



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Movimentos Associados à Construção de Dois Túneis Gémeos

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Geotecnia

Autor

Tiago João Antunes Cancela

Orientador

Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada.

Coimbra, Janeiro, 2015

AGRADECIMENTOS

Muitas pessoas contribuíram para a realização deste trabalho, sendo necessário expressar a minha gratidão a algumas em particular.

Um especial obrigado ao professor e grande amigo Jorge Almeida e Sousa, não só por todos os ensinamentos por si transmitidos, mas também pelo apoio que me concedeu ao longo de todos estes anos enquanto aluno universitário, sempre disponível para ajudar e ensinar. Agradeço o entusiasmo que manteve ao longo da realização deste trabalho, as muitas horas despendidas no acompanhamento do mesmo e todos os momentos de convívio fora dela, para além de despertar em mim, desde muito cedo, o interesse pela Engenharia Civil, em particular pela Geotecnia. Foram de inestimável valor os conhecimentos por si transmitidos, fazendo-me crescer como “engenheiro” e como pessoa.

Agradeço também a todos os professores do perfil de Geotecnia, em particular ao professor António Pedro pela disponibilidade demonstrada durante a execução da presente dissertação, que mesmo não sendo meu orientador, sempre conseguiu arranjar uns minutos para me auxiliar em todos os problemas que detive com a realização do cálculo numérico, tendo um papel fundamental na concretização do mesmo.

Não posso deixar de agradecer ao grupo de Geotecnia por todas as horas passadas num ambiente descontraído, bem como pelas proveitosas discussões que em muito facilitaram este trabalho. Destaco o contributo, em particular, do Emanuel Marques, por todo o tempo que disponibilizou para me transmitir os seus conhecimentos sobre assuntos preponderantes para a execução da presente dissertação e pelo seu apoio e motivação.

Por fim, não poderia deixar de agradecer aos meus pais, à minha namorada, à minha irmã e a todos os meus amigos, por todo o apoio e ajuda no decorrer desta vida académica, sendo sem dúvida o contributo mais importante, fazendo-me acreditar e nunca desistir dos meus sonhos e onde sem eles nada disto teria sido possível.

RESUMO

Por razões várias, nas últimas décadas o subsolo tem sido cada vez mais a solução encontrada para a instalação de redes de infraestruturas e (ou) de sistemas de transportes. Nestes sistemas é frequente a necessidade de construir dois túneis ao lado um do outro. Prevendo-se que a tendência para a instalação de sistemas de transportes em subterrâneo se mantenha no futuro e sendo ainda relativamente poucos os estudos realizados e publicados na bibliografia da especialidade sobre a resposta do maciço face à escavação de dois túneis próximos, parece importante que esta questão seja analisada e devidamente discutida.

É no contexto acima esboçado que se insere o trabalho desenvolvido nesta tese. Ela dedica-se à análise do comportamento de dois túneis gémeos superficiais escavados em maciços terrosos, recorrendo à aplicação de modelos de cálculo numéricos baseados no método dos elementos finitos, modelos estes que permitem aprofundar a compreensão dos mecanismos de funcionamento das obras em apreço e efetuar previsões do seu comportamento.

Depois de um capítulo introdutório, recorrendo à bibliografia da especialidade aborda-se no Capítulo 2 os mais relevantes aspetos relacionados com a análise numérica destas estruturas geotécnicas e com o seu comportamento, dando particular relevo aos movimentos induzidos no maciço circundante.

O Capítulo 3 é dedicado à apresentação de um caso de estudo, propositadamente simples. Recorrendo a modelos planos de deformação, capazes de levar em conta o carácter tridimensional do problema, o efeito da presença do primeiro túnel quando da abertura do segundo é analisado, comparando os movimentos induzidos à superfície e no interior do maciço e os esforços mobilizados no suporte obtidos no final com os que resultariam considerando negligenciável esse efeito.

No quarto capítulo são apresentados e discutidos os resultados de estudo paramétrico, efetuado com o objetivo de precisar e quantificar a influência sobre o comportamento de túneis gémeos de diversos fatores que o condicionam e o determinam, nomeadamente os que definem a geometria do problema (distância entre túneis e sua profundidade), os que caracterizam o estado de tensão inicial, a rigidez e a resistência do maciço e, ainda, os referentes ao método construtivo empregue.

No último capítulo apresenta-se algumas das conclusões resultantes do trabalho efetuado e sugerem-se algumas vias para o desenvolvimento de trabalhos futuros na temática abordada.

ABSTRACT

During the last decades, the underground space has been increasingly chosen as the solution for installing network infrastructures and (or) transportation systems. Their implementation often requires the construction of two twin tunnels. Predicting that the need to build underground transportation systems will be maintained, and as there are only a few available studies in the specific literature regarding the impact of digging twin tunnels on the soil stability, it seems important to deeply analyze and discuss this issue.

The work presented hereby was created under this context. It concerns the analyses of the behavior of two superficial twin tunnels digged in the soil, using numerical models based on the Finite Element Method. These computational models allow a better understanding of the operating mechanisms during the works and the prediction of their behavior.

After the introduction chapter and using the specific literature, the chapter 2 focuses on the main subjects concerning the numerical analysis and behavior of these geotechnical structures, giving special attention to the soil displacements.

Chapter 3 presents a simple case study. Applying plane strain models, capable of taking into account the three dimensional characteristics of the problem, the influence of the presence of the first tunnel on the opening of the second tunnel is analyzed. This is done by comparing the soil internal and surface displacements and the loads over the support considering or neglecting that effect.

Chapter 4 presents and discusses the parametric study results aiming to accurately quantify the influence of several factors over the behavior of twin tunnels, such as: geometry parameters (distance between tunnels and their depth); pre-tension stress, stiffness and soil strength; and those concerning the applied method.

Finally, the last chapter presents the conclusions of this study and some suggestions regarding further developments on this subject.

ÍNDICE

| | |
|---|-----|
| AGRADECIMENTOS | i |
| RESUMO | ii |
| ABSTRACT | iii |
| ÍNDICE..... | iv |
| ÍNDICE DE FIGURAS | vi |
| ÍNDICE DE QUADROS | xi |
| SIMBOLOGIA | xii |
| 1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS | 1 |
| 1.1. Justificação do Tema | 1 |
| 1.2. Objetivos do Trabalho e Metodologia | 4 |
| 1.3. Linhas de Atuação | 4 |
| 1.4. Estruturação da Dissertação..... | 4 |
| 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA..... | 6 |
| 2.1. Preâmbulo | 6 |
| 2.2. Movimentos Induzidos no Maciço | 6 |
| 2.3. Métodos de Previsão dos Movimentos Induzidos | 9 |
| 2.4. Métodos Numéricos..... | 11 |
| 2.4.1. Vantagens | 11 |
| 2.4.2. Modelos Constitutivos..... | 12 |
| 2.4.3. Faseamento Construtivo | 14 |
| 2.5. Métodos Empíricos..... | 19 |
| 2.5.1. Assentamentos à Superfície..... | 19 |
| 2.5.2. Deslocamentos Horizontais à Superfície | 22 |
| 2.5.3. Movimentos Sub-Superficiais | 23 |
| 2.6. Análise de Dois Túneis Gémeos..... | 25 |
| 2.6.1. Método Tradicional de Previsão..... | 25 |
| 2.6.2. Resultados Experimentais | 26 |
| 2.6.3. Resultados Numéricos | 30 |
| 2.6.4. Novos Métodos de Previsão | 31 |
| 2.7. Programa de Cálculo | 34 |
| 3. CASO DE ESTUDO | 35 |
| 3.1. Preâmbulo..... | 35 |

| | | |
|--------|--|----|
| 3.2. | Definição | 35 |
| 3.3. | Modelo Numérico..... | 36 |
| 3.3.1. | Malha de Elementos Finitos | 36 |
| 3.3.2. | Modelos Constitutivos | 37 |
| 3.3.3. | Simulação do Faseamento Construtivo | 38 |
| 3.4. | Abertura do Primeiro Túnel..... | 39 |
| 3.4.1. | Movimentos no Maciço | 39 |
| 3.4.2. | Esforços no Suporte | 45 |
| 3.5. | Abertura do Segundo Túnel..... | 46 |
| 3.5.1. | Movimentos no Maciço | 46 |
| 3.5.2. | Esforços no suporte | 52 |
| 4. | ESTUDO PARAMÉTRICO | 54 |
| 4.1. | Preâmbulo | 54 |
| 4.2. | Resumo dos Resultados Obtidos | 56 |
| 4.3. | Influência da Profundidade dos Túneis | 57 |
| 4.4. | Influência da Distância entre Túneis | 58 |
| 4.5. | Influência do Estado de Tensão Inicial..... | 60 |
| 4.6. | Influência da Rigidez do Maciço | 65 |
| 4.7. | Influência da Resistência do Maciço | 65 |
| 4.8. | Influência do Atraso na Colocação do Suporte | 67 |
| 4.9. | Influência do Desfasamento Temporal na Construção dos Túneis | 69 |
| 5. | CONSIDERAÇÕES FINAIS | 71 |
| 5.1. | Principais Conclusões..... | 71 |
| 5.2. | Trabalhos Futuros | 75 |
| | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 76 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1.1 – Interferências da construção a céu aberto com infraestruturas existentes (Almeida e Sousa, 2005). | 2 |
| Figura 1.2 – Bacia de subsidência induzida à superfície do terreno pela construção de um túnel superficial (adotado de Yeates, 1985). | 2 |
| Figura 1.3 – Túneis gémeos de Mato Forte na autoestrada A10 (fotografia cedida pelo Professor Almeida e Sousa)..... | 3 |
| Figura 2.1 – Esquema de uma máquina tuneladora (TBM), mostrando a câmara estanque atrás da cabeça de corte que permite a aplicação da pressão na frente e o vazio continuamente gerado entre o extradorso do revestimento definitivo e as superfícies escavadas. (imagem cedida pelo professor Almeida e Sousa)..... | 7 |
| Figura 2.2 – Túnel construído sequencialmente de acordo com os princípios do NATM. Parcialização da secção transversal. (fotografia cedida pelo Prof. Almeida e Sousa). | 8 |
| Figura 2.3 - Movimentos associados à abertura de um túnel superficial. Volume de solo perdido e volume da bacia de subsidência. (adaptado de Hunt, 2004)..... | 8 |
| Figura 2.4 – Túnel Paraíso: comparação do perfil transversal dos assentamentos superficiais observado com os decorrentes das análises numéricas tridimensionais empregando dois modelos constitutivos distintos (Almeida e Sousa et al., 2011). | 13 |
| Figura 2.5 – Representação do critério de rotura de Mohr-Coulomb no espaço das tensões (França, 2006)..... | 14 |
| Figura 2.6 – Efeito de arco tridimensional junto da frente de escavação de um túnel (Almeida e Sousa, 1998). | 15 |
| Figura 2.7 - Túnel Paraíso: comparação da evolução em profundidade dos deslocamentos verticais em pontos sobre o eixo de simetria observada com as decorrentes das análises numéricas tridimensional e bidimensional utilizando um modelo constitutivo avançado (Almeida e Sousa et al., 2011)..... | 16 |
| Figura 2.8 - Túnel Paraíso: comparação das curvas de reação maciço-suporte no ponto do coroamento obtidas nas análises numéricas (Almeida e Sousa et al., 2011)..... | 16 |

| | |
|---|----|
| Figura 2.9 – Tipos de modelos bidimensionais empregues na modelação numérica da abertura de túneis: a) modelo axissimétrico; b) modelo longitudinal; c) modelo transversal (Clough e Leca, 1989)..... | 17 |
| Figura 2.10 – Simulação plana do processo construtivo de um túnel suportado utilizando a metodologia associada ao método de convergência-confinamento (adaptado de Almeida e Sousa, 2005 e de Hunt, 2004)..... | 18 |
| Figura 2.11 – Aproximação do perfil transversal dos assentamentos superficiais por uma curva de Gauss (Almeida e Sousa, 2005)..... | 19 |
| Figura 2.12 – Ábaco proposto por Peck (1969) para a estimativa da abcissa do ponto de inflexão da curva de Gauss..... | 21 |
| Figura 2.13 – Distribuição dos deslocamentos e deformações horizontais à superfície do terreno, admitindo uma distribuição normal dos assentamentos e que os movimentos de todas as partículas do solo são dirigidos para o centro do túnel (Almeida e Sousa, 2005). | 23 |
| Figura 2.14 – Perfil tipo dos assentamentos em profundidade (adaptado de Hunt, 2004)..... | 24 |
| Figura 2.15 – Assentamentos superficiais induzidos pela escavação, acima do nível de água, de dois túneis gémeos em areia densa (adaptado de Peck, 1969)..... | 27 |
| Figura 2.16 – Perfil dos assentamentos superficiais induzidos pela escavação de dois túneis gémeos da Linha Victoria do Metropolitano de Londres (adaptado de Bartlett e Bubbers, 1970)..... | 27 |
| Figura 2.17 – Perfil dos assentamentos superficiais induzidos pela escavação de dois túneis gémeos do Metropolitano de Washington (adaptado de Cording e Hansmire, 1975)..... | 28 |
| Figura 2.18 – Esquema do ensaio centrífugo em deformação plana da escavação de dois túneis gémeos (adaptado de Divall et al., 2012). | 28 |
| Figura 2.19 – Perfis dos assentamentos associadas à escavação de cada um dos túneis nos ensaios centrífugos: a) afastamento entre centros de 1,5D; b) afastamento entre centros de 3,0D; c) afastamento entre centros de 4,5D (adaptado de Divall et al., 2012)..... | 29 |
| Figura 2.20 – Perfis transversais dos assentamentos devidos à escavação de um segundo túnel a diferentes distâncias de um primeiro (adaptado de Addenbrooke e Potts, 2011)..... | 31 |
| Figura 2.21 – Fator de majoração do volume de solo perdido (adaptado de Addenbrooke e Potts, 2001)..... | 32 |
| Figura 2.22 – Excentricidade (definida em função do afastamento entre os centros dos túneis) do ponto de assentamento máximo em relação ao eixo vertical contendo o centro do segundo túnel (adaptado de Addenbrooke e Potts, 2001)..... | 33 |
| Figura 3.1 – Caso de estudo: escavação de dois túneis superficiais gémeos de secções circulares, num estrato seco, homogéneo e isotrópico. | 36 |

| | |
|---|----|
| Figura 3.2 – Malha bidimensional de elementos finitos..... | 36 |
| Figura 3.3 – Deslocamentos verticais e horizontais perpendiculares ao eixo do túnel, induzidos no maciço pela abertura do primeiro túnel em três prumadas horizontais: a) superfície do terreno; b) 4 m de profundidade; c) 6 m de profundidade. | 39 |
| Figura 3.4 – Evolução em profundidade dos deslocamentos verticais sobre o eixo de simetria induzidos pela abertura do primeiro túnel. | 40 |
| Figura 3.5 – Comparação dos perfis transversais dos assentamentos normalizados, induzidos pela abertura do primeiro túnel, a três profundidades diferentes. | 40 |
| Figura 3.6 – Curvas de Gauss que melhor aproximam os perfis transversais dos assentamentos induzidos a diferentes profundidades pela abertura do primeiro túnel..... | 41 |
| Figura 3.7 – Deformações horizontais induzidas ao maciço no decorrer da escavação do primeiro túnel, à superfície e a profundidades de 4 e 6 metros. | 43 |
| Figura 3.8 – Deslocamentos horizontais, perpendiculares ao eixo do túnel, induzidos pela abertura do primeiro túnel numa prumada vertical situada a 2,5 m do contorno esquerdo da abertura. | 43 |
| Figura 3.9 – Vetores deslocamentos induzidos pela abertura do primeiro túnel em pontos localizados em prumadas horizontais: a) à superfície do terreno; b) a uma profundidade de 4 m; c) a uma profundidade de 6 m. | 44 |
| Figura 3.10 – Comparação dos deslocamentos horizontais (a) e das deformações horizontais (b) induzidos pela abertura do primeiro túnel obtidos no cálculo numérico com os que resultariam admitindo a hipótese que os movimentos das partículas do solo seriam dirigidos para o centro do túnel. | 45 |
| Figura 3.11 – Esforços mobilizados no suporte do primeiro túnel escavado antes da escavação do segundo: a) esforço axial; b) momento fletor. | 46 |
| Figura 3.12 – Comparação das bacias de subsidência associadas à escavação do segundo túnel com as que resultariam desprezando a influência do primeiro túnel: a) à superfície do terreno; b) a 4 m de profundidade; c) a 6 m de profundidade..... | 47 |
| Figura 3.13 – Comparação das bacias de subsidência finais associadas à escavação dos dois túneis gémeos com as que resultariam desprezando a influência do primeiro túnel: a) à superfície do terreno; b) a 4 m de profundidade; c) a 6 m de profundidade. | 49 |
| Figura 3.14 – Comparação da bacia de subsidência à superfície devida à escavação do segundo túnel obtida no cálculo numérico com as estimadas pelos métodos propostos por Addenbrooke e Potts (2001), Chapman et. al. (2003) e Ocak (2014). | 50 |

| | |
|---|----|
| Figura 3.15 – Comparação dos deslocamentos horizontais associados à escavação do segundo túnel com os que resultariam desprezando a influência do primeiro túnel: a) à superfície do terreno; b) a 4 m de profundidade; c) a 6 m de profundidade. | 51 |
| Figura 3.16 – Comparação dos deslocamentos horizontais finais associados à escavação dos dois túneis gémeos com os que resultariam desprezando a influência do primeiro túnel: a) à superfície do terreno; b) a 4 m de profundidade; c) a 6 m de profundidade. | 52 |
| Figura 3.17 – Esforços mobilizados no suporte do segundo túnel e no primeiro após a conclusão do segundo, para o cálculo base bidimensional: a) esforço axial; b) momento fletor. | 53 |
| Figura 4.1 – Influência da profundidade dos túneis nos movimentos induzidos no maciço: deslocamentos verticais à superfície associados à escavação do segundo túnel, com e sem influência do primeiro. | 57 |
| Figura 4.2 – Influência da profundidade dos túneis nos movimentos induzidos no maciço: deslocamentos horizontais à superfície associados à escavação do segundo túnel, com e sem influência do primeiro. | 57 |
| Figura 4.3 – Influência da presença do outro túnel nos esforços mobilizados nos suportes de dois túneis abertos a uma profundidade de 20 m: a) esforço axial; b) momento fletor..... | 58 |
| Figura 4.4 – Influência da variação da distância entre os dois túneis gémeos nos assentamentos superficiais verticais induzidos pela escavação do segundo túnel. | 59 |
| Figura 4.5 – Influência da variação da distância entre os dois túneis gémeos nos assentamentos superficiais horizontais induzidos pela escavação do segundo túnel. | 59 |
| Figura 4.6 – Influência da distância entre os túneis no esforço axial mobilizado no primeiro túnel. | 60 |
| Figura 4.7 – Influência do valor do coeficiente de impulso em repouso nas tensões relativas de corte geradas pela abertura do primeiro túnel. | 60 |
| Figura 4.8 – Influência do valor do coeficiente de impulso nos deslocamentos superficiais induzidos pela abertura do primeiro túnel. | 60 |
| Figura 4.9 – Influência do valor do coeficiente de impulso em repouso nos esforços mobilizados no suporte do primeiro túnel após a sua conclusão: a) esforço axial; b) momento fletor. | 61 |
| Figura 4.10 – Influência do valor do coeficiente de impulso em repouso nos movimentos induzidos no maciço: assentamentos superficiais associados à escavação do segundo túnel, com e sem influência do primeiro. | 62 |

| | |
|---|----|
| Figura 4.11 – Influência do valor do coeficiente de impulso em repouso nos movimentos induzidos no maciço: deslocamentos horizontais à superfície associados à escavação do segundo túnel, com e sem influência do primeiro. | 62 |
| Figura 4.12 – Influência da presença do outro túnel nos esforços mobilizados nos suportes: a) esforço axial mobilizado no suporte do primeiro túnel para K_0 igual a 0,3; b) momento fletor mobilizado no suporte do segundo túnel para K_0 igual a 1,0. | 64 |
| Figura 4.13 – Influência da distância entre os túneis na variação do assentamento máximo à superfície do terreno induzido pela escavação do segundo túnel associado á presença do primeiro: a) $K_0 = 0,3$; b) $K_0 = 1,0$ | 64 |
| Figura 4.14 - Influência da resistência do maciço circundante nas tensões relativas de corte geradas pela abertura do primeiro túnel. | 65 |
| Figura 4.15 – Influência da presença do primeiro túnel nos movimentos superficiais associados à escavação do segundo túnel, admitindo uma resistência baixa do maciço..... | 66 |
| Figura 4.16 – Influência da presença do segundo túnel nos esforços mobilizados no suporte do primeiro túnel, admitindo uma resistência baixa do maciço: a) esforço axial; b) momento fletor. | 66 |
| Figura 4.17 – Influência da distância entre os túneis na variação do assentamento máximo à superfície do terreno induzido pela escavação do segundo túnel associado á presença do primeiro, para o caso de maciços com baixa resistência. | 67 |
| Figura 4.18 - Influência do atraso na colocação do suporte nas tensões relativas de corte geradas pela abertura do primeiro túnel. | 67 |
| Figura 4.19 - Influência da presença do primeiro túnel nos assentamentos superficiais associados à escavação do segundo túnel, admitindo um fator de alívio das tensões elevado. | 68 |
| Figura 4.20 – Influência da presença do segundo túnel nos esforços mobilizados no suporte do primeiro túnel, admitindo um fator de alívio das tensões elevado: a) esforço axial; b) momento fletor. | 69 |
| Figura 4.21 – Influência do desfasamento temporal da construção dos túneis nos assentamentos finais à superfície do terreno. | 70 |
| Figura 4.22 – Influência do desfasamento temporal da construção dos túneis nas bacias de subsidência associadas à escavação do segundo túnel. | 70 |

ÍNDICE DE QUADROS

| | |
|---|----|
| Quadro 2.1 – Volume de solo perdido em maciços coerentes (O’Reilly e New, 1982)..... | 20 |
| Quadro 3.1 – Características principais da malha bidimensional de elementos finitos..... | 37 |
| Quadro 3.2 – Parâmetros definidores das curvas de Gauss que melhor aproximam os perfis transversais dos assentamentos induzidos a diferentes profundidades pela abertura do primeiro túnel..... | 41 |
| Quadro 3.3 – Comparação dos parâmetros definidores das curvas de Gauss que melhor aproximam as bacias de subsidência nas diferentes prumadas, considerando ou não a influência do primeiro túnel..... | 48 |
| Quadro 4.1 – Cálculos inicialmente previstos e efetuados..... | 55 |
| Quadro 4.2 – Resultados obtidos nos cálculos inicialmente previstos e efetuados..... | 56 |

SIMBOLOGIA

Uma vez que os símbolos utilizados no texto da presente dissertação são definidos à medida que vão aparecendo e de forma que, julga-se, os respetivos significados não suscitam dúvidas, não se considerou pertinente a realização de simbologia.

1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

1.1. Justificação do Tema

O crescimento populacional acentuado de muitas cidades e áreas metropolitanas em todo o mundo tem levado a uma redução do espaço urbano disponível e, em consequência, a uma ocupação cada vez mais intensiva do espaço subterrâneo para a instalação de sistemas de transportes e sistemas de utilidades públicas, reduzindo os seus impactos ambientais, libertando a superfície para outros fins mais nobres e, assim, aumentando a qualidade de vida das populações (Almeida e Sousa, 2005).

Por facilidade de acesso, muitos dos túneis construídos com a finalidade acima descrita são abertos a pequenas profundidades, pelo que inicialmente na sua construção era, tendencialmente, empregue a técnica de céu aberto. Os impactos originados durante a construção, os altos custos com interferências com infraestruturas existentes (Figura 1.1) e, ainda, outros fatores, como sejam, o desenvolvimento de novos métodos e técnicas construtivas capazes de minimizar as deformações no meio envolvente, particularmente à superfície do terreno, a melhor compreensão dos fenómenos envolvidos no processo de escavação de túneis e a melhoria dos projetos associada ao grande desenvolvimento dos métodos computacionais e ao reconhecimento do papel que a observação desempenha como forma de otimizar a execução da obra e o dimensionamento da respetiva estrutura de suporte (Almeida e Sousa, 2005), conduziram a uma inversão daquela tendência, pelo que hoje grande parte da construção de túneis superficiais é feita totalmente em subterrâneo.

A esta construção estão inevitavelmente associados movimentos no maciço envolvente, que se propagam até à superfície do terreno (Figura 1.2), podendo resultar em danos em estruturas e infraestruturas localizadas nas proximidades da obra. Assim, para além da verificação das condições de estabilidade durante a construção e do dimensionamento da estrutura de suporte, uma questão que o projetista de um túnel superficial terá que resolver é a de acautelar estes danos, pelo que a estimativa dos deslocamentos no maciço, nomeadamente à superfície do terreno, é de importância fundamental.



Figura 1.1 – Interferências da construção a céu aberto com infraestruturas existentes (Almeida e Sousa, 2005).

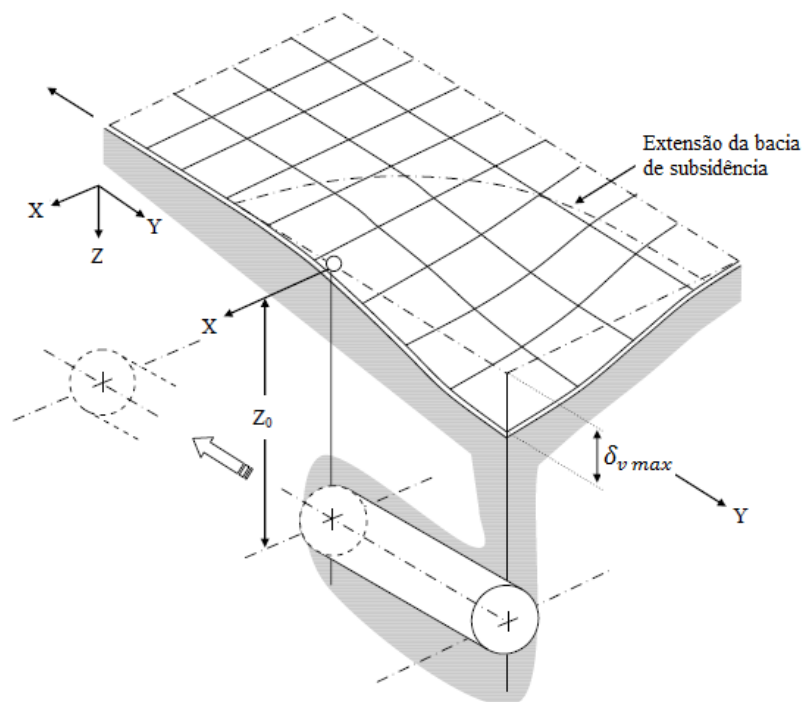


Figura 1.2 – Bacia de subsidência induzida à superfície do terreno pela construção de um túnel superficial (adotado de Yeates, 1985).

No caso de um túnel isolado é frequente, para essa estimativa, recorrer-se, para além de métodos numéricos, a metodologias de natureza empírica. Estas últimas baseiam-se na hipótese, reforçada ao longo dos anos com os resultados fornecidos pela instrumentação de diversas obras, que a distribuição transversal dos assentamentos à superfície tem a forma aproximada de uma curva de Gauss (curva de distribuição normal) invertida. Os dois parâmetros que definem esta curva, nomeadamente o assentamento no eixo de simetria e a distância do ponto de inflexão a este eixo, são estimados com base nas observações efetuadas em túneis construídos em solos da mesma natureza e, quanto muito, num pequeno número de parâmetros essenciais, tais como a dimensão e profundidade da escavação e o método construtivo empregue.

Relativamente a casos de dois túneis construídos ao lado um do outro, situação muito comum em sistemas de transporte (Figura 1.3), é usual a estimativa dos assentamentos, nomeadamente à superfície, ser feita com base nas distribuições estimadas para cada um dos túneis e somando-as. Esta forma de proceder parte da hipótese que a construção do segundo túnel não é afetada pela presença do primeiro, hipótese que alguns resultados experimentais e numéricos parecem não validar.



Figura 1.3 – Túneis gémeos de Mato Forte na autoestrada A10 (fotografia cedida pelo Professor Almeida e Sousa).

Prevendo-se que a tendência para a construção em subterrâneo de muitos sistemas de transporte, rodoviários, ferroviários e metroviários, se mantenha e até aumente no futuro, e sendo ainda relativamente em pequeno número e pouco conclusivos os estudos sobre o assunto, pareceu ser importante que esta questão da possível interferência da presença de um primeiro túnel na construção de um segundo disposto paralelamente fosse analisada e devidamente discutida.

1.2. Objetivos do Trabalho e Metodologia

Foi no contexto acima esboçado que se inseriu o trabalho desenvolvido. Nele, procurou-se averiguar o quanto a presença de um primeiro túnel escavado afeta o comportamento do segundo túnel construído em paralelo, nomeadamente nos movimentos induzidos no maciço envolvente, em particular à superfície do terreno, e, ainda, nos esforços mobilizados na estrutura de suporte, e como é que esse efeito pode ser contabilizado.

Para a concretização de tal objetivo, realizaram-se análises numéricas admitindo a validade das condições associadas a um estado plano de deformação, mas levando em conta o efeito da tridimensionalidade do problema, recorrendo a um programa de cálculo automático por elementos finitos, desenvolvido no Departamento de Engenharia Civil da FCTUC, com as quais foi efetuado um estudo paramétrico de índole fenomenológica, procurando-se analisar a influência que sobre tal interferência têm alguns fatores tais como o processo construtivo, a geometria, o estado de tensão inicial e as características mecânicas do maciço envolvente.

1.3. Linhas de Atuação

No âmbito do trabalho realizado, as seguintes linhas de atuação foram seguidas:

- i) Revisão da bibliografia da especialidade no âmbito da análise numérica de obras geotécnicas, em particular de túneis, e da previsão dos movimentos induzidos no maciço envolvente pela construção de túneis superficiais;
- ii) Estudo do programa de cálculo automático por elementos finitos utilizado;
- iii) Definição e resolução de um problema base, propositadamente simples, com que se procurou situar e equacionar o comportamento de um túnel isolado e de um túnel construído depois da abertura de um outro;
- iv) Análise comparada dos efeitos sobre o comportamento de dois túneis gémeos da variação de alguns parâmetros fundamentais que controlam e determinam aquele comportamento, nomeadamente os referentes ao processo construtivo, os que definem a geometria do problema e os que caracterizam o estado de tensão inicial e as propriedades mecânicas do maciço;
- v) Escrita da tese.

1.4. Estruturação da Dissertação

Para além deste capítulo introdutório, e do capítulo final, onde são apresentadas as conclusões principais do trabalho realizado e são propostas algumas vias de trabalho a desenvolver no futuro, a tese encontra-se estruturada em três capítulos principais.

No segundo capítulo são apresentados os principais métodos referenciados na bibliografia da especialidade, com especial ênfase nos métodos numéricos e nos métodos de natureza empírica e semi-empírica, que são usualmente empregues na estimativa dos movimentos

induzidos no maciço envolvente pela abertura de um túnel isolado e são referenciados alguns resultados experimentais e outros decorrentes de análises numéricas publicados na bibliografia respeitantes à abertura de dois túneis gémeos. Por fim, é feita uma breve apresentação do programa de cálculo por elementos finitos que foi utilizado nas análises numéricas efetuadas no âmbito do trabalho desenvolvido.

No terceiro capítulo depois de apresentar o caso de estudo, correspondente à abertura sequencial de dois túneis superficiais gémeos num maciço terroso, e as principais características do modelo numérico plano empregue na sua simulação, começa-se por apresentar e analisar os resultados obtidos correspondentes à abertura do primeiro túnel. O efeito da presença do primeiro túnel quando da abertura do segundo é depois analisado, comparando os movimentos induzidos à superfície e no interior do maciço e os esforços mobilizados no suporte obtidos no final com os que resultariam considerando negligenciável esse efeito.

No quarto capítulo são apresentados e discutidos os resultados do estudo paramétrico efetuado com o objetivo de precisar e quantificar a influência sobre o comportamento de túneis gémeos de diversos fatores que o condicionam e o determinam.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Preâmbulo

Como já se referiu no capítulo introdutório, no projeto de túneis superficiais, um dos requisitos a que o projetista tem que dar resposta diz respeito à questão dos possíveis danos que as estruturas e as infraestruturas localizadas nas proximidades da obra possam sofrer. Para essa resposta torna-se necessário estimar os movimentos que a construção do túnel inevitavelmente induz no maciço circundante, nomeadamente à superfície do terreno.

