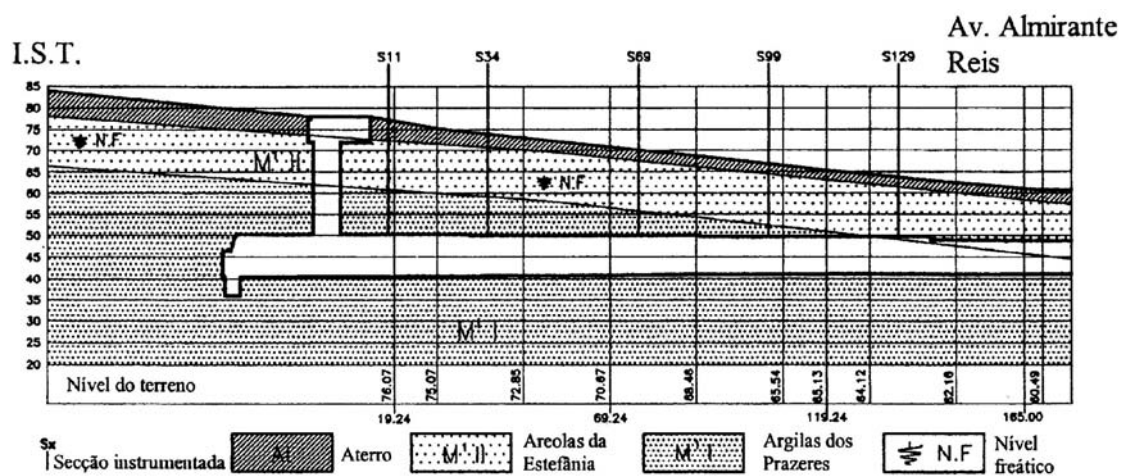


Figura 5.1 Secção longitudinal do túnel do Término da Estação Alameda II (Malato *et al.*, 1998)

- Condições geológicas e geotécnicas

Os trabalhos de prospecção mecânica com vista à caracterização dos terrenos interessados pela construção do túnel identificaram a presença, ao longo de todo o traçado, de uma camada de aterro superficial que recobre uma sequência de típicas formações do Miocénico marinho de Lisboa, denominadas “Areolas da Estefânia” e “Argilas dos Prazeres” (Malato *et al.*, 1998). Subjacente aos materiais de aterro, bastante heterogéneos e, fundamentalmente, areno-argilosos, ocorre a formação “Areolas da Estefânia” de espessura quase constante (11 a 12m) ao longo de todo o túnel. Esta formação, que intersectou o túnel nos seus metros finais, é constituída por areias micácias silto argilosas de granulometria predominantemente fina, com intercalações de cascalho. Durante a construção do poço de ventilação, foi ainda detectada, na base desta unidade, a presença de uma camada com cerca de 1m de espessura de areias muito finas incoerentes. Por fim, ocorre a formação “Argilas dos Prazeres”, na qual o túnel foi quase inteiramente escavado, constituída por sedimentos finos argilo-siltosos.

- Processo construtivo

A sequência de escavação e colocação da estrutura de suporte inicial, prevista em projecto, encontra-se esquematizada na Figura 5.2.

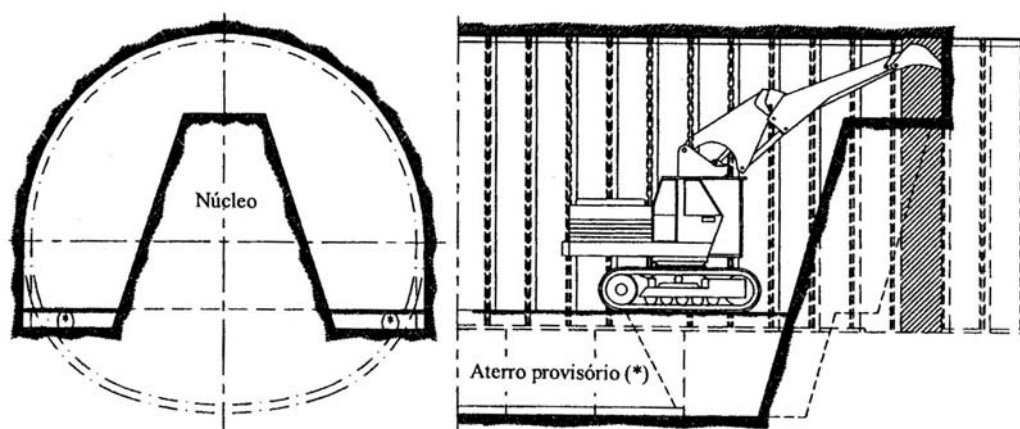


Figura 5.2 Término da Estação Alameda II. Faseamento construtivo. (Malato *et al.*, 1998).

O projecto previa, para cada ciclo de avanço, que a escavação da abóbada e hasteais se processasse em duas ou três etapas de 1m, sendo mantido um núcleo central para apoio da frente de escavação. No final de cada etapa, procedia-se à colocação de uma cambota metálica e era executada a primeira camada de betão projectado de 0,15m de espessura. Após cada ciclo de avanço era colocada a malha electrossoldada, permitindo a conclusão do suporte primário com a execução da segunda camada de betão projectado, agora com 0,05m de espessura. O projecto contemplava ainda a aplicação de uma camada de betão projectado (0,05m) na frente de escavação. Por fim, era escavado o núcleo central, deixando-o com cerca de 4m de comprimento na base, ao nível do aterro provisório, e 6m ao nível da geratriz inferior do túnel, sendo a escavação da soleira executada em etapas de 2,40m. A estrutura de suporte inicial era fechada em etapas de 2,40m que compreendiam a escavação da soleira, a aplicação da primeira camada de betão projectado, seguida da colocação da malha electrossoldada e da aplicação da segunda camada de betão projectado (Almeida e Sousa *et al.*, 2001).

Esta sequência construtiva dava origem a uma distância máxima entre a frente de escavação e a secção tubular fechada de cerca de 8,40m. Contudo, a observação do comportamento do maciço, aquando da escavação do túnel, conduziu à alteração do faseamento construtivo proposto em projecto. Após os primeiros 40m de escavação do túnel, em que se verificaram apenas pequenas deformações, assim como ausência de qualquer problema de estabilidade, foi abandonado o faseamento construtivo previsto em projecto, fecho da secção

tubular a uma distância máxima de aproximadamente 8,40m da frente de escavação. O novo faseamento construtivo veio aumentar o número de etapas de cada ciclo de avanço, atrasando a escavação da soleira e, conseqüentemente, aumentando a distância da frente de escavação à secção tubular fechada, que chegou a ser da ordem dos 15m.

No entanto, quando a escavação atingiu a formação das “Areolas da Estefânia” e, pelo facto de se ter detectado na zona de contacto entre esta camada e as “Argilas dos Prazeres” a existência de um material fino sem coesão, que não oferecia boas condições de execução, foi necessário recorrer a um tratamento do maciço. O tratamento foi feito recorrendo a microestacas, que eram constituídas por um tubo de aço. Tinham 9m de comprimento e afastamento entre eixos de 0,30m, sendo dispostas de modo a constituírem uma protecção da abóbada e dos hasteais durante a respectiva execução. A inclinação das microestacas foi ajustada tendo em conta as condições locais.

O revestimento definitivo, executado em betão moldado e após abertura total do túnel, tem uma espessura de 0,40m.

- Observação da obra

O programa de observação da obra, para acompanhamento dos efeitos da escavação no maciço envolvente, teve em conta as condições geológicas e geotécnicas, a ocupação superficial ao longo do traçado e as características do túnel. Assim, este plano definiu a criação de cinco secções principais de observação com um espaçamento de 30m, das quais se apresenta um corte tipo na Figura 5.3.

Para controlo dos deslocamentos verticais no maciço foram colocadas 7 marcas superficiais: uma sobre o eixo e as restantes dispostas simetricamente com afastamentos de 5m, além de uma marca profunda a cerca de 3 a 3,5m da geratriz da abóbada do túnel. Para controlo das convergências e dos deslocamentos no interior do túnel recorreu-se a 3 marcas de convergência colocadas nos hasteais e no tecto, o mais próximo possível da frente de escavação.

Entre cada uma das secções principais de observação foi ainda colocado um ponto adicional de auscultação (marca superficial sobre o eixo).

A frequência das leituras estava dependente da distância da secção de medição em relação à frente de trabalho. Assim, para controlo dos deslocamentos verticais, realizaram-se leituras diárias nas secções de medição anterior e posterior à frente de escavação. Quando a frente de escavação ultrapassava a secção de medição seguinte a frequência das leituras diminuía, passando de diária a semanal. Para controlo das convergências, foram efectuadas leituras diárias desde o instante de colocação das marcas até a uma variação inferior a 1mm durante 4 dias consecutivos, momento a partir do qual passavam a semanais até ocorrer a estabilização final.

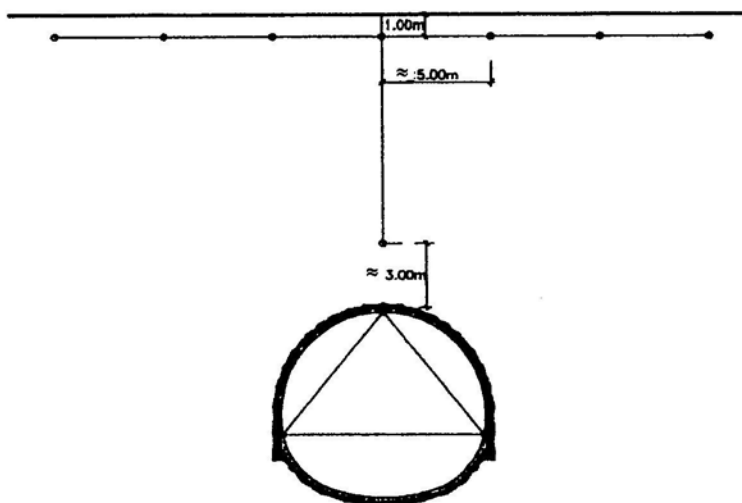


Figura 5.3 Término da Estação Alameda II. Localização dos dispositivos de observação instalados nas secções principais. (Almeida e Sousa *et al.*, 2001).

5.2.1.2 Análise dos resultados de observação

Durante a construção do túnel, verificou-se que o comportamento de todas as marcas – superficiais e profundas – dispostas ao longo do traçado foi qualitativamente semelhante (Almeida e Sousa *et al.*, 2001). A análise da Figura 5.4 permite constatar que os assentamentos têm início cerca de 10 a 15m antes de a respectiva secção ser atingida, sendo ligeiramente menores no ponto situado mais perto da abóbada do que à superfície, o que pode pressupor a existência de uma zona de compressão adiante da frente de escavação. Em seguida, verifica-se um crescimento dos assentamentos, especialmente na marca profunda, com a

passagem da frente de escavação. Contudo, com o fecho do arco na soleira, os assentamentos tendem a estabilizar.

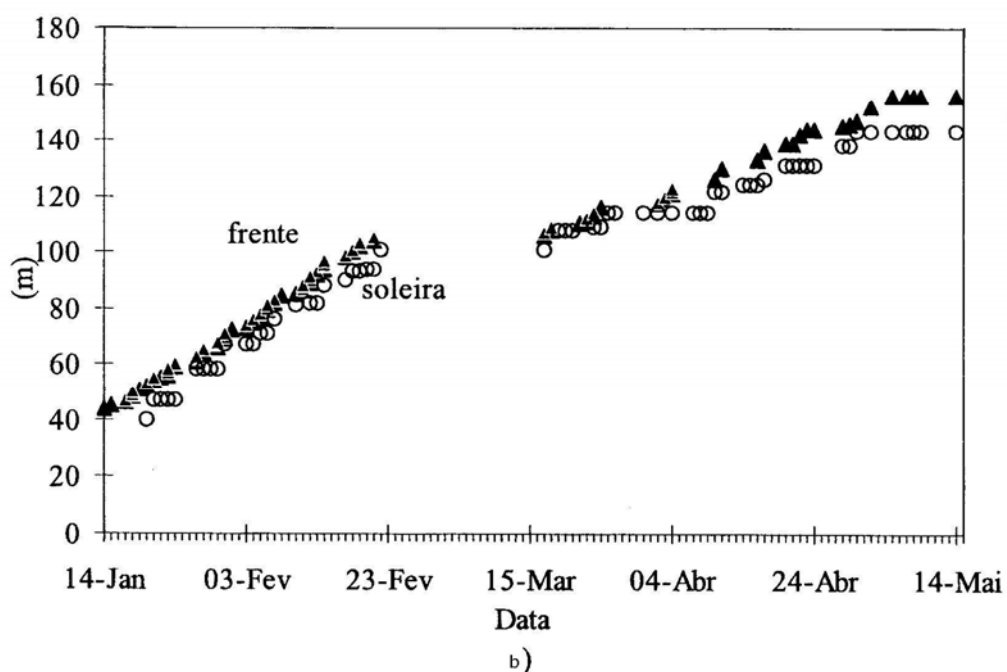
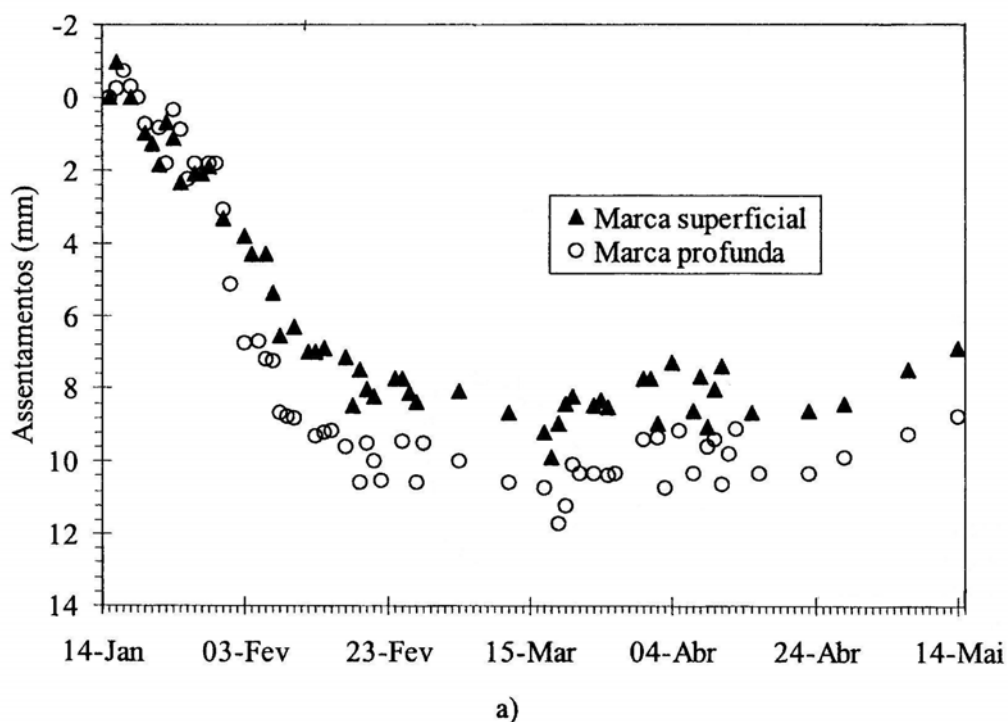


Figura 5.4 Resultados da observação: a) evolução no tempo dos assentamentos medidos nas marcas situadas sobre o eixo de simetria do túnel na secção S69; b) evolução da posição da frente de escavação e do fecho da soleira (Almeida e Sousa *et al.*, 2001).

É curioso verificar que nas últimas campanhas de medição se detectou, em quase todas as marcas, um levantamento de cerca de 1,5 a 2mm que tende a atenuar a grandeza do assentamento inicialmente verificado. Estes pequenos levantamentos poderão estar associados a uma possível dissipação dos excessos negativos da pressão de água nos poros gerados, provocando a expansão do solo, logo a subida do terrapleno.

Na Figura 5.5 apresenta-se a evolução ao longo do traçado do túnel dos assentamentos máximos medidos nas marcas localizadas sobre o eixo de simetria. A sua observação permite constatar um aumento dos assentamentos a partir da secção S34. Tal facto é uma consequência do aumento do comprimento das etapas de escavação e do atraso na escavação da soleira, com o consequente aumento da distância da frente de escavação à secção tubular fechada. Contudo, quando o processo construtivo previsto foi retomado e, em associação com o tratamento empregue quando a escavação se processou na unidade das "Areolas da Estefânia" (últimos 60m do túnel), foi possível assistir novamente a uma diminuição da magnitude dos assentamentos.

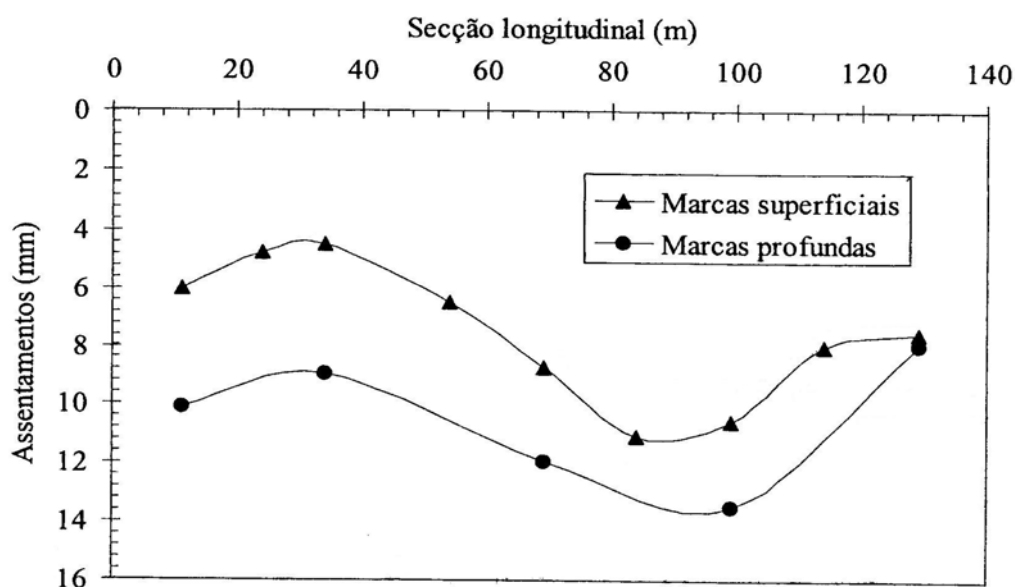


Figura 5.5 Evolução ao longo do traçado do túnel dos assentamentos máximos medidos nas marcas profundas e nas marcas superficiais localizadas sobre o eixo de simetria (Almeida e Sousa *et al.*, 2001).

As distribuições dos assentamentos superficiais, nas cinco secções de observação principais, foram aproximadas por curvas de Gauss, como se mostra na Figura 5.6 para o caso da secção S99.

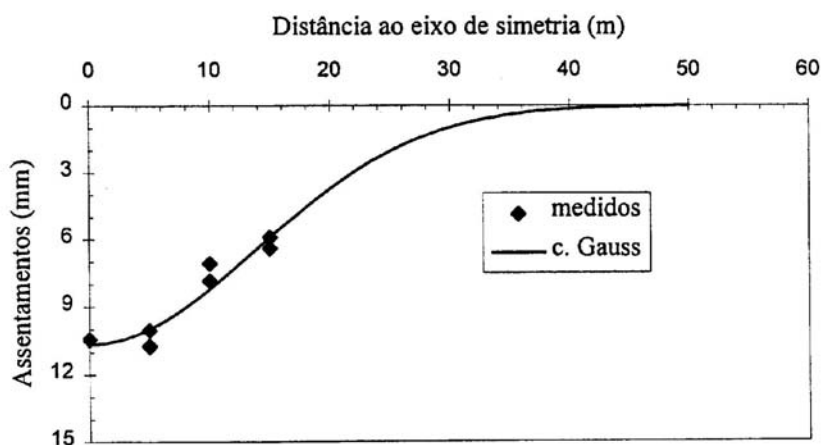


Figura 5.6 Término da Estação da Alameda II. Assentamentos observados e bacias de subsidência da secção S99.

No Quadro 5.1 incluiu-se os valores obtidos do assentamento máximo ($\delta_{v\text{máx}}$), da distância do ponto de inflexão da curva ao eixo de simetria (i), da relação desta distância e a profundidade do eixo do túnel (K), e do volume da bacia de subsidência (V_a), expresso em percentagem do volume total do túnel (V_t). No mesmo quadro, incluiu-se os valores da distorção angular máxima (β), e da deformação máxima de tracção (ϵ_h), esta última obtida considerando que os movimentos de todas as partículas do solo são dirigidos para o centro do túnel.

A análise dos resultados apresentados no quadro anterior permite verificar que:

1. os assentamentos máximos à superfície não atingiram os 10mm, exceptuando a secção S99, onde foram máximos o comprimento das etapas de escavação e o atraso da escavação da soleira;
2. o volume da bacia de subsidência por unidade de comprimento do túnel, expresso como uma percentagem de solo escavado, variou entre 0,25 e 0,54%, correspondendo este último valor à secção S99 onde foi máximo o atraso a que o suporte inicial foi fechado na soleira;
3. em todas as secções, o valor de K foi superior a 0,5, dando origem a bacias de subsidência relativamente largas;

4. os valores da distorção angular máxima e da deformação de tracção máxima resultantes da escavação do túnel são muito baixos.

Quadro 5.1 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do término da Estação Alameda II.

Secção	Maciço	Prof. Eixo (m)	Parâmetros da Curva de Gauss					
			$\delta_{vmáx}$ (mm)	i (m)	$K=i/H$	V_a (%)	β (%)	ϵ_h (%)
S11	Argilas dos Prazeres	32,00	6,30	16,32	0,51	0,35	0,024	0,009
S34		30,00	4,56	16,18	0,54	0,25	0,017	0,007
S69		25,25	8,90	14,40	0,57	0,46	0,044	0,017
S99		23,00	10,68	13,78	0,60	0,54	0,047	0,018
S129		19,75	7,27	14,60	0,74	0,41	0,030	0,012

Na Figura 5.7 apresentam-se as categorias dos danos expectáveis para as secções deste troço, de acordo com os resultados de observação obtidos. A classificação foi efectuada de acordo com a tabela proposta por Boscardin e Cording (1989) e complementada com as recomendações da AFTES (1995) que se reproduziu no Quadro 4.2 do capítulo anterior.

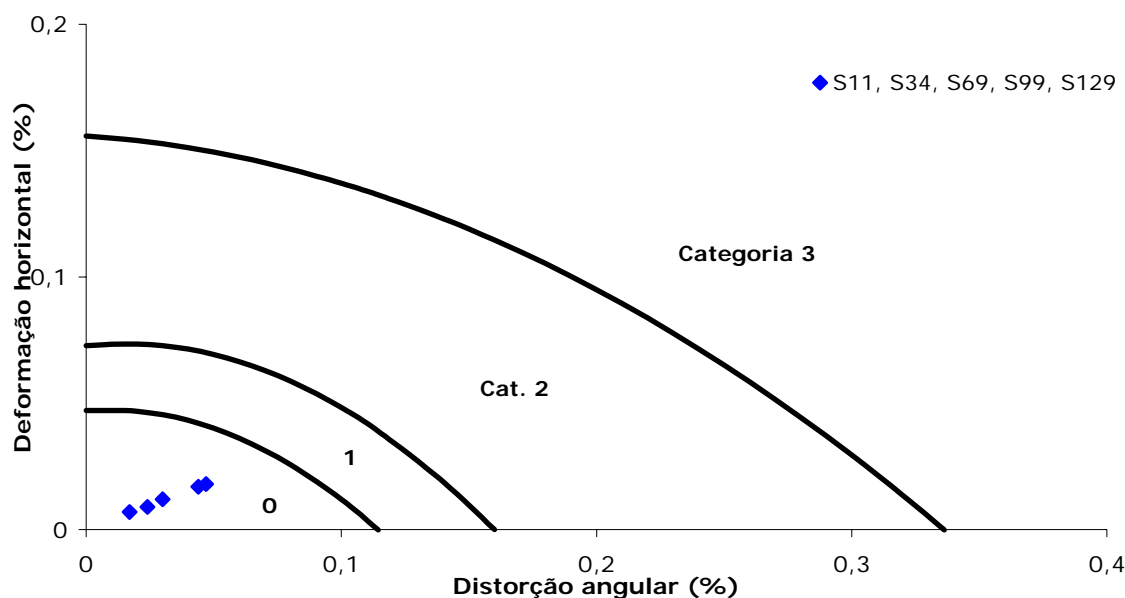


Figura 5.7 Categorias dos danos expectáveis para as secções do Término da Alameda, de acordo com os resultados de observação.

Observa-se que, para todas as secções, os danos inserir-se-iam na categoria 0, isto é, teriam um grau de severidade desprezável de acordo com os referidos

autores e o quadro citado. Na realidade, foi isto que aconteceu uma vez que foram desprezáveis os danos introduzidos nos edifícios localizados na superfície do terreno, dispostos paralelamente ao eixo do túnel a distâncias variando entre 10 e 20m.

5.2.2 *Término Oriente*

5.2.2.1 Descrição da obra

- Características geométricas

O Término do Oriente (troço 96.º do Metropolitano de Lisboa), com 752m de extensão, engloba os túneis dos Ventiladores, DMC Norte, DMC Sul, Término e Zona do Pessoal de Tracção, situando-se paralelamente à linha do Norte da CP e mantendo desta um afastamento médio em planta de 17m. As escavações tiveram início em Setembro de 1996, a partir do poço de ventilação, o que permitiu a abertura do Túnel dos Ventiladores, com 25m de comprimento e direcção perpendicular ao troço principal, e a partir do qual foram criados os emboquilhamentos para os túneis DMC Norte e Sul. Em Outubro de 1996, tiveram início as escavações a partir da Estação do Oriente, para Norte, que permitiram a escavação dos túneis ZPT e Término (frente Sul). Assim, estiveram activas três frentes de trabalho, duas com avanço de execução para Norte e a terceira para Sul. Na Figura 5.8 encontra-se uma planta esquemática do traçado e perfil geotécnico do maciço.

O troço em causa é constituído por três tipos de secção. A secção de maiores dimensões (12m de vão) corresponde ao Túnel dos Ventiladores (TV) e ao Túnel da Zona do Pessoal de Tracção (TZPT) iniciado por secção tronco-cónica, em evolução ao longo de 22m, seguindo-se o túnel com 60m de comprimento. A partir do final desta secção é feita a transição para a secção do Túnel do Término, de menores dimensões (8m de vão), com extensão de 256m e com emboquilhamento no tímpano do Túnel da Zona do Pessoal de Tracção. A partir do túnel dos Ventiladores, para Norte numa extensão de 80m e para Sul numa extensão de 30m, evolui a secção TDMC de dimensões intermédias (10m de vão), fazendo-se a ligação à secção do término por um “semi-tímpano” com pequeno desnível nos arcos invertidos de fecho das secções (Tecnasol, 1998).

O recobrimento médio, ao longo de todo o trecho, é de cerca de 20m de espessura, existindo sobre o traçado três edifícios (Figura 5.9).

