



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

Simulação Numérica da Construção de Túneis: Análises Bidimensionais versus Análises Tridimensionais

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

Autor

Emanuel Oliveira Ribeiro Marques

Orientador

Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa

António Manuel Gonçalves Pedro

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, julho, 2014

AGRADECIMENTOS

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

Quero agradecer ao professor Jorge Almeida e Sousa não só por todos os ensinamentos por si transmitidos, mas também pelo entusiasmo que manteve ao longo da realização deste trabalho e pelas muitas horas despendidas no acompanhamento do mesmo, para além de despertar em mim, desde muito cedo, o interesse pela Geotecnia.

Agradeço ao professor António Pedro quer pelo interesse e pela disponibilidade demonstrada durante a execução da presente dissertação, quer por todos os momentos de convívio fora dela. Foram de inestimável valor os conhecimentos por si transmitidos.

Não posso deixar de agradecer à malta de Geotecnia por todos as horas passadas num ambiente descontraído, bem como pelas proveitosas discussões que em muito facilitaram este trabalho. Destaco o contributo, em particular, do Francisco Filipe, do António Nôro e da Vanessa Antunes por todo o tempo que passamos juntos e pelo seu apoio e motivação.

Por fim, não poderia deixar de agradecer aos meus pais por todo o apoio, que, não querendo desmerecer os restantes, foi sem dúvida o contributo mais importante.

RESUMO

O projeto de concepção e dimensionamento de túneis assenta na análise de três aspetos fundamentais: estabilidade da frente de escavação, esforços instalados no suporte e movimentos induzidos à superfície do maciço. Estes três aspetos estão intrinsecamente interligados e, dada a hiperestaticidade do problema, só com recurso a análises numéricas é possível analisá-los.

Apesar do carácter tridimensional deste tipo de estruturas é frequente a sua modelação numérica ser efetuada recorrendo somente a modelos bidimensionais. Tal, deve-se essencialmente à complexidade da geração de um modelo fidedigno 3D e sobretudo às limitações existentes em termos de recursos temporais e computacionais. A adoção de modelos 2D implica necessariamente simplificações que levem em conta os efeitos tridimensionais gerados pela escavação e o atraso temporal com que o suporte é instalado face à frente da escavação. Dos diversos métodos desenvolvidos e propostos na bibliografia para atender a estas limitações destaca-se o método de relaxação das tensões em que os processos atrás descritos são simulados recorrendo-se ao designado fator de alívio, α .

Com este trabalho pretende-se analisar pormenorizadamente o comportamento de túneis superficiais escavados em maciços terrosos, dando importância aos aspetos mais condicionantes no dimensionamento de um túnel. Uma das questões fundamentais analisadas, e que raras vezes é referida na bibliografia, prende-se com o estudo da variação existente dos esforços mobilizados ao longo dos segmentos do suporte do túnel. Com o objetivo de clarificar este aspeto realizaram-se diversas análises numéricas bidimensionais e tridimensionais, devidamente calibradas através da adoção de um fator de alívio adequado. A importância de fatores como a espessura e a variação da rigidez do suporte com o tempo, bem como o comprimento da escavação não suportada foram igualmente alvo de estudo aprofundado.

ABSTRACT

The design of tunnels is based in the analysis of three major aspects: stability of the excavation face, lining structural forces and induced surface settlements. These three aspects are intertwined and, due to the hiperstaticity of the problem, are only possible to assess with the use of numerical analysis.

Despite the three-dimensional nature of this kind of structures their numerical modelling is usually performed using two-dimensional models. This essentially occurs due to the complexity of generate a reliable three-dimensional model and, primarily, due to the time consumption and computing resources required. The use of two-dimensional models inevitably implies simplifications in order to simulate the three-dimensional effects generated by the excavation of the tunnel and the time gap that occurs between the excavation and the installation of the lining. From the several methods proposed in the literature to overcome these limitations the stress relief method should be highlighted. In this method the three-dimensional effects are simulated by the adoption of a stress relief factor (α).

With this work it is intended to analyse in detail the behaviour of the excavation of shallow tunnels. One of the major aspects analysed, often undiscussed in the literature, is the existent variation of the lining structural forces over the length of the lining segment. In order to clarify this aspect several bi-dimensional and three-dimensional numerical analyses, which were properly calibrated by adopting an adequate stress relief factor, were performed. The influence of factors such as the lining thickness, the variation with time of the lining stiffness and the length of the unsupported excavation were also addressed in detail.

ÍNDICE

1	Introdução.....	1
1.1.	Justificação do tema.....	1
1.2.	Objetivos do trabalho	2
1.3.	Metodologia utilizada.....	2
1.4.	Estruturação da tese	3
2	Revisão Bibliográfica.....	4
2.1.	Considerações Iniciais	4
2.2.	Resposta do Maciço Face à Escavação.....	5
2.3.	Cálculo Estrutural.....	8
2.4.	Métodos Simplificados de Dimensionamento.....	10
2.4.1.	Preâmbulo.....	10
2.4.2.	Condições de estabilidade da frente de escavação	10
2.4.3.	Deslocamentos (movimentos induzidos ao maciço)	12
2.4.3.1.	Deslocamentos superficiais verticais	12
2.4.3.2.	Deslocamentos superficiais horizontais	14
2.4.4.	Avaliação dos esforços no suporte	15
2.4.4.1.	Métodos empíricos e semi-empíricos.....	15
2.4.4.2.	Métodos do sólido composto	15
2.4.4.3.	Métodos das reações hiperestáticas.....	16
2.5.	Métodos Numéricos.....	17
2.5.1.	Preâmbulo.....	17
2.5.2.	Vantagens	19
2.5.3.	Análises tridimensionais versus Análises bidimensionais	19
2.5.4.	Modelos Constitutivos.....	22
2.5.4.1.	Introdução.....	22
2.5.4.2.	Solo.....	24
2.5.4.3.	Suporte em Betão Pré-Moldado e Betão Projetado.....	26
2.5.4.3.1.	Definição	26
2.5.4.3.2.	Modelo elástico linear isotrópico	26
2.5.4.3.3.	Evolução do módulo de elasticidade (E) do betão projetado com o tempo.....	26
2.6.	Programa de Cálculo	29
3.	Problema Base.....	30
3.1.	Introdução.....	30
3.2.	Definição	30

3.3.	Malhas de elementos finitos	32
3.4.	Simulação do processo construtivo	34
3.5.	Resultados obtidos	35
3.5.1.	Condições de estabilidade	35
3.5.2.	Tensões induzidas no maciço	37
3.5.3.	Análise dos deslocamentos	43
3.5.4.	Esforços mobilizados no suporte	48
4.	Estudo do Refinamento da Malha de Elementos Finitos	53
4.1.	Introdução	53
4.2.	Comparação dos modelos concebidos	54
4.3.	Conclusão	58
5.	Estudo Paramétrico	59
5.1.	Introdução	59
5.2.	Influência da espessura do suporte	60
5.2.1.	Considerações iniciais	60
5.2.2.	Movimentos induzidos no maciço	60
5.2.3.	Esforços mobilizados no suporte	62
5.3.	Influência do atraso da colocação do suporte	65
5.3.1.	Considerações iniciais	65
5.3.2.	Movimentos induzidos no maciço	65
5.3.3.	Esforços mobilizados no suporte	68
5.4.	Influência da variação da rigidez do suporte	70
5.4.1.	Considerações iniciais	70
5.4.2.	Assentamentos induzidos no maciço	72
5.4.3.	Esforços mobilizados no suporte	73
6.	Conclusões e Trabalhos Futuros	75
6.1.	Conclusões	75
6.2.	Sugestões para Trabalhos Futuros	77
	Referências Bibliográficas	79

1. INTRODUÇÃO

1.1. Justificação do tema

Atualmente é comum a escolha da construção de túneis com o intuito de criar alternativas à construção de sistemas de infra-estruturas de transportes públicos em meio urbano. Uma solução que contempla a construção de túneis permite que o sistema viário tenha um menor impacto no tecido urbano, além de deixar a superfície livre para os mais diversos fins. Desta forma, os túneis representam uma parte bastante importante do meio urbano, sendo bastante requisitados face às vantagens que apresentam.

No projeto de conceção e dimensionamento de túneis é necessário analisar três aspetos fundamentais (Almeida e Sousa, 1998). O primeiro prende-se com a estabilidade da frente de escavação. O segundo aspeto compreende a quantificação dos movimentos induzidos à superfície do maciço de modo a determinar eventuais consequências para as estruturas e infra-estruturas na vizinhança do túnel. E, por último, o terceiro aspeto requer a análise dos esforços instalados no suporte. Estes três aspetos estão interligados, fazendo com que a análise de um túnel seja de natureza hiperestática. Por este motivo, e por serem muitos e diversos os fatores que controlam o seu comportamento aquando do dimensionamento de um túnel é usualmente necessário recorrer a análises numéricas dado que este tipo de análises possibilita uma melhor compreensão dos diversos aspetos envolvidos contribuindo dessa forma para uma mais adequada conceção e um melhor dimensionamento.

É necessário referir que um túnel é por natureza uma obra de carácter tridimensional pelo que, para poder obter resultados o mais possível fiéis à realidade, é necessário que a análise numérica efetuada seja tridimensional. Contudo, não é este tipo de análise que é efetuado correntemente. Usualmente são utilizadas análises numéricas bidimensionais para simular a construção de um túnel, devido à sua simplicidade e rapidez comparativamente às análises 3D. Para este tipo de análises existem vários métodos possíveis, que permitem reproduzir aproximadamente os referidos efeitos tridimensionais associados à construção de um túnel. Um dos mais comuns consiste na utilização do designado fator de alívio das tensões (α) que possibilita simular de uma forma indirecta quer o atraso da colocação do suporte relativamente à frente de escavação quer o efeito de arco gerado junto à frente da escavação. A principal dificuldade desta metodologia prende-se com a calibração deste parâmetro, pois a sua determinação tem uma base empírica não atestada teoricamente.

1.2. Objetivos do trabalho

Com este trabalho pretende-se, através da comparação de análises bidimensionais e tridimensionais, avaliar em que medida o fator de alívio das tensões simula no plano 2D os efeitos tridimensionais de um túnel. É igualmente pretendido estudar detalhadamente um túnel superficial em maciço terroso, propositadamente simples, atendendo a diversos aspectos como a estabilidade da frente de escavação, as tensões induzidas ao maciço pela escavação, os movimentos induzidos no maciço interessado pelo túnel e os esforços mobilizados no suporte. Este último aspeto vai ser analisado em maior detalhe por forma a avaliar qual zona do suporte mais crítica.

Será dada igualmente importância à influência que os parâmetros construtivos, mais concretamente o comprimento do avanço de escavação e a espessura e tipo de suporte têm no comportamento de um túnel, nomeadamente nos movimentos do solo e esforços no suporte. São igualmente estudadas as alterações provocadas pela alteração do tipo de suporte, de betão pré-moldado para betão projetado.

1.3. Metodologia utilizada

Numa primeira fase foi realizada uma revisão bibliográfica sobre alguns aspetos associados à fenomenologia e ao projeto de túneis superficiais, tendo-se procurado, por um lado, compreender a importância dos diversos fatores que controlam o seu comportamento e, por outro, conhecer os diferentes métodos, uns simplificados e outros, como os baseados nos métodos numéricos, mais elaborados, relativos ao seu dimensionamento.

Uma vez que nas análises numéricas a realizar no âmbito do trabalho se pretendia utilizar um *software* específico para este propósito criado e desenvolvido no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, UCGeoCode, numa segunda fase do trabalho procedeu-se ao estudo deste *software*, nomeadamente de todos os aspetos associados à preparação dos dados e tratamento dos resultados.

Posteriormente foram efetuadas várias análises numéricas tridimensionais e as suas correspondentes bidimensionais, procurando-se sempre confrontar os resultados fornecidos por ambas. Com as primeiras análises simulou-se a escavação de um túnel padrão e analisou-se o seu comportamento, nomeadamente no que concerne aos três aspetos referidos necessários ao projeto de conceção e dimensionamento de túneis. Com as restantes análises procedeu-se a estudos paramétricos, procurando-se analisar a influência que sobre o comportamento dos túneis tem a alteração de diversos parâmetros relativos à sua construção, como, por exemplo, o comprimento do avanço da escavação, a rigidez do suporte e o tipo de material deste.

Finalmente, procedeu-se à escrita da tese, procurando-se sempre discutir e justificar todos os resultados obtidos.

1.4. Estruturação da tese

O trabalho apresentado encontra-se estruturado em seis capítulos principais, incluindo o presente capítulo que se pretende

Após o presente capítulo, introdutório e justificativo do trabalho realizado, o trabalho apresentado encontra-se estruturado em mais cinco capítulos principais.

No Capítulo 2, com recurso à bibliografia especializada, abordam-se alguns dos aspetos mais relevantes relacionados com o cálculo e dimensionamento de túneis, em particular de túneis superficiais abertos em maciços terrosos.

No Capítulo 3 realizaram-se análises numéricas, tridimensionais e bidimensionais, de um túnel superficial construído num maciço terroso com o objetivo primordial de compreender a influência que o processo construtivo e as características do suporte têm sobre o comportamento de túnel.

O Capítulo 4 tem como objetivo a avaliação do erro associado a uma diminuição, imprescindível à realização do estudo paramétrico, do refinamento longitudinal da malha tridimensional de elementos finitos.

No Capítulo 5 realizou-se um estudo paramétrico com o objetivo de analisar a influencia que determinados parâmetros têm no comportamento de um túnel superficial e na capacidade que as análises bidimensionais têm de o reproduzir corretamente.

No sexto e último capítulo são elaboradas as conclusões e são propostos alguns trabalhos que poderão ser realizados posteriormente, dando continuidade ao trabalho desenvolvido nesta dissertação.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Considerações Iniciais

Neste capítulo, recorrendo à bibliografia especializada, abordam-se alguns dos aspetos mais relevantes relacionados com o cálculo e dimensionamento de túneis, em particular de túneis superficiais abertos em maciços terrosos.

Para introduzir a problemática, começa-se por analisar a resposta do maciço face à escavação, dando o devido relevo à sua interação com a estrutura de suporte e salientando a importância dos efeitos tridimensionais junto da frente da escavação.

Em seguida, são analisadas as questões a que o cálculo estrutural de um túnel deve dar resposta, nomeadamente a avaliação das condições de estabilidade durante a construção, a previsão da grandeza e distribuição das pressões atuantes no suporte e dos esforços neste mobilizados e, ainda, da estimativa dos movimentos causados pela escavação no maciço envolvente, em particular à superfície do terreno.

Tendo em atenção a importância que eles hoje em dia ainda têm, particularmente, na fase inicial do projeto, onde diferentes soluções são testadas, alguns métodos simplificados de dimensionamento, onde as três questões acima listadas são analisadas separadamente, são sumariamente descritos.

Posteriormente, são apresentadas as vantagens dos métodos numéricos, nomeadamente do método dos elementos finitos, no cálculo de túneis e referidos alguns aspetos condicionantes ao sucesso da sua aplicação, em particular a forma como o faseamento construtivo é reproduzido e a adequação dos modelos com que o comportamento mecânico dos diferentes materiais é reproduzido.

Em relação ao primeiro aspeto, é salientada a importância da realização de análises tridimensionais, com as quais será possível analisar os equilíbrios de natureza tridimensional que são gerados junto da frente de escavação, e são apresentadas as metodologias vulgarmente empregues para, no emprego de análises bidimensionais, ter em consideração, ainda que de forma aproximada, aqueles efeitos tridimensionais.

No respeitante ao segundo aspeto, é feita referência aos modelos constitutivos mais vulgarmente empregues para reproduzir o comportamento mecânico do maciço, salientando

as suas vantagens e limitações. Ainda em relação a este aspeto da importância dos modelos constitutivos, são apresentadas soluções que possam ter em consideração o ganho de resistência e rigidez do betão projetado quando utilizado como suporte de túneis.

O capítulo acaba com uma descrição sumária do programa de cálculo automático, baseado no método dos elementos finitos, utilizado no âmbito deste trabalho.

2.2. Resposta do Maciço Face à Escavação

A abertura de um túnel num maciço previamente em equilíbrio, submetido a um estado de tensão inicial, pode ser traduzida, do ponto de vista mecânico, como a remoção das tensões existentes no contorno da escavação realizada. Esta remoção origina um rearranjo do estado de tensão no maciço envolvente e, conseqüentemente, um movimento dirigido para o interior da cavidade formada, até que um novo estado de equilíbrio seja atingido Souza (2008).

Se o maciço tiver capacidade resistente suficiente ele diz-se autoportante, sendo a nova situação de equilíbrio atingida sem a necessidade de adoção de qualquer sistema auxiliar de suporte. O maciço ao deformar-se mobiliza a sua resistência ao corte, redistribuindo as tensões para as zonas vizinhas não escavadas (efeito de arco).

Não é esta, no entanto, a situação corrente. Na maioria das situações, nomeadamente em túneis superficiais abertos em maciços com fracas características mecânicas, a capacidade resistente destes tem que ser complementada com a utilização de um sistema de suporte, colocado o mais perto possível da frente, por forma a evitar a sua rotura e/ou a limitar a grandeza dos deslocamentos induzidos que possam ocasionar danos nas edificações localizadas nas proximidades. Uma vez o suporte instalado, ele e o maciço deformam-se de forma compatível até que um novo estado de equilíbrio seja atingido.

Como salienta Almeida e Sousa (1998), a interação entre o maciço e o suporte constitui um sistema altamente hiperestático, cujo estado de tensão-deformação é de difícil determinação. Uma vez que as deformações permitidas ao maciço antes e após a colocação da estrutura de suporte fazem com que, por efeito de arco, haja redistribuições de tensões para as zonas vizinhas não escavadas do maciço, o carregamento atuante no suporte, os esforços nele mobilizados e os deslocamentos que ocorrem após a sua instalação, são interdependentes e correlacionados. Eles não são apenas função das tensões iniciais e das características geométricas da abertura, mas também das propriedades mecânicas do maciço envolvente ao túnel e do processo construtivo adotado, nomeadamente o sistema e a velocidade da escavação, a dimensão do avanço, o tipo e as características do suporte e o momento da sua colocação.

É importante mencionar que o efeito de arco acima referido é de natureza tridimensional, pois ele não se processa apenas no plano transversal ao eixo do túnel, mas também nos planos

verticais e horizontais longitudinais, como se representa na Figura 2.1. É, aliás, este efeito de arco que se processa nos planos longitudinais o responsável pelo carregamento da estrutura de suporte, uma vez que é ele que origina a transferência de tensões da região já escavada e ainda não suportada para a região ainda não escavada, adiante da frente, e para o suporte atrás já instalado.

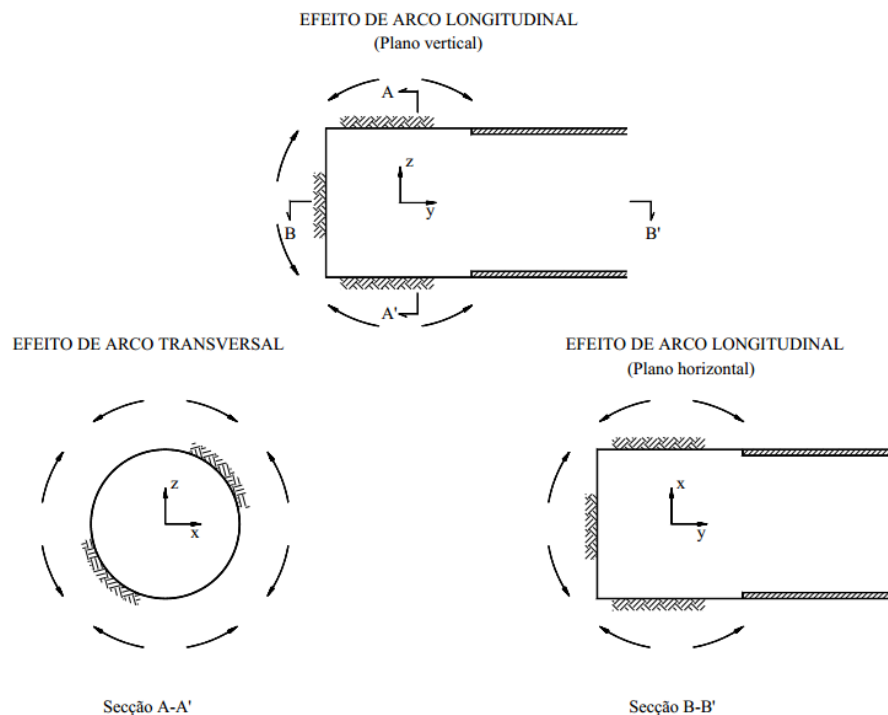


Figura 2.1 – Efeito de arco tridimensional nas proximidades da frente de escavação de um túnel suportado Almeida e Sousa (2005).

O carácter tridimensional da escavação de um túnel é também bem evidenciado na Figura 2.2, onde se reproduz a distribuição dos deslocamentos, num plano longitudinal vertical contendo o eixo do túnel, obtida num cálculo por elementos finitos. Nela se mostra que adiante da frente os deslocamentos se processam essencialmente na direção longitudinal, atingindo esta componente longitudinal um valor máximo quando da passagem da frente e reduzindo-se posteriormente, até praticamente se anular. Por sua vez a componente radial cresce monotonicamente até estabilizar da uma certa distância da frente, sendo, naturalmente, máxima a sua taxa de variação junto da frente.

Anulando-se a componente longitudinal dos deslocamentos na zona em que a componente radial estabiliza, pode-se concluir que quando o equilíbrio é restabelecido as condições se aproximam das de um estado plano de deformação. Assim, e como se pretende ilustrar na Figura 2.3, a escavação de um túnel origina nas proximidades da frente de escavação uma zona onde o estado de deformação é de natureza tridimensional, sendo, no entanto, o

equilíbrio final atingindo, numa zona onde a influência da frente já não se faz sentir, em condições muito próximas das de um estado plano de deformação.

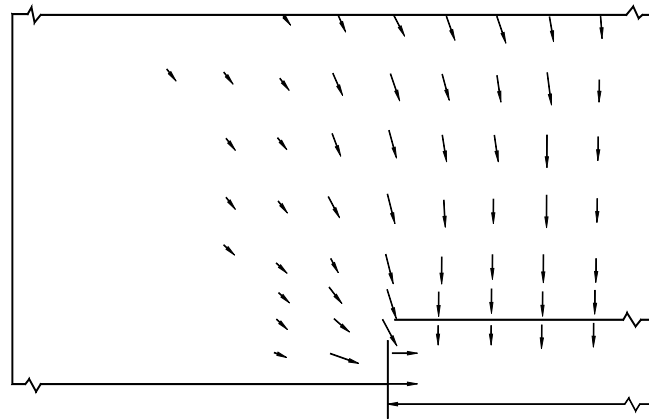


Figura 2.2 – Deslocamentos num plano vertical longitudinal contendo o eixo do túnel (Almeida e Sousa, 2005).

A extensão da zona onde a presença da frente se faz sentir é, no geral, menor que quatro diâmetros, dependendo, entre outros fatores, da distância à frente a que o suporte é instalado e da resistência do maciço. De acordo com Almeida e Sousa (2005), quanto maior for a distância à frente a que o suporte é instalado e menor a resistência do maciço, maior será a plastificação existente e maior distância à frente é requerida para a situação tender a estabilizar.

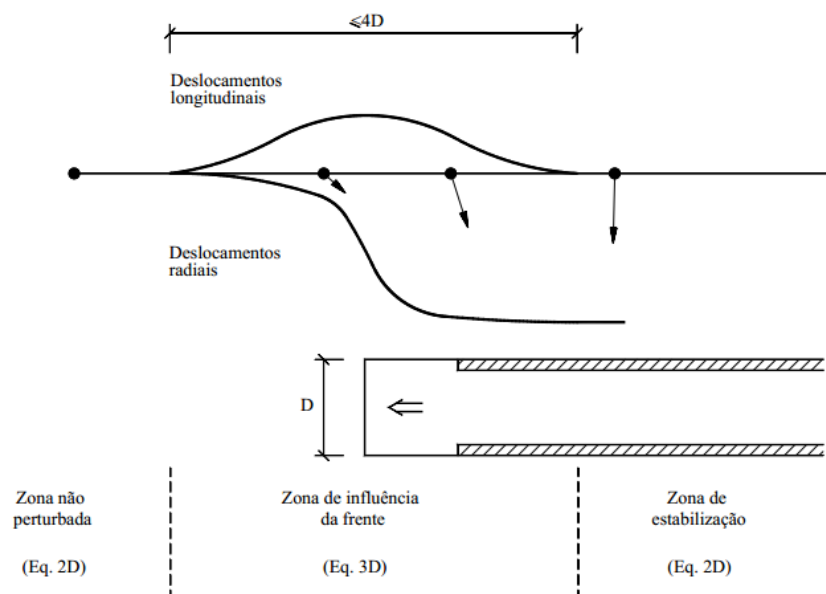


Figura 2.3 – Avanço da frente de escavação e zonas características do maciço no que respeita aos estados de tensão e deformação (Almeida e Sousa, 2005).

2.3. Cálculo Estrutural

No cálculo estrutural de um túnel são três os aspetos com que o projetista se tem que preocupar. O primeiro prende-se com a estabilidade da frente de escavação, o segundo com a estabilidade da estrutura de suporte e o terceiro com a estabilidade de estruturas e infraestruturas localizadas nas proximidades da escavação.

O objetivo do primeiro aspeto a ter em consideração é garantir que a escavação e o maciço interessado mantenham a sua integridade até a estrutura de suporte se encontrar concluída. A manutenção do equilíbrio junto da frente de escavação pode não ser compatível com a eliminação total das tensões aí verificadas. Nestes casos a estabilidade da abertura requer a aplicação imediata de uma pressão de suporte, cujo valor mínimo depende das condições geométricas da obra, das ações atuantes e da resistência do solo. No caso da construção de túnel com a utilização de tuneladoras (TBM) é possível a aplicação dessa pressão na frente através de, por exemplo, contra-pressão de terras, lamas densas ou ar comprimido. Caso o túnel seja construído por métodos sequenciais a escavação é efetuada sob pressão atmosférica, não sendo possível aplicar pressão na frente. Então, a estabilidade é assegurada com base no faseamento da escavação (secção parcial ou total), comprimento do avanço de cada etapa e afastamento da frente à estrutura de suporte.

A utilização de um sistema de suporte implica o cálculo estrutural do mesmo. Segundo Almeida e Sousa (2005), de modo a compreender melhor o comportamento típico do suporte de túneis deve considerar-se a situação idealizada por Peck (1969) de um túnel circular com revestimento contínuo instalado antes da escavação. Numa situação o suporte é completamente rígido e noutra é absolutamente flexível, como exemplificado na Figura 2.4.

No caso em que o revestimento é completamente rígido, após a remoção do solo do seu interior, este não apresenta deformação, pelo que o estado de tensão inicial do maciço permanece imperturbado. A elevada rigidez origina momentos fletores, que são função das diferenças entre as tensões verticais e horizontais e, portanto, do coeficiente de impulso em repouso, acrescentando estas às tensões de compressão. Os valores do momento fletor e do esforço axial são obtidos com base nas seguintes equações:

$$M = \left[\frac{1}{4} \cdot (1 - K) \cdot \cos(2\theta) \right] \cdot \sigma \cdot R^2 \quad (1)$$

$$N = \left[\frac{1}{4} \cdot (1 - K) + \frac{1}{2} \cdot (1 - K) \cdot \cos(2\theta) \right] \cdot \sigma \cdot R^2 \quad (2)$$

No caso em que o revestimento é completamente flexível este deforma-se tomando uma forma elíptica. Nos solos em que o coeficiente de impulso em repouso é inferior à unidade, os deslocamentos no coroamento e na soleira são convergentes, reduzindo o valor das tensões verticais do solo. No hasteal do túnel os deslocamentos são divergentes e provocam o

aumento das tensões horizontais. Como consequência a distribuição das tensões no suporte tende a ser uniforme, o que origina um esforço axial constante e um momento fletor nulo, dados pelas equações seguintes:

$$M = 0 \quad (3)$$

$$N = \frac{(1-K)}{2} \cdot \sigma \cdot R \quad (4)$$

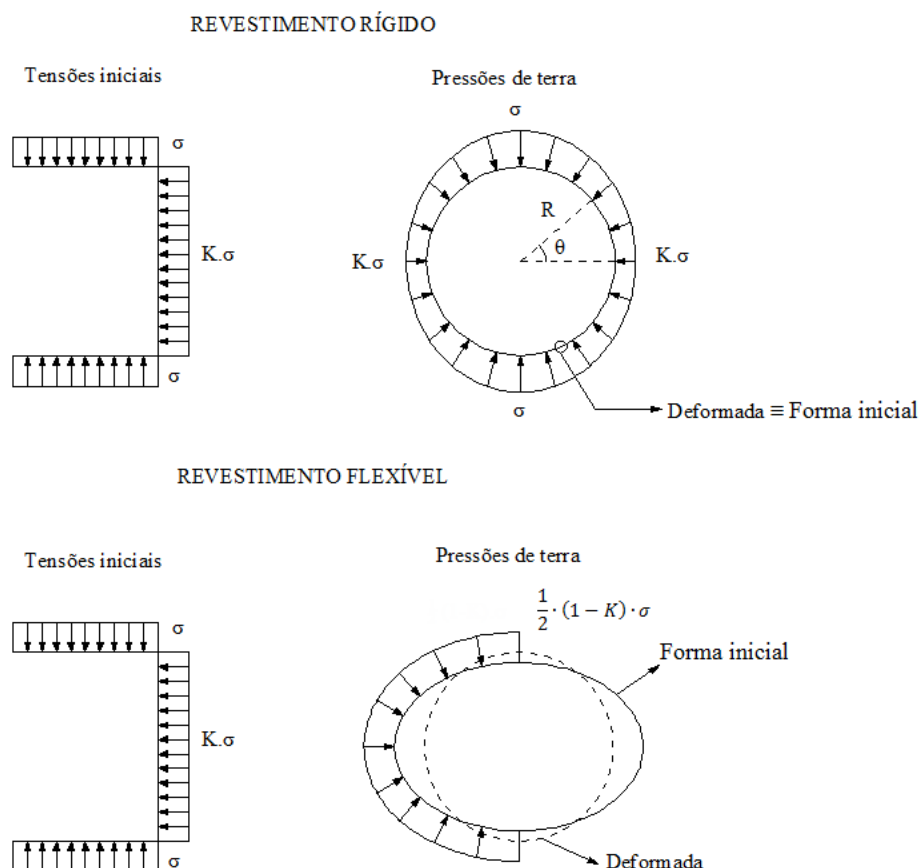


Figura 2.4 – Comportamento de suportes absolutamente rígidos e flexíveis de túneis circulares (adaptado de Almeida e Sousa, 2005).