O objetivo principal deste capítulo é o de apresentar os principais métodos, referenciados na bibliografia da especialidade, que são usualmente empregues nessa estimativa. Assim, depois de uma breve descrição das causas e do tipo de movimentos associados à construção de um túnel isolado, serão abordados os diversos métodos de previsão desses movimentos, salientando as suas vantagens e principais inconvenientes e dando-se especial atenção aos métodos de natureza empírica e aos métodos numéricos.

Sendo o objeto da dissertação a análise dos movimentos induzidos pela construção de dois túneis gémeos, apresenta-se em seguida alguns resultados experimentais e de análises numéricas, publicados na bibliografia especializada, sobre tais movimentos e os principais fatores que os podem condicionar.

Por fim será feita uma breve apresentação do programa de cálculo por elementos finitos que foi utilizado nas análises numéricas efetuadas no âmbito do trabalho desenvolvido.

2.2. Movimentos Induzidos no Maciço

Qualquer que seja o método construtivo empregue, a escavação de um túnel, como consequência da retirada de solo de dentro da geometria de corte, induz um movimento do maciço envolvente em direção à abertura criada. Segundo Almeida e Sousa (2005), estes deslocamentos, que ocorrem durante a fase construtiva num intervalo de tempo relativamente reduzido, são predominantemente radiais e assimétricos em relação ao plano que contém o eixo horizontal do túnel, sendo, em túneis superficiais, maiores no coroamento e mais pequenos na soleira.

Como consequência deste movimento do maciço, a secção transversal do túnel deforma-se, correspondendo a diferença entre as áreas da secção teórica e da secção deformada ao volume de solo perdido, V_p , por metro linear de túnel.

Estas perdas de solo, que ocorrem essencialmente antes da estrutura de suporte ser instalada e ser garantido o contacto perfeito entre ela e o solo envolvente, dependem, para além, naturalmente, das características geométricas do túnel (profundidade e dimensão da secção transversal) e do tipo e características do maciço (estado de tensão inicial, resistência e deformabilidade), do alívio de tensões permitido no contorno da escavação, alívio este condicionado pelo processo construtivo utilizado e do modo como ele é implementado (Almeida e Sousa, 2005).

No caso de túneis construídos com máquinas tuneladoras (Figura 2.1), para o controlo destas perdas de solo desempenham papel muito importante a pressão a aplicar na frente, que, para além de garantir a estabilidade desta, reduz o volume de solo que flui para o interior do túnel, e as injeções de argamassa e calda de cimento realizadas logo atrás do escudo, que garantem o preenchimento do vazio continuamente criado entre o extradorso do revestimento definitivo, instalado no interior da máquina, e as superfícies escavadas à medida que aquela avança.

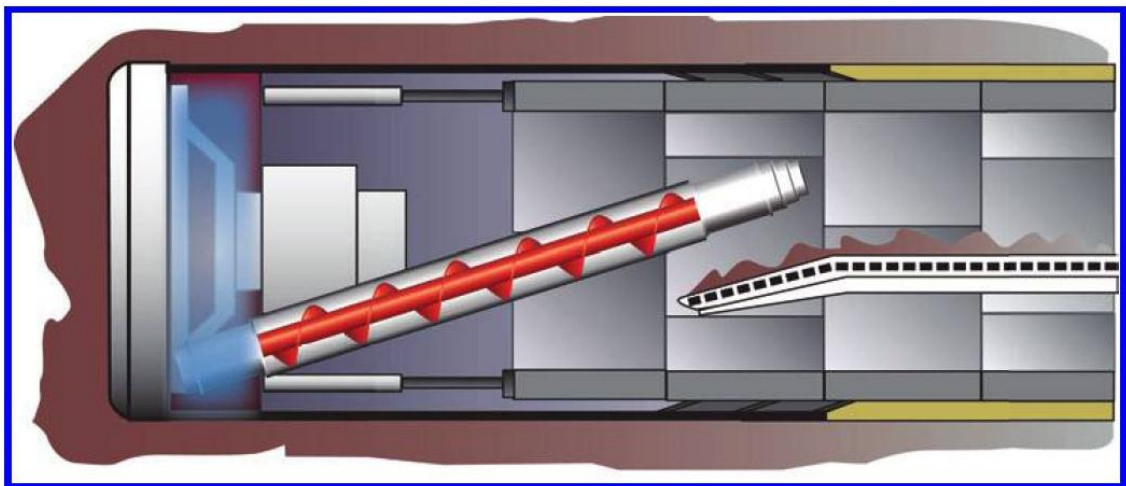


Figura 2.1 – Esquema de uma máquina tuneladora (TBM), mostrando a câmara estanque atrás da cabeça de corte que permite a aplicação da pressão na frente e o vazio continuamente gerado entre o extradorso do revestimento definitivo e as superfícies escavadas. (imagem cedida pelo professor Almeida e Sousa).

Já no caso de túneis construídos sequencialmente (Figura 2.2) de acordo com os princípios do NATM (*New Austrian Tunneling Method*), o volume da perda de solo é altamente dependente da parcialização utilizada na escavação da secção transversal do túnel, do comprimento de cada avanço da escavação e da distância à frente a que o suporte é instalado. Naturalmente que quanto maior for a parcialização utilizada e menores os valores daquele comprimento e distância, menor será o desconfinamento permitido, logo menor o volume de solo perdido.



Figura 2.2 – Túnel construído sequencialmente de acordo com os princípios do NATM. Parcialização da secção transversal. (fotografia cedida pelo Prof. Almeida e Sousa).

No caso de túneis superficiais, os movimentos do maciço envolvente, propagando-se a partir da periferia da abertura, podem atingir a superfície, como se pretende ilustrar na Figura 2.3.

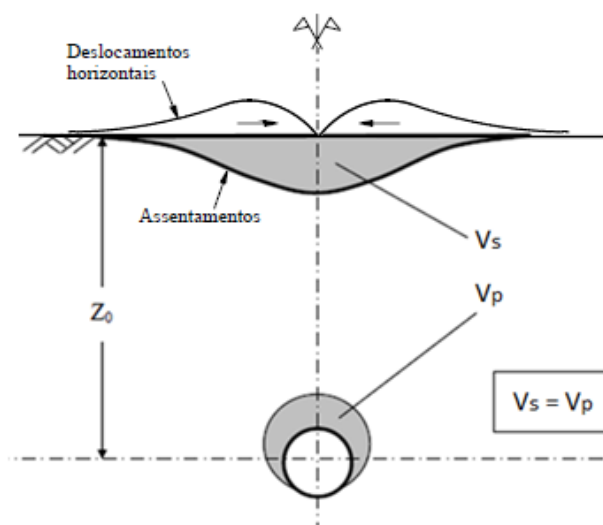


Figura 2.3 - Movimentos associados à abertura de um túnel superficial. Volume de solo perdido e volume da bacia de subsidência. (adaptado de Hunt, 2004).

Como ilustra a figura, os deslocamentos verticais (assentamentos) à superfície são máximos sobre o eixo do túnel e diminuem progressivamente até se esvanecerem no limite da faixa influenciada pela construção. Já os deslocamentos horizontais, por razões de simetria, são nulos sobre o eixo do túnel, atingem o valor máximo, em geral menor que 50% do valor máximo do assentamento, em pontos próximos dos pontos de inflexão da curva dos assentamentos e depois tendem a diminuir até se anularem para lá da faixa influenciada pela construção.

Em consequência destes movimentos, as estruturas localizadas na superfície entre os pontos de inflexão da curva de assentamentos são submetidas a um comportamento tipo “viga simplesmente apoiada” e a compressões. Pelo contrário, as estruturas localizadas para lá daqueles pontos são submetidas a um comportamento “viga em consola” e a extensões de tração.

A área definida pela superfície deformada e pela sua posição inicial corresponde ao volume da bacia de subsidência por metro linear de túnel, V_s , que é, evidentemente, dependente do volume de perdas de solo, V_p . A diferença entre eles, corresponde à variação do volume global do maciço. Assim, em solos finos, pouco permeáveis, é vulgar admitir-se a curto prazo um comportamento não drenado, pelo que aquela variação é nula e os dois volumes são iguais. Já em solos grossos e em solos finos a longo prazo, uma vez que o maciço, dependendo da sua compacidade ou consistência, tanto pode comprimir como expandir, o volume da bacia de subsidência tanto pode ser maior como menor que o volume de solo perdido.

Para além desta componente do movimento associada ao volume de maciço que ao deformar-se cruza o perímetro teórico da escavação, pode existir uma outra componente, esta associada aos fenómenos de compressão e consolidação do solo devidos à redistribuição das tensões e à variação das pressões intersticiais. Ao contrário da primeira, que ocorre num tempo relativamente reduzido e, fundamentalmente, antes da instalação da estrutura de suporte, esta última componente, muito dependente da permeabilidade do suporte em relação à do maciço e das características do sistema de drenagem instalado (Lee e Nam, 2001; Laranjo et al., 2010), é diferida no tempo.

2.3. Métodos de Previsão dos Movimentos Induzidos

A análise global dos três requisitos básicos que o projeto de um túnel superficial deve focar – estabilidade da frente, esforços instalados no suporte e movimentos induzidos no maciço – exige o recurso à via numérica, particularmente ao método dos elementos finitos, que é um método que apresenta forte fundamentação teórica e um apreciável nível de sofisticação, o que justifica o facto de ser o mais frequentemente utilizado na modelação de estruturas geotécnicas complexas (Almeida e Sousa, 1998).

Com estes métodos numéricos consegue-se ter em conta todos os parâmetros que controlam e determinam o comportamento de um túnel superficial, tais como a geometria da escavação, as condições do terreno, o estado de tensão previamente existente, a interação maciço-suporte, o procedimento construtivo e o comportamento tensão-deformação-resistência dos diversos materiais.

Contudo, a complexidade dos modelos de cálculo capazes de considerar todas estes fatores intervenientes, assim como as dificuldades constantemente encontradas na determinação desses mesmos fatores por falta de informação geotécnica apropriada, bem como a grande dependência do comportamento da obra da forma de pôr em prática o processo construtivo (Almeida e Sousa, 1998), leva a que aquelas três questões acima referidas sejam também, frequentemente, resolvidas de forma dissociada, recorrendo a vias de cálculo alternativas, a que vão corresponder modelos de funcionamento do maciço e da estrutura de suporte mais simplificados.

No caso da previsão dos movimentos induzidos no maciço pela escavação do túnel, os métodos alternativos a que se pode recorrer são: os derivados numericamente, os analíticos e, sobretudo, os de natureza empírica.

Os métodos derivados numericamente, de que são exemplos os métodos propostos por Resendiz e Romo (1981), por Pierau (1982) e por Hisatake (1994), são procedimentos em que os autores, baseados em estudos paramétricos e dando aos respetivos resultados um arranjo numa forma adimensional, estabelecem ábacos, gráficos ou expressões que permitem avaliar os movimentos induzidos pela escavação do túnel.

Existem várias formulações analíticas que permitem o estudo dos equilíbrios gerados num maciço perturbado pela escavação do túnel. A grande maioria delas sofre de limitações importantes em virtude das hipóteses que lhe são inerentes (geometria, lei constitutiva do solo, estado de tensão inicial e condições fronteira) serem em geral muito limitativas, sobretudo no caso de túneis superficiais. Para além disso, a grande maioria destas formulações se restringe à definição do novo campo de tensões, não se preocupando com a determinação do campo de deslocamentos, que é bem mais complexa (Almeida e Sousa, 1998). Assim, de acordo com este autor, as poucas formulações analíticas existentes que permitem a determinação dos deslocamentos induzidos pela escavação de um túnel, como são exemplos as de Berry (1977), Clough e Schmidt (1981) e Sagaseta (1987 e 1988), não devem ser utilizadas para mais do que uma previsão da ordem de grandeza daqueles deslocamentos.

Os métodos de natureza empírica baseiam-se em resultados de observações feitas em túneis construídos de modo idêntico em maciços com características semelhantes, tendo em conta um reduzido número de parâmetros fundamentais, como a geometria do túnel (dimensões e profundidade). Estes são os métodos, que embora não contabilizem de forma direta muitos dos parâmetros geotécnicos que controlam e determinam a deformação, a que mais frequentemente se recorre, uma vez que são de muito fácil e rápida utilização. De acordo com Almeida e Sousa (1998), dada a crónica falta de informação geotécnica que na altura existe, estes são mesmo os únicos métodos a que se costuma recorrer nas fases preliminares do

projeto para prever a ordem de grandeza dos deslocamentos esperados e estabelecer a necessidade ou não de medidas adicionais de melhoramento ou reforço do maciço.

Uma vez que na grande maioria das situações a observação da obra não se prolonga para além da construção, poucos são os resultados experimentais correspondentes aos deslocamentos diferidos no tempo, pelo que estes métodos de natureza empírica apenas fornecem estimativas dos movimentos a curto prazo.

2.4. Métodos Numéricos

2.4.1. Vantagens

Como se referiu anteriormente, no projeto de túneis superficiais a utilização de métodos numéricos, nomeadamente do método dos elementos finitos, permite, para além da resolução conjunta dos três requisitos básicos que têm que ser abordados (Souza, 2008):

- i) A consideração da complexidade da geometria do problema, relacionada não só com as diferentes formas das secções dos túneis ou diferentes parcializações, mas também com a estratigrafia do maciço e a existência de níveis freáticos;
- ii) A consideração do estado de tensão inicial, parâmetro fundamental uma vez que a principal ação a ser considerada no dimensionamento de um túnel corresponde à libertação das tensões previamente existentes;
- iii) A consideração da interação maciço-suporte;
- iv) A integração no cálculo de diversas equações constitutivas para simular o comportamento dos diversos materiais envolvidos;
- v) A simulação das diversas fases construtivas.

A importância dos dois últimos aspetos referidos no cálculo estrutural de túneis superficiais será analisada nos dois pontos seguintes.

Antes de acabar, no entanto este ponto, deve referir-se que uma outra grande vantagem dos métodos numéricos está associada à facilidade, aproveitada no âmbito deste trabalho, com que com eles se consegue realizar estudos paramétricos, fazendo variar o valor dos diversos parâmetros que controlam e determinam o comportamento das obras geotécnicas, ajudando decisivamente a compreender melhor os fenómenos nelas envolvidos e a melhorar as previsões do seu desempenho.

2.4.2. Modelos Constitutivos

São numerosos os fatores de que depende o comportamento dos maciços terrosos, como sejam (Almeida e Sousa, 2005):

- i) A não linearidade entre os incrementos das deformações e os incrementos das tensões;
- ii) A irreversibilidade de uma parcela importante das deformações;
- iii) As trajetórias de tensão seguidas durante a história do carregamento;
- iv) As variações de volume causadas pelas tensões de corte;
- v) A anisotropia;
- vi) A evolução no tempo das deformações.

Naturalmente que os modelos constitutivos capazes de ter em consideração todos estes fatores, ou, pelo menos, a grande maioria deles, conseguem reproduzir melhor o comportamento observado de obras geotécnicas, nomeadamente de túneis. É o caso dos modelos elásto-plásticos, baseados numa associação da teoria da elasticidade com a da plasticidade.

Nestes modelos, as deformações elásticas são estabelecidas com base na lei de Hooke a partir dos incrementos das tensões, enquanto a determinação das deformações plásticas é feita com base na teoria incremental da plasticidade. Para a aplicação desta teoria é exigido o estabelecimento de um critério de cedência, que determina os incrementos de tensão que originam apenas deformações elásticas, de uma lei de endurecimento, que controla a variação da superfície de cedência durante a deformação plástica, e de uma lei de fluxo, que relaciona os incrementos das deformações plásticas com as tensões.

Vários são os modelos elásto-plásticos disponíveis, os mais utilizados, provavelmente, baseados na mecânica dos solos dos estados críticos, como são os modelos de Cam-Clay e de Cam-Clay modificado.

Exemplos interessantes sobre a questão da importância do modelo constitutivo são reportados em vários artigos publicados na bibliografia da especialidade, como os de Addenbrooke et al. (1997) e de Almeida e Sousa et al. (2011). Estes últimos autores analisaram o comportamento do Túnel Paraíso, túnel superficial aberto num maciço terroso argiloso altamente compressível na cidade brasileira de São Paulo. Análises numéricas tridimensionais e bidimensionais foram realizadas, tendo o comportamento do solo sido reproduzido utilizando dois modelos constitutivos diferentes. Um elásto-plástico - modelo de Lade – com duas superfícies de cedência distintas, uma que traduz o efeito de carregamentos isotrópicos e outra que representa o efeito das tensões de desvio. Outro, mais simples, elástico perfeitamente plástico – Mohr-Coulomb - em que a superfície de cedência é fixa, coincidente com a

superfície de rotura, comportando-se, conseqüentemente, o material como elástico até esta, a partir da qual só existem deformações plásticas.

A inequívoca influência associada ao modelo empregue na simulação do comportamento mecânico do maciço é ilustrada na Figura 2.4. Nela se compara os assentamentos à superfície obtidos nos cálculos numéricos tridimensionais efetuados, onde todo o procedimento construtivo foi o mais fielmente reproduzido, com os fornecidos pela instrumentação da obra. Na análise em que se empregou o modelo elásto-plástico, para além da boa aproximação conseguida no valor do assentamento máximo, houve, tal como se observou, uma restrição importante dos deslocamentos verticais a uma zona localizada acima do teto, facto que é o responsável pelo afastamento do perfil transversal dos assentamentos superficiais da forma de curva de Gauss. Já no cálculo elástico perfeitamente plástico a aproximação conseguida não foi satisfatória. O assentamento máximo calculado foi significativamente menor que o observado e a curva dos assentamentos tem a forma aproximada de uma curva de Gauss, daí resultando uma subestimação significativa do declive máximo, logo, da distorção angular máxima.

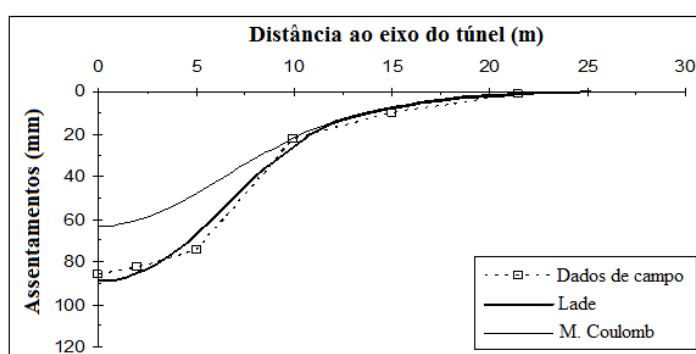


Figura 2.4 – Túnel Paraíso: comparação do perfil transversal dos assentamentos superficiais observado com os decorrentes das análises numéricas tridimensionais empregando dois modelos constitutivos distintos (Almeida e Sousa et al., 2011).

Saliente-se, no entanto, que esta capacidade que os modelos elásto-plásticos, em particular os mais evoluídos, têm de simular todas as características do comportamento dos solos, torna-os muito complicados e elaborados, para além de que a sua implementação em problemas com condições fronteira complexas origina, frequentemente, dificuldades de convergência. Também, e como salienta Folque (1975), citado por Almeida e Sousa (1998), aquilo que se ganha em exatidão formal com o uso de modelos muito avançados não pode ser substanciado por correspondente exatidão no comportamento mecânico. Com efeito, não só existem muitas vezes grandes dificuldades na caracterização laboratorial dos parâmetros caracterizadores desses modelos, como o facto de as características mecânicas serem variáveis de ponto para ponto do maciço torna pouco prático medianizá-las de modo a se poder adotar parâmetros realmente representativos.

Assim, estes modelos avançados têm sido, fundamentalmente, empregues a nível de investigação. Ao nível do projeto de obras geotécnicas é mais frequente recorrer-se a modelos mais simplificados, cujos parâmetros tenham significado físico e possam ser determinados com base em ensaios laboratoriais ou de campo de uso generalizado, e que, embora não sejam capazes de descrever todos os aspetos específicos do comportamento dos solos, consigam simular as principais características do problema em análise (Almeida e Sousa et al., 2011).

No estudo do comportamento e no projeto de túneis superficiais, de entre os modelos mais simplificados os de uso mais generalizado têm sido os elásticos perfeitamente plásticos, como o já referido anteriormente. Trata-se de modelos com formulações simples e cujos poucos parâmetros que os caracterizam podem ser definidos através de ensaios de uso corrente.

Nos cálculos numéricos efetuados no âmbito deste trabalho, foi um modelo deste tipo que foi adotado, com a rotura a ser controlada pelo critério de Mohr-Coulomb, cuja representação no espaço tridimensional das tensões pode ser visualizada na Figura 2.5.

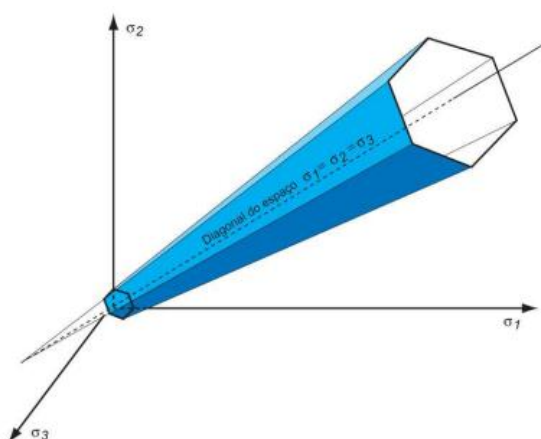


Figura 2.5 – Representação do critério de rotura de Mohr-Coulomb no espaço das tensões (França, 2006).

2.4.3. Faseamento Construtivo

Tão importante como o modelo constitutivo empregue, no sucesso da aplicação dos métodos numéricos na modelação da construção de túneis é a maneira como é simulado o processo construtivo, sobretudo a sequência da escavação e o momento da colocação do suporte. De acordo com Almeida e Sousa (1998), são duas as razões que justificam isto.

A primeira está relacionada com o facto de o comportamento de um solo ser dependente da história do carregamento, isto é, das trajetórias de tensão seguidas, pelo que a sua correta simulação desempenha um papel fundamental na precisão dos resultados obtidos.

A segunda razão prende-se com o facto de os movimentos induzidos no maciço, bem como as forças aplicadas na estrutura do suporte, serem resultantes da interação maciço-suporte, interação esta que é altamente dependente dos deslocamentos e distorções que se processam antes da instalação do suporte, pelo que a consideração do momento da colocação deste é necessário ter em consideração.

Sendo os equilíbrios gerados junto da frente de escavação de natureza tridimensional, como explica Almeida e Sousa (1998), percebe-se a importância de, para a definição realista das tensões e deslocamentos no maciço circundante e na estrutura de suporte, se recorrer a análises tridimensionais, capazes de reproduzir todas as particularidades do processo construtivo. Com efeito, só com este tipo de análises se consegue simular o efeito de arco longitudinal, responsável pela transferência de carga das zonas escavadas, para diante, para as zonas do maciço ainda por escavar, e para trás, para o suporte já instalado, e que coexiste com o efeito de arco transversal, responsável pela redistribuição das tensões no plano da secção transversal (Figura 2.6).

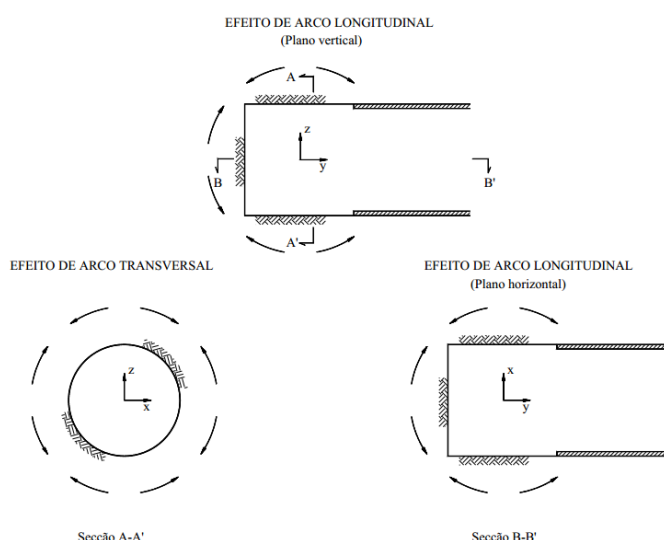


Figura 2.6 – Efeito de arco tridimensional junto da frente de escavação de um túnel (Almeida e Sousa, 1998).

A importância das análises tridimensionais na modelação do comportamento de túneis é reportada no mesmo artigo de Almeida e Sousa et al. (2011), já no ponto anterior citado. Utilizando o modelo de Lade, modelo elásto-plástico capaz de reproduzir grande parte das características essenciais do comportamento dos solos, os autores compararam os resultados obtidos em análises tridimensionais e bidimensionais e verificaram que, embora o comportamento global tivesse sido bem aproximado, algumas particularidades do comportamento observado do túnel não conseguiram ser reproduzidos com esta última análise. É o caso, ilustrado na Figura 2.7, da evolução em profundidade dos deslocamentos verticais em pontos localizados no eixo de simetria do túnel.

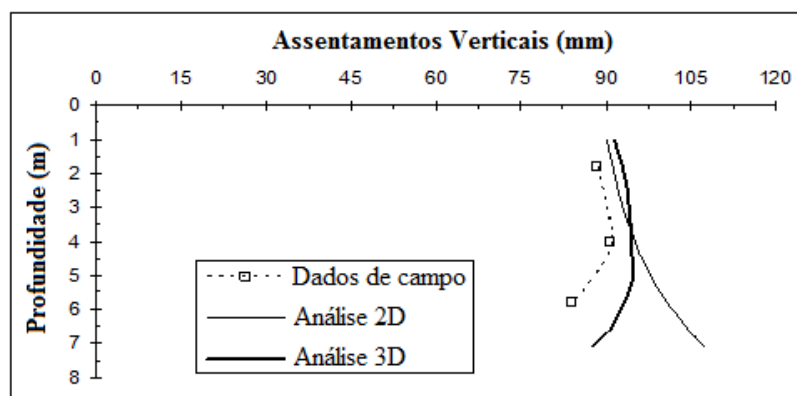


Figura 2.7 - Túnel Paraíso: comparação da evolução em profundidade dos deslocamentos verticais em pontos sobre o eixo de simetria observada com as decorrentes das análises numéricas tridimensional e bidimensional utilizando um modelo constitutivo avançado (Almeida e Sousa et al., 2011).

A observação da figura permite constatar que, contrariamente ao que acontece com o observado e o decorrente da análise 3D, os deslocamentos obtidos na análise 2D exibem uma contínua diminuição desde o coroamento até à superfície do terreno. Isto acontece devido ao facto de a análise bidimensional ser incapaz de reproduzir corretamente as trajetórias de tensão que ocorrem na região imediatamente acima do teto do túnel, como se ilustra na Figura 2.8. Nesta figura representa-se as curvas de reação maciço-suporte, para um ponto no coroamento do túnel, obtidas nas duas análises. Nas análises bidimensionais a tensão vertical no ponto considerado experimenta uma redução monotónica durante todo o processo construtivo, ao contrário do que ocorre na análise 3D e na realidade, em que o efeito de arco longitudinal é responsável por um aumento inicial, antes da escavação da secção, e, posteriormente, por um novo aumento após a instalação da estrutura de suporte.

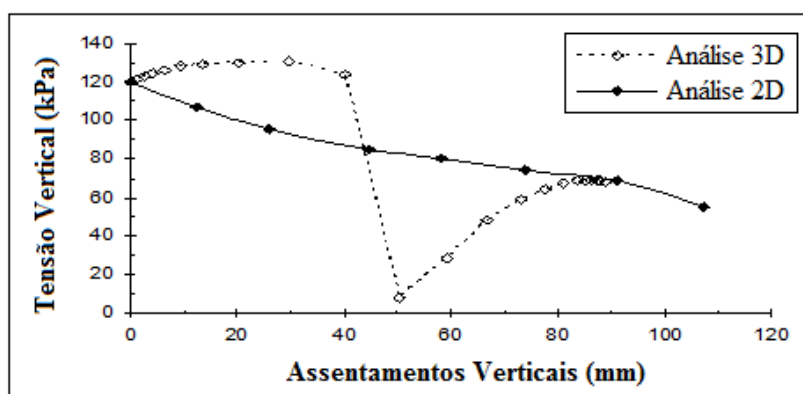


Figura 2.8 - Túnel Paraíso: comparação das curvas de reação maciço-suporte no ponto do coroamento obtidas nas análises numéricas (Almeida e Sousa et al., 2011).

Apesar desta constatação da importância das análises tridimensionais na definição realista dos campos de tensões e de deslocamentos associados à abertura de túneis, ainda é hoje frequente, sobretudo a nível de projeto, recorrer-se a análises bidimensionais, admitindo condições associadas a um estado plano de deformação.

Para este facto muito tem contribuído, por um lado, os elevados custos computacionais e as dificuldades na preparação dos dados e no tratamento dos resultados associados às análises 3D e, por outro, a dificuldade na modelação do próprio processo construtivo (Almeida e Sousa, 2005). Com efeito, se esta dificuldade não existe em túneis abertos sequencialmente, o mesmo não acontece com túneis abertos com máquinas tuneladoras (Guedes de Melo, 2002). Neste caso, o procedimento construtivo apresenta alguns obstáculos às análises 3D, em particular no que respeita à forma de modelar o escudo, a aplicação das forças de reação nos macacos, o vazio que é continuamente criado entre o revestimento e as superfícies escavadas à medida que a máquina avança e a injeção e o correspondente ganho de presa da calda injetada.

No que diz respeito às análises bidimensionais, são três os tipos de modelos, ilustrados na Figura 2.9, que têm sido utilizados. Dos três, o de uso mais generalizado é o modelo transversal, que corresponde a uma análise em estado plano de deformação numa secção transversal perpendicular ao eixo do túnel. Uma vez que o equilíbrio final é atingido em condições próximas da deformação plana, no caso de obras com secção constante ao longo do eixo e em que as características geométrico-estruturais do maciço também possam ser consideradas constantes, esta aproximação plana do problema é aceitável no estudo dos deslocamentos e da distribuição das tensões em secções suficientemente afastadas da frente.

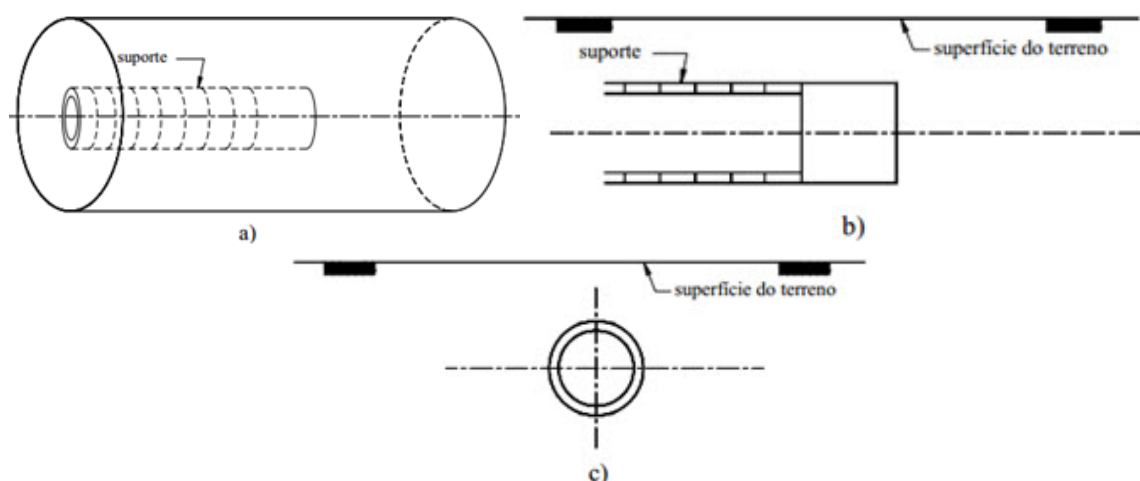


Figura 2.9 – Tipos de modelos bidimensionais empregues na modelação numérica da abertura de túneis: a) modelo axissimétrico; b) modelo longitudinal; c) modelo transversal (Clough e Leca, 1989).

A grande dificuldade neste tipo de modelo consiste na modelação da parcela das deformações que ocorrem antes da instalação da estrutura de suporte. Para a ultrapassagem da questão, existem duas metodologias, ambas permitindo introduzir na formulação plana o efeito da tridimensionalidade do problema através de uma sequência de análises bidimensionais (Almeida e Sousa 2005). Das duas metodologias, a mais utilizada, e aquela que foi empregue no âmbito do presente trabalho, é a baseada no método de convergência-confinamento (Panet e Guelec, 1979). De acordo com ela, o túnel é inicialmente modelado como uma abertura não revestida, sendo uma pressão de suporte fictícia, equivalente ao estado de tensão inicial, aplicada no seu contorno. Como se mostra na Figura 2.10, a simulação do avanço da frente é feita pela sucessiva redução desta pressão. Antes da colocação do suporte, procede-se à redução de uma parcela dessa pressão interna através de uma fator de alívio, α , existindo um movimento deformacional do maciço em direção à abertura criada. Depois instala-se o suporte e reduz-se a pressão interna a zero.

