

ESTUDO TRIDIMENSIONAL DE UM TÚNEL SUPERFICIAL

COMPARAÇÃO COM ANÁLISES BIDIMENSIONAIS

TOMÁS FONSECA CAMPOS JACINTO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS E GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Milton Topa Gomes

Coorientador: Engenheira Ana Luísa Gonçalves Ramos

JULHO DE 2026

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2025/2026

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E GEORRECURSOS

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2025/2026 - Departamento de Engenharia Civil e Georrecursos, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2026*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais

A insatisfação é o primeiro passo para o progresso de um homem ou de uma nação.

Oscar Wilde

AGRADECIMENTOS

A realização desta dissertação assinala o final de um percurso exigente, mas profundamente enriquecedor, durante o qual tive a oportunidade de consolidar conhecimentos, desenvolver novas competências e crescer, tanto a nível académico como pessoal. Este trabalho não teria sido possível sem o apoio e contributo de várias pessoas e instituições, às quais desejo expressar a minha sincera gratidão.

Ao Professor Doutor António Milton Topa Gomes, orientador desta dissertação, agradeço a disponibilidade, o rigor científico, a orientação e a confiança demonstradas ao longo de todo o processo. Os seus conhecimentos, sugestões e observações foram fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho.

À empresa GEG, nomeadamente ao Engenheiro Vítor Correia, ao Engenheiro Paulo Pinto e, em particular, à Engenheira Ana Ramos, agradeço profundamente a disponibilidade sempre demonstrada, a forma atenta e acolhedora como me receberam e os conhecimentos partilhados, que contribuíram de forma significativa para o desenvolvimento deste trabalho.

À Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, agradeço a oportunidade de integrar um ambiente académico de excelência, onde o conhecimento, a inovação e o pensamento crítico constituem uma inspiração permanente.

Aos meus pais, deixo o agradecimento mais profundo por toda a presença, compreensão e apoio incondicional ao longo deste percurso, bem como pela educação que sempre me deram e pelo exemplo de esforço, humildade e dedicação que me transmitiram. Foi com base nesses valores que aprendi a querer sempre mais, a procurar fazer melhor e a não desistir perante as dificuldades. Tudo o que alcancei neste caminho deve muito ao vosso incentivo constante, à confiança que depositaram em mim e à forma como me ensinaram a encarar os desafios com responsabilidade e perseverança. Aos meus avós, agradeço igualmente todo o carinho, a preocupação e o apoio silencioso, mas sempre presente, que tantas vezes me deram força e me lembraram a importância da família como alicerce em todas as etapas da vida.

Aos amigos da minha cidade, Rodrigo, Gonçalo, Vera, Mafalda e Rita, agradeço a amizade, o incentivo e os bons momentos partilhados ao longo deste percurso. A vossa presença, mesmo à distância, foi sempre importante, dando-me ânimo nos momentos mais exigentes e tornando esta etapa muito mais leve e agradável.

Aos amigos que o Porto me proporcionou, Guida, André, Manuel, Polónia, Mike, Camões e Monteiro, deixo o meu sincero agradecimento pela amizade, pela companhia e pelo apoio constante ao longo deste percurso. Os momentos partilhados convosco foram fundamentais para tornar esta etapa mais especial e mais fácil de ultrapassar. Também à Bia, agradeço profundamente por nunca me ter deixado ir abaixo, por me ter sempre ouvido e por ter tido paciência e disponibilidade em todas as fases deste percurso.

Por fim, agradeço a todos aqueles que, de forma direta ou indireta, contribuíram para que esta dissertação chegasse a bom porto, mesmo não cabendo aqui todos os nomes a quem gostaria de expressar a minha gratidão. Este trabalho é também reflexo do apoio, da generosidade e da confiança que recebi ao longo desta jornada.

A todos, o meu sincero obrigado.

RESUMO

A presente dissertação desenvolve um estudo numérico tridimensional do Túnel de Cassufas, inserido no troço Oiã-Porto da Linha de Alta Velocidade Porto-Lisboa, com o objetivo de avaliar o comportamento do maciço e do sistema de suporte durante as diferentes fases de escavação. O trabalho centra-se na comparação entre análises bidimensionais e tridimensionais, procurando compreender as limitações das formulações em estado plano de deformação e avaliar a sua representatividade face a uma abordagem tridimensional mais próxima do comportamento real da obra.

A investigação iniciou-se com o enquadramento teórico relativo ao comportamento de túneis superficiais, à resposta do maciço à escavação, ao efeito de arco, ao método de convergência-confinamento, à construção sequencial pelo método NATM e à aplicação de métodos numéricos em geotecnia. Seguidamente, procedeu-se à caracterização do caso de estudo, incluindo o enquadramento geológico-geotécnico, a geometria do túnel, os suportes-tipo e o faseamento construtivo adotado. Com base nestes elementos, foram desenvolvidos modelos bidimensionais em RS2 e modelos tridimensionais em RS3, considerando diferentes fases de escavação e analisando deslocamentos, tensões, plastificação do maciço e esforços mobilizados no suporte.

Os resultados obtidos evidenciaram que a resposta do túnel é fortemente condicionada pelo faseamento construtivo, pelas características geotécnicas do maciço e pela interação entre a escavação e o sistema de suporte. A análise tridimensional permitiu reproduzir de forma mais rigorosa a evolução espacial dos deslocamentos, das tensões e das zonas plastificadas, demonstrando a importância dos efeitos longitudinais, particularmente em zonas de transição e de reduzido recobrimento. Verificou-se ainda que os modelos bidimensionais podem fornecer aproximações úteis, desde que devidamente calibrados através do fator de alívio de tensões. Esta calibração revelou, contudo, que o fator de alívio não deve ser considerado um valor único e constante, mas sim um parâmetro dependente da fase construtiva e do ponto de controlo analisado.

Foram ainda realizados estudos paramétricos com o objetivo de avaliar a influência do coeficiente de impulso em repouso, da rigidez da camada inferior do maciço e da rigidez da camada de *Jet-Grout*. Estes estudos permitiram identificar os parâmetros com maior impacto na resposta global da obra, destacando-se a relevância do estado de tensão inicial e da rigidez das camadas envolventes na evolução das deformações e da plastificação.

Em síntese, a dissertação confirma a relevância da modelação tridimensional na análise de túneis superficiais e contribui para uma melhor compreensão da calibração de modelos bidimensionais em contexto de projeto geotécnico.

PALAVRAS-CHAVE: Túneis superficiais, Modelação tridimensional, Análise bidimensional, Fator de alívio de tensões, NATM

ABSTRACT

This dissertation develops a three-dimensional numerical study of the Cassufas Tunnel, located in the Oiã-Porto section of the Porto-Lisbon High-Speed Rail Line, with the aim of assessing the behaviour of the rock mass and support system during the different excavation stages. The work focuses on the comparison between two-dimensional and three-dimensional analyses, seeking to understand the limitations of plane strain formulations and to evaluate their representativeness when compared with a three-dimensional approach that is closer to the actual behaviour of the structure.

The research began with the theoretical framework related to the behaviour of shallow tunnels, the response of the ground to excavation, the arching effect, the convergence-confinement method, the sequential construction using the NATM approach, and the application of numerical methods in geotechnical engineering. Subsequently, the case study was characterised, including the geological and geotechnical setting, the tunnel geometry, the support types, and the adopted construction sequence. Based on these elements, two-dimensional models were developed in RS2 and three-dimensional models in RS3, considering different excavation stages and analysing displacements, stresses, rock mass yielding, and internal forces mobilised in the support system.

The results showed that tunnel behaviour is strongly influenced by the construction sequence, the geotechnical characteristics of the rock mass, and the interaction between excavation and support. The three-dimensional analysis made it possible to reproduce more accurately the spatial evolution of displacements, stresses, and yielded zones, demonstrating the importance of longitudinal effects, particularly in transition zones and areas with low overburden. It was also found that two-dimensional models can provide useful approximations, if they are properly calibrated through the stress release factor. However, this calibration showed that the stress release factor should not be regarded as a single constant value, but rather as a parameter dependent on the excavation stage and the control point under analysis.

Parametric studies were also carried out to evaluate the influence of the at-rest earth pressure coefficient, the stiffness of the lower layer of the ground, and the stiffness of the Jet-Grout layer. These studies made it possible to identify the parameters with the greatest impact on the overall response of the structure, highlighting the relevance of the initial stress state and the stiffness of the surrounding layers in the development of deformations and yielding.

In summary, the dissertation confirms the relevance of three-dimensional modelling in the analysis of shallow tunnels and contributes to a better understanding of the calibration of two-dimensional models in geotechnical design

KEYWORDS: Shallow tunnels, Three-dimensional modelling, Two-dimensional analysis, Stress release factor, NATM

ÍNDICE GERAL

RESUMO	I
ABSTRACT	III
 1 INTRODUÇÃO	 1
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	3
1.3. METODOLOGIA DA INVESTIGAÇÃO	3
1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	4
1.5. CONTRIBUIÇÕES ESPERADAS.....	5
 2 ENQUADRAMENTO TEÓRICO	 7
2.1. A EVOLUÇÃO DAS OBRAS SUBTERRÂNEAS EM PORTUGAL AO LONGO DA HISTÓRIA	7
2.1.1. PRIMEIRAS OBRAS: TÚNEIS FERROVIÁRIOS DO SÉCULO XIX	7
2.1.2. METROS URBANOS E O CASO DO METRO DO PORTO	8
2.1.3. LINHAS DE ALTA VELOCIDADE.....	8
2.2. COMPORTAMENTO DE PORTAIS.....	9
2.2.1. CARATERÍSTICAS ESPECÍFICAS DOS PORTAIS.....	11
2.2.2. TIPOLOGIAS CONSTRUTIVAS E ZONAS CRÍTICAS	11
2.2.3. RELEVÂNCIA PARA O ESTUDO TRIDIMENSIONAL	11
2.3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA DA RESPOSTA DO MACIÇO À ESCAVAÇÃO.....	12
2.3.1. EFEITO DE ARCO.....	12
2.3.2. DEFORMAÇÕES ASSOCIADAS À ESCAVAÇÃO DE UM TÚNEL	15
2.3.3. MÉTODO DE CONVERGÊNCIA-CONFINAMENTO.....	17
2.3.4. PROPAGAÇÃO DE ZONAS EM CEDÊNCIA E A INFLUÊNCIA DE K_0 E DA PRESSÃO DO SUPORTE	19
2.3.5. ESFORÇOS MOBILIZADOS NO SUPORTE	22
2.3.6. ESTABILIDADE DA FRENTE DA ESCAVAÇÃO.....	24
2.4. MÉTODOS NUMÉRICOS NA GEOTECNIA	24
2.5. CONSTRUÇÃO SEQUENCIAL: O MÉTODO NATM	26
2.5.1. PRINCÍPIOS GERAIS.....	26
2.5.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO NATM EM MACIÇOS TERROSOS	27
2.5.3. TIPOS DE SUPORTE UTILIZADOS	28
2.5.3.1. Betão projetado	28
2.5.3.2. Pregagens de reforço.....	29