Conhecendo o funcionamento do suporte e a sua relação com as pressões de terra é necessário proceder ao dimensionamento deste para resistir às pressões provenientes do maciço, do seu peso próprio e de carregamentos à superfície, para o caso de túneis superficiais. Existem várias metodologias que permitem determinar os esforços solicitantes do suporte, nomeadamente: métodos empíricos e semi-empíricos, métodos do sólido composto, métodos das reações hiperestáticas e métodos numéricos Martins (2008).

A abertura de um túnel e construção da estrutura de suporte deste provoca movimentos no maciço, que podem ter duas origens. A primeira está associada ao deslocamento do solo para

o vazio criado pela abertura do túnel. Estes movimentos ocorrem durante a fase de construção do túnel, num intervalo de tempo relativamente diminuto e dependem da dimensão e da profundidade do túnel em questão, e da resistência do maciço, sua deformabilidade e estado de tensão inicial. A segunda origem dos deslocamentos reside nos fenómenos de consolidação e compressão induzidos pela redistribuição das tensões e pela redução das pressões intersticiais no solo. Este género de deslocamentos ocorre de forma diferida no tempo e a sua evolução é influenciada pelas características de consolidação do solo, pela permeabilidade do suporte relativamente à do maciço e pelas características do sistema de drenagem instalado.

A previsão da grandeza destes deslocamentos exige a utilização da via numérica, que permite a estimativa simultânea das pressões de terra e dos esforços mobilizados no suporte. No entanto, as dificuldades encontradas na definição do modelo numérico fazem com que a previsão dos deslocamentos seja frequentemente realizada recorrendo a métodos simplificados analíticos, de natureza empírica e semi-empírica.

2.4. Métodos Simplificados de Dimensionamento

2.4.1. Preâmbulo

Como referido previamente os aspetos mais condicionantes no dimensionamento de um túnel prendem-se com a estabilidade da frente de escavação, com os movimentos induzidos por esta e com o cálculo estrutural do suporte. A resolução conjunta destes três fatores exige o recurso à via numérica, particularmente ao método dos elementos finitos. Estes permitem o estudo da interação maciço-suporte, a consideração das condições do terreno e a simulação das diferentes fases construtivas (Marques, 2006). Como refere Almeida e Sousa (1998) o uso de métodos numéricos é limitado devido ao carácter tridimensional deste género de obras, à usual falta de informação geotécnica apropriada e à influência que o processo construtivo tem no decorrer da obra, o que faz com que o seu uso tenha um interesse limitado. Assim, é frequente analisar cada um dos fatores referidos de forma dissociada, recorrendo a vias de cálculo analíticas, a que correspondem modelos de comportamento da estrutura e de comportamento do maciço simplificados.

2.4.2. Condições de estabilidade da frente de escavação

Segundo Almeida e Sousa (1998) existem vários métodos utilizados para a avaliação das condições de estabilidade, sendo os métodos numéricos os menos usuais. Em obras correntes é mais frequente o uso de métodos simplificados, relacionados com a sua aplicabilidade prática. Estes métodos baseiam-se em parâmetros de fácil obtenção através de ensaios convencionais sendo, portanto, de fácil e rápida aplicação. Assim, estes podem ser divididos em métodos empíricos, métodos de equilíbrio limite e métodos de análise limite.

De entre os métodos empíricos o mais utilizado foi proposto por Peck (1969), aplicado ao caso de túneis construídos sob a proteção de escudos em solos coesivos, e reformulado posteriormente por Bhasin (1994) para o caso de túneis construídos em rochas brandas. Este critério é baseado no número de estabilidade, N , que traduz a razão entre a tensão total vertical à profundidade do eixo do túnel (σ_{v0}), diminuída da tensão de suporte aplicada na frente (σ_T), e a resistência ao corte não drenado do solo (c_u):

$$N = \frac{\sigma_{v0} - \sigma_T}{c_u} \quad (5)$$

De acordo com este critério as condições de estabilidade estão asseguradas se $N \leq 6$, sendo que no caso de túneis superficiais esse valor não se encontra do lado da segurança.

Os métodos de equilíbrio limite são baseados no conceito de plasticidade perfeita e de uso extremamente comum na Mecânica dos Solos. As solicitações que causam o colapso da frente são calculadas por considerações estáticas simples, admitindo superfícies de rotura simplificadas e usando os critérios de rotura de Tresca ou de Mohr-Coulomb. Os diferentes métodos distinguem-se pela forma admitida para as superfícies de rotura, conforme o túnel seja construído sob a proteção de um escudo ou pelos princípios do NATM (New Australian Tunneling Method) (Marques, 2006).

Estes métodos têm em consideração as características resistentes do solo, a estratigrafia do maciço e a posição do nível freático, a existência de sobrecargas aplicadas à superfície do terreno, a profundidade do túnel e sua dimensão, e os efeitos espaciais das pressões de terra. No entanto apresentam algumas desvantagens, nomeadamente não considerarem as relações tensão-deformação do solo e de fornecerem estimativas inseguras, uma vez que os seus resultados constituem soluções de limite superior (Almeida e Sousa, 1998).

Os métodos de análise limite possibilitam a estimativa de duas soluções que delimitam o verdadeiro valor da carga de colapso. Estas soluções são baseadas nos teoremas limites, teorema da região superior e teorema da região inferior, que admitem para o material um comportamento rígido-plástico com uma lei de escoamento associada, onde o ângulo de dilatância é igual ao ângulo de atrito.

Para calcular a solução de limite superior, que estima uma pressão de suporte inferior à realmente necessária, é necessário a definição de mecanismos de colapso cinematicamente admissíveis, para os quais o trabalho da carga aplicada é maior do que o que pode ser dissipado pelas forças interiores durante o movimento. A solução de limite inferior, que fornece um valor da pressão de suporte do lado da segurança, é referente a qualquer carga que permita definir um campo de tensões que satisfaça as equações de equilíbrio, as condições de fronteira e o critério de cedência do material. Naturalmente que este é o empregue na

avaliação da estabilidade da frente, deste modo o fator de segurança adotado no projeto está sempre assegurado.

2.4.3. Deslocamentos (movimentos induzidos ao maciço)

2.4.3.1. Deslocamentos superficiais verticais

Existem vários métodos que permitem obter uma estimativa da distribuição dos deslocamentos verticais à superfície do maciço e maioritariamente baseiam-se na hipótese que essa distribuição se aproxima de uma distribuição normal (curva de Gauss) invertida (Marques, 2006), representada na Figura 2.5 e descrita pela equação:

$$\delta_v(x) = \delta_{v \max} \cdot e^{\left(\frac{-x^2}{2 i^2}\right)} \quad (6)$$

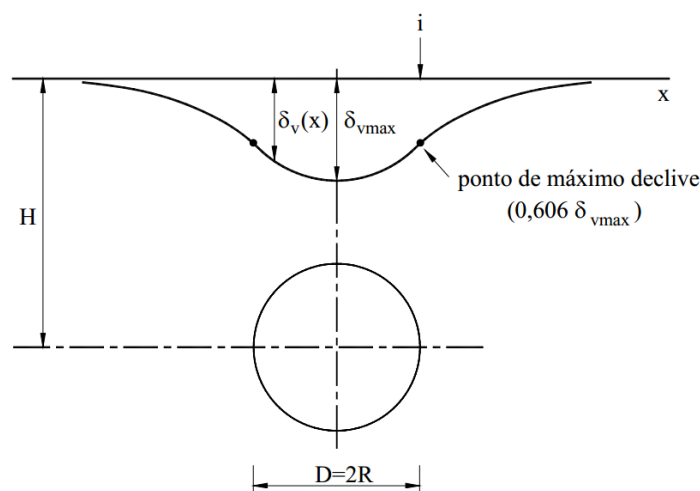


Figura 2.5 – Perfil transversal dos assentamentos superficiais (Marques, 2006).

Em que $\delta_v(x)$ é o assentamento em qualquer ponto da curva à distância x do eixo de simetria e $\delta_{v \max}$ é o assentamento máximo no eixo de simetria. O parâmetro i é o ponto de inflexão da curva de Gauss que, pode ser relacionado com o assentamento máximo através da igualdade $i = 0,606 \cdot \delta_{v \max}$ (Möller, 2006) e pode ainda ser estimado através do diagrama de Peck (1969) (Figura 2.6) ou da equação empírica (Gunn, 1992):

$$2 i/D = a (H/D)^b \quad (7)$$

Em que D é o diâmetro do túnel, H a profundidade do eixo do túnel. Para solos argilosos o parâmetro a é considerado 1,0 e o parâmetro b varia entre 0,8 (Clough e Schmidt, 1977) e 1,0 (Attewell, 1978). Para solos arenosos, este último autor propõe, $a = 0,5$ e $b = 1,0$.

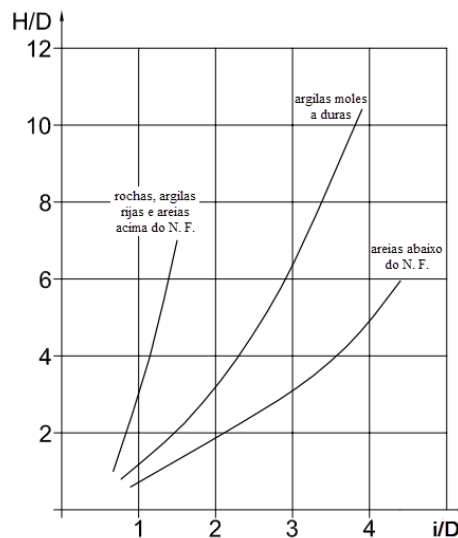


Figura 2.6 – Ábaco de Peck para a determinação do parâmetro a (modificado de Kolymbas, 2005).

Relativamente ao assentamento máximo, segundo Almeida e Sousa (1998), é usualmente determinado com base no volume da bacia de subsidência por unidade de comprimento do túnel, V_s , através da seguinte expressão:

$$V_s = \sqrt{2\pi} \cdot \delta_{v\max} \cdot i \quad (8)$$

Por sua vez, o volume da bacia de subsidência pode ser estimado com base no volume de solo perdido por unidade de comprimento do túnel, V_p , usualmente expresso como uma percentagem do volume de solo escavado. No caso de solos argilosos e em condições não drenadas, uma vez que não ocorre variação de volume, o volume da bacia de subsidência corresponde ao volume de solo perdido. Para a sua estimativa pode ser utilizada a proposta por Cording e Hansmire (1975)

$$V_p = 2\pi \cdot \delta_v \cdot (D/2 + c) \quad (9)$$

Em que δ_v é o assentamento medido por extensómetros na vertical do eixo do túnel e c a distancia do teto ao ponto onde se mediu esse assentamento.

No entanto, na prática o mais usual é estimar o volume de solo perdido com base na experiência. No Quadro 2.1, estabelecido por O'Reilly e New (1982) a partir de resultados da observação de uma série de túneis construídos no Reino Unido, apresentam-se os valores típicos de volume de solo perdido que podem servir de base à sua estimativa.

Quadro 2.1 – Volume de solo perdido em maciços correntes (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

2.4.3.2. Deslocamentos superficiais horizontais

Quando um túnel é construído em meio urbano, os danos em edifícios podem ser originados pelos movimentos superficiais horizontais, apesar de existirem poucos casos em que esses movimentos foram medidos em obra. Considerando que os movimentos de todas as partículas são dirigidos para o centro do túnel, ou seja, o vetor do deslocamento, usualmente este tipo de deslocamentos é determinado através da sua relação com os deslocamentos verticais pela equação:

$$\delta_h(x) = \frac{x}{H} \cdot \delta_v(x) \quad (10)$$

Admitindo como válida esta hipótese a Figura 2.7 ilustra os deslocamentos horizontais à superfície. É então possível verificar que esses deslocamentos são nulos sobre o eixo do túnel e o seu valor máximo encontra-se no ponto de inflexão da curva de Gauss que representa o assentamento vertical. Os deslocamentos horizontais são de compressão na zona compreendida entre o eixo do túnel e i e de tração na restante zona. O ponto de compressão máxima é coincidente com o eixo do túnel e o ponto de tração máxima situa-se a uma distância de $i \cdot \sqrt{3}$ como representado na figura.

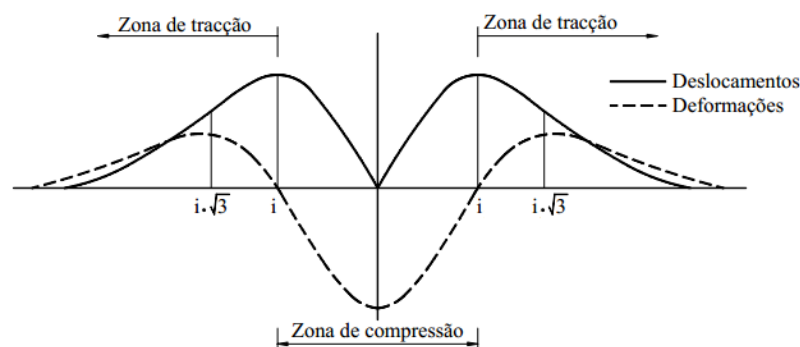


Figura 2.7 – Distribuição dos deslocamentos e das deformações horizontais à superfície do terreno (Almeida e Sousa, 2005).

2.4.4. Avaliação dos esforços no suporte

2.4.4.1. Métodos empíricos e semi-empíricos

Os métodos puramente empíricos não envolvem sequer a adopção de um modelo de comportamento para a estrutura, baseando-se na observação e experiência adquirida relativamente ao desempenho do suporte, em outras obras e condições geotécnicas similares. São exemplos de métodos empíricos os métodos que recorrem às classificações geomecânicas do maciço que, baseando-se num número limitado de parâmetros geotécnicos – passíveis de serem determinados a partir de ensaios simples de laboratório, a partir de observações da superfície e do estudo dos tarolos obtidos nas sondagens mecânicas – permitem fazer a sua classificação e zonamento geotécnico. Para cada uma das zonas pré-definidas existem recomendações relativas ao faseamento da escavação, tipo de suporte inicial a colocar e tempo de colocação, e estimativas sobre o módulo de deformabilidade e as cargas para as quais o suporte final deve ser dimensionado (Marques, 2006).

Os métodos semi-empíricos envolvem, de certo modo, a formulação de modelos conceptuais que, embora com grandes simplificações, traduzem uma idealização da realidade. Neste grupo podem considerar-se os métodos de pressões de terras, que admitem o suporte perfeitamente rígido mas não consideram os esforços reativos do maciço. Os esforços do suporte são calculados pelos métodos tradicionais da resistência dos materiais.

Outro método é o proposto por Peck (1969), aplicável a suportes circulares flexíveis. Este sugere, de forma conservativa, que o suporte seja dimensionado para resistir a uma compressão uniforme (N) correspondente à tensão total vertical ao nível do eixo do túnel (σ_v) (Equação 11). Para o momento fletor, considera-se o efeito de uma distorção radial, ΔR , igual a 0,05% para areias densas e 0,75% para argilas e siltes moles (Equação 12).

$$N = \sigma_v \cdot R \quad (11)$$

$$M_{max} = 3 EI \frac{\Delta R}{R^2} \quad (12)$$

Em que E é o módulo de elasticidade do material que constitui o suporte, I o momento de inércia da secção longitudinal do suporte por unidade de comprimento e R o raio do suporte.

2.4.4.2. Métodos do sólido composto

Estes métodos consideram o suporte como um anel imerso num meio contínuo infinito. Assim, as mudanças de forma deste permitem a mobilização da capacidade resistente do maciço, fazendo-o contribuir para o equilíbrio e reduzindo os esforços solicitantes (Almeida e Sousa, 1998).

Neste conjunto de métodos encontra-se o método de convergência-confinamento, cuja aplicação necessita da definição da curva característica do maciço (que relaciona os deslocamentos radiais com as tensões radiais), da curva característica do suporte e da posição relativa das duas. A curva característica do maciço é definida com base nas teorias da elasticidade e da plasticidade. O suporte é admitido como tendo um comportamento linear até à rotura, sendo a respetiva curva característica determinada em função do seu tipo e das suas características de rigidez. Devido às hipóteses em que este método se baseia a sua aplicação a túneis superficiais apenas permite obter orientações para a escolha do suporte e estimar a ordem de grandeza das pressões transmitidas pelo terreno e das deformações a atingir (Marques, 2006).

Outros métodos que se englobam neste correspondem a soluções analíticas, cuja solução é obtida pela integração das equações diferenciais que definem as condições de equilíbrio, a compatibilidade das deformações na interface maciço-suporte, e as leis constitutivas dos materiais. O estudo realizado por Duddeck e Erdmann (1982 e 1985) permitiu aos autores concluir que todos os métodos analíticos admitem soluções de esforço axial e momento fletor muito próximas, pelo que os mesmos propõem uma única solução para estes esforços:

$$M_{max} = m \cdot \sigma_v (1 - K) R^2 \quad (13)$$

$$N_{max} = n_1 \cdot \sigma_v (1 + K)R + n_2 \cdot \sigma_v (1 - K)R \quad (14)$$

Onde σ_v é a tensão total vertical ao nível do eixo do túnel, K é o coeficiente de impulso e m, n_1 e n_2 são coeficientes que traduzem a dependência dos esforços mobilizados da rigidez relativa maciço-suporte.

2.4.4.3. Métodos das reações hiperestáticas

Estes métodos consideram que a reação do solo é configurada por apoios elásticos, que podem ser simulados por um meio contínuo ou por meio de barras independentes. Assim, estuda-se o comportamento do suporte sob a ação de dois conjuntos de cargas (Figura 2.8): cargas ativas, que atuam diretamente sob o suporte e são independentes do seu estado de deformação (pressões de terra, cargas e sobrecargas interiores e exteriores, cargas hidrostáticas, etc.) e cargas passivas, essencialmente constituídas por reações devidas ao terreno envolvente que se opõem à deformação do suporte e cuja grandeza está associada àquela deformação (Almeida e Sousa, 1998).

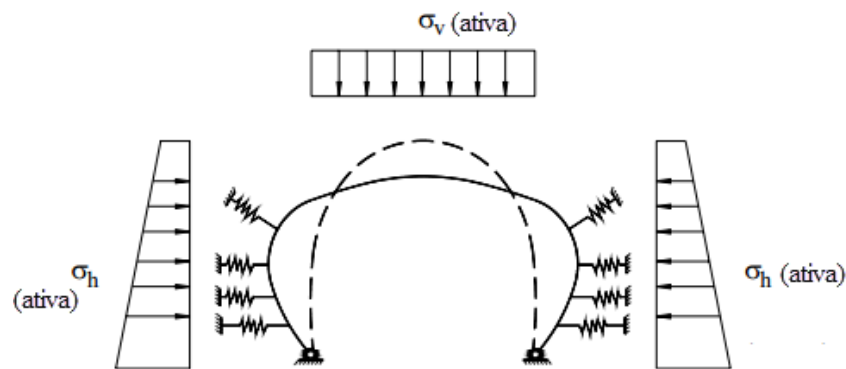


Figura 2.8 – Esquemática do método das reações hiperestáticas (Almeida e Sousa, 1998)

Dentro dos métodos das reações hiperestáticas incluem-se os métodos da reação contínua e os métodos discretos, que diferem essencialmente na forma como são simulados os apoios elásticos.

Nos métodos da reação contínua os apoios são simulados por um meio contínuo e apresentam a vantagem de puderem ser utilizados sob a forma de ábacos ou expressões. Assim, os resultados são diretamente fornecidos sob a forma de coeficientes que permitem determinar os esforços máximos num suporte anelar com comportamento elástico linear em função dos dados geométricos e do valor do módulo de reação.

Os métodos discretos simulam os apoios elásticos por meio de molas independentes e sua grande vantagem reside na hipótese de considerar qualquer forma para a secção transversal do túnel, à repartição das cargas ativas e passivas e às condições de contacto entre o terreno e o suporte. A principal desvantagem consiste no facto de necessitarem de um cálculo específico para cada caso (Almeida e Sousa, 1998).

2.5. Métodos Numéricos

2.5.1. Preâmbulo

A utilização de métodos numéricos na engenharia de túneis tem vindo a aumentar, devido ao grande número de variáveis que estes permitem considerar nos estudos, bem como proporcionarem uma interação solo-estrutura mais adequada. O aumento da capacidade computacional e do desenvolvimento dos programas numéricos têm contribuído para essa generalização. Atendendo ao mencionado, em seguida, referem-se cronologicamente alguns estudos que visam especificamente a análise do comportamento de túneis e que se consideram mais relevantes para os assuntos abordados nesta dissertação.

Pöttler (1990) foi um dos primeiros investigadores a procurar estabelecer quais os coeficientes que se devem adotar nas análises bidimensionais da escavação de túneis por forma a que estas reproduzam adequadamente o comportamento tridimensional associado à escavação. Para tal

efetuou diversas análises comparativas tridimensionais e bidimensionais recorrendo ao método dos elementos finitos. É de salientar que nas suas análises o autor procurou considerar a variação das propriedades do betão projetado com o tempo.

Möller (2006) avaliou a influência do processo construtivo nos deslocamentos e nos esforços mobilizados no suporte de dois túneis superficiais através da realização de múltiplas análises numéricas tridimensionais e bidimensionais. O estudo analisou igualmente a influência da utilização de modelos constitutivos mais complexos para descrever o comportamento do solo.

Gomes (2006) analisou a influência que alguns parâmetros da interação maciço-suporte têm sobre os esforços mobilizados no suporte de um túnel, para o caso em que o betão projetado tem propriedades dependentes do tempo e para o caso em que essas propriedades são constantes. O autor propôs expressões adimensionais, obtidas através da análise dos resultados estatísticos das simulações efetuadas, que relacionam os esforços mobilizados com outras características geométricas e físicas dos modelos numéricos. Estas expressões são apresentadas como sendo uma alternativa à realização de análises numéricas tridimensionais numa fase de prévia do projeto.

Martins (2008) efetuou análises numéricas de túneis tendo como objetivo avaliar a interação entre o maciço e o suporte em betão projetado. O autor efetuou múltiplos cálculos em que variou os parâmetros do solo, a profundidade do túnel e o módulo de elasticidade do betão projetado procurando com este último simular as diversas fases de cura. O autor verificou que para um suporte em betão projetado, os esforços axiais e os momentos fletores são ligeiramente inferiores aos obtidos com um suporte em betão pré-moldado. Apesar de o betão projetado, nas primeiras horas, não possuir uma resistência satisfatória aos carregamentos, estes são menores do que os transferidos do maciço para o suporte em betão pré-moldado.

Por último, refere-se o estudo efetuado por Souza (2008) em que o autor analisou a influência de alguns aspetos na análise do comportamento de túneis superficiais. Neste estudo foram efetuadas análises bidimensionais e tridimensionais que procuraram avaliar a importância de diversos fatores como o faseamento construtivo, o estado de tensão inicial e o modelo constitutivo do solo. O autor chegou à conclusão que para o mesmo assentamento máximo as análises bidimensionais apresentavam menores esforços que as análises tridimensionais. O estudo permitiu igualmente concluir que quanto mais perto da frente de escavação o suporte for instalado, menores são os movimentos no maciço e maiores os esforços mobilizados no suporte e que o aumento de K_0 origina um esforço axial mais uniforme e menores momentos fletores mobilizados no suporte.

2.5.2. Vantagens

Como referido anteriormente os métodos numéricos, mais concretamente o Método dos Elementos Finitos, permitem a resolução conjunta dos três fatores a considerar no dimensionamento de um túnel. No entanto, apresentam outras vantagens, nomeadamente a capacidade de reproduzir comportamentos complexos dos materiais envolvidos e das condições fronteira (Möller, 2006). Outro aspeto que pode ser considerado numa análise numérica é a complexidade geométrica do problema, que não está relacionada exclusivamente com a forma da secção a escavar, mas também com a presença de descontinuidades no maciço, ausência de estratos não homogêneos, não isotrópicos, etc. Um outro aspeto que os métodos numéricos consideram, em detrimento dos analíticos, é o processo construtivo utilizado pois este tem uma grande influência na distribuição das tensões e deformações no contorno da abertura e no suporte (França, 2006).

O sucesso da aplicação de meios numéricos está ligado a dois aspetos fundamentais: a simulação do processo construtivo e a lei constitutiva empregue na reprodução do comportamento mecânico dos materiais interessados pela obra. A importância do processo construtivo deve-se ao facto de os deslocamentos no maciço envolvente, bem como os esforços mobilizados no suporte, serem dependentes das deformações que se processam antes da instalação do suporte. A escolha da lei constitutiva para o solo é usualmente simples, e apesar de não permitir reproduzir todos os aspetos do seu comportamento consegue considerar os que são mais importantes para o problema em estudo (Marques, 2006).

Já foi definido anteriormente a importância dos equilíbrios tridimensionais na análise do comportamento de um túnel e que podem ser aproximados por equilíbrios bidimensionais. Estes equilíbrios podem ser efetuados por métodos numéricos, como se passa a descrever.

2.5.3. Análises tridimensionais versus Análises bidimensionais

As análises tridimensionais são as que simulam mais corretamente o comportamento do maciço e do suporte aquando da construção de um túnel. Estas são, usualmente, aplicadas a processos de escavação sequencial, como é exemplo o NATM, onde o suporte é instalado com um atraso relativamente à passagem da frente de escavação. A simulação da construção de túneis com recursos a tuneladoras é algo mais complexa devido à dificuldade de modelar o processo construtivo deste tipo de obras.

A modelação de um procedimento construtivo do tipo NATM consiste na desativação sequencial dos elementos finitos que constituem o maciço a escavar e na ativação dos elementos que representam o suporte (Almeida e Sousa, 2003). A principal dificuldade neste tipo de modelação consiste na definição da malha de elementos finitos, de modo a que contenha uma distribuição de elementos que permita efetuar as sucessivas fases de escavação e instalação do suporte com a geometria pretendida. Como o suporte primário deste tipo de

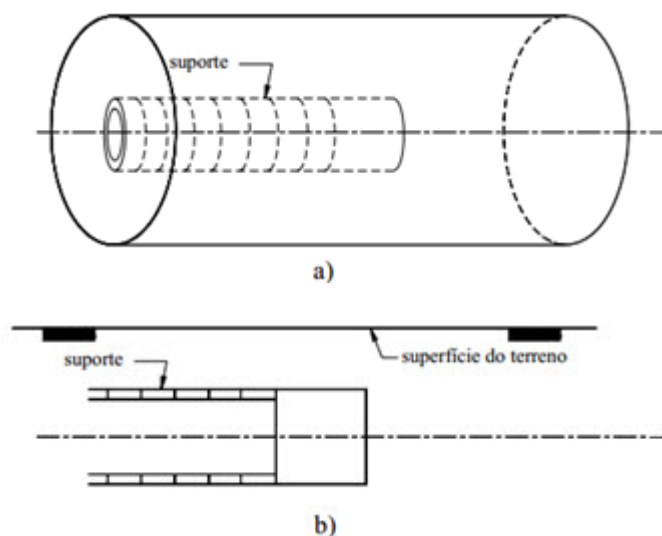
túneis, na grande maioria das vezes, é constituído por betão projetado, é de esperar que as suas características mecânicas tendam a melhorar em consequência do progressivo ganho de presa. Para que este efeito pode seja considerado as propriedades de cada elemento do suporte em cada fase do cálculo podem ser alteradas, até se atingir o valor final, correspondente ao ganho de presa total (Almeida e Sousa, 2003).

Contudo o cálculo tridimensional é mais dispendioso em termos de tempo e de recursos pelo que as análises bidimensionais são usualmente mais utilizadas para as obras correntes de Engenharia Civil. A questão que usualmente se coloca é a de perceber como se devem efetuar este tipo de análises por forma a aproximar os resultados obtidos dos reais.

Existem três tipos de modelos bidimensionais, representados na Figura 2.9, que têm sido utilizados usualmente neste tipo de análise.

O modelo axissimétrico (Figura 2.9.a) pode ser utilizado no caso de túneis profundos, de secção transversal circular, sujeitos a um estado de tensão inicial isotrópico e uniforme. Desde que a escavação se processe em secção plena, o equilíbrio é axissimétrico e é suficiente para a definição do comportamento estrutural a definição de quatro componentes da tensão e da deformação, e de dois deslocamentos (Almeida e Sousa, 2003).

O modelo longitudinal (Figura 2.9.b) corresponde a uma análise em estado plano de deformação numa secção vertical intersectando o eixo do túnel. Este tipo de análise permite determinar os efeitos que ocorrem adiante da frente de escavação e associados ao avanço desta, bem como avaliar a sua estabilidade. No entanto os seus resultados são demasiado pessimistas pelo facto de a representação do túnel ser demasiado simplificada, de modo que o interesse na utilização deste modelo é limitado (Almeida e Sousa, 2003).



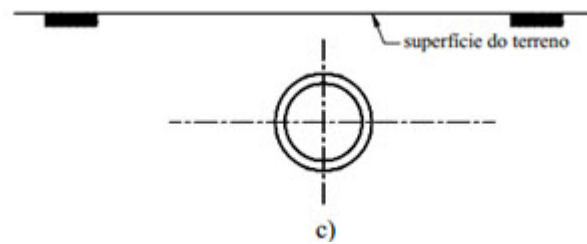


Figura 2.9 – Tipos de modelos bidimensionais empregues na modelação numérica da abertura de um túnel: a) modelo axissimétrico; b) modelo longitudinal; c) modelo transversal (Almeida e Sousa, 2003).

O modelo transversal (Figura 2.9.c) é o mais frequentemente utilizado e corresponde a uma análise em estado plano de deformação numa secção transversal perpendicular ao eixo do túnel. Se o túnel em estudo tiver uma secção transversal constante e se as características geomecânicas do maciço puderem ser consideradas constantes ao longo do desenvolvimento deste, o equilíbrio final é atingido em condições próximas da deformação plana e esta análise é válida para a determinação dos deslocamentos e das tensões do maciço (Almeida e Sousa, 2003).

Segundo Almeida e Sousa (2005), a principal dificuldade na formulação de análises bidimensionais reside na definição da parcela da deformação que ocorre entre a escavação e a colocação do suporte. A sua determinação com rigor só pode ser realizada em análises tridimensionais. No entanto, existem metodologias que permitem introduzir na formulação plana o efeito da tridimensionalidade.