A questão mais complexa associada a esta metodologia reside na quantificação do fator de alívio das tensões a empregar. A consideração de um valor baixo originará movimentos no maciço pequenos e esforços mobilizados no suporte elevados, enquanto a consideração de um valor elevado tenderá a sobrestimar os movimentos e subestimar os esforços.

De acordo com Almeida e Sousa (2005), este fator de alívio é normalmente considerado simples fator de ajuste empírico, relacionando deslocamentos tridimensionais com bidimensionais, e como tal definido tendo como base a experiência e a observação de obras realizadas. Muitas vezes ele é ajustado a partir da estimativa do volume da bacia de subsidência expectável (Addenbrooke et. al., 1997).

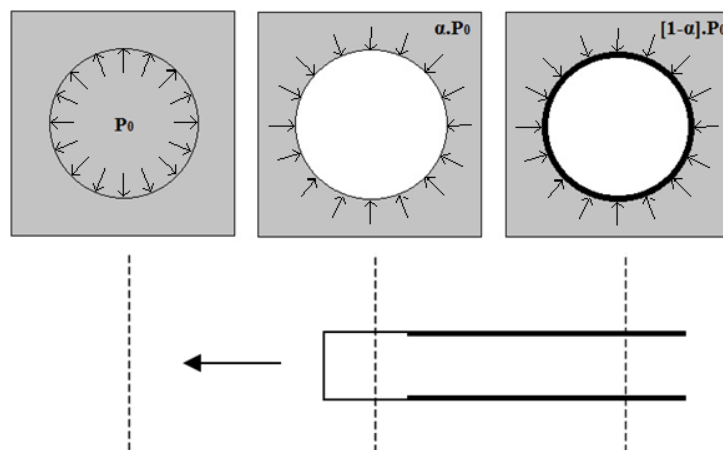


Figura 2.10 – Simulação plana do processo construtivo de um túnel suportado utilizando a metodologia associada ao método de convergência-confinamento (adaptado de Almeida e Sousa, 2005 e de Hunt, 2004).

2.5. Métodos Empíricos

2.5.1. Assentamentos à Superfície

Segundo Chapman et al. (2004), no que respeita à estimativa da distribuição transversal dos assentamentos (componentes verticais dos deslocamentos) à superfície, imediatamente após a construção de um túnel, praticamente todos os métodos se baseiam na hipótese de que aquela distribuição tem a forma aproximada da curva de uma distribuição normal (curva de Gauss) invertida, podendo ser descrita pela equação proposta por Peck (1969):

$$\delta_v(x) = \delta_{v,máx} \cdot e^{\left(\frac{-x^2}{2 \cdot i^2}\right)} \quad (1)$$

onde $\delta_v(x)$ é o assentamento em qualquer ponto da curva à distância x do eixo de simetria, $\delta_{v,máx}$ o assentamento máximo que ocorre no ponto $x = 0$ e i o valor de x correspondente ao ponto de inflexão da curva, ponto este onde ocorre o declive (ou distorção angular) máximo e no qual o assentamento é de aproximadamente $0,606 \cdot \delta_{v,máx}$ (Figura 2.11).

Por integração da curva de Gauss pode definir-se o volume da bacia de subsidência por unidade de comprimento do túnel (V_s):

$$V_s = \sqrt{2 \pi} \cdot \delta_{v,máx} \cdot i \quad (2)$$

Substituindo $\delta_{v,máx}$ obtido na equação (2) em (1), vem para expressão geral do assentamento à superfície:

$$\delta_v(x) = \frac{V_s}{\sqrt{2 \pi} \cdot i} \cdot e^{\left(\frac{-x^2}{2 \cdot i^2}\right)} \quad (3)$$

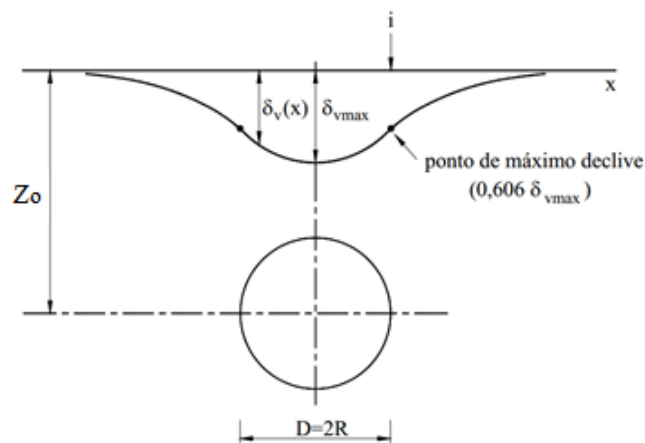


Figura 2.11 – Aproximação do perfil transversal dos assentamentos superficiais por uma curva de Gauss (Almeida e Sousa, 2005).

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 definem a curva: o assentamento máximo ou, mais frequentemente, o volume da bacia de subsidência e a distância do ponto de inflexão ao eixo de simetria. Estes parâmetros são quase sempre determinados através de correlações estatísticas baseadas em casos históricos e fazendo uso, quando muito, de uma descrição qualitativa do maciço (Almeida e Sousa, 2005).

Exemplo desta forma de proceder é o estudo elaborado por O'Reilly e New (1982) com base nos resultados de observação de vários túneis construídos em solos coerentes com máquinas tuneladoras no Reino Unido. No Quadro 2.1 incluem-se os resultados compilados por estes autores referentes aos valores característicos das perdas de solo para diferentes tipos de solos. Admitindo-se a construção em condições não drenadas, logo sem que haja variação do volume global do maciço, este volume de perdas de solo, expresso em função do volume total de escavação, será igual ao volume da bacia de subsidência.

Quadro 2.1 – 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 ($c_u=10-40$ kPa) | Escudo de frente aberta | 30 - 45 |
| | Escudo com ar comprimido | 5 - 20 |

Refira-se que estes valores apresentados no quadro anterior deverão ser considerados demasiado pessimistas para o tipo de máquinas hoje em dia utilizadas na construção de túneis. Com efeito, a crescente utilização de máquinas tuneladoras com confinamento líquido (*slurry shield*) ou por contra-pressão de terras (*EPB shield*), permitindo um adequado ajustamento da pressão a aplicar na frente face ao comportamento do maciço e uma eficaz injeção no espaço anelar entre o revestimento e o perímetro da escavação gerado à medida que a máquina avança, tem possibilitado a construção de túneis com muito menor perdas de solo, logo menores bacias de subsidência.

É o caso dos túneis do Metropolitano de Lisboa construídos com uma *EPB shield* (Amaral, 2005). Esta autora, com base num estudo estatístico, relata valores de volumes de bacias de subsidência de $(0,529 \pm 0,083)$ % nas zonas de formações aluvionares lodosas e com pequenos recobrimentos, enquanto nas zonas em que a escavação se processou em argilas rijas, os valores obtidos foram de $(0,227 \pm 0,044)$ %. Só em situações muito pontuais os volumes das bacias de subsidência atingiram, em qualquer tipo de maciço, 1 % do volume de solo escavado.

Para túneis construídos com as modernas tuneladoras em solos granulares, estimativas da mesma ordem de grandeza das apresentadas acima para os volumes das bacias de subsidência podem ser feitas, de acordo com os resultados, apresentados por Leblais e Bochon (1991) e Ata (1996), da observação do comportamento de dois túneis escavados em solos granulares de compacidade média a elevada, quase sempre abaixo do nível de água. Nestes túneis, os volumes das bacias de subsidência observadas variaram entre 0,2 e 1,0 % do volume do solo escavado, com um valor médio de 0,5%.

No que diz respeito aos túneis construídos sequencialmente em maciços coesivos, os dados disponíveis, em relação aos volumes das bacias de subsidência, parecem apontar para valores superiores aos correspondentes à construção com as modernas máquinas tuneladoras. No artigo acima citado (Amaral, 2005), são reportados valores para os túneis do Metropolitano de Lisboa construídos de acordo com os princípios do *NATM* em argilas rijas de $(0,568 \pm 0,113)\%$, um pouco superiores até aos correspondentes a túneis construídos com tuneladoras em formações com muito piores características mecânicas, como são as formações aluvionares lodosas.

Em zonas do maciço mais friáveis, valores maiores dos volumes das bacias de subsidência têm sido registados, pelo que a nível de projeto de túneis construídos sequencialmente é usual, hoje em dia, admitir-se um valor para V_s da ordem de 1 % do volume total do solo escavado.

No que concerne à abcissa do ponto de inflexão da curva de Gauss, as diferentes propostas encontradas na bibliografia fazem-na depender dos parâmetros geométricos do problema – profundidade do túnel e diâmetro da secção transversal - e do tipo de solo. É o caso da proposta de Peck (1969), que propõe que aquela estimativa seja feita de acordo com o ábaco apresentado na Figura 2.12, ou da proposta de outros autores que empregam a expressão (4).

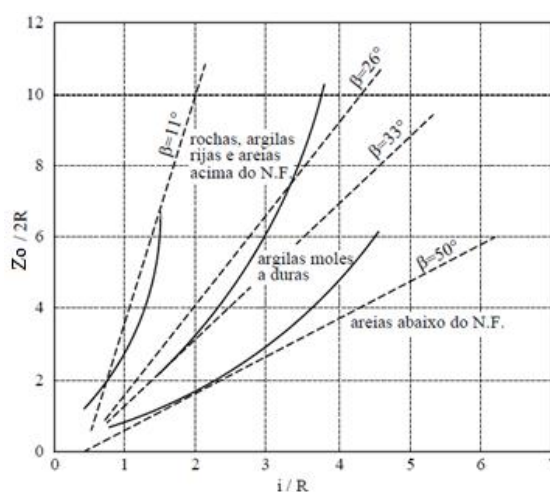


Figura 2.12 – Ábaco proposto por Peck (1969) para a estimativa da abcissa do ponto de inflexão da curva de Gauss.

$$2 \cdot \frac{i}{D} = K \cdot \left(\frac{Z_0}{D}\right)^n \quad (4)$$

em que D é o diâmetro da escavação, Z_0 a profundidade do eixo do túnel, e K e n são fatores empíricos dependentes do tipo de solo. Para o caso de solos argilosos K é, em geral, considerado igual à unidade, e n varia entre 0,8 (Clough e Schmidt, 1977) e 1,0 (Attewell, 1978). Para solos granulares, este último autor propõe os valores de $K = 0,5$ e $n = 1,0$.

Hoje em dia a proposta mais vulgarmente empregue é a de O'Reilly e New (1982) que, reanalisando os resultados das observações de túneis construídos no Reino Unido, concluíram que, ao contrário do que acontece em relação com a profundidade, não existe uma correlação forte entre a abcissa do ponto de inflexão da curva de Gauss e o diâmetro do túnel. Assim, aqueles autores propõem a seguinte expressão para o cálculo daquela abcissa:

$$i = K \cdot Z_0 \quad (5)$$

sendo K um fator empírico, frequentemente tomado igual a 0,5 no projeto, mas, na realidade, dependente do tipo de solo, propondo Ocak (2014) os seguintes valores para ele:

- 0,2-0,3: Solos granulares acima do nível freático;
- 0,4-0,5: Argilas duras e fraturadas;
- 0,5-0,6: Depósitos glaciares;
- 0,6-0,7: Argilas moles.

No caso dos túneis do Metropolitano de Lisboa, Amaral (2005) reporta valores de K variando entre 0,4 e 0,6, estando os valores mais baixos, independentemente do tipo de maciço, associados a túneis construídos com tuneladora e os valores mais elevados a túneis construídos sequencialmente, de acordo com os princípios do NATM.

2.5.2. Deslocamentos Horizontais à Superfície

Na avaliação dos possíveis danos nas estruturas localizadas na superfície do terreno na vizinhança da obra, tão importante quanto saber os assentamentos superficiais é a estimativa dos respetivos deslocamentos horizontais. Assumindo que o movimento de todas as partículas do solo é dirigido para o centro do túnel, estes segundos estão relacionados com os primeiros. Com base neste pressuposto, O'Reilly e New (1982) propõem a seguinte equação para o cálculo do deslocamento horizontal para um ponto à superfície a uma distância x do eixo de simetria:

$$\delta_h(x) = \frac{x}{Z_0} \cdot \delta_v(x) \quad (6)$$

A derivação desta equação em ordem a x , permite a definição das respetivas deformações horizontais:

$$\varepsilon_h(x) = \frac{d\delta_h(x)}{dx} = \frac{1}{z_0} \cdot \left(1 - \frac{x^2}{i^2}\right) \cdot \delta_v(x) \quad (7)$$

De acordo com as duas equações anteriores, e como a Figura 2.13 mostra, os deslocamentos horizontais à superfície são nulos no eixo de simetria e atingem um valor máximo nos pontos de inflexão da curva de distribuição dos assentamentos superficiais, pontos onde, naturalmente, as deformações horizontais são nulas. Estas deformações horizontais são de compressão na região entre os dois pontos de inflexão, tendo o valor máximo sobre o eixo de simetria, e de tração nas regiões exteriores. A tração máxima ocorre em pontos a uma distância do eixo de simetria de $i \cdot \sqrt{3}$.

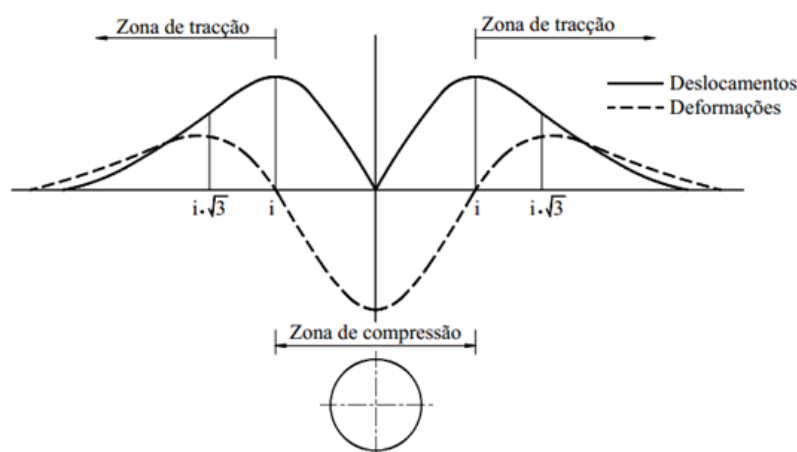


Figura 2.13 – Distribuição dos deslocamentos e deformações horizontais à superfície do terreno, admitindo uma distribuição normal dos assentamentos e que os movimentos de todas as partículas do solo são dirigidos para o centro do túnel (Almeida e Sousa, 2005).

2.5.3. Movimentos Sub-Superficiais

Em meio urbano, muitas vezes nas proximidades de túneis superficiais existem estruturas com fundações profundas e (ou) canalizações enterradas, pelo que, neste contexto, a estimativa dos movimentos em profundidade se torna importante.

Embora os dados disponíveis sobre estes movimentos sejam bem em menor número, Mair et al (1993), analisando dados de movimentos sub-superficiais fornecidos pela instrumentação de túneis em argilas duras e moles, concluíram que a distribuição dos deslocamentos verticais em prumadas horizontais a diferentes profundidades são ainda do tipo normal invertida ou gaussiana, como se ilustra na Figura 2.14, pelo que as expressões matemáticas que as definem são idênticas às equações (1) e (3).

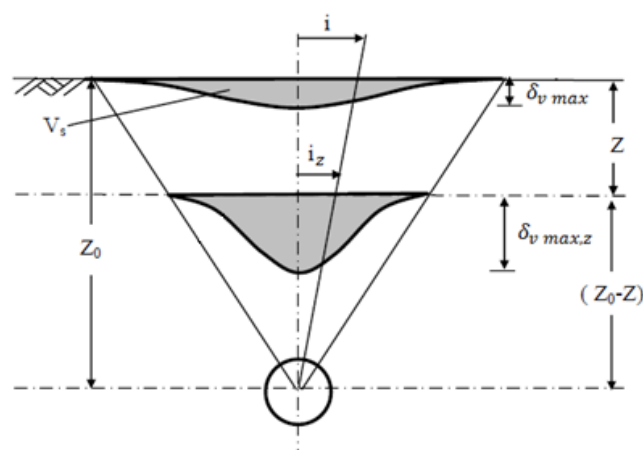


Figura 2.14 – Perfil tipo dos assentamentos em profundidade (adaptado de Hunt, 2004).

Para a definição do volume das bacias de subsidência em profundidade é usual considerar que elas são iguais às da superfície. Se a hipótese se pode considerar verdadeira, pelo menos a curto prazo, em túneis abertos em maciços argilosos, já que o volume global do maciço se mantém, o mesmo não acontece em túneis abertos em maciços de natureza granular. Nestes, aquele volume global tanto pode aumentar como diminuir, pelo que, na realidade, o volume das bacias de subsidência em profundidade tanto pode ser menor como maior que a da superfície. No entanto, desde que exista um adequado controlo do processo construtivo, impedindo um grande desconfinamento do maciço, aquela variação de volume global não deverá ser muito elevada, pelo que a hipótese assumida se poderá considerar aceitável.

Em relação à abcissa dos pontos de inflexão das curvas, i_z , O'Reilly e New (1982), adotando a ideia do fluxo radial, o que pressupõe assumir que a largura da zona de solo deformado varia linearmente com a profundidade (Figura 2.14), propõem a sua definição através da equação (5), mantendo constante o valor de K e substituindo apenas a profundidade do eixo do túnel Z_0 por (Z_0-Z) , sendo Z a profundidade onde se pretende determinar o perfil dos assentamentos.

Com base em dados experimentais obtidos em túneis abertos na argila de Londres e em resultados de ensaios sobre modelos reduzidos, Mair et al. (1993) e Heath e West (1996) concluíram que aquela hipótese de se manter K constante em profundidade conduz a curvas mais estreitas que as observadas, logo a assentamentos máximos superiores aos fornecidos pela instrumentação. Tentando, então, melhorar as estimativas, os autores citados propuseram as seguintes expressões para a determinação de i_z em solos de natureza argilosa:

$$\frac{i_z}{Z_0} = 0,175 + 0,325 \cdot \left(1 - \frac{Z}{Z_0}\right) \quad (8)$$

$$\frac{i_z}{i} = \left(\frac{Z_0-Z}{Z_0}\right)^{0,5} \quad (9)$$

Fazendo intervir também o diâmetro da secção transversal do túnel, D , Moh et al. (1996) propuseram um método alternativo para o cálculo da abcissa do ponto de inflexão das curvas de assentamentos em profundidade, método de aplicação geral porque também foi desenvolvido para solos arenosos. A expressão que traduz o método é:

$$i_z = \left(\frac{D}{2}\right) \cdot \left(\frac{Z_0}{D}\right)^{0,8} \cdot \left(\frac{Z_0-Z}{Z_0}\right)^m \quad (10)$$

onde m é um parâmetro dependente do tipo de solo, a que os autores atribuem valores de 0,4 para solos arenosos e de 0,8 para solos argilosos. Repare-se que, como salienta Almeida e Sousa (1998), a expressão anterior conduz a que em solos arenosos as curvas de Gauss estreitam mais rapidamente em profundidade que em solos argilosos, sendo, no entanto, as suas larguras iguais à superfície.

Se de forma semelhante ao que se faz para a superfície do terreno, se admitir que os movimentos de todas as partículas são dirigidos para o centro do túnel, os deslocamentos horizontais e as respetivas deformações à profundidade Z podem ser estimadas utilizando, respetivamente, as equações (6) e (7) e substituindo nelas Z_0 por (Z_0-Z) .

New e Bowers (1994), analisando os resultados fornecidos pela instrumentação de um túnel aberto sequencialmente nas argilas de Londres, concluíram pela validade da hipótese acima formulada até profundidades da ordem de um diâmetro acima do teto do túnel. Para profundidades maiores, a hipótese não foi confirmada. Ela é pessimista, originando deslocamentos maiores que os observados, o que pressupõe que os movimentos das partículas a essa profundidade são dirigidos mais para o interior do maciço.

2.6. Análise de Dois Túneis Gémeos

2.6.1. Método Tradicional de Previsão

Tradicionalmente, a estimativa empírica dos movimentos induzidos no maciço circundante pela construção de dois túneis gémeos, dispostos lateralmente um em relação ao outro, é feita admitindo que a construção do segundo túnel não é afetada pela presença do primeiro. Assim, é habitual, por exemplo, para a previsão dos assentamentos à superfície utilizar a sobreposição das curvas de Gauss estimadas para cada um dos túneis construídos isoladamente, seguindo a proposta de O'Reilly e New (1991), que, para o caso de dois túneis com o mesmo diâmetro e construídos de forma idêntica, o que pressupõe o mesmo volume de solo perdido e a mesma largura de bacia de subsidência, é expressa pela seguinte equação:

$$\delta_v(x) = \delta_{v,máx} \cdot \left[e^{\left(-\frac{x^2}{2 \cdot i^2}\right)} + e^{\left(-\frac{(x-d)^2}{2 \cdot i^2}\right)} \right] \quad (11)$$

sendo $\delta_v(x)$ o assentamento vertical em qualquer ponto da superfície do terreno, $\delta_{v,máx}$ o assentamento máximo associado à construção de cada um dos túneis isoladamente, i a distância do ponto de inflexão de cada uma das curvas ao eixo de simetria do respetivo túnel, d a distância lateral entre o centro dos dois túneis e x a distância do ponto ao eixo de simetria do primeiro túnel escavado.

A hipótese admitida conduz a que o perfil transversal dos assentamentos totais à superfície do terreno seja simétrico relativamente ao eixo vertical igualmente distanciados do centro dos dois túneis.

Os subsequentes deslocamentos horizontais, declive, curvatura e deformações horizontais são também estimados utilizando o princípio da sobreposição dos efeitos. Embora o método tenha sido estabelecido para os movimentos à superfície do terreno, procedimento idêntico é usual ser empregue na estimativa dos movimentos sub-superficiais.

2.6.2. Resultados Experimentais

A validade do método anterior tem sido comprovada em alguns casos de obras observadas, como são exemplo os resultados fornecidos pela instrumentação instalada em 3 secções da extensão Jubilee da linha do Metropolitano de Londres (Withers, 2001). Os túneis, com cerca de 4 m de diâmetro (D), foram construídos, quase em simultâneo, com máquinas tuneladoras do tipo EPB, a profundidade variável entre 17 e 21 m e com afastamento entre centros (d) variando de 20 a 28 m, a que corresponde relações d/D variando entre 5 e 7. Previsões das bacias de subsidência feitas de acordo com a expressão (11) concordaram muito razoavelmente com as observadas.

Se a validade da expressão (11), concomitantemente da hipótese do primeiro túnel não influenciar a escavação do segundo, tem sido comprovada em alguns casos de obra, noutros casos referenciados na bibliografia tal não acontece, como são exemplos os casos reportados por Peck (1969) e, mais recentemente, por Ocak (2014). O exemplo reportado por Peck (1969) é ilustrado na Figura 2.15. Ele respeita aos assentamentos à superficiais observados, induzidos pela escavação de dois túneis gémeos escavados, acima do nível de água, em areia densa. De acordo com o autor, embora a curva dos assentamentos finais possa ser obtida sobrepondo as duas curvas de Gauss correspondentes a cada um dos túneis isolados, o volume de solo perdido associado à escavação do segundo túnel terá que ser maior. A conclusão idêntica chegou o segundo autor atrás referido, ao analisar os resultados da escavação com TBMs em solos moles de dois túneis superficiais gémeos do Metropolitano de Istambul. Esta resposta diferente do maciço à escavação do segundo túnel é justificada pelo facto de ele ter sido distorcido quando da escavação do primeiro túnel, perdendo em consequência rigidez, pelo que é expectável que sejam maiores as perdas de solos para o segundo túnel (Mair e Taylor, 1997).

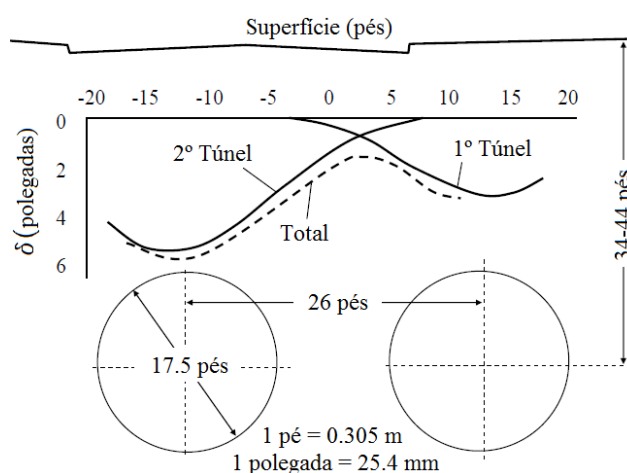


Figura 2.15 – Assentamentos superficiais induzidos pela escavação, acima do nível de água, de dois túneis gêmeos em areia densa (adaptado de Peck, 1969).

Também em algumas situações se tem verificado que a bacia de subsidência associada à escavação do segundo túnel apresenta alguma excentricidade, acontecendo o valor máximo do assentamento, não sobre o seu eixo, mas num ponto mais próximo do primeiro túnel. É o caso da situação reportada por Bartlett e Bubbers (1970) e ilustrada na Figura 2.16, respeitante aos assentamentos induzidos pela escavação de dois túneis gêmeos, escavados na Argila de Londres, da Linha Victoria do Metropolitano de Londres. Os autores verificaram que a curva que reproduz os assentamentos medidos em diferentes localizações se pode obter pela sobreposição de duas curvas de Gauss (curvas 1 e 2), sendo, no entanto, a devida à escavação do segundo túnel deslocada em direção ao primeiro.

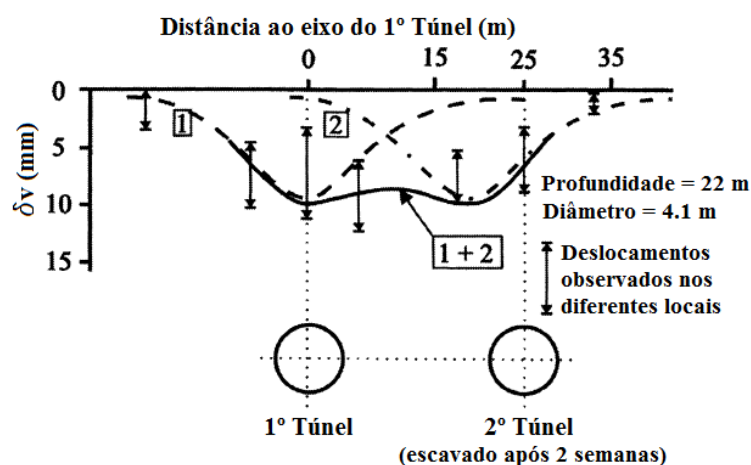


Figura 2.16 – Perfil dos assentamentos superficiais induzidos pela escavação de dois túneis gêmeos da Linha Victoria do Metropolitano de Londres (adaptado de Bartlett e Bubbers, 1970).

Bacias de subsidência associadas à construção do segundo túnel com volumes maiores que os estimados para um túnel idêntico construído isoladamente e, simultaneamente, com alguma excentricidade têm sido referenciadas na bibliografia (Cording e Hansmire, 1975; Cooper e Chapman, 1998; Nyren, 1998). Na Figura 2.17 ilustra-se o caso relatado pelos primeiros autores, respeitante à construção de dois túneis gêmeos do Metropolitano de Washington num maciço de compacidade média, constituído por silte arenoso e cascalho.

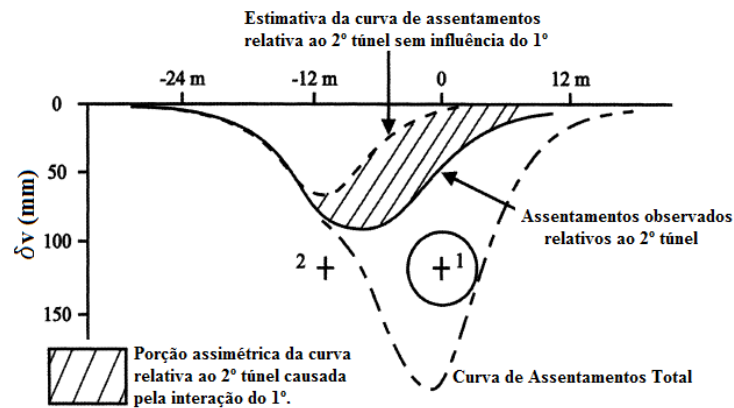


Figura 2.17 – Perfil dos assentamentos superficiais induzidos pela escavação de dois túneis gêmeos do Metropolitano de Washington (adaptado de Cording e Hansmire, 1975).

Também os resultados de ensaios em centrífugadora em condições de deformação plana (Figura 2.18), com o objetivo de investigar os movimentos no maciço envolvente de dois túneis gêmeos construídos sequencialmente, evidenciam claramente a influência do primeiro túnel na resposta do maciço à escavação do segundo (Divall et al., 2012). Em relação a esta questão a Figura 2.19, onde se representa as curvas de subsidência associadas à escavação de cada um dos túneis em três ensaios, que se diferenciaram uns dos outros apenas na distância considerada entre os centros dos túneis, é bem ilustrativa.

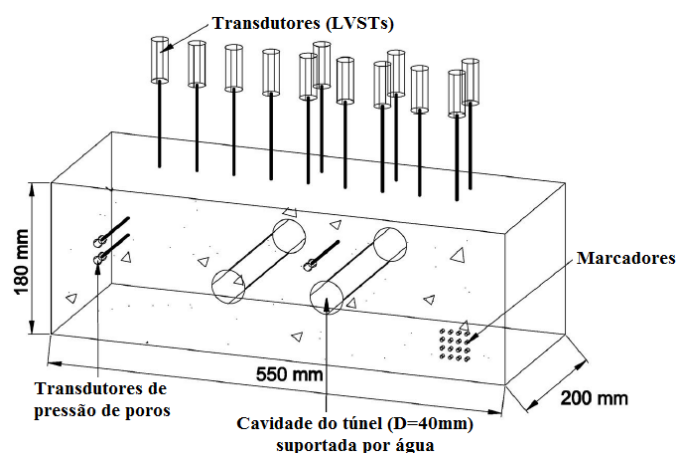


Figura 2.18 – Esquema do ensaio centrífugo em deformação plana da escavação de dois túneis gêmeos (adaptado de Divall et al., 2012).

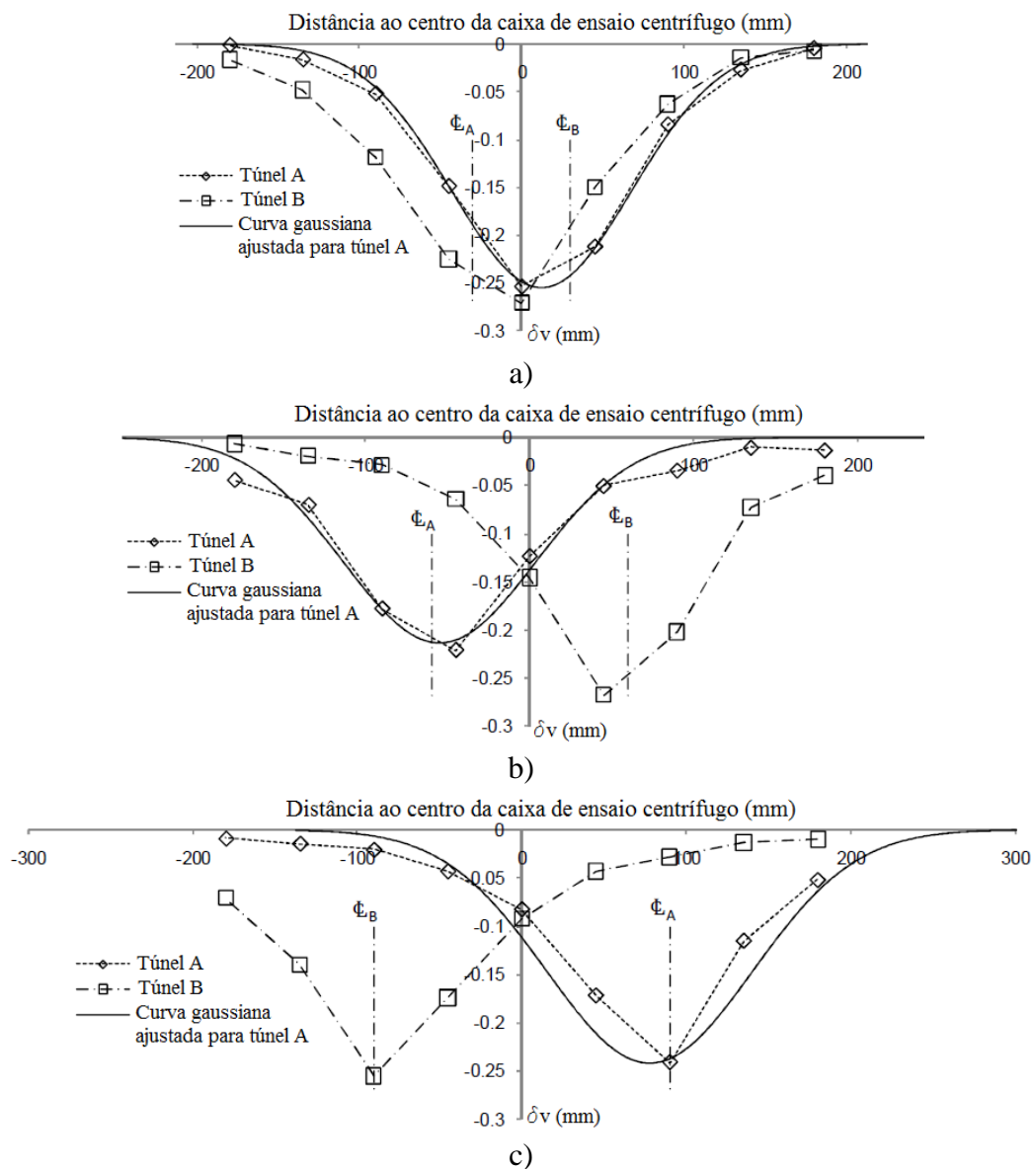


Figura 2.19 – Perfis dos assentamentos associadas à escavação de cada um dos túneis nos ensaios centrífugos: a) afastamento entre centros de 1,5D; b) afastamento entre centros de 3,0D; c) afastamento entre centros de 4,5D (adaptado de Divall et al., 2012).