2.5.3.3. Enfilagens	31
2.5.3.4. Pregagens de frente	32

3 CASO DE ESTUDO 33

3.1. ENQUADRAMENTO GERAL DO PROJETO 33

3.2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO 34

3.3. GEOMETRIA E FASEAMENTO DO TÚNEL E DOS PORTAIS 39

3.3.1. CARATERÍSTICAS GERAIS DA SECÇÃO TRANSVERSAL..... 40

3.3.1.1. Suporte-tipo ST-1 40

3.3.1.2. Suporte-tipo ST-2 42

3.3.1.3. Suporte-tipo ST-3 43

3.3.2. CARATERÍSTICAS GERAIS E GEOMETRIA ESPECÍFICA DO PORTAL NORTE 44

4 ANÁLISE BIDIMENSIONAL 47

4.1. ENQUADRAMENTO DA MODELAÇÃO NUMÉRICA 47

4.1.1. ESTRATÉGIA DE MODELAÇÃO E ANÁLISE BIDIMENSIONAL..... 47

4.1.2. CARATERÍSTICAS GERAIS DOS MODELOS BIDIMENSIONAIS 48

4.2. ANÁLISE DOS MODELOS ESTUDADOS..... 51

4.2.1. SECÇÃO ST-1 (ETI + 8 FASES) 52

4.2.1.1. Análise elástica..... 53

4.2.1.2. Análise plástica..... 56

4.2.2. SOLUÇÃO COM BANCADA ESCAVADA INTEGRALMENTE - SBEI (ETI + 6 FASES)..... 59

4.2.2.1. Assentamentos superficiais da SBEI 59

4.2.2.2. Deslocamentos no contorno da escavação da SBEI 60

4.2.3. SOLUÇÃO MODELO BASE (ETI + 6 FASES) 62

4.2.3.1. Assentamentos superficiais do Modelo Base..... 63

4.2.3.2. Deslocamentos no contorno da escavação do Modelo Base 64

4.2.3.3. Evolução do estado de tensão do maciço na análise do Modelo Base 65

4.2.3.4. Distribuição dos elementos plastificados no Modelo Base 68

4.2.3.5. Esforços mobilizados no suporte no Modelo Base 69

4.3. SÍNTESE DOS RESULTADOS DA ANÁLISE BIDIMENSIONAL..... 73

5 ANÁLISE TRIDIMENSIONAL 75

5.1. ENQUADRAMENTO DA MODELAÇÃO TRIDIMENSIONAL 75

5.1.1. ESTRATÉGIA DE MODELAÇÃO E ANÁLISE TRIDIMENSIONAL 75

5.1.2. CARATERÍSTICAS GERAIS DO MODELO TRIDIMENSIONAL	76
5.2. ANÁLISE DO MODELO.....	80
5.2.1. ASSENTAMENTOS SUPERFICIAIS	80
5.2.2. DESLOCAMENTOS NO CONTORNO DA ESCAVAÇÃO	81
5.2.3. EVOLUÇÃO DAS TENSÕES NO COROAMENTO DO TÚNEL	83
5.2.4. DISTRIBUIÇÃO DOS ELEMENTOS PLASTIFICADOS AO LONGO DA ESCAVAÇÃO	86
5.3. INFLUÊNCIA E CALIBRAÇÃO DO FATOR DE ALÍVIO DE TENSÕES	88
5.3.1. CALIBRAÇÃO DO FATOR DE ALÍVIO DE ACORDO COM OS ASSENTAMENTOS À SUPERFÍCIE	89
5.3.2. CALIBRAÇÃO DO FATOR DE ALÍVIO DE ACORDO COM O ASSENTAMENTO NO COROAMENTO DO TÚNEL...	91
5.3.3. CALIBRAÇÃO DO FATOR DE ALÍVIO DE ACORDO COM OS LEVANTAMENTOS NO <i>INVERT</i>	92
6 ESTUDOS PARAMÉTRICOS.....	95
6.1. NOTA INTRODUTÓRIA DOS ESTUDOS PARAMÉTRICOS.....	95
6.2. INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO NO COMPORTAMENTO DO MACIÇO DURANTE A ESCAVAÇÃO.....	95
6.2.1. ASSENTAMENTOS SUPERFICIAIS ASSOCIADOS À VARIAÇÃO DE K_0	96
6.2.2. DESLOCAMENTOS NO CONTORNO DA ESCAVAÇÃO ASSOCIADOS À VARIAÇÃO DE K_0	97
6.2.3. EVOLUÇÃO DAS TENSÕES NO COROAMENTO DO TÚNEL ASSOCIADAS À VARIAÇÃO DE K_0	98
6.2.4. INFLUÊNCIA DE K_0 NA DISTRIBUIÇÃO DOS ELEMENTOS PLASTIFICADOS	100
6.2.5. CONCLUSÕES SOBRE A INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO.....	102
6.3. INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DA CAMADA INFERIOR DO MACIÇO.....	103
6.3.1. DESLOCAMENTOS SUPERFICIAIS ASSOCIADOS À VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DA CAMADA INFERIOR DO MACIÇO	103
6.3.2. DESLOCAMENTOS NO CONTORNO DA ESCAVAÇÃO ASSOCIADOS À VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DA CAMADA INFERIOR DO MACIÇO	104
6.3.3. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DA CAMADA INFERIOR NA DISTRIBUIÇÃO DOS ELEMENTOS PLASTIFICADOS.....	106
6.3.4. CONCLUSÕES SOBRE A INFLUÊNCIA DA MAIOR RIGIDEZ DA CAMADA INFERIOR	107
6.4. INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DA CAMADA DE <i>JET-GROUT</i>.....	108
6.4.1. DESLOCAMENTOS SUPERFICIAIS ASSOCIADOS À VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DA CAMADA DE <i>JET-GROUT</i> ..	109
6.4.2. DESLOCAMENTOS NO CONTORNO DA ESCAVAÇÃO ASSOCIADOS À VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DA CAMADA DE <i>JET-GROUT</i>	110
6.4.3. CONCLUSÕES SOBRE A INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO <i>JET-GROUT</i>	111
7 CONCLUSÕES E PERSPETIVAS	113
7.1. SÍNTESE DE RESULTADOS PRINCIPAIS	113
7.2. CONTRIBUIÇÕES DO TRABALHO	114

7.3. LIMITAÇÕES DO ESTUDO	114
7.4. RECOMENDAÇÕES DE PROJETO E PERSPETIVAS DE INVESTIGAÇÃO FUTURA	115

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Ilustração do uso do espaço subterrâneo (Tunnel Business Magazine, 2019)	2
Figura 2 - Túnel do Chão de Maçãs (Nuno Anjos, 2009)	7
Figura 3 - Esquema das principais linhas ferroviárias de alta velocidade previstas em Portugal, indicando os respetivos horizontes de desenvolvimento [18]	9
Figura 4 - Efeito de arco na proximidade da frente da escavação nas 3 direções do espaço [31]	12
Figura 5 - Evolução das tensões e dos deslocamentos verticais ao longo de uma linha longitudinal situada no teto do túnel [31]	13
Figura 6 - Curva de reação maciço-suporte [32]	13
Figura 7 - Evolução das tensões verticais e horizontais em pontos próximos do contorno da escavação [29]	14
Figura 8 - Evolução das tensões verticais e horizontais em pontos afastados do contorno da escavação [29]	15
Figura 9 - Deslocamentos num plano longitudinal vertical contendo o eixo do túnel [29]	16
Figura 10 - Deslocamentos radiais e longitudinais à superfície associados à escavação de um túnel [32]	16
Figura 11 - Assentamento à superfície sobre o eixo do túnel em função da distância à frente de escavação [29]	17
Figura 12 - Assentamento superficial do túnel na direção transversal ao seu eixo [29]	17
Figura 13 - Interação maciço-suporte. Método de convergência-confinamento [29]	18
Figura 14 - Efeitos da antecipação ou do aumento de rigidez do suporte no equilíbrio final [34]	19
Figura 15 - Sistema geomecânico de um túnel circular [32]	20
Figura 16 - Modos de cedência do terreno na zona do túnel [30]	21
Figura 17 - Curva de convergência do solo para um ponto no coroamento do túnel [32]	22
Figura 18 - Comportamento de suportes absolutamente rígidos e flexíveis de túneis circulares [38] .	23
Figura 19 - Mecanismo de colapso para a abóbada de um túnel construído sequencialmente [41] ...	24
Figura 20 - Hipóteses de sequências de escavação em secção parcial com recurso ao Método NATM [29]	27
Figura 21 - Diferenças na adaptação a superfícies irregulares pelo betão projetado utilizando malhas de aço e pelo betão projetado reforçado com fibras metálicas [29]	29
Figura 22 - Sequência construtiva de uma pregagem auto-perfurante TITAN [56]	30
Figura 23 - Elementos constituintes e princípio de funcionamento de uma pregagem auto-perfurante TITAN [56]	30
Figura 24 - Utilização de <i>forepoling</i> no reforço do maciço envolvente de um túnel [29]	31
Figura 25 - Sistema de reforço com pregagens de frente [29]	32

Figura 26 - Enquadramento geográfico do Túnel de Cassufas e atravessamento da A41 (Adaptado de [60]).....	33
Figura 27 - Zonamento geológico-geotécnico [60].....	35
Figura 28 - Planta geológica e localização da prospeção [60].....	35
Figura 29 - Legenda das cartas de prospeção geológico-geotécnica [60]	36
Figura 30 - Corte Transversal - Suporte-Tipo ST-1 [62].....	40
Figura 31 - Faseamento da construção do ST-1 [62].....	41
Figura 32 - Corte Transversal – Suporte-Tipo ST-2 [62].....	42
Figura 33 - Faseamento da construção do ST-2 [62].....	43
Figura 34 - Corte Transversal - Suporte-Tipo ST-3 [62].....	43
Figura 35 - Faseamento da construção do ST-3 [62].....	44
Figura 36 - Túnel de Cassufas - Emboquilhamento do Portal Norte - Corte Transversal [62]	45
Figura 37 - Túnel de Cassufas - Emboquilhamento do Portal Norte - Corte Longitudinal [62].....	45
Figura 38 - Estratégia geral da modelação numérica adotada	48
Figura 39 - Localização do Ensaio S13-Pz T-SL4 [60]	49
Figura 40 - Propriedades do betão projetado e das pregagens consideradas no RS2	50
Figura 41 - Domínio modelado, zonamento geotécnico e malha de elementos finitos adotados na análise 2D.....	50
Figura 42 – Modelo numérico para a modelação da secção ST-1	52
Figura 43 - Curva de subsidência para as diferentes fases da análise elástica do ST-1	53
Figura 44 - Assentamentos acima do coroamento para as diferentes fases da análise elástica do ST-1	54
Figura 45 - Levantamentos abaixo do <i>invert</i> para as diferentes fases da análise elástica do ST-1.....	55
Figura 46 - Mapa de distribuição de deslocamentos do modelo elástico do ST-1	55
Figura 47 - Curva de subsidência para as diferentes fases da análise plástica do ST-1	56
Figura 48 - Assentamentos acima do coroamento para as diferentes fases da análise plástica do ST-1	57
Figura 49 - Elementos plastificados na análise plástica do ST-1.....	58
Figura 50 - Strength Factor no final da escavação na análise plástica do ST-1.....	58
Figura 51 - Curva de subsidência para as diferentes fases da análise plástica da SBEI.....	60
Figura 52 - Assentamentos acima do coroamento para as diferentes fases da análise plástica da SBEI	61
Figura 53 - Levantamentos abaixo do <i>invert</i> para as diferentes fases da análise plástica da SBEI	61
Figura 54 - Secção adotada como Modelo Base	62
Figura 55 - Curva de subsidência para as diferentes fases do Modelo Base.....	63

Figura 56 - Assentamentos acima do coroamento para as diferentes fases do Modelo Base	64
Figura 57 - Levantamentos abaixo do <i>invert</i> para as diferentes fases do Modelo Base	65
Figura 58 - Evolução das tensões efetivas verticais acima do coroamento para as diferentes fases do Modelo Base.....	66
Figura 59 - Evolução das tensões efetivas horizontais acima do coroamento no Modelo Base.....	67
Figura 60 - Evolução do confinamento do maciço acima do coroamento no Modelo Base	68
Figura 61 - Distribuição dos elementos plastificados e do <i>Strength Factor</i> do Modelo Base	69
Figura 62 - Distribuição dos esforços axiais no suporte	70
Figura 63 - Distribuição dos esforços transversos no suporte	71
Figura 64 - Distribuição dos momentos fletores no suporte	72
Figura 65 - Estratégia de modelação tridimensional.....	76
Figura 66 - Faseamento da escavação e respetiva aplicação do suporte do túnel (Corte longitudinal)	77
Figura 67 - Faseamento da escavação e respetiva aplicação do suporte do túnel (Corte transversal).....	77
Figura 68 - Perspetiva tridimensional da escavação faseada e respetivo suporte.....	78
Figura 69 - Malha tridimensional do modelo numérico	78
Figura 70 - Modelo tridimensional do túnel, estratificação e dimensões do maciço.....	79
Figura 71 – Curva de subsidência do Modelo Base na análise tridimensional	80
Figura 72 - Deslocamentos verticais do maciço no coroamento e no <i>invert</i>	82
Figura 73 - Perfil longitudinal de assentamentos no coroamento do túnel.....	83
Figura 74 - Evolução das tensões efetivas no coroamento do túnel	84
Figura 75 - Evolução do coeficiente de impulso (<i>K</i>) no coroamento do túnel	85
Figura 76 - Distribuição dos elementos plastificados após a escavação da Meia-Secção	86
Figura 77 - Distribuição dos elementos plastificados após a escavação da Bancada	86
Figura 78 - Distribuição dos elementos plastificados após a escavação do <i>invert</i>	87
Figura 79 - Distribuição dos elementos plastificados ao longo do coroamento no final da construção do túnel	88
Figura 80 - Distribuição dos elementos plastificados ao longo do desenvolvimento longitudinal do túnel no final da construção do túnel (Corte longitudinal pelo eixo do túnel)	88
Figura 81 - Calibração do fator de alívio para a Meia-Secção de acordo com os assentamentos superficiais.....	89
Figura 82 - Calibração do fator de alívio para a Bancada de acordo com os assentamentos superficiais	90
Figura 83 - Calibração do fator de alívio para o <i>invert</i> de acordo com os assentamentos superficiais	90

Figura 84 - Calibração do fator de alívio para a Meia-Secção de acordo com os assentamentos no coroamento.....	91
Figura 85 - Calibração do fator de alívio para a Bancada de acordo com os assentamentos no coroamento.....	91
Figura 86 - Calibração do fator de alívio para o <i>invert</i> de acordo com os assentamentos no coroamento	92
Figura 87 - Comparação dos assentamentos superficiais para diferentes valores de K_0	96
Figura 88 - Comparação dos deslocamentos no contorno da escavação para diferentes valores de K_0	97
Figura 89 - Comparação da evolução das tensões efetivas no coroamento do túnel para diferentes valores de K_0	98
Figura 90 - Comparação da evolução do coeficiente de impulso (K) no coroamento do túnel para diferentes valores de K_0	99
Figura 91 – a) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação da Meia-Secção para $K_0 = 1$; b) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação da Meia-Secção para $K_0 = 1 - \sin \phi'$	100
Figura 92 – a) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação da Bancada para $K_0 = 1$; b) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação da Bancada para $K_0 = 1 - \sin \phi'$	101
Figura 93 – a) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação do <i>invert</i> para $K_0 = 1$; b) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação do <i>invert</i> para $K_0 = 1 - \sin \phi'$	101
Figura 94 - Distribuição longitudinal dos elementos plastificados para $K_0 = 1$	102
Figura 95 - Comparação dos assentamentos superficiais para diferentes rigidezes da camada inferior do maciço	104
Figura 96 - Comparação dos deslocamentos no contorno da escavação para diferentes rigidezes da camada inferior do maciço	105
Figura 97 – a) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação da Meia-Secção para $E = 10$ GPa; b) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação da Meia-Secção para $E = 100$ MPa	106
Figura 98 – a) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação da Bancada para $E = 10$ GPa; b) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação da Bancada para $E = 100$ MPa	106
Figura 99 – a) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação do <i>invert</i> para $E = 10$ GPa; b) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação do <i>invert</i> para $E = 100$ MPa.....	107
Figura 100 - Comparação dos assentamentos superficiais para diferentes módulos de elasticidade do <i>Jet-Grout</i>	109
Figura 101 - Comparação dos deslocamentos no contorno da escavação para diferentes módulos de elasticidade do <i>Jet-Grout</i>	110

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Caraterísticas das zonas geotécnicas [60]	37
Tabela 2 - Parâmetros geotécnicos correspondentes aos solos mais alterados [60]	38
Tabela 3 - Parâmetros geotécnicos correspondentes aos solos menos alterados [60]	38
Tabela 4 - Profundidades do nível freático no maciço [60]	39
Tabela 5 - Coeficiente de impulso em repouso (K_0) de cada estrato	49
Tabela 6 - Estratificação do maciço	50
Tabela 7 - Modelos bidimensionais estudados, designações e principais caraterísticas.....	52
Tabela 8 - Caraterísticas principais da modelação de cada secção do modelo tridimensional	79
Tabela 9 - Valores ideais do fator de alívio e assentamentos superficiais associados	90
Tabela 10 - Valores ideais do fator de alívio e assentamentos no coroamento associados.....	92
Tabela 11 - Comparação dos levantamentos no <i>invert</i> em função do fator de alívio.....	93

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

m - Metro

c - Coesão

E - Módulo de elasticidade

ϕ - Ângulo de atrito interno

N - Newton

Pa - Pascal

γ - Peso volúmico

k - Coeficiente de permeabilidade

2D - Bidimensional

3D - Tridimensional

DEC - Departamento de Engenharia Civil

FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

GEG - Gabinete de Estruturas e Geotecnia

GSI - Geological Strength Index

RQD - *Rock Quality Designation*

LAV - Linha de Alta Velocidade

MEF - Método dos Elementos Finitos

NATM - *New Austrian Tunneling Method*

RMR - *Rock Mass Rating*

SPT - *Standart Penetration Test*

pk - Ponto Quilométrico

α - Fator de alívio de tensões

ETI - Estado de tensão inicial

V_S - Volume de subsidência

V_L - Volume de solo perdido

K_0 - Coeficiente de impulso em repouso

K_a - Coeficiente de impulso ativo

K_p - Coeficiente de impulso passivo

ST - Suporte-Tipo

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os túneis constituem um dos tipos de construção mais antigos concebidos pelo ser humano, muito antes de existirem bases teóricas sólidas em geologia e engenharia geotécnica. O túnel mais antigo de que há registo foi construído sob o rio Eufrates, na Babilónia, há aproximadamente 4000 anos [1]. Apesar da longa tradição empírica da conquista do espaço subterrâneo, o estudo sistemático do comportamento dos maciços e o desenvolvimento de métodos racionais de dimensionamento só se intensificaram a partir do século XX, com a consolidação da mecânica dos solos e das rochas e a generalização dos métodos numéricos em engenharia de túneis [2]. Esta evolução histórica reflete-se, em particular, na forma como diferentes países, incluindo Portugal, passaram a encarar o espaço subterrâneo como recurso estratégico para o desenvolvimento de infraestruturas de transporte e serviços [3].