Segundo o mesmo autor, de acordo com uma das metodologias, baseada no método de convergência e confinamento, o túnel é inicialmente modelado como uma abertura não revestida, sendo aplicada no contorno uma pressão de valor igual ao estado de tensão inicial, que representa uma pressão de suporte fictícia. Para simular o avanço da frente de escavação procede-se à sucessiva redução desta pressão. Então, antes da colocação do suporte, a pressão interna reduz uma determinada parcela, α (fator de alívio), existindo uma deformação do maciço no sentido da abertura. Numa segunda fase e já após a instalação do suporte reduz-se a pressão interna a zero.

O mesmo autor refere ainda que uma metodologia alternativa consiste na redução gradual da rigidez do material a ser removido. Inicialmente o maciço é considerado intacto. Antes da escavação e colocação do suporte, a rigidez da zona a escavar do túnel é reduzida de uma parcela β (fator de amolecimento) enquanto que simultaneamente se procede à aplicação do alívio da tensão no contorno da escavação, a qual pode ser parcial ou total. A deformação do maciço origina uma redistribuição das tensões. Posto isto, instala-se o suporte e simultaneamente remove-se o solo a escavar.

Ambas as metodologias apresentam o mesmo desafio, que consiste na avaliação do momento correto para a aplicação do suporte, que depende dos fatores previamente referidos. A escolha de valores pequenos para os fatores origina uma subestimação dos deslocamentos do maciço e uma sobrestimação dos esforços no suporte. No entanto, se forem utilizados valores elevados para os referidos fatores vai originar uma sobrestimação da deformação do maciço e uma subestimação das cargas no suporte. É portanto, de grande importância o valor atribuído aos fatores de alívio e de amolecimento, pois estes ditam a grandeza das deformações e dos esforços associados à escavação do túnel.

Alguns autores propõem a sua determinação com base nos deslocamentos observados de túneis, o que representa uma relação linear entre os deslocamentos e estes fatores. No entanto, esta associação não corresponde à realidade, pois a relação entre a resposta do maciço à escavação de um túnel e os fatores de alívio e de amolecimento é de natureza não linear. Como esta não linearidade é influenciada pelo efeito tridimensional é difícil estabelecer a relação entre a deformação e o alívio das tensões na frente de escavação ou a redução do módulo de elasticidade do material que compõe o núcleo do túnel escavado.

Deste modo, é frequente considerar os fatores de alívio e de amolecimento como simples fatores de ajuste empírico, estabelecidos com base na experiência e observação de obras subterrâneas realizadas anteriormente.

2.5.4. Modelos Constitutivos

2.5.4.1. Introdução

Os modelos constitutivos devem ser capazes de contemplar alguns aspetos que permitem descrever corretamente o comportamento do solo, como por exemplo (Almeida e Sousa, 2003): i) a não linearidade entre os incrementos das deformações e os incrementos das tensões; ii) a irreversibilidade de uma parcela das deformações; iii) as trajetórias de tensões seguidas durante a história de carregamento; iv) as condições de deformação e a variação da tensão principal intermédia associada a essas condições; v) a variação de volume causada pelas tensões de corte (dilatância); vi) a anisotropia, que origina que as mesmas cargas aplicadas em diferentes direções possam provocar deformações diferentes; vii) a evolução com o tempo das deformações, dependentes (consolidação) ou não das variações das tensões efetivas.

Modelos capazes de traduzir todos, ou a maior parte destes aspetos, são extremamente complexos. Além de originarem problemas de convergência devido às condições de fronteira impostas no tipo de análises em questão, necessitam de um grande número de parâmetros para o seu funcionamento. Estes parâmetros requerem um número elevado de ensaios laboratoriais e in-situ, originando um aumento do custo do projeto de um túnel. Por outro lado, não é garantido que o comportamento do solo seja fielmente reproduzido, devido ao facto de as

características mecânicas do maciço alterarem de ponto para ponto, o que faz com que seja pouco prático medianizá-las de modo a se poderem adotar parâmetros realmente representativos do maciço. Devido a estes motivos o uso de modelos avançados para a caracterização do comportamento do solo é reservado a obras de grande importância e à investigação. Então, para obras correntes de Engenharia Civil são utilizados modelos mais simples, mas que conseguem simular de modo adequado as principais características dos problemas em questão. Para a análise numérica de túneis é geralmente aceitável a utilização de modelos constitutivos simplificados, desde que a escavação não origine extensas zonas de cedência junto à abertura do túnel.

O modelo mais simples é o modelo elástico linear isotrópico. Diz-se que um material é isotrópico se suas propriedades são iguais em todas as direções. Os materiais isotrópicos têm, portanto, módulos elásticos, coeficiente de Poisson, coeficientes de expansão e condutividade térmica, etc., idênticos em todas as direções. Um material elástico é considerado como aquele que tem reversibilidade de deformações, ou seja, as deformações experimentadas sob a ação de forças anulam-se quando estas são retiradas. Se existir proporcionalidade entre as tensões e deformações o material designa-se elástico linear (Matos Fernandes, 2006). Por oposição, um material é considerado plástico se não recuperar as deformações iniciais induzidas pelo estado de tensão a que está sujeito.

No entanto, o comportamento do solo é mais aproximado a um comportamento não linear, ou seja, não existe uma proporção entre as tensões e deformações a que o solo está sujeito. Por este motivo é mais frequente a utilização de modelos elásticos não lineares. Um desses modelos mais utilizado é o modelo hiperbólico, que é caracterizado pela dependência dos parâmetros de deformabilidade em relação ao nível de tensão. Este modelo também consegue simular o comportamento não elástico do solo, através do controlo do nível de tensão instalado em cada momento e do emprego de módulos de deformabilidade diferentes em primeira carga e em carga-descarga. Este modelo, aliado ao método dos elementos finitos permite simular corretamente o comportamento do solo, desde que não existam elementos em cedência.

Para o caso da abertura de túneis em solos brandos (areias soltas, argilas moles e muito moles) o modelo hiperbólico afasta-se da realidade, porque as deformações aproximam-se das que correspondem à mobilização da resistência ao corte dos solos. Então o comportamento é controlado pelos elementos em cedência, condição que invalida a utilização do modelo hiperbólico (Almeida e Sousa, 2003).

Então, é necessário recorrer a modelos elasto-plásticos para simular o comportamento deste tipo de solos. Um modelo considera-se elasto-plástico quando a remoção das ações exteriores faz com que o solo recupere apenas parte das deformações. As deformações irrecuperáveis

são denominadas deformações plásticas, enquanto que as recuperáveis são deformações elásticas (Matos Fernandes, 2006). Assim, estes modelos são uma associação entre a teoria da elasticidade e a teoria da plasticidade. A componente elástica é dependente do incremento de tensão, sendo essa dependência controlada pela matriz constitutiva elástica cujas componentes podem ser constantes (relação linear) ou variáveis com o estado de tensão (relação não linear). A componente plástica é definida pela teoria da plasticidade. Para a aplicação desta teoria torna-se necessário estabelecer um critério de cedência ou de plastificação, que defina os incrementos de tensão que originam apenas deformações elásticas, uma lei de endurecimento que controle a variação da superfície de cedência durante a deformação plástica e, ainda, uma lei de fluxo que relacione os incrementos da deformação plástica com as tensões. Considerando uma lei de fluxo igual à função de cedência, tem-se uma lei de escoamento associada, isto é, as direções das tensões principais coincidem com as direções dos incrementos da deformação plástica principais. Caso contrário a obtém-se uma lei de escoamento não associada.

O modelo mais simples baseado na teoria da plasticidade é o modelo da plasticidade perfeita, no qual a superfície de cedência coincide com a superfície de rotura. Então, o material comporta-se elasticamente até atingir a rotura, a partir da qual apenas ocorrem deformações plásticas. A formulação deste modelo (elástico perfeitamente plástico) é simples e os parâmetros que ele requer são possíveis de obter em ensaios correntes. Isto faz com que este modelo seja de uso corrente no estudo do comportamento de túneis superficiais e profundos, pois ele é válido para casos em que uma parte do maciço entra em cedência mas o restante continua em regime elástico linear (Almeida e Sousa, 2003).

Nesta dissertação optou-se por utilizar para o suporte do túnel um modelo elástico linear isotrópico. Por sua vez o comportamento do solo foi simulado recorrendo a um modelo elástico perfeitamente plástico em que a cedência foi definida pelo critério de rotura de Mohr-Coulomb.

2.5.4.2. Solo

A utilização do critério de rotura de Mohr-Coulomb como delimitador da capacidade resistente de um solo é praticamente generalizada dentro do meio geotécnico. Tal deve-se não propriamente à fidelidade de representação do comportamento real do solo, mas fundamentalmente à facilidade que existe na sua compreensão e à simplicidade com que os parâmetros que definem o critério de rotura podem ser determinados.

De acordo com Mohr-Coulomb a rotura ocorre quando o círculo representativo do estado de tensão (circunferência de Mohr) tangencia a envolvente de rotura. Esta assume simplesmente a forma de uma reta que é definida pela Equação 15 e cuja representação no plano de Mohr

pode ser observada na Figura 2.10. Desta forma a rotura do solo é apenas controlada por dois parâmetros: o ângulo de resistência ao corte, ϕ' e a coesão, c' .

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (15)$$

No plano tridimensional das tensões principais a superfície de rotura associada ao critério de rotura de Mohr-Coulomb é uma pirâmide irregular hexagonal que tem a sua linha central coincidente com a linha do eixo hidrostático (Figura 2.11).

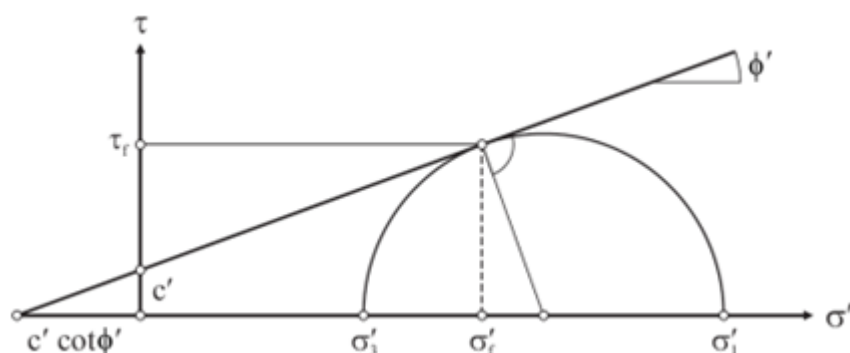


Figura 2.10 – Círculo de Mohr e envolvente de Mohr (Martins, 2008).

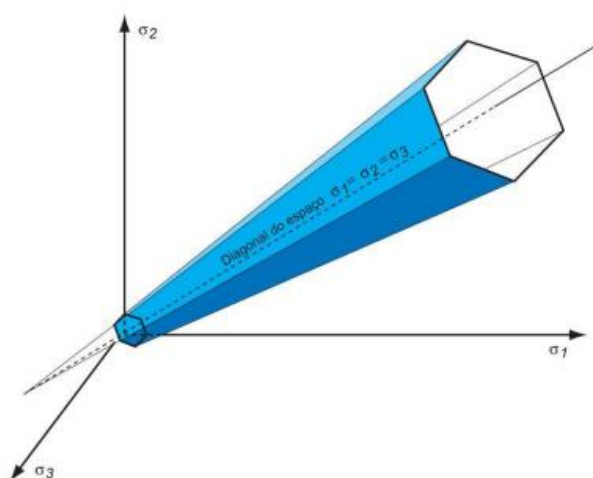


Figura 2.11 – Superfície de cedência de Mohr-Coulomb no espaço das tensões principais (França, 2006).

Para a definição do comportamento elástico do solo é necessário conhecer o módulo de elasticidade, E , e o coeficiente de Poisson, ν . Por sua vez, o comportamento plástico do solo é definido pelo ângulo de dilatância, ψ .

Caso se adote uma lei de escoamento associada, o potencial plástico terá a mesma forma da superfície de cedência ($\psi = \phi'$), o que conduzirá a deformações volumétricas plásticas dilatantes. Embora a grande maioria dos solos experimentem um aumento de volume após

plastificação, constata-se que os valores obtidos quando se emprega uma lei de escoamento associada são irrealistas. É, então, preferível recorrer a uma lei de escoamento não associada, aplicando uma superfície de potencial plástico idêntica à superfície de rotura mas em que $\psi \leq \phi'$.

2.5.4.3. Suporte em Betão Pré-Moldado e Betão Projetado

2.5.4.3.1. Definição

A utilização de betão projetado como suporte de túneis iniciou-se após a 2ª Guerra Mundial, no entanto, antes de definir o que é betão projetado é importante definir o material betão. Segundo a NP EN 206-1 (2007) betão é um “material formado pela mistura de cimento, agregados grossos e finos e água, com ou sem a incorporação de adjuvantes e adições, que desenvolve as suas propriedades por hidratação do cimento”. Assim torna-se importante diferenciar betão de betão projetado, que segundo a NP EN 14487-1: Parte 1 é um “betão produzido com a composição base, projetado por via pneumática com a ajuda de uma agulheta para produzir uma massa densa e homogênea pela sua própria energia cinética”.

O betão projetado pode ter adição de fibras para o melhoramento das suas propriedades. Este tipo de betão projetado “apresenta propriedades adicionais, algumas das quais estão relacionadas com a resistência residual à flexão e a capacidade de absorção de energia” (NP EN 14487-1: Parte 1). As fibras podem ser de aço ou fibras poliméricas.

Nesta dissertação é considerado betão pré-moldado e betão projetado simples.

2.5.4.3.2. Modelo elástico linear isotrópico

Como referido anteriormente, para a caracterização do comportamento mecânico do suporte utilizou-se o modelo elástico linear isotrópico. A sua escolha prendeu-se com o facto de ser um modelo bastante simples, mas que satisfaz as necessidades da modelação pretendida com o suporte. Neste existe uma relação única entre as tensões (σ) e deformações (ε), definida pelo módulo de elasticidade (E), que pode ser traduzida matematicamente pela lei de Hooke:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (16)$$

Para a sua funcionalidade o modelo requer apenas dois parâmetros: o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν).

2.5.4.3.3. Evolução do módulo de elasticidade (E) do betão projetado com o tempo

Com o aumento da idade o betão ganha presa e a sua rigidez aumenta, devido ao seu endurecimento. Este aumento pode ser traduzido pela evolução do módulo de elasticidade com o tempo. O modelo constitutivo empregue para delinear o comportamento deste material não tem em consideração esta variação, portanto é necessário alterar o módulo de elasticidade

com base em formulações empíricas. Existem vários autores que através de ensaios conceberam equações que permitem prever o comportamento do módulo de elasticidade com o tempo, desde o momento em que se inicia o carregamento até ao fim da presa, que dura 28 dias.

Segundo Martins (2008), Chang (1994) recorreu aos resultados de ensaios de compressão simples realizados por vários autores para representar o aumento de resistência do betão projetado com o tempo. Através da regressão exponencial desses resultados concebeu a seguinte equação:

$$E_{c,t} = 1,062 \cdot E_{c,28} \cdot e^{\left(\frac{-0,446}{t^{0,7}}\right)} \quad (17)$$

Onde: $E_{c,t}$ é o módulo de elasticidade do betão, em MPa, para um tempo t ; $E_{c,28}$ é o módulo de elasticidade do betão, em MPa, para um tempo $t = 28$ dias; t é o tempo, em dias.

Kuwajima (1991) considerando o endurecimento do betão com o tempo desenvolveu a seguinte equação:

$$E_{c,t} = E_{c,28} \cdot (1 - e^{-\alpha t}) \quad (18)$$

Onde: t é o tempo em horas; α é um parâmetro experimental obtido em ensaios de fluência para o betão, com o resultado desses ensaios Kuwajima (1991) recomenda que $\alpha = 0,180 \text{ h}^{-1}$.

Consultado a regulamentação em vigor recorreu-se à norma NP EN 1992-1-1 (2010) vulgarmente designada Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão. No ponto 3.1.3(3) encontra-se a seguinte equação que permite estimar a evolução do módulo de elasticidade com o tempo:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}}\right)^{0,3} E_{cm} \quad (19)$$

Onde: $E_{cm}(t)$ e $f_{cm}(t)$ são, respectivamente, o módulo de elasticidade e resistência à compressão para um tempo t ; E_{cm} e f_{cm} são, respectivamente, o módulo de elasticidade e resistência à compressão para um tempo $t = 28$ dias

E_{cm} é definido através da seguinte equação:

$$E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} \quad (20)$$

A relação $f_{cm}(t)/f_{cm}$ encontra-se no ponto 3.1.2(6) através das subseqüentes equações:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (21)$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right]} \quad (22)$$

Onde: $\beta_{cc}(t)$ é o coeficiente que depende da idade do betão; t é a idade do betão, em dias; s é o coeficiente que depende do tipo de cimento: Classe R – 0,20; Classe N – 0,25; Classe S – 0,38.

Seguindo as formulações descritas previamente foi concebido um gráfico de modo a uma mais fácil comparação da evolução do módulo de elasticidade proposto por cada equação. Na Figura 2.12 está representada a evolução do módulo de elasticidade normalizado com o tempo.

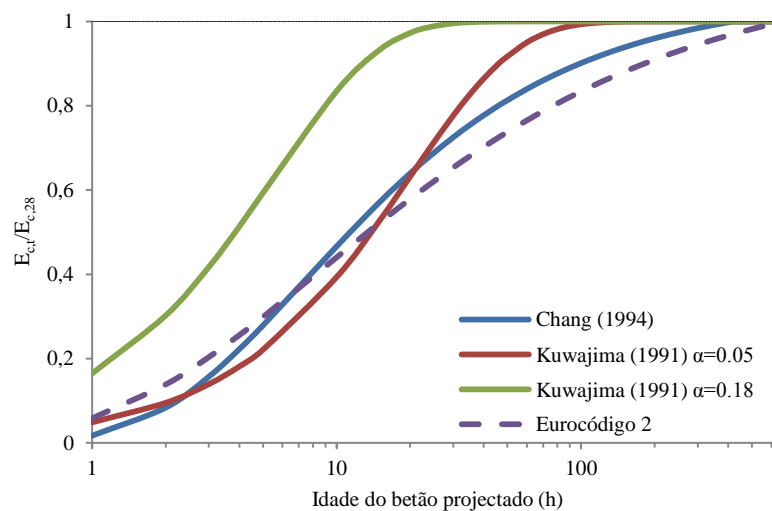


Figura 2.12 – Evolução do módulo de elasticidade com o tempo segundo formulações da literatura.

Na representação gráfica das formulações optou-se por escolher para a proposta de Kuwajima (1991) dois valores para o parâmetro α , usando $\alpha = 0,05$ e $\alpha = 0,18$. Na formulação proposta pelo Eurocódigo 2 escolheu-se a classe de cimento S. É importante referir que a escolha da classe de cimento nesta formulação é bastante importante na evolução do módulo de elasticidade, porque influencia o valor inicial deste. Assim optou-se pela classe que a evolução do módulo de elasticidade mais semelhante às restantes formulações.

Através da análise da Figura 2.12 é possível afirmar que o módulo de elasticidade tem uma tendência exponencial de evolução com o tempo. Até cerca das 11 horas de idade o comportamento é semelhante para todas as formulações com exceção da proposta de Kuwajima (1991) para $\alpha = 0,18$. Também é possível verificar que às 11 horas a maior parte

das formulações já atingiu mais de metade do seu valor, ou seja, o módulo de elasticidade do betão já atingiu mais de metade do valor final, aos 28 dias.

2.6. Programa de Cálculo

O programa de cálculo utilizado neste trabalho (*UCGEOCODE*) tem sido desenvolvido no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra. Este programa é baseado no método dos elementos finitos e permite a análise de problemas em condições associadas a estados planos de tensão ou de deformação e estados axissimétricos, bem como a consideração dos equilíbrios tridimensionais que se desenvolvem na frente de escavação.

O programa incorpora elementos finitos tridimensionais, bidimensionais e unidimensionais (capazes de simular barras e interfaces de descontinuidades). 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. O programa permite a conceção do diverso tipo de condições fronteira necessárias ao problema a analisar. Assim, é possível impedir os deslocamentos nos elementos da periferia do modelo, na direção mais adequada.

Tendo em conta que a maioria dos problemas geotécnicos tem um comportamento não linear, o programa tem implementados vários modelos constitutivos não lineares. Estes modelos têm em consideração a não linearidade das relações tensões-deformações, a influência das trajetórias de tensão, a dilatância e o comportamento pós-pico dos materiais.

Os problemas podem ser analisados em termos de tensões efetivas ou tensões totais. Neste trabalho não se considera a existência de água no maciço, logo as tensões totais são iguais às tensões efetivas.

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 empregues para modelar os 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 procede-se para a fase seguinte até terminar a resolução de todas as fases do problema.

3. PROBLEMA BASE

3.1. Introdução

Neste capítulo são apresentados, discutidos e comparados os resultados das análises numéricas tridimensional e bidimensional efetuadas para simular a abertura de um túnel superficial num maciço terroso.

Estes resultados servirão de base aos estudos paramétricos apresentados nos capítulos seguintes e realizados com o objetivo primordial de compreender a influência que o processo construtivo e as características do suporte têm sobre o comportamento de um túnel, nomeadamente nos movimentos induzidos no maciço envolvente e nos esforços mobilizados.

3.2. Definição

Como ilustra a Figura 3.1, o problema base, que se pretende propositadamente simples, consiste na escavação de um túnel de secção circular com 8 m de diâmetro (D) e cujo centro se encontra a uma profundidade (H) de 12 m, num estrato seco com 36 m de possança, homogéneo e isotrópico, e sobrejacente a um outro considerado como rígido.

A escavação do túnel é efetuada em secção plena, sendo a estrutura de suporte, constituída por um anel contínuo de betão de 0,30 m de espessura e admitida em contacto perfeito com o maciço circundante, instalada a uma distância da frente de 2 m.

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

Um modelo elástico perfeitamente plástico, com um critério de rotura do tipo Mohr-Coulomb, é considerado para definir o comportamento mecânico do solo. Como já se referiu anteriormente, trata-se de um modelo simples com um número restrito de parâmetros, mas capaz de reproduzir algumas das principais características dos solos e de uso muito generalizado no projeto corrente de obras geotécnicas, nomeadamente de túneis.

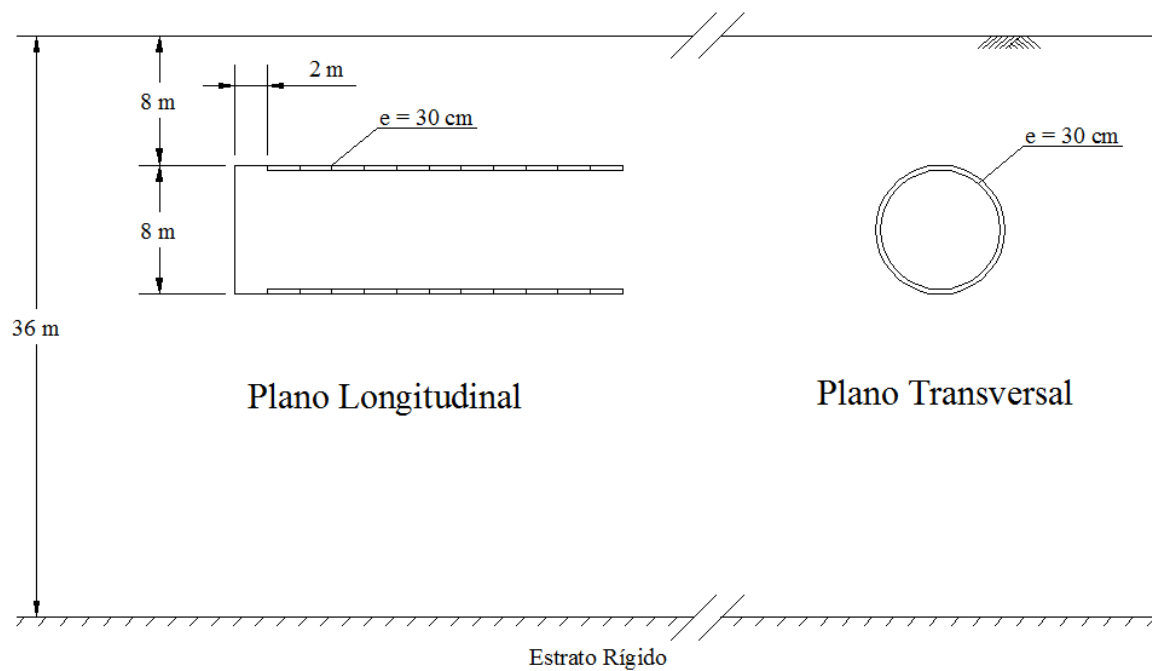


Figura 3.1 – Problema base: escavação de um túnel superficial de secção circular num estrato seco homogéneo e isotrópico

Relativamente aos parâmetros que controlam as deformações em regime elástico, admite-se para o coeficiente de Poisson, ν , um valor constante de 0,3, enquanto para o módulo de deformabilidade, E , considera-se que varia em profundidade com a tensão de confinamento inicial, σ_3 , de acordo com a lei de Jambu, que é traduzida pela expressão seguinte (Janbu, 1963):

$$E = K \cdot P_{atm} \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_{atm}} \right)^n \quad (23)$$

em que P_{atm} é a pressão atmosférica (100 kPa) e K e n são parâmetros do solo para os quais se admite os seguintes valores: $K = 250$ e $n = 0,5$.

Quanto aos parâmetros que controlam a resistência do solo, admite-se para a coesão efetiva, c' , um valor de 30 kPa, valor este estabelecido por modo a garantir que o túnel, no limite, possa ser aberto sem suporte, e para o ângulo de resistência em termos de tensões efetivas, ϕ' , um valor de 30°.

Para valor do ângulo de dilatação, parâmetro que controla as deformações plásticas, considera-se um valor nulo ($\psi = 0$), o que significa que se admite que não há variação volumétrica após a cedência.

Relativamente ao suporte, admitido como de betão pré-moldado, considera-se o seu peso volumico igual a 25 kN/m^3 e define-se o seu comportamento mecânico através de um modelo elástico linear isotrópico, cujos parâmetros são: coeficiente de Poisson igual a 0,2 e módulo de deformabilidade, admitido numa primeira fase como constante, de 28 GPa.

3.3. Malhas de elementos finitos

A malha de elementos finitos utilizada no cálculo bidimensional encontra-se representada na Figura 3.2, podendo-se constatar que nas imediações da abertura, zona onde são maiores as variações das tensões e deformações, é, naturalmente, mais refinada a discretização do domínio.

A fronteira lateral esquerda, onde são impedidos os deslocamentos laterais perpendiculares ao eixo do túnel, corresponde ao plano de simetria. A fronteira lateral direita é colocada a uma distância de 72 m daquela, distância a partir da qual se considera desprezável a influência da escavação no maciço, pelo que também aí se impediu a existência de deslocamentos horizontais. A fronteira inferior, onde são impedidos quaisquer deslocamentos, é localizada a uma profundidade de 36 m, coincidente com o topo da formação supostamente considerada indeformável.

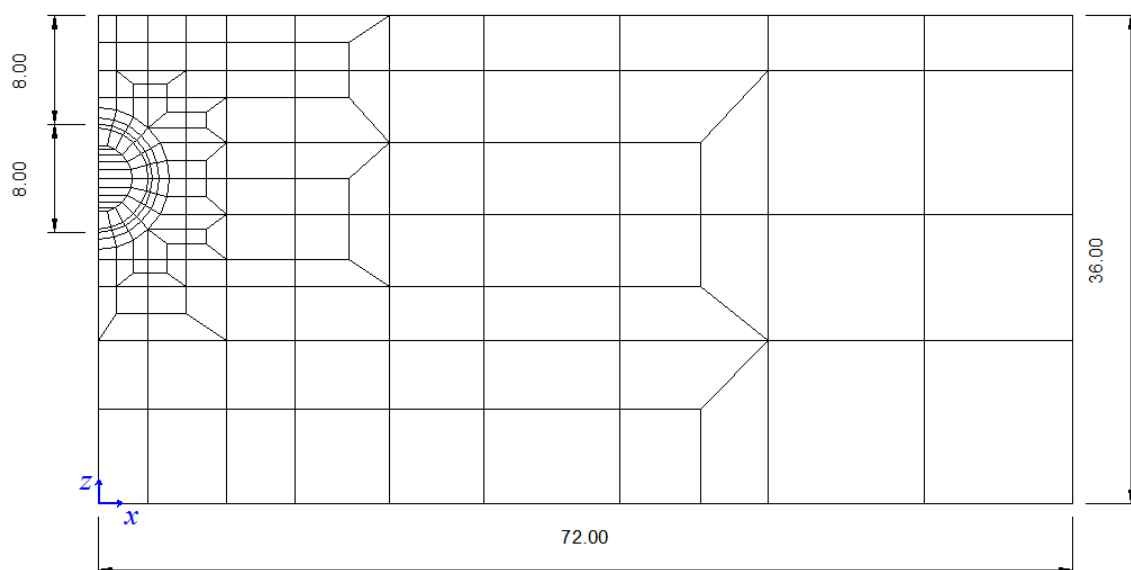


Figura 3.2 – Malha bidimensional de elementos finitos.

A malha de elementos finitos com base na qual foram efetuados os estudos do equilíbrio tridimensional está reproduzida na Figura 3.3. Ela foi obtida a partir da malha de elementos finitos bidimensional, através da replicação da mesma, por forma a facilitar a comparação directa entre ambas. O seu comprimento longitudinal é de 52 m, sendo o refinamento maior na zona da secção de estudo, numa extensão correspondente a cerca de 4 diâmetros. Nessa

zona o espaçamento entre planos transversais é de 1 m, existindo deste modo 2 fiadas de elementos a serem escavados em cada fase de cálculo, uma vez que se admite comprimentos de avanço de 2 m. Nas restantes zonas, o espaçamento entre planos transversais é de 4 m.

As restrições impostas nos contornos das secções transversais são as mesmas da malha bidimensional, ou seja, são nulos os deslocamentos normais às fronteiras laterais e são restringidos todos os movimentos na fronteira inferior. Nas secções extremas da malha são impedidos os deslocamentos longitudinais, ou seja, na direção y .