Como se observa na figura, a distribuição dos assentamentos associados à escavação do túnel A (primeiro túnel escavado) é igual em todos os ensaios e bem aproximada por uma curva de Gauss invertida. Já no que concerne aos assentamentos devidos à escavação do túnel B (segundo túnel escavado), é evidente a excentricidade, em relação ao eixo do túnel, da sua distribuição e o acréscimo dos seus valores, sendo a diferença entre as duas distribuições tanto maior quanto mais próximos os dois túneis estão. Um outro aspeto que a observação da Figura 2.19 permite verificar é que a distribuição dos assentamentos devidos à escavação do segundo túnel é também assimétrica, tendendo a largura da metade da bacia de subsidência do lado do primeiro túnel maior, tal como já o tinham sugerido Cording e Hansmire (1975).

Para concluir este ponto, refira-se que em relação aos deslocamentos horizontais a informação disponível na bibliografia sobre resultados da observação de obras é bem menor. A pouca que existe (Cording e Hansmire, 1975 e Nyren, 1998) aponta para deslocamentos induzidos pela escavação do segundo túnel maiores que os do primeiro e com uma distribuição assimétrica, com deslocamentos superiores na zona interna, ou seja, na zona mais próxima do primeiro túnel.

2.6.3. Resultados Numéricos

Alguns autores têm estudado esta questão da escavação de dois túneis gémeos através de análises numéricas, utilizando o método dos elementos finitos em estudos paramétricos. São exemplo, entre outros, os estudos conduzidos por Soliman et al. (1993), Addenbrooke, (1996), Addenbrooke e Potts (2001) e Hunt (2004).

Grosso modo, pode-se dizer que todos eles chegam a resultados que de certa forma comprovam os resultados experimentais e permitem concluir sobre alguns dos fatores que contribuem e determinam o comportamento observado. É o caso dos estudos de Addenbrooke (1996) e de Addenbrooke e Potts (2001), que se diferenciam apenas no modelo constitutivo empregue para simular o comportamento mecânico do maciço circundante.

No último estudo os autores realizaram uma série de análises 2D em condições de deformação plana e consolidação acoplada, simulando a construção de dois túneis paralelos ($D = 4,146$ m) à profundidade de 34 m na Argila de Londres. Cinco cálculos foram realizados. Os primeiros quatro, admitindo que o tempo que mediou entre o fim da construção do primeiro túnel e a construção do segundo foi de três semanas, diferenciaram-se uns dos outros apenas na distância considerada para o afastamento entre os centros dos dois túneis: 8, 12, 16 e 32 m. No quinto cálculo, considerando-se a situação em que os túneis estão mais próximos, admitiu-se que a construção do segundo túnel só aconteceu 7 meses depois da conclusão do primeiro, ou seja, depois do processo de consolidação associado à construção deste se ter praticamente processado.

O comportamento do maciço foi simulado através de um modelo elástico não linear perfeitamente plástico, com o módulo de deformabilidade a relacionar-se com a extensão axial através da formulação empírica proposta por Jardine (1985) e tendo em consideração a trajetórias de tensão em cada ponto durante o carregamento (Puzrin e Burland, 1998). O fator de alívio das tensões utilizado nos cálculos para simular as deformações num e noutra túnel antes da instalação do respetivo suporte, foi estabelecido de forma que o volume de solo perdido, a curto-prazo, na abertura do primeiro túnel fosse igual a 1,4% do volume total escavado.

A Figura 2.20 mostra as distribuições dos assentamentos superficiais imediatos associados à escavação do segundo túnel obtidas nos cálculos em que se considerou que esta escavação se

iniciou 3 semanas após a conclusão do primeiro. Os quatro perfis traçados correspondem aos diferentes afastamentos entre centros dos túneis modelados. É claro da observação da figura que, apesar das distribuições dos assentamentos terem forma semelhante a curvas de Gauss, que o ponto de assentamento máximo não coincide com o centro do segundo túnel, mas antes está desviado na direção do túnel construído em primeiro lugar. Esta excentricidade é tanto maior, quanto mais perto os túneis estiverem, ou seja, quanto menor for a largura do “pilar”. Para a maior largura considerada no estudo, de aproximadamente $7D$, aquela excentricidade já é praticamente nula. Um outro aspeto que a observação da figura anterior permite constatar é que o volume da bacia de subsidência também tende a diminuir com o afastamento dos túneis, aproximando-se, de acordo com informação dos autores, do volume da bacia associada à escavação do primeiro túnel.

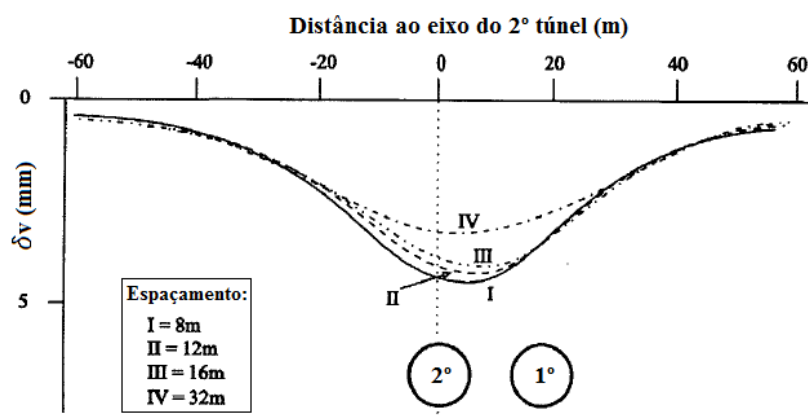


Figura 2.20 – Perfis transversais dos assentamentos devidos à escavação de um segundo túnel a diferentes distâncias de um primeiro (adaptado de Addenbrooke e Potts, 2011).

Resultado muito semelhante ao mostrado na Figura 2.20 para a situação correspondente ao menor afastamento dos túneis foi obtido no cálculo em que os autores admitiram um intervalo de 7 meses entre o fim da construção do primeiro túnel e a construção do segundo. Assim sendo, os assentamentos acumulados imediatamente após a construção do segundo túnel, 7 meses depois de construído o primeiro, são diferentes dos verificados no caso daquele intervalo ser de apenas 3 semanas.

2.6.4. Novos Métodos de Previsão

Tendo como base resultados fornecidos pela instrumentação de obras reais e (ou) decorrentes de estudos numéricos de índole paramétrica, três novos métodos de previsão dos assentamentos à superfície do terreno induzidos pela construção de dois túneis gémeos foram propostos nos últimos anos.

Um deles é o devido a Ocak (2014), estabelecido com base nos resultados da observação de vários túneis do Metro de Istanbul. Tal como no método tradicional, o princípio da

sobreposição é utilizado e distribuições gaussianas sem excentricidade são assumidas para os dois túneis. Para levar a conta a perturbação do maciço originada pela construção do primeiro túnel, o volume da bacia associada ao segundo túnel é majorada por um fator, denominado fator de perturbação (k), que de acordo com a equação (12) aumenta com o diâmetro dos túneis (D) e com a diminuição do afastamento deles (d).

$$k = 1 + \frac{D}{d} \quad (12)$$

Assim, de acordo com esta proposta, o assentamento superficial num ponto à distância x do eixo vertical contendo o centro do primeiro túnel, devido à escavação do segundo túnel, será expresso por:

$$\delta_v(x) = \delta_{v,máx} \cdot k \cdot e\left(-\frac{(x-d)^2}{2 \cdot i^2}\right) = \delta_{v,máx} \cdot \left(1 + \frac{D}{d}\right) \cdot e\left(-\frac{(x-d)^2}{2 \cdot i^2}\right) \quad (13)$$

E o assentamento total valerá:

$$\delta_{v,T}(x) = \delta_{v,máx} \cdot \left[e\left(-\frac{x^2}{2 \cdot i^2}\right) + \left(1 + \frac{D}{d}\right) \cdot e\left(-\frac{(x-d)^2}{2 \cdot i^2}\right) \right] \quad (14)$$

Baseados nos resultados dos estudos paramétricos por eles realizados, Addenbrooke e Potts (2001) apresentaram uma proposta para a previsão dos assentamentos superficiais induzidos por dois túneis gêmeos, utilizando ainda o princípio da sobreposição e admitindo também uma distribuição gaussiana para as componentes daqueles assentamentos associados a cada um dos túneis. Em relação ao método tradicional, duas diferenças são propostas no que concerne à distribuição dos assentamentos respeitante ao segundo túnel. O volume de perdas de solo é majorado e é considerada a excentricidade daquela distribuição, aproximando-a do primeiro túnel. Tanto o aumento do volume, como a excentricidade dependem, como as Figuras 2.21 e 2.22 mostram, da relação entre o afastamento dos centros dos túneis, expresso em função da largura do “pilar”, e o seu diâmetro.

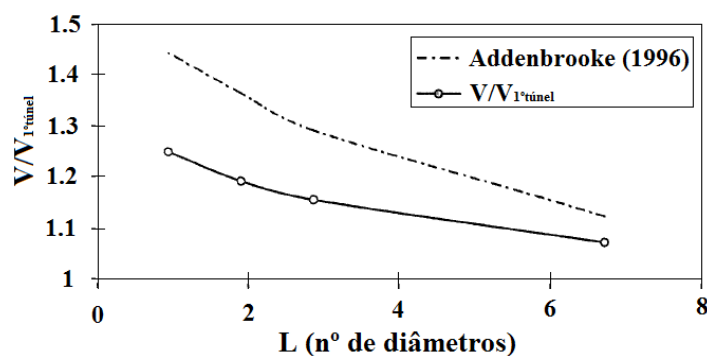


Figura 2.21 – Fator de majoração do volume de solo perdido (adaptado de Addenbrooke e Potts, 2001).

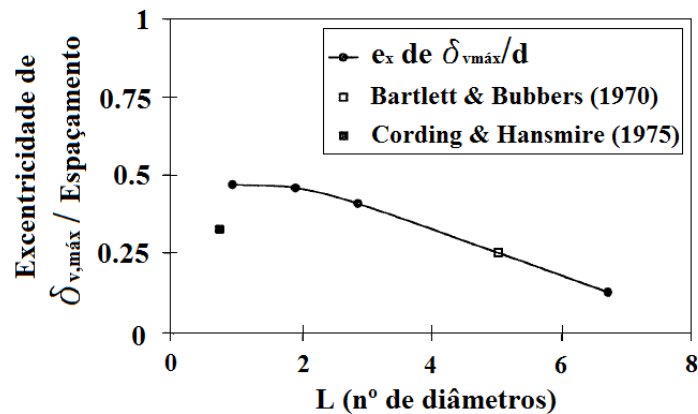


Figura 2.22 – Excentricidade (definida em função do afastamento entre os centros dos túneis) do ponto de assentamento máximo em relação ao eixo vertical contendo o centro do segundo túnel (adaptado de Addenbrooke e Potts, 2001)

Em relação à Figura 2.21, deve referir-se que a curva a tracejado representada corresponde à proposta de Addenbrooke (1996) obtida utilizando, para representar o comportamento mecânico do solo, uma lei constitutiva que não leva em consideração as trajetórias de tensão seguidas durante o carregamento.

Um terceiro método para prever os assentamentos superficiais induzidos pela escavação de dois túneis gémeos é devido a Chapman et al. (2003). Ele ainda faz uso do princípio da sobreposição. A sua principal característica consiste na definição da distribuição dos assentamentos associados ao segundo túnel através da modificação da distribuição associada ao primeiro numa chamada “zona de sobreposição”, zona onde o solo foi perturbado. Nesta zona o assentamento em qualquer ponto devido à escavação do segundo túnel será dado por:

$$\delta_{v,mod}(x) = \delta_v(x) \cdot \left[1 + \left(M \cdot \left(1 - \frac{|d+x|}{A \cdot K_1 \cdot Z_0} \right) \right) \right] \quad (15)$$

onde M é um fator de modificação (tipicamente, podendo variar, de acordo com Hunt (2004), entre 0,6 e 0,8), x é a distância do ponto ao eixo vertical que contém o centro do túnel 2 (valores negativos para o lado do túnel 1), Z_0 a profundidade do eixo do túnel, K_1 o parâmetro que, para o túnel 1, relaciona a distância (i) do ponto de inflexão da curva ao eixo de simetria do túnel e a distância do eixo do túnel à respetiva prumada, e A um parâmetro (tipicamente variando entre 2,5 e 3,0) que relaciona a semi-largura da bacia de subsidência com i .

2.7. Programa de Cálculo

O programa de cálculo utilizado no âmbito deste trabalho (*UCGEOCODE*) foi desenvolvido no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra. É um programa baseado no método dos elementos finitos, que, para além de análises tridimensionais, permite a análise de problemas em condições associadas a estados planos de tensão ou de deformação e estados axissimétricos. No caso de obras de túneis, uma vez que os equilíbrios gerados são de natureza tridimensional, nas análises planas o programa utiliza a metodologia baseada no método de convergência-confinamento, anteriormente referida, para permitir a consideração desse efeito da tridimensionalidade.

O programa incorpora diversos tipos de elementos finitos, possibilitando a simulação de todas as componentes de uma estrutura geotécnica. A cada elemento está associado a um critério específico de ativação e desativação, que permite reproduzir de forma realista o faseamento construtivo da obra em análise.

Tendo em conta que a maioria dos problemas geotécnicos tem um comportamento não linear, o programa tem implementado vários modelos constitutivos não lineares. Para além de modelos adequados a uma descrição mais ou menos exaustiva do comportamento real dos solos, estão implementados alguns modelos mais simples que, embora não consigam reproduzir todas as características daquele comportamento, são capazes de atender àqueles que são essenciais para os problemas que se pretendam resolver.

Os problemas podem ser analisados em termos de tensões efetivas ou tensões totais. No trabalho realizado, como se não considerou a existência de água, não há que distinguir umas das outras.

O programa numa primeira instância define para todos os elementos as matrizes de deformação e calcula as forças nodais equivalentes ao peso de todos os elementos que simulam o maciço. De seguida caracteriza o estado de tensão inicial e calcula as forças nodais equivalentes, assim como os valores iniciais das constantes elásticas e dos níveis de tensão correspondentes às superfícies de cedência dos modelos empregues para simular o comportamento mecânico dos diferentes materiais.

Após definidas estas condições iniciais entra-se no ciclo iterativo, em que cada incremento corresponde a uma fase de cálculo. Para cada fase define-se o tipo de solicitações, o algoritmo de resolução não linear, o número máximo de iterações e a tolerância (ou grau de convergência). Para cada iteração, a matriz de rigidez global da estrutura terá ou não que ser recalculada de acordo com o algoritmo de resolução de não linear de problemas escolhido. Caso o critério de convergência pretendido em cada fase seja atingido, passa-se para a fase seguinte até terminar a resolução de todas as fases do problema.

3. CASO DE ESTUDO

3.1. Preâmbulo

No presente capítulo é apresentado um caso de estudo, propositadamente simples, correspondente à abertura sequencial de dois túneis superficiais gémeos num maciço terroso.

Depois de descrito o caso escolhido e as principais características do modelo numérico plano empregue na sua simulação, começa-se por apresentar os resultados obtidos correspondentes à abertura do primeiro túnel e evidenciar as suas semelhanças e diferenças em relação a algumas soluções empíricas no capítulo anterior apresentadas, nomeadamente as respeitantes à estimativa dos movimentos induzidos no maciço circundante.

O efeito da presença do primeiro túnel quando da abertura do segundo é depois analisado, comparando os movimentos induzidos à superfície e no interior do maciço e os esforços mobilizados no suporte obtidos no final com os que resultariam considerando negligenciável esse efeito, ou seja considerando que as distribuições dos movimentos induzidos no maciço e dos esforços mobilizados no suporte decorrentes da abertura do segundo túnel seriam iguais às do primeiro.

Estes resultados obtidos neste caso de estudo analisado servirão ainda de base aos estudos paramétricos que serão apresentados no capítulo seguinte.

3.2. Definição

Como se pode observar na Figura 3.1, o caso de estudo respeita à escavação de dois túneis superficiais gémeos, com secções circulares de 8 m de diâmetro (D) e abertos a uma profundidade (Z_0) de 12 m num estrato seco, homogéneo e isotrópico com 36 m de espessura, sobrejacente a um outro estrato considerado como rígido. O afastamento entre os centros dos túneis é de 10 m, a que corresponde uma largura (L) do “pilar” entre eles de apenas 2 m. As estruturas de suporte dos dois túneis são constituídas por anéis contínuos de betão armado de 0,3 m de espessura (e) e admitidas em contacto perfeito com o maciço circundante.

Ambos os túneis são escavados em secção plena, sendo o suporte instalado a uma certa distância da frente, compatível com a resistência admitida para o maciço. Temporalmente, admite-se que um dos túneis foi completado antes de se iniciar a escavação do outro.

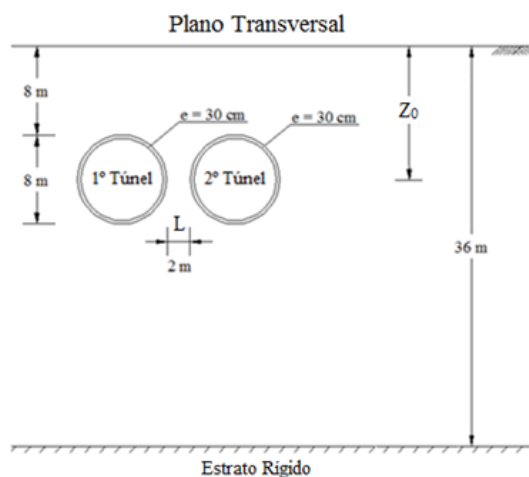


Figura 3.1 – Caso de estudo: escavação de dois túneis superficiais gémeos de secções circulares, num estrato seco, homogéneo e isotrópico.

O estado de tensão inicial foi considerado como geostático e definido a partir dos valores do coeficiente de impulso em repouso ($K_0 = 0,5$) e do peso volúmico ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$) admitidos para o solo.

3.3. Modelo Numérico

3.3.1. Malha de Elementos Finitos

Para a simulação numérica bidimensional do caso de estudo, o domínio do problema, com uma dimensão de $36 \times 154 \times 1 \text{ m}^3$, foi discretizado em elementos finitos prismáticos com 1 m de espessura (Figura 3.2). Como a observação da figura permite constatar a malha é, naturalmente, mais refinada na vizinhança das aberturas, uma vez que é aí que são maiores as taxas de variação das tensões e das deformações.

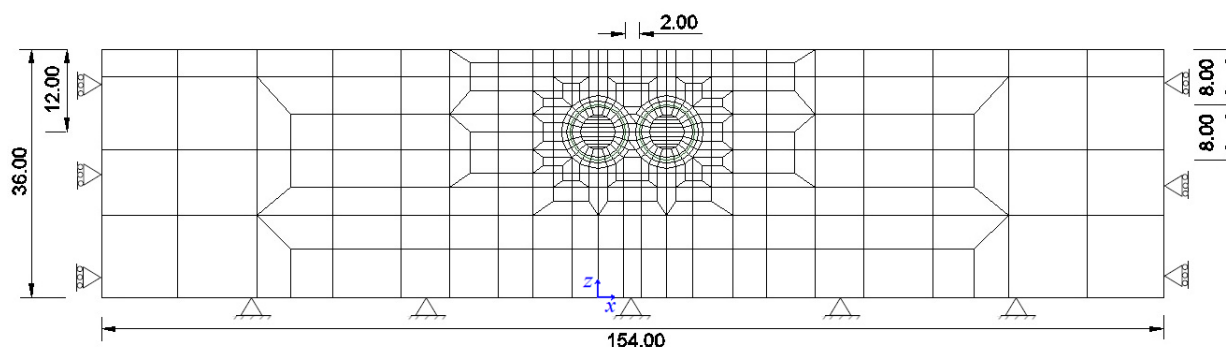


Figura 3.2 – Malha bidimensional de elementos finitos.

A malha compreende 4794 pontos nodais e 538 elementos isoparamétricos de interpolação quadrática, como se sintetiza no Quadro 3.1. Uma vez que se admitiu um contacto perfeito não foram utilizados elementos de junta para simular a interface suporte-macício.

No que concerne às ligações, na secção transversal elas foram estabelecidas atendendo à hipótese de que o efeito da escavação é desprezável nos limites laterais do domínio considerado e às características supostas para o estrato subjacente àquele onde os túneis são escavados. Assim sendo, nas fronteiras laterais foram considerados nulos os deslocamentos horizontais e na fronteira inferior, coincidente com o topo do estrato rígido, suposto como indeformável, foram considerados nulos os deslocamentos, tanto os verticais como os horizontais.

Para a consideração de um estado de deformação plana, todos os deslocamentos longitudinais foram impedidos.

Quadro 3.1 – Características principais da malha bidimensional de elementos finitos.

| Malha Bidimensional de Elementos Finitos | |
|---|---|
| Tipo de Elemento | Prismático; Isoparamétrico com 20 pontos nodais |
| Nº de Pontos de Gauss | 8 |
| Nº de Elementos | 538 |
| Nº de Nós | 4794 |

3.3.2. Modelos Constitutivos

Para simular o comportamento mecânico do solo foi considerado um modelo elástico linear perfeitamente plástico, com a rotura a ser controlada pelo critério de Mohr-Coulomb. Trata-se de um modelo que, como já se referiu no capítulo anterior, embora não consiga reproduzir toda a complexidade do comportamento dos solos, é de uso generalizado nos problemas geotécnicos, nomeadamente a nível de projeto, pela sua simplicidade, pela facilidade com que os seus parâmetros podem ser estabelecidos e, ainda, por conseguir incorporar algumas das características fundamentais daquele comportamento (Almeida e Sousa, 1998). Dos cinco parâmetros definidores do modelo, dois controlam a resistência do material, outros dois controlam as deformações na fase elástica e um último controla as deformações plásticas.

Em relação aos parâmetros que controlam a resistência do solo, foi admitido para o ângulo de resistência ao corte em termos de tensões efetivas, ϕ' , e para a coesão efetiva, c' , valores de, respetivamente, 35° e 10 kPa, valores estes característicos do solo residual do granito do Porto.

Quanto aos parâmetros que controlam as deformações elásticas, foi considerado um valor constante de 0,3 para o coeficiente de Poisson, ν , e um módulo de deformabilidade, E , variando em profundidade com a tensão de confinamento inicial, σ_{30} , de acordo com a seguinte equação (Janbu, 1963):

$$E = K \cdot P_{atm} \cdot \left(\frac{\sigma_{30}}{P_{atm}} \right)^n \quad (16)$$

onde P_{atm} é a pressão atmosférica (100 kPa) e K e n são parâmetros do solo ($K = 200$ e $n = 0,5$).

No que respeita ao parâmetro que controla as deformações plásticas, ângulo de dilatância (ψ), foi suposto que ele assume um valor de 5° , o que caracteriza a existência de uma pequena variação volumétrica (expansão) durante a cedência do material.

No que se refere à estrutura de suporte dos túneis, o seu comportamento mecânico foi definido através de um modelo elástico linear isotrópico, caracterizado por um coeficiente de Poisson igual a 0,2 e um módulo de deformabilidade, admitido como constante, de 20 GPa.

3.3.3. Simulação do Faseamento Construtivo

Sendo a abertura de um túnel um problema predominantemente tridimensional, é compreensível que em qualquer análise plana haja a necessidade de introduzir o efeito dessa tridimensionalidade (Almeida e Sousa, 1998). Isso foi feito neste caso recorrendo ao método da relaxação das tensões, baseado no método de convergência-confinamento (Panet e Guenet, 1982).

De acordo com este método, e como já se explicou no capítulo anterior, a abertura de cada um dos túneis foi simulada por uma sequência de análises bidimensionais. Os túneis foram inicialmente modelados como aberturas não revestidas sendo pressões de suportes fictícias, equivalentes ao estado de tensão inicial, aplicadas nas paredes. A simulação das deformações que ocorrem no maciço antes da instalação da estrutura de suporte de cada um dos túneis é feita através da redução daquela pressão de suporte de uma determinada parcela α . A simulação das restantes deformações é feita após a instalação do suporte e da redução daquela pressão a zero. Assim sendo, o processo construtivo foi simulado em quatro fases de cálculo, as duas primeiras correspondentes à abertura do primeiro túnel e as restantes simulando a abertura do segundo.

O valor do fator de alívio utilizado ($\alpha = 0,6$) foi estabelecido de forma que o volume de solo perdido na abertura do primeiro túnel não fosse muito diferente de 1% do volume de solo escavado, valor considerado como um limite aceitável no caso de túneis abertos de acordo com os princípios do NATM, como também já se fez referência no capítulo anterior.

3.4. Abertura do Primeiro Túnel

3.4.1. Movimentos no Maciço

Na Figura 3.3 mostra-se os deslocamentos verticais e os horizontais, perpendiculares ao eixo do túnel, induzidos no maciço circundante pela abertura do primeiro túnel em três prumadas horizontais: à superfície, a 4 m e a 6 m de profundidade.

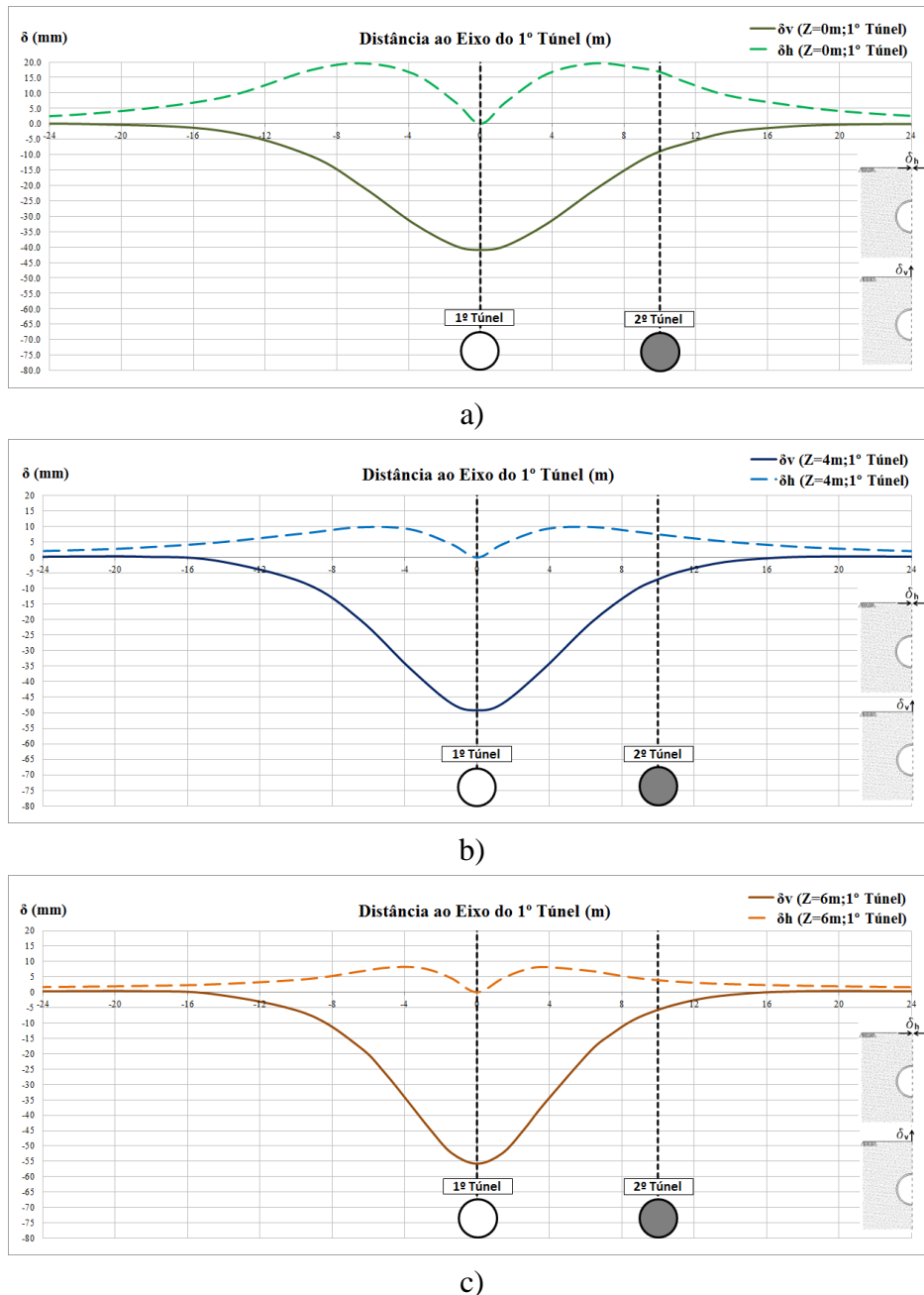


Figura 3.3 – Deslocamentos verticais e horizontais perpendiculares ao eixo do túnel, induzidos no maciço pela abertura do primeiro túnel em três prumadas horizontais: a) superfície do terreno; b) 4 m de profundidade; c) 6 m de profundidade.

No que concerne aos deslocamentos verticais, a observação da figura permite constatar que:

- i) A sua distribuição é idêntica a qualquer profundidade, ocorrendo o assentamento máximo sobre o eixo de simetria e decrescendo progressivamente até se anular a uma certa distância daquele;
- ii) O valor do assentamento máximo aumenta em profundidade, como bem se evidencia na Figura 3.4, onde se ilustra a evolução em profundidade, obtida no cálculo, dos deslocamentos verticais em pontos localizados no eixo de simetria;
- iii) Os assentamentos tendem a atenuar-se com o afastamento do eixo de simetria mais rapidamente com o aumento da profundidade, pelo que, ao contrário do que acontece com o assentamento máximo, a largura das bacias de subsidência tende a diminuir com a profundidade, como é bem evidente pela análise da Figura 3.5, onde os três perfis transversais dos assentamentos normalizados, em relação aos assentamentos máximos, são comparados.

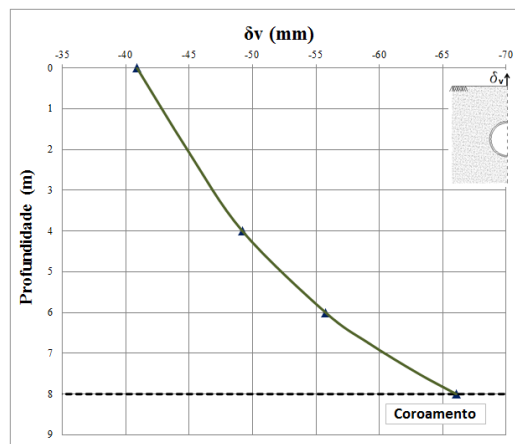


Figura 3.4 – Evolução em profundidade dos deslocamentos verticais sobre o eixo de simetria induzidos pela abertura do primeiro túnel.