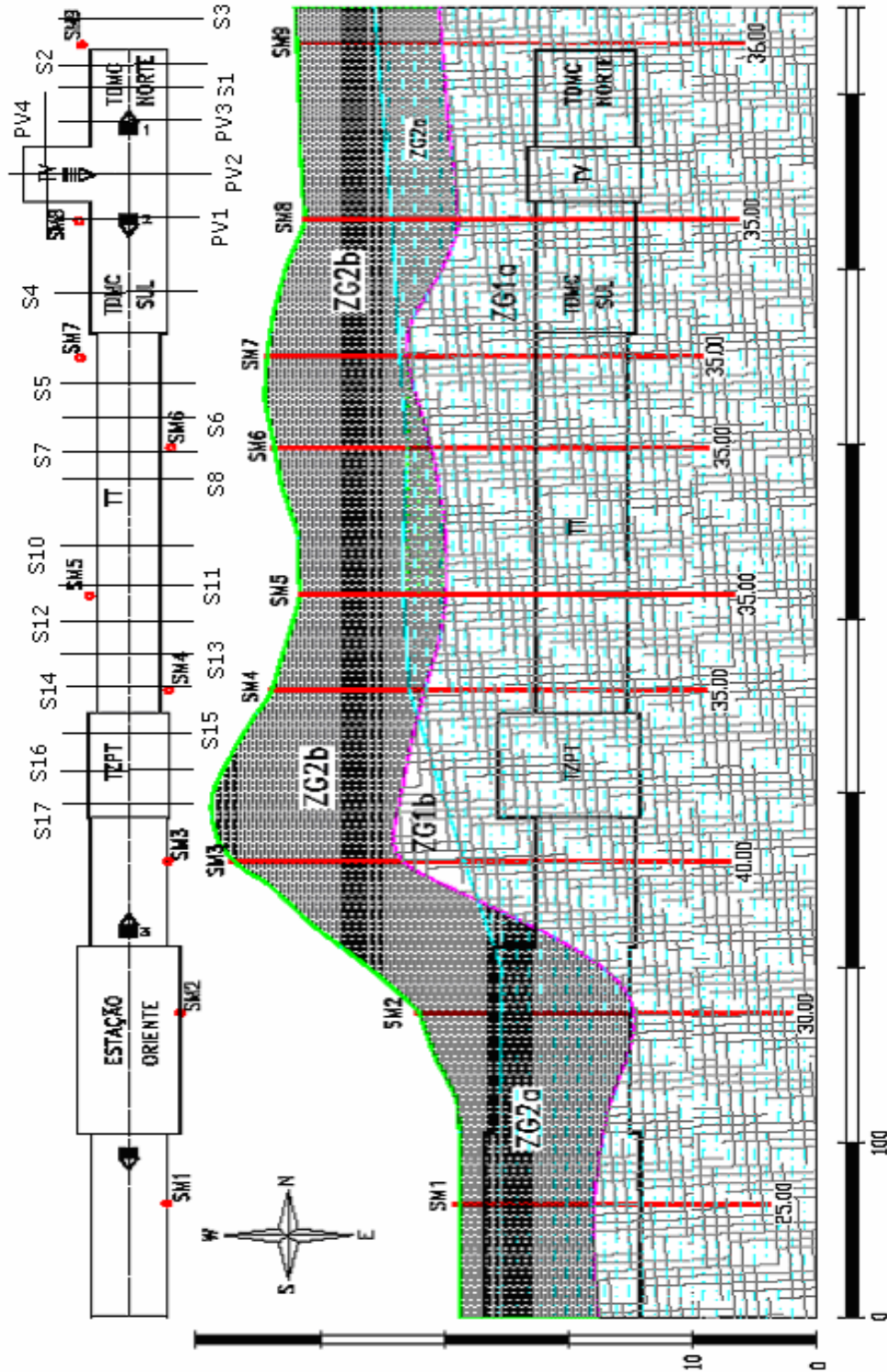


Figura 5.8 Término do Oriente. Planta esquemática do traçado e perfil geotécnico do maciço (adaptado de Martins *et al.*, 2004)

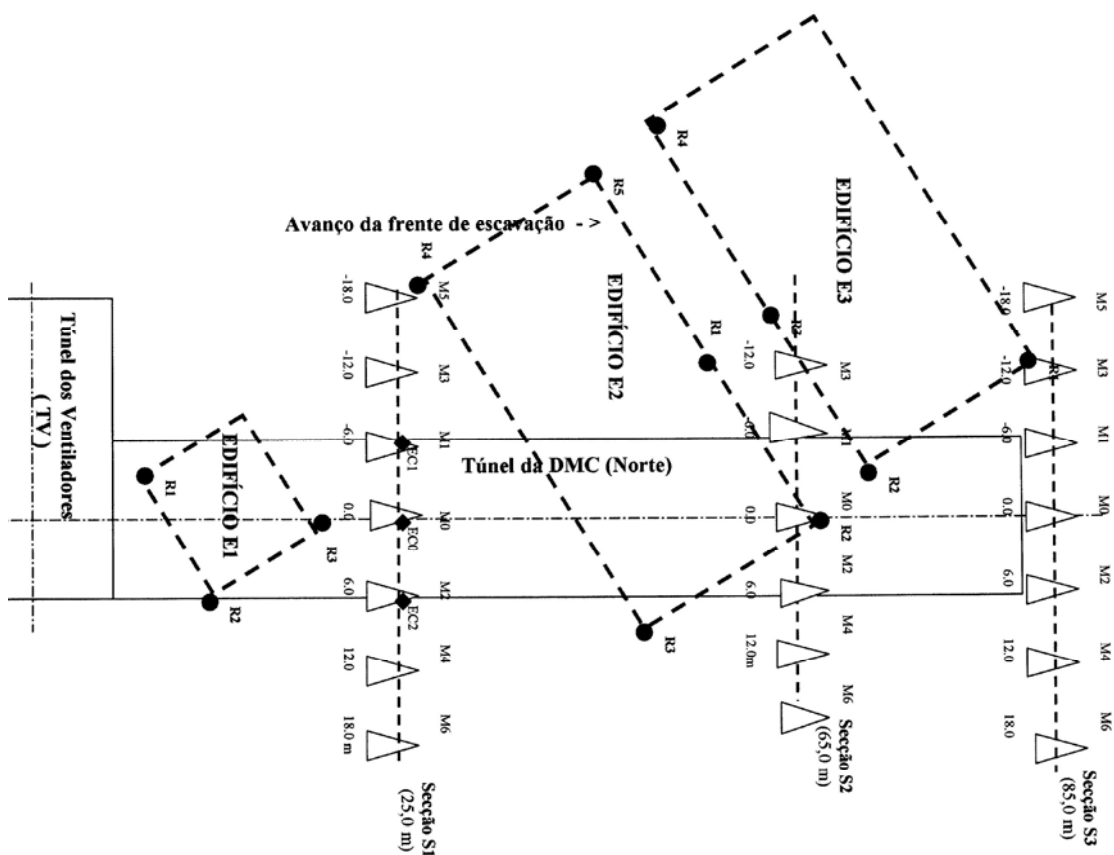


Figura 5.9 Término do Oriente. Túnel DMC Norte. Esquema de localização dos edifícios e das seções de instrumentação (adaptado de Valente, 2002)

- Condições geológicas e geotécnicas

O maciço interessado pelo túnel do Término da Estação do Oriente é constituído por formações Miocénicas, recobertas por aterros ou depósitos de cobertura de idade Recente. A formação Recente, de espessura variável (1,0 e 3,5m) é constituída por aterros e depósitos argilo-silto-arenosos acastanhados. As formações Miocénicas são de natureza essencialmente argilo-siltosas com forte componente carbonatada e frequentes intercalações calco-margosas, com níveis calcários, fossilíferos e lumachélicos (Martins *et al.*, 2004), que permitem a circulação de água com facilidade.

A caracterização geotécnica do maciço identificou duas zonas geotécnicas distintas: ZG1, correspondente às formações Miocénicas e ZG2, correspondente aos aterros e depósitos de cobertura de idade recente, que foram subdivididas em

ZG1a, ZG1b, ZG2a e ZG2b, consoante estivessem ou não submersas (Figura 5.8). Toda a escavação interessa um único complexo geotécnico (ZG1a) com características mecânicas razoáveis.

- Processo construtivo

Em consequência das diferentes dimensões das secções dos túneis, foram adoptados dois procedimentos de escavação.

As secções do túnel dos ventiladores e do túnel da zona do pessoal de tracção (TZPT) foram escavadas em duas fases de trabalho em sentidos opostos, realizando-se a escavação da abóbada e construção de fechamento provisório em arco invertido em toda a sua extensão. A segunda fase compreendeu a execução do rebaixo (da frente para a boca), afundando o nível da soleira em cerca de 4m, construindo assim o arco invertido definitivo (Tecnasol, 1998).

A escavação do TDMC Norte e Sul e do túnel Término foi executada em secção plena, avançado sequencialmente, abóbada metro a metro e arco invertido em avanços de 2,0m, mantendo-se um núcleo na frente de escavação com 2,0m de extensão (Figura 5.10).

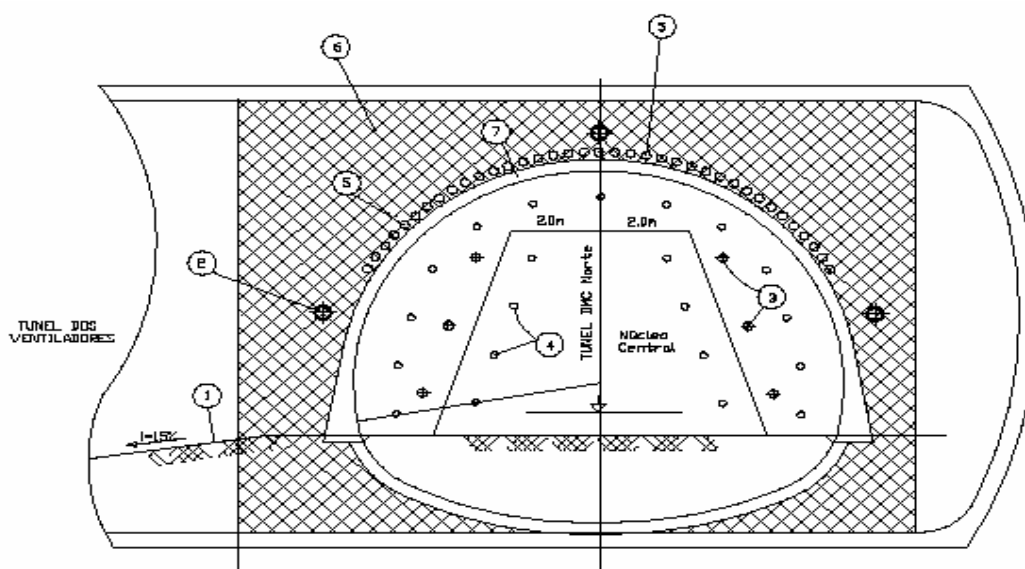


Figura 5.10 Término do Oriente. Emboquilhamento do túnel DMC Norte a partir do Túnel dos Ventiladores: 1-eixo do túnel; 2-dreno a vácuo; 3-drenos sub-horizontais; 4-pregagens; 5-enfilagens (colunas de *jet grouting*); 6-betão projectado reforçado com malha de aço. (Martins *et al.*, 2004)

O revestimento primário consistiu na aplicação de cambotas metálicas (revestimento rígido) na fase da abóbada, ligadas por elementos também rígidos, recobertos por malhassol e betão projectado (revestimento flexível), admitindo-se três etapas de projecção até se atingir a espessura definida em projecto. Como complemento aos métodos de avanço de escavação, foram executados elementos de reforço e suporte da frente (colunas de *jet grouting* armado com tubo *Schedule*, pregagens e drenos) que definiram extensões de avanço em ciclos escavação/tratamento (Martins *et al.*, 2004). Revelou-se, no entanto, possível reduzir o leque de “enfilagens” (colunas de *jet grouting*) diminuindo o ângulo de ocupação da abóbada, aumentando a “altura” de hasteal em toda a secção término (Tecnasol, 1998).

A drenagem de água efectuada na, e pela frente da escavação, essencialmente na zona do TMDC Norte, apresentou caudais importantes (na ordem dos 10m³/h). Registou-se também, na zona Norte, a existência de numerosos poços com profundidade na ordem de duas dezenas de metros, fundos em cisternas, com cerca de 3,0m de diâmetro (Tecnasol, 1998).

- Observação da obra

De modo a controlar a evolução do processo construtivo, bem como a segurança das estruturas e serviços existentes na área de influência da obra, foram definidas diversas secções de observação, correspondendo 1 secção (PV4) ao túnel dos ventiladores, 4 secções (PV3, S1, S2 e S3) ao túnel DMC Norte, 2 secções (PV1 e S4) ao túnel DMC Sul, 9 secções ao túnel Término (frente Norte S5, S6, S7 e S8; frente Sul S10, S11, S12, S13 e S14) e 3 secções (S15, S16 e S17) ao túnel da zona do Pessoal de Tracção (Figura 5.8). Na Figura 5.11 está ilustrada a disposição em perfil dos dispositivos instalados nas secções do túnel DMC Norte.

O controlo das deformações, resultantes da realização da obra, foi efectuado à superfície por nivelamento de precisão em pontos topográficos e régua nos edifícios, extensómetros no interior do maciço nas zonas DMC e ZPT, piezómetros para controlo do nível freático na zona do PV/TV e monitorização óptica em secções de convergência no interior dos túneis com controlo dos movimentos coordenados dos elementos inseridos no suporte primário.

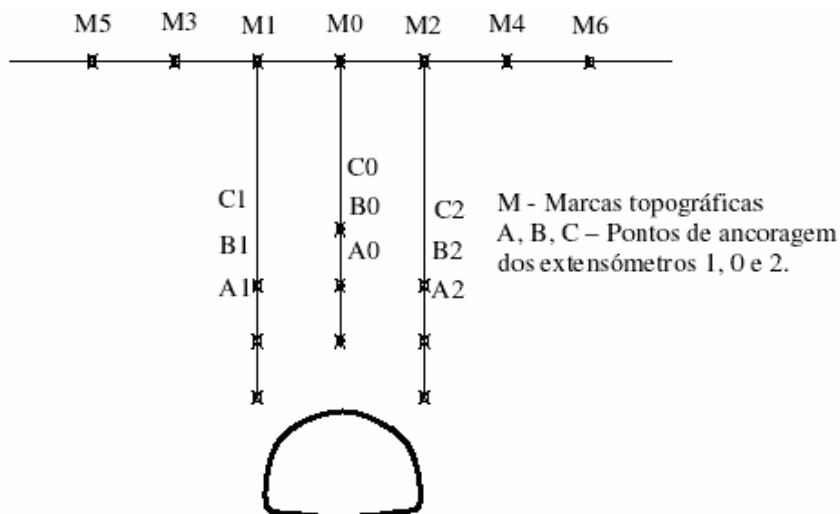


Figura 5.11 Término do Oriente. Esquema da localização dos dispositivos de observação nas secções principais do túnel DMC Norte. (Martins *et al.*, 2004).

5.2.2.2 Análise dos resultados de observação

Na Figura 5.12, na Figura 5.13, na Figura 5.14, na Figura 5.15, na Figura 5.16 e na Figura 5.17 ilustram-se as distribuições dos assentamentos superficiais nas diferentes secções de observação, bem como as curvas de Gauss que melhor as representam. No Quadro 5.2 incluem-se os parâmetros definidores das curvas de Gauss, bem como a distorção angular máxima e a deformação máxima de tracção estimadas para a superfície.

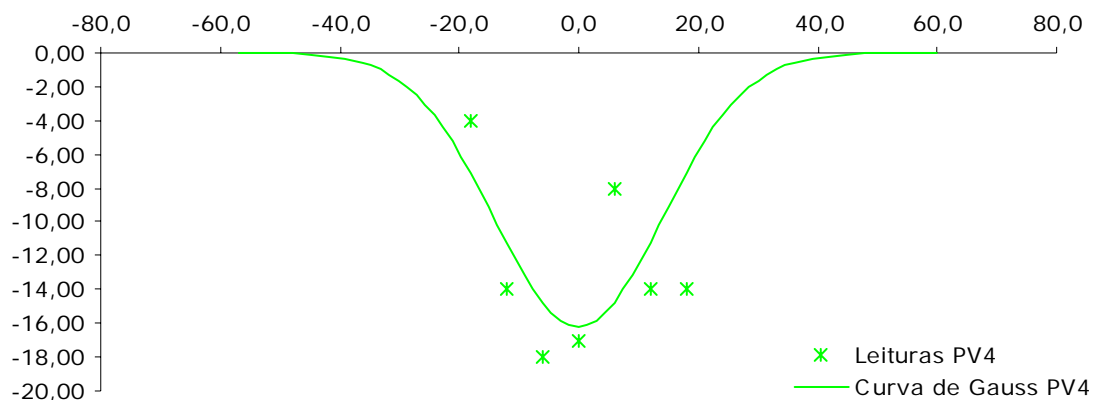


Figura 5.12 Término do Oriente. Assentamentos observados e bacias de subsidência da secção PV4.

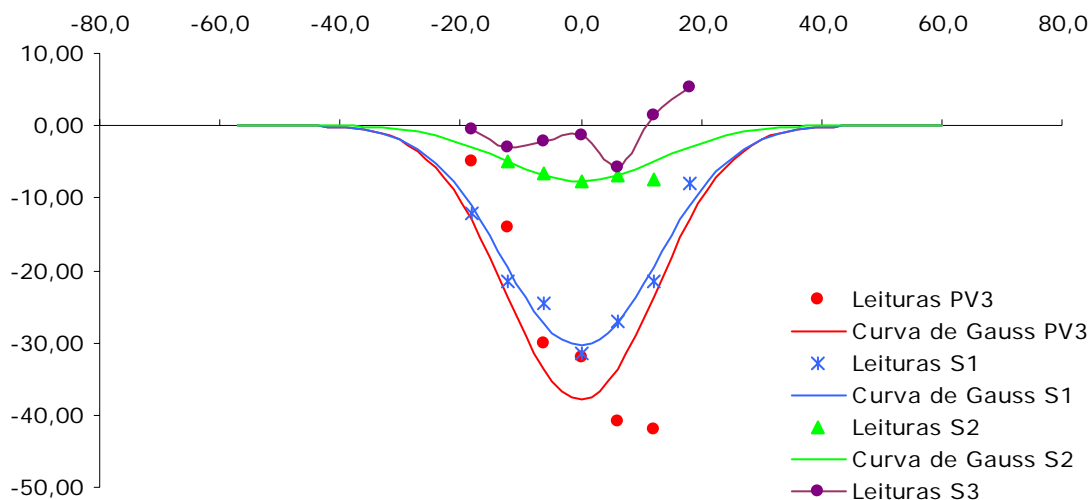


Figura 5.13 Término do Oriente. Assentamentos observados e bacias de subsidência das secções PV3, S1, S2 e S3.

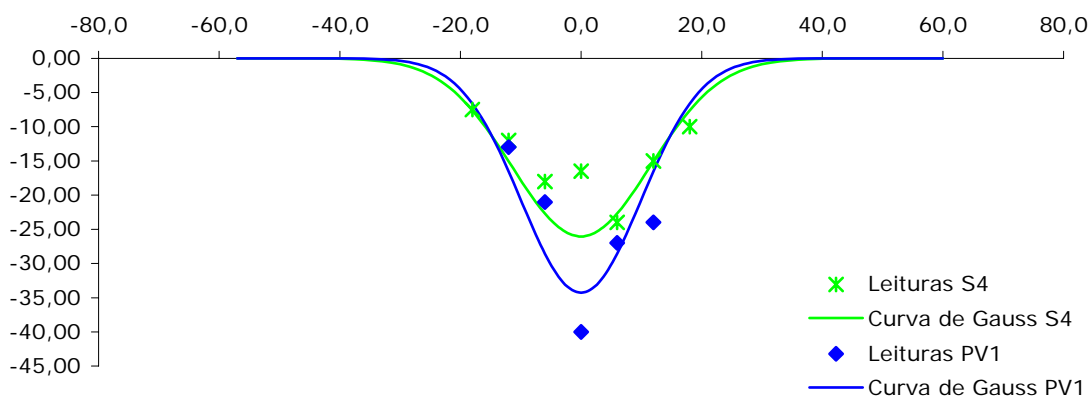


Figura 5.14 Término do Oriente. Assentamentos observados e bacias de subsidência das secções PV1 e S4.

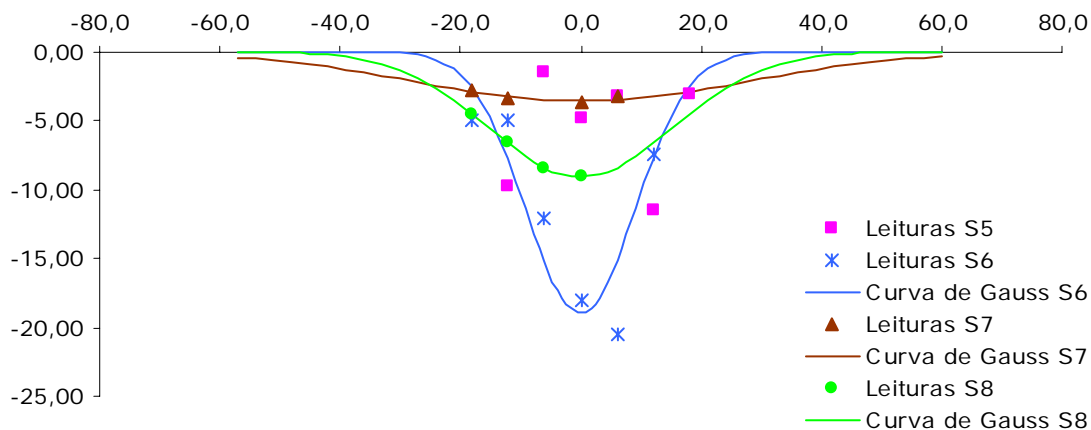


Figura 5.15 Término do Oriente. Assentamentos observados e bacias de subsidência das secções S5, S6, S7 e S8.

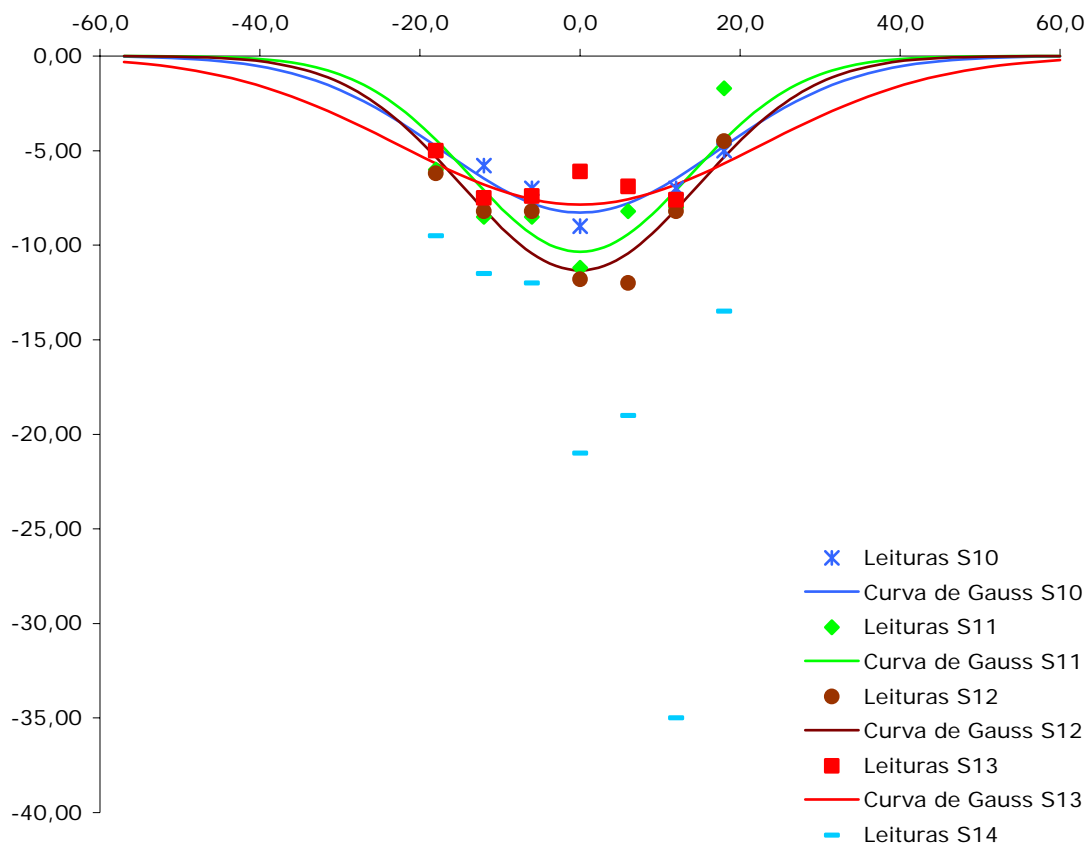


Figura 5.16 Término do Oriente. Assentamentos observados e bacias de subsidência das secções S10, S11, S12, S13 e S14.

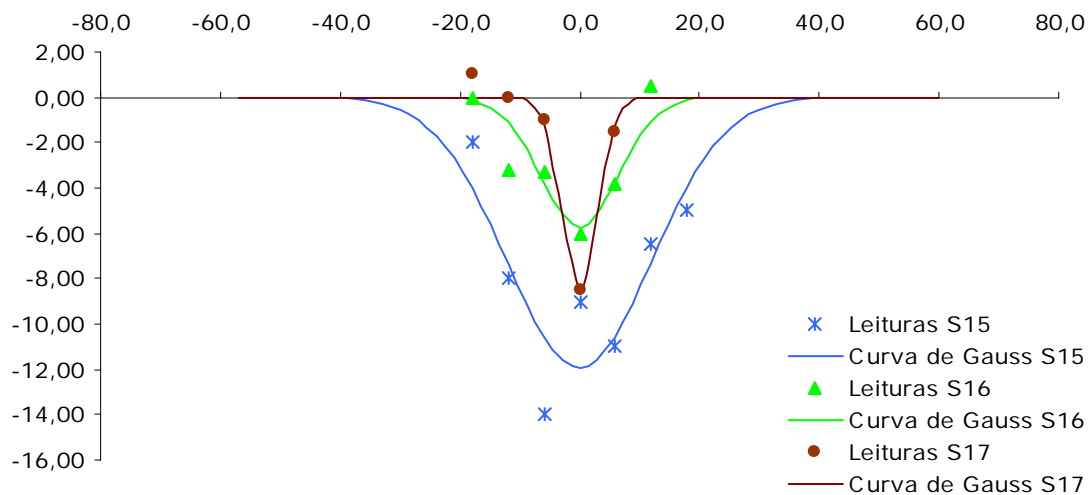


Figura 5.17 Término do Oriente. Assentamentos observados e bacias de subsidência das secções S15, S16 e S17.

Quadro 5.2 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do término do Oriente.

Secção	Maciço	Prof. Eixo (m)	Parâmetros da Curva de Gauss					
			$\delta_{vm\acute{a}x}$ (mm)	i (m)	$K=i/H$	V_a (%)	β (%)	ϵ_h (%)
PV1	Formações Miocénicas – Siltes argilosos	24,00	34,29	9,93	0,41	0,75	0,209	0,080
PV3		24,00	37,91	12,34	0,51	1,04	0,186	0,072
PV4		24,00	16,22	13,98	0,58	0,50	0,070	0,027
S1		25,00	30,50	12,68	0,51	1,23	0,146	0,056
S2		25,00	7,60	12,96	0,52	0,31	0,036	0,014
S3		25,00	5,80					
S4		25,00	20,20	14,10	0,56	0,91	0,087	0,033
S5		26,00	11,50					
S6		27,30	18,95	8,93	0,33	0,84	0,129	0,049
S7		27,30	3,56	27,12	0,99	0,48	0,008	0,003
S8		26,90	9,06	15,11	0,56	0,68	0,036	0,014
S10		24,00	8,28	17,13	0,71	0,71	0,029	0,011
S11		24,00	10,35	13,80	0,58	0,71	0,045	0,017
S12		24,00	11,34	14,67	0,61	0,83	0,047	0,018
S13		24,00	7,85	22,35	0,93	0,87	0,021	0,008
S14		26,50	21,00					
S15		25,20	11,96	12,15	0,48	0,32	0,060	0,023
S16	30,20	5,75	6,61	0,22	0,08	0,053	0,020	
S17	30,20	8,50	3,06	0,10	0,06	0,168	0,065	

O parâmetro K encontra-se compreendido entre 0,1 e 0,99, em que os maiores valores de K estão associados a valores mais baixos de $\delta_{vm\acute{a}x}$ e vice-versa, ou seja, a largura da bacia de subsidência diminui com o aumento do assentamento máximo. O volume da bacia de subsidência (V_a) apresenta neste troço um valor máximo de 1,57%.

Os assentamentos máximos de valor mais elevado registados nas secções PV1, PV3, PV4, S1 e S4, pertencentes aos túneis dos ventiladores, DMC Norte e DMC Sul (Figura 5.12, Figura 5.13 e Figura 5.14) devem-se ao facto de estas secções se localizarem nas proximidades da zona de intersecção do túnel dos Ventiladores com os túneis DMC Norte e DMC Sul e à situação relatada no Relatório de Instrumentação Final da Tecnasol (1998), relativa à necessidade de drenagem de água. Esta situação causou situações de instabilização na abóbada, facilitando sobre-escavações, descalçamento e erosão do núcleo, tendo assim contribuído para uma maior morosidade em todas as operações efectuadas no interior do túnel,

diminuindo o ritmo de trabalho e aumentando o tempo de colocação do revestimento.

Nas restantes secções dos túneis DMC Norte e Sul, Término e Zona do Pessoal de Tracção, os assentamentos encontram-se abaixo dos 21mm.