A construção de túneis em Portugal ganha expressão com a expansão ferroviária no século XIX e reforça-se, já na segunda metade do século XX, com a generalização das autoestradas, o desenvolvimento dos sistemas de metro e a execução de obras hidráulicas. Esta trajetória evidencia o papel da engenharia portuguesa na consolidação de soluções subterrâneas em contextos geológicos muito diversos e, em particular, em meios urbanos densamente edificadas e em novos corredores ferroviários de elevada capacidade [4].

Num contexto global de crescente urbanização, o desenvolvimento de infraestruturas em meio urbano deve garantir, não só, a segurança e a integridade do edificado existente, como também se deve apresentar como uma necessidade cada vez mais premente, tanto do ponto de vista competitivo como social. O crescimento constante das zonas urbanas, impõe a otimização do espaço disponível para redes de transporte e serviços, multiplicando as oportunidades de desenvolvimento, mas também agravando os desafios e riscos geotécnicos associados à construção subterrânea em proximidade de estruturas sensíveis [5]. Neste enquadramento, a engenharia geotécnica e, em particular, a das obras subterrâneas, confronta-se com desafios de elevada complexidade nas zonas de transição que delimitam a entrada ou saída de um túnel, designadas de portais, onde a escavação perturba significativamente o estado de tensões *in situ* e interage com maciços frequentemente heterogéneos. Estas condicionantes tornam-se ainda mais evidentes quando a obra é desenvolvida em zonas de solo de fundação com grande variabilidade geotécnica, baixos recobrimentos e condições de suporte menos favoráveis.



Figura 1 - Ilustração do uso do espaço subterrâneo (Tunnel Business Magazine, 2019)

No caso específico da região do Porto, o maciço granítico caracteriza-se por uma variabilidade espacial e dependente do grau de alteração do maciço, com a presença de zonas de granito intercaladas com níveis altamente alterados, descontinuidades e falhas, o que torna a previsão do seu comportamento particularmente exigente [6], [7]. Esta heterogeneidade condiciona o dimensionamento de estruturas de suporte e a avaliação dos deslocamentos induzidos no coroamento do túnel e à superfície, impondo uma análise cuidada das interações solo-estrutura. A experiência acumulada em diversos empreendimentos subterrâneos na região do Porto, incluindo obras de transporte urbano e ferroviário, tem evidenciado a necessidade de caracterizações geotécnicas detalhadas e de modelos de cálculo que representem de forma adequada as condições complexas do granito do Porto e das zonas de alteração associadas [7], [8].

Embora amplamente utilizadas em projeto corrente, as análises bidimensionais (2D) apresentam limitações relevantes neste tipo de problema. A simplificação inerente aos modelos planos, resultante das hipóteses adotadas, pode conduzir a resultados pouco representativos das condições reais de fronteira, com interpretações excessivamente conservadoras ou, inversamente, com a não deteção de modos de rotura complexos potencialmente críticos para a segurança [9].

Perante este quadro, a adoção de modelos numéricos tridimensionais (3D) assume um papel central na obtenção de uma descrição mais realista do comportamento global do sistema solo-estrutura, permitindo captar de forma mais fidedigna a evolução das tensões e deformações na envolvente do túnel, bem como a influência da heterogeneidade do maciço granítico [10]. Neste contexto, o estudo tridimensional de um túnel em formações graníticas da região do Porto, desenvolvido em conjunto com a empresa GEG e aplicado ao troço Oiã-Porto da linha de alta velocidade, surge como uma necessidade técnica e científica, procurando contribuir para um dimensionamento mais rigoroso e para uma gestão de risco mais informada em futuros empreendimentos subterrâneos na região.

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação tem como objetivo central conduzir um estudo numérico tridimensional do Túnel de Cassufas, localizado no troço Porto–Oiã da Linha de Alta Velocidade Porto-Lisboa. O trabalho propõe-se a avaliar, em detalhe, o comportamento do túnel durante as diferentes fases de escavação considerando o *New Austrian Tunneling Method* (NATM). O trabalho procura avaliar a resposta do maciço e do sistema de suporte em termos de deslocamentos, redistribuição de tensões e desenvolvimento de zonas plastificadas, analisando o efeito do faseamento construtivo e comparando os resultados obtidos em modelos bidimensionais e tridimensionais.

Este objetivo geral concretiza-se mediante uma análise detalhada dos resultados numéricos obtidos, com particular enfoque no faseamento construtivo adotado e a influência dos parâmetros geotécnicos sobre as deformações, tensões e estabilidade de um túnel, permitindo a identificação das vantagens comparativas entre as diferentes abordagens. Adicionalmente, será realizada uma calibração dos fatores de alívio de tensões aplicados nos modelos bidimensionais, com base nos resultados obtidos nos modelos tridimensionais, de forma a tornar as análises em estado plano de deformação mais representativas do comportamento real do túnel e, assim, mais fiáveis em contexto de projeto.

Para além da comparação entre abordagens numéricas, a dissertação propõe-se ainda realizar estudos paramétricos dirigidos à análise da influência de diferentes variáveis geotécnicas e de modelação na resposta global do túnel. Pretende-se, deste modo, aprofundar a interpretação dos resultados numéricos e identificar os parâmetros com maior impacto no comportamento da obra, contribuindo para uma avaliação mais fundamentada da deformabilidade e da estabilidade do sistema escavação-suporte.

1.3. METODOLOGIA DA INVESTIGAÇÃO

Nesta investigação, adotar-se-á uma abordagem mista e sequencial, iniciando-se com uma revisão bibliográfica abrangente sobre o estado da arte em mecânica de túneis, caracterização de maciços graníticos da região do Porto e modelação numérica bidimensional e tridimensional. Posteriormente, proceder-se-á à análise detalhada do caso de estudo do Túnel de Cassufas, incluindo o tratamento dos dados provenientes da campanha de prospeção geotécnica, com vista à calibração das oito zonas geotécnicas definidas.

No núcleo metodológico, desenvolver-se-ão modelos numéricos com recurso ao software RS2 (bidimensional) e RS3 (tridimensional), realizando simulações elásticas e elasto-plásticas, com base nos critérios de *Mohr-Coulomb* e *Hoek-Brown*, capazes de reproduzir a geometria em ferradura e a sequência construtiva NATM. Os resultados são comparados de forma quantitativa, considerando deformações, tensões, fatores de alívio e efeito de arco.

Por fim, proceder-se-á à calibração dos fatores de alívio de tensões adotados nas análises bidimensionais, recorrendo à comparação entre os assentamentos calculados no coroamento e à superfície e os valores obtidos nos modelos tridimensionais. Esta etapa permitirá ajustar os parâmetros utilizados em 2D de modo a reproduzir de forma mais fiel o comportamento real do túnel, reforçando a fiabilidade das simulações e a sua utilidade na definição de critérios de dimensionamento e de gestão de risco em obras subterrâneas análogas.

Complementarmente, serão ainda realizados estudos paramétricos com o objetivo de avaliar a influência de diferentes variáveis geotécnicas e de modelação na resposta global do túnel, aprofundando a interpretação dos resultados e identificando os parâmetros com maior impacto no comportamento da obra.

1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação estrutura-se em seis capítulos principais, articulando de forma progressiva os conteúdos, desde a fundamentação teórica (estado de arte) até à aplicação prática dos resultados, a partir do caso de estudo.

O Capítulo 1 apresenta as considerações iniciais, definindo os objetivos, a metodologia e a estrutura geral do trabalho.

O Capítulo 2 desenvolve o enquadramento teórico, começando pela evolução histórica das obras subterrâneas em Portugal e pelo papel atual dos túneis em linhas de alta velocidade. Seguidamente, são analisados o comportamento específico dos portais, os principais mecanismos da mecânica de túneis em maciços rochosos – com destaque para o efeito de arco, as deformações associadas à escavação, as relações convergência-confinamento, a propagação de zonas em cedência e a estabilidade da frente – e os esforços mobilizados no suporte. O capítulo aborda ainda os métodos numéricos aplicados em geotecnia, salientando as potencialidades e limitações das análises bidimensionais e tridimensionais, e sintetiza os princípios fundamentais do método NATM e das tipologias de suporte correntemente utilizadas em maciços graníticos heterogéneos

O Capítulo 3 detalha o caso de estudo do Túnel de Cassufas (Linha de Alta Velocidade Oiã-Porto), descrevendo o enquadramento geológico e geotécnico, a geometria do túnel e do Portal Norte, a campanha de prospeção e a sequência construtiva adotada.

No Capítulo 4 é desenvolvida a análise bidimensional em RS2, descrevendo-se a definição dos modelos numéricos, a estratégia de faseamento da escavação, os critérios constitutivos adotados e a calibração das diferentes zonas geotécnicas. São apresentados e discutidos os resultados das simulações elasto-plásticas 2D, com enfoque nos deslocamentos do maciço, na redistribuição de tensões, na plastificação em torno do túnel e nos esforços internos mobilizados no suporte e nas soleiras, identificando as zonas críticas que servirão de referência para a subsequente análise tridimensional

O Capítulo 5 dedica-se à análise e discussão dos resultados obtidos nos modelos tridimensionais, comparando-os com as abordagens bidimensionais anteriormente desenvolvidas. Neste capítulo, avalia-se o comportamento global do túnel em termos de deslocamentos, evolução das tensões e distribuição dos elementos plastificados, procurando evidenciar as principais diferenças introduzidas pela tridimensionalidade do problema. É ainda analisada a sensibilidade do modelo a parâmetros fundamentais de cálculo, com particular destaque para a calibração do fator de alívio de tensões, de modo a tornar as análises bidimensionais mais representativas do comportamento observado no modelo tridimensional.

O Capítulo 6 dedica-se à realização de estudos paramétricos, com o objetivo de analisar a influência de diferentes variáveis no comportamento do túnel e aprofundar a interpretação dos resultados obtidos ao longo da dissertação. Neste capítulo, procura-se identificar de que forma a variação de certos parâmetros condiciona a resposta global da obra, contribuindo para uma leitura mais abrangente e fundamentada do seu comportamento.

Por fim, o Capítulo 7 sintetiza as conclusões, apresenta as contribuições científicas e práticas do trabalho, discute as limitações identificadas e propõe recomendações para investigações futuras no mesmo âmbito.

1.5. CONTRIBUIÇÕES ESPERADAS

A presente dissertação pretende contribuir para o avanço do conhecimento na análise numérica de túneis, com base no estudo numérico do Túnel de Cassufas, inserido no troço Oiã-Porto da Linha de Alta Velocidade.

Do ponto de vista científico, espera-se que o trabalho constitua um contributo metodológico relevante, ao disponibilizar uma abordagem entre análises bidimensionais e tridimensionais, com recurso aos programas RS2 e RS3, utilizados para modelação numérica em geotecnia. A comparação quantitativa entre os resultados obtidos através destas ferramentas, com recurso aos modelos constitutivos de *Mohr-Coulomb* e *Hoek-Brown* generalizado, permitirá avaliar de forma fundamentada as limitações e o grau de conservadorismo das análises estado plano de deformação, contribuindo para um melhor entendimento dos efeitos longitudinais ao longo do faseamento construtivo e do desenvolvimento do efeito de arco na vizinhança dos emboquilhamentos.

Outro contributo esperado prende-se com a análise e calibração dos fatores de alívio de tensões aplicados nas simulações bidimensionais. Prevê-se que o estudo permita demonstrar que estes fatores não devem ser assumidos como constantes ao longo de todo o processo construtivo, uma vez que dependem da fase de escavação considerada.

Espera-se ainda que os estudos paramétricos realizados permitam identificar os parâmetros com maior influência na resposta global da obra, nomeadamente o coeficiente de impulso em repouso K_0 , a rigidez da camada inferior do maciço e a rigidez da camada de *Jet-Grout*. Esta análise deverá contribuir para aprofundar a interpretação do comportamento do sistema escavação-suporte e reforçar a importância de uma definição criteriosa dos parâmetros de modelação.

Em síntese, a presente dissertação procura colmatar duas lacunas fundamentais identificadas na literatura: a escassez de análises tridimensionais e a ausência de comparações sistemáticas entre abordagens 2D e 3D.

2

ENQUADRAMENTO TEÓRICO

2.1. A EVOLUÇÃO DAS OBRAS SUBTERRÂNEAS EM PORTUGAL AO LONGO DA HISTÓRIA

A história das obras subterrâneas em Portugal acompanha de perto o desenvolvimento das infraestruturas de transporte e de aproveitamento de recursos hídricos desde a segunda metade do século XIX. Em pouco mais de 150 anos, passou-se de túneis ferroviários concebidos quase exclusivamente com base em experiência prática para uma engenharia subterrânea altamente especializada, suportada por investigação geotécnica avançada, métodos construtivos modernos e extensiva instrumentação [4].

2.1.1. PRIMEIRAS OBRAS: TÚNEIS FERROVIÁRIOS DO SÉCULO XIX

Na segunda metade do século XIX, o desenvolvimento económico dos países avaliava-se, em grande medida, pelo número de quilómetros de via-férrea construída, o que em Portugal impulsionou um vasto programa de obras públicas [4]. A morfologia acidentada e a necessidade de transpor vales e maciços rochosos levaram à construção dos primeiros túneis ferroviários, destacando-se o Túnel de Chão de Maças (1862) (Figura 2) e o Túnel de Albergaria (1863) na Linha do Norte, e, pouco depois, o Túnel do Rossio (1890), com cerca de 2,6 km, considerado à época uma das maiores obras de engenharia nacionais do século XIX [11].



Figura 2 - Túnel do Chão de Maças (Nuno Anjos, 2009)

Neste período, os túneis eram projetados com base em experiência prática e métodos empíricos, sendo frequente a ausência de projetos detalhados e de estudos geológicos sistemáticos. O método construtivo

dominante era o método belga, com escavação em galeria de avanço na abóbada, alargamentos laterais faseados e escavação da meia-seção inferior, com recurso a entivação em madeira e posterior revestimento em alvenaria de pedra ou tijolo. Problemas geotécnicos eram frequentemente resolvidos em obra, como ilustra o caso do Túnel de Albergaria, descrito contemporaneamente como escavado “numa montanha de areia e água”, com necessidade de extensas entivações em madeira, revestimento integral em alvenaria e abóbada invertida para garantir a estabilidade em terrenos muito permeáveis [4].