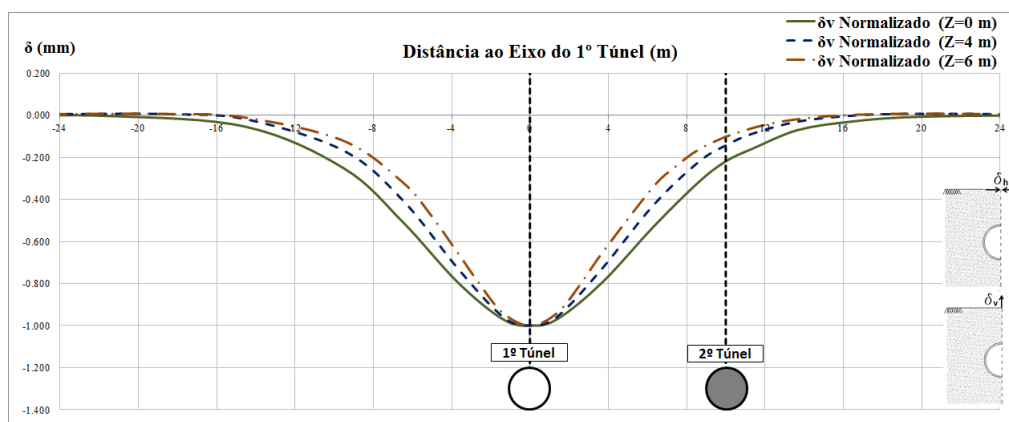


Figura 3.5 – Comparação dos perfis transversais dos assentamentos normalizados, induzidos pela abertura do primeiro túnel, a três profundidades diferentes.

Recorrendo ao programa de cálculo informático “*Settlement Analysis*”, desenvolvido no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da FCTUC, procurou-se determinar as curvas de Gauss que melhor aproximassem os perfis transversais dos assentamentos obtidos às três profundidades. Na Figura 3.6 representa-se essas curvas, juntamente com as distribuições obtidas no cálculo numérico. No Quadro 3.2 inclui-se os parâmetros definidores das curvas de Gauss, assentamento máximo e distância do ponto de inflexão ao eixo de simetria, bem como o volume da correspondente bacia de subsidência, em função do volume total da escavação, o valor do parâmetro K , que relaciona a distância do ponto de inflexão ao eixo de simetria e a distância do eixo do túnel à respetiva prumada, e, ainda, o valor do coeficiente de correlação.

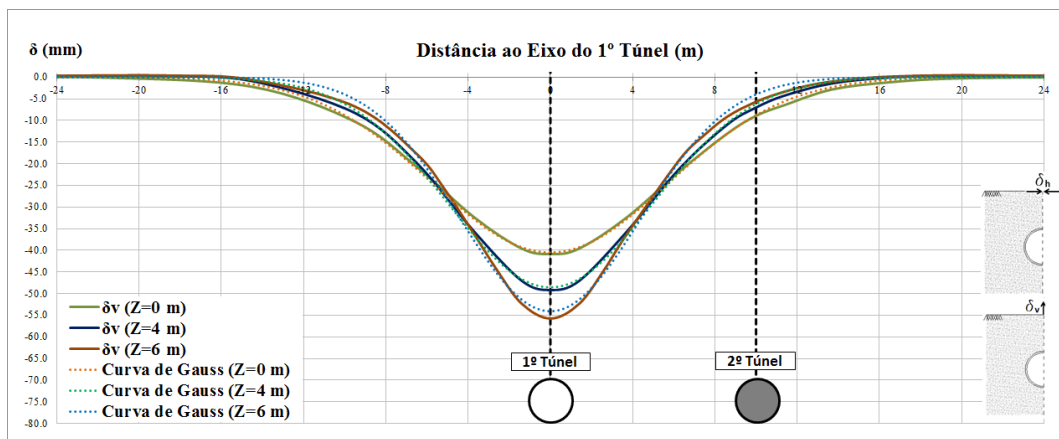


Figura 3.6 – Curvas de Gauss que melhor aproximam os perfis transversais dos assentamentos induzidos a diferentes profundidades pela abertura do primeiro túnel.

Quadro 3.2 – Parâmetros definidores das curvas de Gauss que melhor aproximam os perfis transversais dos assentamentos induzidos a diferentes profundidades pela abertura do primeiro túnel.

| | 1º Túnel | | | | |
|------------------|------------------------|---------|-----------|-------|-------|
| | $\delta_{v,máx.}$ (mm) | i (m) | V_s (%) | K | R^2 |
| Z = 0 (m) | 40,48 | 5,72 | 1,156 | 0,477 | 0,999 |
| Z = 4 (m) | 48,55 | 4,93 | 1,194 | 0,616 | 0,999 |
| Z = 6 (m) | 54,08 | 4,38 | 1,182 | 0,730 | 0,997 |

A análise da Figura 3.6 e os valores quase unitários do coeficiente de correlação (R^2) evidenciam que a aproximação conseguida é muito satisfatória, o que significa que, como os resultados experimentais têm mostrado, os assentamentos à superfície e os sub-superficiais induzidos pela abertura de um túnel se distribuem de acordo com uma curva de Gauss invertida.

Os resultados incluídos no Quadro 3.2 mostram que o volume da bacia de subsidência, não sendo significativamente diferente, é apenas um pouco menor à superfície do terreno, traduzindo a expansão que o maciço acima do coroamento sofre, como consequência, por um lado, da diminuição da tensão média e, por outro, da dilatação considerada.

Ainda os resultados incluídos no Quadro 3.2 mostram que, como as curvas estreitam, a distância do ponto de inflexão ao eixo de simetria tende a diminuir em profundidade, aumentando, no entanto o valor de K que cresce de 0,477 até 0,730. Como, na maioria das soluções empíricas, é vulgar admitir-se que este parâmetro é, para qualquer profundidade, da ordem de 0,5, pode-se concluir que as estimativas empíricas da distorção angular e da deflexão no interior do maciço, grandezas importantes na avaliação dos potenciais danos em edifícios vizinhos à escavação, são pessimistas, logo, do lado da segurança, enquanto parece serem realistas na superfície do terreno.

No que respeita à estimativa da abcissa do ponto de inflexão das curvas de Gauss em profundidade, mais assertiva que a proposta anterior parece ser a de Mair et al. (1993), expressa pela equação (8). Com efeito, a sua aplicação ao caso de estudo conduz a valores daquela abcissa de 4,7 e 4,05 m para as profundidades de, respetivamente, 4 e 6 m, valores que se aproximam significativamente dos obtidos no cálculo numérico (4,93 e 4,38 m).

Voltando à Figura 3.3, pode-se verificar que os deslocamentos horizontais, perpendiculares ao eixo do túnel, que acompanham os assentamentos superficiais e sub-superficiais, são, por razões de simetria, nulos no eixo do túnel e apresentam um valor máximo em pontos próximos dos pontos de inflexão das respetivas curvas de assentamentos, tendendo depois a diminuir suavemente, pelo que no limite da faixa influenciada pela escavação os deslocamentos horizontais são superiores aos verticais. Esta evolução dos deslocamentos horizontais perpendiculares ao eixo do túnel, faz com que as deformações horizontais sejam de compressão acima do túnel e de tração nas zonas laterais.

À superfície, o valor do deslocamento horizontal máximo (19,6 mm) é da ordem dos 50% do deslocamento vertical máximo, tendendo esta relação a diminuir significativamente em profundidade, uma vez que, ao contrário do que acontece com os deslocamentos verticais, os deslocamentos horizontais tendem a diminuir em profundidade. Esta diminuição dos deslocamentos horizontais, perpendiculares ao eixo do túnel, em profundidade origina, naturalmente, que as deformações horizontais à superfície do terreno sejam maiores que as sub-superficiais, como a Figura 3.7 ilustra bem.

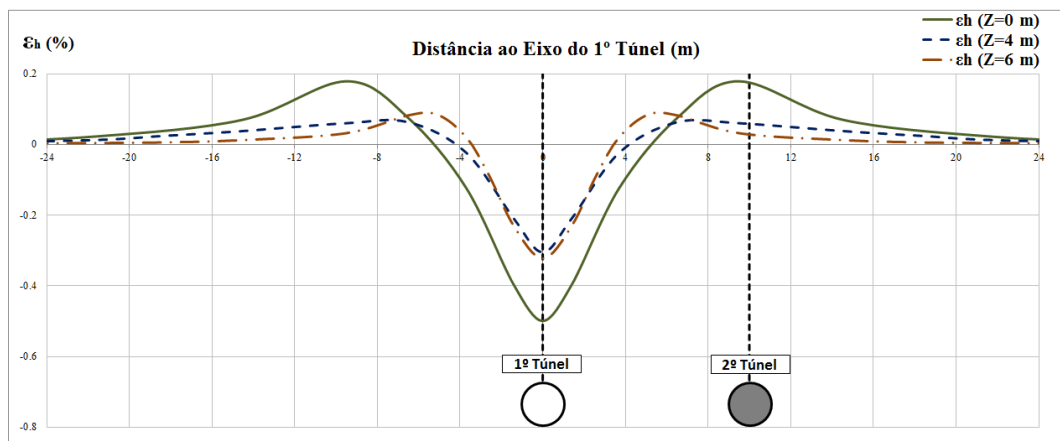


Figura 3.7 – Deformações horizontais induzidas ao maciço no decorrer da escavação do primeiro túnel, à superfície e a profundidades de 4 e 6 metros.

A diminuição dos deslocamentos horizontais, perpendiculares ao eixo do túnel, em profundidade é também bem evidenciada na Figura 3.8. Nela se representa esses deslocamentos, obtidos no cálculo numérico numa prumada vertical disposta a 2,5 m do hasteal esquerdo do primeiro túnel. Como a observação da figura permite constatar, estes deslocamentos são máximos à superfície, diminuem em profundidade e na lateral do túnel chegam a ser dirigidos para o interior do maciço. Este facto está associado ao baixo valor que se adotou para o coeficiente de impulso em repouso, K_0 , que faz com que as tensões verticais libertadas pela abertura do túnel sejam superiores às tensões horizontais, pelo que o suporte, quando instalado, tende a ovalizar, diminuindo o seu diâmetro vertical e aumentando o horizontal.

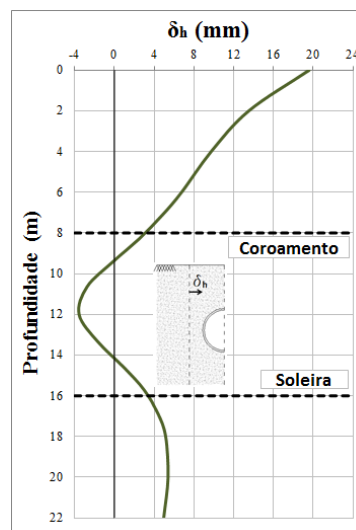


Figura 3.8 – Deslocamentos horizontais, perpendiculares ao eixo do túnel, induzidos pela abertura do primeiro túnel numa prumada vertical situada a 2,5 m do contorno esquerdo da abertura.

Combinando os deslocamentos verticais com os horizontais, na Figura 3.9 mostra-se os vetores deslocamentos de pontos localizados nas três prumadas horizontais consideradas. Como se pode verificar, enquanto os movimentos das partículas do solo à superfície são dirigidos para pontos localizados acima da abertura, os movimentos das partículas no interior do maciço são dirigidos para pontos localizados mais abaixo, e tanto mais abaixo quanto maior for a profundidade das partículas.

Atendendo que nas estimativas empíricas é vulgar admitir-se que os movimentos de todas as partículas do solo são dirigidos para o centro do túnel, pode-se concluir que à superfície do terreno essas estimativas são otimistas, isto é, estão do lado contrário à segurança porque preveem deslocamentos horizontais, logo deformações horizontais, menores que as decorrentes do cálculo numérico, como se pretende ilustrar na Figura 3.10. Nesta figura compara-se os deslocamentos e as deformações horizontais obtidos no cálculo numérico, no fim da segunda fase, com os que resultariam se fosse admitida a hipótese acima referida.

O contrário tende a acontecer nos movimentos sub-superficiais, sendo a diferença tanto mais acentuada quanto mais perto do coroamento do túnel estiver a prumada considerada.

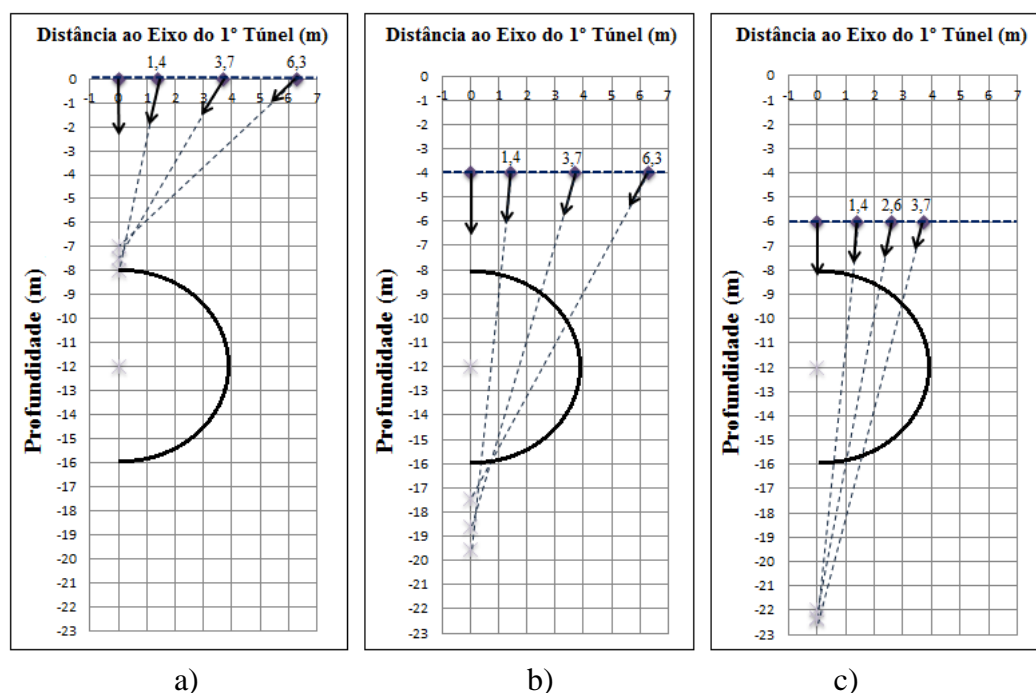


Figura 3.9 – Vetores deslocamentos induzidos pela abertura do primeiro túnel em pontos localizados em prumadas horizontais: a) à superfície do terreno; b) a uma profundidade de 4 m; c) a uma profundidade de 6 m.

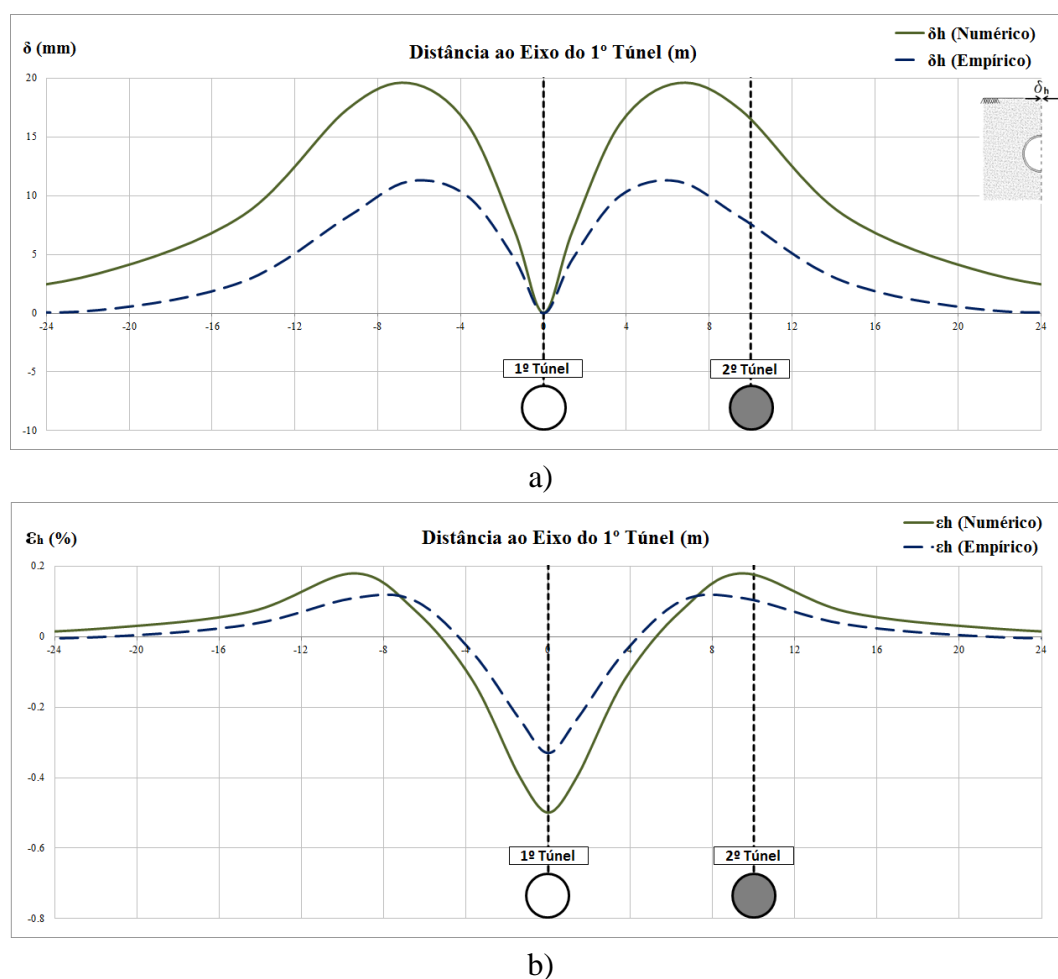


Figura 3.10 – Comparação dos deslocamentos horizontais (a) e das deformações horizontais (b) induzidos pela abertura do primeiro túnel obtidos no cálculo numérico com os que resultariam admitindo a hipótese que os movimentos das partículas do solo seriam dirigidos para o centro do túnel.

3.4.2. Esforços no Suporte

Na Figura 3.11 mostra-se os esforços mobilizados no suporte do primeiro túnel escavado, decorrentes do cálculo numérico, antes da escavação do segundo túnel.

Em relação aos esforços axiais mobilizados, a análise da figura permite constatar que o valor máximo do esforço axial é de cerca de 364 kN/m, ocorrendo ao nível dos hasteados do túnel (90° e 270°), dado o valor que foi admitido para o coeficiente de impulso em repouso do solo. Este valor do esforço axial corresponde a cerca de 38% da tensão total vertical ao nível do eixo do túnel, o que significa que muito pouca redistribuição de tensão existe por efeito de arco transversal, uma vez instalada a estrutura de suporte, traduzindo este facto a elevada rigidez relativa suporte-macizo.

No coroamento (0° e 360°) o esforço axial mobilizado é inferior ao da soleira em consequência do túnel ser superficial, pelo que o estado de tensão inicial está longe de se poder considerar uniforme.

No que respeita aos momentos fletores mobilizados, a mesma figura ilustra que eles são extremamente moderados, não ultrapassando o valor de 26 kNm/m. Existem também quatro pontos “mortos” onde o momento fletor se anula, entre o coroamento e os hasteais e entre a soleira e os hasteais, devido à mudança de sinal do mesmo.

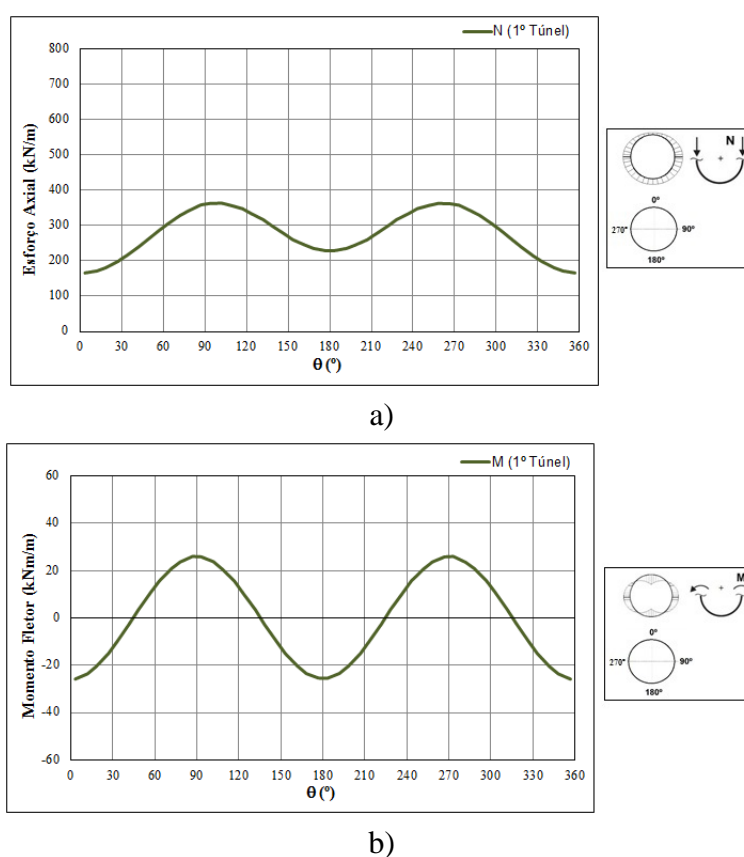


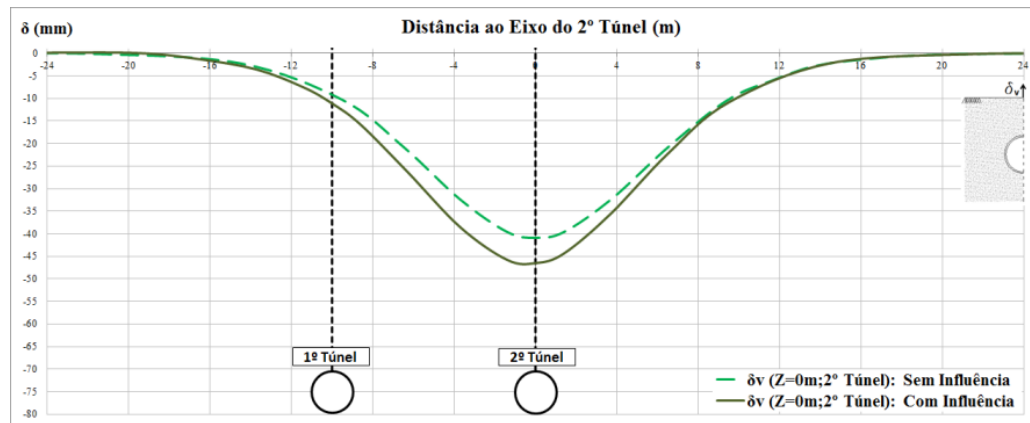
Figura 3.11 – Esforços mobilizados no suporte do primeiro túnel escavado antes da escavação do segundo: a) esforço axial; b) momento fletor.

3.5. Abertura do Segundo Túnel

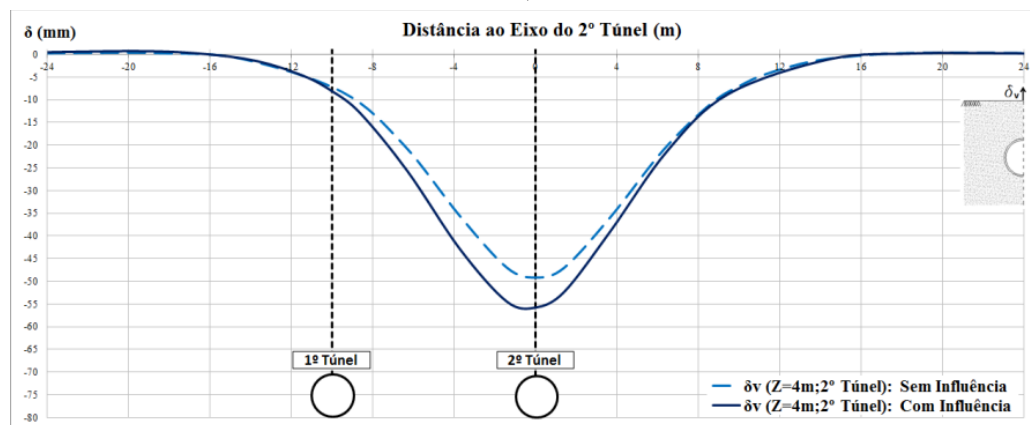
3.5.1. Movimentos no Maciço

Com o objetivo de se perceber a influência da presença do primeiro túnel nos deslocamentos verticais induzidos no maciço circundante pela escavação do segundo túnel, na Figura 3.12 compara-se as bacias de subsidência nas três prumadas analisadas associadas a essa escavação com as que seriam induzidas no caso do túnel isolado. As bacias associadas à escavação do segundo túnel foram definidas subtraindo os deslocamentos verticais obtidos no fim da segunda fase do cálculo numérico aos deslocamentos verticais finais obtidos.

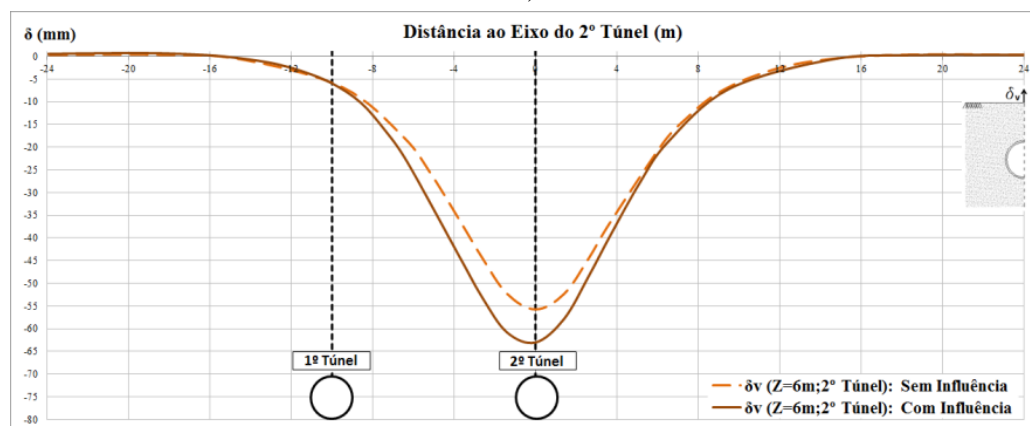
No Quadro 3.3 são comparados os parâmetros definidores das curvas de Gauss que melhor aproximam as distribuições dos deslocamentos verticais nas diferentes prumadas, considerando ou não considerando a influência do primeiro túnel aberto.



a)



b)



c)

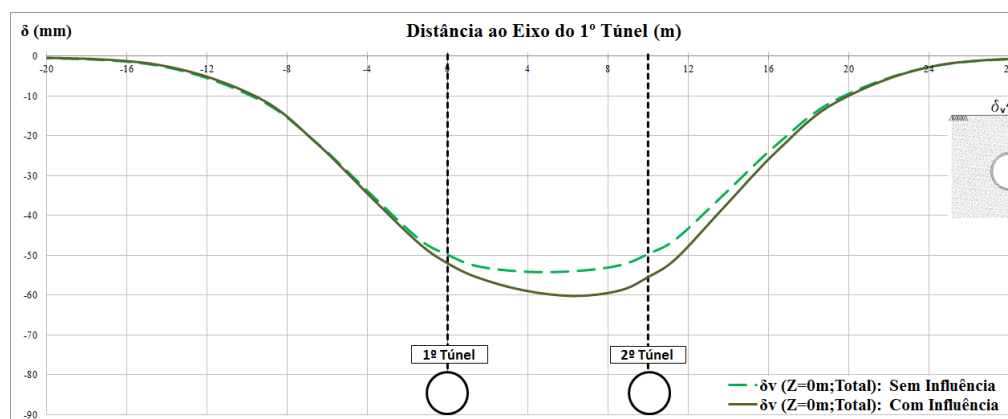
Figura 3.12 – Comparação das bacias de subsidência associadas à escavação do segundo túnel com as que resultariam desprezando a influência do primeiro túnel: a) à superfície do terreno; b) a 4 m de profundidade; c) a 6 m de profundidade.

Quadro 3.3 – Comparação dos parâmetros definidores das curvas de Gauss que melhor aproximam as bacias de subsidência nas diferentes prumadas, considerando ou não a influência do primeiro túnel.

| | | 2º Túnel | | | | |
|----------------|-----------|-----------------------|---------|-----------|-------|-------|
| | | $\delta_{v,máx}$ (mm) | i (m) | V_s (%) | K | R^2 |
| Sem Influência | Z = 0 (m) | 40,48 | 5,72 | 1,156 | 0,477 | 0,999 |
| | Z = 4 (m) | 48,55 | 4,93 | 1,194 | 0,616 | 0,999 |
| | Z = 6 (m) | 54,08 | 4,38 | 1,182 | 0,730 | 0,997 |
| Com Influência | Z = 0 (m) | 46,04 | 5,78 | 1,327 | 0,482 | 0,998 |
| | Z = 4 (m) | 55,23 | 4,95 | 1,364 | 0,619 | 0,998 |
| | Z = 6 (m) | 61,49 | 4,38 | 1,342 | 0,730 | 0,995 |

A análise da Figura 3.12 e dos resultados incluídos no Quadro 3.3 evidencia a influência da existência do primeiro túnel nos deslocamentos verticais induzidos no maciço aquando da abertura do segundo túnel. Embora as curvas dos assentamentos a diferentes profundidades se mantenham com a forma de curvas de Gauss centradas no eixo de simetria e com larguras idênticas, os valores dos assentamentos, nomeadamente dos máximos, tendem a ser maiores, cerca de 14% em média, o que corresponde, naturalmente a volumes de perdas de solo maiores.

Este efeito da influência da existência do primeiro túnel nos deslocamentos verticais, é também visualizado na Figura 3.13, onde são comparadas, para as três profundidades, as curvas dos assentamentos finais obtidas no cálculo numérico com as que resultariam se o primeiro túnel construído não tivesse influência, ou seja, se fosse aplicado o método tradicional de previsão dos assentamentos induzidos por dois túneis gémeos.



a)

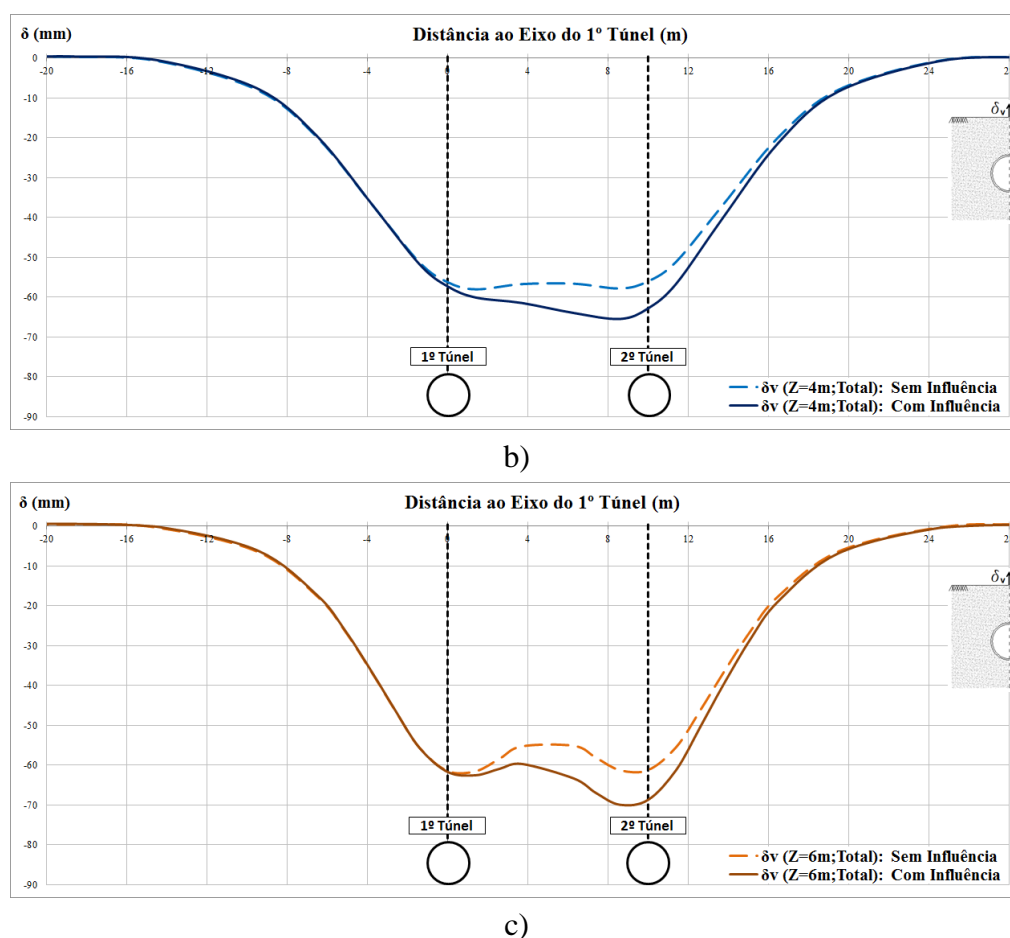


Figura 3.13 – Comparação das bacias de subsidência finais associadas à escavação dos dois túneis gémeos com as que resultariam desprezando a influência do primeiro túnel: a) à superfície do terreno; b) a 4 m de profundidade; c) a 6 m de profundidade.