A observação da Figura 5.13, referente aos resultados do Túnel DMC Norte, permite afirmar que (Martins *et al.*, 2004):

1. os assentamentos medidos na secção S3 são menores, uma vez que esta secção não chega a ser escavada; o assentamento máximo não ocorre sobre o eixo do túnel (marca M0) mas nas marcas laterais, facto que poderá estar associado às enfilagens (colunas de *jet grouting*) que, não ocupando a totalidade da abóbada, restringem os movimentos na zona central, sendo estes menores do que os verificados nas zonas dos hasteais;
2. na secção S2, é pequena a atenuação dos assentamentos com o afastamento do eixo de simetria, o que poderá estar associado à presença de dois edifícios localizados nas proximidades desta secção; já na secção S1, menos influenciada pela presença dos edifícios, os assentamentos aproximam-se mais da tradicional curva de Gauss;
3. os assentamentos observados em S1 são muito superiores (cerca de 400%) aos verificados na secção S2, tendo contribuído para isso a forte afluência de água que se verificou nas proximidades desta secção, facto com as consequências já anteriormente mencionadas (instabilidade na abóbada, sobreescavações e erosão do núcleo, o que originou maior morosidade, diminuição do ritmo dos trabalhos e aumento do tempo de colocação do sustimento).

Em relação à secção S2 é importante referir que, para além dos assentamentos serem condicionados pela presença de edifícios na proximidade desta secção, ela localiza-se próximo do final do túnel pelo que não sofre a influência da escavação de secções seguintes.

A observação dos resultados obtidos para a secção S4 do túnel DMC Sul (Figura 5.14) mostra um comportamento semelhante ao da secção S1 do túnel DMC Norte, no valor do assentamento máximo e no valor de volume de solo

perdido. É de realçar que nesta secção, uma vez mais, o máximo assentamento não ocorre sobre o eixo do túnel mas sobre os hasteais.

Na Figura 5.15 é visível uma diminuição das deformações da secção S6 para a secção S8 do túnel término frente Norte. Contudo, esta diferença foi atenuada uma vez que, leituras efectuadas 5 meses após a abertura da secção S6 (2 meses após a conclusão do túnel término) indicavam uma diminuição das deformações de cerca de 10mm. Já as deformações apresentadas para a secção S7 poderão não corresponder aos valores finais, uma vez que as leituras foram obtidas apenas cerca de 25m após a passagem da frente, pelo que os assentamentos poderiam ainda não ter estabilizado e o seu valor tender ainda a aumentar.

A frente Sul do túnel Término (Figura 5.16) foi aberta a partir do túnel ZPT, ou seja, a partir da secção S14. As secções S10, S11, S12 e S13 apresentam deformações de grandeza semelhante, bem como um comportamento qualitativo análogo. A secção S14 apresenta um assentamento máximo de valor bastante superior às restantes secções. No entanto, as maiores deformações registadas na secção S14 poderão estar relacionadas com a mudança de secção do TZPT para o túnel término. O assentamento registado na marca M4 da secção S14 (35mm), situada a 12m do eixo do túnel, não deve estar associado à escavação. Ao contrário das restantes marcas desta secção, cujas leituras estabilizaram cerca de 80m após a passagem da frente, a marca M4 continuava a registar um aumento dos assentamentos 7 meses e meio após a passagem da frente.

A maioria das secções, apresentou, nas últimas campanhas de medição, um ligeiro levantamento de alguns milímetros. Este levantamento poderá dever-se a dissipação de excessos de pressão neutra gerados nos poros, causando um levantamento da superfície.

O túnel da zona do pessoal de tracção, ao qual pertencem as secções S15, S16 e S17 (Figura 5.17), foi escavado em duas fases, em sentidos opostos. Assim, a escavação deste troço teve início na secção S15, mas o arco invertido definitivo foi concluído primeiramente na secção S17, o que pode justificar o facto de a bacia de subsidência na secção S17 ser mais estreita e o assentamento máximo ser inferior ao verificado na secção S15.

É de realçar o bom comportamento conseguido nas secções correspondentes ao túnel da zona do pessoal de tracção. Este túnel é um dos dois de maior secção

deste empreendimento (12m de vão), tendo sido obtidos valores baixos dos assentamentos máximos e do volume da bacia de subsidência, em especial nas secções S16 e S17. Também a largura da bacia de subsidência é pequena em comparação com as restantes secções do término do Oriente.

As categorias dos danos expectáveis para as secções deste troço, de acordo com os resultados de observação obtidos, encontram-se na Figura 5.18.

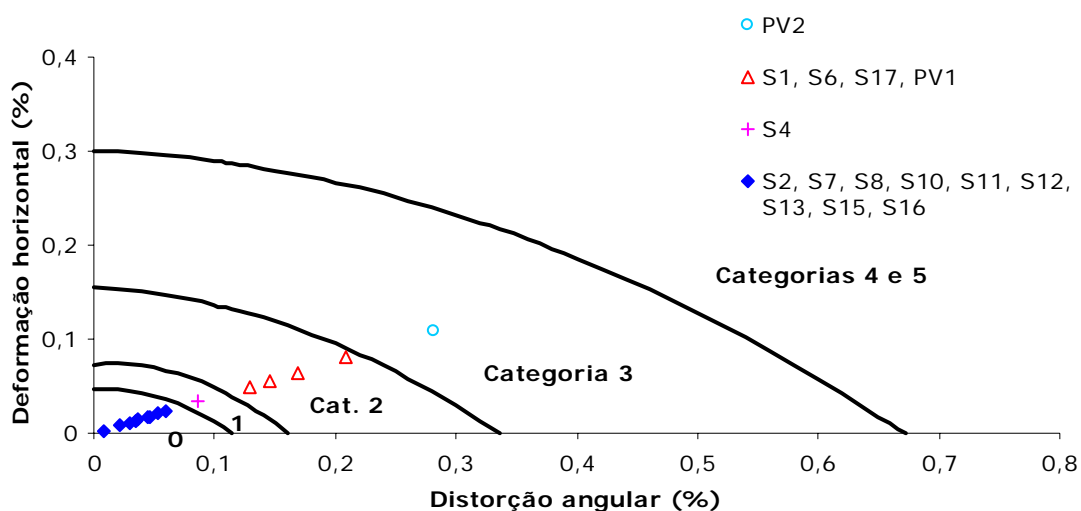


Figura 5.18 Categorias dos danos expectáveis para as secções do Término do Oriente, de acordo com os resultados de observação.

O maior dano registar-se-ia na secção PV2, a que corresponde o maior assentamento verificado no troço em análise.

Com danos expectáveis de categoria 2 encontram-se as secções S1, S6, S17 e PV1. A secção S17 apresenta uma bacia de subsidência estreita o que se traduz em maiores distorções e deformações horizontais, uma vez que estes dois parâmetros são inversamente proporcionais ao parâmetro i que reflecte a largura da bacia. As secções S1 e PV1 apresentam assentamentos elevados, parâmetro que influencia o cálculo da máxima distorção angular e da máxima deformação de tracção. É de realçar que nas proximidades da secção S1 se encontravam dois edifícios, sendo de extrema importância a estimativa dos danos. Contudo, não foi possível aceder à informação sobre danos, eventualmente causados pela escavação do túnel DMC Norte, sobre estes dois edifícios.

As restantes secções encontram-se classificadas nas categorias 0 e 1, onde os danos expectáveis são respectivamente considerados como desprezáveis ou muito ligeiros.

5.3 Prolongamento da Linha Verde Campo Grande – Telheiras

5.3.1 *Descrição da obra*

- Características geométricas

O prolongamento da Linha Verde entre Campo Grande e Telheiras compreende os troços 46.º e 47.º (Figura 5.19).

Estes túneis têm diâmetros variáveis: no troço 46.º o diâmetro é de 8,30m; no troço 47.º, para a secção tipo III, o diâmetro é de 8,30m, para a secção tipo V é de 8,62m e para a secção tipo VI é de 12,90m. O recobrimento é variável entre 4,30 e 16,0m.

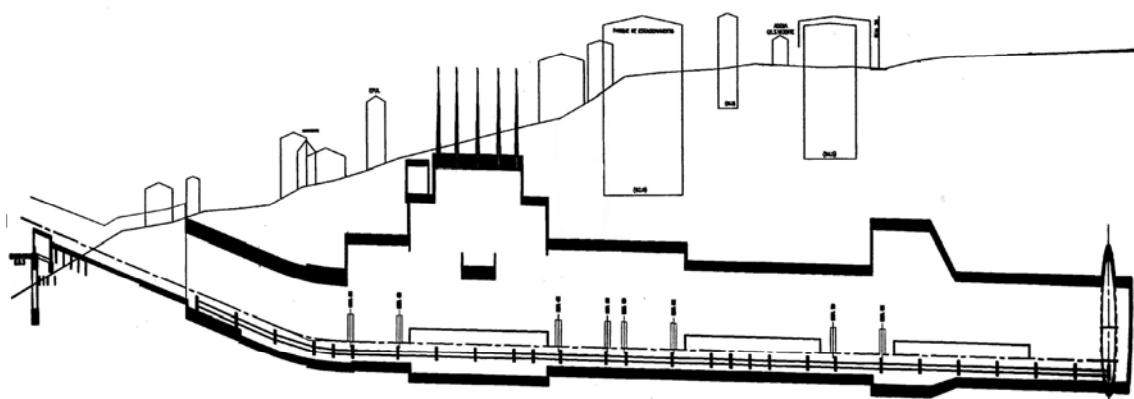


Figura 5.19 Prolongamento da Linha Verde Campo Grande – Telheiras. Perfil longitudinal.

- Condições geológicas e geotécnicas

O maciço atravessado pelo prolongamento da linha Verde é constituído pelas formações Miocénicas das “Areolas da Estefânia” e dos “Calcários de Entrecampos”.

Estas formações caracterizam-se por calcarenitos muito fossilíferos amarelos e cinzentos, arenitos finos margosos a calcários cinzentos e amarelos, muito resistentes ($N_{SPT} > 60$), e argilas siltosas cinzento escuras e areias muito finas siltosas amareladas, com níveis silto-argilosos acastanhados. Verificou-se também a presença de água no maciço, essencialmente, no contacto das areias finas siltosas com os calcarenitos (Cegê, 2000).

- Processo construtivo

O prolongamento da Linha Verde Campo Grande – Telheiras foi escavado sequencialmente, tendo sido adoptadas duas metodologias construtivas em função do diâmetro. A escavação foi executada ao abrigo de colunas de *jet grouting* horizontal para tratamento da abóbada do túnel.

Sobre o troço 46.º estava localizado o edifício da EPUL, que foi necessário proteger. Assim, para restringir os movimentos provocados pela construção do túnel e de acordo com o projecto de execução (Ferconsult, 1998) o processo construtivo previa:

1. escavação da abóbada e hasteais, com avanços de 0,80m no *side drift* direito;
2. aplicação da primeira camada de betão projectado de 0,04m de espessura na abóbada e hasteais;
3. aplicação da cambota, seguida da segunda camada de betão projectado de 0,16m de espessura na abóbada e hasteais;
4. escavação do núcleo em avanços de 0,80m;
5. repetição dos passos 1 a 3 três vezes e do passo 4 duas vezes;
6. instalar a malha electrossoldada e aplicar a última camada de betão projectado de 0,05m de espessura nos três avanços anteriores, nos hasteais e na abóbada;
7. escavar o rebaixo em 2,80m;
8. instalar a malha electrossoldada e betonar o *invert* a 2,40m, refazendo posteriormente o aterro provisório;
9. repetir os passos 1 a 8 duas vezes;
10. repetir os passos 1 a 9 no *side drift* esquerdo;
11. repetir os passos 1 a 10;

12. depois de fechada a secção transversal a 9,60m, demolir o septo transversal em 6,60m.

Para o troço 47.º, secções tipo III e tipo V, a metodologia adoptada previa (Ferconsult, 1998):

1. escavação da abóbada e hasteais em avanços de 0,80m;
2. aplicação da primeira camada de betão projectado de 0,04m de espessura na abóbada e nos hasteais;
3. aplicação da cambota metálica seguida da segunda camada de betão projectado, na abóbada e nos hasteais, com 0,16m de espessura;
4. escavação do núcleo em avanços de 0,80m;
5. repetir os passos 1 a 3 três vezes e o passo 4 duas vezes;
6. instalar a malha electrossoldada e aplicar a última camada de betão projectado de 0,05m de espessura nos três avanços anteriores, hasteais e abóbada;
7. escavação do rebaixo em avanços de 0,80m;
8. instalar a malha electrossoldada e betonar o *invert* a 2,40m, refazendo posteriormente o aterro provisório.

Por último, para a secção tipo VI do troço 47.º o processo construtivo previa quatro fases (Figura 5.20) e que compreendiam (Ferconsult, 1998):

- Fase I: escavação da abóbada e hasteais em avanços de 1m e aplicação de 0,05m de betão projectado em toda a frente;
- Fase II: implantação da cambota e aplicação de 0,30m de betão projectado;
- Fase III: escavação do núcleo e do *invert* provisório, aplicação de 0,05m de betão projectado;
- Fase IV: execução do betão projectado e instalação da malha electrossoldada no *invert* provisório.

Após a conclusão da sequência construtiva da abóbada e *invert* provisório tem início a escavação da plataforma de trabalho do túnel do término. A metodologia de projecto previa a demolição do betão projectado de protecção e o início da escavação demolindo o *invert* provisório em avanços de 2,00m, seguido da betonagem do *invert* definitivo com 0,35m de espessura. Por último, instalação da malha electrossoldada e aplicação de 0,05m de betão projectado no *invert* definitivo do último avanço.

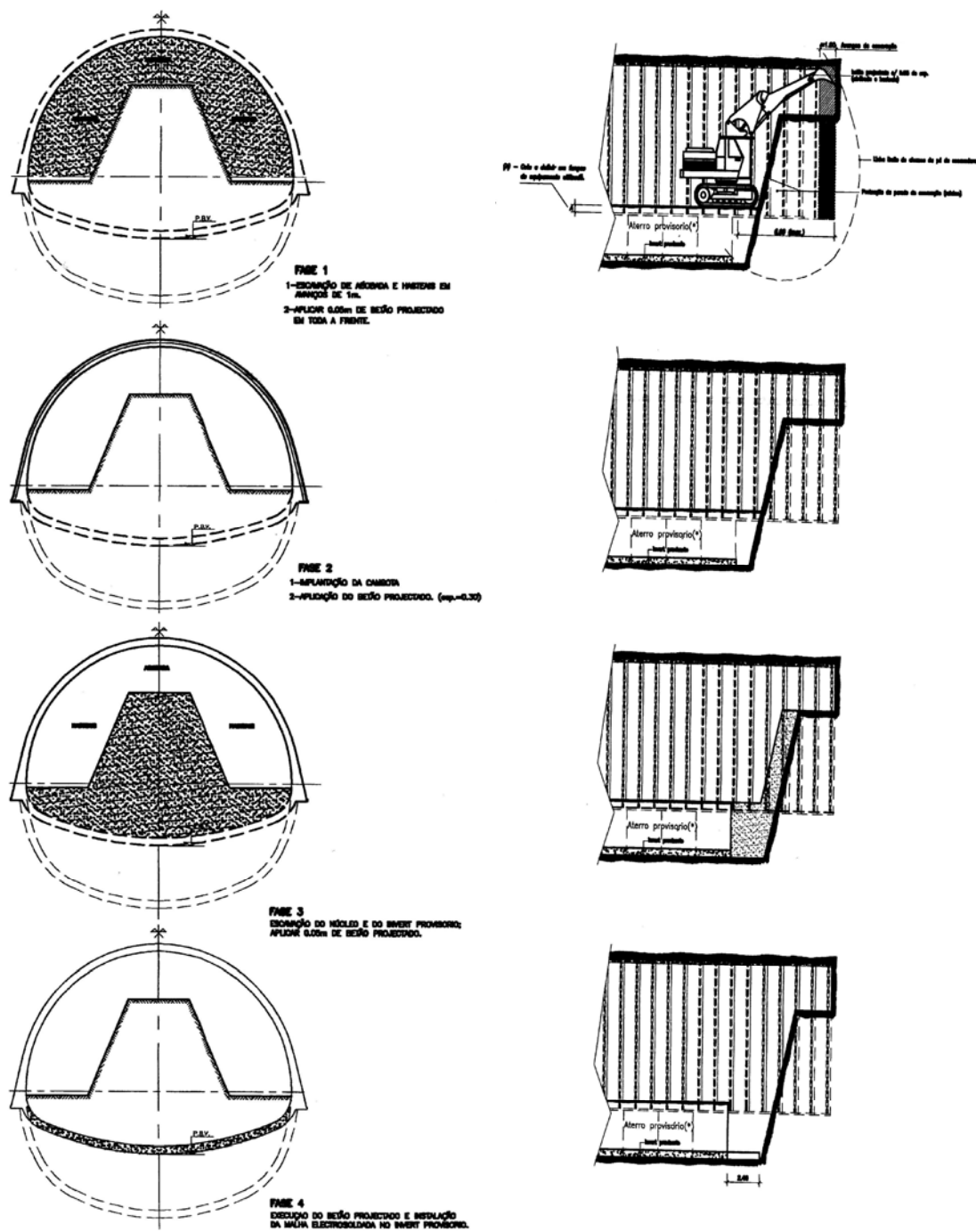


Figura 5.20 Prolongamento da Linha Verde Campo Grande – Telheiras. Processo Construtivo.

- Observação da obra

Para controlo das deformações do maciço envolvente à escavação, bem como de estruturas anexas, foi implementado um plano de instrumentação. Este

plano contemplava, para controlo das deformações, a instalação de secções de convergência, no interior dos túneis a executar, com três marcas (uma no tecto do túnel e uma em cada um dos hasteais), efectuando-se medidas das distâncias entre marcas de convergência e do nivelamento da mesma. Para controlo das deformações no interior do maciço, a partir da superfície, foram instaladas marcas profundas ao eixo do túnel, extensómetros e inclinómetros. As deformações que se reflectem à superfície foram controladas através de marcas superficiais, em secções de observação instaladas com uma orientação sensivelmente normal ao eixo do túnel, e de marcas de nivelamento colocadas nas edificações situadas dentro da área de influência das escavações a executar.

A instrumentação instalada permitiu o controlo da magnitude das deformações ocorridas, bem como a definição da bacia de subsidência gerada pela escavação.

Complementarmente, foi ainda controlado o nível freático através de diversos piezómetros instalados ao longo do traçado dos túneis.

Na Figura 5.21 representa-se a localização das secções de instrumentação e das marcas de superfície respectivas.

5.3.2 Análise dos resultados de observação

O Quadro 5.3 resume os parâmetros definidores das curvas de Gauss, assim como a distorção angular máxima e a deformação máxima de tracção estimadas para a superfície, obtidos para as secções dos troços 46.º e 47.º do prolongamento da Linha Verde entre o Campo Grande e Telheiras. Na Figura 5.22 e na Figura 5.23 ilustram-se as distribuições dos assentamentos superficiais nas diferentes secções de observação, bem como as curvas de Gauss que melhor as representam.

As secções S3 a S9 secções tipo V, enquanto a secção S13 é do tipo VI.

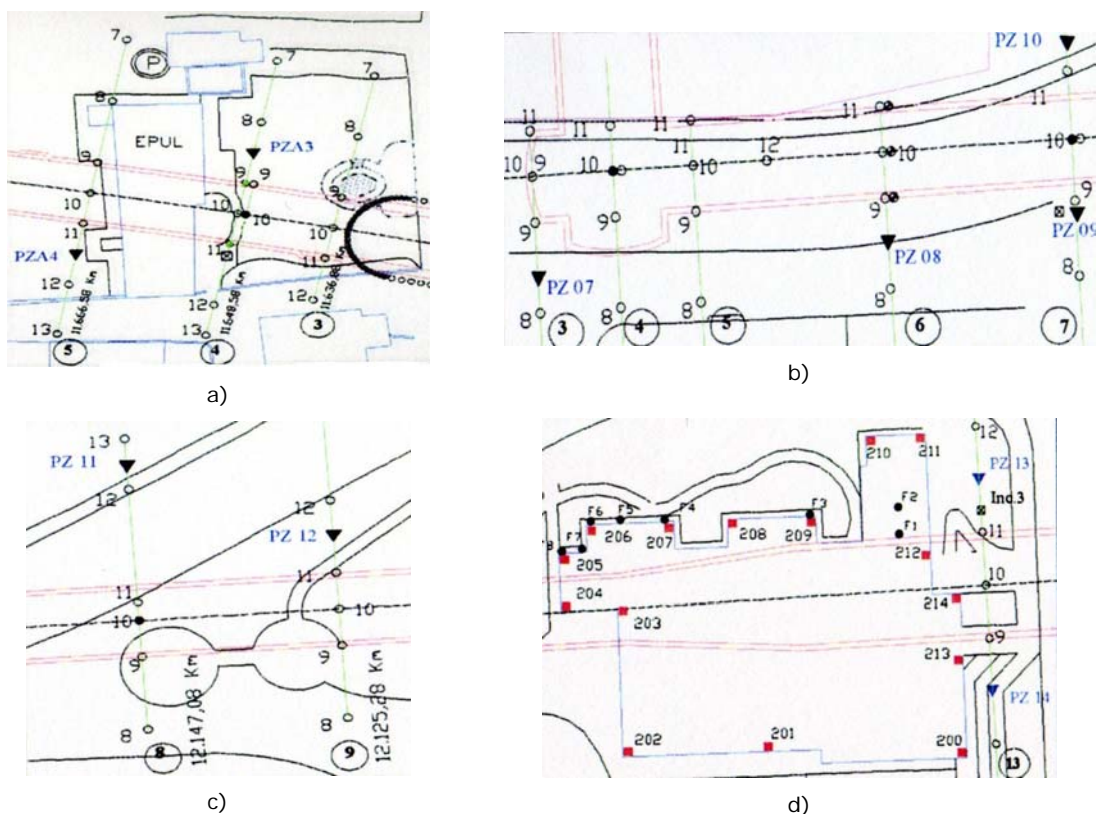


Figura 5.21 Prolongamento da Linha Verde Campo Grande – Telheiras.
 Secções de observação: a) Troço 46.º, secções S3, S4 e S5; b) Troço 47.º, secções S3, S4, S5, S6 e S7; c) Troço 47.º, secções S8 e S9; d) Troço 47.º, secção S13.

Quadro 5.3 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do prolongamento da Linha Verde.

Secção	Maciço	Prof. Eixo (m)	Parâmetros da Curva de Gauss					
			$\delta_{vmáx}$ (mm)	i (m)	$K=i/H$	V_a (%)	β (%)	ϵ_h (%)
T46 S3	Calcários de Entrecampos	10,80	2,49	7,64	0,71	0,09	0,020	0,008
T46 S4		10,80	0,00					
T46 S5		10,80	0,00					
T47 S3		19,30	6,00	11,21	0,58	0,29	0,032	0,012
T47 S5		19,30	7,28	11,37	0,59	0,36	0,039	0,015
T47 S6		20,10	3,74	11,10	0,55	0,18	0,020	0,008
T47 S7		20,10	1,60					
T47 S8		20,10	1,35	24,00	1,19	0,14	0,003	0,001
T47 S9		20,10	2,08	6,70	0,33	0,06	0,019	0,007
T47 S13		17,90	2,66	8,58	0,48	0,04	0,019	0,007

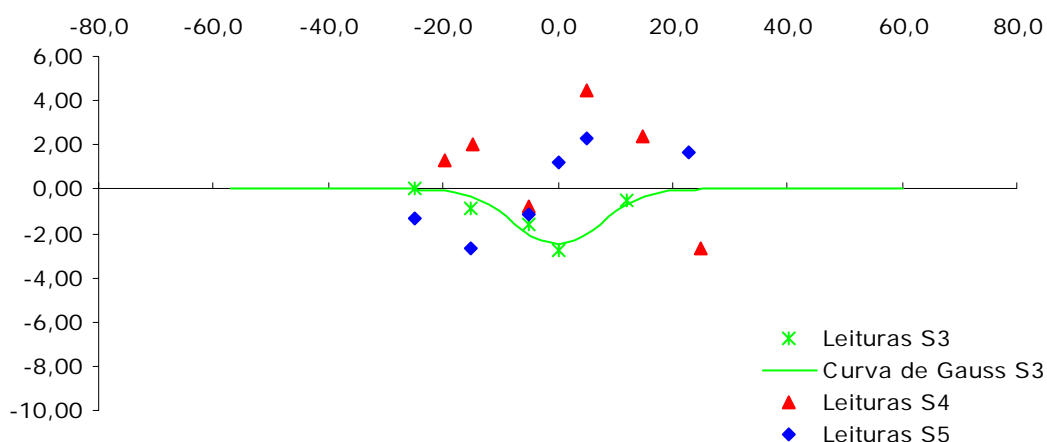


Figura 5.22 Prolongamento da Linha Verde Campo Grande – Telheiras. Troço 46º. Assentamentos observados e bacias de subsidência das secções S3, S4 e S5.

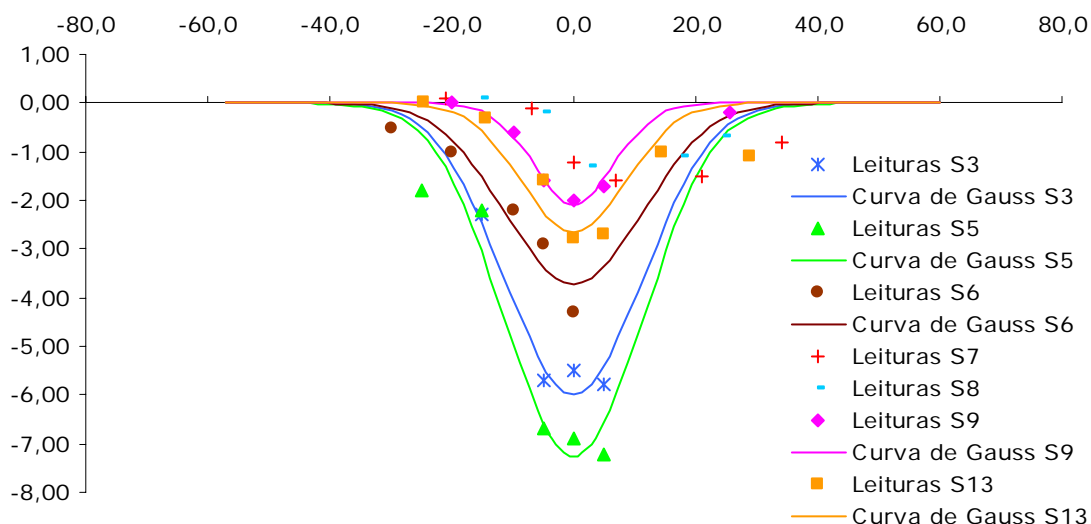


Figura 5.23 Prolongamento da Linha Verde Campo Grande – Telheiras. Troço 47º. Assentamentos observados e bacias de subsidência das secções S3, S5, S6, S7, S8, S9 e S13.

Das várias obras em análise neste capítulo, os resultados obtidos para este troço são os que demonstram uma melhor resposta do maciço. Os assentamentos máximos apresentam um valor médio de 3,40mm (com um máximo de 7,28mm) enquanto o volume de solo perdido apresenta um valor médio de 0,17% (com um máximo de 0,38%). Nas secções S4 e S5 do troço 46.º verificaram-se levantamentos na maioria das marcas superficiais. Contudo, devem ser realçadas as inúmeras medidas construtivas tendo em vista a preservação de edifícios existentes à superfície e o facto de a escavação se ter processado num maciço de grande resistência mecânica.

O parâmetro K apresenta um valor médio de 0,56 e, embora a relação não seja muito clara, verifica-se uma tendência de aumento da relação i/H com a diminuição do assentamento máximo. O volume da bacia de subsidência apresenta valores baixos, inferiores a 0,38%.

A análise do Quadro 5.3 e da Figura 5.23 permite constatar que os valores dos assentamentos máximos verificados neste troço são demasiadamente pequenos para que seja possível associar a sua evolução ao longo do desenvolvimento da escavação com o processo construtivo, o recobrimento ou as condições geológicas e geotécnicas. Porém, o aumento do recobrimento entre as secções S5 e S6 corresponde também a uma diminuição do assentamento máximo. O mesmo se passa entre as secções S9 e S13, onde a diminuição do recobrimento e o aumento do diâmetro do túnel surgem associadas a um aumento do assentamento máximo.

Com excepção das secções S7 e S8, todas as outras apresentam um comportamento qualitativo semelhante.

Na Figura 5.24 representam-se as categorias de danos expectáveis para as secções do prolongamento da linha Verde Campo Grande – Telheiras. O facto de todas as secções apresentarem danos expectáveis de categoria 0 está de acordo com o bom comportamento já retratado no Quadro 5.3.