Até ao final da década de 1920 foram construídos cerca de 117 túneis ferroviários na rede nacional, maioritariamente em formações graníticas e xisto-grauvaqueanas do maciço Hespérico, o que antecipou, já então, um problema de longo prazo de manutenção e reabilitação destas estruturas. Com o início da eletrificação da rede, a partir de meados do século XX, muitas destas obras sofreram intervenções profundas (rebaixamento de soleiras, novo revestimento em betão, drenagens, melhoria de gabaritos), marcando uma primeira fase de “modernização” do parque de túneis ferroviários existentes [4].

Para além dos túneis ferroviários do século XIX, a evolução das obras subterrâneas em Portugal passou também pela execução de infraestruturas hidroelétricas, que assumiram particular relevo pela sua dimensão e complexidade construtiva. No início do século XXI, os aproveitamentos hidroelétricos, especialmente os sistemas com bombagem, voltaram a colocar os túneis subterrâneos no centro do desenvolvimento energético nacional, destacando-se projetos como Venda Nova III, considerado um dos 15 maiores empreendimentos hidroelétricos então em construção na Europa, e o complexo do Tâmega, com túneis de grande extensão [4].

2.1.2. METROS URBANOS E O CASO DO METRO DO PORTO

A construção dos metros de Lisboa e, mais recentemente, do Porto, marca uma mudança qualitativa na engenharia de obras subterrâneas em contexto urbano complexo. Em Lisboa, as primeiras linhas subterrâneas são inauguradas em 1959 [4], evoluindo gradualmente até um sistema com mais de 40 km de extensão [12].

No Porto, o primeiro grande ciclo de obras subterrâneas urbanas ocorre entre 1998 e 2005, com a construção de cerca de 7 km de túneis e 10 estações subterrâneas no centro histórico [6]. Atualmente, a rede metropolitana atinge 70 km (8,3 km em túnel) [13], com apenas cerca de 1,3 km adicionados nos últimos 22 anos (1000 m/ano no 1º ciclo vs. 60 m/ano), refletindo restrições geotécnicas, urbanas e regulamentares em maciços graníticos complexos, mas sobretudo restrições financeiras [14].

Neste contexto, o Metro do Porto assume-se como um verdadeiro laboratório à escala real para a engenharia de túneis em granito intensamente alterado, tendo exigido a combinação de estações em Trincheira, em Cut & Cover e Estações Mineiras, escavações com o Método de Escavação Sequencial, vulgarmente designado NATM (New Austrian Tunneling Method), e recurso a tuneladoras EPB de grande diâmetro, bem como uma caracterização geológico-geotécnica muito detalhada do denominado “Granito do Porto” e dos seus perfis de alteração, de forma a controlar deformações, garantir a estabilidade das frentes de escavação e minimizar impactos na edificação existente à superfície [8].

2.1.3. LINHAS DE ALTA VELOCIDADE

No contexto europeu, a implantação de linhas ferroviárias de alta velocidade tem exigido a realização de algumas das mais relevantes obras subterrâneas à escala mundial, entre as quais se destacam o Gotthard Base Tunnel, na Suíça, com cerca de 57 km de extensão, concebido para a circulação de comboios de passageiros através dos Alpes, e que constitui o núcleo da nova ligação transalpina norte-sul [15]. A

este somam-se outras infraestruturas de referência, como o Channel Tunnel, mais conhecido em Portugal como “Eurotúnel”, que assegura a conexão de alta velocidade entre o Reino Unido e a Europa continental [16] e o Brenner Base Tunnel, em construção sob o passo do Brenner, destinado a criar um novo corredor ferroviário de alta capacidade entre a Áustria e a Itália [17].

Em Portugal, o desenvolvimento da linha de alta velocidade ferroviária encontra-se atualmente numa fase de consolidação de projetos estruturantes, nos quais a execução de túneis desempenha um papel decisivo na definição dos traçados e na integração territorial das novas infraestruturas. A rede ferroviária de alta velocidade será constituída por três eixos, destacando-se a LAV Porto-Lisboa, enquadrada no Plano Nacional de Investimentos 2030 [18], que prevê a construção de múltiplas obras de arte especiais, incluindo um conjunto significativo de túneis, nomeadamente no troço Porto-Oiã, onde se estuda a solução de um túnel de grande extensão sob áreas urbanas densamente edificadas na região do Porto e de Vila Nova de Gaia [19]. A este projeto soma-se a ligação de alta velocidade Poceirão-Caia, componente portuguesa do eixo Lisboa-Madrid [20] e a LAV Porto-Vigo [18]. A Figura 3 apresenta os três eixos mencionados.



Figura 3 - Esquema das principais linhas ferroviárias de alta velocidade previstas em Portugal, indicando os respectivos horizontes de desenvolvimento [18]

2.2. COMPORTAMENTO DE PORTAIS

Os portais de túneis constituem uma das zonas mais sensíveis de toda a obra subterrânea, por representarem a transição entre o ambiente à superfície e o início do desenvolvimento subterrâneo do túnel. Nesta zona, o comportamento do maciço é condicionado por uma combinação de fatores que raramente ocorre na secção corrente do túnel, nomeadamente o reduzido recobrimento, a variação do terreno natural, a presença de escavações a céu aberto, a proximidade da frente livre e a eventual existência de estruturas de contenção ou de estabilização dos taludes. A consequência direta é a ocorrência de um campo de tensões fortemente tridimensional, mas de carácter semi-infinito, com redistribuições não uniformes que tornam os portais mais vulneráveis a deformações excessivas e a mecanismos locais de instabilidade [21], [22].

Do ponto de vista geotécnico, os portais concentram frequentemente as condições mais desfavoráveis do traçado, sobretudo quando o maciço atravessado apresenta elevada heterogeneidade litológica ou graus de alteração variáveis. Por se tratar de zonas com reduzido recobrimento em comparação com a restante extensão do túnel, é muito provável a existência de formações rochosas fraturadas ou intensamente alteradas. A escavação tende a promover a descompressão do maciço, a mobilização de blocos instáveis e a formação de zonas plastificadas junto ao contorno escavado, podendo desenvolver-se fenómenos de perda de confinamento lateral, convergências excessivas e instabilidade da frente. Em túneis de reduzido recobrimento, a escavação do portal pode ainda desencadear deformações à superfície relevantes, com reflexos no talude, no coroamento e na zona de transição para o túnel propriamente dito [21], [22].

A literatura destaca que o comportamento dos portais está intimamente associado ao fenómeno de efeito de arco, isto é, à redistribuição das tensões em redor da escavação e à formação de um arco resistente no maciço que transfere parte das cargas para zonas laterais mais competentes [23]. Embora este mecanismo seja também observável na secção corrente dos túneis, a sua evolução nas proximidades do emboquilhamento é mais complexa, porque o campo de tensões ainda não se encontra plenamente desenvolvido ao longo do eixo da obra. Assim, a extensão da zona de alívio, a formação de zonas descomprimidas e a mobilização do suporte dependem fortemente da distância à frente de escavação, da geometria do portal e da rigidez relativa entre o maciço e o sistema de suporte [24].

Esta particularidade explica por que motivo as análises bidimensionais, embora úteis em fase preliminar, apresentam limitações claras quando aplicadas a portais. O processo de escavação e o respetivo faseamento é um processo intrinsecamente tridimensional e os modelos planos apenas representam adequadamente o comportamento quando as condições geométricas e de carregamento se aproximam de um estado idealizado de deformação plana. Mesmo nesses casos, continuam a ser ignorados efeitos longitudinais relevantes, como a influência da frente de escavação, a evolução faseada do suporte e a variação do confinamento ao longo do eixo do túnel. Por essa razão, a análise tridimensional tem vindo a afirmar-se como ferramenta particularmente adequada para o estudo de portais, permitindo reproduzir de forma mais realista a interação entre o emboquilhamento, os taludes de escavação e/ou estruturas de contenção e a frente de escavação [9], [25].

As soluções construtivas adotadas em portais variam em função da topografia, da cobertura disponível e da qualidade do maciço. Em contextos favoráveis, os emboquilhamentos podem ser executados com taludes estabilizados por pregagens e betão projetado, permitindo uma transição gradual para a secção subterrânea. Em situações mais condicionadas, recorre-se a contenções verticais ou cortinas de estacas, de modo a limitar o alívio de tensões e a deformabilidade global. Em qualquer dos casos, a filosofia de projeto deve privilegiar a compatibilização entre escavação, suporte e observação em obra, em linha com os princípios do NATM, nos quais a resposta do maciço e a sequência construtiva assumem papel determinante [26].

No caso de maciços graníticos heterogéneos, como os da região do Porto, o comportamento dos portais assume particular interesse pela presença de zonas de alteração significativa, fracturação intensa e variação considerável das propriedades mecânicas ao longo de pequenas distâncias. Nestes contextos, a resposta do sistema escavação-suporte não pode ser avaliada apenas com base numa secção transversal representativa, sendo essencial considerar a influência longitudinal da transição portal-túnel. Esta necessidade justifica o recurso a modelos tridimensionais, que permitam avaliar de forma mais rigorosa as zonas de maior solicitação, a extensão da plastificação e a eficácia das soluções de suporte adotadas [9], [21], [25].

2.2.1. CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS DOS PORTAIS

As principais particularidades dos portais resultam da conjugação entre geometria, geologia e processo construtivo. Em primeiro lugar, o reduzido recobrimento conduz a níveis inferiores de confinamento, o que diminui a capacidade autoportante do maciço e aumenta a sua sensibilidade à escavação. Em segundo lugar, a superfície topográfica próxima da boca do túnel introduz uma assimetria no estado de tensão, que raramente pode ser representada por hipóteses simplificadas de simetria. Em terceiro lugar, a transição entre o terreno em superfície e a escavação subterrânea implica variações abruptas nas condições de suporte, sobretudo quando existe um talude, um aterro ou uma solução de contenção associada ao portal [21], [22].

A heterogeneidade geotécnica é outro aspeto decisivo. Nas formações graníticas alteradas, é frequente a presença de zonas de decomposição muito variável, descontinuidades, blocos remanescentes de rocha sã e materiais residuais de comportamento mais próximo do solo. Esta variabilidade espacial dificulta a definição de um modelo geomecânico único e impõe grande cuidado na escolha dos parâmetros de cálculo. Nestas condições, o portal deixa de ser apenas uma extremidade geométrica do túnel e passa a constituir um domínio de transição mecânica, onde coexistem comportamentos típicos de maciço rochoso e de terreno muito alterado [9], [22].

2.2.2. TIPOLOGIAS CONSTRUTIVAS E ZONAS CRÍTICAS

As soluções de portal devem ser selecionadas em função da estabilidade global do maciço e das condicionantes da envolvente. Entre as tipologias mais comuns encontram-se os emboquilhamentos com taludes estabilizados, os portais com contenção lateral em estacas e os sistemas combinados de pregagens e betão projetado. Em todos os casos, a finalidade principal é assegurar uma transição progressiva entre o terreno natural e a secção escavada, limitando deformações diferenciais e evitando a descompressão excessiva do maciço [21], [26].

As zonas mais críticas localizam-se, em geral, na coroa do portal, nos encontros entre talude e secção escavada, junto ao pé do talude e na região de influência da frente de escavação. É também nessas áreas que tende a concentrar-se a maior parte das deformações e das tensões induzidas pela construção. A análise detalhada destes pontos é essencial para avaliar a necessidade de reforço adicional, de alteração do faseamento construtivo ou de medidas complementares de drenagem e controlo de águas subterrâneas [21], [22].

2.2.3. RELEVÂNCIA PARA O ESTUDO TRIDIMENSIONAL

A análise dos portais em três dimensões é particularmente importante porque permite reproduzir a sequência construtiva e o desenvolvimento espacial das tensões de forma mais fidedigna. Ao contrário dos modelos 2D, que idealizam o problema numa secção isolada, os modelos 3D captam o efeito da distância à frente de escavação, a variação da rigidez do suporte ao longo do eixo e a influência da geometria real do portal. Esta abordagem é especialmente útil em maciços heterogêneos, como os graníticos da região do Porto, nos quais pequenas variações litológicas podem produzir diferenças relevantes no comportamento global.

Neste enquadramento, o estudo dos portais assume um papel central na avaliação da segurança e da exequibilidade das obras subterrâneas. Mais do que uma simples zona de entrada, o portal constitui um domínio estruturalmente complexo, onde a interação entre escavação, suporte e terreno deve ser

cuidadosamente analisada para garantir estabilidade, controlo de deformações e desempenho adequado da obra ao longo da sua vida útil [22], [26].

2.3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA DA RESPOSTA DO MACIÇO À ESCAVAÇÃO

A análise do comportamento de uma obra subterrânea exige a compreensão dos mecanismos mecânicos que se desenvolvem no maciço quando este é perturbado pela escavação. Antes de recorrer a modelos numéricos tridimensionais, é importante enquadrar teoricamente a resposta do terreno através de conceitos clássicos da mecânica dos túneis, entre os quais se destacam o efeito de arco e o método de convergência-confinamento. Estes dois instrumentos conceptuais permitem interpretar, de forma complementar, a redistribuição das tensões, a mobilização da resistência do maciço e a interação entre escavação e suporte [27], [28].

É também importante ter em conta as deformações associadas à escavação, uma vez que estas condicionam a estabilidade do maciço e a definição do suporte, influenciando diretamente o controlo dos assentamentos à superfície e a integridade de estruturas adjacentes, sendo simultaneamente indicadores essenciais da eficácia do método de suporte aplicado.

2.3.1. EFEITO DE ARCO

O efeito de arco corresponde à redistribuição das cargas no maciço em redor da escavação, conduzindo à formação de um mecanismo resistente em arco sobre a cavidade. Este fenómeno resulta da capacidade do terreno para reorganizar o seu estado de tensão após a abertura do túnel, redistribuindo parte das solicitações nas 3 direções do espaço (transversal, planta e longitudinal) conferindo, assim, a natureza tridimensional do problema (Figura 4) [29], [30], [31].