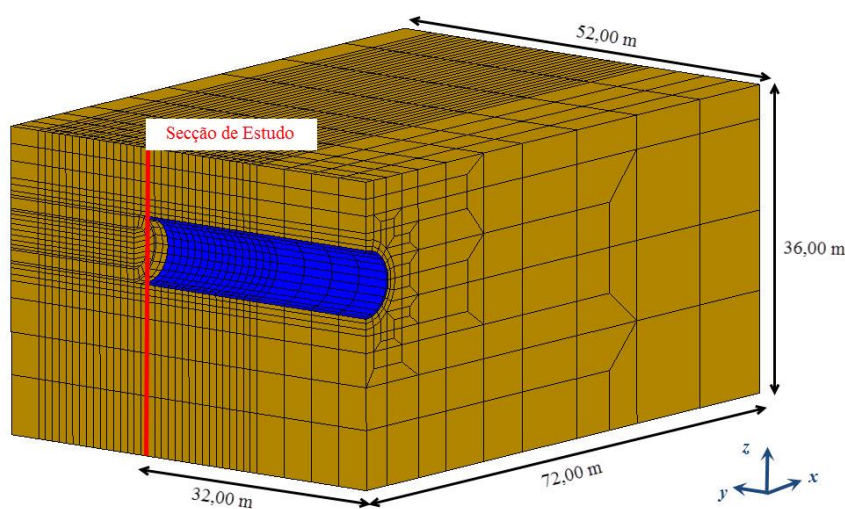


Figura 3.3 – Malha tridimensional de elementos finitos.

No Quadro 3.1 incluem-se as principais características de ambas as malhas de elementos finitos.

Quadro 3.1 – Características das malhas de elementos finitos.

Malha de elementos finitos bidimensional	
Tipo de elemento	Quadrangular, isoparamétrico com 8 pontos nodais
Nº de pontos de Gauss	4
Nº de elementos	302
Nº de nós	1407
Malha de elementos finitos tridimensional	
Tipo de elemento	Prismático, isoparamétrico com 20 pontos nodais
Nº de pontos de Gauss	8
Nº de planos longitudinais	38
Nº de elementos	7178
Nº de nós	30495

3.4. Simulação do processo construtivo

No cálculo base tridimensional o processo construtivo é simulado de forma incremental admitindo-se que a escavação e a colocação da estrutura de suporte avançam simultaneamente. Na zona da secção de estudo, em cada fase de cálculo, escava-se em secção plena 2 m enquanto que ao mesmo tempo um troço de 2 m do suporte é colocado com um atraso relativamente à frente de escavação também de 2 m. A Figura 3.4 ilustra o procedimento seguido.

O cálculo é realizado em 22 fases, correspondendo a fase 13 àquela a que o suporte é instalado na secção de estudo.

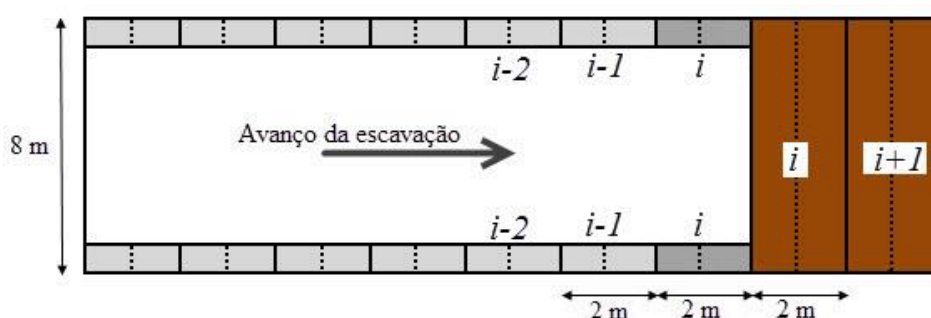


Figura 3.4 – Simulação do processo construtivo no cálculo base tridimensional.

No cálculo bidimensional a construção do túnel é simulada em duas fases. Na primeira fase procura-se simular a deformação que ocorre no maciço antes da instalação da estrutura de suporte. Para tal reduz-se uma parcela das forças iniciais instaladas em todo o contorno da escavação. Na segunda fase do cálculo procura-se simular a deformação que ocorre com o suporte já instalado e resultante da transferência de tensões da zona escavada adiante da secção em estudo, pelo que, uma vez instalado o suporte, procede-se ao alívio da restante parcela das forças inicialmente instaladas no contorno.

O valor do fator de alívio das tensões (α) inicial é definido de modo que o assentamento final superficial sobre o eixo do túnel fornecido pelo cálculo bidimensional iguale o resultante do cálculo tridimensional na secção de estudo.

Na Figura 3.5 ilustra-se a relação existente, para o problema em análise, entre o fator de alívio inicial das tensões e o valor do assentamento à superfície sobre o eixo do túnel. A sua observação permite verificar que para um assentamento à superfície de 23,70 mm, obtido para a secção de estudo no cálculo 3D, o fator de alívio que se deve considerar no cálculo 2D é de 0,54.

A relação quase linear que se constata existir entre o fator de alívio e o assentamento à superfície sobre o eixo do túnel para valores daquele inferior a 0,6, permite inferir que será pequena a plastificação no maciço em redor do túnel para esses valores.

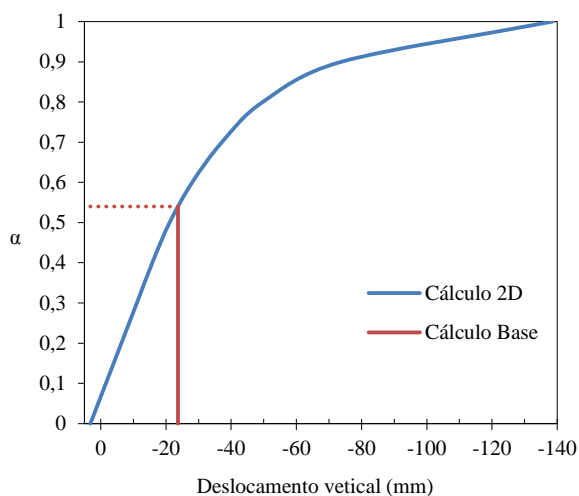


Figura 3.5 – Relação, para o problema base, entre o fator de alívio inicial das tensões (α) e o assentamento final à superfície sobre o eixo do túnel.

3.5. Resultados obtidos

3.5.1. Condições de estabilidade

As condições de estabilidade de um túnel superficial são críticas junto da frente de escavação, antes que a estrutura de suporte seja completada (Almeida e Sousa, 1998). Sendo o equilíbrio nesta zona de natureza tridimensional, é lógico que a sua análise seja feita atendendo aos resultados da análise 3D.

Para tal efeito, pode recorrer-se aos valores das tensões relativas de corte que representam a relação entre a tensão de desvio instalada nos pontos do maciço envolvente do túnel e a tensão de desvio correspondente à rotura. Zonas onde as tensões relativas de corte sejam iguais a 1 são zonas plastificadas onde a capacidade máxima de resistência do material foi atingida. Se essas zonas tiverem grande extensão, propagando-se em direção à superfície do terreno as condições de estabilidade serão precárias.

Não é essa a situação que ocorre no túnel em análise, como bem ilustra a Figura 3.6. Nela se representa em perspetiva, no plano longitudinal e no plano transversal da secção de estudo, e para a fase de cálculo em que a frente de escavação coincide com a secção em estudo, face crítica em termos de estabilidade de um túnel superficial, os valores das tensões relativas de corte.

É importante referir que os valores das tensões relativas de corte superiores à unidade não têm significado físico sendo, simplesmente, resultantes da interpolação das tensões dos pontos de Gauss, pontos onde as tensões são calculadas, para os pontos nodais.

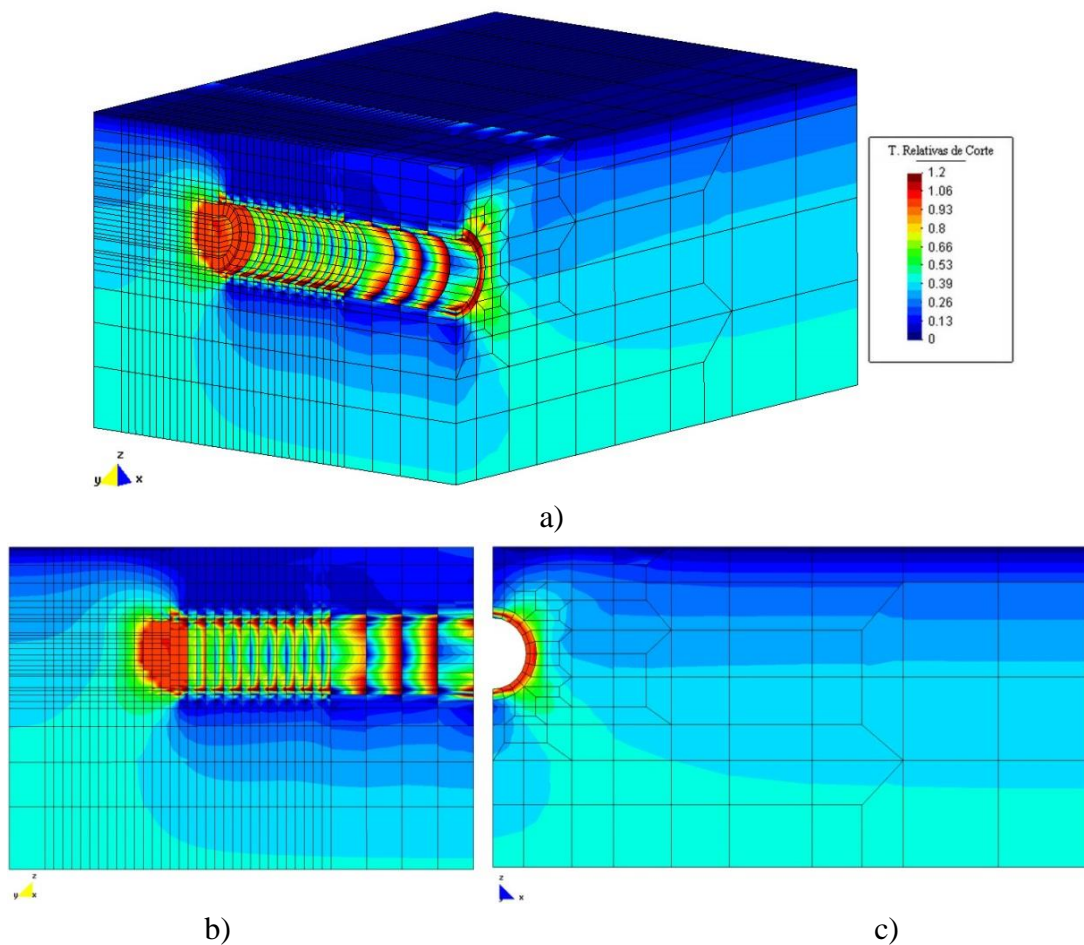


Figura 3.6 – Tensões relativas de corte referentes à fase 13: a) perspetiva; b) plano longitudinal; c) plano transversal da secção de estudo.

A observação da Figura 3.6 permite verificar que a zona plastificada, adiante da frente de escavação e em redor da cavidade não suportada, tem pequenas dimensões, não se aproximando da superfície do terreno. Ela propaga-se pouco adiante da frente, menos de um diâmetro, e na secção transversal a sua extensão também é reduzida, não chegando a envolver a totalidade da cavidade.

Tentando ilustrar a incapacidade dos modelos 2D de permitirem a análise das condições de estabilidade da frente de escavação, na Figura 3.7 procura-se comparar as tensões relativas de corte obtidas no fim da 1ª fase do cálculo bidimensional e no cálculo tridimensional, na fase em que a frente de escavação atingiu a secção de estudo. Como a observação da figura evidencia, no cálculo bidimensional a zona plastificada é incipiente, bem menor que a obtida no cálculo tridimensional, sendo responsável por tal facto o estado de tensão diferente induzido nos dois cálculos. Com efeito, no cálculo tridimensional as tensões no contorno da escavação são nulas ao contrário do que ocorre no cálculo bidimensional em que elas apenas diminuíram de uma dada parcela.

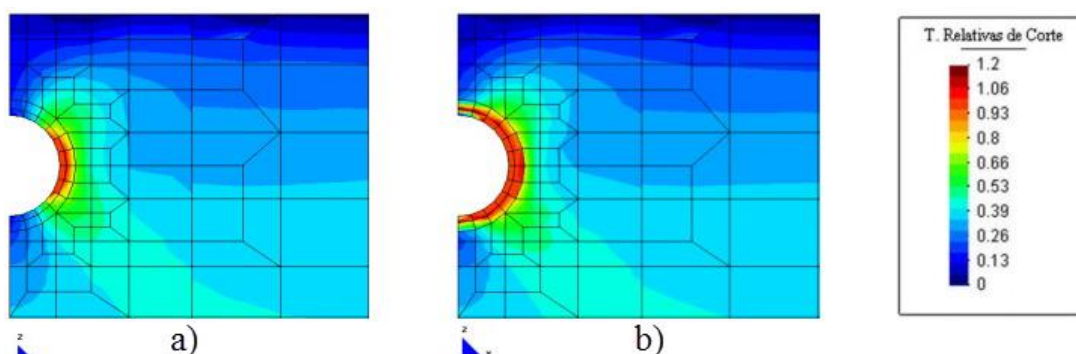


Figura 3.7 – Pormenor no contorno da abertura das tensões relativas de corte: a) cálculo bidimensional; b) cálculo tridimensional.

Registe-se que no cálculo bidimensional, como a figura anterior mostra, a plastificação se inicia no hastead do túnel por se ter admitido, para o maciço envolvente, um coeficiente de impulso em repouso menor que um. Em consequência, a redistribuição das tensões no plano transversal provocada pela escavação origina uma concentração de tensões mais intensa no hastead, sendo aí, naturalmente, que se inicia a plastificação do maciço.

3.5.2. Tensões induzidas no maciço

Procurando ilustrar como as tensões no maciço envolvente do túnel se alteram ao longo do processo construtivo, nas Figuras 3.9 a 3.11 mostra-se a evolução, obtida no cálculo 3D, das tensões horizontais (σ_x), longitudinais (σ_y) e verticais (σ_z), normalizadas relativamente às tensões em repouso, em pontos situados em três zonas no contorno da abertura - no coroamento, no hastead e na soleira. Para cada uma das zonas representa-se a evolução em quatro pontos, todos à mesma distância da cavidade, mas com localizações longitudinais diferentes. Os pontos 1A e 1B são os correspondentes aos pontos de Gauss (Figura 3.8) pertencentes aos elementos da primeira das duas fiadas que são escavadas em simultâneo junto da secção de estudo e os pontos 2A e 2B aos elementos pertencentes à segunda fiada. Nas figuras encontram-se igualmente representados os valores finais das respetivas tensões obtidas no cálculo bidimensional.

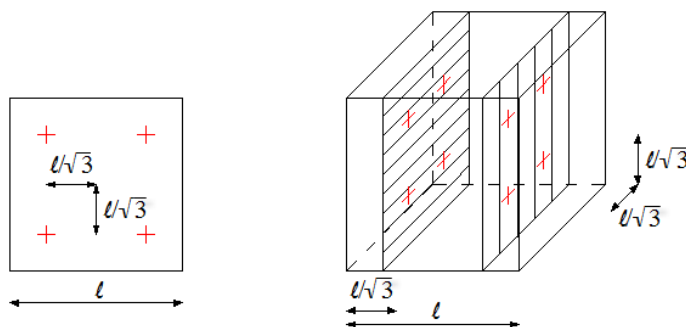


Figura 3.8 – Representação dos pontos de Gauss dos elementos finitos utilizados.

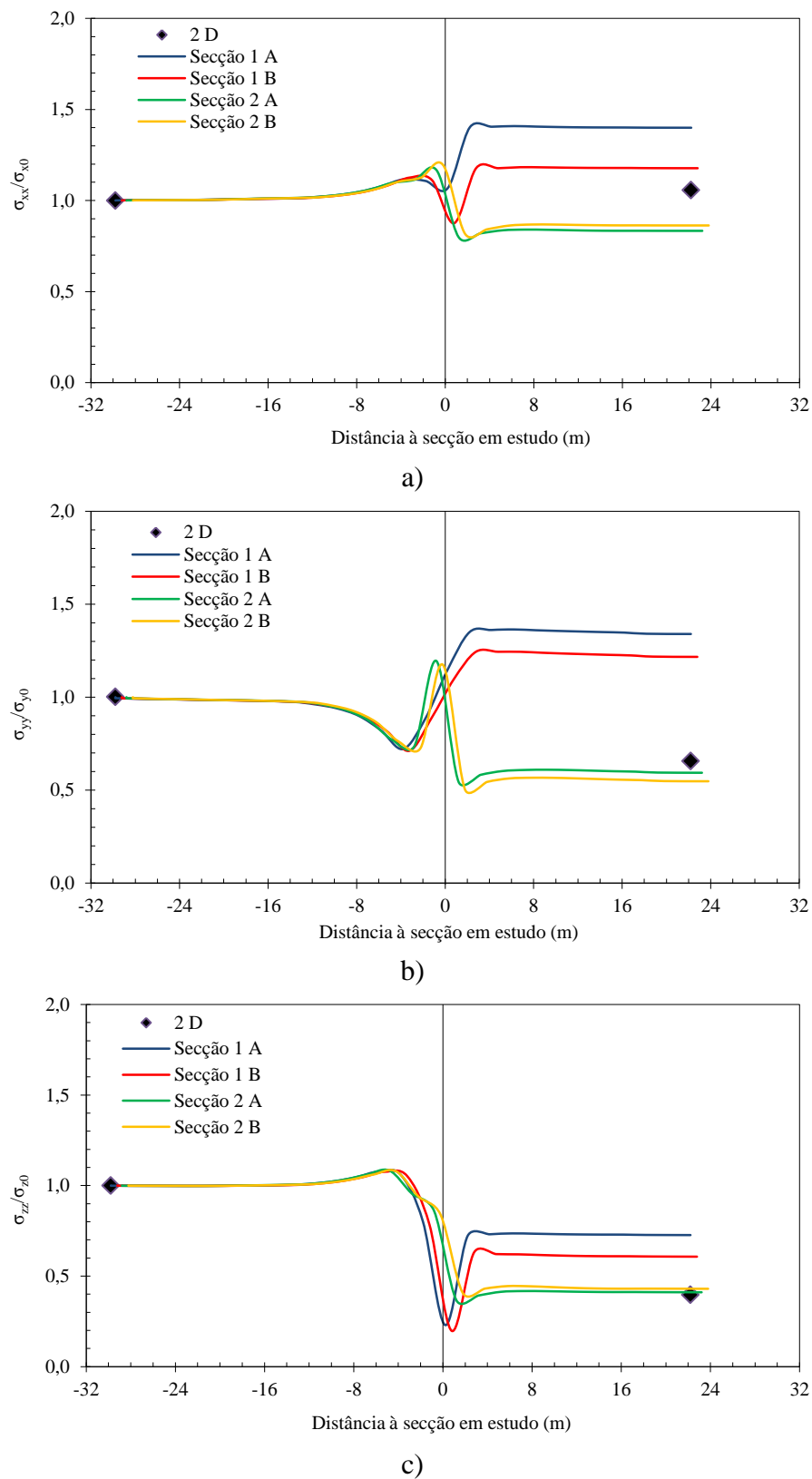


Figura 3.9 – Evolução das tensões no coroamento: a) tensões horizontais; b) tensões longitudinais; c) tensões verticais.

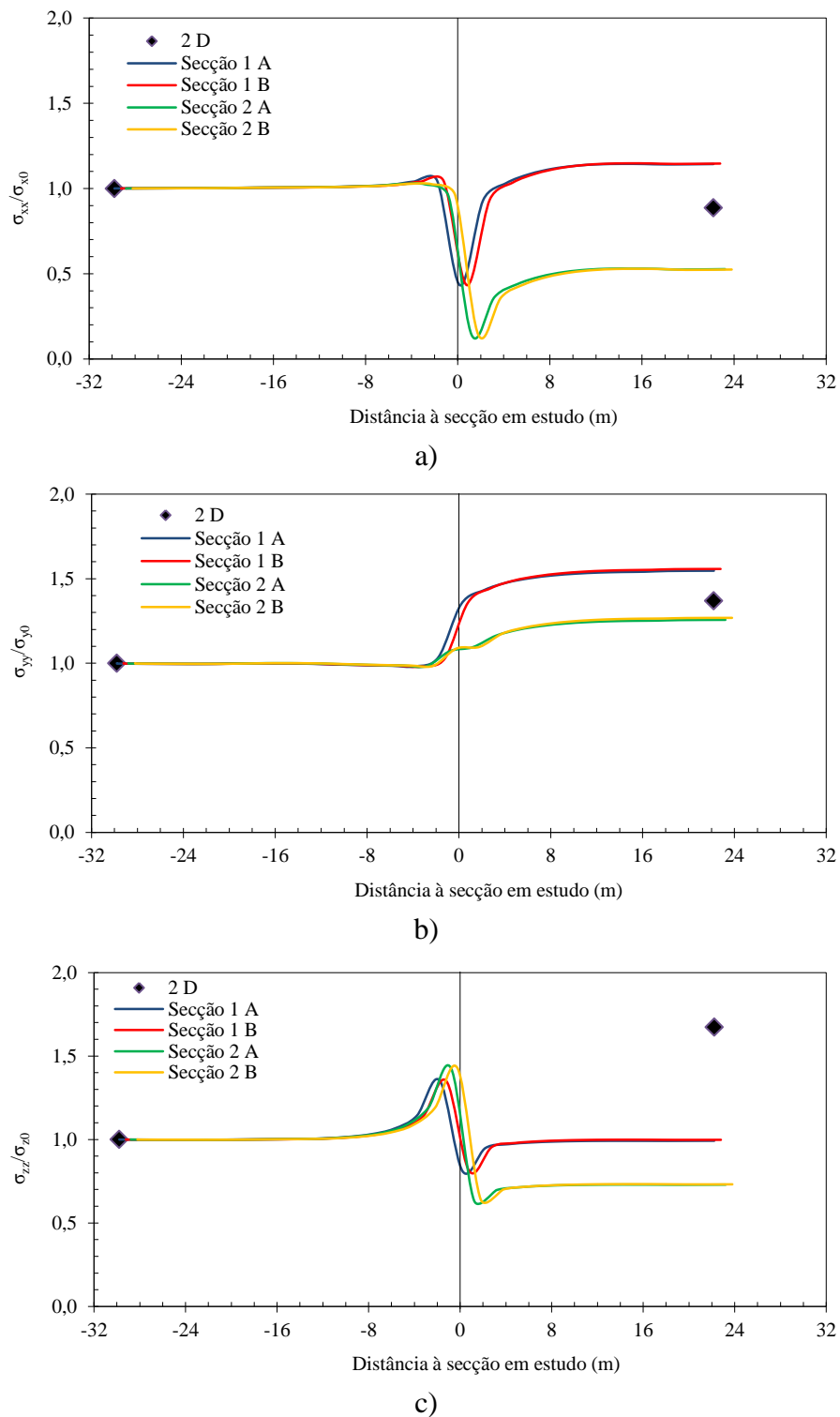
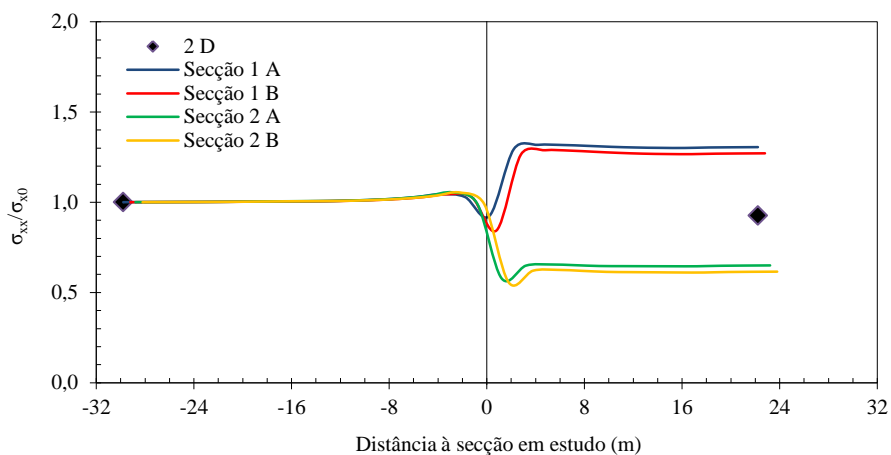
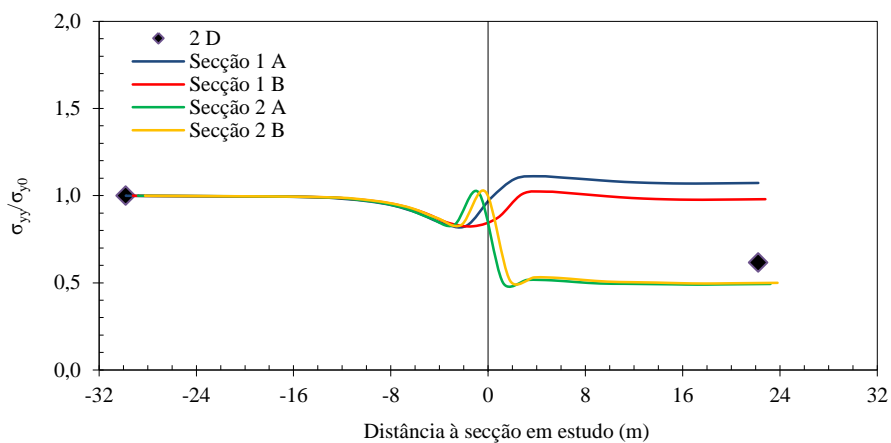


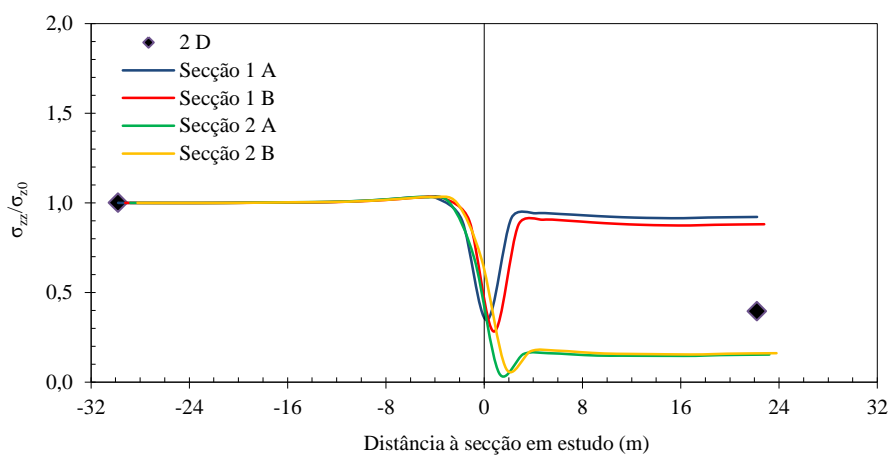
Figura 3.10 – Evolução das tensões no hastel: a) tensões horizontais; b) tensões longitudinais; c) tensões verticais.



a)



b)



c)

Figura 3.11 – Evolução das tensões na soleira: a) tensões horizontais; b) tensões longitudinais; c) tensões verticais.

A análise das figuras anteriores permite evidenciar alguns aspetos, nomeadamente:

- i) A redistribuição das tensões induzida pela influência da escavação do túnel começa-se a sentir quando a frente de escavação está a menos de dois diâmetros da secção de estudo e a distância requerida para que a condição final de equilíbrio seja atingida é pouco superior à distância à frente a que o suporte é instalado. O que comprova que a influência da frente de escavação tem uma extensão menor que 4 diâmetros, como é referido no Capítulo 2;
- ii) Em todos os pontos verifica-se que, adiante da frente de escavação, as tensões radiais e circunferenciais tendem a aumentar, em geral não muito significativamente, em consequência da plastificação que ocorre no núcleo de escavação (Figura 3.6), enquanto as tensões longitudinais tendem a diminuir;
- iii) Após a passagem da frente, na zona não suportada, as tensões radiais, também em todos os pontos, tendem a diminuir, aproximando-se, naturalmente, de zero;
- iv) Ainda na zona não suportada, as tensões circunferenciais também tendem a diminuir em todos os pontos, não sendo visível o efeito da concentração de tensões associado ao efeito de arco transversal, em particular nos pontos do hastead do túnel. Isto acontece porque esses pontos estão localizados numa zona em que a capacidade resistente do maciço foi atingida, pelo que os valores das tensões são controlados pelo critério de rotura adotado;
- v) Uma vez instalado o suporte, tanto as tensões radiais como as circunferenciais aumentam em todos os pontos como consequência do efeito de arco longitudinal;
- vi) No que se refere às tensões longitudinais, na maioria dos pontos elas crescem com a chegada e a passagem da frente de escavação, estabilizando após a instalação do suporte;
- vii) Se adiante da frente a diferença não é significativa, o contrário acontece no que se refere aos valores finais das tensões em pontos da mesma zona localizados em planos longitudinais diferentes, sendo significativamente mais elevados os valores correspondentes aos pontos 1A e 1B. Este aspeto, pouco ou nada referenciado na bibliografia da especialidade, está, sem dúvida, associado ao efeito de arco longitudinal, responsável pela transferência de parte do peso da zona não suportada para o suporte instalado. Naturalmente que a maior parte da carga transferida em cada etapa de escavação é “absorvida” pelas secções do suporte localizadas mais próximas;
- viii) Os valores finais das tensões decorrentes do cálculo 2D são, no geral, enquadrados pelos valores extremos obtidos no cálculo 3D. A exceção acontece com a tensão circunferencial no hastead do túnel, onde o valor decorrente do primeiro dos cálculos é significativamente maior do que os obtidos no segundo;
- ix) O facto de as tensões obtidas no cálculo 3D estabilizarem para grandes distâncias da secção de estudo valida a dimensão longitudinal considerada no modelo.

Na Figura 3.12 encontram-se representadas as evoluções das trajetórias de tensões $s-t$ no plano transversal ao eixo do túnel obtidas nos cálculos bidimensional e tridimensional.