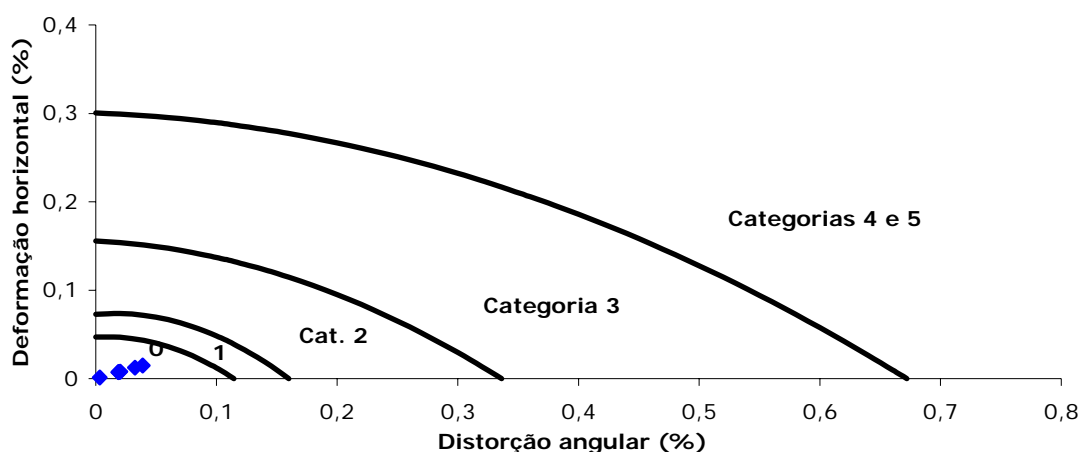


Figura 5.24 Categorias dos danos expectáveis para as secções dos troços 46.º e 47.º do prolongamento da linha Verde Campo Grande – Telheiras, de acordo com os resultados de observação.

5.4 Prolongamento da Linha Amarela Campo Grande – Odivelas

5.4.1 Término de Odivelas

5.4.1.1 Descrição da Obra

- Características geométricas

O Prolongamento da Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa entre o Campo Grande e Odivelas tem uma extensão de cerca de 5 km e inclui 3,5 km em túnel, 1,1 km em viaduto, 5 estações (Figura 5.25) e o Término de Odivelas, no seguimento da Estação do mesmo nome. Este Término é composto pelos Postos de Tracção e de Ventilação e por uma galeria com cerca de 200 m de extensão (Figura 5.26) (Melâneo *et al.*, 2004a).

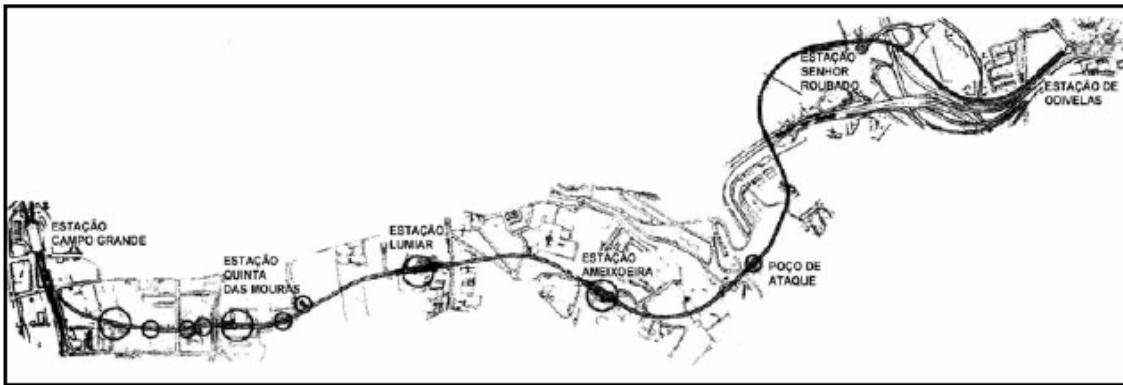


Figura 5.25 Prolongamento da Linha Amarela Campo Grande – Odivelas (Melâneo *et al.*, 2004a)

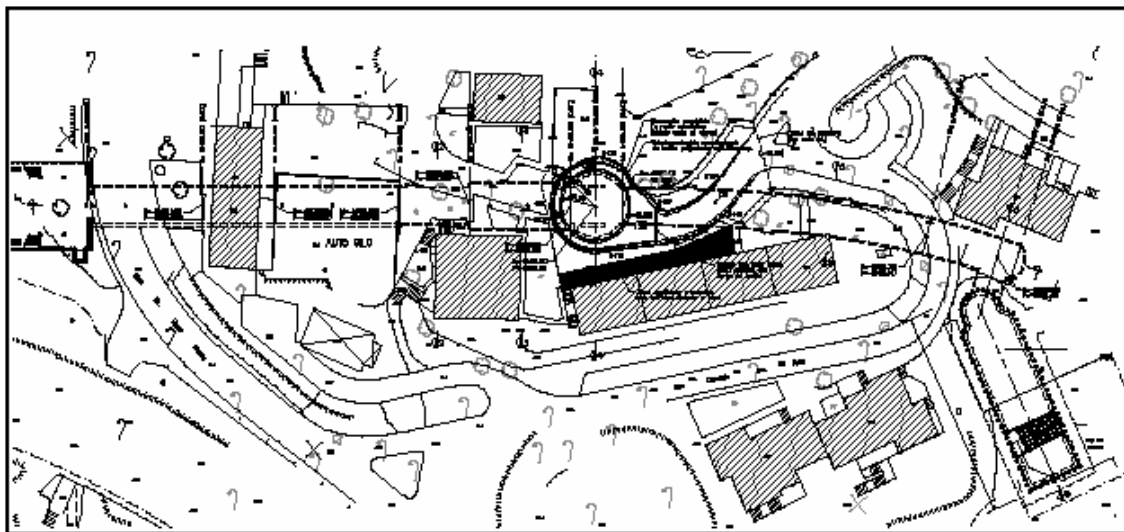


Figura 5.26 Término de Odivelas (Melâneo *et al.*, 2004a)

Os túneis do Término e do Posto de Tracção possuem uma secção transversal aproximadamente circular com um diâmetro horizontal de escavação final de 9,9 m (secção tipo I no Término) e 12,5 m (secção tipo II no Posto de Tracção). Os recobrimentos de terras sobre as abóbadas variam entre 12m e 15m (Figura 5.27) (Melâneo *et al.*, 2004a).

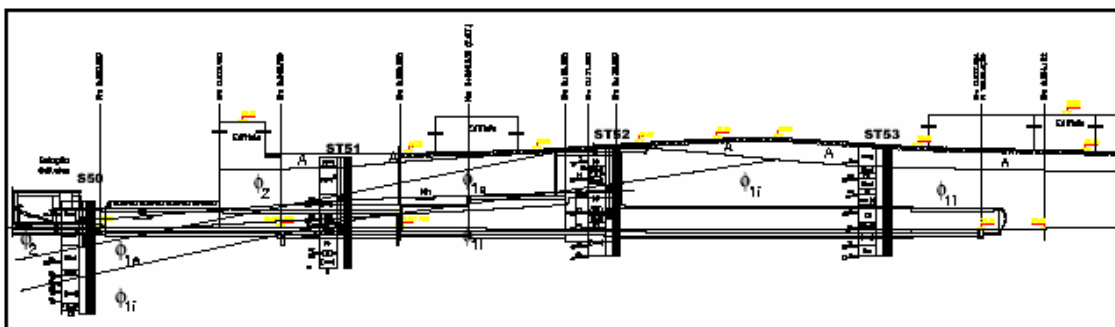


Figura 5.27 Término de Odivelas. Perfil geológico e geotécnico interpretativo. (Melâneo *et al.*, 2004a)

- Condições geológicas e geotécnicas

O túnel do Término de Odivelas foi escavado em formações que se integram no domínio da *Formação de Benfica* (Φ), formação terciária de natureza sedimentar detrítica e de origem continental que, segundo a Carta geológica de Portugal, é constituída por: conglomerado com pequenos calhaus rolados de rochas quartzosas, pouco consolidado, esverdeado, com espessura superior a 4m; margas avermelhadas com calhaus rolados; conglomerado com grandes elementos cimentados por uma marga avermelhada ou branca e, por vezes, por calcário (3 a 4 m) (Melâneo *et al.*, 2004a). Podem distinguir-se duas unidades litológicas: i) a superior (Φ_2), constituída por arenito de cimento calcário pertencente, provavelmente, à bancada dos *Calcários de Alfarelos*; ii) a inferior (Φ_1), caracterizada como um complexo areno-silto-argiloso, com predominância de areias e com ocorrências de seixos e calhaus rolados, umas vezes concentradas, outras dispersas (Barreto *et al.*, 2003).

▪ Processo construtivo

Os túneis do Término e do Posto de Tracção foram escavados sequencialmente ao abrigo de um guarda-chuva de enfilagens de colunas de *jet grouting* armadas de tubos metálicos, a partir de um poço de ataque que permitiu também a execução do Posto de Tracção.

A existência de edifícios em superfície e ao longo do traçado condicionou a metodologia construtiva. A metodologia construtiva previa a instalação de pregagens de fibra de vidro na frente, a manutenção de banquetas frontal e a instalação de drenos em avanço, com divisão da secção em calota e destroça, de acordo com a sequência seguinte (Melâneo *et al.*, 2004a):

Fase I

- avanços da frente, com talude frontal, de 1,0m;
- betão projectado na abóbada e hasteais com 5cm de espessura e cambotas metálicas TH29 afastadas de 1,0m;
- rede metálica electrossoldada AQ38 e betão projectado em camadas de 5cm até perfazer a espessura final de 20cm;

Fase II

- betão projectado em camada de 5cm de espessura;
- execução da destroça, desfasada da frente, em avanços não superiores a 4m com demolição da soleira provisória;
- rede AQ38 e betão projectado até perfazer 20cm;

Fase III

- betonagem da soleira e do enchimento em betão, em troços não superiores a 4m;

Fase IV

- betonagem do revestimento definitivo dos hasteais e abóbada em troços não superiores a 10m.

Adicionalmente, para o túnel do Término (secção tipo I), foi considerado o reforço do guarda-chuva por uma segunda família de enfilagens de colunas de *jet grouting*, e a execução de soleira provisória entre as fases I e II.

Por razões de fraco recobrimento e para minorar os riscos da escavação sob os dois edifícios, estes foram recalçados de forma a permitir a construção das galerias sem afectar as estruturas dos edifícios, tendo sido também reforçado o

guarda-chuva por uma segunda família de enfilagens de colunas de *jet grouting* e a execução de soleira provisória entre as fases de calota e destroça.

Na Figura 5.28 e na Figura 5.29 estão representadas os faseamentos construtivos para as secções tipo I e tipo II, respectivamente.

A Figura 5.30 e a Figura 5.31 ilustram o túnel do posto de tracção na fase de execução do guarda-chuva de enfilagens e após a betonagem do revestimento definitivo.

Em função da sensibilidade a movimentos induzidos pela escavação, foram definidas as três zonas seguintes:

- z1 sem edifícios dentro da influência da escavação;
- z2 com edifícios dentro da influência da escavação;
- z3 edifícios sobre a área, em planta, ocupada pela projecção do túnel.

Em z1, considerou-se a execução da escavação faseada com instalação de suporte e sem execução da soleira provisória. Em z2, a escavação foi faseada com a execução de soleira provisória enquanto em z3, a escavação foi faseada, com soleira provisória, sob duplo guarda – chuva de enfilagens de colunas de *jet grouting*.

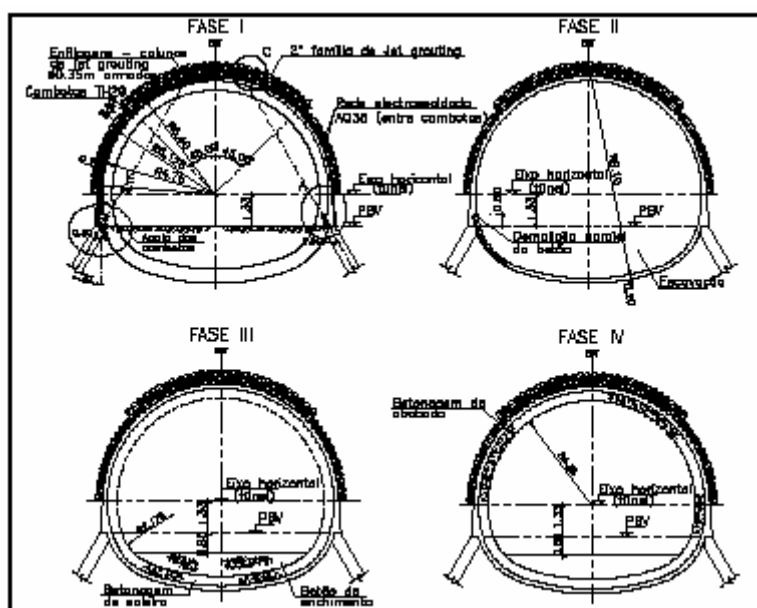


Figura 5.28 Secção tipo I (Túnel do Término). Faseamento em secção aberta. (Melâneo *et al.*, 2004a)

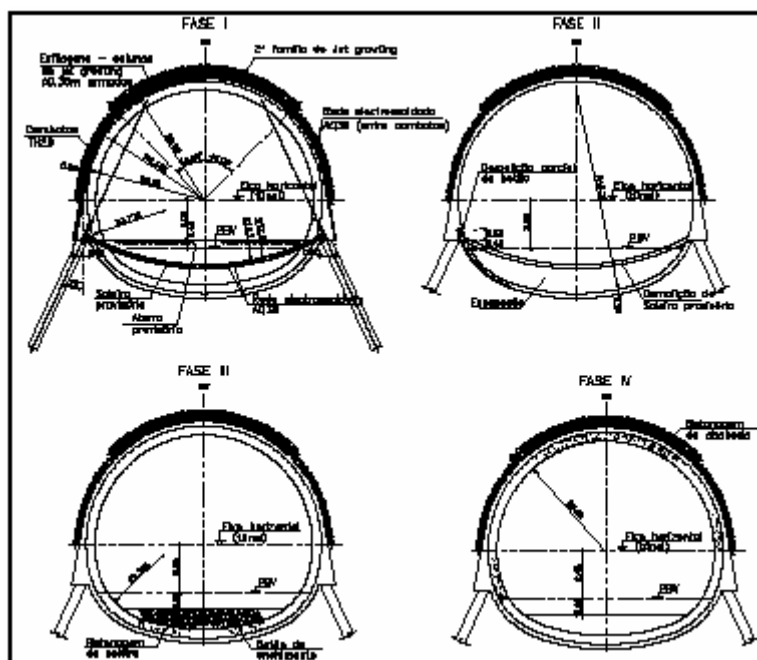


Figura 5.29 Secção tipo II (Túnel do Posto de Tracção). Faseamento em secção fechada. (Melâneo *et al.*, 2004a)



Figura 5.30 Posto de tracção (escavação). Melâneo *et al.*, 2004a



Figura 5.31 Posto de tracção (revestimento). Melâneo *et al.*, 2004a

- Observação da obra

O Plano de Observação da obra implementado compreendeu a instalação de extensómetros, marcas de nivelamento, convergências no interior do túnel e do poço de ataque, inclinómetros, e a verificação dos níveis de água no terreno por piezómetros (Barreto *et al.*, 2003) (Figura 5.32).

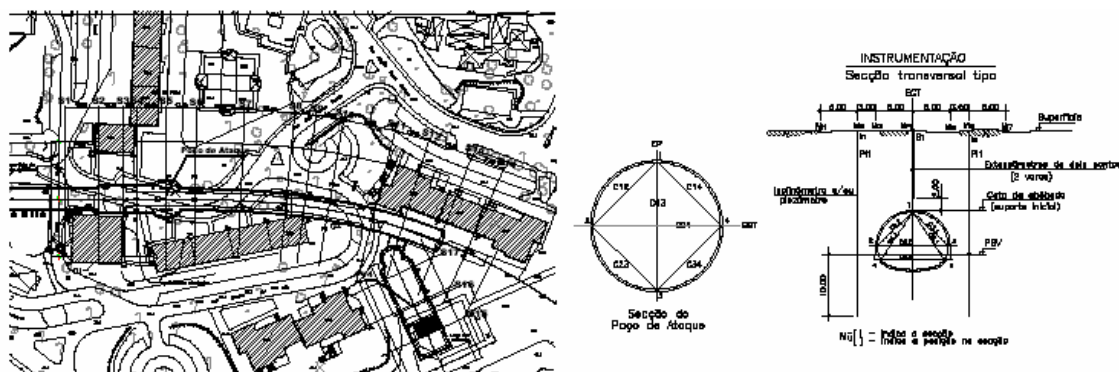


Figura 5.32 Término de Odivelas. Plano de Observação. Planta e secções tipo. (Melâneo, et al. 2004a).

5.4.1.2 Análise dos resultados de observação

No Quadro 5.4 incluem-se os parâmetros definidores das curvas de Gauss, bem como a distorção angular máxima e a deformação máxima de tracção estimadas para a superfície. Na Figura 5.33 ilustram-se as distribuições dos assentamentos superficiais nas diferentes secções de observação, assim como as curvas de Gauss que melhor as representam.

Quadro 5.4 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do túnel do término de Odivelas.

Secção	Maciço	Prof. Eixo (m)	Parâmetros da Curva de Gauss					
			$\delta_{vmáx}$ (mm)	i (m)	$K=i/H$	V_a (%)	β (%)	ϵ_h (%)
S1	Formação de Benfica – Areias	18,50	14,95	6,68	0,36	0,44	0,136	0,052
S2		17,50	16,57	8,84	0,51	0,64	0,114	0,044
S3		18,00	7,90	11,82	0,66	0,23	0,041	0,016
S6		21,00	4,00					
S8		23,60	12,25	11,83	0,50	0,63	0,063	0,024
S9		22,00	11,73	12,87	0,59	0,66	0,055	0,021
S10		21,00	11,80	10,04	0,48	0,54	0,071	0,027
S11		20,70	15,50					

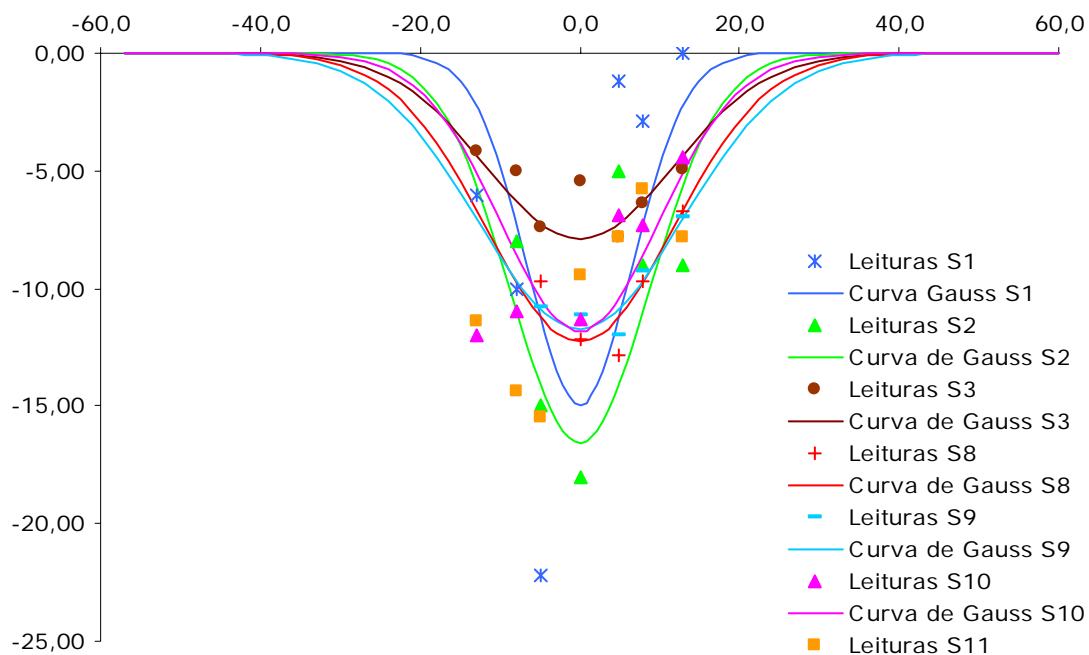


Figura 5.33 Término de Odivelas. Assentamentos observados e bacias de subsidência.

Uma observação do Quadro 5.4 permite verificar que, em todas as secções, os deslocamentos não apresentam valores excessivos, sendo inferiores a 15,50mm. Estes valores são um pouco superiores aos estimados de acordo com Melâneo *et al.* (2004a), que apontavam para valores máximos de cerca de 10mm.

O parâmetro K , que relaciona a largura da bacia de subsidência com a profundidade do eixo do túnel, encontra-se compreendido entre 0,36 e 0,66, valores mais elevados do que os usualmente referidos na literatura (O'Reilly e New, 1982; Mair e Taylor, 1997) para solos granulares como é o presente caso (0,25-0,45). Quanto ao volume da bacia de subsidência (V_a) apresenta valores inferiores a 0,66.

Uma observação da Figura 5.33 permite verificar que, de um modo geral, qualitativamente o comportamento das diversas marcas superficiais dispostas ao longo do traçado do túnel é semelhante. É possível constatar que as secções onde se registam os maiores deslocamentos são as secções S2 e S11, apresentando as restantes um comportamento mais homogéneo.

Na Figura 5.34 apresenta-se a evolução dos assentamentos nas marcas superficiais colocadas na secção de instrumentação S2. A marca M2.4 situava-se sobre o eixo do túnel, enquanto as marcas M2.2 e M2.3 se encontravam à esquerda

do eixo e as restantes à direita. É visível, em todas as marcas, um ligeiro levantamento registado antes da passagem da frente de escavação (abóbada), que deverá corresponder à execução das enfilagens. O fecho da soleira provisória ocorreu a 24 de Julho de 2003, contudo, verificou-se um aumento dos assentamentos até Outubro, altura em que foi fechada a soleira definitiva. Após essa data deu-se um retrocesso nos assentamentos.

O comportamento descrito apresenta aspectos comuns às restantes secções. O levantamento devido à execução das enfilagens é também visível na secção S3. Verifica-se, em todas as secções, que apenas após o fecho da soleira definitiva ocorre a estabilização dos deslocamentos.

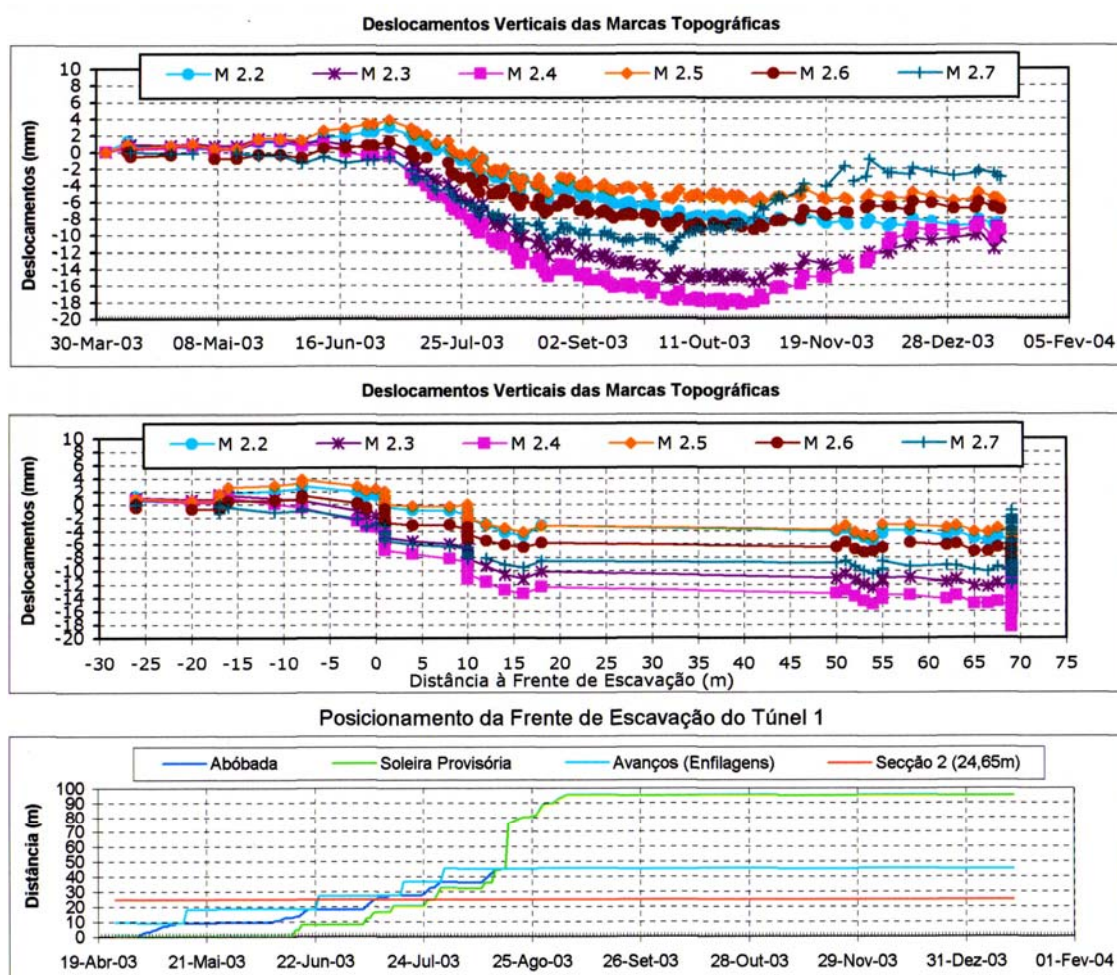


Figura 5.34 Término de Odivelas. Evolução do perfil longitudinal dos assentamentos na secção S2.

Na Figura 5.35 apresentam-se as categorias dos danos expectáveis para as secções deste troço. Com excepção das secções S1 e S2, onde o dano expectável seria de categoria 2, as restantes encontram-se classificadas na categoria 0.

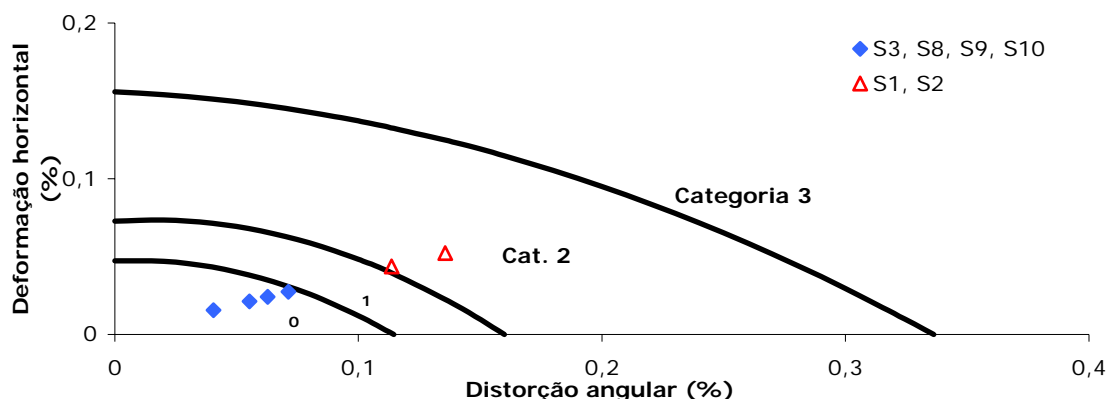


Figura 5.35 Término de Odivelas. Categorias dos danos expectáveis para as secções, de acordo com os resultados de observação.

5.5 Prolongamento da Linha Azul Pontinha – Amadora Este

O prolongamento da linha Azul entre a Pontinha e a Amadora (Figura 5.36) é composto por 2200m de linha: cerca de 2000m são em túnel e os restantes 200m correspondem às estações de Alfoanelos e Amadora. Para construção dos 2000m de túnel foram usados dois processos distintos. Cerca de 800m foram construídos segundo o método mineiro e 1200m foram escavados a “céu aberto” (Melâneo *et al.*, 2004b).

A construção deste prolongamento teve início no Término da Pontinha, seguindo em direcção à Amadora, tendo-se desenvolvido em três frentes: duas na execução do túnel de Alfoanelos (emboquilhamento Nascente e Poente) e outra no túnel do Término da Falagueira, a partir do posto de tracção.