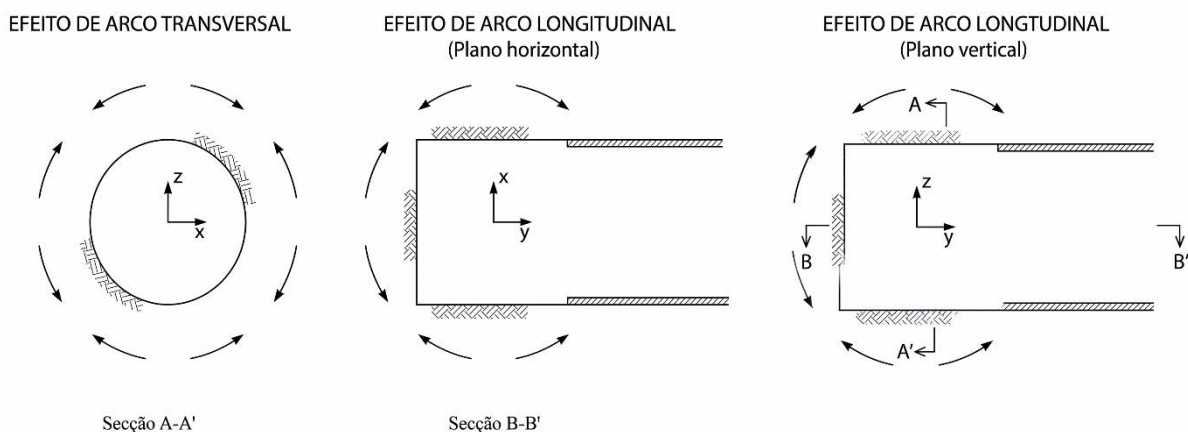


Figura 4 - Efeito de arco na proximidade da frente da escavação nas 3 direções do espaço [31]

Analisando a Figura 4, verifica-se que, em qualquer direção do espaço, ocorre uma redistribuição de tensões, essencialmente uma transferência de carga, das zonas de menor rigidez e resistência para as mais rígidas e resistentes. No sentido longitudinal, esse fluxo de esforços desloca-se da área escavada em direção à frente de escavação e ao suporte já instalado. Considerando a análise em planta ou com base na secção transversal, a carga é transferida do contorno do túnel para o maciço circundante, sendo que essa transferência perde relevância à medida que a distância em relação à cavidade aumenta [29].

Para ilustrar a relevância desse fenómeno, a Figura 5 detalha a evolução das tensões verticais ao longo de um alinhamento longitudinal que coincide com o coroamento do túnel. Além do comportamento das tensões, a mesma figura correlaciona a evolução dos deslocamentos verticais nesse eixo, aspeto que será analisado posteriormente neste documento. Por sua vez, a Figura 6 ilustra a correspondente curva de reação maciço-suporte, que relaciona as tensões verticais com os deslocamentos verticais ao longo da escavação.

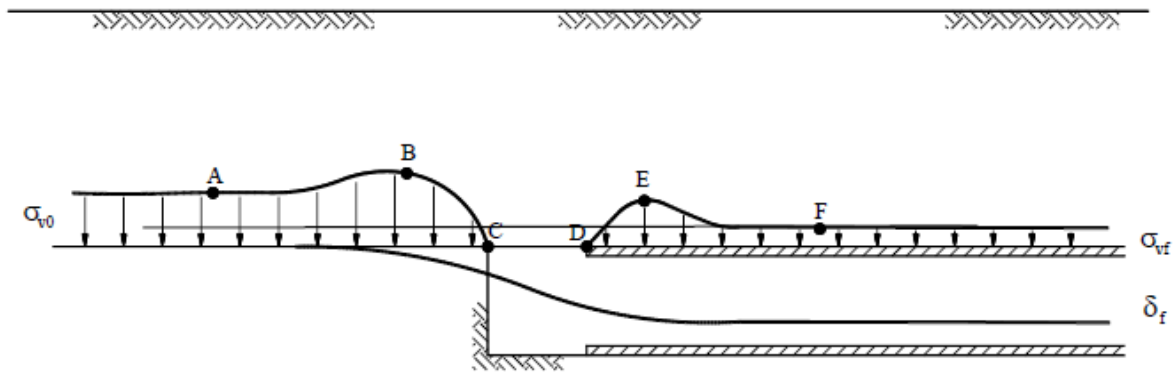


Figura 5 - Evolução das tensões e dos deslocamentos verticais ao longo de uma linha longitudinal situada no teto do túnel [31]

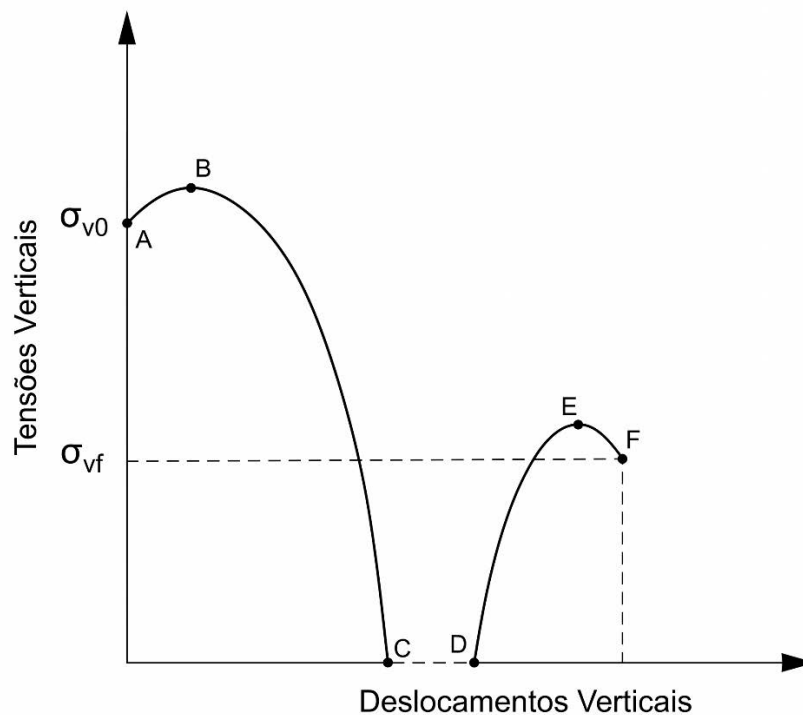


Figura 6 - Curva de reação maciço-suporte [32]

Analisando a Figura 6, é possível concluir que:

- O gradiente de tensões à frente da escavação é mais acentuado que o gradiente de deformações, resultando uma curva de reação tensão/deslocamento não linear [32];
- O atraso na instalação do suporte não altera significativamente o trecho ABC da curva de reação. Consequentemente, a rigidez do suporte exerce pouca influência sobre essa curva [32];
- A rigidez do suporte e o atraso na sua aplicação são fatores determinantes para os deslocamentos finais e para o regime de tensões nas seções situadas atrás da frente de escavação [32].

A análise da evolução das tensões verticais e horizontais na proximidade da escavação de um túnel superficial, de seção circular e com 10 m de vão, demonstra o comportamento de um maciço com parâmetros de resistência definidos pelo critério de *Mohr-Coulomb*. Na Figura 7, observa-se a variação dessas tensões em pontos adjacentes ao contorno da escavação, enquanto a Figura 8 detalha o mesmo fenómeno para pontos situados a uma distância maior. Embora essa evolução se refira a um corte vertical transversal ao túnel no seu estado de equilíbrio final, ambos os casos são essenciais para ilustrar o mecanismo de transferência de tensões gerado pelo processo de escavação [29].

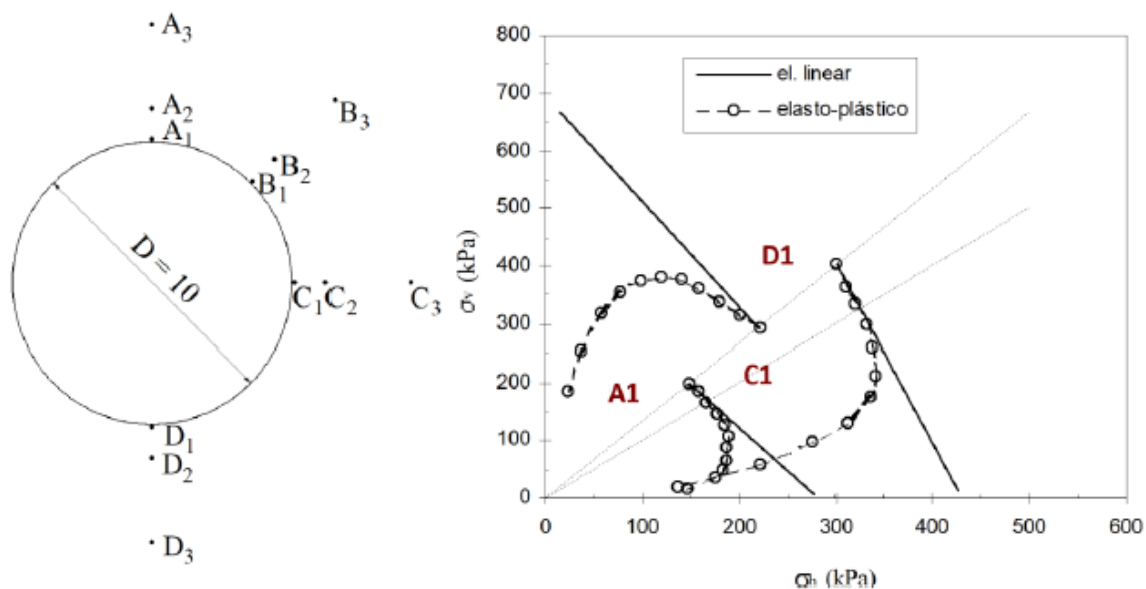


Figura 7 - Evolução das tensões verticais e horizontais em pontos próximos do contorno da escavação [29]

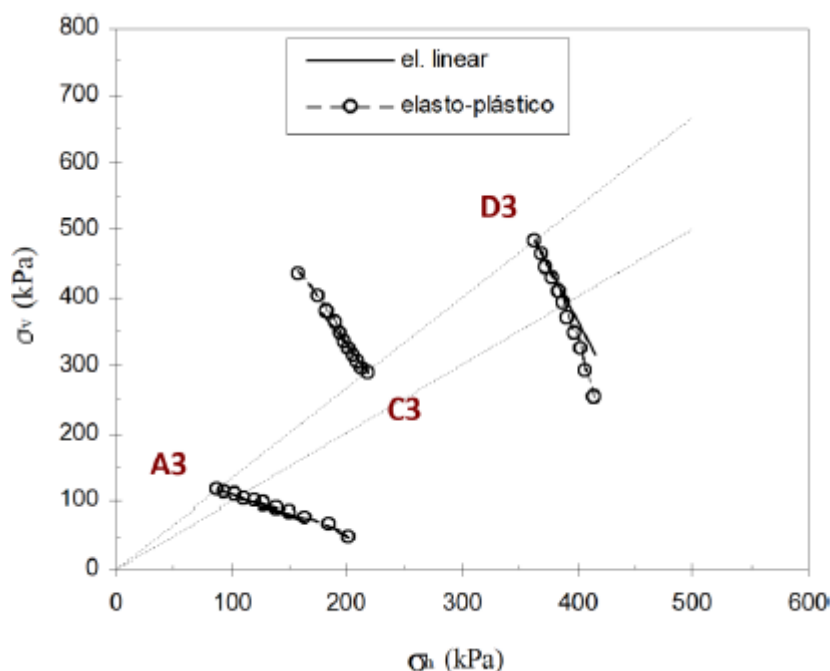


Figura 8 - Evolução das tensões verticais e horizontais em pontos afastados do contorno da escavação [29]

Em suma, a análise das trajetórias de tensão revela que o coeficiente de impulso em repouso (K_0) define o estado de tensão inicial de todos os pontos, mas é a proximidade à escavação que dita a natureza do seu comportamento subsequente. No contorno (pontos A1, C1 e D1), a descompressão induzida pela escavação força uma redução drástica das tensões horizontais. Como o material não pode violar o seu critério de cedência, o comportamento desvia-se da linha elástica teórica, resultando numa resposta altamente não linear que obriga à redistribuição de cargas para o maciço envolvente.

Pelo contrário, nos pontos mais afastados (A3, C3 e D3), a magnitude desta variação é significativamente menor. Nestas zonas, a ausência de cedência importante permite que o comportamento elasto-plástico se assemelhe ao modelo elástico linear, confirmando que a perturbação tensional se dissipa à medida que a distância ao túnel aumenta. Esta transferência de esforços das zonas de plastificação iminente para as zonas de comportamento elástico é o mecanismo fundamental que assegura a estabilidade do maciço através da mobilização da sua resistência intrínseca.

2.3.2. DEFORMAÇÕES ASSOCIADAS À ESCAVAÇÃO DE UM TÚNEL

A escavação de um túnel provoca uma perturbação significativa no estado de tensões inicial do maciço, originando um conjunto de deformações que refletem a redistribuição interna das tensões e a perda de confinamento causada pela remoção de material. Estas deformações podem manifestar-se tanto no maciço envolvente como no suporte instalado, e constituem um dos principais indicadores do comportamento da obra subterrânea durante a construção e exploração [33].

Ao longo do eixo longitudinal, os assentamentos à superfície desenvolvem-se de forma contínua, estabilizando no seu valor final apenas quando a frente de escavação se encontra a uma distância tipicamente superior a dois diâmetros. Conforme se observa na Figura 9, os gradientes de assentamento mais acentuados concentram-se na proximidade imediata da frente, dissipando-se progressivamente à medida que a escavação se afasta do ponto de observação [29], enquanto a Figura 10 apresenta a evolução dos deslocamentos radiais e longitudinais à superfície [32].

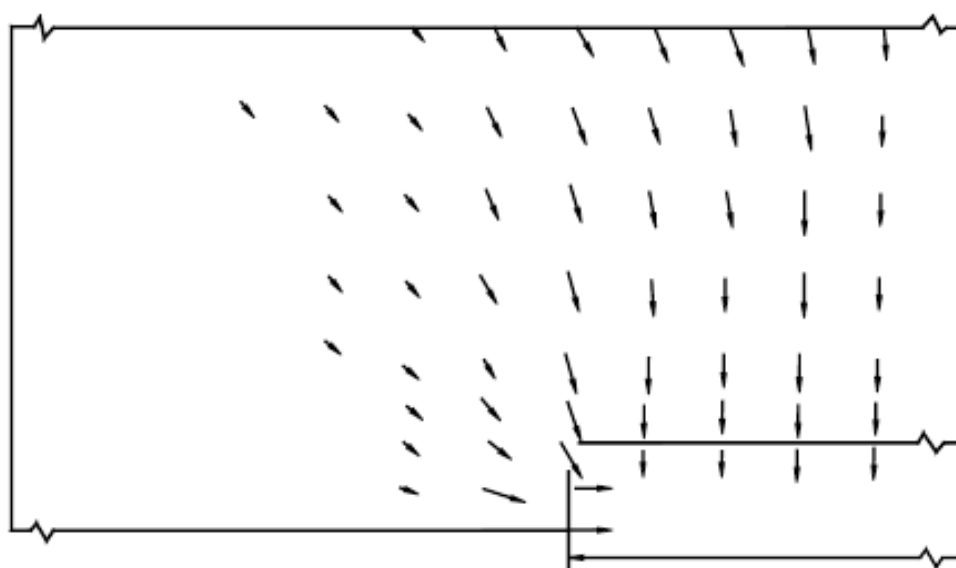


Figura 9 - Deslocamentos num plano longitudinal vertical contendo o eixo do túnel [29]