A observação da figura mostra que a existência do primeiro túnel origina, por um lado, que as bacias deixam de ser simétricas e, por outro, que os assentamentos máximos às diferentes profundidades tendem a ser mais elevados e verificam-se a uma distância menor do eixo do segundo túnel que do primeiro.

Ainda em relação aos deslocamentos verticais, deve referir-se que, embora, o cálculo numérico efetuado comprove a influência da presença do primeiro túnel construído na resposta do maciço à escavação do segundo, ele não parece conseguir traduzir toda essa influência se se atender às previsões resultantes da aplicação dos novos métodos apresentados no capítulo anterior. Com efeito, a observação da Figura 3.14, onde se compara a bacia de subsidência à superfície associada à escavação do segundo túnel obtida no cálculo com as estimadas pelos métodos propostos por Addenbrooke e Potts (2001), Chapaman et al. (2003) e Ocaik (2014), permite verificar que o volume da primeira é menor e que o ponto onde acontece o assentamento máximo coincide com o eixo vertical contendo o centro do túnel, ao contrário do que aqueles métodos preveem e alguns resultados experimentais têm mostrado.

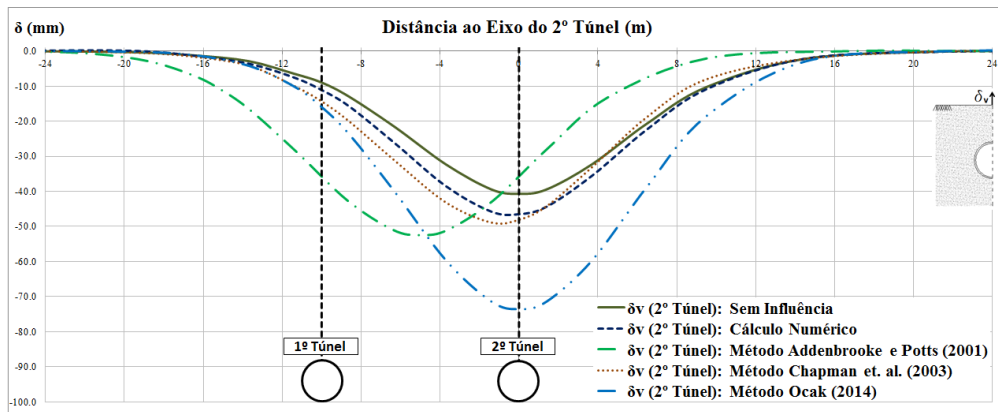
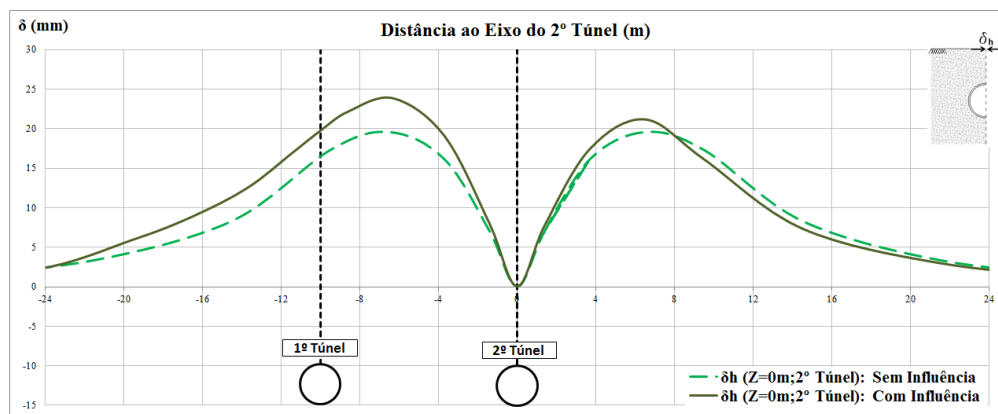


Figura 3.14 – Comparação da bacia de subsidência à superfície devida à escavação do segundo túnel obtida no cálculo numérico com as estimadas pelos métodos propostos por Addenbrooke e Potts (2001), Chapman et. al. (2003) e Ocak (2014).

A influência do primeiro túnel também se faz, naturalmente, sentir nos deslocamentos horizontais. Tal é constatável na Figura 3.15, onde se compara, para as três profundidades analisadas, os deslocamentos horizontais associados à escavação do segundo túnel com os que resultariam desprezando aquela influência. Um aspeto interessante que a análise da figura permite concluir é o de que, para além de serem maiores, os deslocamentos horizontais levando em conta a existência do primeiro túnel, deixam, notoriamente, de ser simétricos em relação ao eixo do segundo túnel. Eles passam a ser maiores no lado correspondente ao do túnel já escavado, de forma idêntica, aliás, ao que alguns resultados experimentais têm mostrado.



a)

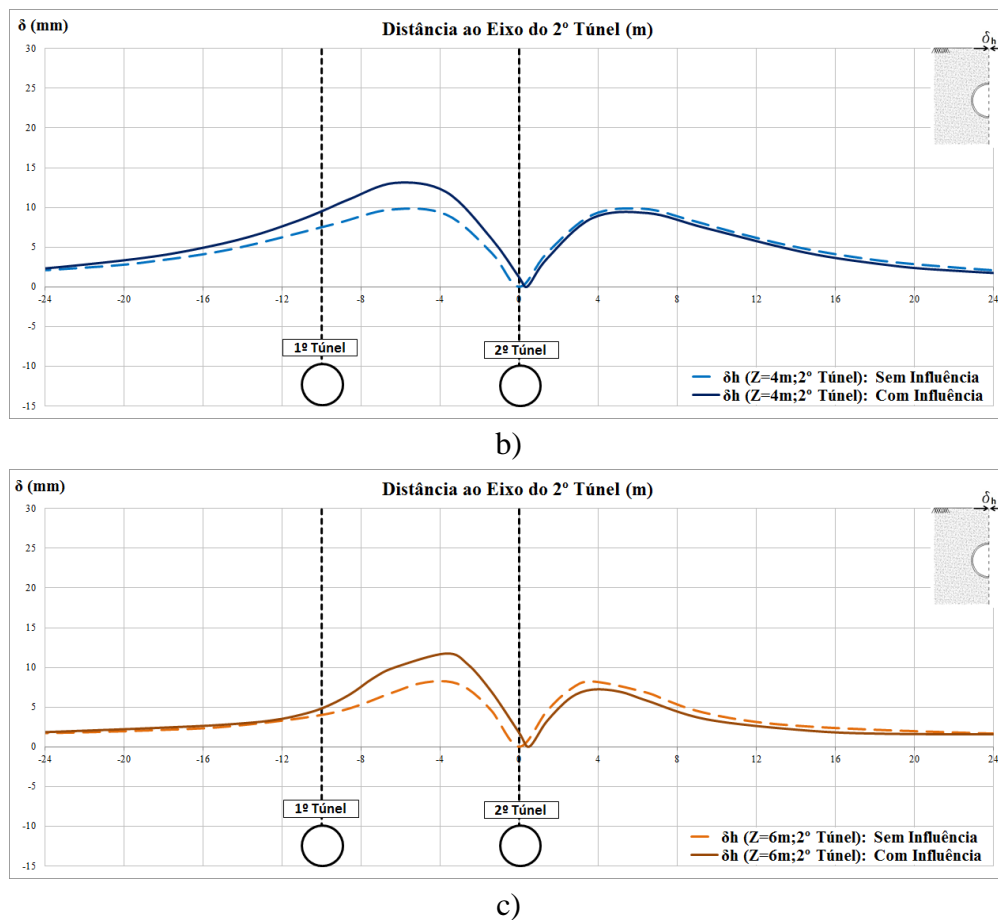
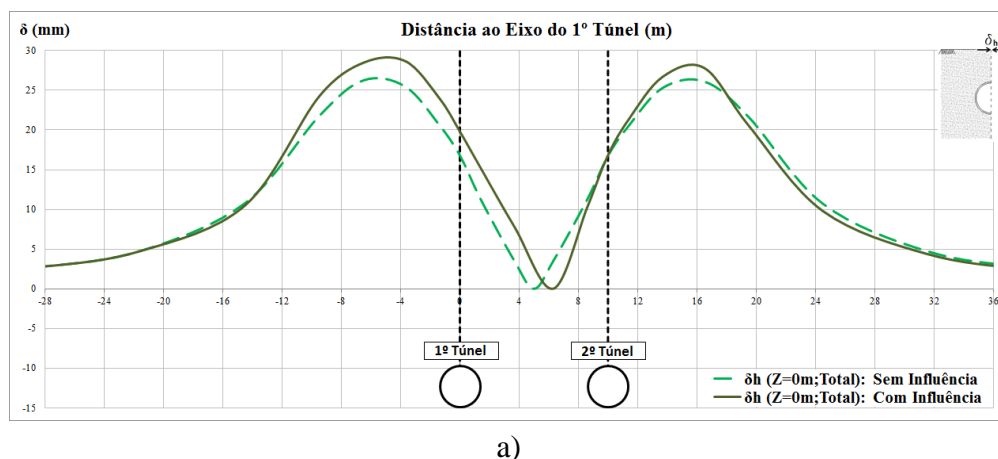


Figura 3.15 – Comparação dos deslocamentos horizontais associados à escavação do segundo túnel com os que resultariam desprezando a influência do primeiro túnel: a) à superfície do terreno; b) a 4 m de profundidade; c) a 6 m de profundidade.

A influência do primeiro túnel nos deslocamentos horizontais perpendiculares aos eixos dos túneis finais é também visualizada na Figura 3.16, onde são comparadas, para as três profundidades, as distribuições dos deslocamentos horizontais finais obtidas no cálculo numérico com as que resultariam se o primeiro túnel construído não tivesse influência.



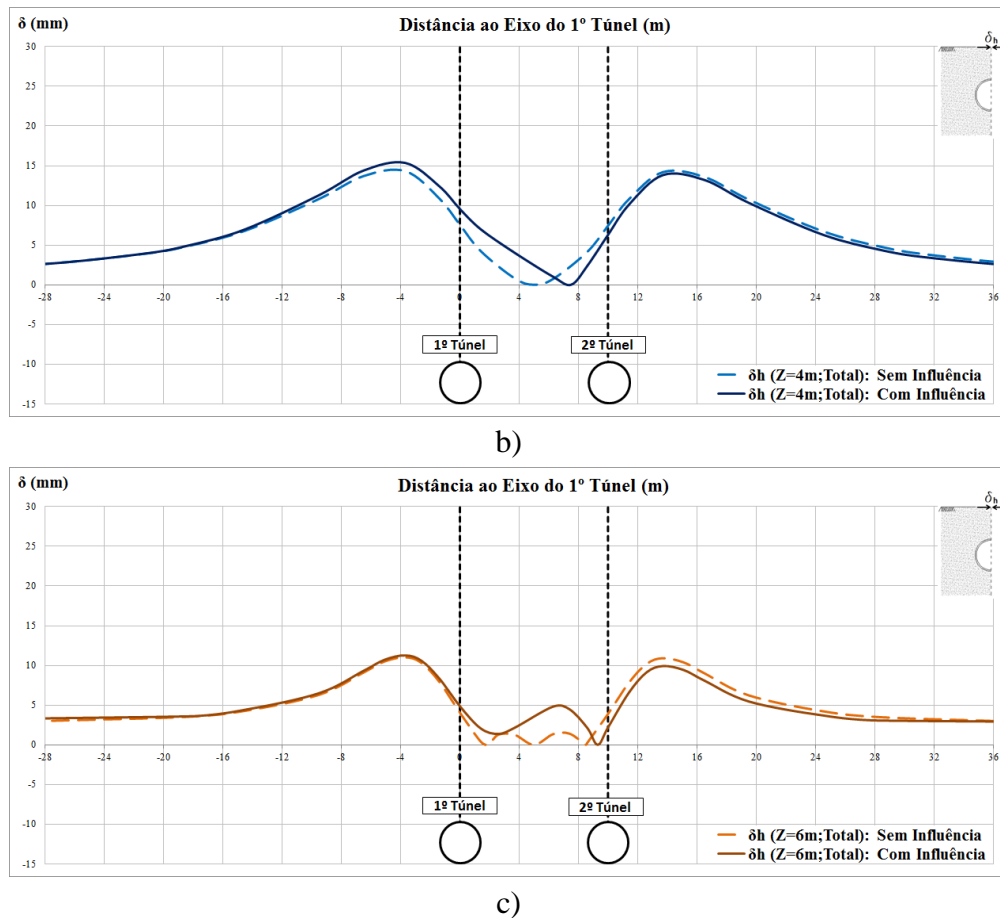
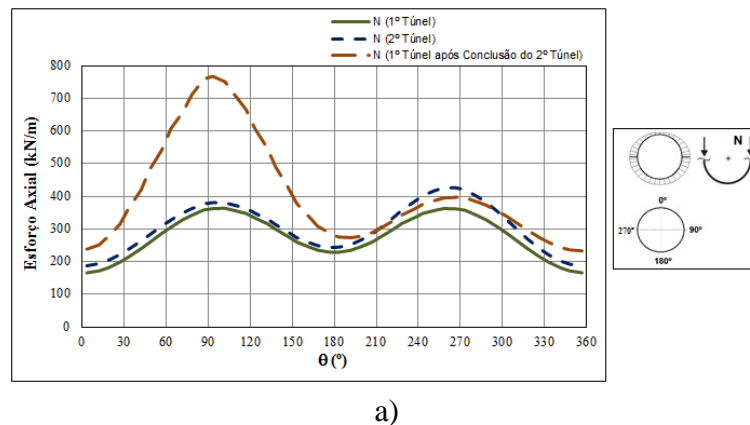
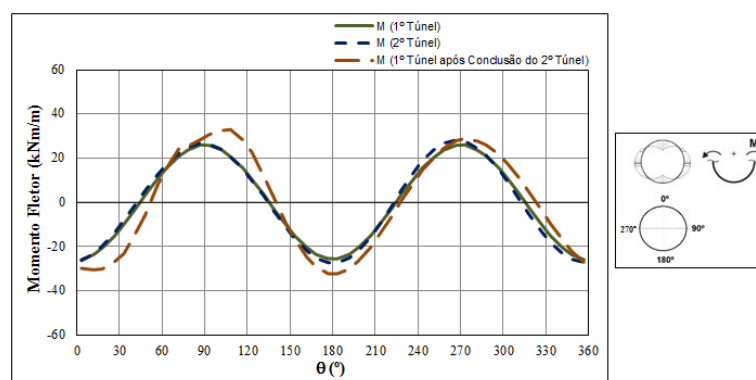


Figura 3.16 – Comparação dos deslocamentos horizontais finais associados à escavação dos dois túneis gémeos com os que resultariam desprezando a influência do primeiro túnel: a) à superfície do terreno; b) a 4 m de profundidade; c) a 6 m de profundidade.

3.5.2. Esforços no suporte

Na Figura 3.17 apresenta-se os esforços, esforço axial e momento fletor, mobilizados nos suportes dos dois túneis e obtidos no cálculo numérico efetuado. Para o primeiro túnel apresenta-se não só os valores finais, como também os valores obtidos na segunda fase de cálculo, correspondente ao final da sua construção.





b)

Figura 3.17 – Esforços mobilizados no suporte do segundo túnel e no primeiro após a conclusão do segundo, para o cálculo base bidimensional: a) esforço axial; b) momento fletor.

Se em relação aos momentos fletores, a diferença entre os mobilizados no primeiro e no segundo túnel é pequena, o mesmo não acontece no que concerne aos esforços axiais. Com efeito, e como a figura anterior amplamente elucida, o esforço axial mobilizado no primeiro túnel é significativamente superior ao do segundo e não é simétrico em relação ao eixo vertical contendo o centro do túnel.

O valor muito elevado do esforço axial mobilizado no hasteal direito do primeiro túnel, mais perto do segundo, está, sem dúvida, relacionado com a escavação deste, sem que a sua estrutura de suporte esteja ainda instalada. A redistribuição de tensões devida ao efeito de arco transversal provoca um aumento das forças atuantes no suporte do primeiro túnel, fazendo com que o esforço axial naquele hasteal atinja um valor de 768,3 kN/m, valor correspondente a, aproximadamente, 80% da tensão total vertical ao nível do eixo do túnel, ou seja, mais que duplicando o valor correspondente ao esforço mobilizado caso o túnel fosse isolado.

No que diz respeito aos esforços axiais mobilizados no segundo túnel, a análise da Figura 3.17 permite concluir que eles são apenas um pouco superiores aos que seriam mobilizados caso o túnel fosse isolado. Em vez de 364 kN/m, o valor máximo é agora de cerca de 426,5 kN/m, ocorrendo ao nível do hasteal esquerdo do túnel (270°) e correspondendo a cerca de 45% da tensão total vertical ao nível do eixo do túnel.

4. ESTUDO PARAMÉTRICO

4.1. Preâmbulo

Neste capítulo apresenta-se os resultados do estudo paramétrico efetuado com o principal objetivo de comparar os efeitos resultantes da variação de alguns parâmetros que controlam e determinam a resposta do maciço face à abertura de dois túneis gémeos, nomeadamente os que definem a geometria do problema, os que caracterizam o estado de tensão inicial, a rigidez e a resistência do maciço e, ainda, os referentes ao processo construtivo. No estudo realizado serviu de referência o exemplo apresentado no capítulo anterior, tendo sido previstos, inicialmente, a realização de mais 21 cálculos.

Para avaliar a influência da geometria do problema, nomeadamente da profundidade dos túneis e do afastamento dos seus centros, foram previstos e executados sete cálculos. Nos dois primeiros (2A e 2B), a alteração em relação ao cálculo de referência (cálculo 1) consistiu no aumento da profundidade do centro dos túneis de 12 m (1,5D) para 20 m (2,5D) e 28 m (3,5D), respetivamente. A avaliação da importância do afastamento dos centros dos túneis foi feita alterando a largura do “pilar”, L , que no cálculo de referência foi considerada de 2 m, para 4 m (cálculo 3A), 8 m (cálculo 3B), 16 m (cálculo 3C), 24 m (cálculo 3D) e 32 m (cálculo 3E).

Os cálculos 4A e 4B foram previstos com o objetivo de avaliar a influência do estado de tensão inicial, nomeadamente do valor do coeficiente de impulso em repouso, K_0 . As alterações em relação ao cálculo de referência consistiram na redução daquele valor de 0,5 para 0,3 (4A) e no aumento para 1,0 (4B).

A avaliação da importância da rigidez do maciço foi feita comparando os resultados dos cálculos 5A e 5B com o de referência. Naqueles cálculos considerou-se para valores do parâmetro K da lei de Jambu 100 e 800, respetivamente, em vez do valor de 200 adotado no cálculo de referência.

De modo a avaliar a influência da resistência do maciço, nomeadamente dos parâmetros ângulo de resistência ao corte e coesão do solo, mais dois cálculos foram inicialmente previstos e efetuados. Neles alterou-se os valores iniciais do cálculo de referência de $\phi'=35^\circ$ e $c'=10$ kPa para $\phi'=30^\circ$ e $c'=0$ kPa (cálculo 6A), simulando-se um maciço com piores características mecânicas, e para $\phi'=35^\circ$ e $c'=100$ kPa (cálculo 6B), com o intuito de simular um maciço bastante coeso e resistente.

Com o propósito de avaliar a influência do atraso da colocação do suporte, ou seja, do vão não suportado dos túneis, foram efetuados outros dois cálculos, cuja alteração em relação ao cálculo de referência consistiu no valor adotado para o fator de alívio das tensões, α . Em vez de 0,6, adotou-se um valor de 0,5, simulando um menor atraso na instalação do suporte, no cálculo 7A e um valor de 0,8, simulando um atraso maior, no cálculo 7B.

Também com o mesmo desígnio de avaliar a importância do processo construtivo, agora do desfaseamento temporal na execução dos dois túneis, mais seis cálculos foram previstos e realizados. Em todos eles se considerou que os dois túneis foram abertos em simultâneo, e não um após o outro. A diferença entre estes seis cálculos consistiu no valor adotado para a largura do “pilar” entre os túneis. No cálculo 8A para essa largura considerou-se um valor de 2 m, idêntico ao adotado no cálculo 1, enquanto nos cálculos 8B a 8F esse valor foi de, respetivamente, 4, 8, 16, 24 e 32 m.

O Quadro 4.1 resume as características dos cálculos inicialmente previstos e efetuados no estudo paramétrico.

Quadro 4.1 – Cálculos inicialmente previstos e efetuados.

| Cálculos | Parâmetros | | | | | | | Sequência Escavação | |
|----------|------------|---------|-------|-----|-------------|------------|----------|---------------------|------------|
| | Z_o (m) | L (m) | K_o | K | ϕ' (°) | c' (kPa) | α | | |
| 1 | 12 | 2 | 0,5 | 200 | 35 | 10 | 0,6 | Alternada | |
| 2 | A | 20 | 2 | 0,5 | 200 | 35 | 10 | 0,6 | Alternada |
| | B | 28 | | | | | | | |
| 3 | A | 12 | 4 | 0,5 | 200 | 35 | 10 | 0,6 | Alternada |
| | B | | 8 | | | | | | |
| | C | | 16 | | | | | | |
| | D | | 24 | | | | | | |
| | E | | 32 | | | | | | |
| 4 | A | 12 | 2 | 0,3 | 200 | 35 | 10 | 0,6 | Alternada |
| | B | | | 1,0 | | | | | |
| 5 | A | 12 | 2 | 0,5 | 100 | 35 | 10 | 0,6 | Alternada |
| | B | | | | 800 | | | | |
| 6 | A | 12 | 2 | 0,5 | 200 | 30 | 0 | 0,6 | Alternada |
| | B | | | | | 35 | 100 | | |
| 7 | A | 12 | 2 | 0,5 | 200 | 35 | 10 | 0,5 | Alternada |
| | B | | | | | | | 0,8 | |
| 8 | A | 12 | 2 | 0,5 | 200 | 35 | 10 | 0,6 | Simultânea |
| | B | | 4 | | | | | | |
| | C | | 8 | | | | | | |
| | D | | 16 | | | | | | |
| | E | | 24 | | | | | | |
| | F | | 32 | | | | | | |

Complementarmente, outros cálculos foram efetuados, procurando avaliar a importância do afastamento entre túneis na resposta do maciço em algumas das situações analisadas, nomeadamente nas respeitantes ao estado de tensão inicial e à resistência do solo.

4.2. Resumo dos Resultados Obtidos

No Quadro 4.2 inclui-se os principais resultados obtidos nos cálculos inicialmente previstos e efetuados no estudo paramétrico. Nele se inclui a variação percentual, em relação à situação em que o primeiro túnel não tem influência, dos valores de alguns deslocamentos superficiais associados à escavação do segundo túnel, nomeadamente do assentamento máximo e dos deslocamentos horizontais máximos em cada um dos lados do túnel. Inclui-se, ainda, a excentricidade em relação ao eixo de simetria do túnel do assentamento máximo e a variação, também em relação à situação em que se despreza a influência do primeiro túnel, dos esforços máximos mobilizados nos dois túneis.

Quadro 4.2 – Resultados obtidos nos cálculos inicialmente previstos e efetuados.

| Cálculos | Resultados | | | | | | | | |
|----------|----------------------|---------------|--------------------------|--------------------------|---------------|---------|---------------|---------|-----|
| | $\delta_{v,máx}$ (%) | $\frac{e}{d}$ | $\delta_{h,máx,int}$ (%) | $\delta_{h,máx,ext}$ (%) | $N_{máx}$ (%) | | $M_{máx}$ (%) | | |
| | | | | | Túnel 1 | Túnel 2 | Túnel 1 | Túnel 2 | |
| 1 | 14 | 0 | 22 | 8 | 111 | 17 | 27 | 8 | |
| 2 | A | 34 | 0 | 36 | 24 | 112 | 12 | 62 | 20 |
| | B | 17 | 0 | 20 | 11 | 114 | 18 | 51 | 11 |
| 3 | A | 6 | 0 | 8 | 1 | 41 | 8 | -2 | -1 |
| | B | 0 | 0 | -2 | -3 | 9 | 2 | -9 | -3 |
| | C | 1 | 0 | 3 | -2 | -2 | 0 | -4 | -1 |
| | D | 0 | 0 | 1 | 0 | -1 | 0 | 0 | 0 |
| | E | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2 | 1 |
| 4 | A | -29 | 0,14 | -15 | -35 | 121 | 23 | 27 | -1 |
| | B | 55 | 0 | 16 | 6 | 46 | -4 | 1243 | 548 |
| 5 | A | 14 | 0 | 23 | 8 | 112 | 17 | 25 | 9 |
| | B | 15 | 0 | 21 | 9 | 113 | 18 | 47 | 12 |
| 6 | A | -43 | 0,14 | 23 | -49 | 157 | 33 | 126 | 36 |
| | B | 7 | 0 | 12 | 5 | 68 | 12 | 36 | 9 |
| 7 | A | 6 | 0 | 12 | 4 | 53 | 11 | 3 | 1 |
| | B | -13 | 0,14 | 13 | -24 | 427 | 36 | 388 | 38 |
| 8 | A | 736 | 0,37 | - | - | 5 | 5 | -4 | -4 |
| | B | 89 | 0,37 | - | - | -1 | -1 | -10 | -10 |
| | C | 3 | 0 | - | - | -1 | -1 | -7 | -7 |
| | D | -2 | 0 | - | - | -1 | -1 | -3 | -3 |
| | E | 0 | 0 | - | - | 1 | 1 | -2 | -2 |
| | F | 0 | 0 | - | - | 1 | 1 | -1 | -1 |

4.3. Influência da Profundidade dos Túneis

Como mostram os resultados incluídos no Quadro 4.2 e a análise das Figuras 4.1 e 4.2, para qualquer uma das profundidades analisadas no estudo, é idêntica, em termos de deslocamentos, a influência da presença de um primeiro túnel na resposta do maciço à abertura de um segundo túnel nas proximidades. Tal como se constatou no estudo base, nos outros dois cálculos os assentamentos superficiais e os deslocamentos horizontais à superfície são superiores aos que resultariam da situação em que o primeiro túnel não tivesse influência. De forma idêntica ao estudo base, também nestes cálculos se verificou que o acréscimo dos deslocamentos horizontais do lado correspondente ao primeiro túnel é maior que o do lado contrário.

Quanto ao valor do acréscimo dos deslocamentos, verificou-se que ele é máximo para a profundidade intermédia considerada no estudo ($Z_0 = 20 \text{ m} = 2,5D$).

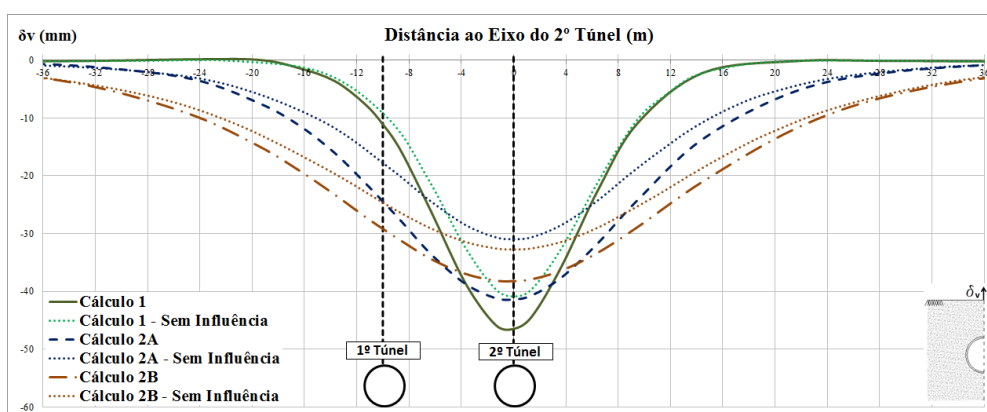


Figura 4.1 – Influência da profundidade dos túneis nos movimentos induzidos no maciço: deslocamentos verticais à superfície associados à escavação do segundo túnel, com e sem influência do primeiro.

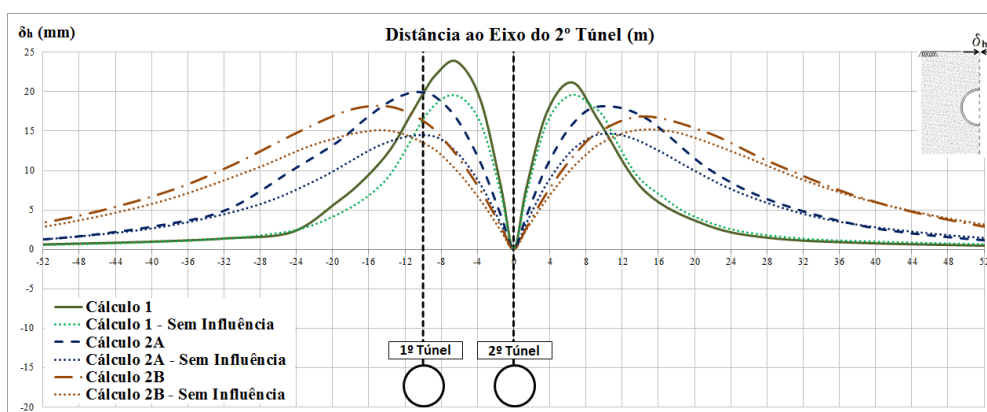


Figura 4.2 – Influência da profundidade dos túneis nos movimentos induzidos no maciço: deslocamentos horizontais à superfície associados à escavação do segundo túnel, com e sem influência do primeiro.

Também no que respeita aos esforços mobilizados nos suportes, verifica-se que a influência da presença de um outro túnel na vizinhança os afeta de maneira idêntica para qualquer uma das profundidades analisadas. Na Figura 4.3 mostra-se os esforços mobilizados nos suportes dos dois túneis, considerando ou não a influência entre eles, para a profundidade $Z_0 = 20$ m.

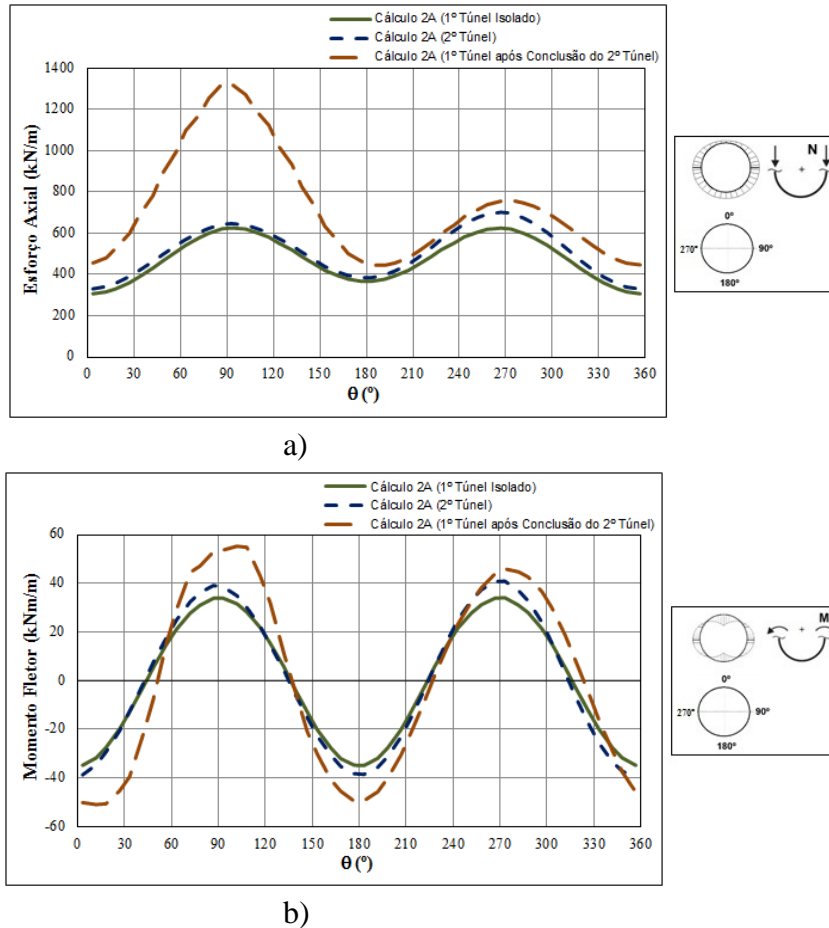


Figura 4.3 – Influência da presença do outro túnel nos esforços mobilizados nos suportes de dois túneis abertos a uma profundidade de 20 m: a) esforço axial; b) momento fletor.