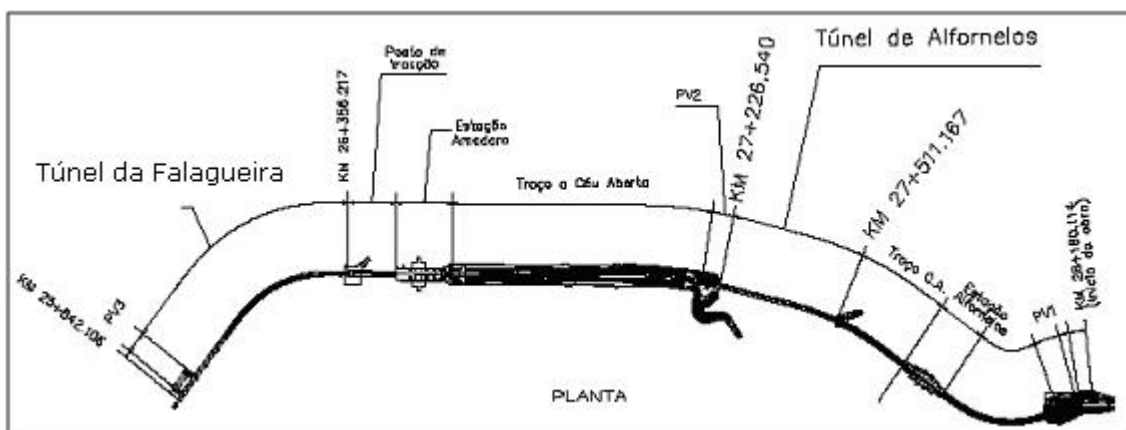


Figura 5.36 Prolongamento da Linha Azul entre a Pontinha e a Amadora (Melâneo *et al.*, 2004b)

5.5.1 Descrição da obra

- Características geométricas

O túnel de Alfoanelos (Figura 5.37) fica compreendido entre o km27+226,540 e o km27+511,167, tendo sido escavado a partir de duas frentes: o emboquilhamento Nascente, junto ao lugar de Alfoanelos, e o emboquilhamento Poente, junto à estrada da Brandoa. A construção deste túnel teve início no 1º semestre de 2002.

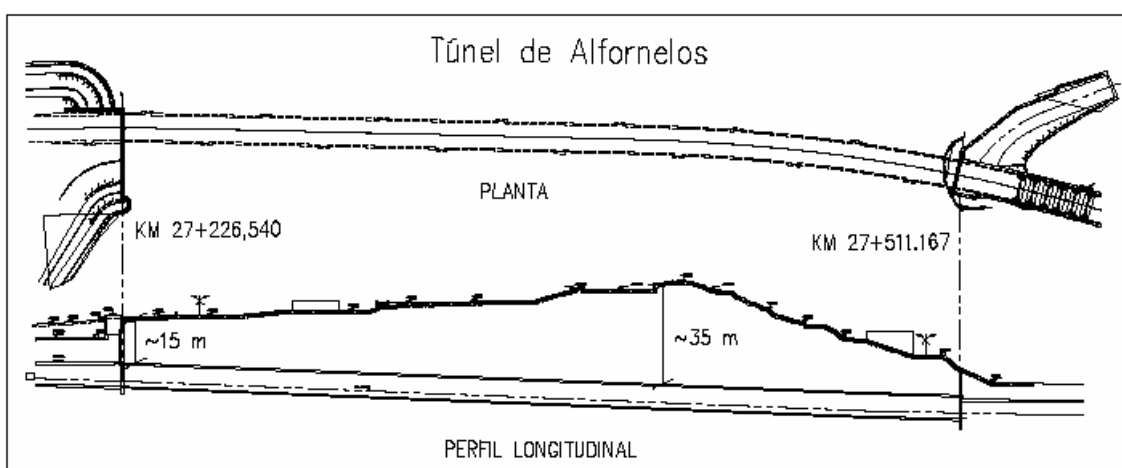


Figura 5.37 Túnel de Alfoanelos. Planta e perfil longitudinal. (Melâneo *et al.*, 2004b)

Este túnel tem a forma aproximada de um cilindro, com um raio interior horizontal de 4,35m a que corresponde um raio de escavação de 4,95m, sendo o diâmetro vertical de escavação igual a 8,68m (Melâneo *et al.*, 2004b).

O recobrimento deste troço varia entre os 15 e os 35m.

O Túnel da Falagueira (Figura 5.38) está compreendido entre o km26+356,217 e o km25+842,106. Este empreendimento, que compreende o Túnel do Término, o Posto de Ventilação e o Posto de Tracção, foi construído através da abertura de um poço de ataque, situado entre o Posto de Tracção e o Túnel do Término, a partir do qual se desenvolveram as duas frentes de trabalho.

O recobrimento destes túneis varia entre 15 e 9,5m e o seu diâmetro é de 10m.

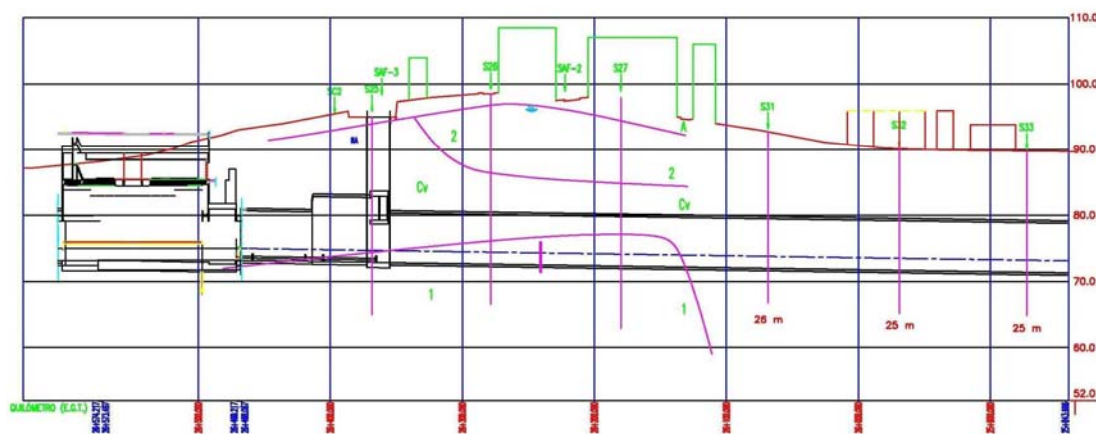
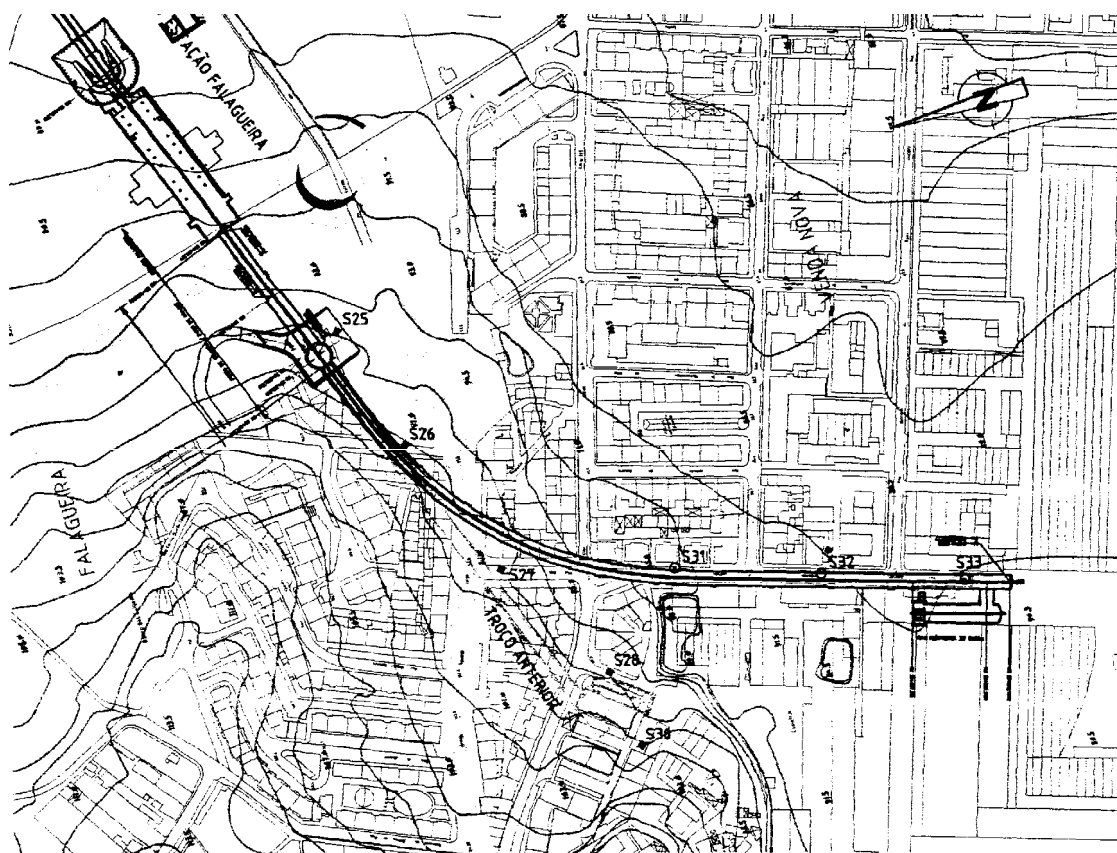


Figura 5.38 Túnel da Falagueira. Planta e perfil longitudinal.

- Condições geológicas e geotécnicas

Na caracterização geotécnica do maciço envolvente do túnel de Alfornelos distinguiram-se três zonas: uma que corresponde à bancada dos “Calcários de Alfornelos” e outras duas correspondentes à “Formação de Benfica”, que antecedem

ou que sucedem aquela bancada. Em ambos os casos, os solos apresentavam-se sobreconsolidados mas, com frequência, desagregavam-se durante a execução da sondagem. Os solos da "Formação de Benfica" caracterizam-se, na maioria dos casos, como rijos, com $N_{SPT} > 60$, sendo que, a bancada dos "Calcários de Alfovelos", ao contrário das formações encaixantes, apresenta uma acentuada anisotropia devida, não só às juntas de estratificação, mas também às diferenças litológicas e de qualidade que os seus estratos revelam entre si. Este maciço foi classificado como de qualidade de medíocre a mau, com a agravante da existência de água com artesianismo (Melâneo *et al.*, 2004b).

O túnel da Falagueira foi escavado no Complexo vulcânico de Lisboa, formação pertencente ao Cretácio superior e que é constituída por um manto basáltico, tufos e brechas vulcânicas.

- Processo construtivo

Estes túneis foram abertos em secções parciais: meia secção superior (bancada) e meia secção inferior (destroça), com manutenção do talude frontal e ao abrigo de pré-suporte composto por enfilagens em tubo de aço injectado (Melâneo *et al.*, 2004b). O suporte adoptado consistiu na aplicação de betão projectado (0,20m de espessura) reforçado com uma malha electrossoldada AQ38 e cambotas metálicas TH29 afastadas de 1,50m. Os avanços adoptados para a meia secção superior foram também de 1,50m e em destroça foram de 4,50m.

O projecto previa a utilização de pregagens na frente, o que se verificou não ser necessário na fase de obra (Jorge *et al.*, 2003).

O revestimento definitivo é constituído por uma secção em betão armado com a espessura constante de 0,40m.

A sequência construtiva adoptada nas secções escavadas ao abrigo das enfilagens foi a seguinte (Melâneo *et al.*, 2004b):

- escavação da meia secção superior e aplicação do suporte (cambotas metálicas + 20cm de betão projectado e malhassol);

- escavação em destroça e aplicação de suporte (20cm de betão projectado e malhassol);

- betonagem da soleira e colocação do betão de enchimento;
- betonagem dos hasteais e abóbada.

O zonamento geotécnico levou à consideração de duas secções tipo para a escavação: “secção aberta” (Figura 5.39) e “secção fechada” (Figura 5.40), que corresponde à execução de uma soleira provisória em betão projectado com 0,20m de espessura, entre as fases de bancada e destroça, demolida na passagem da primeira para a segunda fase.

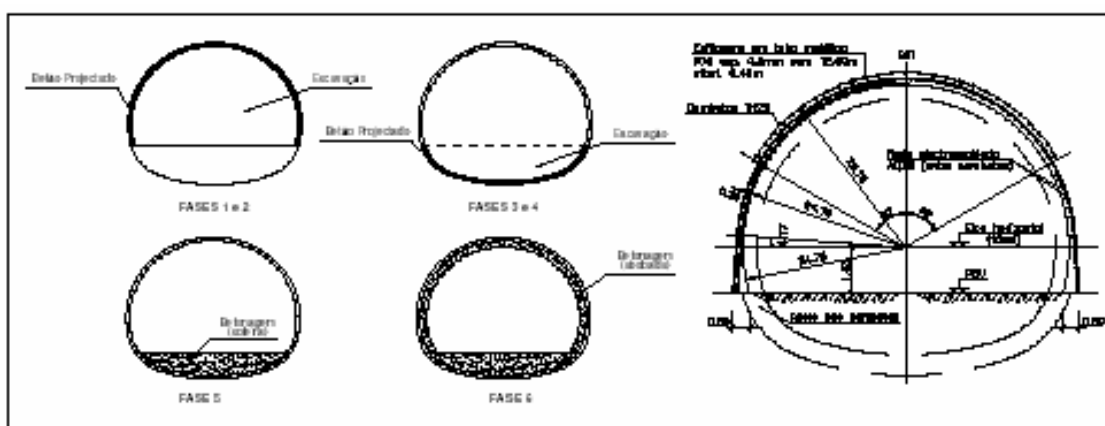


Figura 5.39 Túnel de Alfornelos. Secção aberta. (Melâneo *et al.*, 2004b).

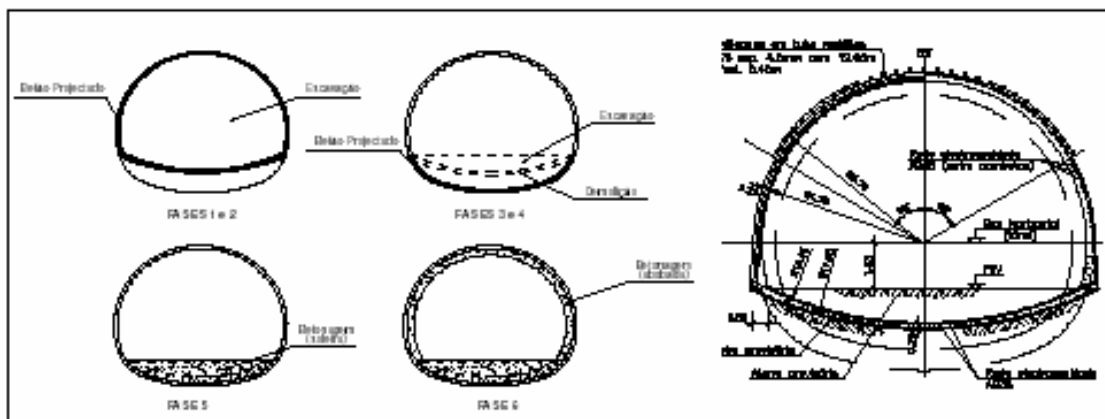


Figura 5.40 Túnel de Alfornelos. Secção fechada (Melâneo *et al.*, 2004b).

- Observação da obra

O Programa de Observação implementado para monitorização deste troço abrangia 12 secções transversais ao eixo do túnel para o túnel de Alfornelos e 32

secções para o túnel da Falagueira com instalação de marcas de observação superficial, inclinómetros e extensómetros, tal como se pode observar na Figura 5.41, onde se representa um corte tipo de uma secção instrumentada. A localização das secções instrumentadas encontra-se representada na Figura 5.42 e na Figura 5.43, respectivamente, para o túnel de Alfarelos e da Falagueira.

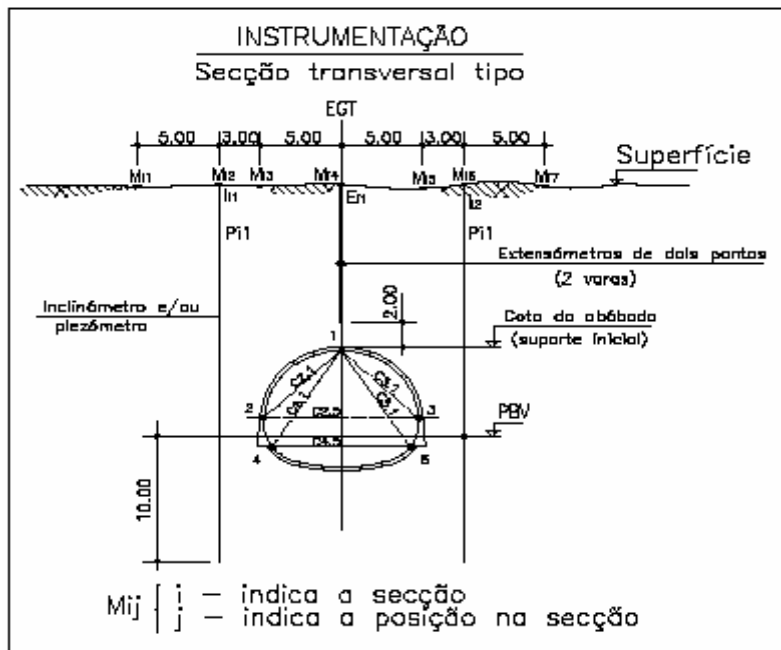


Figura 5.41 Secção de instrumentação tipo.

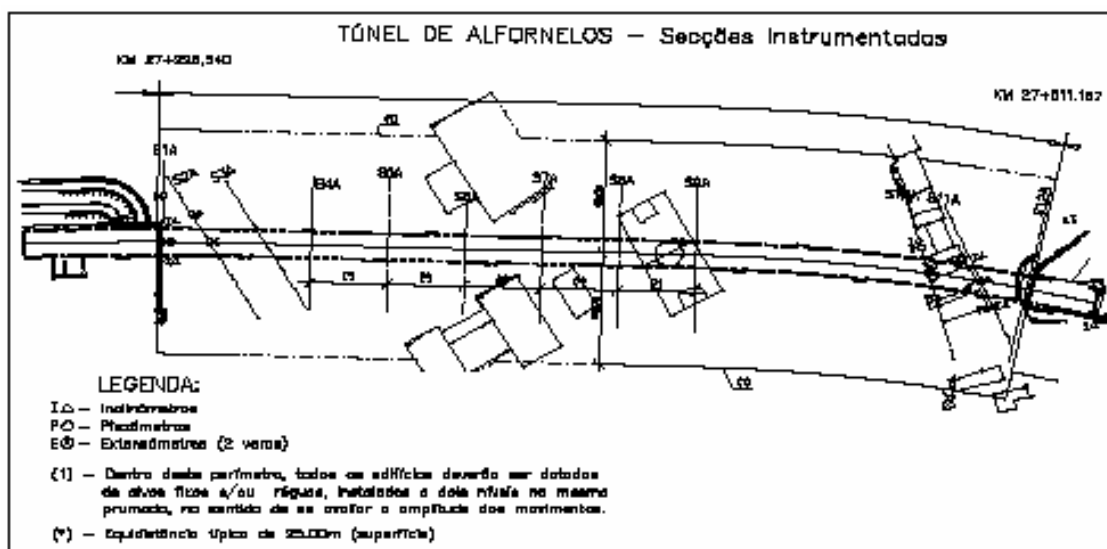


Figura 5.42 Túnel de Alfarelos. Planta de instrumentação.



Figura 5.43 Túnel da Falagueira. Planta de instrumentação.

A frequência de leituras foi determinada em função da distância das secções de medição à frente de escavação e dos resultados obtidos nas leituras anteriores. As frentes de escavação foram ainda objecto de cartografia geológica através de registo fotográfico, o que possibilitou a obtenção de um registo contínuo das características do maciço escavado.

Os resultados da observação da obra permitiram aferir o modelo de projecto, tendo-se ajustado as soluções previstas tais como o tipo de suporte, avanços, espaçamento, utilização ou não de soleira provisória, tratamento com enfilagens, utilização de geodrenos e pregagens na frente com fibra de vidro (Melâneo *et al.*, 2004b).

5.5.2 Análise dos resultados de observação

5.5.2.1 Túnel de Alfoanelos

No Quadro 5.5 incluem-se os parâmetros definidores das curvas de Gauss, bem como a distorção angular máxima e a deformação máxima de tracção estimadas para a superfície. Na Figura 5.44 ilustram-se as distribuições dos assentamentos superficiais, nas diferentes secções de observação, bem como as curvas de Gauss que melhor as representam.

Quadro 5.5 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do túnel de Alfoanelos do Prolongamento da Linha Azul.

Secção	Maciço	Prof. Eixo (m)	Parâmetros da Curva de Gauss					
			$\delta_{vmáx}$ (mm)	i (m)	$K=i/H$	V_a (%)	β (%)	ϵ_h (%)
S1A	Formação de Benfica – Arenitos	18,00	1,70					
S2A		20,00	1,00					
S3A		22,00	3,33	33,86	1,54	0,54	0,007	0,003
S4A		23,50	7,33	17,57	0,75	0,54	0,025	0,010
S5A		24,30	21,41	12,54	0,52	1,13	0,103	0,040
S6A		28,70	16,84	21,65	0,75	1,54	0,047	0,018
S7A		30,20	18,42	19,11	0,63	1,48	0,058	0,022
S8A		34,80	7,40	6,37	0,24	0,18	0,084	0,032
S9A		38,20	17,18	30,99	0,81	2,25	0,035	0,013

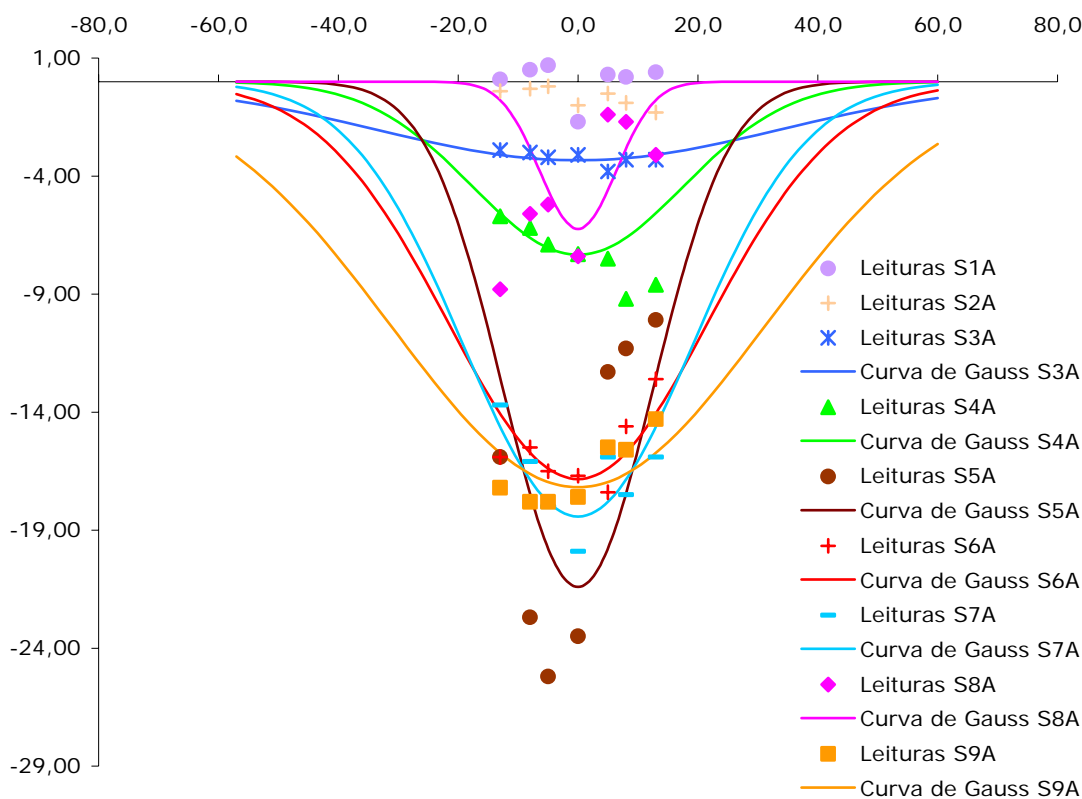


Figura 5.44 Prolongamento da Linha Azul Pontinha – Amadora Este. Túnel de Alfoanelos. Assentamentos observados e bacias de subsidência.

O Quadro 5.5, assim como a Figura 5.44, permitem comprovar que as secções de instrumentação S1A, S2A e S3A apresentam valores relativamente reduzidos de assentamento. Entre as secções S4A e S9A, verifica-se que as máximas deformações apresentam valores mais elevados. Constata-se também que às secções em que os assentamentos e os volumes das bacias de subsidência são maiores correspondem maiores valores de i . Como justificação para este facto, Melâneo *et al.* (2004b) referem que estas secções correspondem a zonas litológicas que apresentam uma fracção predominantemente arenosa (trata-se de uma areia argilosa com calhaus rolados) que se encontra condicionada entre camadas menos permeáveis ou até mesmo impermeáveis, acabando por funcionar como dreno natural conduzindo a uma instabilidade da frente de escavação, por encaminhar a água. Na secção S6A, possivelmente devido à ocorrência de materiais de características arenosas e água abundante, ocorreram desprendimentos na frente e, eventualmente, fenómenos de extrusão.

A observação da evolução do perfil longitudinal das deformações sobre o eixo do túnel nas várias secções (Figura 5.45) mostra que grande parte dos

assentamentos ocorreu adiante da frente, sendo provavelmente devidas à drenagem do maciço. Verifica-se também que nas secções em que as deformações tiveram início mais cedo, cerca de 40m antes da frente, ocorreram os maiores assentamentos máximos (S5A, S6A e S7A). O maior aumento das deformações tem lugar até cerca de 20m (2 diâmetros) após a passagem da frente, sendo variável o momento em que ocorre a estabilização das deformações.

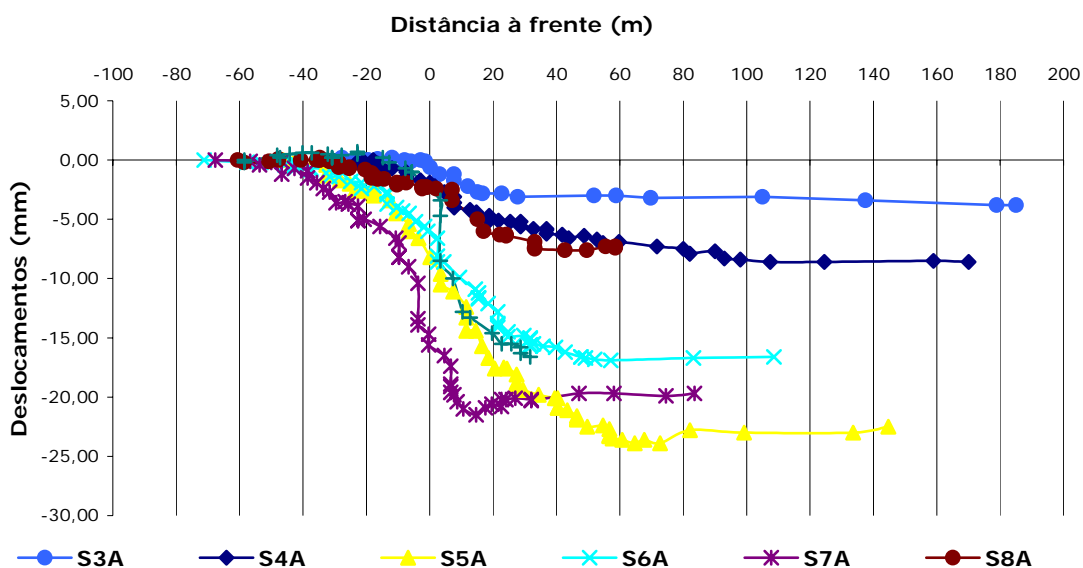


Figura 5.45 Prolongamento da Linha Azul Pontinha – Amadora Este. Túnel de Alfovelos. Evolução do perfil longitudinal dos assentamentos sobre o eixo do túnel com o posicionamento da frente de escavação.

Embora tenham sido executadas enfilagens, não é visível, em nenhum dos perfis longitudinais das deformações, qualquer empolamento devido à sua execução.

Na Figura 5.46 representam-se as categorias de danos expectáveis para as secções em análise do túnel de Alfovelos. Não seriam expectáveis danos de categoria superior a 1, mesmo nas secções em que tiveram lugar os maiores assentamentos máximos. As duas secções, S5A e S8A, onde poderiam ocorrer os maiores danos (categoria 1), correspondem respectivamente à secção onde se verificou o maior assentamento máximo e à secção em que o valor de K era mais baixo, isto é, onde a bacia de subsidência era mais estreita.