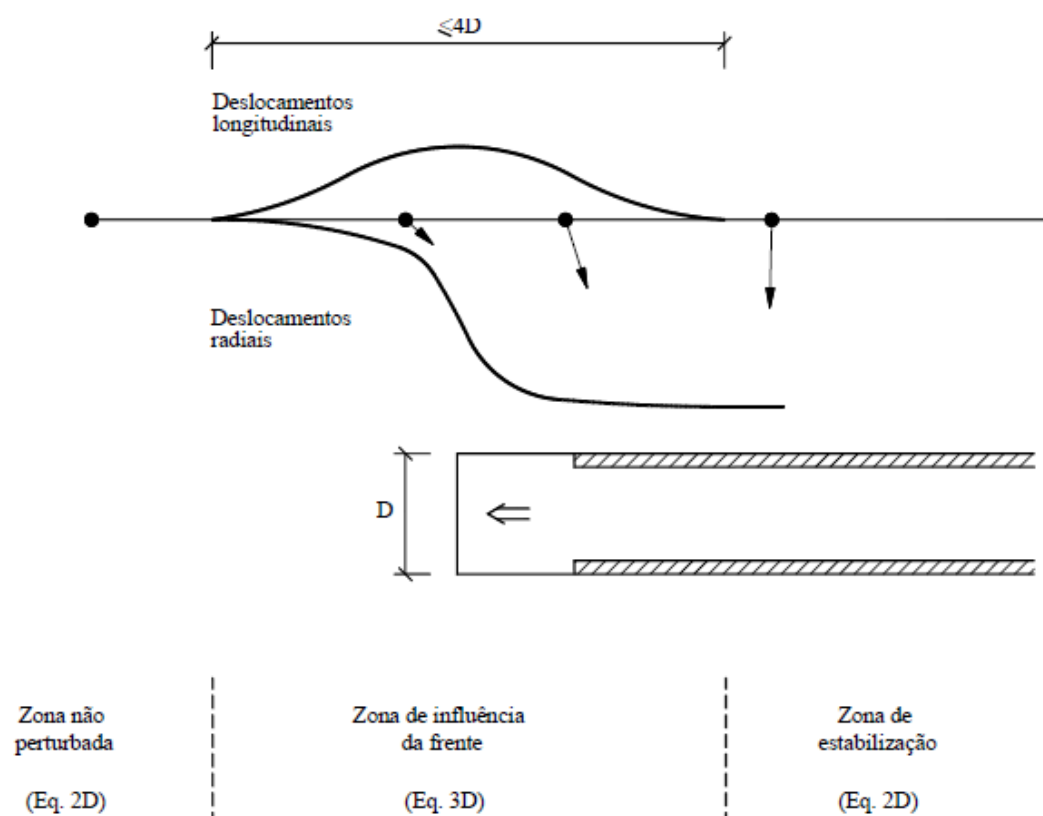


Figura 10 - Deslocamentos radiais e longitudinais à superfície associados à escavação de um túnel [32]

A Figura 11 ilustra como, em condições geotécnicas e construtivas correntes, cerca de 50% dos assentamentos superficiais totais ocorrem até à frente de escavação. O perfil de assentamentos assume, assim,

uma configuração característica em “S”, onde a curvatura e a taxa de deformação são máximas na vizinhança imediata da frente, estabilizando progressivamente à medida que o suporte é instalado e a frente de trabalho se distancia.

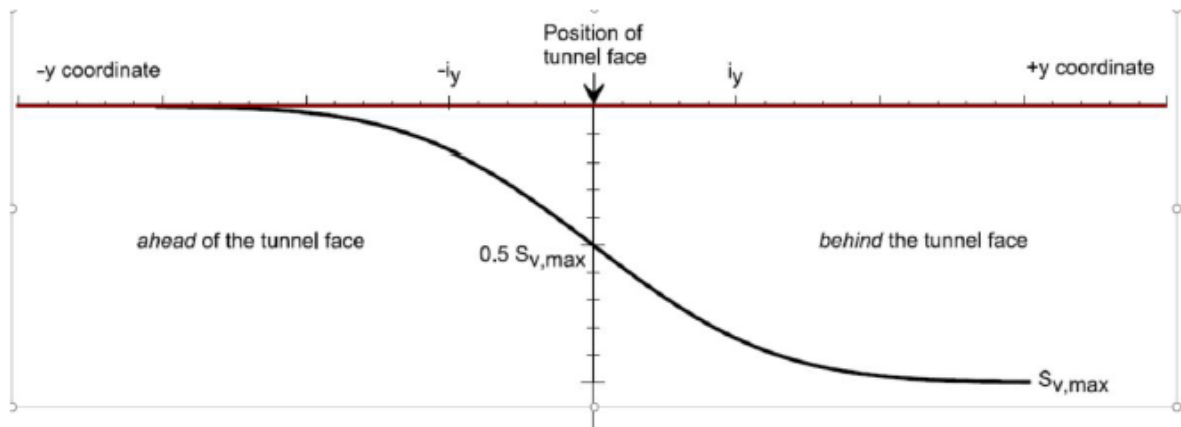


Figura 11 - Assentamento à superfície sobre o eixo do túnel em função da distância à frente de escavação [29]

Por fim, na direção transversal o perfil de assentamentos superficiais assume a forma de uma curva de Gauss, apresentada na Figura 12, na qual o valor máximo do assentamento se encontra sobre o eixo do túnel.

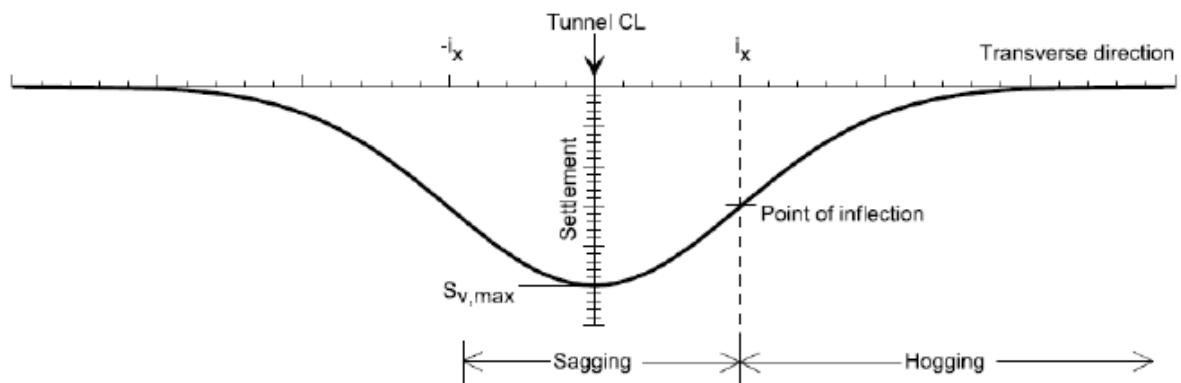


Figura 12 - Assentamento superficial do túnel na direção transversal ao seu eixo [29]

2.3.3. MÉTODO DE CONVERGÊNCIA-CONFINAMENTO

O método de convergência-confinamento fundamenta-se na interação entre as curvas de comportamento independentes do maciço e do suporte, cujo cruzamento define o ponto de equilíbrio e a correspondente pressão de suporte. No modelo, o túnel é inicialmente tratado como uma cavidade sem revestimento, sujeita a uma pressão fictícia igual à tensão *in situ*. O avanço da escavação é simulado pela redução gradual dessa pressão. Inicialmente, ocorre um relaxamento parcial (α) que promove a deformação do maciço para o interior da cavidade, seguida pela instalação do suporte e a posterior redução da pressão interna até zero [29].

A Figura 13 ilustra que, com o avanço da escavação, ocorre uma redistribuição progressiva das tensões no maciço, com redução da pressão radial até ao ponto de equilíbrio definido pela interação entre o terreno e o suporte instalado.

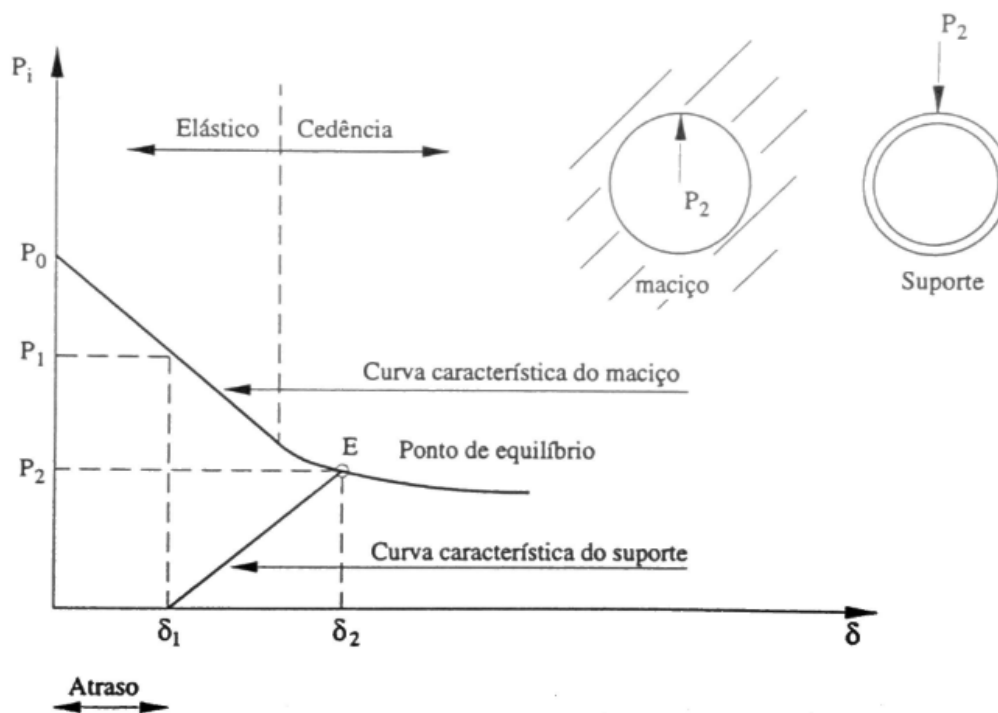


Figura 13 - Interação maciço-suporte. Método de convergência-confinamento [29]

Assumindo um comportamento perfeitamente elástico, a curva de reação do suporte inicia-se a partir de um deslocamento diferente de zero, dado que uma parcela significativa das deformações do maciço já se manifestou antes da sua instalação. A interação entre as curvas do maciço e do suporte estabelece um ponto de equilíbrio que determina tanto a pressão atuante sobre o revestimento quanto o deslocamento final das paredes do túnel. Por consequência da sua instalação tardia, a deformação total experimentada pelo suporte é naturalmente inferior à deformação acumulada pelo maciço envolvente [29].

O maior desafio deste método reside na determinação do fator de alívio, α , em análises bidimensionais, que quantifica a parcela de deslocamentos prévios à instalação do suporte, processo este que envolve cálculos de elevada complexidade. Adicionalmente, a obtenção das curvas características do maciço para os múltiplos pontos do contorno do túnel revela-se uma tarefa difícil. Este processo torna-se ainda mais complexo quando o início da escavação implica um rebaixamento do nível freático. Em consequência, verificar-se-ia uma alteração das tensões efetivas, o que exigiria a definição de curvas características específicas para diferentes pontos da seção de escavação [29]. Assim, a representação gráfica do método permite uma mais célere percepção do efeito de um aumento da rigidez do suporte ou da antecipação da sua colocação no equilíbrio final (Figura 14).

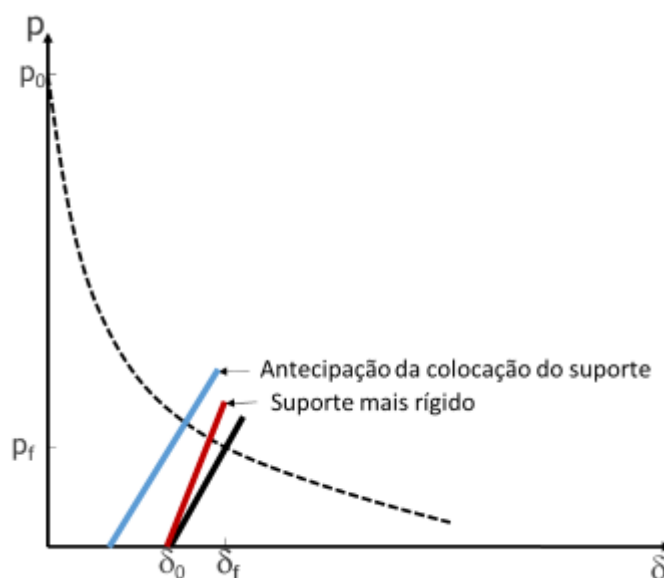


Figura 14 - Efeitos da antecipação ou do aumento de rigidez do suporte no equilíbrio final [34]

Embora ambas as alternativas mitiguem as deformações do maciço, elas impõem uma solicitação mais elevada no suporte, uma vez que a maior rigidez do sistema de contenção restringe o relaxamento natural de tensões do terreno, obrigando o revestimento a absorver uma parcela superior da pressão de equilíbrio.

Em suma, o método convergência–confinamento tem sido amplamente aplicado no dimensionamento de túneis em maciços rochosos e terrosos, precisamente por permitir uma interpretação simples da interação entre o terreno e o suporte ao longo do tempo. A partir das curvas de convergência do maciço e de reação do suporte, é possível estimar o nível de deformação que se desenvolve em torno da escavação para diferentes instantes de aplicação do suporte, bem como a parcela de carga efetivamente mobilizada pelo revestimento.

2.3.4. PROPAGAÇÃO DE ZONAS EM CEDÊNCIA E A INFLUÊNCIA DE K_0 E DA PRESSÃO DO SUPORTE

A escavação de um túnel provoca uma perturbação profunda no estado de tensão instalado no maciço, conduzindo à redistribuição de esforços, ao desenvolvimento de deformações e, em determinadas condições, à formação de zonas em cedência em torno da cavidade. Estas zonas correspondem a regiões onde o estado de tensão induzido pela escavação ultrapassa a resistência mobilizável do terreno ou do maciço rochoso, dando origem a comportamento irreversível e à progressiva plastificação do meio envolvente. A evolução destas zonas constitui um aspeto central da mecânica dos túneis, na medida em que condiciona a estabilidade da escavação, a magnitude das convergências e o nível de solicitação transmitido ao suporte [35].

Ao contrário do que sucede numa abordagem puramente elástica, em que a redistribuição de tensões se processa sem perda de rigidez nem deformações permanentes, a ocorrência de cedência traduz a entrada do maciço num domínio não linear, dependente do modelo constitutivo. A partir desse momento, o comportamento da escavação deixa de depender apenas da geometria e do estado inicial de tensão, passando a ser fortemente influenciado pelos parâmetros resistentes do terreno, pelo caminho de tensões

imposto pelo avanço da frente e pela pressão de suporte efetivamente mobilizada. Neste contexto, a análise da propagação das zonas em cedência fornece uma leitura física muito útil da interação entre escavação, terreno e revestimento [32].

Através de uma análise à Figura 15 conclui-se que os parâmetros principais que controlam o comportamento do túnel são o Módulo de Deformabilidade (E), coeficiente de *Poisson* (ν), coesão (c), ângulo de atrito (ϕ), coeficiente de repouso (K_0), recobrimento (H) e raio do túnel (a).