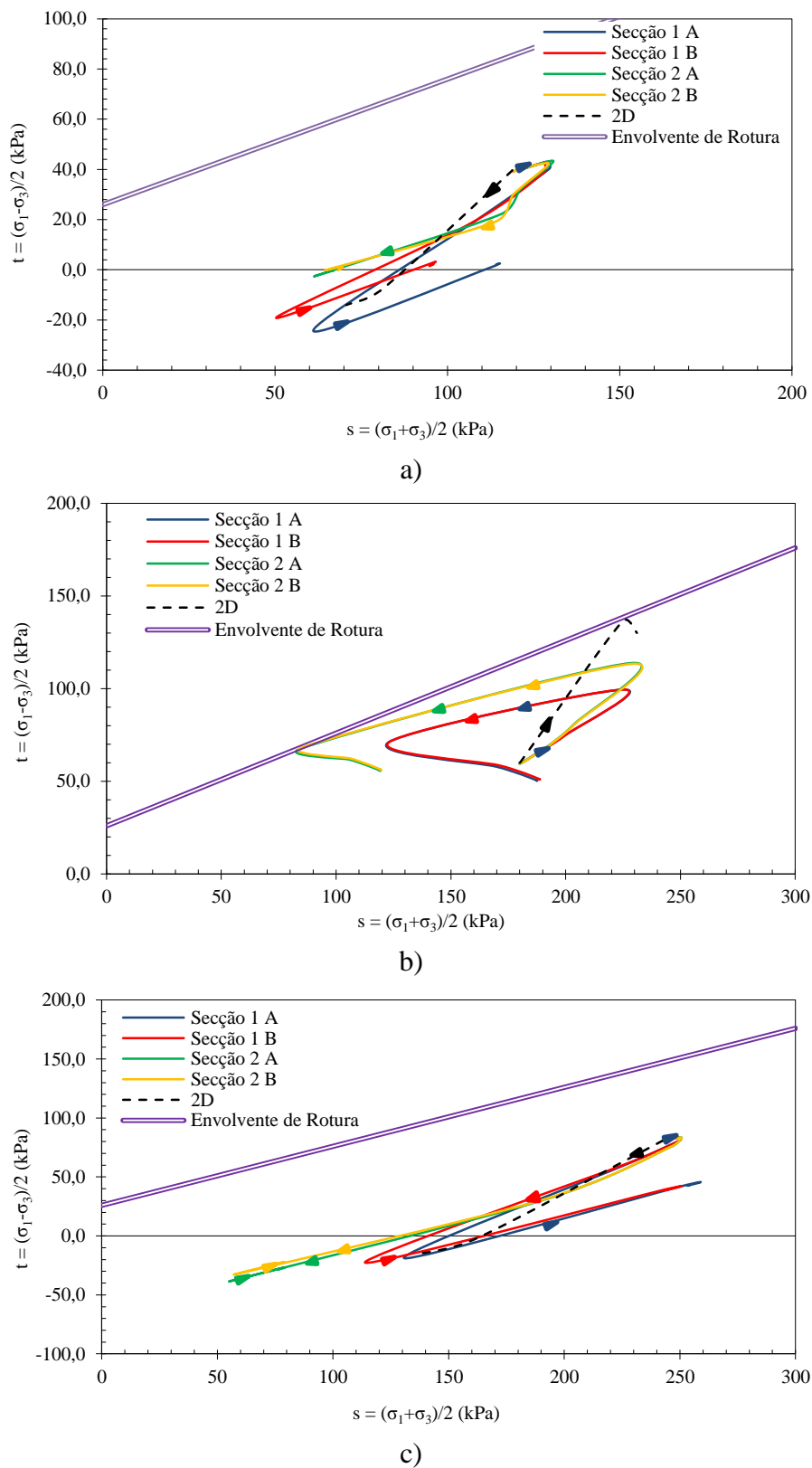


Figura 3.12 – Trajetória de tensões 2D e 3D para: a) coroamento; b) hasteal; c) soleira.

A observação da figura anterior permite constatar quanto são diferentes as trajetórias de tensão obtidas por meio da análise tridimensional e da análise bidimensional, particularmente para os pontos localizados no hastead do túnel.

Na análise bidimensional, no coroamento e na soleira há uma redução contínua da tensão média e uma redução inicial da tensão desviatória até à sua anulação. A partir daqui a tensão circunferencial passa a ser superior à radial verificando-se que a tensão desviatória aumenta, mas agora em sentido contrário ao mobilizado no estado de tensão em repouso. No hastead, em consequência do aumento da tensão circunferencial ser superior à redução da tensão radial, a tensão média sofre um pequeno incremento enquanto a tensão desviatória cresce desde o início, até que a envolvente de rotura é atingida.

Na análise tridimensional, em todos os pontos verifica-se inicialmente um aumento da tensão média, compressão devido ao aproximar da frente, o que se segue uma descompressão acentuada quando da passagem da frente de escavação. No coroamento e na soleira verifica-se uma rotação de 90° na direção das tensões principais, enquanto no hastead a envolvente de rotura é atingida, agora a níveis bem mais baixos do que os correspondentes à análise bidimensional. Uma vez colocado o suporte, a tensão média tende a aumentar novamente em todos os pontos.

3.5.3. Análise dos deslocamentos

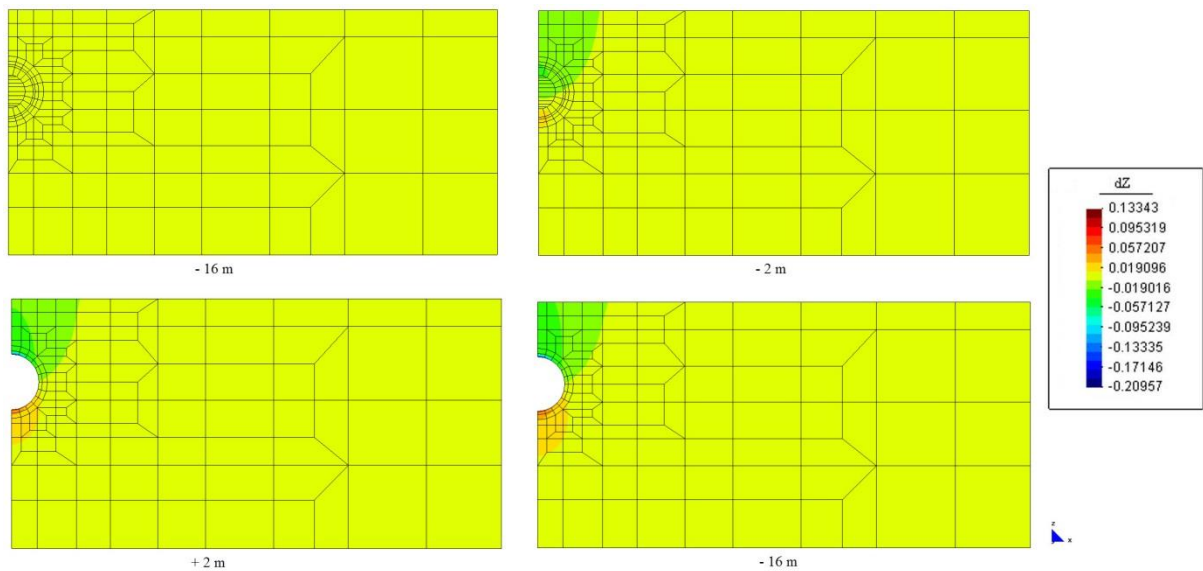
Com o objetivo de avaliar a sua evolução ao longo da construção do túnel, na Figura 3.13 representa-se, na secção de estudo, os deslocamentos, segundo as três direções, obtidos nas fases do cálculo 3D em que a frente de escavação se encontrava a diferentes distâncias (-16 m, -2 m, +2 m e +16 m).

A primeira constatação que se pode retirar da observação da figura é a de que a 2 diâmetros da frente de escavação o efeito desta praticamente ainda não se faz sentir, havendo apenas deslocamentos muito pequenos na direção longitudinal (direção x). Com o aproximar da frente estes deslocamentos longitudinais aumentam, atingem o seu valor máximo aquando da passagem daquela e depois tendem a diminuir com o seu afastamento. Quando a situação de equilíbrio é atingida a componente longitudinal do deslocamento em qualquer ponto do maciço é menor que a respetiva componente radial, o que justifica o estado plano de deformação utilizado pelas análises bidimensionais.

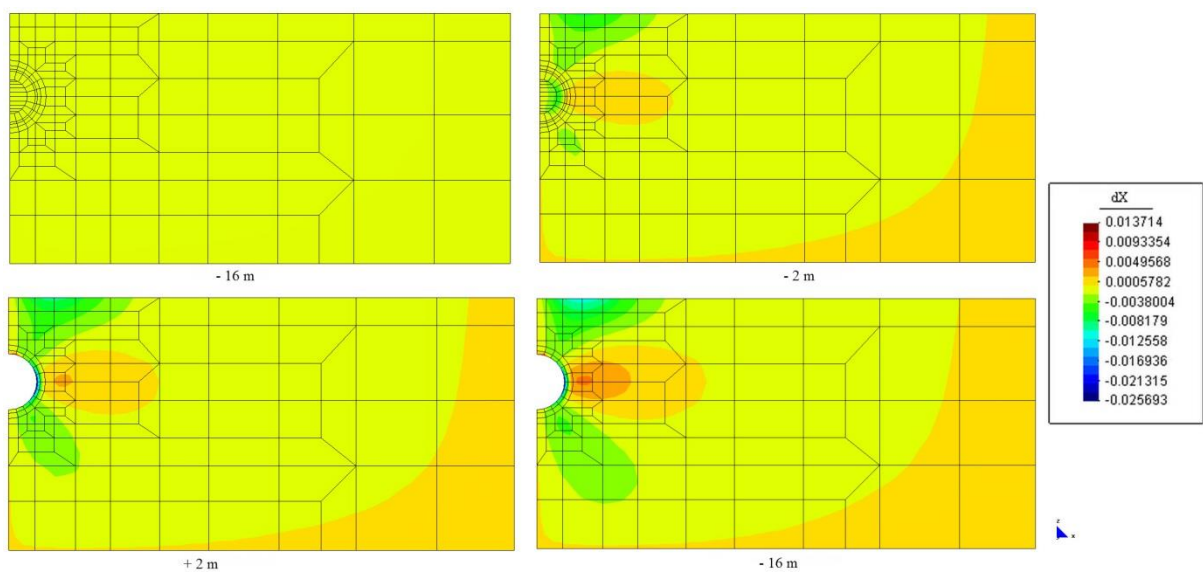
Ao contrário do que acontece com a componente longitudinal, as componentes radiais (direção y) variam, praticamente em todo o maciço, de forma monotónica até à situação de equilíbrio final, apresentando uma taxa de variação máxima aquando da passagem da frente.

No que respeita aos deslocamentos verticais (direção z), eles são descendentes acima do eixo do túnel, anulam-se ao nível deste e são ascendentes abaixo.

Já os deslocamentos perpendiculares ao eixo do túnel são dirigidos para o eixo de simetria acima e abaixo do túnel e em sentido contrário na lateral deste, estando este facto associado ao relativo baixo valor adotado para o coeficiente de impulso em repouso, que faz com que as tensões verticais libertadas pela abertura do túnel sejam superiores às tensões horizontais.



a)



b)

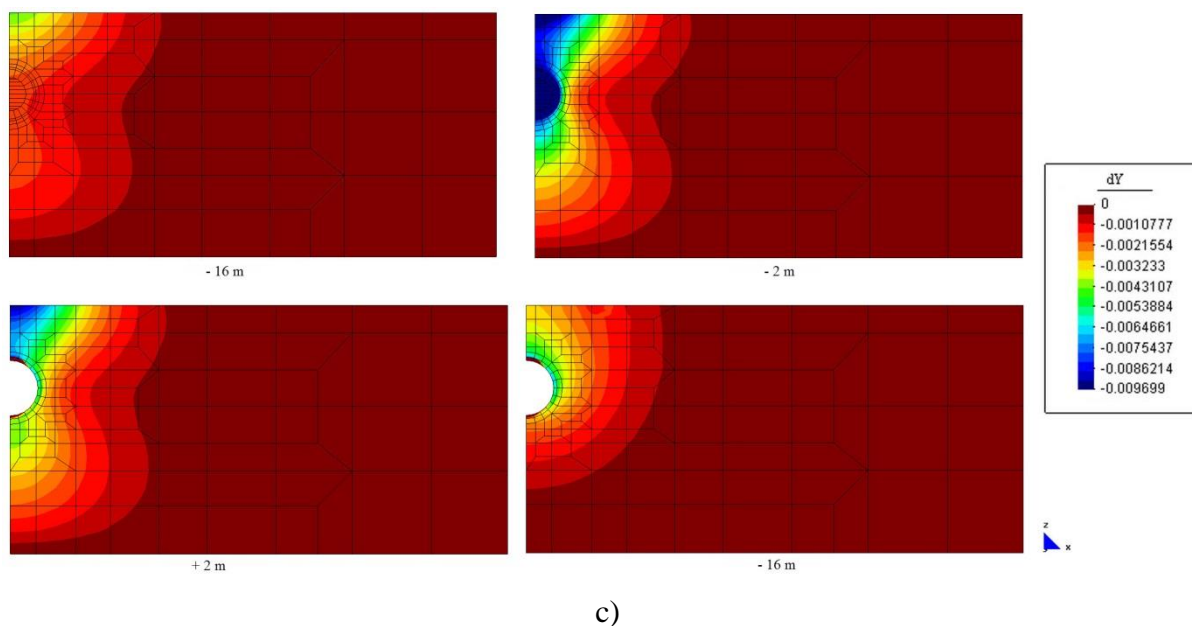


Figura 3.13 – Deslocamentos na secção de estudo para diferentes distâncias à frente de escavação: a) verticais; b) horizontais em x; c) horizontais em y.

Procurando precisar esta questão dos deslocamentos induzidos no maciço envolvente, particularmente os ocorridos na secção transversal, mostra-se na Figura 3.14 os deslocamentos, verticais e horizontais, perpendiculares ao eixo do túnel à superfície do terreno, os deslocamentos verticais em pontos situados sobre o eixo de simetria e os deslocamentos horizontais perpendiculares ao eixo do túnel num eixo vertical a 2,5 m do contorno da abertura, obtidos nos cálculos 3D e 2D. Para o primeiro dos cálculos, são representados os valores obtidos em diferentes fases do cálculo, procurando-se ilustrar a sua evolução com o avanço da escavação. Para o segundo dos cálculos são apenas representados os valores finais.

A observação da figura confirma que todos os deslocamentos que ocorrem na secção transversal do túnel crescem de forma monotónica com o avanço da escavação, sendo a sua taxa de variação significativamente mais elevada quando da passagem da frente de escavação pela secção de estudo e iniciando-se a sua estabilização após a instalação do suporte.

No que respeita aos assentamentos à superfície do terreno, verifica-se que eles se iniciam a uma certa distância do eixo de simetria, cerca de 15 m, definindo o limite da zona influenciada pela escavação, e crescem progressivamente até atingirem um valor máximo sobre aquele eixo. A uma distância deste de, aproximadamente, 6 m, a distribuição transversal dos assentamentos tem um ponto de inflexão, ponto onde ocorre o declive máximo da curva. Este valor para o ponto de inflexão é bastante aproximado ao valor de 5,6 m, obtido através do ábaco de Peck (Figura 2.6).

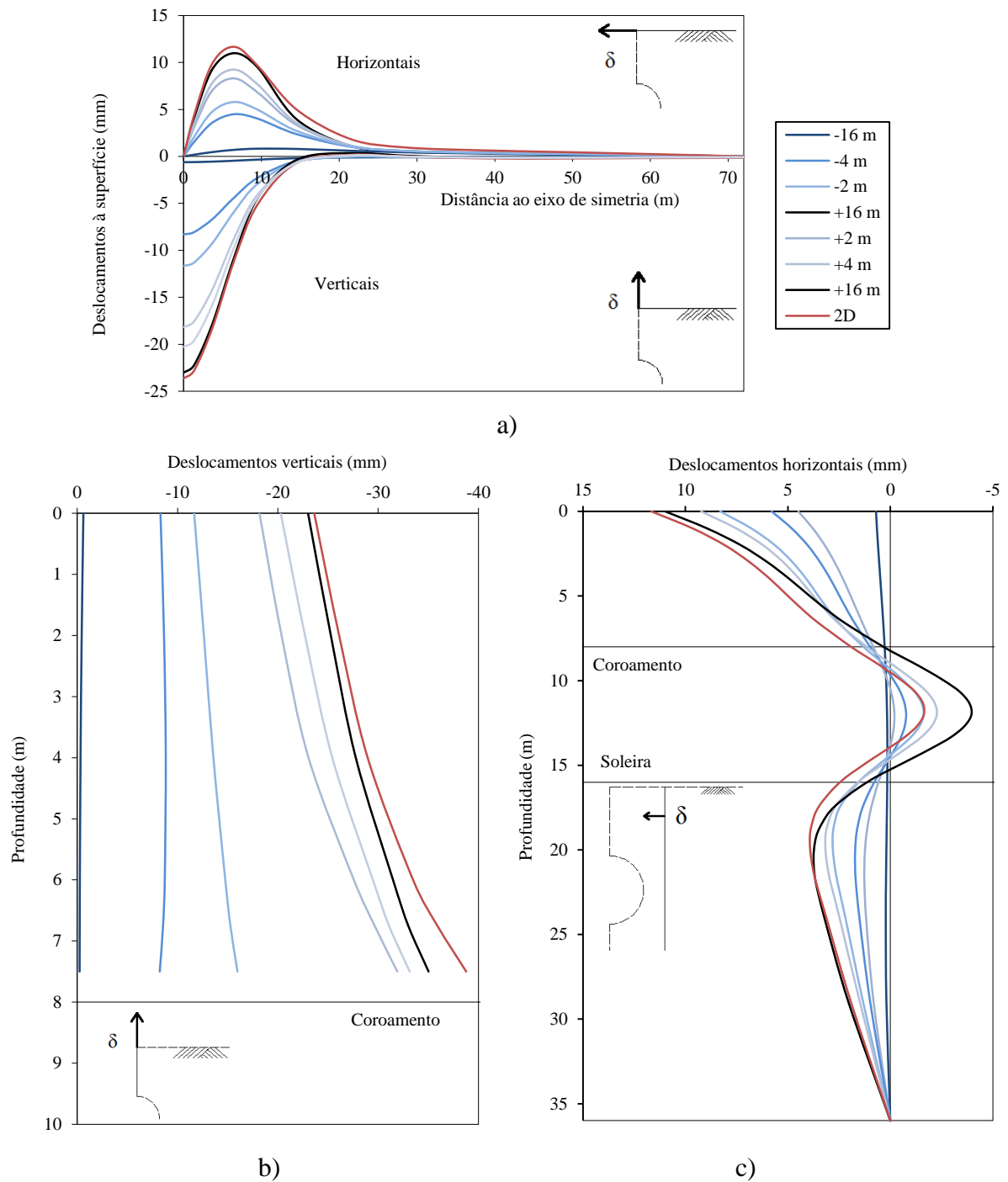


Figura 3.14 – Movimentos induzidos ao maciço no decorrer da escavação: a) deslocamentos verticais e horizontais à superfície do terreno; b) deslocamentos verticais no eixo de simetria sobre o coroamento do túnel; c) deslocamentos horizontais numa prumada situada a 2,5 m do contorno da abertura.

Em relação aos deslocamentos horizontais, que acompanham os assentamentos superficiais, por razões de simetria eles são nulos no eixo do túnel e apresentam um valor máximo, da ordem dos 50% do deslocamento vertical máximo num ponto próximo do ponto de inflexão da curva dos assentamentos. A mesma relação pode ser retirada através das expressões analíticas indicadas no Capítulo 2, pois os deslocamentos horizontais apresentam o seu valor máximo a uma distância de 6,6 m do eixo de simetria do túnel. No limite da faixa influenciada pela escavação, eles são superiores aos verticais.

No que concerne à evolução dos deslocamentos verticais em profundidade, a Figura 3.14b) evidencia que, se no fim eles são maiores junto ao coroamento do túnel do que à superfície do terreno, adiante da frente de escavação o contrário acontece. Este facto é bem ilustrado nas Figura 3.15 e 3.16. Na primeira representa-se a evolução com o avanço da frente de escavação dos deslocamentos verticais para dois pontos sobre o eixo de simetria na secção de estudo: um à superfície e outro no coroamento. Na segunda figura mostra-se a evolução do deslocamento vertical relativo entre os dois pontos referidos.

A análise das duas figuras permite confirmar que adiante da frente de escavação o deslocamento no coroamento é inferior ao da superfície do terreno, o que evidencia bem o efeito de arco longitudinal, que faz com que as tensões verticais no coroamento tendam a crescer adiante da frente, comprimindo o maciço. Na zona não suportada, a diminuição acentuada da tensão vertical que ocorre, como referido na secção anterior, origina uma variação mais acentuada do assentamento no coroamento do que à superfície do terreno. Após a colocação do suporte a tensão vertical volta a aumentar e a diferença entre os assentamentos no coroamento e à superfície do terreno é ligeiramente atenuada.

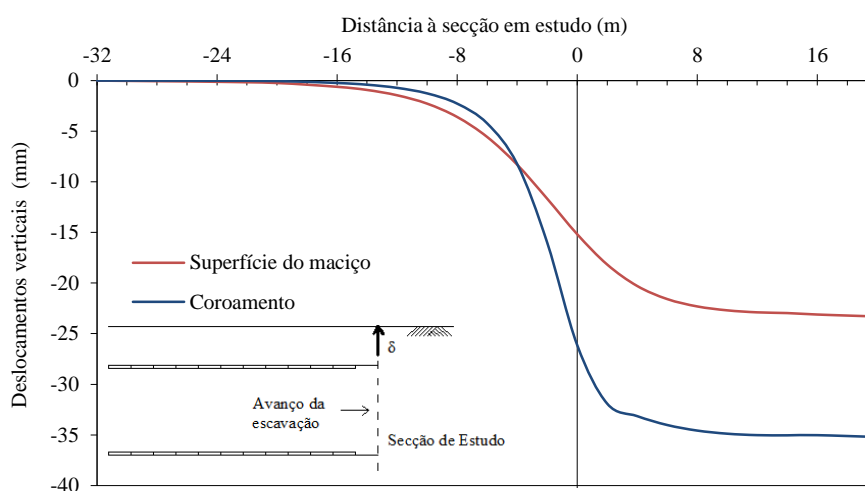


Figura 3.15 – Evolução com o avanço da frente de escavação dos assentamentos à superfície do maciço e no coroamento.

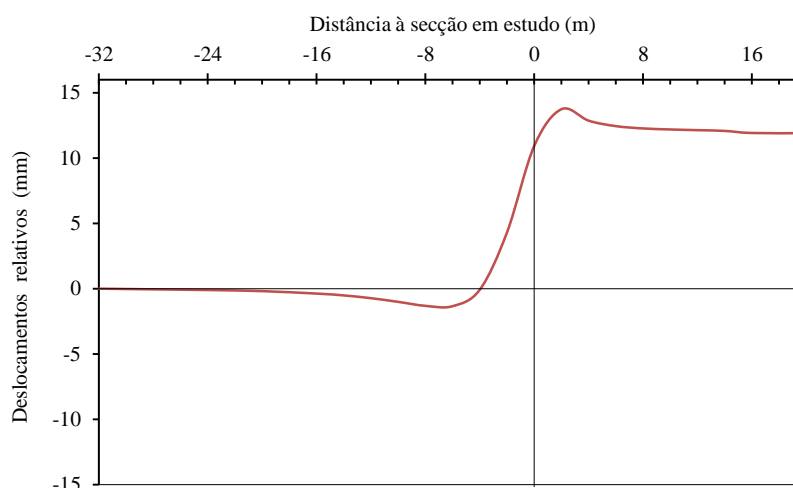


Figura 3.16 – Deslocamento vertical relativo entre a superfície e o coroamento no eixo de simetria.

Voltando à Figura 3.14, a sua análise confirma que os deslocamentos horizontais perpendiculares ao eixo do túnel são dirigidos para o eixo de simetria acima e abaixo da abertura, enquanto na lateral desta o seu sentido é contrário.

Um último aspeto que a análise da Figura 3.14 permite salientar refere-se à comparação dos valores finais dos deslocamentos obtidos nos cálculos 2D e 3D. Se na superfície a concordância é praticamente plena, não só no que respeita ao valor do assentamento máximo no eixo de simetria, mas também na forma como eles evoluem com o afastamento a este, no interior do maciço algumas diferenças se verificam. A mais importante refere-se aos deslocamentos perpendiculares ao eixo do túnel ao nível do hasteal, tendo para isso contribuído a diferença significativa das tensões finais aí induzidas nos dois cálculos, como na secção anterior foi registado.

3.5.4. Esforços mobilizados no suporte

Como era previsível, em função dos resultados apresentados na secção 3.5.2, as tensões e os esforços mobilizados no suporte não são constantes ao longo do seu comprimento, como bem evidencia a Figura 3.17. Nela se representa as tensões normais induzidas na face interna do suporte para a fase final da escavação.

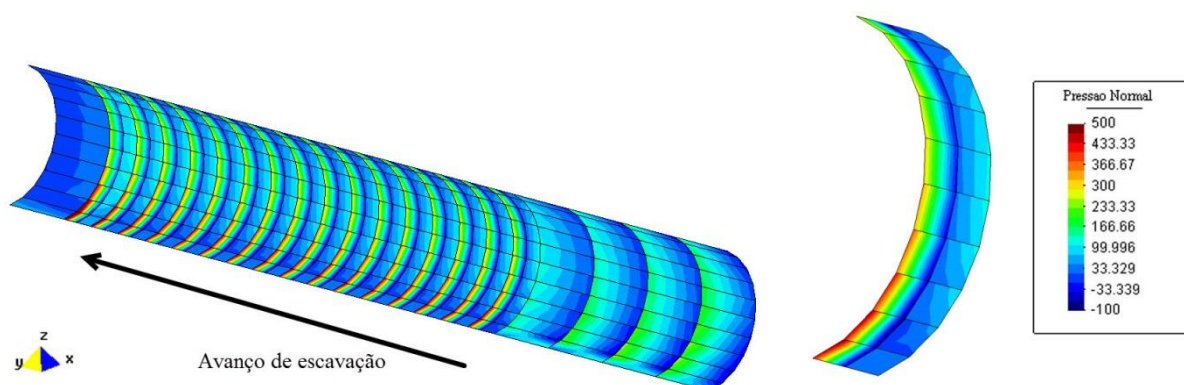


Figura 3.17 – Evolução, ao longo do seu comprimento, das tensões normais na face interna do suporte (kPa).

A Figura 3.18 mostra os esforços finais mobilizados no contorno do suporte, decorrentes do cálculo 3D, para quatro diferentes secções, 1A, 1B, 2A e 2B junto à secção de estudo. As duas primeiras pertencentes aos elementos da primeira das duas fiadas que são escavadas em simultâneo junto da secção de estudo e as secções 2A e 2B aos elementos pertencentes à segunda fiada. Na figura inclui-se, ainda, os esforços obtidos no cálculo 2D.

Em relação aos esforços axiais mobilizados, a análise da figura permite tecer alguns comentários:

- i) Em cada secção, o valor máximo do esforço axial ocorre ao nível do hastel do túnel, dado o valor (0,5) adotado para o coeficiente de impulso em repouso do solo;
- ii) Pelas razões já adiantadas na secção 3.5.2, os esforços axiais são significativamente maiores na secção 1A, secção que quando da escavação se encontra mais próxima da frente, diminuindo progressivamente nas outras três secções mais afastadas da frente. Na secção mais afastada, 2B, chegam a existir, no coroamento e na soleira, esforços de tração;
- iii) Os valores dos esforços axiais obtidos na secção 1A correspondem, aproximadamente, a uma pressão ativa sobre o suporte igual às tensões iniciais no maciço;
- iv) Os valores dos esforços axiais obtidos no cálculo 2D aproximam-se da média dos valores correspondentes às quatro secções obtidos no cálculo 3D;
- v) Esses valores correspondem a uma pressão ativa sobre o suporte um pouco maior que 40% das tensões iniciais no maciço.

No que respeita aos momentos fletores mobilizados, a mesma figura ilustra, por um lado, que eles são moderados, não ultrapassando o valor de 40 kNm/m, e por outro, que são semelhantes nas quatro secções analisadas, não se verificando as diferenças detetadas nos

esforços axiais. É possível, ainda, verificar que existe uma boa concordância entre os valores obtidos no cálculo 3D com os do cálculo 2D.