Apesar dos volumes das bacias de subsidência serem elevados, os danos não são muito significativos em função do valor elevado de i .

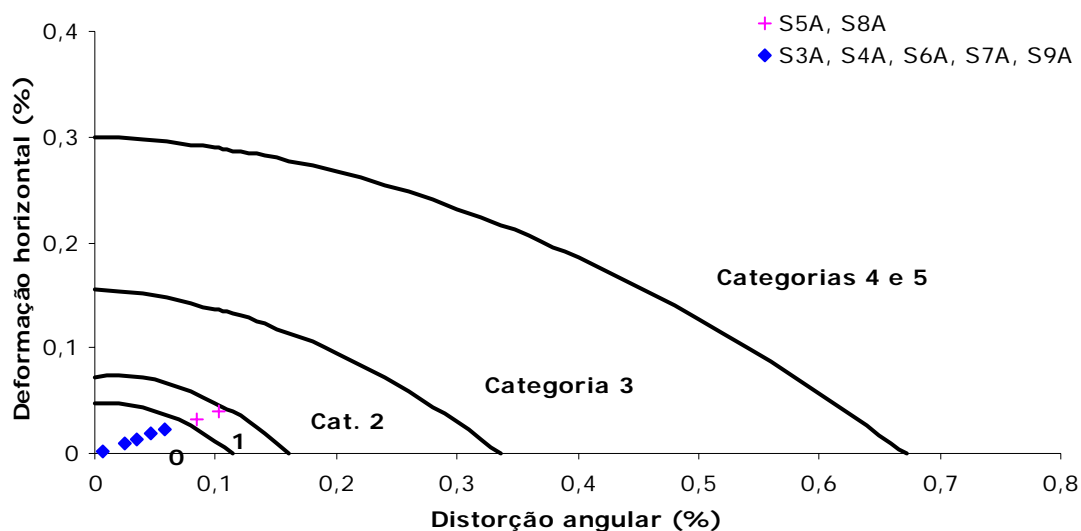


Figura 5.46 Prolongamento da Linha Azul Pontinha – Amadora Este. Categorias dos danos expectáveis para as secções do Túnel de Alfornelos, de acordo com os resultados de observação.

5.5.2.2 Túnel da Falagueira

A Figura 5.48, a Figura 5.48 e a Figura 5.49 apresentam as distribuições dos assentamentos superficiais nas diferentes secções de observação, bem como as curvas de Gauss que melhor as representam, enquanto o Quadro 5.6 resume os parâmetros obtidos para as secções deste túnel.

Para o volume da bacia de subsidência, V_a , obteve-se um valor máximo de 0,67% correspondente à secção onde foi registado o maior assentamento máximo.

A análise da Figura 5.48, da Figura 5.48 e da Figura 5.49 permite verificar que, entre as secções S13P e S17P ocorre um aumento do assentamento máximo, que poderá estar relacionado com a progressiva diminuição do recobrimento do túnel ao longo do traçado. Na secção 17P, o nível de deformação verificado levou mesmo à intervenção do projectista. As menores deformações verificadas a partir da secção S18P estão associadas ao reforço do sustimento do túnel.

Quadro 5.6 Parâmetros caracterizadores dos movimentos transversais das secções do túnel da Falagueira do Prolongamento da Linha Azul.

Secção	Maciço	Prof. Eixo (m)	Parâmetros da Curva de Gauss					
			$\delta_{vm\acute{a}x}$ (mm)	i (m)	$K=i/H$	V_a (%)	β (%)	ϵ_h (%)
S3N	Cretácio superior: Complexo vulcânico de Lisboa manto basáltico superior + manto basáltico inferior	18,00	8,03	7,79	0,43	0,20	0,062	0,024
S4N		16,80	4,24	8,23	0,49	0,11	0,031	0,012
S6N		16,00	5,63					
S2P		20,80	7,25	5,92	0,28	0,14	0,074	0,029
S11P		18,80	4,09	11,96	0,64	0,16	0,021	0,008
S12P		18,40	3,70					
S13P		17,60	3,10	11,08	0,63	0,11	0,017	0,007
S14P		17,20	4,98	14,23	0,83	0,23	0,018	0,007
S15P		16,80	9,04	13,75	0,82	0,40	0,040	0,015
S16P		16,00	10,94	12,11	0,76	0,42	0,055	0,021
S17P		15,20	31,61	6,62	0,44	0,67	0,289	0,111
S18P		14,80	24,74	5,21	0,35	0,41	0,288	0,111
S19P		14,40	6,95	5,46	0,38	0,12	0,077	0,030
S20P		14,40	8,19	8,50	0,59	0,22	0,058	0,022
S22P		14,40	10,23	8,10	0,56	0,26	0,077	0,029
S23P	Cretácio superior: Complexo vulcânico de Lisboa manto basáltico inf + tufos e brechas vulcânicas	14,40	11,60	7,66	0,53	0,28	0,092	0,035
S24P		14,40	18,08	7,03	0,49	0,41	0,156	0,060
S25P		14,40	16,35	8,73	0,61	0,46	0,113	0,044
S26P		14,40	10,83	12,09	0,84	0,42	0,054	0,021

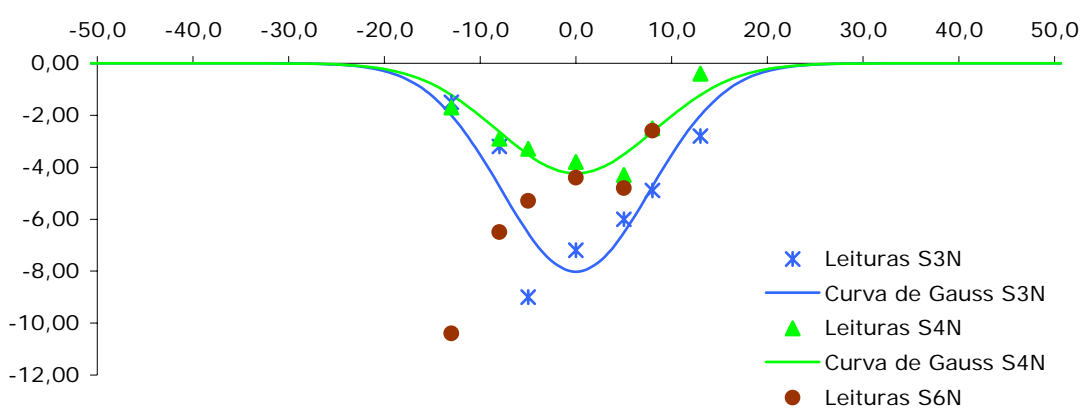


Figura 5.47 Prolongamento da Linha Azul Pontinha – Amadora Este. Túnel da Falagueira – Posto de tracção. Assentamentos observados e bacias de subsidência para as secções S3N, S4N e S6N.

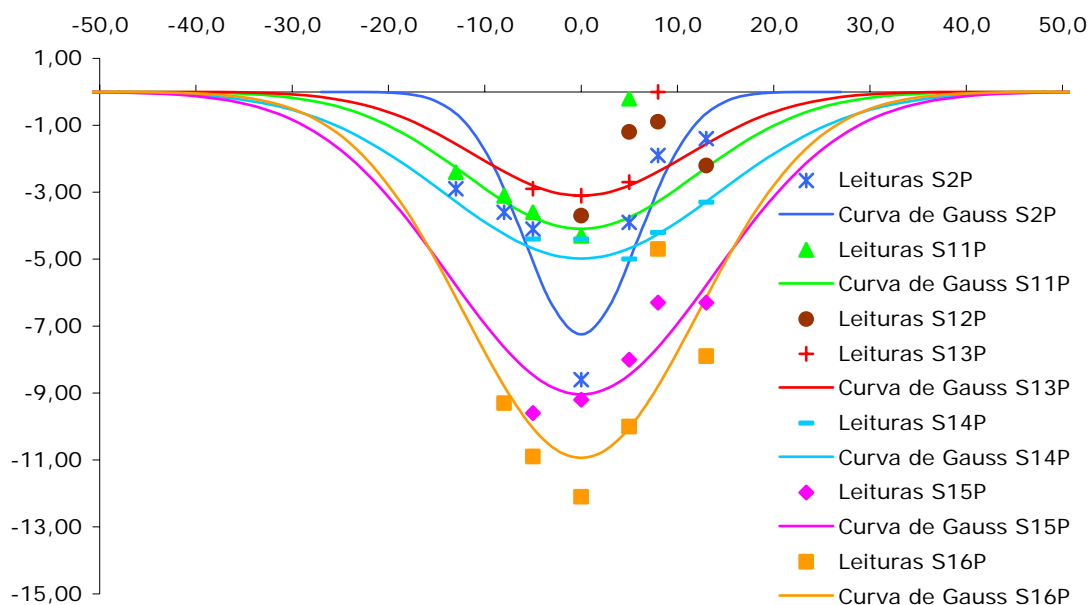


Figura 5.48 Prolongamento da Linha Azul Pontinha – Amadora Este. Túnel da Falagueira. Assentamentos observados e bacias de subsidência para as secções S2P a S16P.

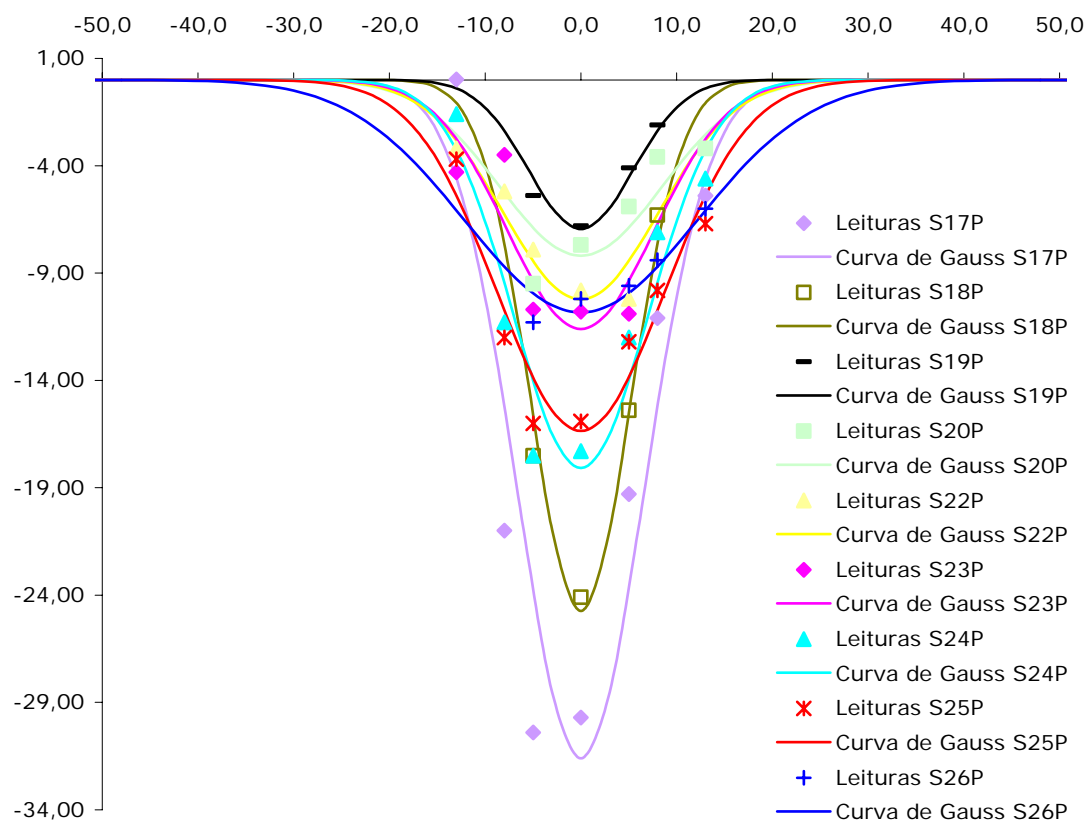


Figura 5.49 Prolongamento da Linha Azul Pontinha – Amadora Este. Túnel da Falagueira. Assentamentos observados e bacias de subsidência para as secções S17P a S26P.

A observação da evolução dos perfis longitudinais dos assentamentos sobre o eixo do túnel com o avanço da frente (Figura 5.50) também merece alguns comentários:

- com excepção das secções S17P e S18P, onde as deformações foram superiores, todas as secções apresentam um comportamento semelhante;
- embora a escavação tenha sido executada ao abrigo de enfilagens não é visível qualquer empoamento do terreno antes da passagem da frente;
- as deformações têm início cerca de 25m antes da passagem da frente (aproximadamente 2,5 diâmetros), apresentando o maior incremento até 2,5 diâmetros após a escavação da abóbada e estabilizando rapidamente.

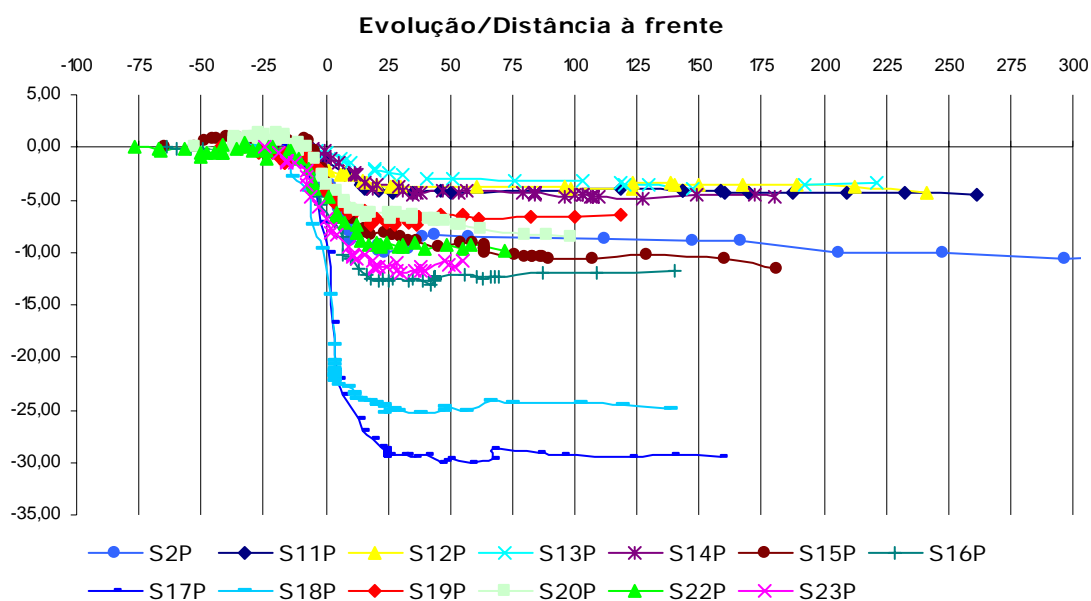


Figura 5.50 Prolongamento da Linha Azul Pontinha – Amadora Este. Túnel da Falagueira. Evolução do perfil longitudinal dos assentamentos sobre o eixo do túnel com o posicionamento da frente de escavação.

A Figura 5.51, que apresenta a categoria dos danos expectáveis para as secções do túnel da Falagueira, também permite confirmar a afirmação anterior. As secções onde o dano expectável é maior são precisamente as secções S17P e S18P, a que corresponde a categoria 3, e as secções S24P e S25P a que corresponde a categoria 2. As restantes secções encontram-se classificadas nas categorias 0 e 1.

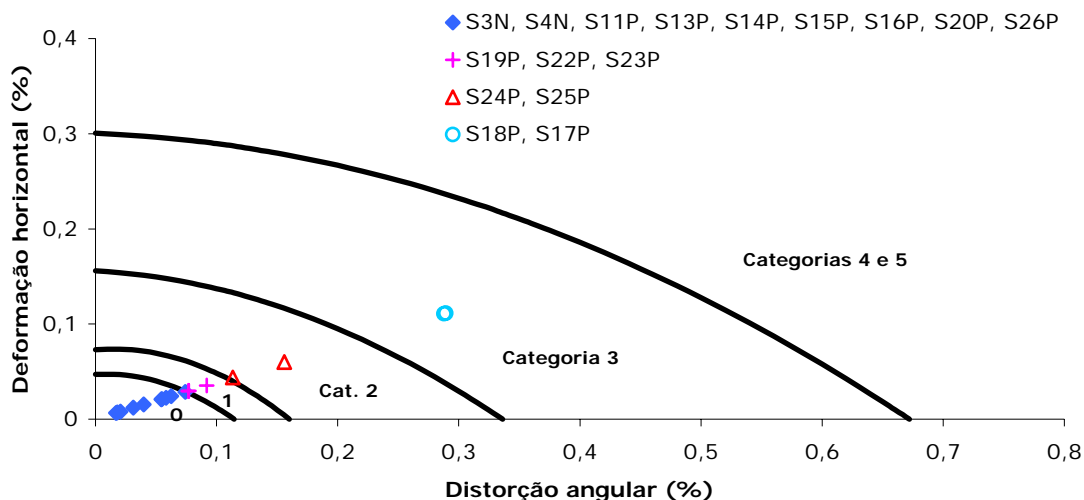


Figura 5.51 Categorias dos danos expectáveis para as secções do Túnel da Falagueira do prolongamento da linha Azul, de acordo com os resultados de observação.

5.6 Conclusões

De seguida, procura-se sistematizar os resultados de observação das diversas obras em análise neste capítulo.

Tal como no capítulo anterior, foi efectuada uma análise estatística dos valores obtidos para o volume da bacia de subsidência (V_a), e para o parâmetro $K=i/H$, agrupando as secções de acordo com o tipo de maciço interessado na obra, com o objectivo de estabelecer os respectivos valores característicos. Assim, as secções foram reunidas em três grupos: formações Miocénicas, formação de Benfica e Cretácio Superior. Para estes três grupos foram definidos os intervalos de variação de V_a e K , sendo excluídos todos os valores excessivamente elevados ou baixos.

No Quadro 5.7 apresentam-se os limites superiores e inferiores das amostras consideradas na análise do parâmetro K e o limite superior das amostras consideradas na análise do volume V_a . Esta informação é complementada na Figura 5.52, na Figura 5.53, na Figura 5.54, na Figura 5.55, na Figura 5.56 e na Figura 5.57. As três primeiras apresentam a variação da distância do ponto de inflexão da

bacia de subsidência ao eixo de simetria do túnel, i , com a profundidade do eixo do túnel, H , enquanto as três últimas apresentam a distribuição do volume V_a com a profundidade H .

Quadro 5.7 Intervalos de variação dos parâmetros K e V_a , de acordo com o maciço escavado.

Maciço	$K = i / H$		V_a
	Limite inferior	Limite superior	Limite superior
Formações Miocénicas	0,30	0,90	1,20
Formação de Benfica	0,30	0,90	1,20
Cretácio Superior	0,30	0,90	1,20

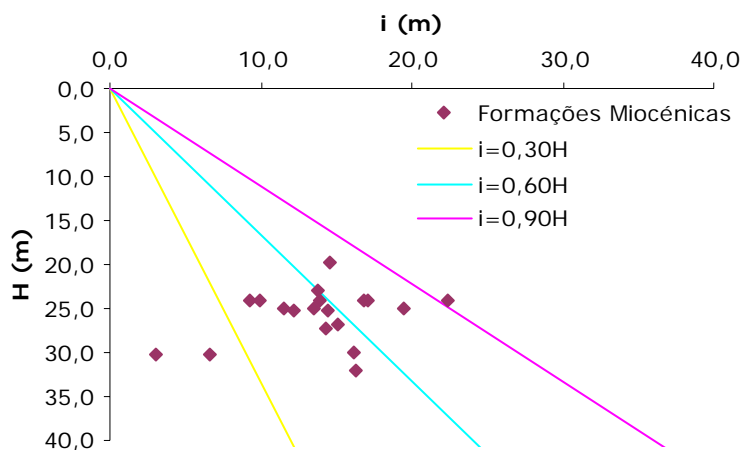


Figura 5.52 Formações Miocénicas. Variação da distância do ponto de inflexão da bacia de subsidência ao eixo de simetria do túnel, i , com a profundidade do eixo do túnel, H .

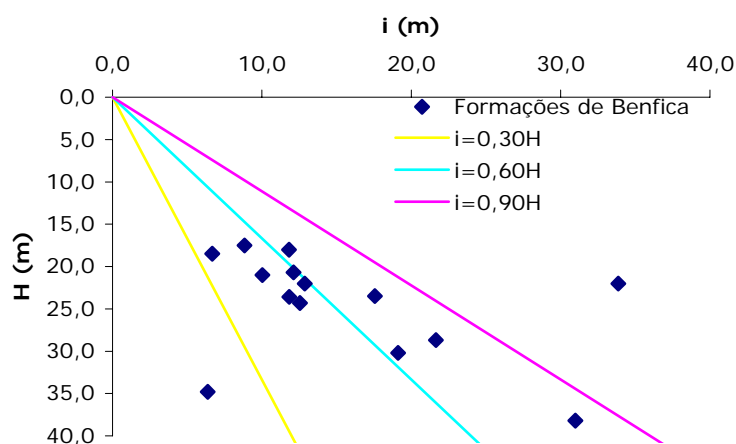


Figura 5.53 Formações de Benfica. Variação da distância do ponto de inflexão da bacia de subsidência ao eixo de simetria do túnel, i , com a profundidade do eixo do túnel, H .

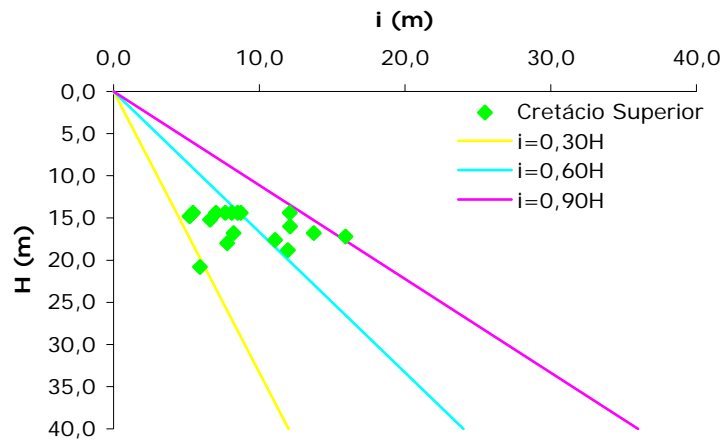


Figura 5.54 Formações do Cretácio Superior. Variação da distância do ponto de inflexão da bacia de subsidência ao eixo de simetria do túnel, i , com a profundidade do eixo do túnel, H .

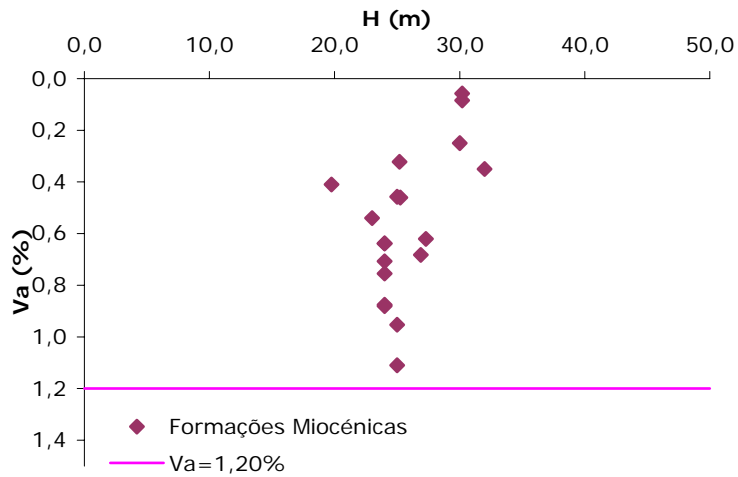


Figura 5.55 Formações Miocénicas. Volume da bacia de subsidência, V_a .

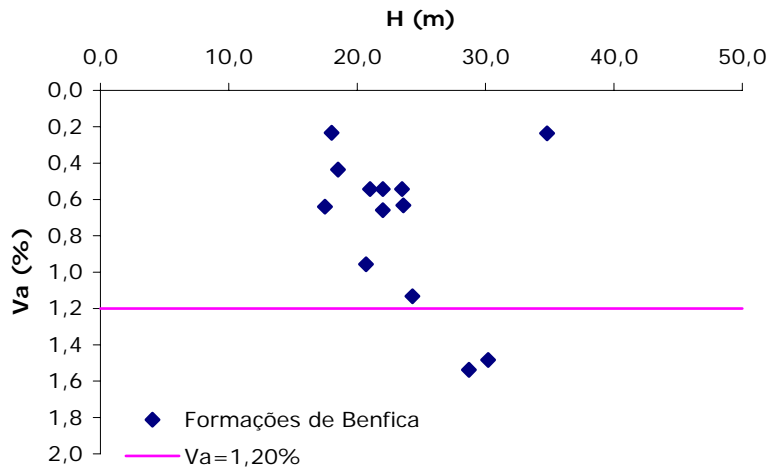


Figura 5.56 Formações de Benfica. Volume da bacia de subsidência, V_a .

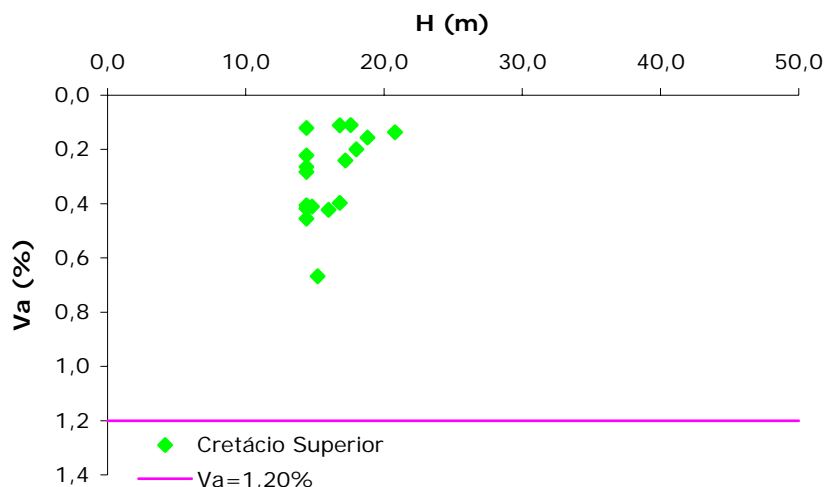


Figura 5.57 Formações do Cretácio Superior. Volume da bacia de subsidência, V_a .

Após a definição destes limites, foram calculadas a média e o desvio padrão da amostra e os limites do intervalo de confiança]5%;95%[da média da população, de acordo com a distribuição *t de Student*, para V_a e K e para cada uma das formações em estudo, tendo sido obtidos os valores que constam no Quadro 5.8 e no Quadro 5.9.

Quadro 5.8 Volume da bacia de subsidência, V_a . Parâmetros estatísticos.

Maciço	n	Média da amostra \bar{X}	Desvio Padrão da amostra s	Limite superior $\bar{X} + t_{0,05} \cdot \frac{s}{\sqrt{n}}$	Limite inferior $\bar{X} - t_{0,05} \cdot \frac{s}{\sqrt{n}}$
Formações Miocénicas	19	0,568	0,285	0,681	0,455
Formação de Benfica	14	0,850	0,587	1,126	0,574
Cretácio Superior	16	0,295	0,157	0,364	0,277

Quadro 5.9 $K = i / H$. Parâmetros estatísticos.

Maciço	n	Média da amostra \bar{X}	Desvio Padrão da amostra s	Limite superior $\bar{X} + t_{0,05} \cdot \frac{s}{\sqrt{n}}$	Limite inferior $\bar{X} - t_{0,05} \cdot \frac{s}{\sqrt{n}}$
Formações Miocénicas	16	0,569	0,115	0,619	0,518
Formação de Benfica	12	0,595	0,132	0,663	0,527
Cretácio Superior	15	0,570	0,150	0,638	0,502

Com estes valores é possível definir, para cada uma das formações analisadas e para uma determinada profundidade e um dado diâmetro, os limites

superior e inferior da bacia de subsidência, bem como estimar a máxima distorção angular ou a máxima deformação de tracção, com vista a determinar a categoria de danos expectáveis para determinada secção.

Assim, na Figura 5.59, Figura 5.60 e Figura 5.61 representam-se, para cada uma das formações analisadas, para uma dada profundidade (formações Miocénicas H=24m, formações de Benfica H=24m e formações do Cretácio Superior H=14,4m) e um dado diâmetro (formações Miocénicas D=8,00m, formações de Benfica D=8,55m e Cretácio Superior D=10,00m) os limites das respectivas bacias de subsidência e os valores observados obtidos para secções a essa mesma profundidade.