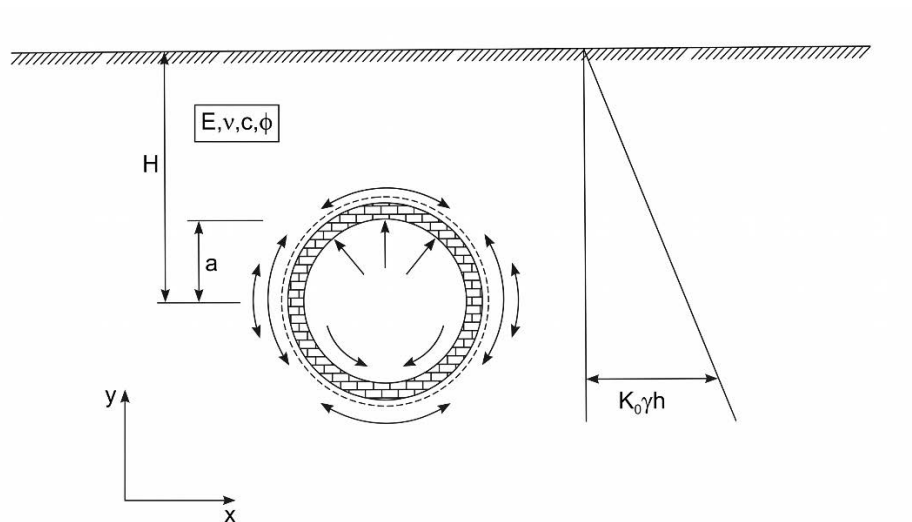


Figura 15 - Sistema geomecânico de um túnel circular [32]

Com o início da plastificação, ocorre o alívio subsequente da pressão interna, que promove a propagação das zonas de cedência. A configuração desta expansão é condicionada pelo K_0 e pela profundidade do túnel em relação à superfície. Para valores de K_0 reduzidos, formam-se duas regiões de cedência distintas que, com a continuidade do alívio das tensões, podem intersestar a superfície do terreno. Em contrapartida, valores de K_0 próximos da unidade levam a uma continuidade das zonas de plastificação, culminando, em fases mais avançadas, no desenvolvimento de “orelhas” de plastificação [32]. Assim, é possível identificar três modos de comportamento conforme os intervalos de K_0 [30]. (Figura 16)

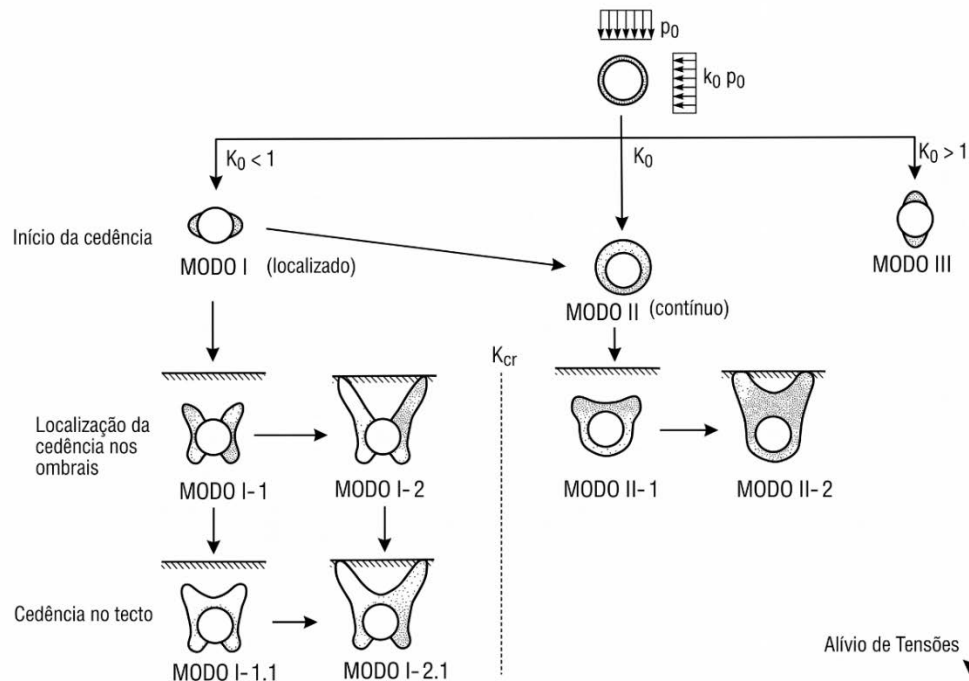


Figura 16 - Modos de cedência do terreno na zona do túnel [30]

Analisando a Figura 16 é possível perceber que o Modo I e o Modo II são separados por um coeficiente de impulso em repouso crítico, K_{cr} , dependente da proximidade da superfície livre, diminuindo o seu valor com o aumento da mesma [30]. Conclui-se que o Modo de rotura II se estende também ao coroamento, originando uma envolvente de plastificação contínua [32].

Uma vez generalizada a cedência na envolvente do túnel, originam-se mecanismos de rotura sob o efeito da gravidade. Caso a pressão interna seja reduzida abaixo de um valor crítico, p_{ic} , desenvolve-se um processo de rotura que se propaga até à superfície. Nesta situação, torna-se impossível atingir um novo equilíbrio sem a implementação de medidas de suporte adicionais [32].

A fundamentação dos fenómenos supracitados baseia-se na análise da curva de convergência do solo. Nesse contexto, a Figura 17 apresenta a resposta característica de um ponto situado no coroamento do túnel.

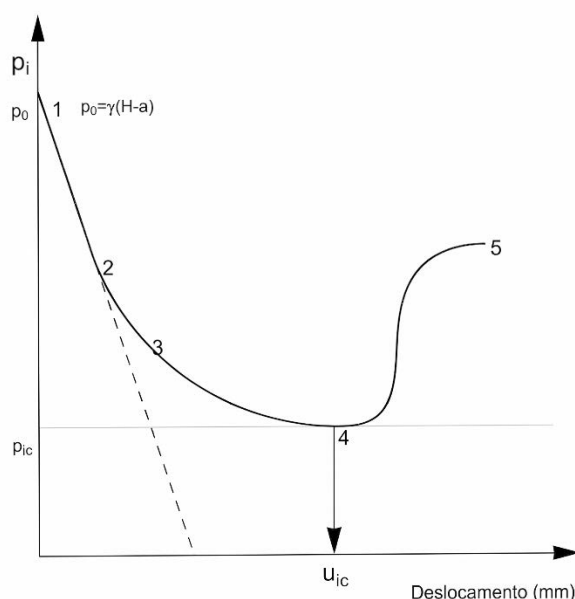


Figura 17 - Curva de convergência do solo para um ponto no coroamento do túnel [32]

Esta curva tem início no ponto 1, caracterizado pelo estado de tensão em repouso. O troço 1-2 define o processo de alívio da tensão radial em simultâneo com o incremento da tensão circunferencial, sendo representativo do comportamento puramente elástico do solo. O ponto 2 define o limiar a partir do qual surgem deformações irreversíveis, enquanto o intervalo entre os pontos 2 e 4 reflete a não-linearidade do solo decorrente da plastificação, onde é possível observar os modos de rotura apresentados na Figura 16. O ponto 4 assinala a ocorrência de mecanismos de colapso no teto do túnel [32].

Até se atingir o ponto 4, os deslocamentos na periferia da escavação crescem de maneira controlada, verificando-se uma redução da pressão de suporte devido à capacidade de redistribuição de tensões pelo efeito de arco no maciço. Contudo, ultrapassado este ponto, pressões de suporte inferiores a p_{ic} desencadeiam um mecanismo de colapso cinemático, no qual deformações adicionais conduzem à rotura total. Torna-se, portanto, imperativo reforçar o suporte para mitigar tais condições de instabilidade [32].

2.3.5. ESFORÇOS MOBILIZADOS NO SUPORTE

A redistribuição de tensões induzida pela escavação e a subsequente interação entre o maciço e o sistema de suporte traduzem-se no desenvolvimento de esforços internos no revestimento, os quais constituem uma das principais grandezas de interesse para o dimensionamento estrutural da obra subterrânea. Em termos gerais, os esforços mobilizados no suporte incluem esforços axiais, momentos fletores e também esforços transversos, sendo a sua magnitude condicionada pela deformabilidade relativa entre o maciço e o revestimento, pelo atraso de instalação do suporte e pelo modo como a escavação é faseada. Neste sentido, o maciço circundante desempenha uma função dúbia: atua simultaneamente como agente de carga e como elemento estabilizador do revestimento [30], [36]. Tal equilíbrio é assegurado através da mobilização da resistência do terreno, potenciada pelas deformações do sistema de suporte [29].

Visando uma compreensão mais detalhada, assume-se o modelo de um túnel circular com revestimento contínuo pré-instalado. Neste âmbito, examinam-se dois cenários hipotéticos: um de rigidez absoluta e outro de flexibilidade total [37]. (Figura 18)

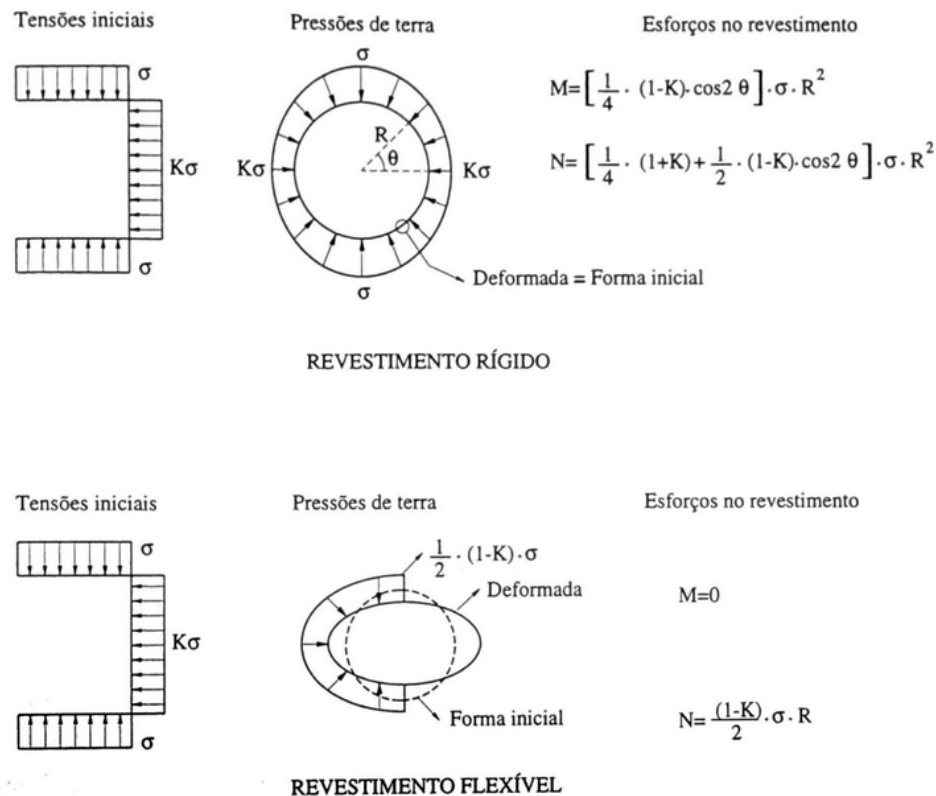


Figura 18 - Comportamento de suportes absolutamente rígidos e flexíveis de túneis circulares [38]

Uma vez que revestimentos absolutamente rígidos não se deformam após a remoção das terras do interior, as tensões iniciais do maciço permanecem inalteradas. Esta rigidez induz o surgimento de momentos fletores, decorrentes da anisotropia entre as tensões verticais e horizontais (e, conseqüentemente, do coeficiente de impulso em repouso), os quais se sobrepõem às tensões de compressão [29].

Em contrapartida, revestimentos absolutamente flexíveis permitem deformações, assumindo uma configuração elíptica. Em maciços cujo $K_0 < 1$, os deslocamentos na soleira e no coroamento são convergentes, o que se traduz numa redução das tensões verticais, em virtude da mobilização da resistência ao corte do solo. Em contrapartida, nos hasteais, os deslocamentos apresentam natureza divergente, originando um incremento das tensões horizontais. Desse modo, a distribuição das tensões no suporte tende a uniformizar-se, conduzindo a momentos fletores praticamente nulos e esforço axial aproximadamente constante [29].

Na prática, o comportamento dos suportes situa-se, em geral, entre estes dois casos-limite idealizados. Em túneis superficiais, tende a ser preferível a adoção de revestimentos de pequena espessura, e, conseqüentemente, mais flexíveis do que rígidos, uma vez que as tensões iniciais são relativamente reduzidas e se favorece, desse modo, a colaboração do maciço com o revestimento [29], [37], [39].

2.3.6. ESTABILIDADE DA FRENTE DA ESCAVAÇÃO

A avaliação da estabilidade da frente de escavação, bem como a identificação dos respectivos mecanismos de rotura, constitui um problema complexo, envolvendo um elevado número de parâmetros e admitindo diferentes abordagens de análise [32]. A sua compreensão reveste-se de particular importância, uma vez que as condições de estabilidade na frente influenciam diretamente a redistribuição de tensões, a extensão das zonas plastificadas e, em última instância, o desempenho global da escavação, o que confere a este fenómeno uma natureza intrinsecamente tridimensional [40].

Em túneis escavados pelo Método de Escavação Sequencial, a avaliação da estabilidade da frente constitui o critério fundamental para a definição do plano de escavação, o qual deve determinar a extensão do avanço de cada fase e a distância ótima para o fecho do anel de suporte na soleira. Paralelamente, esta análise permite aferir a necessidade de implementar medidas de reforço ou tratamentos de maciço que assegurem o controlo das deformações, garantindo que o processo de escavação se possa realizar em condições de estabilidade face à pressão atmosférica, $p_a = 0$ [29].

Neste enquadramento, a avaliação da estabilidade da frente pode ser conduzida através de diversas metodologias, variando entre abordagens expeditas - como os métodos empíricos ou semi-empíricos, os métodos de equilíbrio limite (ilustrado na Figura 19) e os métodos de análise limite [29] - e ferramentas de modelação numérica avançada, tais como o Método dos Elementos Finitos (MEF). Embora as metodologias expeditas permitam estimativas rápidas e fundamentais em fases preliminares, a modelação numérica constitui, no presente, a ferramenta privilegiada de análise. Esta abordagem permite uma representação contínua e rigorosa do estado de tensão e deformação, captando com maior fidelidade a complexidade tridimensional da escavação e a interação entre o maciço e o suporte, superando as limitações inerentes às simplificações das metodologias tradicionais [32].