Tal como se verificou no estudo base, também para a profundidade de 20 m, a presença de um outro túnel faz com que os esforços sejam, em ambos os dois túneis, maiores. Particularmente importantes são os acréscimos dos esforços no primeiro túnel, sobretudo do esforço axial. No hasteal localizado mais perto do segundo túnel este esforço mais que duplica.

4.4. Influência da Distância entre Túneis

Na Figura 4.4 compara-se as curvas de assentamentos à superfície do terreno associadas à construção do segundo túnel, decorrentes dos cálculos numéricos 1, 3A, 3B, 3C, 3D e 3E, com a que resultaria se não houvesse qualquer interferência entre os túneis. A sua observação, como os resultados apresentados no Quadro 4.2, permite constatar que, naturalmente, a

influência da presença do primeiro túnel se reduz à medida que o afastamento entre os túneis aumenta. Essa redução é muito rápida, sendo a influência do primeiro túnel praticamente desprezável, nos assentamentos à superfície, para distâncias entre os eixos superiores a um diâmetro. Com efeito, como a figura evidencia, para valores da largura do “pilar” a partir dos 8 m as curvas são praticamente coincidentes com a que resultaria se o primeiro túnel não tivesse qualquer influência. O mesmo se verifica, como a Figura 4.5 bem ilustra, para os deslocamentos horizontais.

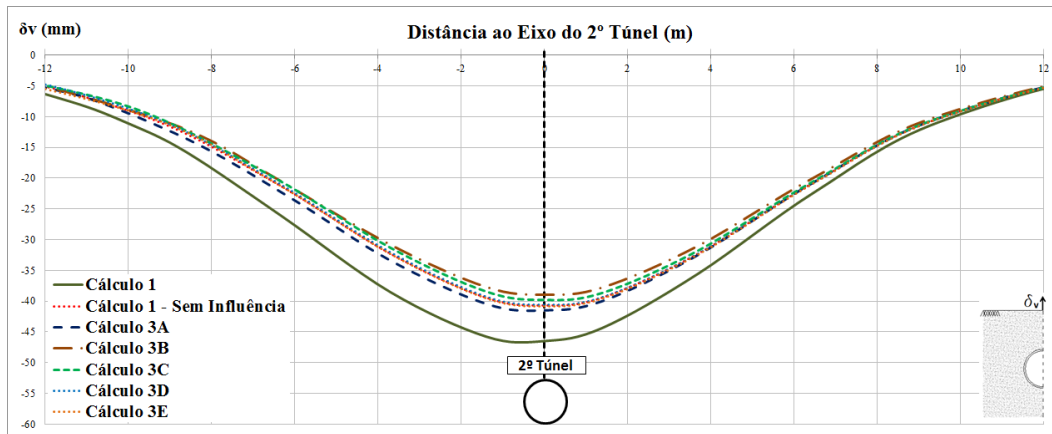


Figura 4.4 – Influência da variação da distância entre os dois túneis gêmeos nos assentamentos superficiais verticais induzidos pela escavação do segundo túnel.

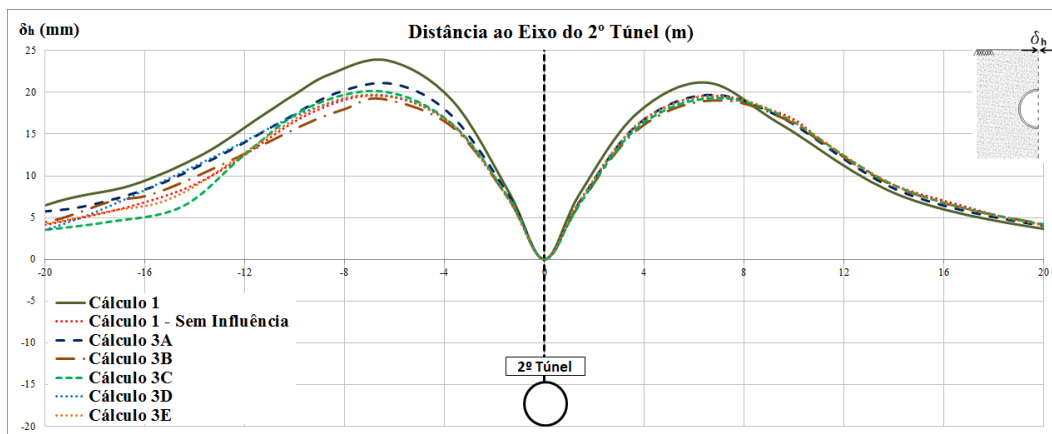


Figura 4.5 – Influência da variação da distância entre os dois túneis gêmeos nos assentamentos superficiais horizontais induzidos pela escavação do segundo túnel.

Na Figura 4.6 compara-se os esforços axiais mobilizados no suporte do primeiro túnel decorrentes dos cálculos numéricos efetuados com o que resultaria se o túnel fosse isolado. Também aqui é bem evidente a influência da distância entre os túneis no valor desses esforços. Embora de forma um pouco mais moderada, o aumento daquela distância diminui a interação entre os túneis. Para afastamento entre eixos superior a $2,0D$ o esforço mobilizado é independente da presença do outro túnel.

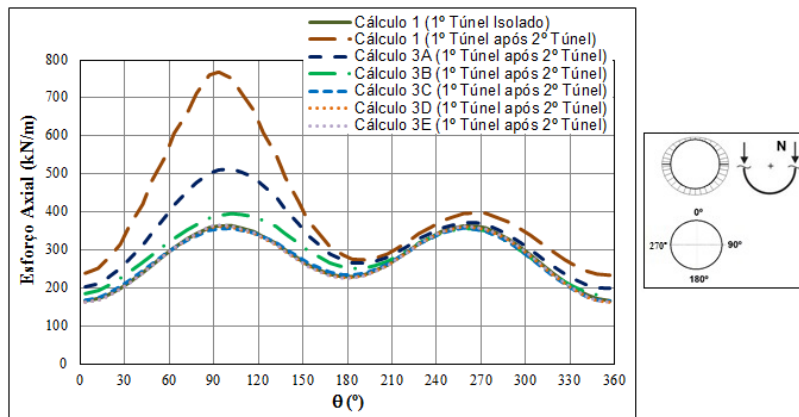


Figura 4.6 – Influência da distância entre os túneis no esforço axial mobilizado no primeiro túnel.

4.5. Influência do Estado de Tensão Inicial

É conhecida a influência do valor do coeficiente de impulso em repouso na resposta do maciço à escavação de um túnel. Essa influência é bem retratada nas três figuras seguintes. Nelas se compara, no final da construção do primeiro túnel, as tensões relativas de corte (Figura 4.7), os deslocamentos à superfície (Figura 4.8) e os esforços mobilizados no suporte (Figura 4.9) decorrentes dos três cálculos numéricos realizados com valores distintos daquele parâmetro.

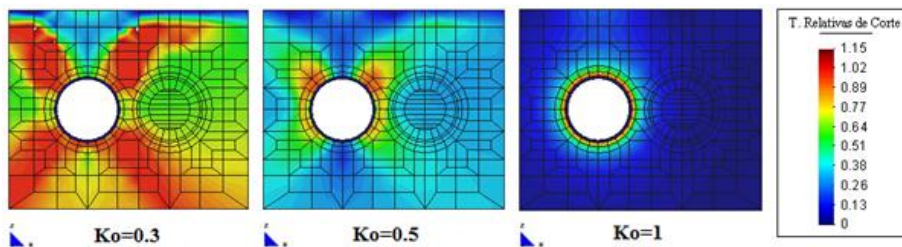


Figura 4.7 – Influência do valor do coeficiente de impulso em repouso nas tensões relativas de corte geradas pela abertura do primeiro túnel.

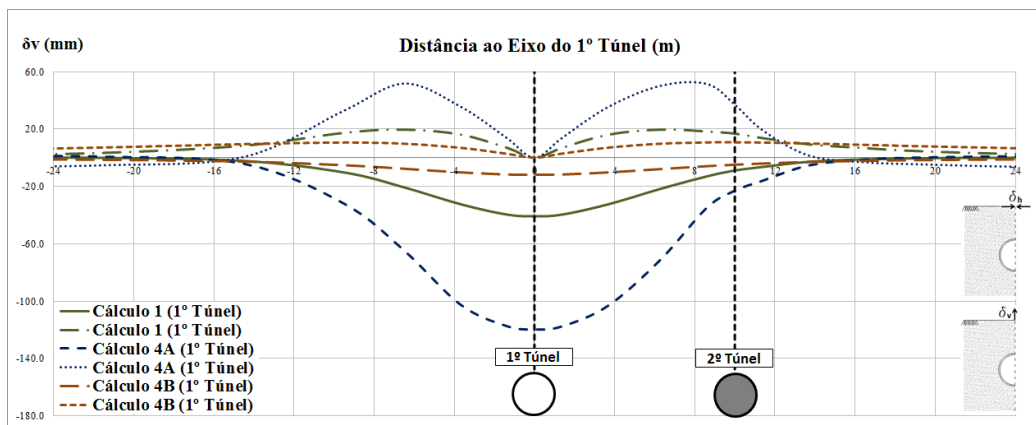


Figura 4.8 – Influência do valor do coeficiente de impulso nos deslocamentos superficiais induzidos pela abertura do primeiro túnel.

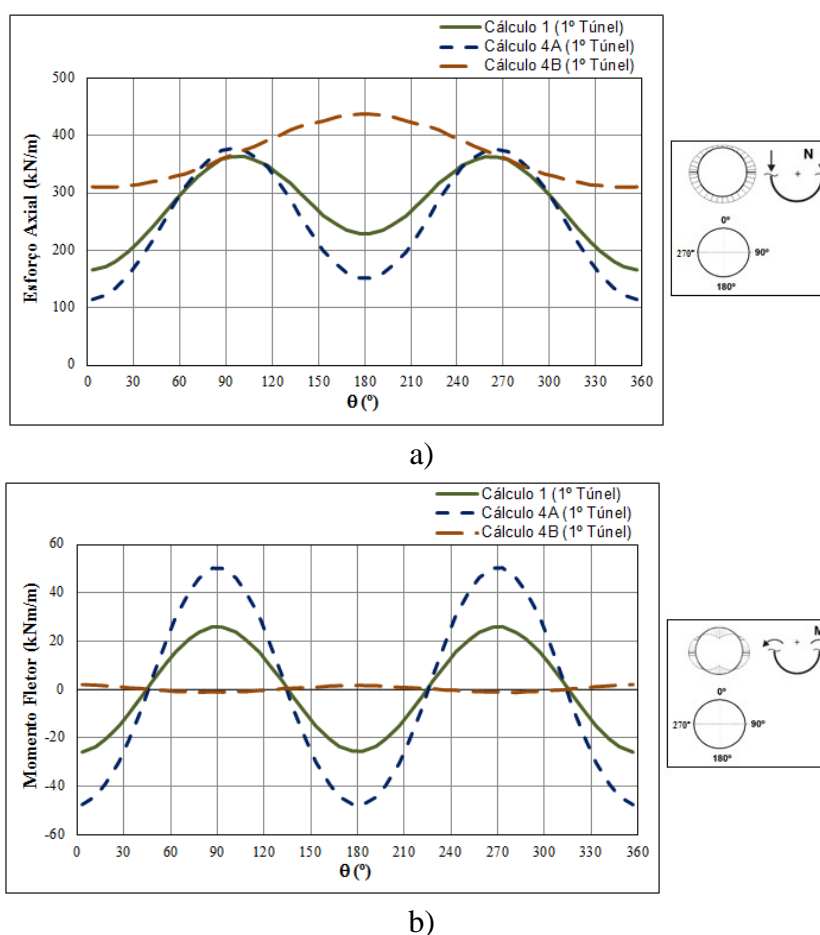


Figura 4.9 – Influência do valor do coeficiente de impulso em repouso nos esforços mobilizados no suporte do primeiro túnel após a sua conclusão: a) esforço axial; b) momento fletor.

A Figura 4.7 mostra que as zonas do maciço onde a capacidade resistente foi atingida são significativamente mais extensas para valores de K_0 pequenos. Com efeito, se para K_0 igual a unidade não há praticamente zonas em rotura, o mesmo não acontece quando o valor de K_0 é igual a 0,3. Nesta situação são extensas as regiões do maciço onde a capacidade resistente foi atingida, tendendo elas a progredirem em direção à superfície do terreno com a conseqüente diminuição das condições de estabilidade.

Em conseqüência da redistribuição de tensões tão diferente, são também muito diferentes os movimentos induzidos no maciço, nomeadamente à superfície do terreno, como a análise da Figura 4.8 mostra. Tanto os assentamentos, como os deslocamentos horizontais, são muito maiores para valores de K_0 pequenos e a sua atenuação com o afastamento do eixo de simetria é bem mais rápida, dando origem a deformações muito superiores.

Tal como acontece com as tensões e os movimentos no maciço, também nos esforços mobilizados no suporte as diferenças são muito significativas, como bem ilustra a Figura 4.9.

Com o aumento de K_0 , o valor das tensões horizontais aproxima-se do valor das tensões verticais, pelo que o esforço axial tende a ser constante e os momentos fletores tendem a anularem-se.

Sendo tão diferentes as respostas do maciço à abertura do primeiro túnel, é expectável que também o sejam as correspondentes à abertura do segundo túnel. Os resultados incluídos no Quadro 4.2 e a observação das Figuras 4.10, 4.11 e 4.12 permitem comprovar isso.

Na Figura 4.10 compara-se os assentamentos superficiais associados à escavação do segundo túnel obtidos nos três cálculos (1, 4A e 4B) com os que resultariam se não houvesse a influência do primeiro túnel. Na Figura 4.11 compara-se os deslocamentos horizontais à superfície.

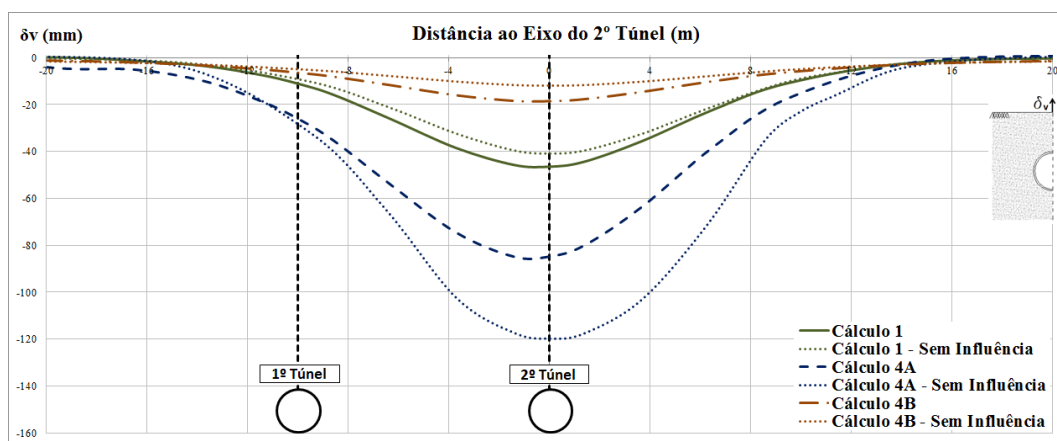


Figura 4.10 – Influência do valor do coeficiente de impulso em repouso nos movimentos induzidos no maciço: assentamentos superficiais associados à escavação do segundo túnel, com e sem influência do primeiro.

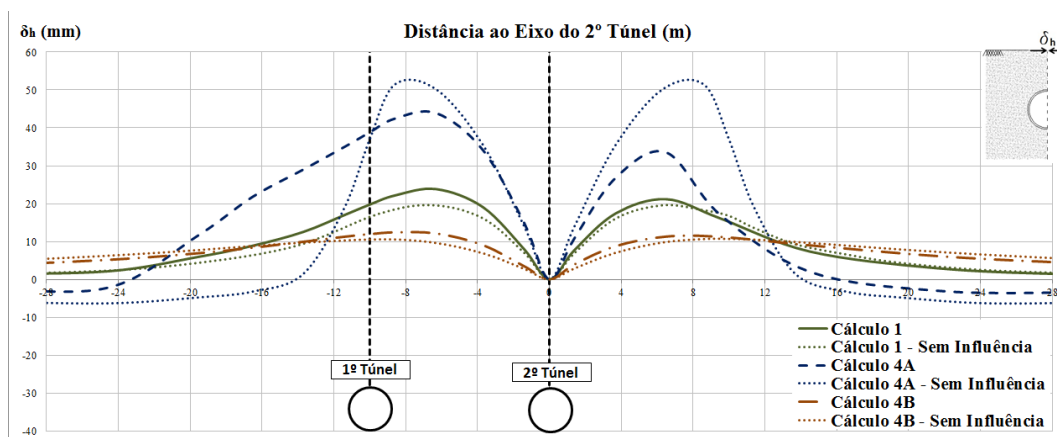


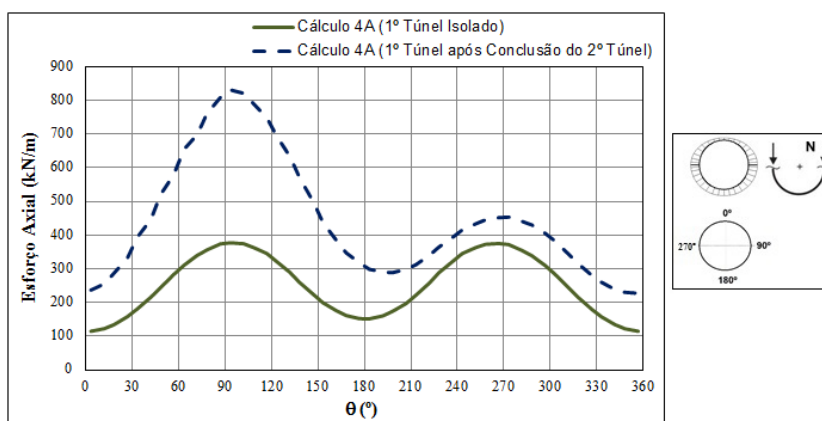
Figura 4.11 – Influência do valor do coeficiente de impulso em repouso nos movimentos induzidos no maciço: deslocamentos horizontais à superfície associados à escavação do segundo túnel, com e sem influência do primeiro.

Um aspeto que as duas figuras anteriores permitem ilustrar diz respeito à forma diferenciada como o primeiro túnel influencia os movimentos associados à escavação do segundo túnel. Para K_0 igual à unidade, a presença do primeiro túnel provoca movimentos associados à escavação do segundo substancialmente superiores aos que resultariam se o túnel fosse construído isoladamente. Já para valores pequenos do coeficiente de impulso em repouso o contrário acontece.

A razão pela qual para K_0 igual a 1,0 a presença do primeiro túnel faz com que os movimentos no maciço associados à escavação do segundo túnel sejam superiores estará, provavelmente, associada à redistribuição das tensões que ele origina na sua vizinhança. Não havendo plastificação, as tensões verticais aumentam, ao contrário das tensões horizontais, pelo que quando o segundo túnel é escavado o estado de tensão no maciço já não é hidrostático, daí resultando um movimento deformacional dirigido para a abertura criada de maior amplitude.

Com o valor de K_0 igual a 0,3 é extensa a zona plastificada em redor do primeiro túnel (Figura 4.7) pelo que as tensões aí instaladas terão que ter valor moderado de forma que o critério de rotura seja satisfeito. Isso faz com que sejam mais moderadas as tensões libertadas quando da escavação do segundo túnel, o que, adicionado à presença do suporte do primeiro túnel, que aumenta a rigidez global do sistema, faz com que os movimentos induzidos sejam menores.

Se em relação aos movimentos induzidos no maciço, o comportamento é diferenciado em função do valor de K_0 , o mesmo não acontece no que concerne aos esforços. A presença do primeiro túnel é sempre responsável pelo seu aumento. Como mostram os resultados incluídos no Quadro 4.2, no suporte do primeiro túnel é particularmente significativo o aumento do esforço axial (Figura 4.12a), enquanto no suporte do segundo túnel é o momento fletor que cresce muito acentuadamente (Figura 4.12b).



a)

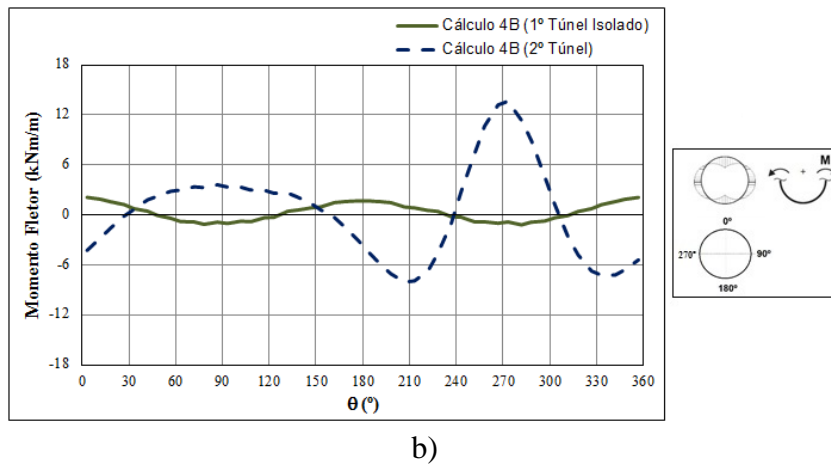


Figura 4.12 – Influência da presença do outro túnel nos esforços mobilizados nos suportes: a) esforço axial mobilizado no suporte do primeiro túnel para K_0 igual a 0,3; b) momento fletor mobilizado no suporte do segundo túnel para K_0 igual a 1,0.

Tendo-se constatado a grande influência do valor do coeficiente de impulso em repouso na resposta do maciço à escavação do segundo túnel, mais uma série de cálculos foram efetuados, com o objetivo de perceber até que distância entre os túneis esse efeito se fazia sentir. Assim, para cada um dos valores de K_0 (0,3 e 1,0) mais cinco cálculos se realizaram, alterando apenas a largura do “pilar” entre os túneis de 2 para 4, 8, 16, 24 e 32 m. Na Figura 4.13 apresenta-se os resultados obtidos em termos de assentamentos máximos à superfície do terreno.

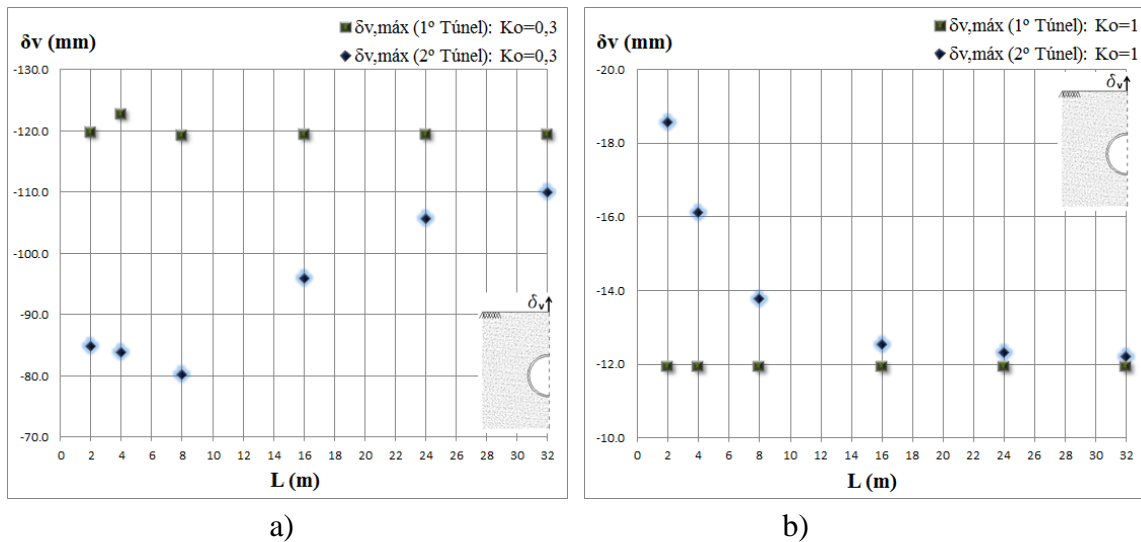


Figura 4.13 – Influência da distância entre os túneis na variação do assentamento máximo à superfície do terreno induzido pela escavação do segundo túnel associado à presença do primeiro: a) $K_0 = 0,3$; b) $K_0 = 1,0$.

A observação da figura mostra que, tanto para os valores de K_0 mais baixos, como para os mais altos, o efeito da influência do primeiro túnel se faz sentir até distâncias maiores do que a encontrada para K_0 igual a 0,5. Com efeito, os resultados apresentados mostram que para larguras do “pilar” de 32 m, a que corresponde uma distância entre eixos dos túneis de $5D$, o efeito da presença do primeiro túnel ainda se faz sentir, não sendo ainda iguais os assentamentos máximos induzidos pela escavação de ambos os túneis.

4.6. Influência da Rigidez do Maciço

Como os resultados incluídos no Quadro 4.2 mostram, a variação da rigidez do maciço não altera a influência da presença do primeiro túnel nos movimentos induzidos no maciço pela abertura do segundo túnel e nos esforços mobilizados nos suportes. Os acréscimos percentuais de uns e outros são praticamente iguais nos cálculos efetuados em que se alterou apenas o valor do parâmetro K da lei de Janbu.

4.7. Influência da Resistência do Maciço

Se no cálculo 6B, no qual se aumentou a resistência do maciço, os resultados obtidos não são significativamente diferentes em relação ao cálculo de referência, o mesmo não acontece no que concerne ao cálculo 6A em que se admitiu uma resistência do maciço envolvente dos túneis mais baixa.

Conforme mostra a Figura 4.14, a admissão de um valor mais baixo para a resistência origina que no fim da construção do primeiro túnel sejam muito mais extensas as zonas do maciço circundante onde a capacidade resistente foi atingida.

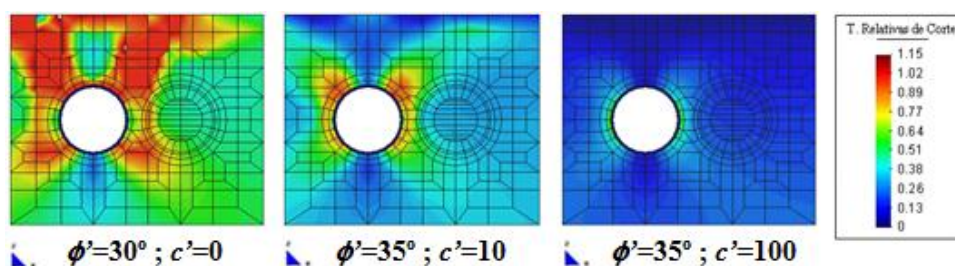


Figura 4.14 - Influência da resistência do maciço circundante nas tensões relativas de corte geradas pela abertura do primeiro túnel.

De forma idêntica ao que aconteceu no caso em que se admitiu um K_0 igual a 0,3, as tensões na zona onde o segundo túnel é aberto terão que ser moderadas. Este efeito, combinado com o aumento da rigidez global do sistema provocado pela presença do suporte rígido do primeiro túnel, será a causa provável para que os movimentos superficiais, nomeadamente os assentamentos, induzidos pela escavação do segundo túnel sejam menores considerando a influência do primeiro, como se ilustra na Figura 4.15 e os resultados incluídos no Quadro 4.2 evidenciam.

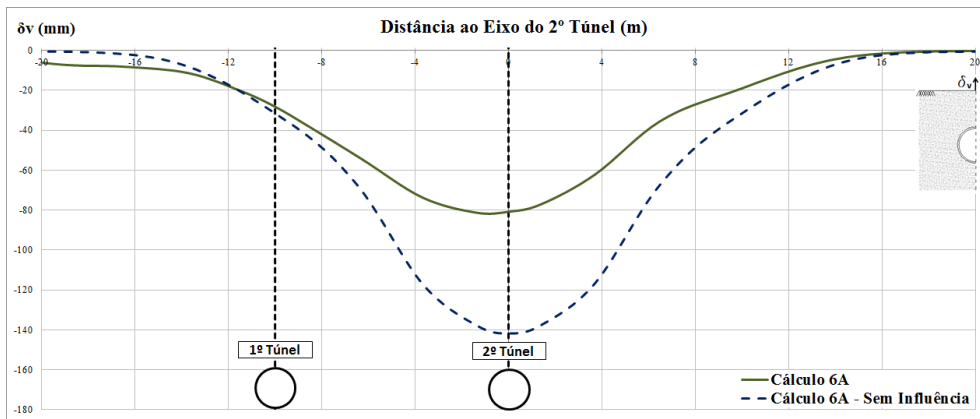


Figura 4.15 – Influência da presença do primeiro túnel nos movimentos superficiais associados à escavação do segundo túnel, admitindo uma resistência baixa do maciço.

Já no que concerne aos esforços mobilizados nos suportes, a presença de um outro túnel nas proximidades faz com que eles tendam a ser superiores aos que seriam mobilizados se os túneis fossem construídos isoladamente. Como mostram os resultados incluídos no Quadro 4.2 e a Figura 4.16 ilustra, para o caso do maciço com resistência baixa, particularmente significativo é o aumento dos esforços no suporte do primeiro túnel.

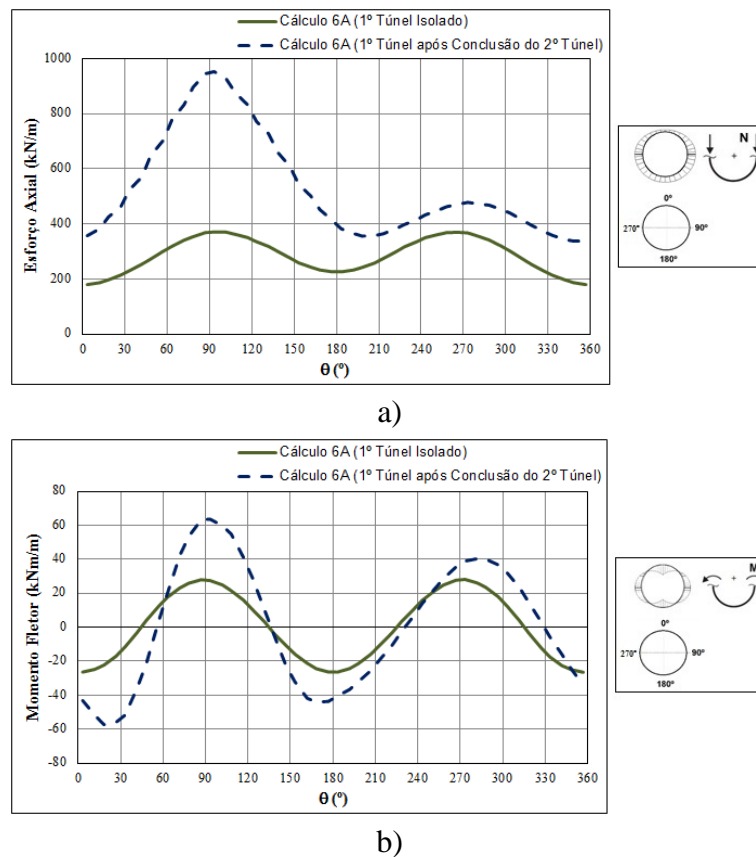


Figura 4.16 – Influência da presença do segundo túnel nos esforços mobilizados no suporte do primeiro túnel, admitindo uma resistência baixa do maciço: a) esforço axial; b) momento fletor.

Atendendo à grande influência do primeiro túnel que, no caso de maciços com baixa resistência, se detetou, uma série de outros cálculos foi efetuada com o objetivo de quantificar até que distância entre os eixos dos túneis essa influência se fazia sentir. Assim, mais cinco cálculos se realizaram, alterando apenas a largura do “pilar” entre os túneis de 2 para 4, 8, 16, 24 e 32 m. Na Figura 4.17 apresenta-se os resultados obtidos em termos de assentamentos máximos à superfície do terreno.

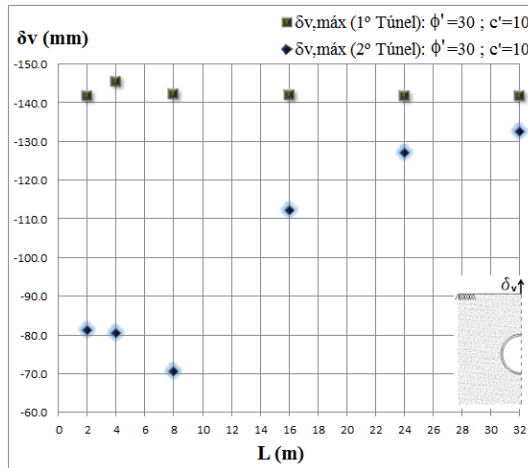


Figura 4.17 – Influência da distância entre os túneis na variação do assentamento máximo à superfície do terreno induzido pela escavação do segundo túnel associado à presença do primeiro, para o caso de maciços com baixa resistência.