Para determinar os limites superior e inferior das bacias de subsidência foram traçadas, para cada formação geológica, as quatro curvas resultantes da conjugação dos limites máximos e mínimos obtidos para os intervalos de confiança de V_a e de K (Figura 5.58). Através da intersecção das curvas facilmente se obtém o contorno da região do intervalo de confiança de 90%.

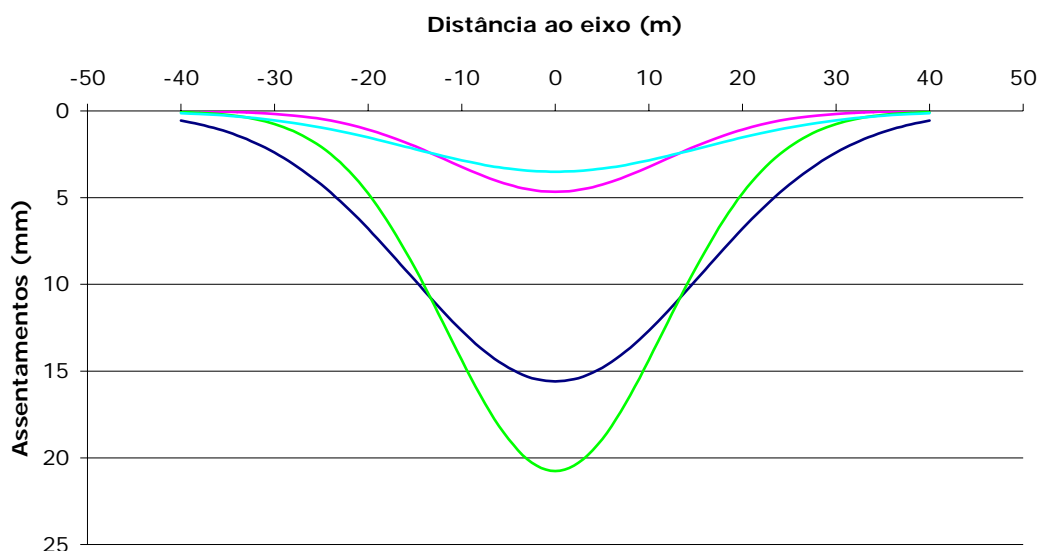


Figura 5.58 Formações Miocénicas. Bacias de subsidência obtidas através da conjugação dos limites dos intervalos de confiança de V_a e K .

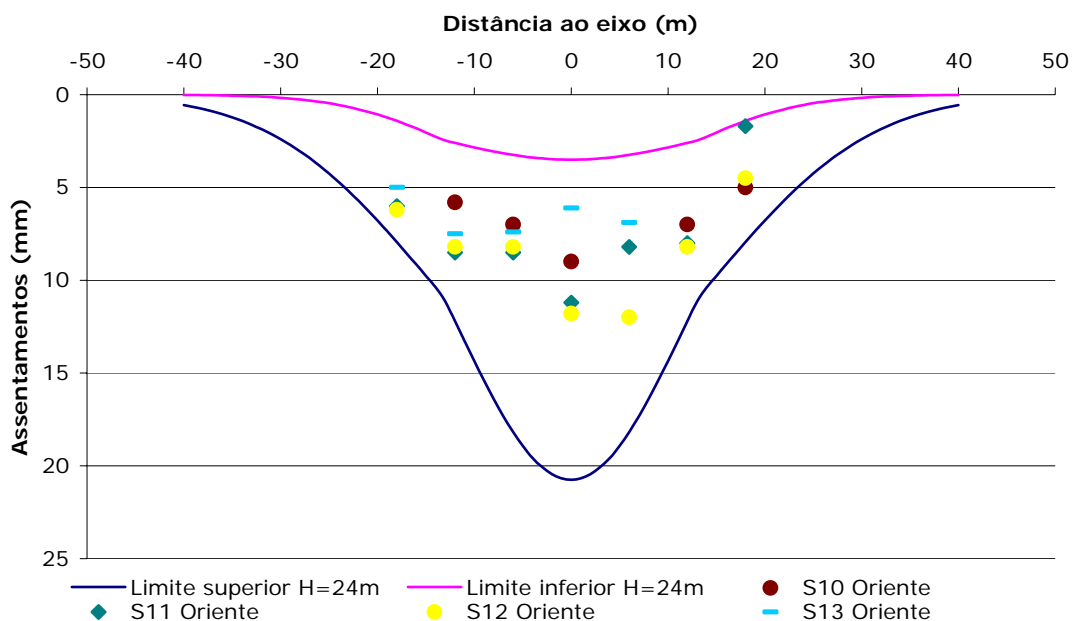


Figura 5.59 Formações Miocénicas. Limites do intervalo de confiança de 90% da bacia de subsidência para uma profundidade $H = 24\text{m}$ e um diâmetro $D = 8,00\text{m}$.

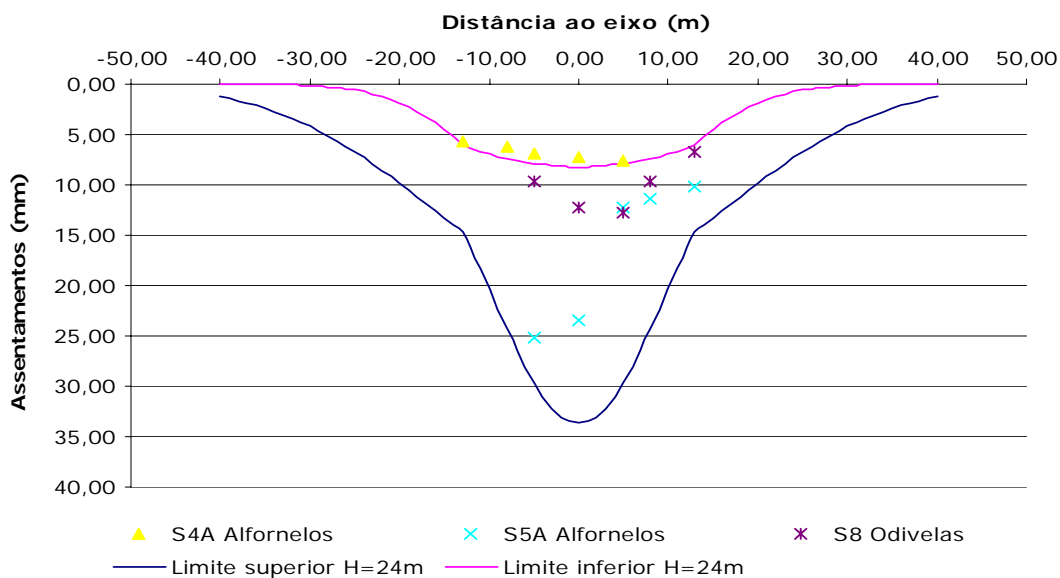


Figura 5.60 Formações de Benfica. Limites do intervalo de confiança de 90% da bacia de subsidência para uma profundidade $H = 22\text{m}$ e um diâmetro $D = 8,55\text{m}$.

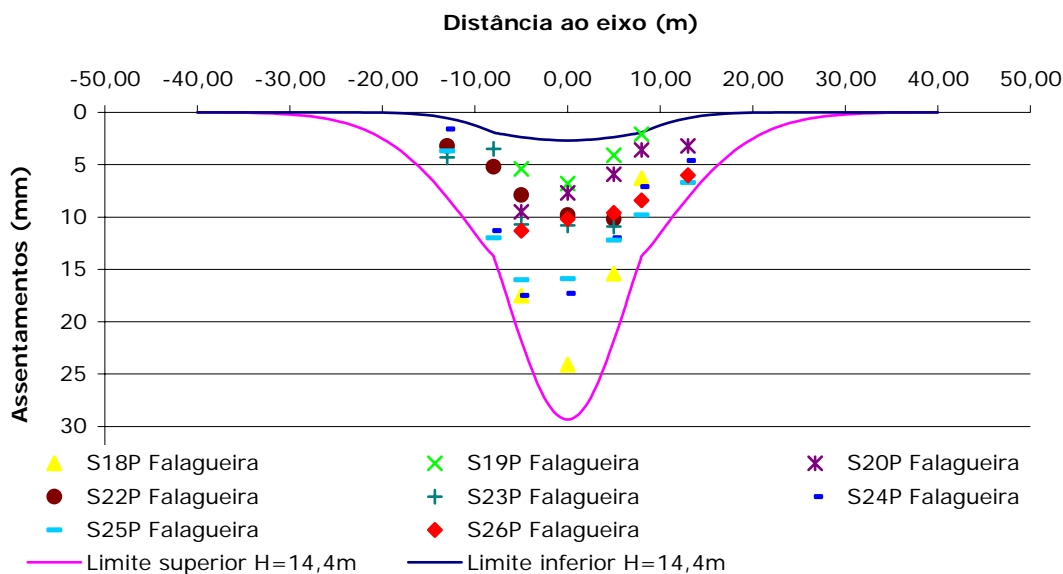


Figura 5.61 Formações do Cretácio Superior. Limites do intervalo de confiança de 90% da bacia de subsidência para uma profundidade $H = 14,4\text{m}$ e um diâmetro $D = 10,00\text{m}$.

A observação da Figura 5.59, da Figura 5.60 e da Figura 5.61 permite verificar que, e tal como esperado, os valores das deformações registadas pelas marcas superficiais das secções se encontram dentro do intervalo de confiança definido. Aliás, o propósito da inclusão das leituras das marcas de secções escavadas, na formação em causa e à profundidade estabelecida, era precisamente comprovar a validade do intervalo estimado.

Os intervalos de confiança serão tanto mais apertados quanto menor a relação $s = \sigma / \bar{X}$. Uma melhoria da estimativa também poderia ser conseguida com amostras maiores e logo mais representativas de cada situação. Assim, uma constante actualização de bases de dados contendo as informações dos resultados de observação, em especial de V_a e do parâmetro K , é essencial para a obtenção de melhores estimativas dos intervalos de confiança da região da bacia de subsidência.

Considerações finais

Com o trabalho que agora se conclui, procurou-se contribuir para uma melhor compreensão dos movimentos superficiais originados pela construção de túneis e para o aperfeiçoamento das estimativas empíricas e semi-empíricas desses mesmos movimentos, nomeadamente através da compilação dos resultados de observação da grande maioria dos túneis do Metropolitano de Lisboa construídos na última década.

Apesar da cada vez maior utilização da via numérica, nomeadamente do método dos elementos finitos, para a previsão da distribuição e da grandeza dos movimentos associados à abertura de túneis, ainda é frequente o recurso a métodos de natureza empírica ou semi-empírica. Estes são métodos de fácil e rápida utilização, que permitem a execução de várias análises que vão sensibilizando o projectista para as decisões a tomar na procura das soluções construtivas mais adequadas. Nas fases preliminares do projecto, onde não existe, ou é muito pequena, qualquer informação quantitativa sobre o comportamento do terreno, os métodos empíricos ou semi-empíricos constituem mesmo a única alternativa para se prever a ordem de grandeza daqueles movimentos e aferir da necessidade ou não de medidas adicionais de melhoramento ou de reforço do maciço.

Os parâmetros que servem de base às estimativas empíricas e semi-empíricas são quase sempre determinados através de correlações estatísticas

baseadas em casos históricos e levando em consideração um pequeno número de parâmetros essenciais, como a dimensão, profundidade da escavação e tipo de maciço. Contudo, a maioria dos casos históricos, referenciados na bibliografia, dizem respeito à observação de túneis abertos nas Argilas de Londres por escudos de frente aberta, pelo que a utilização dessas correlações em túneis escavados em maciços de diferentes características e usando distintos processos construtivos é limitada.

Assim, tendo em conta que as perspectivas actuais apontam para que a tendência para a construção de túneis superficiais na cidade de Lisboa, a que se assistiu nos últimos anos, se mantenha no futuro considerou-se importante empreender esforços no sentido de reunir os dados relativos à observação dos túneis construídos nos últimos dez anos pelo Metropolitano de Lisboa, uma vez que abrangem dois métodos construtivos distintos e a maioria das formações geológicas existentes.

O trabalho realizado envolveu, para além da recolha e análise de dados e dos resultados fornecidos pela instrumentação das obras do Metropolitano de Lisboa, uma revisão da bibliografia da especialidade e a elaboração da tese, estruturada em cinco capítulos principais.

No Capítulo 1 são identificados as origens e os principais factores que controlam os movimentos associados à construção de um túnel e ainda catalogados os diferentes métodos para a sua previsão, como sejam os métodos numéricos, os métodos derivados numericamente, os métodos analíticos e, especialmente, os métodos de natureza empírica e semi-empírica. Relativamente a estes últimos, são descritas as formulações mais usuais para a definição do perfil transversal e do perfil longitudinal dos movimentos superficiais e sub-superficiais. Através de resultados publicados na bibliografia da especialidade, são apresentadas diversas estimativas dos parâmetros envolvidos nas várias formulações.

No Capítulo 2 é abordado o controlo e da observação das obras, com referência à sua justificação e objectivos, às medições mais importantes a efectuar, aos respectivos equipamentos de medida e sua localização e aos métodos de recolha e de tratamento da informação. São Também apresentadas algumas sugestões para o estabelecimento de um programa de observação adequado.

No Capítulo 3 faz-se um enquadramento histórico do Metropolitano de Lisboa e apresenta-se uma descrição da profunda evolução dos processos construtivos utilizados desde o início até aos dias de hoje.

Por fim, nos dois últimos capítulos são apresentados e analisados os resultados de observação dos túneis do Metropolitano de Lisboa, agrupados de acordo com o processo construtivo adoptado.

Este estudo possibilitou a identificação de características comuns aos movimentos observados, tendo-se efectuado uma análise estatística definidora de parâmetros característicos que permitirá estimar os movimentos associados à construção de futuros túneis.

Os túneis foram reunidos em dois grupos: túneis escavados com escudo e túneis escavados sequencialmente. No primeiro grupo, inserem-se os túneis das linhas Azul e Verde (Cais do Sodré – Baixa/Chiado – Rossio e Restauradores – Baixa/Chiado – Terreiro do Paço – Santa Apolónia e da linha Amarela (Prolongamento Campo Grande – Calçada de Carriche (poço de ataque)). No segundo grupo, inserem-se os túneis da linha Vermelha (Término da Estação Alameda II e Término do Oriente), do prolongamento da linha Verde Campo Grande – Telheiras, do prolongamento da Linha Amarela Campo Grande – Odivelas (Término de Odivelas) e do prolongamento da linha Azul Pontinha – Amadora Este (Túnel de Alfovelos e Túnel da Falagueira).

Ambos os grupos foram subdivididos de acordo com o maciço interessado na obra. Para o caso dos túneis escavados ao abrigo de um escudo foram analisados, separadamente, os resultados das secções escavadas nas formações Miocénicas e nas formações Pós-Miocénicas (depósitos aluvionares e superficiais), enquanto nos túneis escavados sequencialmente foram analisados, separadamente, os resultados das secções escavadas nas formações Miocénicas, de Benfca e do Cretácio Superior.

A análise dos resultados fornecidos pela instrumentação dos túneis abertos com tuneladoras evidenciou que os assentamentos produzidos estão fundamentalmente associados à perda de solo pela frente, à perda do solo atrás do escudo, consequência do vazio que é continuamente criado entre o extradorso do

revestimento e as superfícies escavadas à medida que aquele avança, e da perda resultante da consolidação primária e secundária do terreno perturbado pela passagem da máquina e pelas injeções de preenchimento do vazio anelar.

Para o controlo das perdas de solo pela frente, o equilíbrio que se procurou manter sempre entre a pressão das terras a escavar e a pressão exercida pelo material escavado no interior da câmara desempenhou um papel importante. As situações em que se verificaram flutuações mais importantes desta pressão traduziram-se por um acréscimo dos assentamentos aquando da passagem da frente. Para a redução das perdas atrás do escudo, foi o preenchimento eficaz do vazio com calda de cimento sob pressão que um desempenhou papel importante. O efeito destas injeções é bem evidenciado em algumas das secções instrumentadas pelos ciclos de assentamentos e levantamentos nas marcas mais profundas, amortecidos à superfície. Finalmente, sobre os assentamentos diferidos, os resultados da observação parecem evidenciar que eles estão fortemente correlacionados com a perturbação do terreno introduzida pela passagem da frente e pelas injeções. Quanto menores forem as perturbações do terreno, menores serão os assentamentos a longo prazo.

Para além do modo operativo do escudo, os resultados da observação mostraram que, naturalmente, a magnitude das deformações é dependente do tipo de maciço interessado pela obra. Com efeito, os assentamentos e os volumes das bacias de subsidência, obtidos nas secções escavadas nas formações aluvionares e depósitos superficiais, foram superiores aos das secções interessando as formações miocénicas (Areolas da Estefânia e Argilas e Calcários dos Prazeres). Estas diferenças parecem estar, pelo menos em parte, associadas à maior importância que o comportamento diferido no tempo tem naquelas primeiras formações. Com efeito, verifica-se de um modo sistemático que, nas secções escavadas nas formações aluvionares e depósitos superficiais, os assentamentos demoram mais a estabilizar do que nas secções interessando as formações miocénicas. De qualquer modo, saliente-se que, mesmo nas secções em que os túneis foram escavados nas formações de piores características mecânicas, os valores do volume da bacia de subsidência, expressos em termos de percentagem do volume total de escavação, são baixos ($0,529 \pm 0,083$), muito menores do que os normalmente indicados na bibliografia e utilizados nas estimativas empíricas dos assentamentos à superfície do terreno.

Ainda em relação aos resultados da observação dos túneis abertos ao abrigo de um escudo, é interessante salientar o facto de a escavação de um segundo túnel (troço 60 da ligação Restauradores/Terreiro do Paço) a uma pequena distância de um primeiro já escavado (troço 62 da ligação Cais do Sodré/Rossio) não ter provocado, ao contrário do que seria expectável, maiores perdas de solo do que as verificadas na abertura do primeiro.

O tratamento da informação recolhida, correspondente aos resultados da observação, obtidos em secções instrumentadas em túneis abertos de forma sequencial, mostrou que, para o mesmo tipo de solos, como por exemplo as formações miocénicas, a magnitude dos assentamentos, logo os volumes das bacias de subsidência, são superiores aos obtidos em túneis abertos ao abrigo de um escudo. De qualquer modo, os valores dos volumes das bacias de subsidência obtidos para os túneis abertos de forma sequencial não são elevados, atingindo valores máximos de cerca de 1% em muito poucas secções. Os valores médios mais elevados registaram-se nas secções escavadas na formação de Benfica (0,85%), constituída por solos com uma fracção arenosa importante.

A largura da bacia de subsidência não parece variar significativamente com o tipo de maciço escavado. Contudo, no que respeita ao método construtivo, verifica-se que os túneis abertos com escudo apresentam bacias de subsidência mais estreitas do que os túneis escavados sequencialmente. O valor de K , que relaciona a distância do ponto de inflexão da curva de Gauss com a profundidade do eixo do túnel, é para o caso de túneis abertos com tuneladora usualmente inferior a 0,4 e aproxima-se de 0,6 para os túneis abertos sequencialmente. Este facto tem consequência a nível das distorções angulares máximas. Bacias mais estreitas originam maiores distorções, o que se pode traduzir em danos de categorias mais elevadas nos edifícios e estruturas existentes na área de influência da escavação.

Em todos os grupos analisados (método construtivo e maciço interessado na obra) ocorreram situações de excepção. Para estas situações foi, na medida do possível, fornecida uma causa ou justificação, geralmente relacionada com alguma anomalia do método construtivo ou alteração da formação geológica escavada.

Desenvolvimentos futuros relacionados com estimativas empíricas e semi-empíricas dos movimentos, originados pela construção de túneis, prendem-se com a actualização permanente de bases de dados relativas aos resultados de observação da construção de túneis.

Quanto maior o número de situações analisadas, processos construtivos, formações geológicas, dimensão e profundidade da escavação, maior será a confiança com que se poderão estabelecer critérios para a estimativa dos parâmetros necessários.

Os intervalos de confiança avaliados serão tanto mais apertados quanto maior e mais homogénea for a amostra, pelo que a actualização dos resultados apresentados neste trabalho, com a inclusão dos resultados de túneis actualmente ou futuramente em construção, é de extrema importância. Amostras maiores são conseqüentemente mais representativas de cada situação. Por outro lado, a constante evolução das técnicas construtivas vai também restringindo os movimentos verificados, o que torna necessária a revisão dos parâmetros agora definidos.

A comparação dos resultados aqui apresentados com resultados obtidos por outros métodos para previsão dos movimentos associados à construção de um túnel, nomeadamente os métodos numéricos, os métodos derivados numericamente e os métodos analíticos, poderá também contribuir para a evolução da previsão dos movimentos, possibilitando um melhor ajuste de cada um dos métodos.

A obtenção de informação relativa a marcas de superfície colocadas em pontos mais afastados do eixo do túnel, especialmente no caso de bacias de subsidência largas, ou um maior número de extensómetros de modo a possibilitar um melhor conhecimento do comportamento do maciço em profundidade, e ainda sobre condições de execução dos túneis, como a pressão aplicada na frente ou as injecções de compensação efectuadas no caso dos túneis construídos com escudo, a presença de água no maciço e outros, é também importante na melhoria das estimativas dos parâmetros necessários para a definição dos movimentos originados pela construção de túneis.

Uma outra via de investigação que se crê poder ser seguida é a da utilização de técnicas de retroanálise que permitam, utilizando estes e outros resultados

fornecidos pela instrumentação, reavaliar os parâmetros geotécnicos, nomeadamente os associados à deformabilidade e resistência dos maciços interessados pelas obras e ao estado de tensão "in situ".

Coimbra, Setembro de 2006.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABRAGÃO, F. (1956). Caminhos de Ferro Portugueses. Esboço da sua história. Companhia dos Caminhos de Ferro Portugueses – Edição do Centenário, Lisboa.
- AFTES (1995). Texte provisoire des recommandations relatives aux tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain. Groupe de Travail N° 16. Tunnels et Ouvrages Souterrains, N° 132, pp. 373-395.
- AFTES (1998). L'organisation de l'auscultation des tunnels. Tunnels et Ouvrages Souterrains, N° 149, Setembro/Outubro, pp.397-418.
- ALMEIDA E SOUSA, J. (1998). Túneis em Maciços Terrosos. Comportamento e Modelação Numérica. Tese de Doutoramento em Ciências de Engenharia – Especialidade de Fundações e Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- ALMEIDA E SOUSA, J.; MARQUES, F.; LEMOS, L. L. (2001). Túnel do Término da Estação Alameda II. Análise do Comportamento. Revista Português de Geotecnia, SPG, n.º 93.
- ALVAREZ, L. C. (1988). Excavación mecánica de túneles. Editorial Rueda, Madrid.
- ASSIS, A.; BLANCO, S.; TEIXEIRA, A. (1997). Settlement subsidence prediction of shallow tunnels in collapsible porous soils. World Tunnel Congress, Viena 97. Balkema, pp. 185-190.
- ATA, A. A. (1996). Ground settlements induced by slurry shield tunnelling in stratified soils. Proc. North American Tunnelling'96, Vol. 1, pp. 43-50.
- ATKINSON, J. H.; POTTS, D. M. (1977). Subsidence above shallow tunnels in soft ground. Proc. ASCE Geotechnical Engineering Division, Vol. 103, GT 4, pp. 307-325.

- ATTEWELL, P. B. (1978). Ground movements caused by tunnelling in soil. Proc. Int. Conf. on Large Movements and Structures (ed. Geddes, J. D.), Pentech Press, London, pp. 812-948.
- ATTEWELL, P. B.; WOODMAN, J. P. (1982). Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil. Ground Engineering, Vol. 11, No. 8, pp. 32-41.
- ATTEWELL, P. B.; YEATES, J. (1984). Tunnelling in soil. Proc. of the Symp. on Ground Movements and their Effects on Structures, Surry University Press, pp. 55-61.
- ATTEWELL, P. B.; YEATES, J.; SELBY, A. R. (1986). Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures. Blackie, Glasgow.
- AUGARD, C. E.; BURD, H. J.; HOULSBY, G. T. (1998). Some experience of modelling tunnelling in soft ground using three-dimensional finite elements. 4th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, pp. 603-612.
- BARRETO, J.; SOUSA, L. R. E; SANTAYANA, F. P.; GOMES, G.; RAFAEL, N.; OLIVEIRA, P. (2003). Túnel Término da Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa. Acompanhamento da Construção. Jornadas Hispano-Lusas sobre Obras Subterrâneas e Primeira Conf. Int. Jiménez Salas, Madrid, pp. 423-429.
- BERNAT, S. (1996). Modélisation de Creusement d'un Tunnel en Terrain Meuble. Qualification sur chantier expérimental. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Lyon.
- BERRY, D. S. (1977) Progress in the analysis of ground movements due to mining. Proc. Conf. 'Large Ground Movements and Structures', Cardiff, pp. 781-811.
- BIENIAWSKY, Z. T. (1989). Engineering Rock Mass Classifications. New York, John Wiley & Sons.
- BOSCARDIN, M. G.; CORDING, E. J. (1989). Bulding response to excavation-induced settlement. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 115, n.º 1, pp. 1-21.

- BOSCOV, P.; CORREA, L. F. A. (1998). Shield Tunnelling in the Lisbon Metro. Proceedings of the World Tunnel Congress'98 on Tunnels and Metropolises, São Paulo, Brasil, Vol. 2.
- BOWERS, K., H.; HILLER, D. M.; NEW, B. M. (1996). Ground movement over three years at the Heathrow Express Trial Tunnel. Proc. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, (eds. Mair, R. J. and Taylor, R. N.), Balkema, pp. 647-652.
- BRAZÃO FARINHA, J. S. (1987). Construção do Túnel Alvalade – Calvanas. Actas do 2º Encontro Nacional de Geotecnia – A Geotecnia nas Vias de Comunicação, LNEC, Lisboa, Vol. 1, pp. 1/1-19.
- BRAZÃO FARINHA, J. S. (1995). O Primeiro Escalão da Rede do Metropolitano de Lisboa. Cadernos do Metropolitano 4, Metropolitano de Lisboa, Lisboa.
- BRAZÃO FARINHA, J. S. (1997). Obras de Construção do Metropolitano de Lisboa 1955 – 1993. Cadernos do Metropolitano 5, Metropolitano de Lisboa, Lisboa.
- BROMS, B. B.; SHIRLAW, J. N. (1989). Settlements caused by earth pressure balance shields in Singapore. Colloque Int. Tunnels et Microtunnels on Terrain Meuble: du Chantier à la Théorie, Paris, pp. 209-219.
- BURD, H. J.; HOULSBY, G. T.; AUGARDE, C. E.; LIU, G. (2000). Modelling tunnelling-induced settlement of masonry buildings. Proc. Instn. Civil Engineers Geotechnical Engineering, 143, pp. 17-29.
- CASPURRO, I. S. (1999). Observação do comportamento de obras geotécnicas para sistemas de transporte. Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa.
- CASTRO, F. DE M. E (1959). O Metropolitano de Lisboa. Revista da Ordem dos Engenheiros, Lisboa.
- CELESTINO, T. B.; MARIANO, M. DE; FERREIRA, A. A.; GUIMARÃES, M. C. A. B. (1997). Undercoring technique for stress measurements in shotcrete lining. Tunnels for People (eds. Golser, H. & Schubert), Balkema, Rotterdam.
- CELESTINO, T. B.; RUIZ, A. P. T. (1998). Shape of settlement troughs due to tunnelling through different types of soft ground. Felsbau 16, pp. 118-121.

- CELESTINO, T. B.; GOMES, R. A. M. P.; BORTOLUCCI, A. A. (2000a). Errors in Ground Distortions Due to Settlement Trough Adjustment. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 15, No. 1, pp.97-100.
- CELESTINO, T. B.; FERREIRA, A. A.; RE, G. (2000b). Shallow tunnel excavation safety evaluation based on ground distortion measurements.
- CEGÊ (2000). Metropolitano de Lisboa. Campo Grande – Telheiras. Troços 46.º e 47.º. Relatórios Mensais de Instrumentação. Março, Abril, Maio e Julho.
- CLOUGH, G. W.; SCHMIDT, B. (1981). Design and performance of excavations and tunnels in soft clay. Chapter 8, *Soft Clay Engineering* (eds. Brand, E. W. and Brenner, R. P.), Elsevier Scientific Publishing & Co., pp. 569-634.
- CLOUGH, G. W.; SWEENEY, B. P.; FINNO, R. J. (1983). Measured soil response to EPB shield tunnelling". *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE., Vol 109, No. 2., pp. 131-149.
- CLOUGH, G. W.; LECA E. (1989). Use of finite element methods for soft ground tunnelling. *Colloque Int. sur Tunels et Microtunnels ou Terrain Meuble: du Chantier à la Theorie*, Paris, pp. 531-573.
- CORDING, E. J.; HANSMIRE, W. H. (1975). Displacements around soft ground tunnels. General Report, 5th Pan American Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Vol. IV, pp. 571-633.
- CORDING, E. J.; HENDRON JR., A. J.; HANSMIRE, W. H.; MAHAR, J. W.; MACPHERSON, H. H.; JONES, R. A.; O'ROURKE, T. D. (1975). Methods for Geotechnical Observations and Instrumentation in Tunnelling. Volume 1. The National Science Foundation, Research Grant GI-33644X, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- CORDING, E. J. (1991). Control of ground movements around tunnels in soil. General Report, 9th Pan American Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Chile.