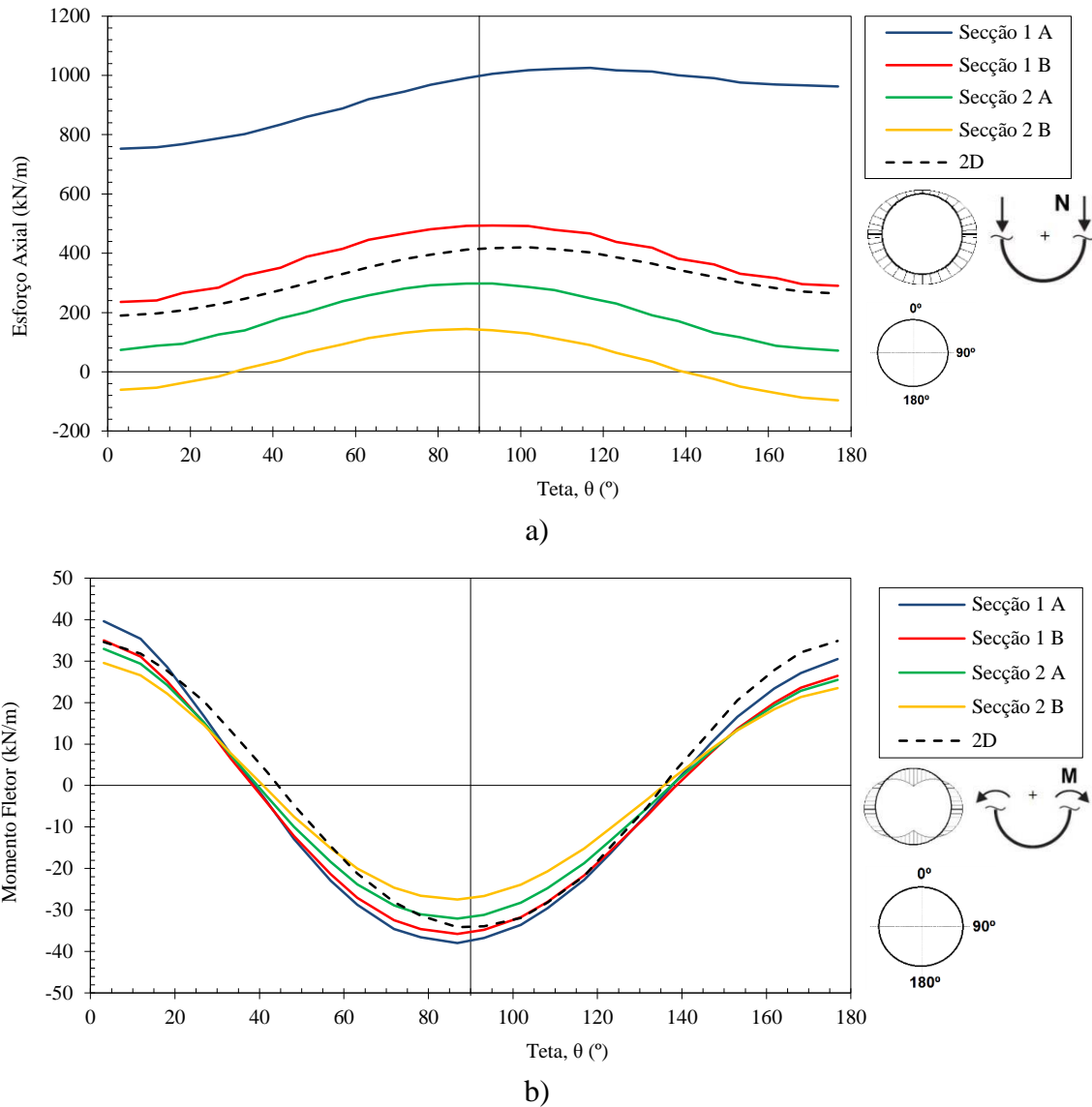
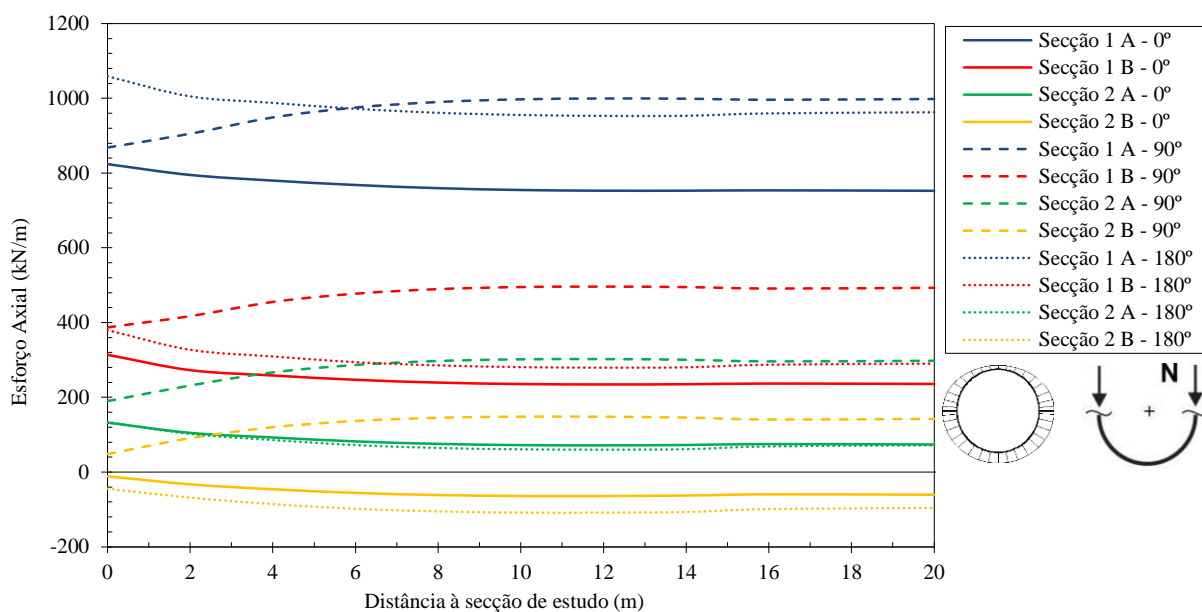


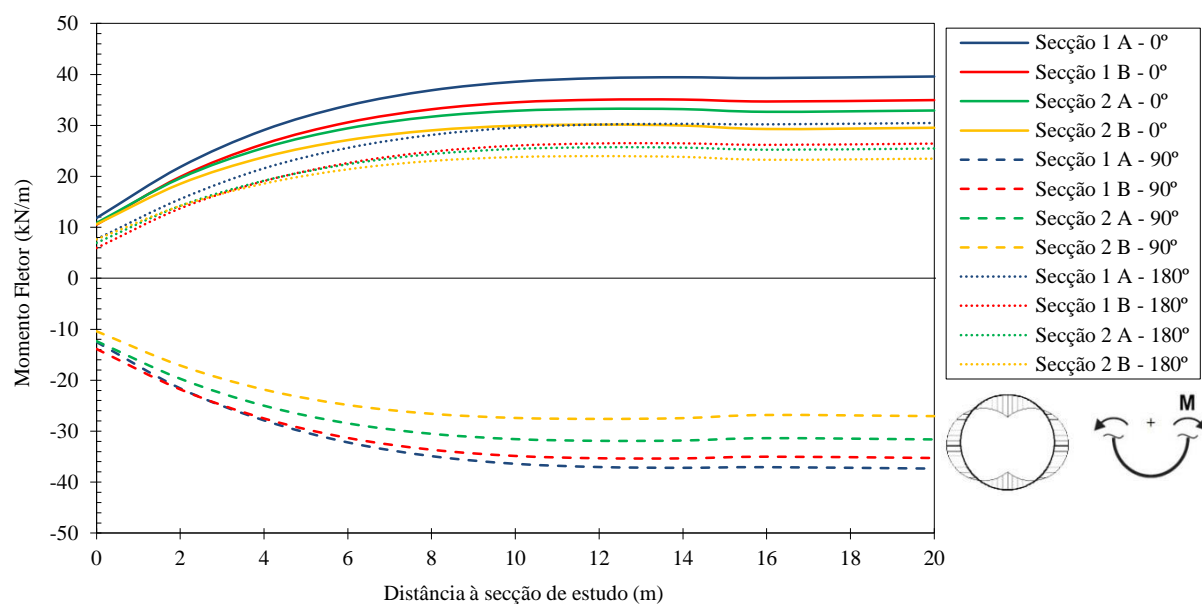
Figura 3.18 – Esforços mobilizados no suporte do tunel, para o cálculo base tridimensional: a) esforço axial; b) momento fletor.

A evolução com o avanço da escavação dos esforços mobilizados no suporte colocado na secção de estudo é apresentada na Figura 3.19. A primeira constatação que a análise da figura permite fazer é que os esforços estabilizam, atingindo o seu valor final, após um avanço de 8 m (1 Diâmetro) da frente de escavação (quatro etapas de escavação).

No que concerne ao esforço axial, verifica-se que ele tende a aumentar no hastel e a diminuir no coroamento e na soleira, enquanto o momento fletor tende a aumentar em todas as zonas.



a)



b)

Figura 3.19 – Evolução dos esforços mobilizados no suporte com o avanço da escavação: a) esforço axial; b) momento fletor.

Sendo os esforços no suporte variáveis ao longo do seu comprimento, é natural que tal também se reflita nos seus deslocamentos. Tal pode ser confirmado pela observação da Figura 3.20, onde se representam as convergências, vertical e horizontal, obtidas no cálculo 3D em duas secções, secção 1 e secção 2, intermédias das secções 1A e 1B e 2A e 2B, respetivamente.

Para além da confirmação que as deformações do suporte são variáveis ao longo do seu comprimento, a análise da figura, permite ainda concluir que a secção do túnel tende a ovalizar, diminuindo o diâmetro vertical e aumentando o diâmetro horizontal, e que essa deformação estabiliza quando a frente de escavação se encontra a 8 m da secção de estudo, ou seja, passadas 4 fases de escavação. É igualmente evidenciado pela figura que na secção 1, mais próxima da secção em estudo, a convergência é maior, diminuindo com o afastamento relativamente à secção de estudo.

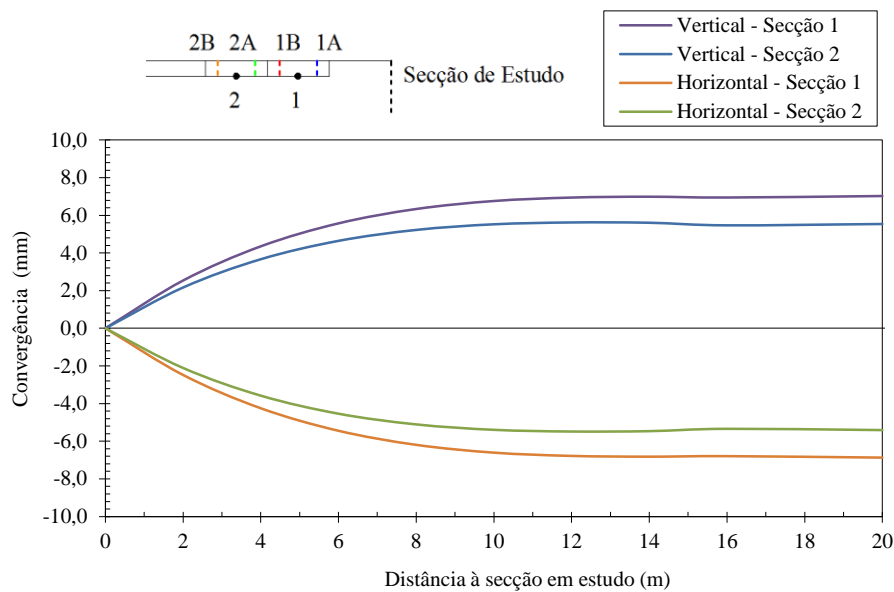


Figura 3.20 – Evolução, com o avanço da frente de escavação, da convergência do túnel.

4. ESTUDO DO REFINAMENTO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

4.1. Introdução

Após a realização de alguns cálculos verificou-se que não é possível a utilização da malha de elementos finitos do capítulo anterior para o estudo paramétrico do próximo capítulo. Esta inviabilidade deve-se à utilização de um suporte em betão projetado, que requer um maior número de elementos finitos. O aumento desse número de elementos finitos é necessário à própria simulação da variação das propriedades do suporte durante a construção do túnel, pois os elementos constituintes do suporte têm de ser substituídos, o que implica a sua replicação e consequente aumento. Assim, é necessário uma malha de elementos finitos com menos planos transversais, para poder incorporar elementos adicionais que permitam a modelação de um suporte em betão projetado. A alteração no refinamento da malha de elementos finitos não é desprovida de diferenças nos resultados, servindo o presente capítulo para demonstrar o erro associado a esta alteração.

Por forma a realizar este estudo conceberam-se modelos em que apenas se alterou a malha de elementos finitos tridimensional, mantendo-se a malha de elementos finitos bidimensional em todos. Nessa alteração apenas se modificaram as distâncias entre planos transversais, de modo a analisar a influência de, para o mesmo avanço de escavação, ter um maior número de elementos.

Os cálculos efetuados são em tudo iguais ao Cálculo Base, com a exceção da distância entre planos transversais, ou seja, altera-se o refinamento longitudinal da malha de elementos finitos. De modo a determinar o erro associado ao refinamento da malha tridimensional de elementos finitos conceberam-se dois modelos que permitem definir os limites desse erro. Num primeiro modelo, contendo o número máximo de elementos que o programa de cálculo permite utilizar, denominado MR_{0,5}, o refinamento é igual ao Cálculo Base com exceção da zona mais próxima à secção de estudo, num comprimento igual a 8 m, onde o espaçamento entre planos transversais é de 0,5 m. No entanto, não é possível a utilização deste nos cálculos do estudo paramétrico devido à impossibilidade de introduzir novos elementos que simulem o comportamento do betão projetado. Assim, concebe-se um segundo modelo que contém o número máximo de elementos que possibilitam a simulação referida, denominado MR₂. Este modelo possui metade dos elementos do Cálculo Base na extensão de 4 Diâmetros, sendo o espaçamento entre planos transversais de 2 m. Mantendo sempre o mesmo comprimento do

avanço de escavação, o número de elementos por avanço varia entre os três modelos. O Cálculo Base contém 2 elementos por avanço de escavação, o modelo MR_2 contém 1 elemento e o modelo MR_0,5 contém 4 elementos na zona junto à secção de estudo.

Na Figura 4.1 encontra-se a representação dos planos xOy dos modelos concebidos, sendo assim mais evidentes as alterações efetuadas relativamente ao Cálculo Base.

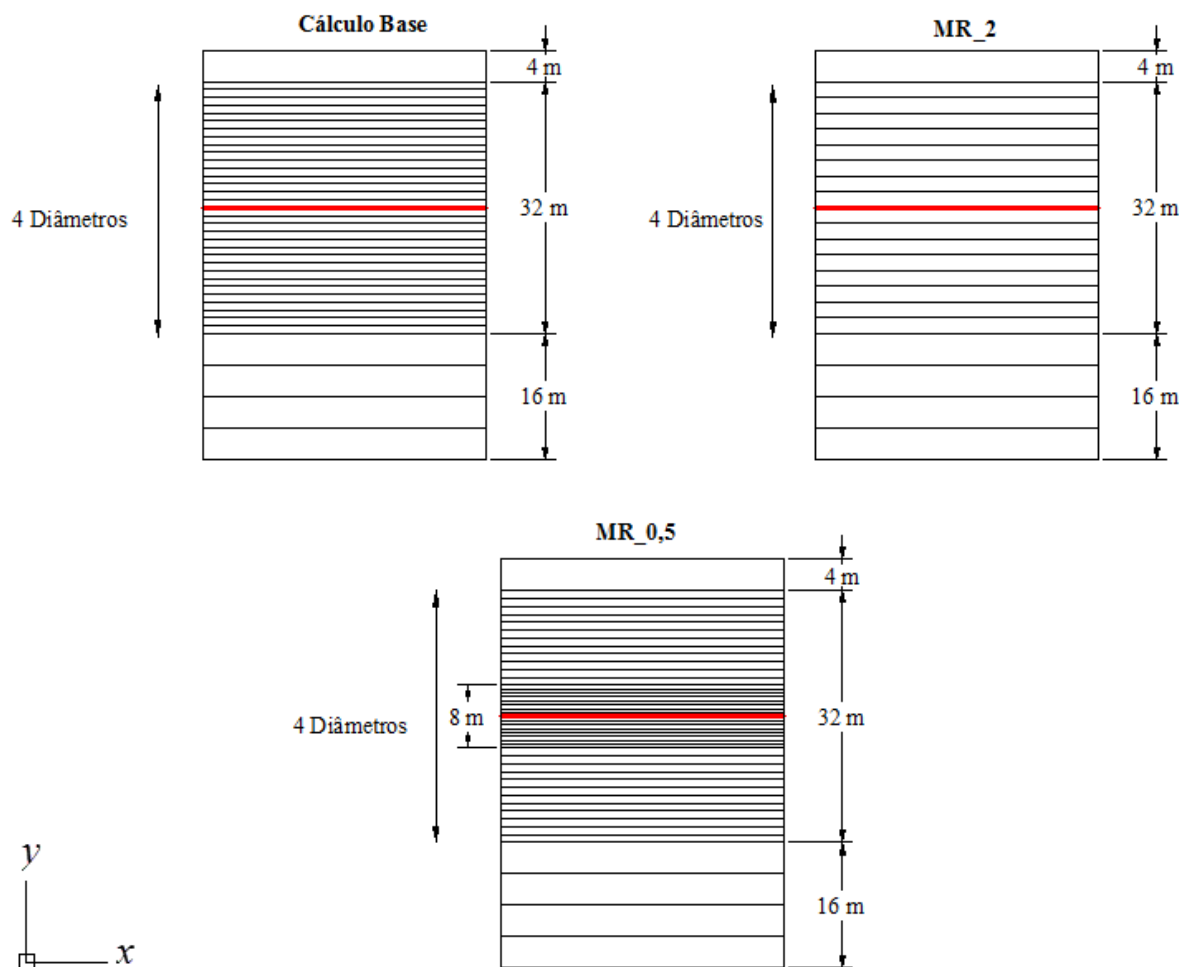


Figura 4.1 – Plano xOy da malha de elementos finitos dos modelos numéricos concebidos.

4.2. Comparação dos modelos concebidos

Encontrando-se expostos os modelos necessários ao estudo do refinamento da malha de elementos finitos é necessário proceder à análise dos seus resultados para, posteriormente, poder retirar conclusões relativamente ao erro cometido na utilização do modelo menos refinado nos cálculos do próximo capítulo.

São comparados os deslocamentos à superfície do terreno, verticais e horizontais, perpendiculares ao eixo do túnel, bem como os esforços no suporte, para a última fase de

cálculo. A partir do deslocamento vertical no eixo do túnel é possível obter o valor do fator de alívio que simula no plano bidimensional o respectivo cálculo tridimensional.

Na Figura 4.2 representam-se os deslocamentos à superfície do terreno, para os três cálculos tridimensionais em comparação. A observação da figura seguinte permite constatar que os deslocamentos aumentam à medida que o grau de refinamento aumenta. Este aumento pode ser justificado pela influência que o número de elementos tem na rigidez global do sistema. Assim, à maior rigidez do modelo corresponde o menor número de elementos finitos, ou seja, ao maior afastamento entre planos transversais. Revela-se, assim, uma relação inversamente proporcional entre o número de elementos finitos e a rigidez global do modelo. A Figura 4.2 evidencia, no entanto, que não é linear a diminuição dos deslocamentos com o refinamento da malha de elementos finitos. Observa-se uma maior variação de deslocamentos entre o modelo MR_2 e o Cálculo Base do que entre o modelo MR_0,5 e o Cálculo Base. Assim, é explícito que a influência do refinamento diminui com o seu aumento.

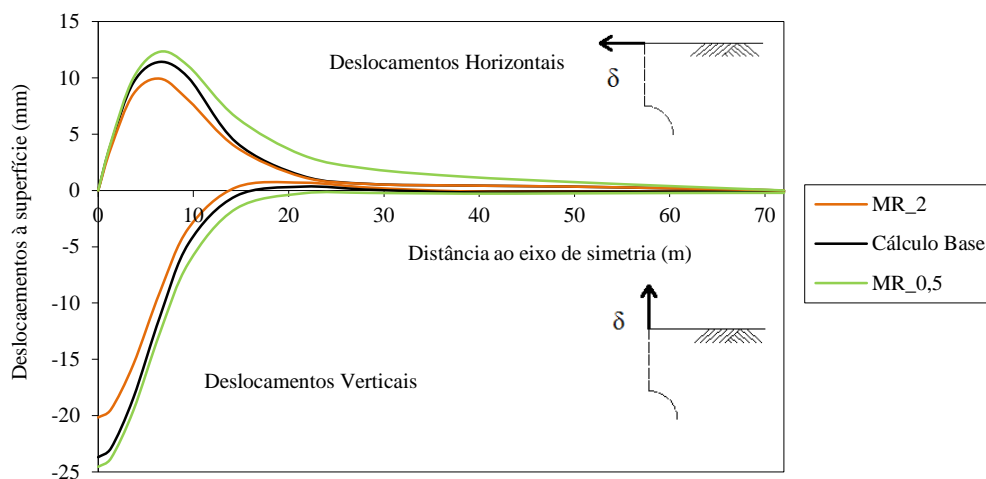


Figura 4.2 – Deslocamentos verticais e horizontais à superfície do maciço, para os cálculos tridimensionais realizados.

Como referido anteriormente, após a determinação do deslocamento vertical máximo no eixo do túnel, é possível definir o valor do fator de alívio que corresponde a esse deslocamento. No Quadro 4.1 apresentam-se esses mesmos fatores de alívio, bem como o deslocamento vertical e a sua percentagem de erro, relativamente ao Cálculo Base, associada a cada modelo. Como expectado, o erro diminui à medida que o refinamento da malha de elementos finitos aumenta.

Quadro 4.1 – Fatores de alívio decorrentes dos cálculos tridimensionais realizados.

Cálculo	Deslocamento vertical (mm)	Erro (%)	Fator de Alívio (α)
MR_2	-20,16	14,91%	0,48
Cálculo Base	-23,70	-	0,54
MR_0,5	-24,55	-3,60%	0,56

Com a finalidade de comparar os esforços entre os cálculos, na Figura 4.3 representa-se, para três pontos do suporte (coroamentos, hasteal e soleira), o esforço axial e momento fletor obtidos em cada cálculo, referentes à última fase de cálculo. São igualmente representados os esforços decorridos dos cálculos 2D, obtidos com base nos fatores de alívio do Quadro 4.1. À medida que o número de elementos finitos aumenta por avanço de escavação também aumenta o número de pontos de Gauss a partir dos quais é possível obter o valor dos esforços, pois cada elemento contém 2 pontos de Gauss. Assim, a malha menos refinada (MR_2) possui 2 pontos de Gauss, enquanto que a referente ao Cálculo Base compreende 4 e a malha mais refinada (MR_0,5) contém 8. De modo a ser possível a comparação entre os cálculos normaliza-se a distância a que cada ponto de Gauss se encontra da frente do suporte pelo comprimento do avanço (2 m).

A primeira conclusão a retirar da Figura 4.3 passa pela constatação que no primeiro ponto Gauss de cada elemento, ou seja, aquele que se encontra mais próximo da zona não suportada, os esforços aumentam com o aumento do refinamento da malha de elementos finitos. Independentemente do grau de refinamento do modelo os esforços possuem a tendência de diminuir ao longo do comprimento de 2 m em que o suporte é colocado. A diminuição é linear quando só existe um elemento por avanço, mas quando existem mais essa diminuição toma a forma de uma curva e, portanto, mais aproximada ao comportamento real do suporte. A média dos esforços registados no suporte acompanha a variação do grau de refinamento da malha de elementos finitos, aumentando com este. Os esforços 2D, por outro lado, como acompanham a variação do fator de alívio, aumentam com a diminuição do refinamento da malha de elementos finitos. Assim, logicamente que a diferença entre os esforços 2D e 3D é tanto maior quanto mais refinada a malha.

No Quadro 4.2 encontra-se a percentagem de erro dos esforços médios entre os cálculos efetuados e o Cálculo Base. Constata-se que o erro aumenta, tanto no esforço axial como no momento fletor, com o aumento do refinamento da malha de elementos finitos. Verifica-se que o erro entre os esforços referentes aos cálculos 2D, praticamente igual entre os três pontos do perímetro do suporte analisados, é maior para a malha menos refinada.

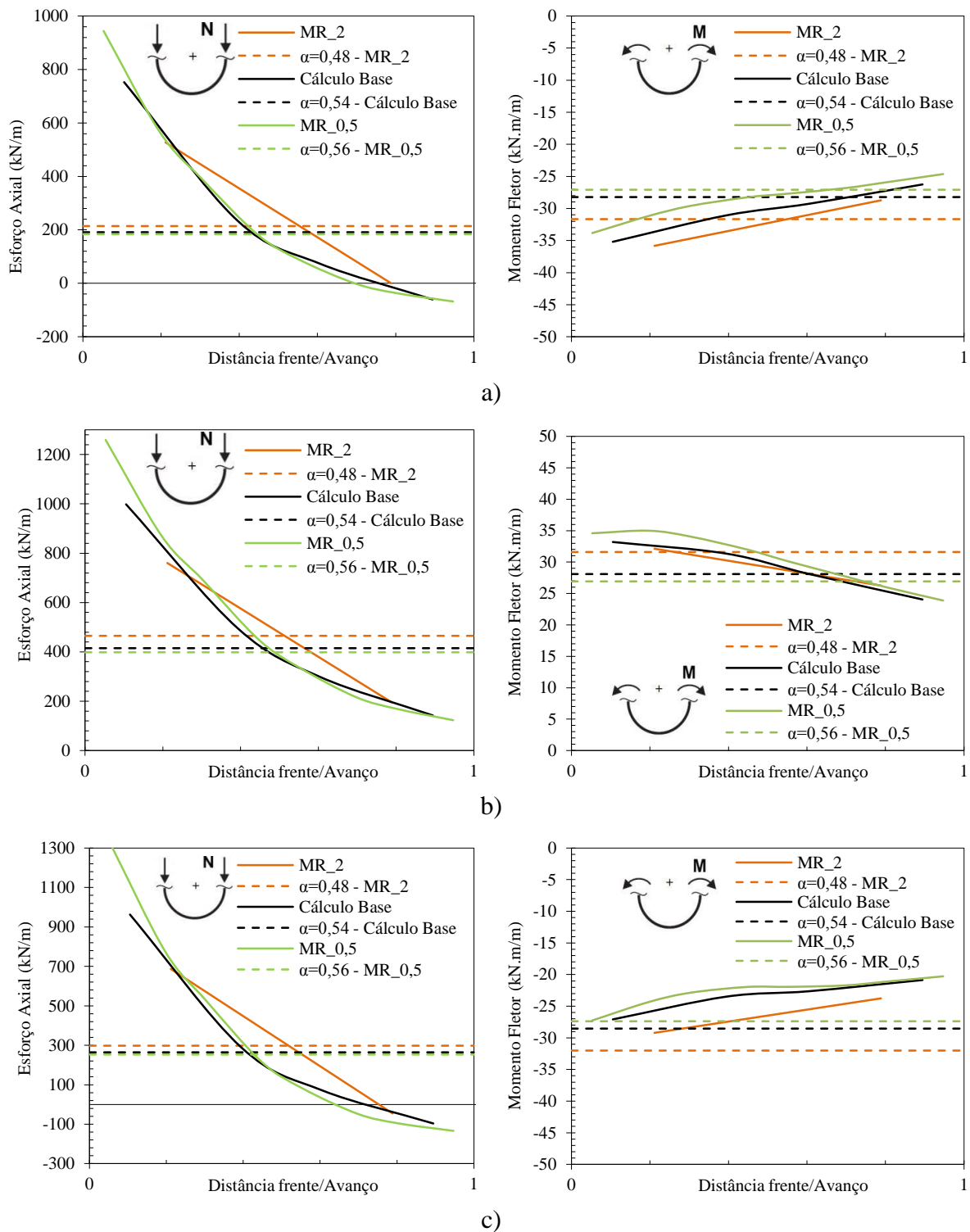


Figura 4.3 – Esforços mobilizados no suporte do tunel, para os cálculos referentes ao estudo do refinamento da malha de elementos finitos: a) coroa; b) hasteal; c) soleira.

Quadro 4.2 – Percentagem de erro nos esforços entre os cálculos realizados e o Cálculo Base.

Cálculo	Esforço Axial				Momento Fletor			
	0°	90°	180°	2D	0°	90°	180°	2D
MR_2	5,44%	1,04%	4,64%	12,05%	6,01%	0,08%	1,26%	12,17%
Cálculo Base	-	-	-	-	-	-	-	-
MR_0,5	-3,18%	-6,47%	-8,10%	-4,02%	-6,42%	-4,27%	-3,54%	-4,06%

4.3. Conclusão

Após a obtenção dos resultados relativos aos cálculos realizados é possível conhecer o erro associado à utilização do modelo menos refinado no estudo paramétrico do próximo capítulo deste trabalho. Verificou-se que o grau de refinamento da malha de elementos finitos influencia os resultados obtidos, diminuindo essa influência com o refinamento desta. Portanto, não compensa a utilização de uma malha de elementos finitos com mais que 2 elementos por avanço de escavação, atendendo a que a diferença nos resultados é bastante diminuta e o tempo e capacidade de computação aumentam significativamente. Assim, para o estudo de um túnel cujas propriedades do suporte não variam, o Cálculo Base tem o nível de refinamento mais adequado.

Como referido anteriormente, a única malha que permite a utilização de um suporte em betão projetado é a menos refinada (MR_2), devido ao programa de cálculo não possuir capacidade para realizar cálculos que simulem o comportamento do betão projetado nos modelos cuja malha é mais refinada. O motivo desta limitação no programa deve-se à utilização de elementos finitos isoparamétricos de ordem elevada (20 pontos nodais). Ao utilizar este tipo de elementos é necessário um esforço computacional mais elevado do que relativamente à utilização de elementos isoparamétricos de 8 pontos nodais. No caso do problema em estudo é bastante importante a utilização de elementos com 20 pontos nodais, de modo a obter uma melhor simulação do comportamento do solo e suporte.

Apesar de não ser possível optar por um outro nível de refinamento na execução dos cálculos utilizados no estudo paramétrico, o modelo utilizado pode ser considerado viável, pois as diferenças, em relação ao Cálculo Base em termos de deslocamentos e esforços, correspondem às usualmente obtidas em estudos já realizados por outros autores, nomeadamente por Möller (2006).

5. ESTUDO PARAMÉTRICO

5.1. Introdução

O objetivo do presente capítulo consiste no estudo e análise da influência que o suporte de um túnel tem no comportamento da escavação e na verificação da capacidade que as análises bidimensionais, isto é, em condições de deformação plana, têm de o reproduzir adequadamente. Os parâmetros analisados foram a espessura do suporte, a distância com que este é colocado relativamente à frente de escavação e a sua deformabilidade. Em todos os cálculos efetuados manteve-se constante o estado de tensão inicialmente instalado no maciço circundante, as características mecânicas deste e a escavação em face plena. Os cálculos tridimensionais foram realizados com a malha de elementos finitos do modelo MR_2, pelos motivos explicados no capítulo anterior.

De modo a analisar a influência da espessura do suporte, foram efetuados dois cálculos 3D, cujas alterações em relação ao problema de referência consistiram na diminuição daquela grandeza de 30cm para 10 cm, simulando um suporte mais flexível, e num aumento para 50 cm, simulando um suporte mais rígido.

Procurando avaliar a influência do comprimento de cada etapa de escavação, ou seja, do vão não suportado, outros dois cálculos 3D foram realizados, considerando para aquele comprimento valores de 4 m (D/2) e de 8 m (D) em vez do valor de 2 m (D/4) admitido no cálculo de referência.

Em túneis construídos de acordo com os princípios do NATM, o suporte é usualmente constituído por betão projetado em vez de o ser por betão pré-moldado, como acontece nos túneis construídos com recurso a máquinas tuneladoras. Como as características do betão projetado, resistência e rigidez, se alteram no tempo, outros dois cálculos 3D foram efetuados, simulando, agora, o endurecimento do material constituinte da estrutura de suporte através da variação do seu módulo de deformabilidade com o tempo, segundo a metodologia proposta pelo Eurocódigo 2. Em ambos os dois cálculos se admitiu, tal como no cálculo de referência, que o comprimento da etapa de escavação é de 2 m, tendo-se num deles considerado, tal como no cálculo de referência, que a distância à frente a que o suporte é instalado é de 2 m, enquanto no outro essa distância foi admitida igual a 4 m.

Em relação à análise dos resultados é dado particular destaque aos movimentos induzidos no maciço envolvente, nomeadamente à superfície, e aos esforços, axial e momento fletor,

mobilizados no suporte, questões que, conjuntamente com a estabilidade da frente de escavação, constituem prioridades no projeto de um túnel superficial.

Em conjunto com os cálculos tridimensionais foram realizados para efeitos comparativos cálculos bidimensionais, tendo-se, tal como no cálculo de referência, definidos os fatores de alívio das tensões de forma a que os assentamentos máximos à superfície obtidos iguallassem os decorrentes dos cálculos 3D correspondentes.

5.2. Influência da espessura do suporte

5.2.1. Considerações iniciais

No Quadro 5.1 apresenta-se a designação dos cálculos 3D efetuados com o objetivo de analisar a influência da espessura do suporte no comportamento de um túnel e as diferenças entre eles.

Quadro 5.1 – Cálculos 3D efetuados variando a espessura do suporte.