A observação da figura mostra que, de forma idêntica à observada para o caso de coeficientes de impulso em repouso de valores baixos, o efeito da presença do primeiro túnel ainda se faz sentir quando a distância entre os eixos dos túneis é da ordem de 5D.

4.8. Influência do Atraso na Colocação do Suporte

Quanto maior for o comprimento da etapa de escavação de um túnel, logo maior o atraso na colocação do suporte, maior será a plastificação no maciço envolvente. Isso é bem ilustrado na Figura 4.18, onde se mostra as tensões relativas de corte geradas pela construção do primeiro túnel, considerando três valores diferentes para o fator de alívio das tensões (0,5, 0,6 e 0,8).

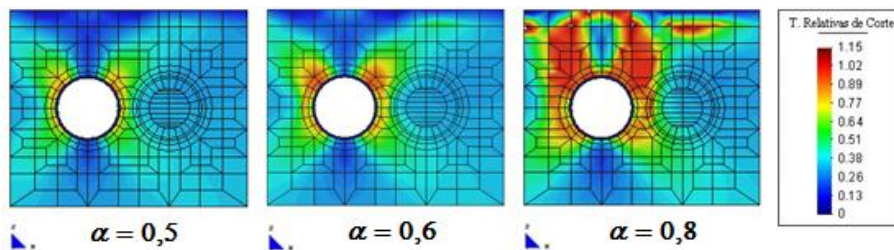


Figura 4.18 - Influência do atraso na colocação do suporte nas tensões relativas de corte geradas pela abertura do primeiro túnel.

De forma idêntica ao que se detetou nos cálculos com K_0 baixo e nos de baixa resistência, em que a plastificação do maciço após a construção do primeiro túnel era acentuada, no cálculo com um fator de alívio alto o assentamento superficial máximo induzido pela escavação do segundo túnel também é inferior ao que resultaria se não se considerasse a influência daquele primeiro túnel. A Figura 4.19 mostra isso.

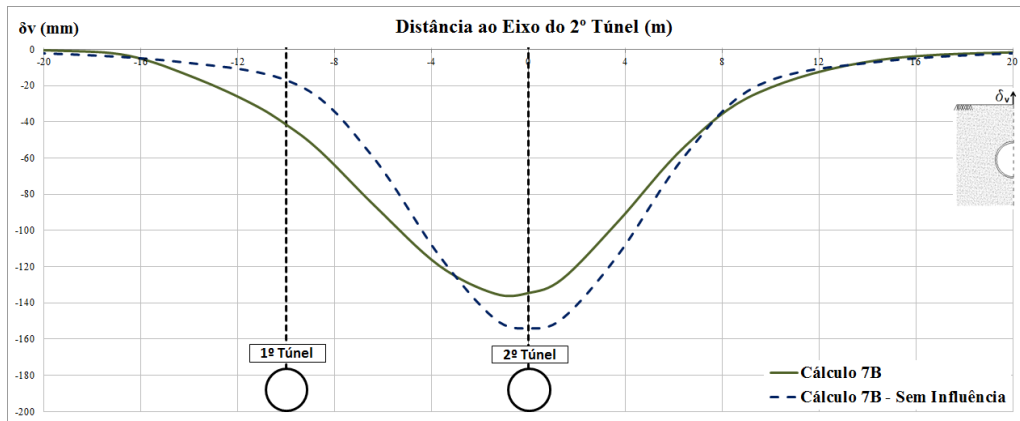
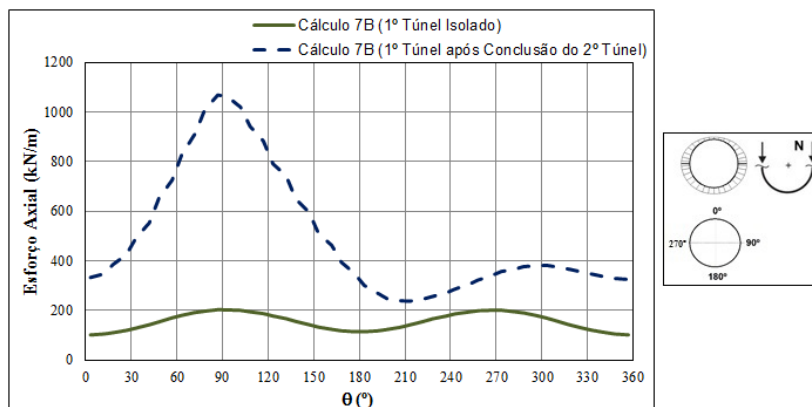


Figura 4.19 - Influência da presença do primeiro túnel nos assentamentos superficiais associados à escavação do segundo túnel, admitindo um fator de alívio das tensões elevado.

Um outro aspeto que a observação da figura anterior permite constatar, é que a bacia de subsidência associada à escavação do segundo túnel não é simétrica em relação ao eixo de simetria, sendo visivelmente maiores os assentamentos do lado correspondente ao primeiro túnel.

Mas muito mais importante que a variação dos movimentos superficiais devida à presença de um outro túnel nas proximidades, é o que acontece com os esforços mobilizados no suporte, sobretudo no do túnel construído em primeiro lugar. Na Figura 4.20 compara-se esses esforços, obtidos no cálculo numérico em que se considerou α igual a 0,8, com os que resultariam se o túnel fosse construído isoladamente.



a)

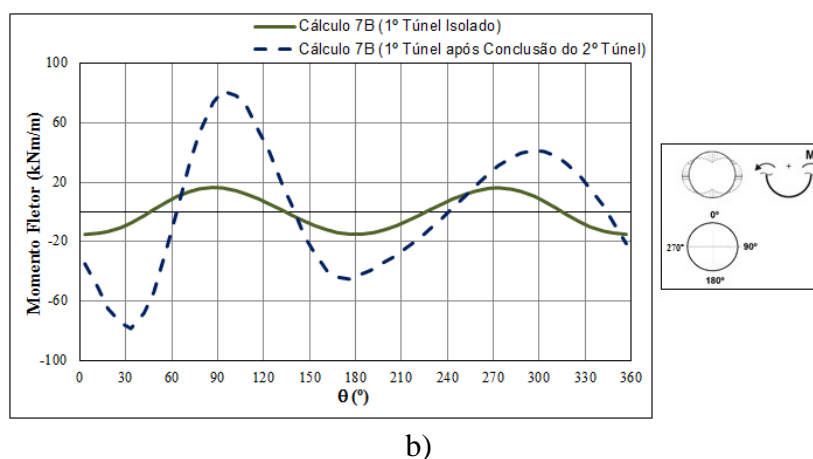


Figura 4.20 – Influência da presença do segundo túnel nos esforços mobilizados no suporte do primeiro túnel, admitindo um fator de alívio das tensões elevado: a) esforço axial; b) momento fletor.

Se o túnel fosse construído isoladamente, o elevado atraso admitido para a instalação da estrutura de suporte originaria que os esforços nela mobilizados fossem baixos, correspondendo, por exemplo, o esforço axial máximo a menos de 20% da tensão total vertical ao nível do eixo do túnel. A redistribuição de tensões provocada pela escavação do segundo túnel, sem que o suporte esteja instalado, é a responsável pelo aumento tão significativo nos esforços do primeiro túnel.

4.9. Influência do Desfasamento Temporal na Construção dos Túneis

Nos cálculos cujos resultados até aqui foram apresentados, considerou-se que o primeiro túnel era construído e as deformações a ele associadas se estabilizavam antes da construção do segundo túnel. Muitas vezes não é isso que acontece, sendo os dois túneis construídos simultaneamente, apenas com um pequeno desfasamento entre um e outro. Foi para analisar a importância deste facto que a última série de cálculos indicada no Quadro 4.1 foi efetuada. Nela se admitiu que os dois túneis foram abertos em simultâneo, fazendo-se apenas variar a distância entre os seus eixos.

Dos resultados incluídos no Quadro 4.2, pode-se constatar que, em termos de esforços mobilizados nos suportes dos dois túneis, independentemente da distância entre os seus eixos, não há diferenças significativas para a situação em que os túneis são construídos isoladamente.

O mesmo não acontece em termos dos assentamentos à superfície do terreno, na situação em que a largura do pilar é de 2 m (cálculo 8A). Nesta situação, e como a Figura 4.21 mostra, os assentamentos obtidos quando os túneis são construídos em simultâneo são substancialmente maiores que os correspondentes à construção de um após o outro e dos que resultariam se a influência do primeiro fosse desprezável.

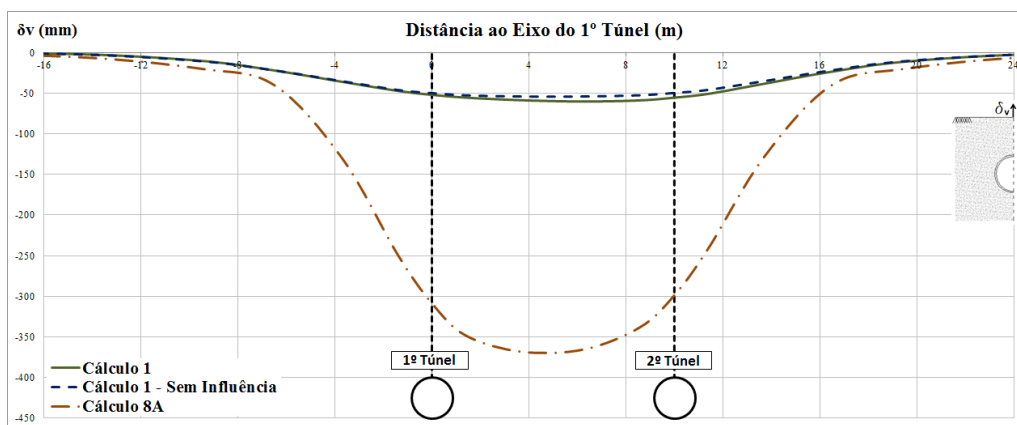


Figura 4.21 – Influência do desfasamento temporal da construção dos túneis nos assentamentos finais à superfície do terreno.

Na Figura 4.22 compara-se, para as mesmas três situações, as bacias de subsidência associadas à escavação do segundo túnel. A sua análise permite verificar que os assentamentos associados à escavação do segundo túnel são muito maiores quando a construção dos dois túneis é feita em simultâneo, para além de que a respetiva bacia deixa de ser centrada no eixo de simetria do túnel, de forma idêntica a que alguns resultados de observação de obras têm mostrado acontecer.

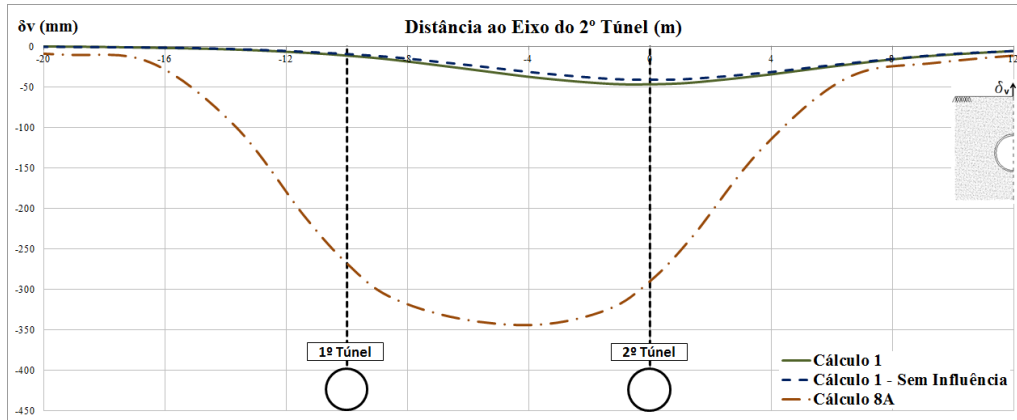


Figura 4.22 – Influência do desfasamento temporal da construção dos túneis nas bacias de subsidência associadas à escavação do segundo túnel.

Se no cálculo 8B esta influência de um túnel sobre o outro ainda se nota, embora muito menor (ver quadro 4.2), o mesmo não acontece nos outros cálculos em que se consideraram larguras do “pilar” entre os túneis maiores. Ou seja, para as condições do caso de estudo (estado de tensão inicial, resistência e atraso na colocação do suporte), parece poder concluir-se que, independentemente do desfasamento temporal na construção dos dois túneis, a influência de um sobre o outro deixa-se de fazer sentir para distâncias entre os seus eixos maiores que um diâmetro.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1. Principais Conclusões

Com o trabalho realizado e que agora se conclui, procurou-se, essencialmente, avaliar o comportamento de dois túneis escavados ao lado um do outro em maciços terrosos, dando-se particular ênfase à questão da influência que o primeiro túnel construído tem sobre a resposta do maciço à escavação do segundo túnel.

Os estudos realizados apoiaram-se na revisão da bibliografia da especialidade e em resultados da aplicação de modelos numéricos bidimensionais baseados no método dos elementos finitos e implementados num programa de cálculo automático, destinado à resolução de estruturas geotécnicas, que tem vindo a ser desenvolvido nos últimos anos no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da FCTUC.

Na revisão bibliográfica deu-se particular atenção aos principais métodos de estimativa dos deslocamentos induzidos no maciço circundante pela escavação de túneis. Em relação aos métodos numéricos, mencionaram-se as suas vantagens, nomeadamente a de conseguirem abordar simultaneamente todas as questões a que o dimensionamento de um túnel deve dar resposta, e salientaram-se alguns dos principais aspetos que deverão ser tidos em conta para que a sua aplicação a um caso real seja coroada de êxito. A importância da escolha adequada da lei constitutiva para reproduzir o comportamento do solo e da correta simulação de todo o faseamento construtivo foi discutida.

Embora reconhecendo a grande capacidade dos métodos numéricos, deu-se também, na revisão da bibliografia, o devido relevo aos métodos empíricos de estimativa dos movimentos, em particular à superfície do terreno, já que continuam a ser, nos dias de hoje, uma ferramenta de dimensionamento muito vulgarizada e atraente, sobretudo na fase inicial dos projetos, dada a sua simplicidade de aplicação e a usual falta de informação sobre a caracterização geotécnica dos maciços nessa altura existente, o que, naturalmente, inviabiliza a aplicação de métodos mais elaborados, como são os métodos numéricos.

Nos métodos empíricos de estimativa dos movimentos à superfície, induzidos no maciço circundante pela escavação de um túnel, é vulgar admitir-se que a curva dos assentamentos tem a forma de uma curva de Gauss invertida, podendo os seus dois parâmetros definidores, o volume da bacia de subsidência e a distância do ponto de inflexão da curva ao eixo de simetria, serem estimados com base em resultados experimentais. Admitindo que o

movimento de todas as partículas do solo é dirigido para o centro de túnel, estes métodos permitem também a estimativa dos deslocamentos horizontais à superfície.

No caso da escavação de dois túneis gémeos, o método empírico tradicional de previsão dos movimentos superficiais induzidos admite que não há interferência entre os túneis, pelo que é considerada a sobreposição das duas curvas estimadas para cada um dos túneis construídos isoladamente. Na revisão bibliográfica constatou-se que, embora alguns resultados experimentais comprovem aquela hipótese, a maioria deles e dos resultados de análises numéricas têm evidenciado que a resposta do maciço à escavação do segundo túnel é mais ou menos influenciada pela construção do primeiro. Usualmente esta influência faz-se sentir por um aumento do volume da bacia de subsidência, tanto maior quanto menor for o afastamento entre os túneis, e por uma excentricidade, em relação ao eixo de simetria do túnel, da bacia de subsidência. Por isso, novos métodos de estimativa dos movimentos superficiais induzidos pela escavação de túneis gémeos foram propostos nos últimos anos, procurando ter em conta aquela influência.

Por meio de um modelo de cálculo em estado plano de deformação e utilizando uma lei constitutiva para o solo simples, mas capaz de reproduzir algumas das principais características do seu comportamento, começou-se por resolver um problema correspondente à abertura de dois túneis gémeos, um após o outro, num maciço homogéneo, cujos resultados são apresentados no Capítulo 3. No que concerne à abertura do primeiro túnel, pôde verificar-se que a hipótese admitida nos métodos empíricos que a distribuição dos assentamentos, nomeadamente à superfície do terreno, tem a forma aproximada de uma curva de Gauss invertida é correta. Menos correta parece ser a hipótese admitida, necessária para a estimativa dos deslocamentos horizontais à superfície perpendiculares ao eixo do túnel, que os movimentos de todas as partículas do solo são dirigidos para o centro do túnel. Com efeito, os resultados do modelo de cálculo mostraram que o ponto de convergência dos movimentos das partículas do solo localizadas à superfície se situa mais acima, logo acima do coroamento do túnel. Em consequência, os deslocamentos horizontais à superfície estimados empiricamente tendem a ser menores que os reais.

Já no que respeita à abertura do segundo túnel, os resultados fornecidos pelo modelo de cálculo permitem salientar os seguintes aspetos:

- A influência da existência do primeiro túnel nos movimentos induzidos no maciço aquando da abertura do segundo túnel faz-se sentir a qualquer profundidade, nomeadamente à superfície do terreno;
- A bacia de subsidência à superfície associada à escavação do segundo túnel, embora mantenha a forma de uma curva de Gauss invertida, centrada no eixo de simetria e

com uma largura idêntica à associada à escavação do primeiro túnel, tem um volume maior, pelo que o assentamento máximo é também superior;

- O aumento calculado do volume da bacia de subsidência superficial, cerca de 14%, é inferior ao estimado pelos métodos empíricos propostos nos últimos anos para túneis com o mesmo afastamento entre eixos do problema em análise, pelo que os assentamentos à superfície finais obtidos no cálculo numérico são superiores aos estimados pelo método tradicional, mas inferiores aos estimados pelos novos métodos;
- Os deslocamentos horizontais perpendiculares ao eixo do túnel, associados à escavação do segundo túnel, crescem em relação aos associados à escavação do primeiro, sendo maior o acréscimo no lado correspondente a este último, pelo que a sua distribuição deixa de ser simétrica;
- A construção do segundo túnel, devido à redistribuição das tensões geradas pelo chamado efeito de arco transversal antes da instalação da respetiva estrutura de suporte, provoca um acréscimo muito significativo, maior que 100%, do esforço axial mobilizado no suporte do primeiro túnel, sobretudo no hastéal “interno”;
- O esforço axial mobilizado no segundo túnel é um pouco superior ao que seria mobilizado se ele fosse construído isoladamente, o que parece permitir concluir que a redistribuição das tensões geradas pela abertura do primeiro túnel elevou o nível de tensões na zona do maciço onde este segundo foi aberto.

No Capítulo 4 apresenta-se os resultados do estudo paramétrico realizado com o principal objetivo de comparar os efeitos resultantes da variação de alguns parâmetros que controlam e determinam a resposta do maciço face à abertura de dois túneis gémeos, nomeadamente os que definem a geometria do problema (profundidade e distância entre os eixos dos túneis), os que caracterizam o estado de tensão inicial, a rigidez e a resistência do maciço e, ainda, os referentes ao processo construtivo (atraso na colocação do suporte e desfasamento temporal). Dos cálculos em que se admitiu que o segundo túnel era construído após a conclusão do primeiro e a estabilização das respetivas deformações, as principais conclusões que se podem retirar são as seguintes:

- O volume da bacia de subsidência associada à escavação do segundo túnel, tanto pode ser da mesma ordem de grandeza, menor ou maior que o volume da bacia que resultaria no caso de o túnel ser construído isoladamente;
- Esse volume tende a ser menor, condição não reportada nos resultados experimentais publicados na bibliografia da especialidade, nas situações em que são extensas as zonas do maciço onde a escavação do primeiro túnel origina que a sua capacidade resistente seja atingida, o que acontece para valores baixos da resistência do maciço e do coeficiente de impulso em repouso e para valores mais elevados do coeficiente de alívio das tensões, valores estes que traduzem um maior atraso na instalação da estrutura de suporte;

- É na situação em que o coeficiente de impulso em repouso é unitário que é maior o aumento daquele volume, valor que está mais de acordo com os propostos na bibliografia para túneis com idênticos afastamentos entre eixos;
- Como seria expectável, a influência do primeiro túnel sobre a resposta do maciço à escavação do segundo é atenuada com o afastamento entre os eixos dos túneis;
- Para os valores do coeficiente de impulso em repouso, resistência e fator de alívio das tensões admitidos no problema base, aquela atenuação é muito rápida, verificando-se que para afastamentos entre eixos da ordem de 1 a $1,5D$ a influência do primeiro túnel é já praticamente desprezável, sendo os movimentos induzidos pela escavação do segundo túnel idênticos aos que resultariam se ele fosse construído isoladamente;
- Essa atenuação da influência do primeiro túnel na resposta do maciço à escavação do segundo é mais suave nos casos analisados em que se consideraram tanto valores mais baixos como mais elevados para o coeficiente de impulso em repouso e, ainda, para valores menores da resistência do maciço, verificando-se nestas situações que para distâncias entre os eixos dos túneis da ordem de $5,0D$ a influência do primeiro túnel ainda se faz sentir;
- Para todas as situações analisadas, o valor dos esforços, sobretudo do esforço axial, mobilizados no suporte do primeiro túnel cresce quando da escavação do segundo túnel, chegando mesmo em algumas das situações o esforço máximo a atingir valores correspondentes à totalidade da tensão vertical total ao nível do eixo do túnel.

No caso de os túneis serem construídos simultaneamente e a largura do “pilar” ser muito pequena a interferência entre eles é muito elevada, sendo substancialmente superiores aos estimados admitindo a não interferência os movimentos induzidos no maciço circundante. Para os parâmetros do maciço admitidos no estudo base, com o aumento do afastamento entre os eixos dos túneis, e tal como se verificou no caso de os túneis serem construídos um após o outro, essa interferência rapidamente se tende a anular.

Finalmente registre-se que nesta última situação dos túneis serem construídos em simultâneo, ao contrário do que acontece com os movimentos, o valor dos esforços mobilizados no suporte dos dois túneis não é praticamente influenciado pela presença do outro túnel.

5.2. Trabalhos Futuros

Em relação ao prosseguimento dos trabalhos no futuro, julga-se que seria interessante, e com possíveis resultados frutuozos, desenvolver as atividades que em seguida se apresenta.

Em primeiro lugar, reconhecendo o número relativamente reduzido de cálculos que se conseguiu realizar no estudo paramétrico, crê-se ser de todo o interesse o prosseguimento deste estudo combinando de forma mais sistemática as diferentes hipóteses admitidas.

Um outro aspeto que se pensa ser essencial investigar está relacionado com o modelo constitutivo empregue para simular o comportamento do solo. Sendo este bem complexo, um modelo mais elaborado, do tipo elásto-plástico, deverá ser empregue no estudo procurando reproduzir mais fielmente a realidade.

Em terceiro lugar, é considerado desejável o emprego de análises tridimensionais. Com este tipo de análises será possível a reprodução mais correta do faseamento construtivo, sobretudo nos casos frequentes em que os dois túneis são construídos em simultâneo mas com algum desfasamento temporal, ou seja quando a escavação do segundo túnel se inicia após a do primeiro, mas antes que os movimentos no maciço tenham estabilizado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Addenbrooke, T.I. (1996). "Numerical Analysis of Tunnelling in Stiff Clays". PhD Thesis, University of London (Imperial College of Science Technology and Medicine), London.
- Addenbrooke, T.I., Potts, D.M., e Puzrin, A. (1997). "The Influence of Pre-failure Soil Stiffness on the Numerical Analysis of Tunnel Construction". *Geotechnique*, Vol. 47, Nº 3, pp. 693-712.
- Addenbrooke, T.I. e Potts, D.M. (2001). "Twin Tunnel Interaction - Surface and Subsurface Effects". *International Journal of Geomechanics*, Vol 1, pp. 249-271.
- Almeida e Sousa, J. (1998). "Túneis em Maciços Terrosos: Comportamento e Modelação Numérica". Tese de Doutoramento, Universidade de Coimbra, Coimbra, pp. 623.
- Almeida e Sousa, J. (2005). "Projeto de Túneis". Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Almeida e Sousa, J., Negro, A., Matos Fernandes, M. e Cardoso, A.S. (2011). "Three-Dimensional Nonlinear Analyses of a Metro Tunnel in São Paulo Porous Clay, Brazil". *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 137, Nº 4, pp. 376-384.
- Amaral, M.J.S. (2005). "Análises de Resultados de Observação dos Túneis do Metropolitano de Lisboa". Tese de Mestrado em Mecânica dos Solos em Engenharia Geotécnica, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, pp. 207.
- Ata, A.A. (1996). "Ground Settlements Induced by Slurry Shield Tunnelling in Stratified Soils". *Proc. North American Tunneling'96*, Vol. 1, pp. 43-50.
- Attewell, P. B. (1978). "Ground Movements Caused by Tunnelling on Soil". *Proceeding of the International Conference on Large Movements and Structures* (ed. J. D. Geddes), Pentech Press, London, pp.812-948.
- Bartlett, J.V. e Bubbers, B. L. (1970). "Surface Movements caused by Bored Tunnelling". *Conference on Subway Construction, Budapest-Balatonfured*, pp. 513-539.
- 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.
-

-
- Chapman, D.N., Rogers, C.D.F. e Hunt, D.V.L. (2003). "Investigating the Settlement above closely Spaced Multiple Tunnel Constructions in Soft Ground". Proc. Of World Tunnel Congress 2003, Amsterdam 2003, Vol. 2, pp. 629-635.
- Chapman, D.N., Rogers, C.D.F. e Hunt, D.V.L. (2004). "Predicting the Settlements above Twin Tunnels Constructed in Soft Ground". School of Engineering, University of Birmingham, Birmingham. pp. 1-7.
- Clough, G.W. e Schmidt, B. (1977). "Design and Performance of Excavations and Tunnels in Soft Clay". Dept. of Civil Engineering, Stanford University.
- Clough, G.W. e 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 Publishinh Co., pp. 569-634.
- Clough, G.W. e Leca, E. (1989). "Use of Finite Element Methods for Soft Ground Tunnelling". Colloque Int. sur Tunnels e Microtunnels en Terrain Meuble: du Chantier à la Théorie, Paris, pp. 531-573.
- Cooper, M.L. e Chapman, D.N. (1998). "Movements of the Piccadilly Line Tunnels caused by the new Heathrow Express Tunnels". Proc. of the World Tunnel Congress'98 on Tunnels and Metropolises, Sao Paulo, Brazil. Balkema, pp. 294-254.
- Cording, E.J. e Hansmire, W.H. (1975). "Displacements around Soft Tunnels". General Report, 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Vol. 4, pp. 571-633.
- Divall, S.; Goodey, R.J. e Taylor, R.N. (2012). "Ground Movements generated by Sequential Twin Tunneling in Over-Consolidated Clay". Geotechnical Engineering Research Group, City University London, London.
- Folque, J. (1975). "Introdução ao Curso 110-2 – Equilíbrios Limites e Estados Críticos". LNEC, Lisboa.
- França, P. (2006). "Estudo do Comportamento de Túneis - Análise Numérica Tridimensional com Modelos Elásto-Plásticos". Tese de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Guedes de Melo, P. (2002). "Modelação Numérica da Construção de Túneis em Solos. Tese de Doutoramento, IST, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Heath, G.R. e West, K.J.F. (1996). "Ground Movement at Depth in London Clay". Proc. of the Inst. of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, N° 119, pp. 65-74.
-

-
- Hisatake, M. (1994). "Ground Surface Settlements due to Shield Tunnels". In: Bull, J.W. (eds) *Soil-Structure Interaction Numerical Analysis and Modelling*. Taylor & Francis Group PLC, pp. 647-672.
- Hunt, D.V.L. (2004). "Predicting the Ground Movements above Twin Tunnels Constructed in London Clay". PhD Thesis, University of Birmingham, Birmingham.
- Janbu, N. (1963). "Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests". European Conference on Soil Mechanics e Foundations Engineering, Wiesbaden, Germany.
- Jardine, R.J. (1985). "Investigations of Pile-soil Behavior with Special Reference to the Foundations of Offshore Structures". PhD Thesis, University of London.
- Laranjo, M.L., Almeida e Sousa, J. e Venda de Oliveira, P. (2010). "Time-dependent behaviour of a Shallow Tunnel in Over Consolidation Clay". *Soils and Rocks*, Vol. 3, Nº 33, pp.159-170.
- Leblais, Y. e Bochon, A. (1991). "Villejust Tunnel: Slurry Shield Effects on Soils and Lining behaviour and comments on Monitoring Equipment". *Tunneling'91*, Institute Of Mining and Metallurgy, pp. 65-77.
- Lee, I.M. e Nam, S.W. (2001). "The Study of Seepage Forces Acting on the Tunnel Lining and Tunnel Face in Shallow Tunnels". *Tunneling and Underground Space Technology*, Vol. 16:1, pp. 31-40.
- Mair, R.J., Taylor, R.N. e Bracegirdle, A. (1993). "Subsurface Settlement Profiles above Tunnels in Clays". *Geotechnique* 43 (2), pp. 315-320.
- Mair, R.J. e 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.
- Moh, Z.C.; Ju, D.H. e Hwang, R.N. (1996). "Ground Movements around Tunnels in Soft Ground". Proc. Int. Symp. On Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground (eds. R. J. Mair e R.N. Taylor), Balkema, London, pp. 725-730.
- New, B.M. e Bowers, K.H. (1994). "Ground Movement Model Validation at the Heathrow Express Trial Tunnel". *Tunnelling 94*, Proc. 7th Int. Symp. Of Inst. Of Mining and Metallurgy and British Tunnelling Society, London, pp. 310-329.
- Nyren, R. (1998). "Field Measurements above Twin Tunnels in London Clay". PhD Thesis, Imperial College.
-

-
- Ocak, I. (2014). "A New Approach for Estimating of Settlement Curve for Twin Tunnels". Proceedings of the World Tunnel Congress 2014, Mining Engineering Department, Istanbul University, Istanbul, pp.1-6.
- O'Reilly, M. P. e New, B.M. (1982). "Settlements above Tunnels in the United Kingdom - their Magnitude and Prediction". Proc. Of Tunnelling'82 Symposium, Institute of Mining and Metallurgy, pp. 173-181.
- O'Reilly, M.P. e New, B.M. (1991). "Tunnelling Induced Ground Movements: Predicting their Magnitude and Effects". 4th Int. Conf. on Ground Movements and Structures (ed. J. Geddes), Pentech Press, pp. 671-697.
- Panet, M. e Guellec, P. (1979). "Contribution a L'etude du Soutènement d'un Tunnel a L'arrière du Front de Taille". Proc. 3rd Int. Conf. Rock Mechanics, pp.1163-1168.
- Panet, M. e Guenot, A. (1982). "Analysis of Convergence behind the Face of a Tunnel". Tunnelling 82, London, Inst. Of Mining and Metallurgy, pp.197-204.
- Peck, R. B. (1969). "Deep Excavations and Tunnelling in Soft Ground". Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 225-290.
- 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.
- Puzrin, A. e Burland, J.B. (1998). "Non-linear Model of Small-Strain behavior of Soils". Geotechnique, Vol. 48, N° 2, pp. 217-233.
- Reséndiz, D. e Romo, M.P. (1981). "Settlements upon Ground Tunnelling: theoretical solution". Soft Ground Tunneling: Failures and Displacements (eds. D. Reséndiz and M.P. Romo), Balkema, pp. 65-74.
- Sagaseta, C. (1987). "Analysis of Undrained Soil Deformation due to Ground Loss". Geotechnique, Vol. 37, N° 3, pp. 301-320.
- Sagaseta, C. (1988). Discussion on "Analysis of Undrained Soil Deformation due to Ground Loss" by C. Sagaseta. Geotechnique, Vol. 38, N° 4, pp. 647-649.
- Soliman, E., Duddeck, H. e Ahrens, H. (1993). "Two and Three Dimensional Analysis of Closely Spaced Double Tunnels". Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 8, N° 1, pp. 13-18.
- Souza, C. (2008). "Aplicações Numéricas na Engenharia de Túneis – Alguns Aspectos Condicionantes". Tese de Mestrado em Mecânica dos Solos em Engenharia Geotécnica, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Coimbra.
-

Yeates, J. (1985). "The Response of Buried Pipelines to Ground Movements caused by Tunnelling in Soil". Proc. 3rd Int. Conf. Ground Movements and Structures. Cardiff 1984, Published as Ground Movements and Structures. Pentech Press, Plymouth, pp. 145-160.

Withers, A.D. (2001). "Surface Displacements at Three Surface Reference Sites above Twin Tunnels through the Lambeth Group". Building response to tunnelling - case studies from the construction of the Jubilee Line extension, London. Chapter 37. Burland, J.B., Standing, J.R. and Jardine, F.M. (eds.), Thomas Telford Ltd, London.