- COSTA PEREIRA, A. S. (2001). Observação de deslocamentos em escavações subterrâneas em 3D – Uma tecnologia recente – Casos práticos. Curso sobre Túneis em Meios Urbanos, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- DEANE, A. P.; BASSET, R. H. (1995). The Heathrow Express Trial Tunnel. Proc. Inst. Civil Engineers, Vol. 113, July, pp. 144-156.
- DE MELLO, V. F. B.; SOZIO, L. E. (1983). Colecta de experiências de túneis urbanos para orientar tarefas de projecto. Revista de Geotecnia, SPG, N.º 38, pp. 3-43.
- DESARI, G. R.; RAWLINGS, C. G.; BOLTON, M. D. (1996). Numerical modelling of a NATM tunnel construction in London clay. Proc. Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Balkema, Rotterdam, pp. 491-496.
- DIAS, D.; KASTNER, R.; MAGHAZI, M. (2000). Three dimensional simulation of slurry shield in tunnelling. Proc. Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Balkema, Rotterdam, pp. 351-356.
- DOLEŽALOVÁ, M. (2002). Approaches to numerical modelling of ground movements due to shallow tunnelling. Soil structure interaction in urban civil engineering. Vol 2, pp. 365-373.
- DONDE, P. M.; WAGNER, H. (1992). NATM subway station in soft ground. Towards New Worlds in Tunnelling (eds. Vietiz-Utesa and Montañez-Cartaxo), Balkema, Vol. 2, pp. 523-532.
- DUDDECK, H.; STADING, A. (1989). Tunnelling in soft ground and sedimentary rock for the high-speed double track railway lines in Germany. Proc. Int. Cong. on Progress and Innovation in Tunnelling, Toronto, Vol.1, pp. 273-280.
- DUNNCLIF, J.; GREEN, G. (1988). Geotechnical instrumentation for monitoring field performance. John Wiley & Sons, New York, 577pp.

- EISENSTEIN, Z.; HEINZ, H.; NEGRO Jr, A. (1986). Multiple stage excavation schemes for large openings in soft ground. Proc. Cong. on Large Underground Openings, Firenze, pp. 710-719.
- FANG, Y. S.; LIN, J. S.; SU, C. S. (1994). An estimation of ground settlement due to shield tunnelling by the Peck-Fujita method. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 31, pp. 431-443.
- FERCONSULT, S.A. (1998). Projecto de execução dos troços 46.º e 47.º Campo Grande – Telheiras, do Metropolitano de Lisboa.
- FITZPATRICK, L.; KULAHWY, F. H.; O'ROURKE, T. D. (1981). Flow patterns around tunnels and their use in evaluating construction problem. Soft-Ground Tunnelling – Failures and Displacements (eds. Reséndiz, D. and Romo, M. P.), pp. 95-103.
- FORBES, J.; BASSETT, R. H. ; LATHAM, M. S. (1994). Monitoring and interpretation of movement of the Mansion House due to tunnelling. Proc. Inst. Civil. Engineers Geotechnical Engineering., London, No. 107, pp. 89-98.
- FONTOURA, S. B.; BARBOSA, M. C. (1985). Recalques superficiais gerados por um mini-túnel em solo residual arenoso. Revista de Geotecnia, SPG, N.º 43, pp.67-90.
- FRANZIUS, J. N. (2003). Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence. Ph D. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London.
- FRISCHMANN, W. W.; HELLINGS, J. E.; GITTOES, G.; SNOWDEN, C. (1994). Protection of the Mansion House against damage caused by ground movements due to the Docklands Light Railway extension. Proc. Inst. Civil. Engineers. Geotechnical. Engineering, London, No. 107, pp. 65-76.
- FUJITA, K. (1982). Prediction of surface settlements caused by shield tunnelling. Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos – Reunión Conmemorativa 1957-1982, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Vol. 1, pp. 239-246.

- FUJITA, K. (1989). Special lecture B: Underground construction, tunnel, underground transportation. 12th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol. 4, pp. 2159-2176.
- FUKUJI, G. (1991). The present and the future of mechanized tunnel works in soft ground. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 6, N.º 2, pp. 175-183.
- GLOSSOP, N. H. (1978). Soil Deformation Caused by Soft Ground Tunnelling. Ph. D. Thesis, University of Durham.
- GUEDES DE MELO, PEDRO F. M.; SANTOS PEREIRA, CARLOS (1997). Avaliação dos assentamentos do solo devidos à abertura de um túnel. VI Cong. Nacional de Geotecnia – A Geotecnia nas Infraestruturas de Transportes, Energia e Ambiente, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Vol. 2, pp.925-934.
- GUEDES, P. F. M.; SANTOS PEREIRA, C. (2000). The role of the soil K_0 value in numerical analysis of shallow tunnels. Proc. Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Balkema, Rotterdam, pp. 379-384.
- HACHICH, W. (2004). Prospecção e caracterização de maciços e materiais geotécnicos. Conferência temática. IX Cong. Nacional de Geotecnia – Passado, Presente e Futuro da Geotecnia, Universidade de Aveiro.
- HAGIWARA, T.; GRANT, R. J.; CALVELLO, M.; TAYLOR, R. N. (1999). The effect of overlying strata on the distribution of ground movements induced by tunnelling in clay. *Soils and Foundations*, Japanese Geotechnical Society, Vol. 39, No. 3, pp. 63-73.
- HANNA, T. H. (1985). Field instrumentation in Geotechnical Engineering. Trans Tech Publications, Series on Rock and Soil Mechanics, Vol. 10, Clausthal-Zellerfeld, Germany.
- HANSMIRE, W. H.; CORDING, E. J. (1985). Soil tunnel test section: Case history summary. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. 11, pp. 1301-1320.

- HANYA, T. (1977). Ground movements due to construction of shield-driven tunnel. Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Case History, pp. 759-790.
- HASHIMOTO, T.; NAGAYA J.; KONDA, T. (1999). Prediction of ground deformation due to shield excavation in clayey soils. Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, Vol. 39, No. 3, pp. 53-61.
- HEATH, G. R.; WEST, K. J. F. (1996). Ground movement at depth in London clay. Proc. Inst. Civil Engineers Geotechnical Engineering, No. 119, pp. 65-74.
- HELLAWELL, E. E.; HAWLEY, A. J.; POOLEY, S. D.; GARROD, B.; LEGETT, M. (2001). Metros under construction around the world. Proc. Instn Civil Engineers Geotechnical Engineering, 149, pp. 29-39.
- HISATAKE, M. (1994). Ground surface settlement due to shield tunnelling. Soil structure interaction: Numerical analysis and modelling (ed. Bull, J. W.), E. & F. N. Spon, pp. 647-672.
- HOEK, E.; KAISER, P. K.; BAWDEN, W. F. (1995). Support of Underground Excavation in Hard Rock. Balkema, Rotterdam.
- HOWLAND, A. F. (1980). The prediction of the settlement above soft ground tunnels by considering the ground water response with aid of flow net constructions. Ground Movements and Structures, Proc. 2nd Int. Conf., The University of Wales Institute of Science and Technology, (eds. Geddes, J. D. et al.), Pentech Press 1981, pp. 345-358.
- HSE (1996). Safety of New Austrian Tunnelling Tunnelling Method (NATM). Tunnels – A Review of Sprayed Concrete Lined Tunnels with Particular Reference to London Clay. Health and Safety Executive, UK, HSE Books, 87 pp.
- ICE (1996). Sprayed Concrete Linings (NATM) for Tunnels in Soft Ground. Thomas Telford, London.
- INTERNATIONAL TUNNELLING ASSOCIATION. Grupo de Trabalho n.º 14 (2000). Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBMs).

- ITO, T.; HISATAKE, M. (1982). Three-dimensional surface subsidence caused by tunnel driving. Proc. 4th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, Vol. 2, pp. 551-559.
- JORGE, C.; VIEIRA, G. D. e MELÂNEO, F. (2003). Prolongamento da Linha Azul do Metropolitano de Lisboa entre a Pontinha e a Estação Falagueira. Análise das deformações produzidas pela escavação de túneis em NATM. Jornadas Hispano-Lusas sobre Obras Subterrâneas e Primeira Conf. Int. Jiménez Salas, Madrid, pp. 195-202.
- KATZENBACH, R.; BRETH, H. (1981). Nonlinear 3D analysis for NATM in Frankfurt Clay. Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, Balkema, Rotterdam, pp 315-318.
- KIMMANCE, J. P.; ALLEN, R. (1996). The NATM and compensation grouting trial at Redcross Way. Proc. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London (eds. Mair, R. J. and Taylor, R. N.), Balkema, pp. 385-390.
- KOMIYA, K.; SOGA, K.; AKAGI, H.; HAGIWARA, T. e BOLTON, M. D. (1999). Finite element modelling of excavation and advancement process of a shield tunnelling machine. Soils and Foundations Japanese Geotechnical Society. Vol.39, No. 3, pp. 37-52.
- LEBLAIS, Y.; BOCHON, A. (1991). Villejust tunnel: Slurry shield effects on soils and lining behaviour comments on monitoring equipment. Tunnelling 91, Inst. of Mining and Metallurgy, pp. 65-77.
- LEE, K. M.; ROWE, R. K. (1991). An analysis of three-dimensional ground movements: The Thunder Bay tunnel. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 28, pp. 25-41.
- LEE, K. M.; JI, H. W.; SHEN, C. K.; LIU, J. H.; BAI, T. H. (June 1999). Ground response to the construction of Shanghai metro tunnel – line 2. Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, Vol. 39, No. 3, pp. 113-134.

- LEE, G. T. K.; NG, C. W. W. (2002). Three-dimensional analysis of ground settlements due to tunnelling: Role of K_0 and stiffness anisotropy. Proc. Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Spécifique, Lyon, pp. 617-622.
- LEE, S. W. (2002). The use of compensation grouting in tunnelling – a case study. Proc. Inst. of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, No. 155.
- LITWINISZYN, J. (1956). Application of the equation of stochastic processes to mechanics of loose bodies. Arch. Mech. Stosow, Vol. B, pp. 393-411.
- LO, K. Y.; NG, M. C.; ROWE, R. K. (1984). Predicting settlement due to tunnelling in clays. Proc. Geotech'84 – Tunnelling in Soil and Rock, Atlanta, Georgia (ASCE), pp. 47-76.
- LONDON UNDERGROUND – <http://www.tfl.gov.uk/tube/company/history>.
- LONGO, S. (2006). Análise de Risco de Colapso de Túneis sob o Efeito de Causas Externas. Tese Doutoramento Engenharia de Minas. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.
- MAIR, R. J.; GUNN, M. J.; O'REILLY, M. P. (1981). Ground movements around shallow tunnels in soft clay. Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockolm, Vol. 1, pp. 323-328.
- MAIR, R. J. (1983). Geotechnical aspects of soft ground tunnelling. Proc. Int. Seminar on Construction Problems in Soft Soils, Nanyang Technological Institute, Singapore.
- MAIR, R. J.; HIGHT, D. W.; POTTS, D. M. (1991). Finite elements analysis of settlements above a tunnel in soft ground. Contractor Report 265, Transport and Road Research Laboratory, UK.
- MAIR, R. J.; TAYLOR, R. N. (1993). Prediction of clay behaviour around tunnels using plasticity solutions. Predictive Soil Mechanics, Proc. Wroth Memorial Symp., Oxford, 1992, Thomas Telford, pp. 449-463.
- MAIR, R. J.; TAYLOR, R. N.; BRACEGIRDLE, A. (1993). Subsurface settlement profiles above tunnels in clay. Geotéchnique, Vol. 43, No. 2, pp. 315-320.

- MAIR, R. J.; TAYLOR, R. N. (1997). Bored tunnelling in the urban environment. Theme Lecture, Plenary Session 4, Proc. 14th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Vol. 4, pp. 2353-2385.
- MAIR, R. J. (1998). Geotechnical aspects of design criteria for bored tunnelling in soft ground. Proc. World Tunnel Congress'98 – Tunnels and Metropolises, S. Paulo, Vol. 1, pp. 183-199.
- MALATO, P.; SILVA, J. T.; MARQUES, F.; ALMEIDA E SOUSA, J. (1998). Lisbon Metro – Behaviour of a shallow tunnel in stiff clays. Proc. World Tunnel Congress '98 – Tunnels and Metropolises, São Paulo, Brasil, Vol. 2, pp. 1169-1174.
- MARQUES, F. E. R. (2006). Comportamento de Túneis Superficiais Escavados em Solos Porosos – O Caso do Metro de Brasília/DF. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil na Especialidade de Geotecnia e Fundações. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- MARTINS, F. F.; VALENTE, B.; ALMEIDA E SOUSA, J. (2004). Análise Tridimensional do Comportamento de um Túnel Superficial em Meio Urbano. IX Cong. Nacional de Geotecnia – Passado, Presente e Futuro da Geotecnia, Universidade de Aveiro, Vol. 2, pp. 71-82.
- MARTOS, F. (1958). Concerning an approximate equation of the subsidence trough and its time factors. Int. Strata Control Cong., Leipzig, 1958 (Berlin: Deutsche Akademie der Wissenschaften zu Berlin, Sektion für Bergbau, 1958), pp. 191-205.
- MELÂNEO, F. (2000). Prolongamento da Linha Amarela do ML Campo Grande – Odivelas. Interferências à superfície. Avaliação de riscos e danos. Soluções propostas. VII Cong. Nacional de Geotecnia – A Geotecnia Portuguesa no início do novo século, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, pp. 927-939.

MELÂNEO, F. e JORGE, C. (2002). Prolongamento da Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa Campo Grande a Odivelas. Análise das deformações produzidas na escavação do túnel por TBM/EPB. VII Cong. Nacional de Geotecnia – A Geotecnia Portuguesa e os Desafios do Futuro, Lisboa, Vol. 2, pp. 1179-1189.

MELÂNEO, F.; JORGE, C.; LEAL E SOUSA, R.; DINIZ VIEIRA, G. (2004a). Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa – Término de Odivelas. IX Cong. Nacional de Geotecnia – Passado, Presente e Futuro da Geotecnia, Universidade de Aveiro, Vol. 3, pp. 319-330.

MELÂNEO, F.; JORGE, C. e DINIZ VIEIRA, G. (2004b). Escavação de Túneis do Metropolitano de Lisboa na Formação de Benfica. Análise dos Assentamentos e Aferição de Parâmetros. IX Cong. Nacional de Geotecnia – Passado, Presente e Futuro da Geotecnia, Universidade de Aveiro, Vol. 3, pp. 553-564.

MELBYE, T. A. (1994). Shotcrete for Rock Support. MTB Europe (eds).

MELIS, M.; ARNAIZ, M.; OTEO, C. S.; MENDANA, F. (1997). Ground displacements in Madrid soils due to tunnel excavation with earth pressure T.B.M. Proc. 14th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Vol. 3, pp. 1433-1436.

METRO DO PORTO – <http://www.metrodoporto.pt>

METRO-MONDEGO, S.A. (2003). Estudo de Impacte Ambiental do Metropolitano Ligeiro do Mondego. Resumo não Teórico. Coimbra.

METROPOLIS. A Obra passo a passo – Troço Alameda/Chelas. Lisboa.

METROPOLITANO DE LISBOA – <http://www.metrolisboa.pt> – Um pouco de História, Obras em Curso e Prolongamentos em estudo.

MINEIRO, A. J. C. (1985). Obras de suporte. Túneis em terrenos brandos. Relato. Actas do 1.º Encontro Nacional de Geotecnia, Lisboa, Vol. 2, pp. 1/85-125.

MITCHELL, R. J. (1983). Earth Structures Engineering. Allen and Unwin Inc., Boston.

- MITUSE, C. T.; DOMINGUES, L. C. S.; CELESTINO, T. B.; HORI, K.; FERRARI, O. A. (1985). Travessia crítica de um túnel NATM de grandes dimensões em região de baixa cobertura no Metrô de S. Paulo. Anais do 2.º Simpósio sobre Escavações Subterrâneas, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 365-390.
- MOH, Z. C.; JU, D. M. HWANG, R. N. (1996). Ground movements around tunnels in soft ground. Proc. Int. Symp. on Geotechnical. Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Balkema, London, pp. 725-730.
- MULLER, L. (1979). The importance of the length and time of closing the ring in NATM tunnelling. Proc. Cong. Inst. Soc. Rock Mech., Montreux, Vol. 1, pp. 511-519.
- MULLER, L.; SPAUN (1997). Soft ground tunnelling under buildings in Germany. Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol.1, pp. 663-668.
- MURALHA, J. (2001). Caracterização geotécnica de maciços rochosos. Curso sobre Túneis em Meios Urbanos, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- NARASAKI, M.; OKUDA, M.; MATSHASHI, S. (1992). Design and construction of the large underground station by NATM in unconsolidated sand stratum. Towards New Worlds in Tunnelling (eds. Vиейiz-Utesa and Montañez-Cartaxo), Balkema, pp. 1039-1044.
- NEGRO, A. (1994). Soil tunnels and their supports. 10th Brazilian Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 5, pp. 33-66.
- NETO, F. R.; KOCHEN, R. (2000). Segurança, ruptura e colapso de túneis urbanos em NATM. Engenharia, edição 540/2000, pp. 55-62.
- NEW, B. M.; O'REILLY, M. P. (1991). Tunnelling induced ground movements: predicting their magnitude and effects. 4th Int. Conf. on Ground Movements and Structures (ed. Geddes, J.), Pentech Press, pp. 671-697.
- NEW, B. M.; BOWERS, K. H. (1994). Ground movement model validation at the Heathrow Express Trial Tunnel. Tunnelling 94, Proc. 7th Int. Symp. Inst. of Mining and Metallurgy and British Tunnelling Society, London, pp. 310-329.

- NG, R. M. C. (1991). A procedure for prediction of settlement due to tunnels in clay. Proc. 9th Pan American Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vina del Mar, Chile, Vol. 3, pp. 1413-1430.
- NOMOTO, T.; MORI, H.; MATSUMOTO, M. (1995). Overview on ground movements during shield tunnelling – a survey on Japanese shield tunnelling. Underground Construction in Soft Ground (eds Fujita, K. and Kusakabe, O.), Balkema, pp. 345-351.
- NORMETRO (1999). Metro do Porto: Projecto, Construção, Equipamento e Operação do Sistema de Metro Ligeiro da Área Metropolitana do Porto. Porto.
- O'REILLY, M. P.; NEW, B. M. (1982). Settlements above tunnels in the United Kingdom – their magnitude and prediction. Tunnelling 82, London, Inst. of Mining and Metallurgy, pp. 173-181.
- O'REILLY, M. P. (1988). Evaluate and predicting ground settlements caused by tunnelling in London Clay. Tunnelling 88, London, Inst. of Mining and Metallurgy, pp. 231-241.
- O'REILLY, M. P.; MAIR, R. J.; ALDERMAN, G. H. (1991). Long-term settlements over tunnels: an eleven-year study at Grimsby. Tunnelling 91, London, Inst. of Mining and Metallurgy, pp. 55-64.
- OTEO, C. S.; MOYA, J. F. (1979). Settlements induced by a tunnel in miocenic soft rocks of Madrid. Proc. 4th Int. Cong. of Int. Soc. Rock Mechanics, Montreux, Vol. 1, pp. 715-722.
- OTEO, C. S.; SAGASETA, C. (1996). Some Spanish experiences on measurements and evaluation of ground displacements around urban tunnels. Proc. Int. Symp. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Balkema, City University, London, pp. 731-736.
- PACOVSKY, J. (1996). Some aspects of contact stress measurements around tunnels. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground construction in Soft Ground, London (eds. Mair, R. J. e Taylor, R. N.), Balkema, pp. 307-310.

- PANET, M. ;GUENOT, A. (1982). Analysis of convergence behind the face of a tunnel. *Tunnelling 82*, London, Inst. Mining and Metallurgy, pp.197-204.
- PARKER, H. W. (2004). Planning and Site Investigations in Tunnelling. 1º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas. Seminário Internacional South American Tunnelling, São Paulo, Brasil.
- PECK, R. B. (1969). Deep excavation and tunnelling in soft ground. Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México City, State of the Art Volume, pp. 225-290.
- PELIZZA, S. (1996). Trends and development in tunnelling. Int. Seminar on Urban Problems and Underground Solutions, São Paulo, Brasil.
- PERES, J. C. C.; GOMES CORREIA, A. (1997). Construção da Linha Rotunda – Rato do Metropolitano de Lisboa. VI Cong. Nacional de Geotecnia – A Geotecnia nas Infraestruturas de Transportes, Energia e Ambiente, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Vol. 2, pp. 1221-1231.
- PIERAU, B. (1982). Tunnel design with respect to the three-dimensional state of the stresses and displacements around the temporary face. Proc. 4th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, Vol. 3, pp. 1221-1231.
- PINHO, J. C. T.; REIS, A. O.; TORII, W. J. (1985). O NATM utilizado na abertura de escavações subterrâneas em rochas brandas. Anais do 2.º Simpósio sobre Escavações Subterrâneas, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp.53-67.
- PINTO, FRANCISCO A. D. e COSTA, ARTUR R. G. (1997). Túneis escavados com escudo (TBM-EPBS) – Controlo e avaliação das deformações do maciço e do método operativo. VI Cong. Nacional de Geotecnia – A Geotecnia nas Infraestruturas de Transportes, Energia e Ambiente, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Vol. 2, pp. 1221-1231.
- POTTS, D. M.; ADDENBROOKE, T. I. (April 1997). A structure's influence on tunnelling induced ground movements. Proc. Inst. Civil. Engineers Geotechnical. Engineering., London, No. 125, pp.109-125.

- POTTS, D. M. (2001). The effect of tunnel construction on adjacent structures and services. Curso sobre Túneis em Meios Urbanos, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- PRICE, G.; LONGWORTH, T. I.; SULLIVAN, P. J. E. (1994). Installation and performance of monitoring systems at the Mansion House. Proc. Inst. Civil Engineers. Geotechnical Engineering., London, No. 107, pp. 77-87.
- RANKIN, W. J. (1988). Ground movements resulting from urban tunnelling: prediction and effects. Conf. on Engineering Geology of Underground Movements, Nottingham, BGS, pp. 79-92.
- RESÉNDIZ, D.; ROMO, M. P. (1981). Settlements upon soft ground tunnelling: theoretical solution. Soft Ground Tunnelling: Failures and Displacements (eds. Reséndiz, D. and Romo, M. P.) Balkema, pp. 65-74.
- ROMO, M. P.; RESÉNDIZ, D. (1982) Observed and computed settlements in a case of soft-ground tunnelling. Proc. 4th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, Vol. 2, pp. 597-604.
- ROWE, R. K.; KACK, G. J. (1983). A theoretical examination of the settlements induced by tunnelling: four case histories. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20 (2), pp. 299-314.
- SAGASETA, C.; MOYA, J. F. (1980). Estimation of ground subsidence over urban tunnels. Proc. 2nd Int. Conf. on Ground Movements and Structures, Cardiff, pp. 331-345.
- SAGASETA, C. (1987). Analysis of undrained soil deformation due to ground loss. Géotechnique, Vol. 37, No. 3, pp. 301-320.
- SAGASETA, C. (1988). Analysis of undrained soil deformation due to ground loss. Géotechnique, Vol. 38, No. 4, pp. 647-649.
- SAUER, G.; LAMA, R. D. (1973). An application of New Austrian Tunnelling Method in difficult built over areas in Frankfurt/Main metro. Proc. Symp. on Rock Mechanics and Tunnelling Problems, Kurukushetra, pp.72-92.

- SCHMIDT, B. (1969). Settlements and ground movements resulting from urban tunnelling: prediction and effects. Conf. on Engineering Geology of Underground Movements, Nottingham, BGS, pp. 79-92.
- SHAHIN, H. M.; NAKAI, T.; HINOKIO, M.; KURIMOTO, T.; SADA, T. (2004). Influence of surface loads and construction sequence on ground response due to tunnelling. Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, Vol. 44, No. 2, pp. 71-84.
- SHIN, J. H.; POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIC, L. (2002). Three-dimensional modelling of NATM tunnelling in decomposed granite soil. Géotechnique, Vol.52, No. 3.
- SHIRLAW, J. N. (1995). Observed and calculated pore pressures and deformations induced by an earth pressure balance shield: Discussion. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 32, pp. 181-189.
- SELBY, A. R. (1988). Surface movements caused by tunnelling in two-layer soil. Engineering Geology of Underground Movements (eds Bell, F. G. et al.), Geological Society Engineering Geology Special Publication, No. 5, pp. 71-77.
- SILVA, C. M. O. DA (2001). Controlo da Segurança de Túneis Ferroviários. Desenvolvimento de Metodologias de Apoio e de Sistemas Baseados em Conhecimento. Tese de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- SOUSA, L. R. E (2001). A Observação no Controlo da Segurança de Obras Subterrâneas em Meio Urbano. Curso sobre Túneis em Meios Urbanos. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- SOUSA, LUÍS RIBEIRO E (2002). Determinação do estado de tensão in situ de maciços rochosos. Curso de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- SUGIYAMA, T.; HAGIWARA, T.; NOMOTO, T.; NOMOTO, M.; ANO, Y.; MAIR, R. J.; BOLTON, M. D.; SOGA, K. (1999). Observations of ground movements during tunnel construction by slurry method at the Docklands Light Railway Lewisham Extension – East London. Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, Vol. 39, No. 3, pp. 99-112.

- SWOBODA, G. (1979). Finite Element analysis of the New Austrian Tunnelling Method (NATM). Proc. 3rd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, Vol. 2, pp. 581-586.
- TANG, D. K. W.; LEE, K. M.; NG, C. W. W. (2000). Stress paths around 3-D numerically simulated NATM tunnel in stiff clay. Proc. Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Balkema, Rotterdam, pp. 443-449.
- TECNASOL FGE (1994). Relatório da Instrumentação do Troço 63° do Metropolitano de Lisboa. Lisboa.
- TECNASOL FGE (1995). Relatório da Instrumentação do Troço 63° do Metropolitano de Lisboa. Lisboa.
- TECNASOL FGE (1998). Relatório Final da Instrumentação do Troço 96° do Metropolitano de Lisboa. Lisboa.
- TECNASOL FGE (2002). Prolongamento da Linha Amarela Campo Grande – Odivelas. Túnel em Escudo. Relatório Final da Instrumentação. Lisboa.
- URIEL, A. O.; SAGASETA, C. (1989). Selection of design parameters for underground construction. General Report: Discussion Session 9, Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol. 4, pp. 2521-2551.
- VALENTE, B. D. S. S. (2002). Análise do Comportamento de um Túnel Superficial. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Universidade do Minho.
- VANDEWALLE, M. (1990). Dramix. Tunnelling the World. Belgium, Bekaert/SA.
- VERMEER, P. A.; BONNIER, P. G.; MOLLER, S. C. (2002). On a smart use of 3D-FEM in tunnelling. Proc. of the 8th Int. Symp. on numerical models in geomechanics – NUMOG VIII, Balkema, Rotterdam, pp. 361-366.
- VERRUIJT, A. (1997). A complex variable solution for a deforming circular tunnel in an elastic half-plane. Int. J. Num., Analytical Meth. Geomech., Vol. 21, pp. 77-89.

- WARD, W. H. (1969). Discussion on Peck, R. B. Deep excavations and tunnelling in soft ground. Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Vol. 3, pp. 320-325.
- WARD, W. H. e PENDER, M. J. (1981). Tunnelling in soft ground – General Report. 10th Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol. 4, pp. 261-275.
- WHITTAKER, B. N.; FRITH, R. C. (1990). Tunnelling. Design, Stability and Construction. Institute of Mining and Metallurgy, London.
- YEATS, J. (1985). Discussion of ground movement due to parallel trench construction and effects on buried pipeline. Proc. 3rd Int. Conf. Ground Movements and Structures, Cardiff, pp. 798-804.
- YI, X.; ROWE, R. K.; LEE, K. M. (1993). Observed and calculated pore pressures and deformations induced by an earth balance shield. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 30, pp. 476-490.