Cálculo	Parâmetros		
	Avanço da escavação	Espessura do suporte	Módulo de elasticidade do betão
C_2-10		10 cm	
C_2-30	2 m	30 cm	28 GPa
C_2-50		50 cm	

5.2.2. Movimentos induzidos no maciço

Na Figura 5.1 confrontam-se os deslocamentos à superfície do terreno (verticais e horizontais), os deslocamentos verticais em pontos situados sobre o eixo de simetria do túnel e, ainda, os deslocamentos horizontais em pontos localizados num eixo vertical a 2,5 m do contorno da abertura obtidos no final dos três cálculos 3D e nos cálculos 2D correspondentes. Na figura são igualmente indicados os fatores de alívio das tensões considerados nos cálculos 2D.

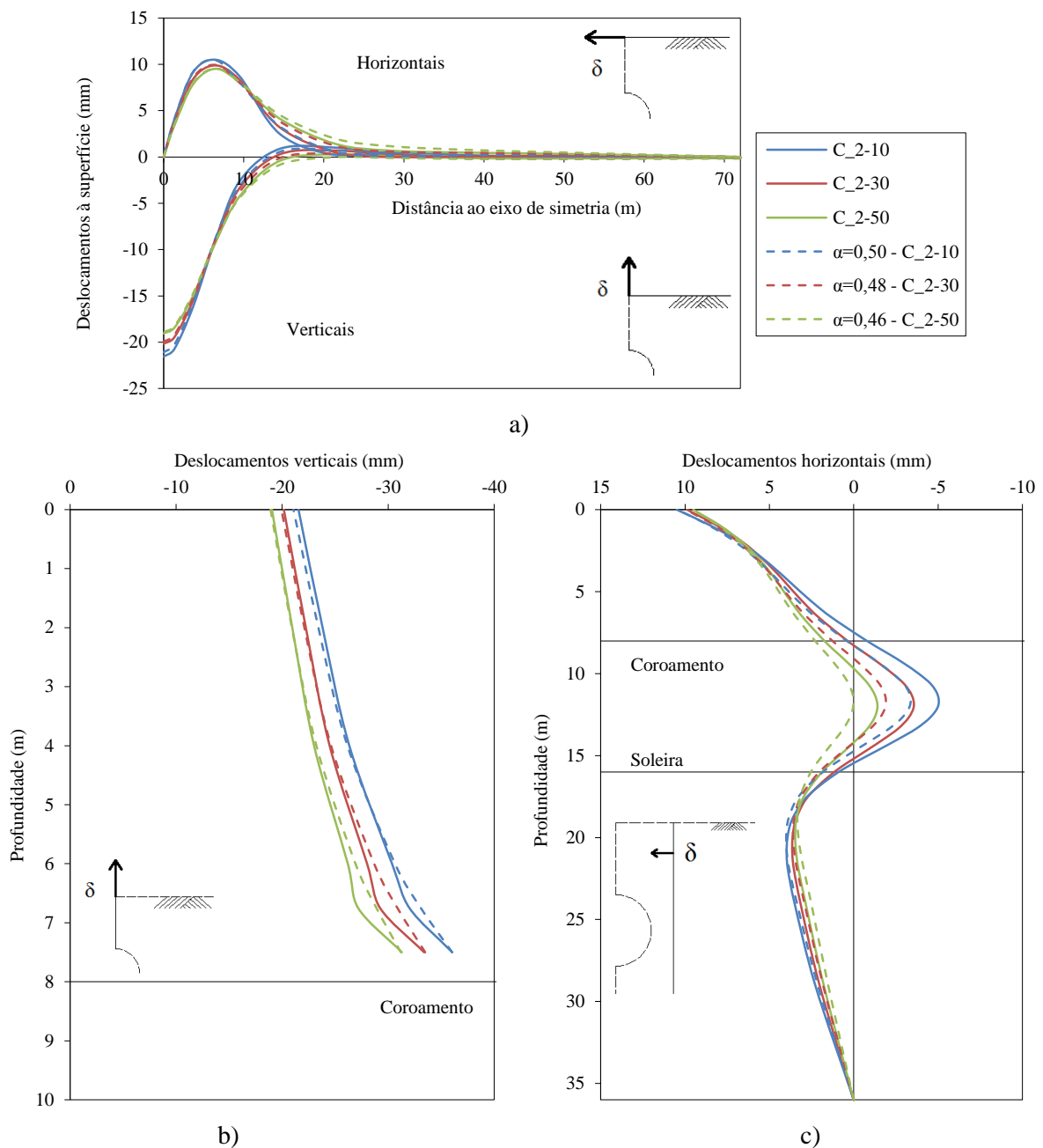


Figura 5.1 – Efeito da espessura do suporte nos movimentos induzidos no maciço: a) deslocamentos à superfície do terreno; b) deslocamentos verticais no eixo de simetria sobre o coroamento do túnel; c) deslocamentos horizontais numa prumada a 2,5 m do contorno da abertura.

A análise da figura anterior permite evidenciar os seguintes aspetos:

- O valor do fator de alívio a adotar no cálculo 2D, para que o assentamento máximo à superfície iguale o equivalente do cálculo 3D, é dependente das características do suporte, tendendo a diminuir com o aumento da rigidez deste;

- b) Como era expectável, o aumento da rigidez do suporte originou menores movimentos induzidos no maciço pela escavação;
- c) No entanto, a importante variação da rigidez do suporte considerada não conduziu a uma variação relevante dos deslocamentos induzidos pela escavação, nomeadamente à superfície do terreno, contribuindo para isso o facto, como é bem ilustrado na Figura 5.2, de uma percentagem significativa daqueles deslocamentos se processarem antes da instalação do suporte, pelo que será pequena a influência da rigidez deste no controlo das deformações;
- d) As diferenças mais acentuadas ocorrem nas proximidades da abertura, nomeadamente no que respeita aos deslocamentos horizontais no hastead do túnel, contribuindo para isso a maior ou menor ovalização sofrida pelo suporte quando carregado. Quanto mais flexível for o suporte maior a ovalização.

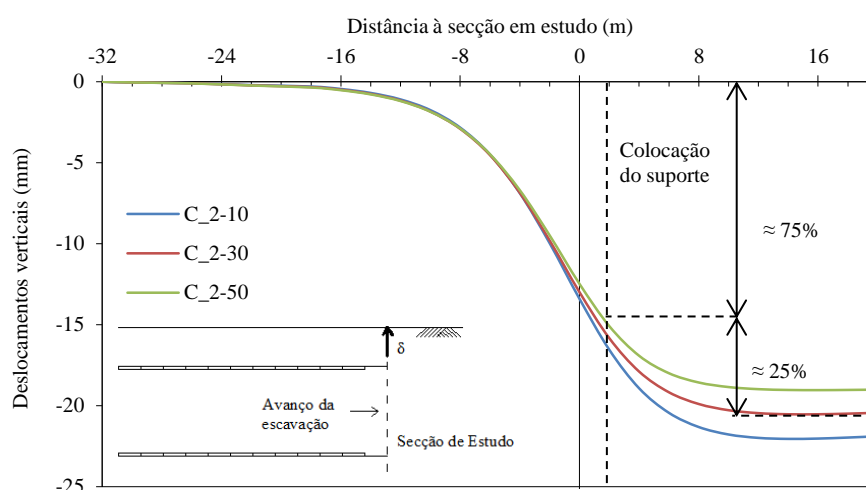


Figura 5.2 – Influência da espessura do suporte na evolução, com o avanço da frente, do assentamento vertical à superfície do terreno.

5.2.3. Esforços mobilizados no suporte

Para uma melhor apreciação dos resultados obtidos, no que respeita aos esforços no suporte, optou-se por conceber gráficos que incorporam o valor do esforço axial (Figura 5.3) e do momento fletor (Figura 5.4) ao longo do comprimento do suporte correspondente a uma etapa de escavação, para três posições do perímetro deste (coroamento, hastead e soleira). A distância das secções onde os esforços foram calculados à frente do troço do suporte foi normalizada em relação ao comprimento deste, que neste caso é de 2 m. De modo a relacionar os resultados das análises tridimensionais com os das análises bidimensionais, foram colocados nos gráficos os valores do esforço axial e momento fletor representativos de ambas. Como as análises bidimensionais se processam em estado plano de deformação os esforços são considerados constantes ao longo do comprimento do suporte.

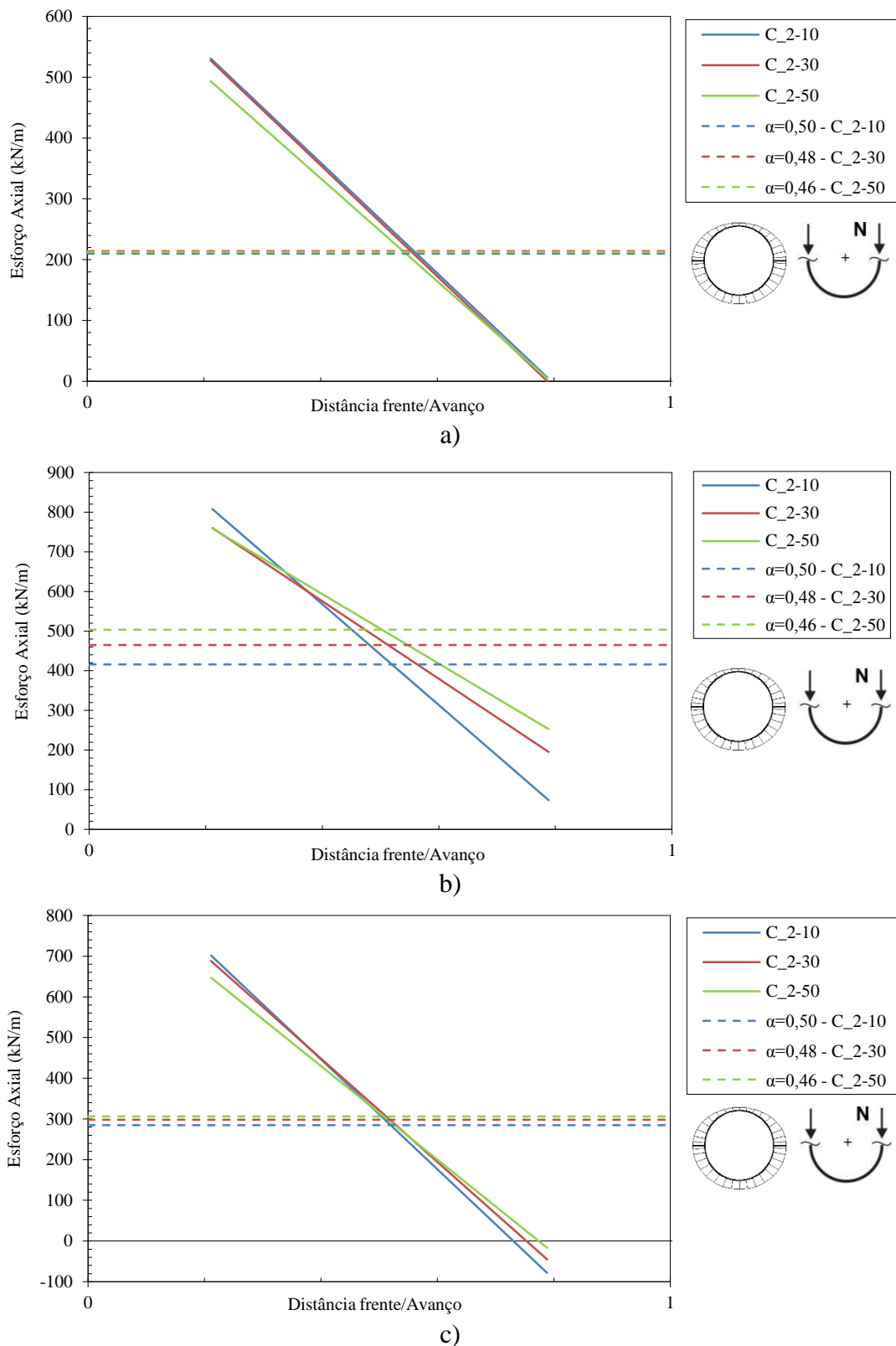


Figura 5.3 – Esforço axial no suporte do túnel, para várias espessuras de suporte: a) coroamento; b) hasteal; c) soleira.

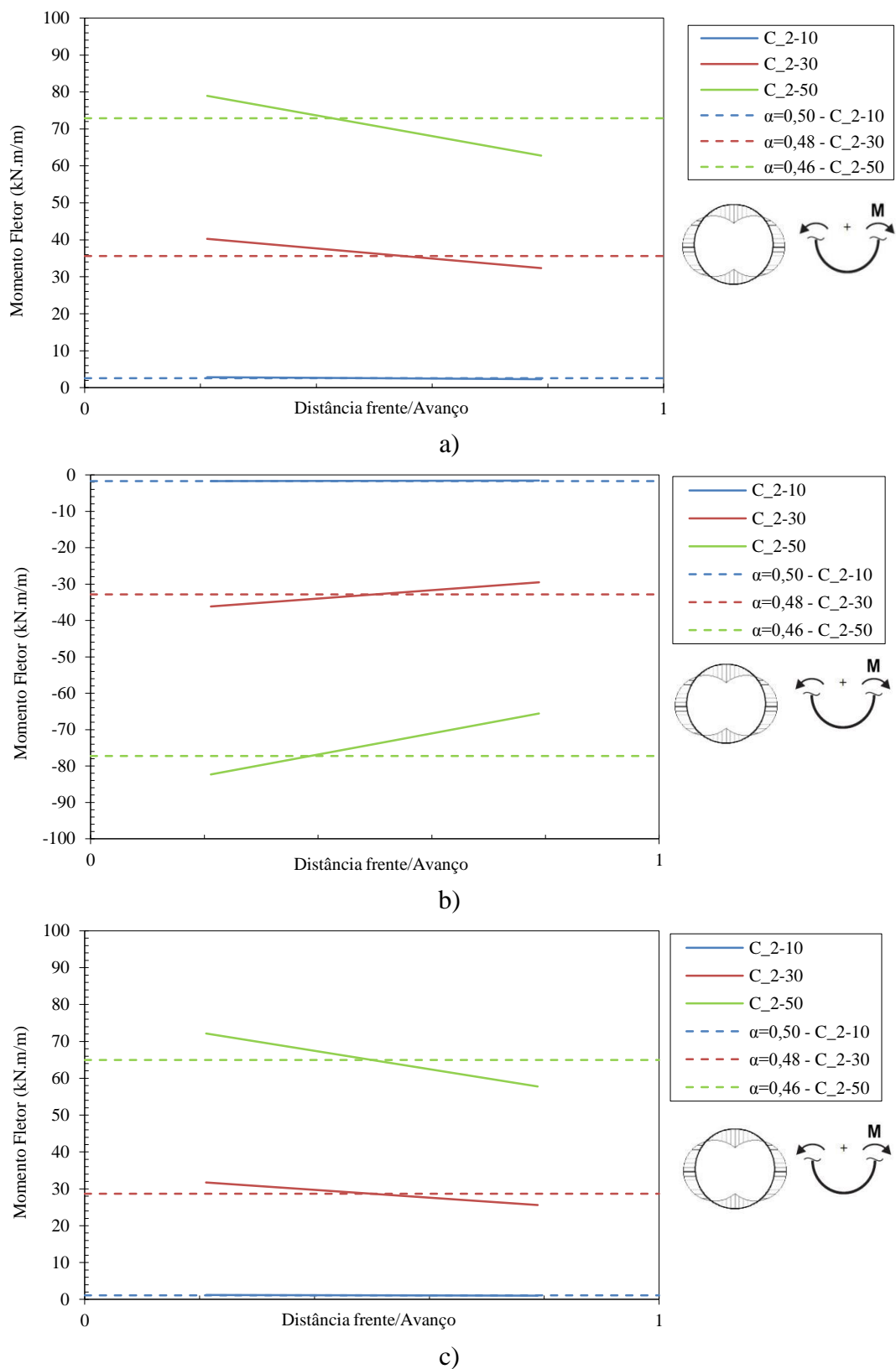


Figura 5.4 – Momento fletor no suporte do túnel, para várias espessuras de suporte: a) coroamento; b) hasteal; c) soleira.

Os seguintes comentários são sugeridos pela observação das Figuras 5.3 e 5.4:

- a) Como no cálculo de referência, em todos os cálculos tridimensionais o esforço axial, ao contrário do que acontece com o momento fletor, varia significativamente ao longo do comprimento do troço, sendo máximo na zona localizada mais próxima da frente de escavação e diminuindo com o afastamento daquela;
- b) São pequenas as diferenças nos esforços axiais resultantes da variação significativa da espessura do suporte, registando-se apenas uma variação máxima da ordem dos 20% no hasteal do túnel. Isto pode ser explicado por em todos os casos analisados a rigidez axial do suporte ser sempre muito superior à do maciço envolvente do túnel;
- c) Situação diferente acontece com os momentos fletores, verificando-se que eles aumentam significativamente com a espessura da estrutura de suporte, sendo esse aumento praticamente proporcional à razão do quadrado da espessura;
- d) Em todos os casos, os valores dos esforços, axial e momento fletor, obtidos nos cálculos 2D são muito semelhantes à média dos valores obtidos nos cálculos 3D correspondentes.

5.3. Influência do atraso da colocação do suporte

5.3.1. Considerações iniciais

No Quadro 5.2 apresenta-se a designação dos cálculos 3D efetuados com o objetivo de analisar a influência do atraso, em relação à frente de escavação, do suporte no comportamento de um túnel e as diferenças entre eles.

Quadro 5.2 – Cálculos 3D efetuados variando o avanço da frente de escavação.

Cálculo	Parâmetros		
	Avanço da escavação	Espessura do suporte	Módulo de elasticidade do betão
C_2-30	2 m		
C_4-30	4 m	30 cm	28 GPa
C_8-30	8 m		

5.3.2. Movimentos induzidos no maciço

Na Figura 5.5 confrontam-se, no plano transversal e para a fase de cálculo em que a frente de escavação coincide com a secção em estudo, face crítica em termos de estabilidade de um túnel superficial, os valores das tensões relativas de corte referentes aos três cálculos tridimensionais realizados. A observação da figura permite afirmar que o atraso, em relação à frente de escavação, na colocação do suporte origina um acréscimo importante da zona plastificada em redor da abertura, o que se traduz, conseqüentemente, numa diminuição das condições de estabilidade junto à frente de escavação.

Este aumento da plastificação do maciço indicia que os movimentos induzidos pela escavação no maciço circundante serão naturalmente maiores. Isto pode ser comprovado pelo exame da Figura 5.6, onde os deslocamentos à superfície do terreno, os deslocamentos verticais sobre o eixo de simetria e os deslocamentos horizontais numa prumada a uma distância de 2,5 m daquele eixo, obtidos nos três cálculos tridimensionais e nos cálculos 2D correspondentes, são confrontados.

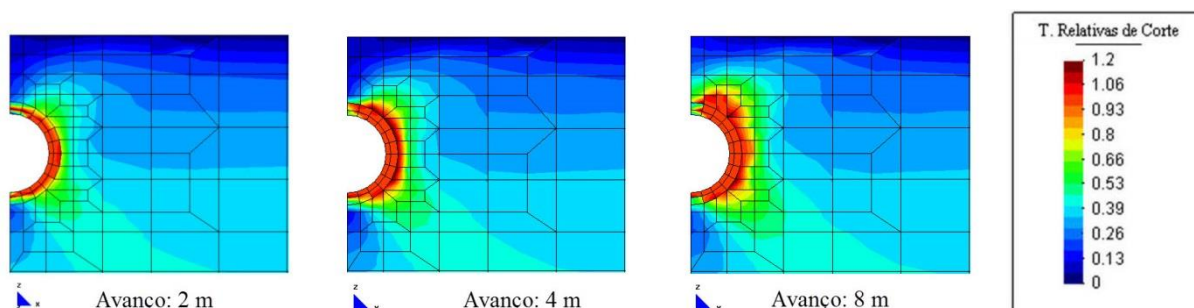


Figura 5.5 – Pormenor no contorno da abertura das tensões relativas de corte na secção de estudo para os vários comprimentos do avanço de escavação.

Para além da constatação que os movimentos induzidos no maciço tendem a aumentar com o atraso na colocação do suporte, a observação da Figura 5.6 permite evidenciar três outros aspetos.

O primeiro relaciona-se com o valor dos fatores de alívio utilizados nos cálculos 2D. Como era previsível, quanto maior é o avanço da escavação, maior é o atraso na colocação da estrutura de suporte, e consequentemente maior é o valor de α que se tem que considerar.

O segundo desses aspetos tem a ver com o facto de nas proximidades da abertura a diferença dos movimentos verticais decorrentes dos três cálculos ser menos acentuada no coroamento do que à superfície. Este facto faz com que, por exemplo, o amortecimento dos deslocamentos verticais, ou seja, a diferença entre o deslocamento à superfície e no coroamento, com o afastamento da abertura seja tanto menor quanto maior for o atraso na instalação do suporte. A Figura 5.7, onde se confronta aqueles deslocamentos (normalizados em relação ao deslocamento no coroamento) obtidos nos três cálculos 3D evidencia o que foi afirmado.

O terceiro aspeto que a Figura 5.6 permite evidenciar relaciona-se com o facto de os cálculos bidimensionais não terem sido capazes de reproduzir o fenómeno referido no parágrafo anterior, pelo que os deslocamentos verticais no coroamento neles obtidos são, para os cálculos em que o suporte foi instalado a 4 e 8 m da frente, superiores aos decorrentes dos cálculos tridimensionais correspondentes.

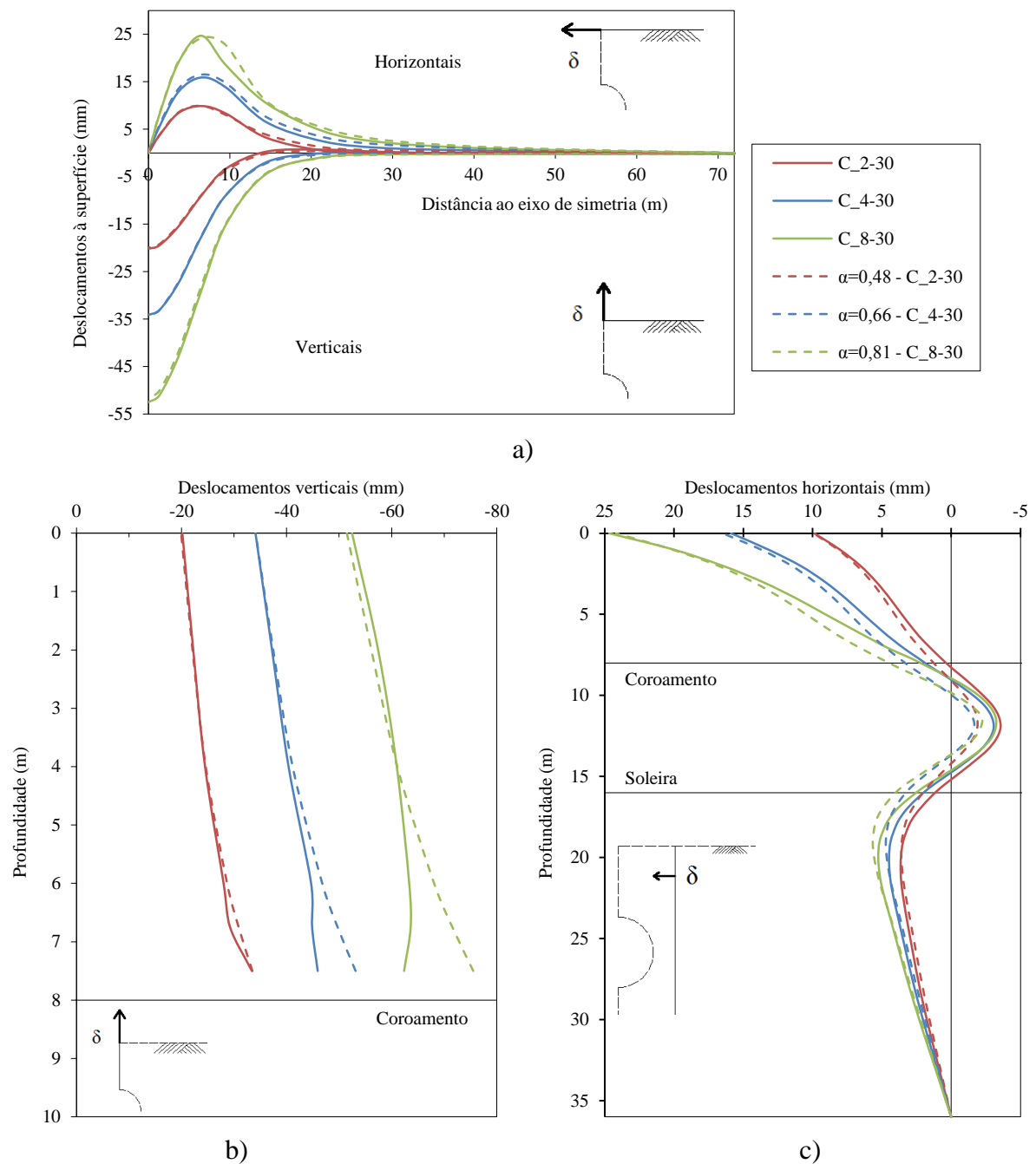


Figura 5.6 – Efeito do avanço da escavação nos movimentos induzidos no maciço: a) deslocamentos à superfície do terreno; b) deslocamentos verticais no eixo de simetria sobre o coroamento do túnel; c) deslocamentos horizontais numa prumada a 2,5 m do contorno da abertura.

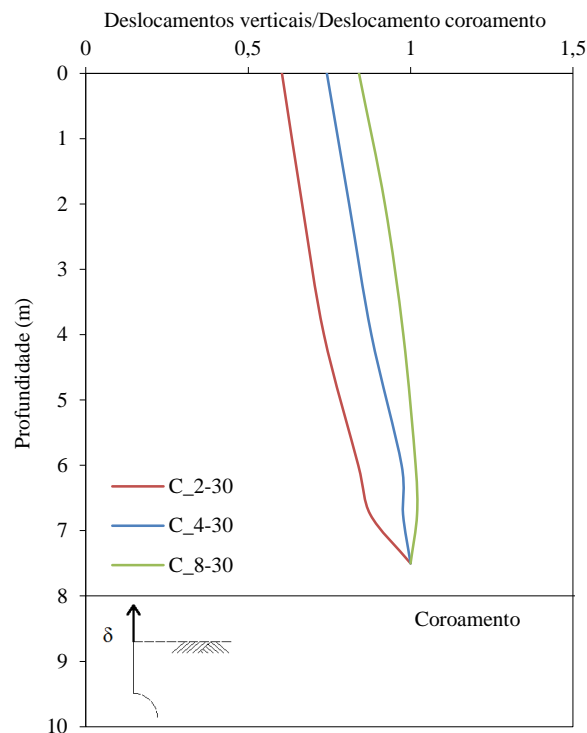
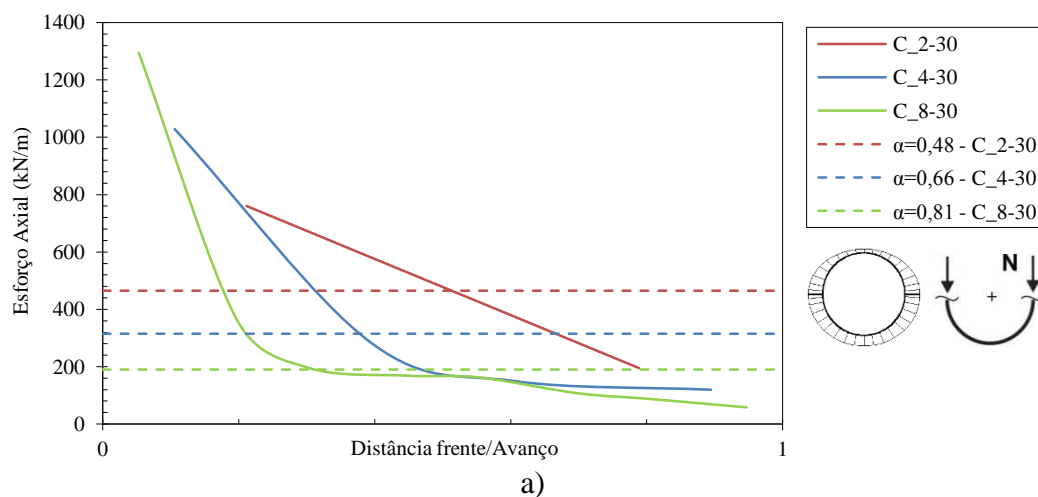


Figura 5.7 – Deslocamentos verticais normalizados de pontos situados no eixo de simetria acima do túnel.

5.3.3. Esforços mobilizados no suporte

Para se analisar o que se passa em relação aos esforços mobilizados no suporte apresentam-se na Figura 5.8 os valores do esforço axial e do momento fletor finais ao longo do comprimento do suporte (normalizado em relação ao comprimento da etapa de escavação) para a zona do hasteal do túnel (posição mais condicionante dado apresentar os esforços máximos nos cálculos tridimensionais realizados). Na mesma figura são ainda representados os resultados dos cálculos 2D correspondentes.



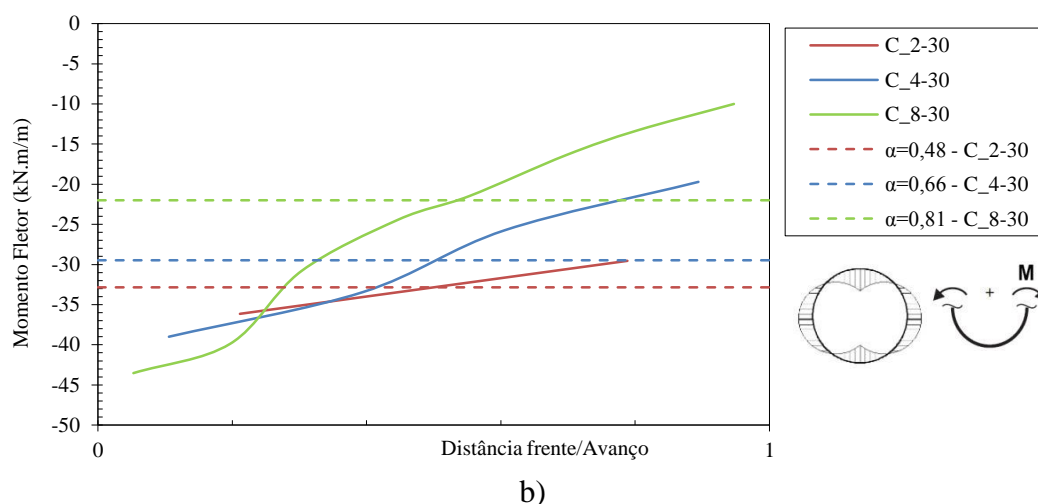


Figura 5.8 – Esforços mobilizados no hasteal do suporte, para vários avanços da frente de escavação: a) esforços axial; b) momento fletor.

A observação da figura anterior permite tecer os seguintes comentários:

- Como era expectável, os esforços mobilizados, ao contrário do que acontece com os deslocamentos induzidos no maciço envolvente, tendem a ser tanto menores quanto mais afastado da frente de escavação o suporte for instalado;
- Da mesma forma que no cálculo de referência, nos outros dois cálculos 3D realizados, os esforços, particularmente o esforço axial, variam ao longo do comprimento do suporte, sendo máximos junto à frente de escavação;
- Essa variação não é linear, sendo máxima junto à frente de escavação e muito menos acentuada no fim, como se pode constatar dos resultados dos cálculos em que o suporte foi instalado com atrasos de 4 e 8 m da frente de escavação e em que cada segmento do suporte considerado foi modelado com 2 e 4 elementos, respetivamente;
- Se na situação de referência o valor dos esforços obtidos no cálculo 2D corresponde, muito aproximadamente, à média dos valores decorrentes do cálculo 3D, o mesmo não acontece nas outras situações. Tal é bem evidenciado no Quadro 5.3 onde se verifica, para o esforço axial no hasteal do túnel, que a variação dos esforços mobilizados ao longo do segmento do suporte tende a ser tanto maior entre os cálculos 3D e 2D quanto mais afastado da frente for o suporte instalado.

Quadro 5.3 – Comparação do esforço axial no hasteal do túnel obtido nos cálculos 3D e 2D.

Cálculo	Esforço Axial médio 3D (kN/m)	Esforço Axial 2D (kN/m)	Variação (%)
C_2-30	477,79	464,97	2,68%
C_4-30	395,42	314,96	20,35%
C_8-30	305,00	189,95	37,72%

Esta última constatação julga-se que está associada ao facto de as análises bidimensionais terem sido realizadas com o objetivo de igualar o assentamento máximo à superfície do terreno obtido na análise 3D correspondente. Como anteriormente se viu, quando há plastificação no maciço os deslocamentos nas proximidades da abertura obtidos nas análises 2D tendem a ser maiores, ao qual deverão corresponder esforços mobilizados menores.

Para comprovar o exposto, para as situações em que o suporte foi instalado com atrasos, em relação à frente de escavação, de 4 e 8 m foram realizados cálculos 2D em que, agora, o fator de alívio das tensões foi definido para que o deslocamento no teto do túnel iguale o obtido no cálculo 3D correspondente. Naturalmente, que, nestas circunstâncias, o valor de α utilizado é menor, pelo que a percentagem das tensões iniciais libertadas com o suporte já instalado é maior e conseqüentemente maiores serão igualmente os esforços mobilizados. A Figura 5.9, onde se comparam os esforços axiais mobilizados no hasteal do túnel, para a situação em que o suporte é instalado a 4 m da frente, no cálculo 3D e nos dois cálculos 2D realizados, comprova o afirmado.

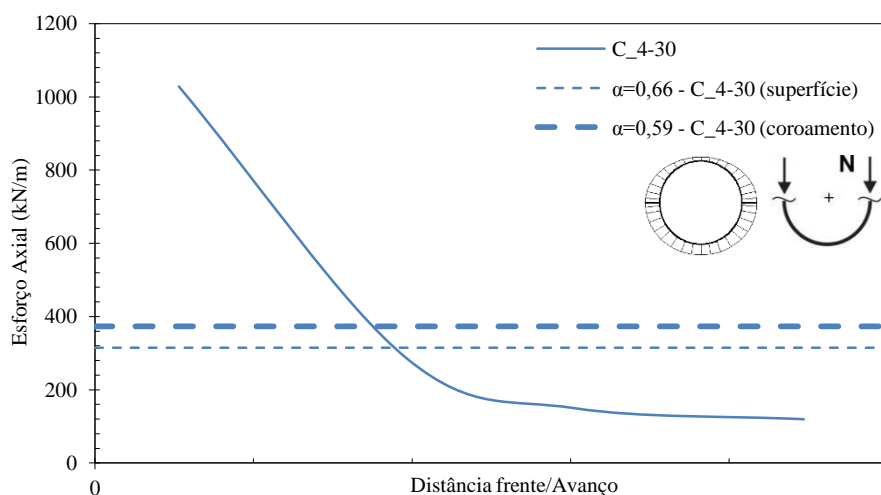


Figura 5.9 – Comparação dos esforços axiais mobilizados no hasteal do túnel, para a situação em que o avanço da escavação é de 4 m, obtidos no cálculo 3D e nos cálculos 2D.

5.4. Influência da variação da rigidez do suporte

5.4.1. Considerações iniciais

Pretendendo-se avaliar a influência da variação da rigidez do suporte nos esforços nele mobilizados e nos movimentos induzidos no maciço circundante, dois cálculos tridimensionais foram realizados. No primeiro cálculo, a única alteração em relação ao cálculo de referência consistiu em se admitir um suporte constituído por betão projetado cujo módulo de deformabilidade variava ao longo do tempo. A taxa de variação deste módulo foi estabelecida admitindo uma velocidade de avanço de 1 m/dia, o que permitiu determinar o módulo de deformabilidade do betão projetado através da Expressão 20 pertencente ao

Eurocódigo 2. (Figura 5.10). No outro cálculo efetuado considerou-se que o módulo de deformabilidade variava de forma similar ao longo do tempo residindo a única diferença entre estes dois novos cálculos no aumento do vão não suportado que passou de 2 para 4 m, mantendo-se no entanto o comprimento de 2 m para cada etapa de escavação (Figura 5.11).

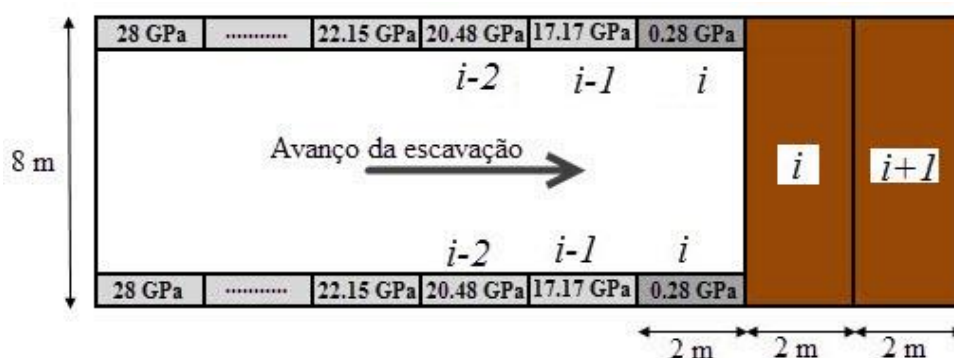


Figura 5.10 – Valores considerados para o módulo de elasticidade do betão projetado.

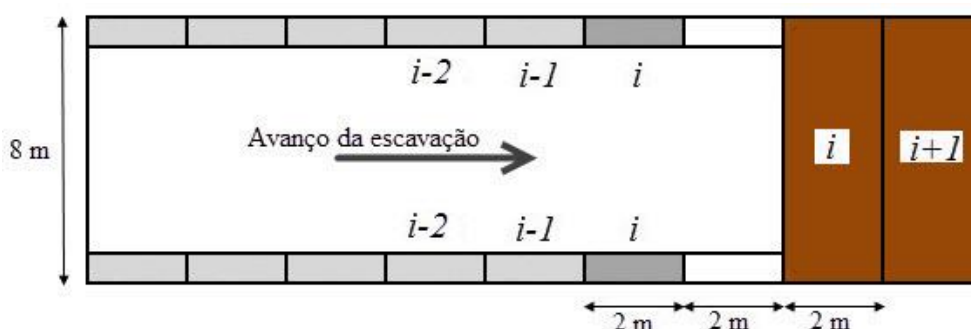


Figura 5.11 – Simulação do processo construtivo no cálculo C_2.4-30.

Registe-se que nos correspondentes cálculos 2D realizados, a rigidez admitida para o suporte foi a final, ou seja, a utilizada na simulação do suporte pré-moldado (28GPa).

No Quadro 5.4 apresenta-se a designação dos cálculos efetuados com o objetivo de analisar a influência da variação da rigidez do suporte ao longo do tempo no comportamento de um túnel e as diferenças entre eles.

Quadro 5.4 – Cálculos efetuados variando o valor da rigidez do suporte.

Cálculo	Parâmetros		
	Avanço da escavação	Espessura do suporte	Módulo de elasticidade do betão
C_2-30			28 GPa
EC_2-30	2 m	30 cm	Eurocódigo 2
EC_2.4-30			Eurocódigo 2

5.4.2. Assentamentos induzidos no maciço

Na Figura 5.12 confrontam-se os deslocamentos à superfície do terreno, os deslocamentos verticais sobre o eixo de simetria e os deslocamentos horizontais numa prumada a uma distância de 2,5 m daquele eixo, obtidos nos três cálculos tridimensionais e nos cálculos 2D correspondentes.

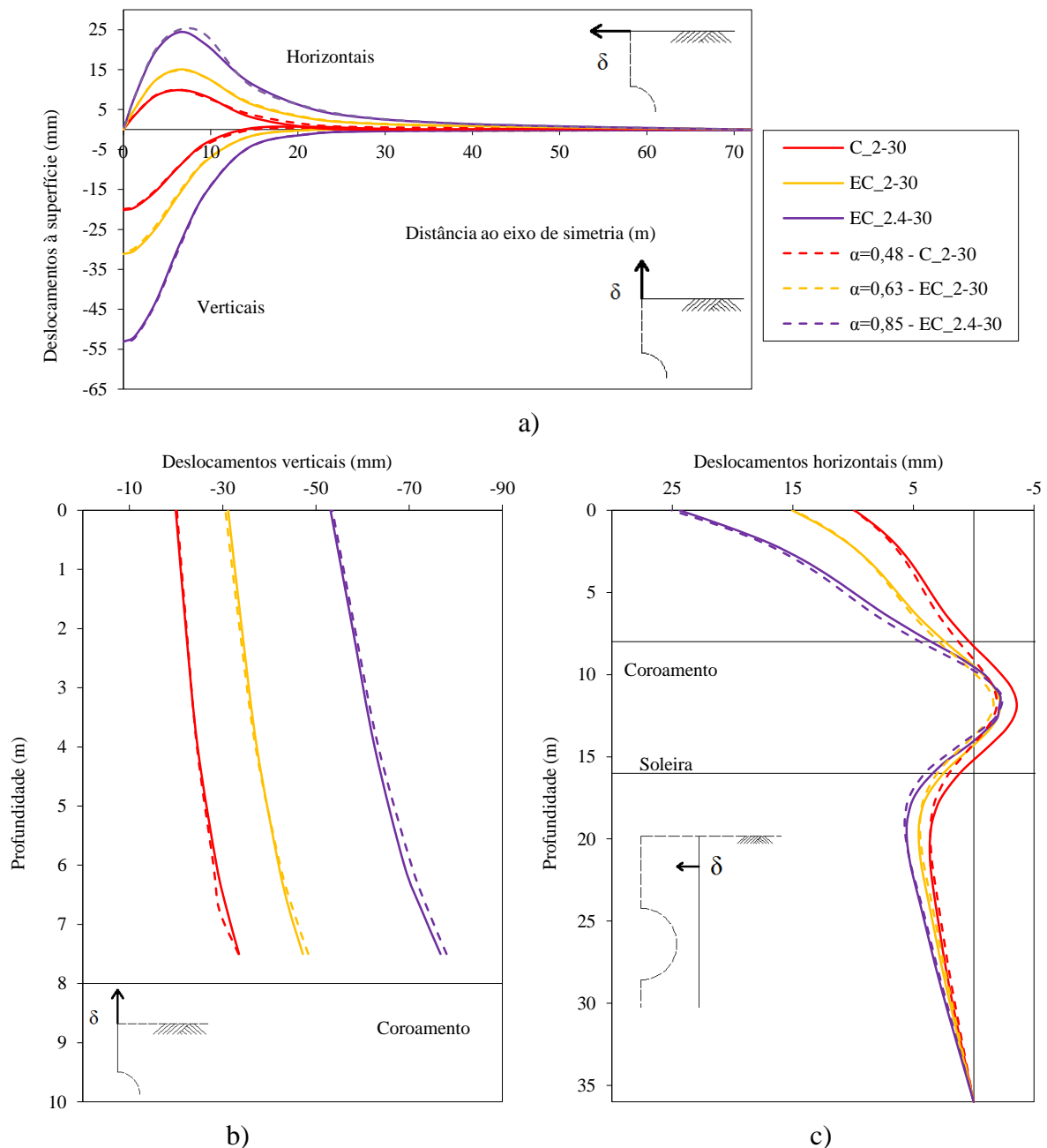


Figura 5.12 – Efeito da variação da rigidez do suporte nos movimentos induzidos no maciço: a) deslocamentos à superfície do terreno; b) deslocamentos verticais no eixo de simetria sobre o coroamento do túnel; c) deslocamentos horizontais numa prumada a 2,5 m do contorno da abertura.

A observação da figura anterior permite evidenciar alguns aspetos, nomeadamente:

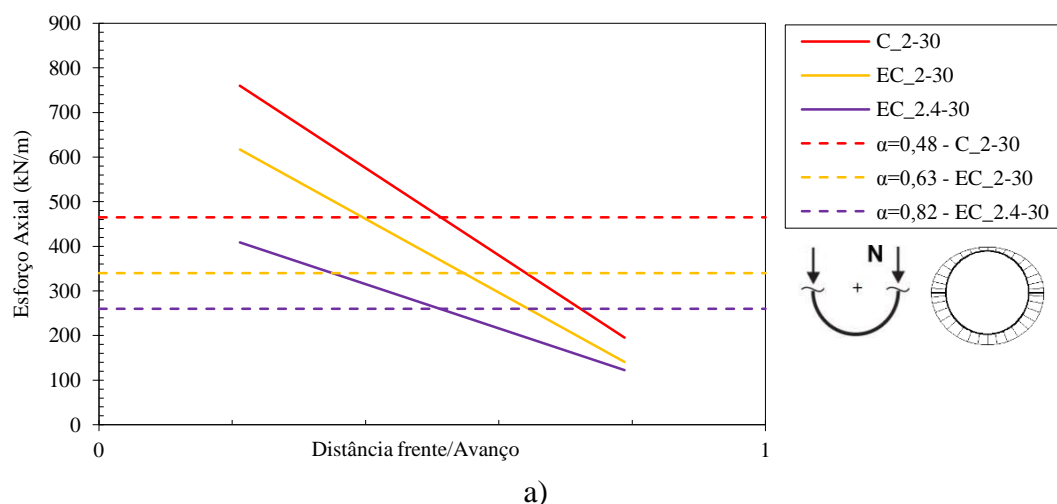
- A consideração da variação de rigidez do suporte conduz, naturalmente, à obtenção de movimentos no maciço superiores aos registados no cálculo de referência, e a diferença, logicamente, será tanto mais acentuada quanto maior for o vão não suportado;
- Um vão não suportado maior que o comprimento da etapa de escavação origina, logicamente, movimentos no maciço superiores aos registados quando as duas grandezas coincidem;
- O valor do fator de alívio das tensões a adotar nos cálculos 2D cresce consideravelmente quando se leva em conta a variação da rigidez do suporte e se aumenta o comprimento do vão não suportado.

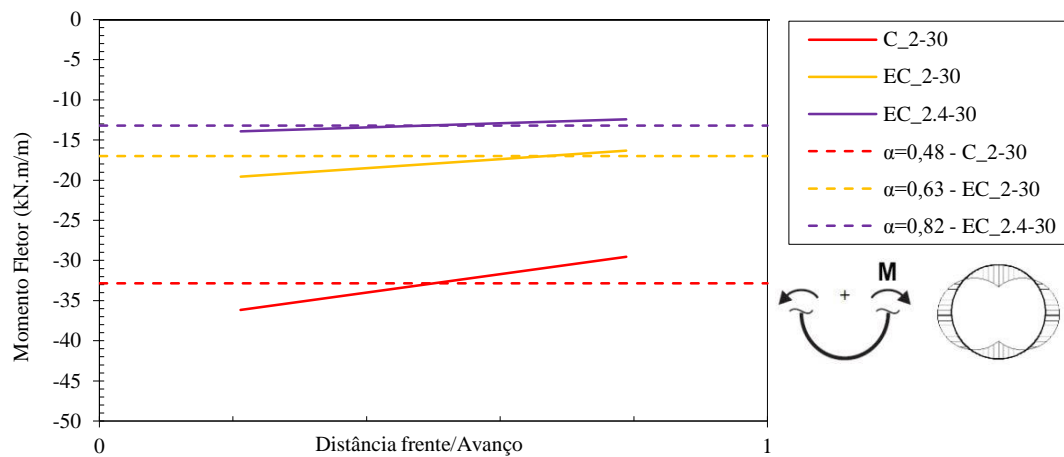
5.4.3. Esforços mobilizados no suporte

Na Figura 5.13 apresentam-se os valores do esforço axial e do momento fletor ao longo do comprimento do segmento do suporte (normalizado em relação ao comprimento da etapa de escavação) no hastead do túnel obtidos nos cálculos tridimensionais realizados. Na mesma figura são ainda representados os resultados dos cálculos 2D correspondentes.

O primeiro aspeto que a análise da figura permite constatar é o de que a consideração da variação da rigidez ao longo do tempo e o aumento do vão não suportado conduzem a esforços no suporte mais baixos e com menor variação ao longo do segmento do suporte.

Tal como acontece no cálculo de referência, os esforços obtidos nos outros cálculos 2D, apesar de neles o suporte ter sido considerado com rigidez constante, não se afastam significativamente da média dos valores obtidos nos cálculos 3D correspondentes.





b)

Figura 5.13 – Esforços mobilizados no hastel do suporte para os cálculos com betão projetado e betão pré-moldado: a) esforço axial; b) momento fletor.

6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

6.1. Conclusões

No presente trabalho foi analisado pormenorizadamente o comportamento de um túnel superficial escavado num maciço terroso.

Inicialmente efetuou-se uma revisão bibliográfica dos aspetos mais relevantes relacionados com o cálculo e dimensionamento de túneis, e em particular de túneis superficiais abertos em maciços terrosos. Procurou-se com esse estudo compreender alguns métodos simplificados de dimensionamento e avaliar as vantagens inerentes à utilização de métodos numéricos para avaliar o comportamento global da escavação.

Com a revisão bibliográfica efetuada constatou-se que a utilização dos métodos numéricos tem sido generalizada, particularmente o método dos elementos finitos. Tal deve-se sobretudo a estes métodos serem os únicos com capacidade para considerar simultaneamente todos os aspetos condicionantes no dimensionamento de um túnel. Os métodos simplificados apenas permitem analisar de forma dissociada e com múltiplas limitações cada um desses aspetos pelo que a sua utilização encontra-se em declínio e atualmente só são utilizados em problemas académicos ou em casos muito simples.

No capítulo 3 procedeu-se à realização de um estudo numérico que procurou aferir acerca da influência que a variação de diversos parâmetros têm no comportamento da escavação de um túnel. Esse caso de estudo foi propositadamente idealizado como sendo simples por forma a facilitar a compreensão e a perceção dos diversos fenómenos envolvidos. Com esse intuito foram efetuadas diversas análises numéricas bidimensionais e tridimensionais recorrendo ao método dos elementos finitos. Nessas análises foram estudadas as condições de estabilidade do maciço, as alterações do estado de tensão e os movimentos induzidos pela escavação, dando-se particular destaque aos esforços mobilizados no suporte, que foi modelado como sendo betão pré-moldado. Este estudo permitiu igualmente avaliar a capacidade que as análises bidimensionais têm de reproduzir corretamente as várias alterações efetuadas nas análises tridimensionais. Na realização das primeiras, e para possibilitar a comparação, adotou-se um fator de alívio das tensões que originasse um assentamento final superficial sobre o eixo do túnel ao resultante do cálculo tridimensional para a secção de estudo.

Em relação às condições de estabilidade da frente de escavação verificou-se que estas só podem ser corretamente reproduzidas através de cálculos tridimensionais, pois a plastificação

no maciço propaga-se tanto no plano transversal ao eixo do túnel como no plano longitudinal. A plastificação, no caso de um túnel superficial, inicia-se no hasteal e tende a propagar-se até à superfície do maciço.

Atendendo à evolução das tensões observadas no maciço e em particular na envolvente à abertura do túnel constatou-se que a sua redistribuição se inicia quando a frente de escavação se encontra a 2 diâmetros da secção de estudo e a condição final de equilíbrio é atingida a 0,5 diâmetros da referida secção. Os valores finais das tensões, em pontos da mesma zona localizados em planos longitudinais diferentes apresentam uma diferença significativa, correspondendo as tensões mais elevadas aos pontos mais próximos da zona não suportada. Esta diferença é reflexo do efeito de arco longitudinal, que origina uma maior transferência de carga para a zona do suporte mais próxima da frente de escavação.

Relativamente aos deslocamentos registados no maciço verificou-se que a 2 diâmetros da frente de escavação o efeito desta praticamente ainda não se faz sentir, havendo apenas deslocamentos muito pequenos na direção longitudinal. Com o aproximar da frente estes deslocamentos longitudinais aumentam, atingem o seu valor máximo aquando da passagem daquela e depois tendem a diminuir com o seu afastamento. Ao contrário do que acontece com a componente longitudinal, as componentes radiais variam, praticamente em todo o maciço, de forma monotónica até à situação de equilíbrio final, apresentando uma taxa de variação máxima aquando da passagem da frente pela secção de estudo. Já os deslocamentos radiais são convergentes no coroamento e soleira e são divergentes no hasteal. Este comportamento está diretamente associado ao valor adotado para o coeficiente de impulso em repouso, que faz com que as tensões verticais iniciais sejam superiores às tensões horizontais.

Os esforços mobilizados no suporte vão de encontro às conclusões retiradas relativamente às tensões no maciço, sendo o esforço axial nos segmentos do suporte significativamente maior junto à frente de escavação, diminuindo progressivamente à medida que a distância a esta aumenta. O esforço axial máximo ocorre ao nível do hasteal do túnel, devido ao valor do coeficiente de impulso adotado ser inferior à unidade. Por sua vez, os momentos fletores são bastante semelhantes ao longo de todo o segmento do suporte bem como no perímetro deste.

Por último, no Capítulo 5, realizou-se um estudo paramétrico, com o objetivo de avaliar a influência que determinados parâmetros associados ao suporte têm no comportamento de um túnel superficial, nomeadamente a sua espessura a distância à frente a que é colocado e o tipo de material. A qualidade da malha de elementos finitos utilizada nas análises foi aferida através de um estudo paramétrico realizado no Capítulo 4 tendo-se adotado a malha que apresentou o melhor compromisso entre os resultados obtidos e o tempo de computação.

A influência do efeito da espessura do suporte foi efetuada através da realização de dois cálculos adicionais onde se considerou um suporte muito rígido e outro muito flexível. Para

analisar o efeito da distância à frente a que o suporte é colocado consideraram-se cálculos em que esta foi de 4 m e 8 m. Procurando determinar a influência do tipo de material do suporte efetuaram-se cálculos em que este é constituído por betão projetado, cuja rigidez se admitiu variável com o tempo.

O estudo paramétrico relativo à espessura do suporte permitiu constatar que à medida que a espessura aumenta também os esforços mobilizados no suporte crescem, diminuindo em contraponto os deslocamentos no maciço. O aumento da distância à frente de escavação a que o suporte é colocado origina um aumento dos deslocamentos no maciço e uma diminuição nos esforços no suporte. Quando comparados estes dois parâmetros constatou-se que a distância à frente da escavação a que o suporte é colocado tem maior impacto nos deslocamentos induzidos no maciço, nos esforços mobilizados no suporte e no aumento da plastificação no contorno da abertura. Alterando o tipo de suporte de betão pré-moldado para betão projetado verifica-se um aumento dos deslocamentos e diminuição dos esforços, bem como uma diminuição da variação destes ao longo do comprimento do segmento do suporte.

A comparação das análises 2D com as análises 3D permitiu concluir alguns aspetos importantes, nomeadamente:

- i) Verificou-se uma relação quase linear entre o fator de alívio das tensões e o assentamento à superfície sobre o eixo do túnel para valores daquele inferior a 0,6, implicando que a plastificação no maciço em redor do túnel é reduzida para esses valores.
- ii) Quando se pretende simular no plano bidimensional as condições de estabilidade não é possível obter resultados coerentes com os provenientes da análise tridimensional. Constatou-se que quanto maior a plastificação do maciço maiores são as diferenças entre os cálculos 2D e 3D;
- iii) Os valores finais das tensões decorrentes do cálculo 2D são, no geral, enquadrados pelos valores extremos obtidos no cálculo 3D. A exceção acontece com a tensão circunferencial no hasteal do túnel, onde o valor decorrente do primeiro dos cálculos é significativamente maior do que os obtidos no segundo;
- iv) Os cálculos 2D originam uma boa aproximação dos deslocamentos finais dos cálculos 3D, nomeadamente na bacia de subsidência e nos deslocamentos sub-superficiais. Contudo esse ajuste, tal como referido anteriormente, tende a piorar quando a plastificação é mais significativa;
- v) Os valores dos esforços obtidos no cálculo 2D aproximam-se da média dos valores obtidos nos cálculos 3D correspondentes, com exceção dos cálculos com um vão não suportado superior a $D/4$, devido ao aumento de plastificação junto ao coroamento.

6.2. Sugestões para Trabalhos Futuros

Apresentam-se em seguida algumas propostas que têm por objetivo complementar os estudos efetuados e contribuir para uma maior clarificação da temática abordada nesta dissertação.

- i) Seria relevante complementar as análises efetuadas para um solo com propriedades resistentes mais baixas, de modo a obter maiores solicitações no suporte e verificar se o comportamento não se altera significativamente;
- ii) Relativamente à análise numérica seria interessante aplicar modelos reológicos mais complexos para este tipo de maciços, nomeadamente alguns que permitem a consideração de um módulo de deformabilidade do solo distinto em fase de carga e em fase de descarga;
- iii) O estudo paramétrico poderia ser complementado com a análise do efeito da variação do recobrimento do túnel no comportamento deste;
- iv) Como além da rigidez também a resistência do betão projetado aumenta com o tempo, esta variação deve ser estudada e avaliada a sua influência no comportamento de um túnel;
- v) Simular numericamente o suporte com modelos elastoplásticos, de forma a permitir redistribuição de esforços no sistema de suporte, bem como apontar possíveis formações de rótulas plásticas;
- vi) Avaliação da diferença do fator de alívio das tensões quando calibrado para os esforço máximos mobilizados no suporte ao invés dos deslocamentos à superfície do maciço.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida e Sousa, J. (1998). "Túneis em Maciços Terrosos: Comportamento e Modelação Numérica". Tese de Doutoramento, Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Almeida e Sousa, J. (2005). "Projeto de Túneis". Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Almeida e Sousa, J. (2003). "A Modelação Numérica no Projeto de Túneis em Solos". *Desafios de Engenharia em Portugal*, pp. 215-248.
- Attewell, P. B. (1978). "Ground Movements Caused by Tunnelling on Soil". *Proceeding of the International Conference on Large Movements and Structures*, London.
- Bhasin, R. (1994). "Forecasting stability problems in tunnels constructed through clay, soft rocks and hard rocks using an inexpensive quick approach". *Gallerie e Grandi Opere Sotterranee*, Vol. 42, pp. 14-17.
- Chang, Y. (1994). "Tunnel Support with Shotcrete in Weak Rock - A Rock Mechanic Study". Tese de Doutoramento, Division of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Suécia.
- Clough, G. W. e Schmidt, B. (1977). "Design and Performance of Excavations and Tunnels in Soft Clay". Dept. of Civil Engineering, Stanford University.
- Cording, E. J. e Hansmire, W. H. (1975). "Displacements around soft ground tunnels". 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires.
- França, P. (2006). "Estudo do Comportamento de Túneis - Análise Numérica Tridimensional com Modelos Elasto-Plásticos". Tese de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Gomes, R. (2006). "Análise Tridimensional de Túneis Considerando o Comportamento Dependente do Tempo na Interação Maciço-Suporte". Tese de Doutoramento, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Gunn, M. J. (1992). "The Prediction of Surface Settlement Profiles Due to Tunnelling". *Predictive Soil Mechanics*, Proceedings Wroth Memorial Symposium, Oxford.
- Janbu, N. (1963). "Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests". *European Conference on Soil Mechanics & Foundations Engineering*, Wiesbaden, Germany.

- Kolymbas, D. (2005). "Tunnelling and Tunnel Mechanics - A Rational Approach to Tunnelling". Springer Berlin Heidelberg, Austria.
- Kuwajima, F. M. (1991). "Behavior of Shotcrete in Shallow Tunnels". Tese de Doutorado, Universidade de Alberta, Edmonton - Canadá.
- Marques, F. (2006). "Comportamento de Túneis Superficiais Escavados em Solos Porosos: O Caso do Metro de Brasília/DF". Tese de Doutorado, Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Martins, P. A. (2008). "Análise Numérica de Escavações Subterrâneas com Ênfase na Interação entre o Maciço e o Suporte em Concreto Projetado a Baixas Idades". Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília.
- Matos Fernandes, M. (2006). "Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais". FEUP Edições, Porto.
- Möller, S. (2006). "Tunnel Induced Settlements and Structural Forces in Linings". Tese de Doutorado, Instituto de Engenharia Geotécnica, Universidade de Estugarda, Estugarda.
- NP EN 1992-1-1 (2010) "Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios". IPQ
- NP EN 1992-1-1 (2010) "Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios". IPQ
- NP EN 14487-1 (2008) "Betão Projetado - Parte 1: Definições, Especificações e Conformidade". IPQ
- O'Reilly, M. P. e New, B. M. (1982). "Settlements above tunnels in the United Kingdom - their magnitude and prediction". Tunnelling 82, Institute of Mining and Metallurgy, pp. 173-181.
- Peck, R. B. (1969). "Deep Excavations and Tunnelling in Soft Ground". Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 225-290.
- Pöttler, R. (1990). "Time Dependent Rock-Shotcrete Interaction: A Numerical Shortcut". Computers and Geotechnics, Vol. 9, pp. 149-169.
- Souza, C. (2008). "Aplicações Numéricas na Engenharia de Túneis – Alguns Aspectos Condicionantes". Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Coimbra.