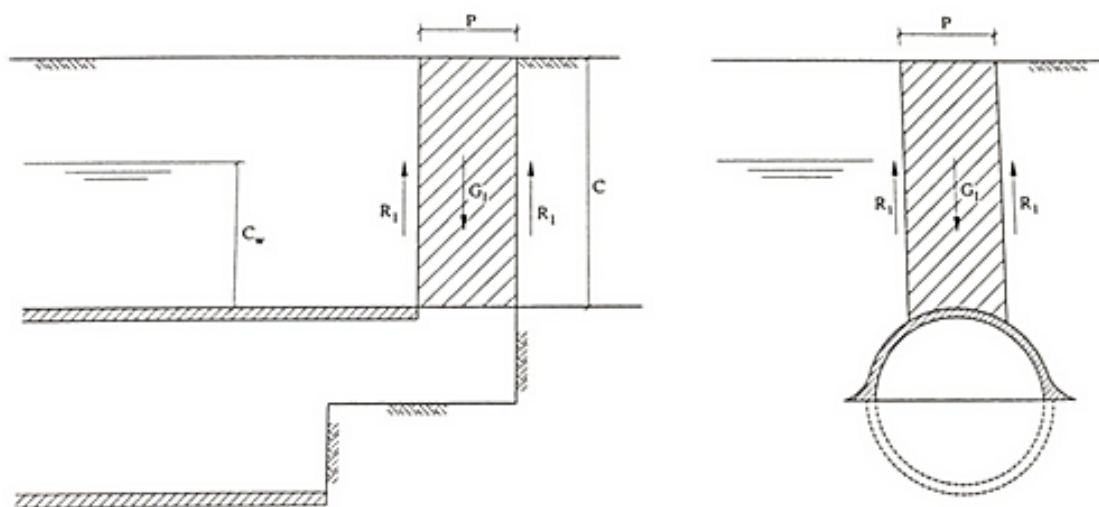


Figura 19 - Mecanismo de colapso para a abóbada de um túnel construído sequencialmente [41]

2.4. MÉTODOS NUMÉRICOS NA GEOTECNIA

A análise do comportamento de obras subterrâneas em macios rochosos complexos, como os granitos da região do Porto, exige ferramentas de cálculo que superem as limitações das soluções analíticas clássicas e dos métodos de equilíbrio limite. A complexidade imposta pela heterogeneidade geológica, pela geometria não-linear da escavação e pela interação faseada solo-estrutura encontra, no Método dos Elementos Finitos (MEF), a ferramenta mais versátil para a modelação numérica [42].

Além de viabilizarem a definição do maciço envolvente como um meio semi-infinito, considerando assim a influência da superfície livre, os métodos numéricos no dimensionamento de túneis superficiais permitem também:

- A modelação rigorosa da geometria da escavação e das características do terreno, incluindo a sua estratigrafia e a profundidade do nível freático [29];
- A modelação das diferentes fases construtivas, aspeto de elevada importância no dimensionamento do suporte inicial em métodos de escavação sequencial [29];
- A integração de modelos constitutivos que reproduzam fielmente o comportamento do maciço e da estrutura, considerando, inclusive, efeitos dependentes do tempo, como a fluência ou a consolidação [29];
- O cálculo acoplado dos estados de tensão no revestimento e do campo de deformações do terreno, permitindo avaliar com rigor a bacia de assentamentos superficial [29].

O Método dos Elementos Finitos (MEF) revolucionou a engenharia geotécnica ao permitir a discretização de domínios geológicos complexos em elementos finitos, capazes de captar estados de tensão e deformação em meios contínuos [43]. Em obras subterrâneas, o método permite modelar a sequência construtiva do método NATM, integrando o comportamento elasto-plástico do maciço, o funcionamento estrutural do suporte e a alteração das tensões efetivas devido ao rebaixamento do nível freático, quando aplicável [44]. A capacidade de simular o comportamento não-linear do maciço rochoso, através de modelos constitutivos como os de *Mohr-Coulomb* ou *Hoek-Brown*, é determinante para a identificação de zonas de plastificação e para a avaliação da estabilidade da frente de escavação [45].

A análise em deformação plana (transversal, longitudinal ou axissimétrica), constitui a abordagem padrão na prática de projeto, devido à sua eficiência computacional e simplicidade interpretativa. As análises 2D ignoram os efeitos longitudinais essenciais, como a evolução tridimensional do efeito de arco e a redistribuição espacial das tensões em redor da frente de escavação, na direção longitudinal, tendendo a fornecer resultados que podem ser excessivamente conservadores ou, inversamente, falhar na deteção de mecanismos de rotura locais, globais e assimétricos [9], [42].

No caso de escavações em secção parcial, segue-se um esquema semelhante: a redução da pressão deve ser aplicada em todas as etapas de escavação do maciço. Assim, quando o suporte é colocado, o carregamento final corresponde ao alívio da pressão interna remanescente [29].

Um dos maiores desafios desta metodologia reside na determinação do momento ideal para a instalação do suporte, sendo fundamental quantificar o fator de alívio de tensões. A utilização de fatores reduzidos pode levar a uma subestimação dos deslocamentos e das deformações no maciço envolvente, resultando numa sobrestimação dos esforços na estrutura de suporte. Inversamente, o uso de fatores elevados poderá sobrestimar os movimentos do maciço e provocar uma redistribuição de tensões excessiva, subestimando as cargas no suporte. Em solos moles, deslocamentos excessivos podem inclusive gerar mecanismos de colapso que se propagam até à superfície, eliminando o efeito de arco e sobrecarregando significativamente o suporte para garantir o equilíbrio [29].

A determinação destes fatores com base nos deslocamentos observados em túneis tem sido defendida por diversos autores. Enquanto certas abordagens admitem uma correlação linear entre os deslocamentos e o fator de alívio de tensões, α , [46], outros autores argumentam que este procedimento carece de validade conceptual [38]. A fundamentação para esta crítica reside na natureza intrinsecamente não linear da resposta do maciço ao avanço da escavação, devida a efeitos tridimensionais. Esta complexidade, mesmo em materiais de comportamento sensivelmente elástico linear, impede uma correlação direta entre a evolução dos deslocamentos e o alívio tensional [29].

A modelação 3D assume-se, neste contexto, como a abordagem mais rigorosa, permitindo reproduzir o desenvolvimento real do túnel, a sequência construtiva faseada e a interação tridimensional entre os diferentes sistemas de suporte e o maciço [47]. Ao considerar explicitamente a frente de escavação como uma entidade geométrica e tensional, os modelos 3D permitem avaliar de forma fidedigna a perda de confinamento e o desenvolvimento das deformações superficiais, colmatando as lacunas de modelação inerentes às abordagens 2D [48]. A utilização conjunta de modelos 2D e 3D, conforme adotado nesta dissertação permite a quantificação da importância dos efeitos longitudinais no comportamento global da obra subterrânea [42], [47].

2.5. CONSTRUÇÃO SEQUENCIAL: O MÉTODO NATM

O *New Austrian Tunnelling Method* (NATM) surgiu na Áustria nos anos 1950 - 1960, com contributos decisivos de Ladislaus von Rabcewicz, que introduziu o termo em 1962 num colóquio de geotecnia [49], e de Leopold Müller e Franz Pacher, formalizando os princípios em 1979. A abordagem de Rabcewicz evoluiu dos suportes tradicionais, como a madeira [50], para uma combinação inovadora de betão projetado delgado e pregagens [51].

2.5.1. PRINCÍPIOS GERAIS

O NATM não é um método construtivo rígido, mas um sistema que considera o maciço como componente estrutural primário do anel de suporte, mobilizando a sua capacidade resistente através de deformações controladas [51]. Os princípios fundamentais incluem:

- Mobilização do maciço: a escavação é conduzida de forma a assegurar a máxima mobilização da capacidade autoportante do maciço rochoso. Através de deformações controladas, ocorre uma redistribuição de tensões que permite ao maciço atuar como o principal componente estrutural do anel de suporte, minimizando a necessidade de reforços externos pesados [51].
- Suporte inicial flexível: para preservar a integridade do maciço e evitar estados de tensão indesejados, utiliza-se um suporte inicial relativamente fino e flexível (betão projetado, cambotas leves e pregagens). Este suporte atua como um revestimento auxiliar que estabiliza a cavidade sem conferir uma rigidez excessiva, permitindo o ajuste tensional necessário para a formação do efeito de arco [51].
- Metodologia observacional e monitorização: o projeto e a execução são guiados por uma abordagem observacional rigorosa. A monitorização sistemática das convergências e deformações permite um ajuste iterativo e em tempo real do suporte e do faseamento da escavação. Esta estratégia é vital para reduzir as incertezas inerentes a maciços heterogêneos, garantindo a segurança e a otimização económica [51].
- Fecho precoce da soleira: especialmente em terrenos de baixa competência, o fecho rápido do anel estrutural, através da execução da soleira, é crucial. Este procedimento transforma o suporte numa estrutura tubular contínua, permitindo uma redistribuição uniforme das tensões e impedindo a descompressão excessiva ou o colapso do maciço no fundo da escavação [51].

2.5.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO NATM EM MACIÇOS TERROSOS

O recurso ao método NATM em solos e rochas brandas tem suscitado um interesse crescente, especialmente na execução de túneis com secções transversais de grandes dimensões. Este método é frequentemente preferido em estações de metro, cruzamentos de linhas, túneis de via dupla e túneis rodoviários com várias faixas de rodagem, onde a construção em secção plena com recurso a escudo (tuneladora) não é viável. A elevada flexibilidade do NATM permite a implementação de processos de escavação faseados, garantindo o controlo das deformações do maciço e a estabilidade da frente de escavação [29].

A definição do esquema de faseamento da escavação depende de diversos fatores, com particular destaque para as dimensões da secção transversal e as características geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas do terreno. Isto deve-se ao facto de a estabilidade da frente de ataque e a magnitude das deformações no maciço serem influenciadas pela área da secção parcial, pelas propriedades do solo (resistência e deformabilidade) e pela presença de água. Em termos gerais, quanto maior for a secção do túnel e menor a competência do solo, maior deverá ser o número de fases de escavação. Nestas circunstâncias, é frequente a execução de túneis piloto, utilizados para drenar o maciço e que permitem a validação antecipada das características *in situ*. Esta abordagem possibilita a otimização das fases de construção subsequentes, ajustando-as às condições reais encontradas[29]. A Figura 20 ilustra alguns exemplos de seqüências construtivas para os casos supramencionados.

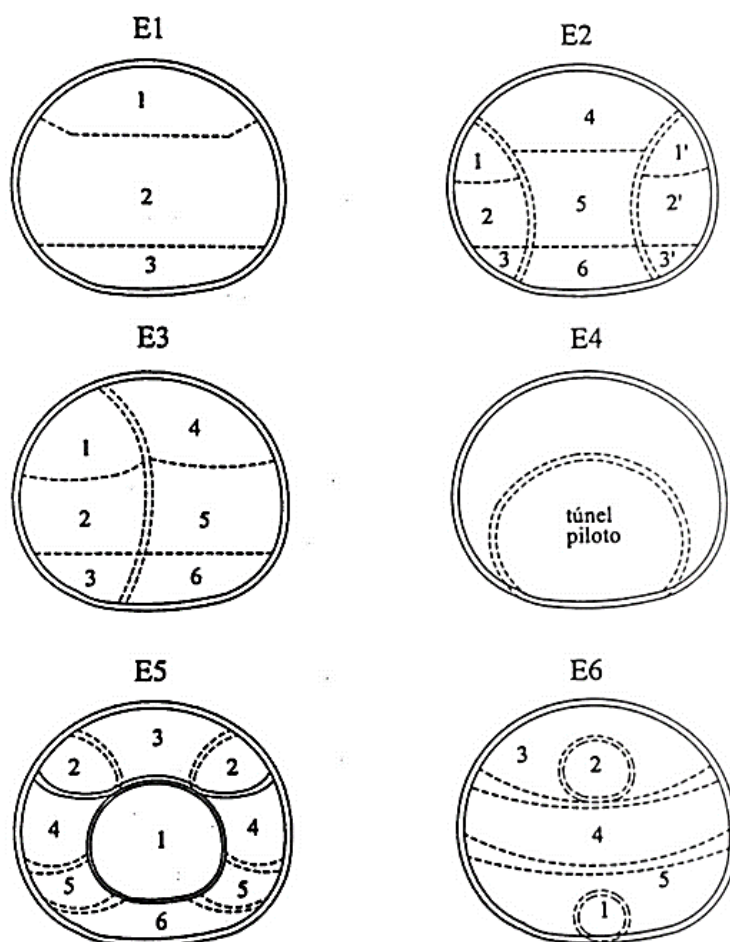


Figura 20 - Hipóteses de seqüências de escavação em secção parcial com recurso ao Método NATM [29]

Importa notar que o fracionamento excessivo da escavação pode revelar-se contraproducente, gerando impactos mais negativos para a obra do que os benefícios obtidos com a redução da área da frente de ataque [52]. Relativamente aos aspetos negativos que devem ser ponderados, destaca-se a redução da velocidade global de avanço, devido à maior complexidade do processo construtivo. Adicionalmente, verifica-se um incremento das fases de suporte provisório e do número de juntas, o que resulta num atraso na conclusão e entrada em serviço da estrutura de suporte definitiva [29].

Para minimizar os riscos de instabilidade durante o avanço da escavação, é comum manter um núcleo central de terreno, que atua como elemento de suporte da frente de escavação. Outra estratégia para reforçar a estabilidade, particularmente em túneis com reduzida cobertura, consiste na utilização de uma frente inclinada. Esta geometria atua como um contrapeso natural no equilíbrio do maciço; contudo, a sua aplicação é limitada na prática, devido aos obstáculos que coloca à rápida instalação do suporte da abóbada [29].

Para além do faseamento da escavação, o comportamento de túneis executados em solos segundo o método NATM é influenciado por dois fatores determinantes: a extensão de cada passo de avanço e o período durante o qual o coroamento carece de suporte total, compreendido entre o avanço da frente e o fecho estrutural da soleira [29].

A monitorização de túneis em solos demonstra que a instabilidade na frente de ataque e os assentamentos associados diminuem de forma relevante quando se reduzem os passos de avanço e o tempo necessário para o fecho do anel de suporte na soleira [53]. É precisamente por este motivo que, em determinados esquemas de faseamento, como é o caso do processo *E1* da Figura 20, se opta frequentemente pela execução de uma soleira provisória logo após a escavação da abóbada e antes do início da escavação da bancada [29].

2.5.3. TIPOS DE SUPORTE UTILIZADOS

A escolha do tipo de suporte constitui uma das decisões mais relevantes no projeto de uma obra subterrânea, uma vez que condiciona diretamente a estabilidade da escavação, os movimentos induzidos no maciço e os esforços transmitidos à estrutura provisória ou definitiva [54]. No contexto do método NATM, essa escolha não é feita de forma rígida, mas antes ajustada às condições geotécnicas encontradas, à geometria da secção e ao faseamento construtivo adotado, procurando mobilizar de forma controlada a capacidade resistente do maciço [55]. Assim, a definição do suporte deve ser entendida como parte integrante da filosofia construtiva, em que o terreno e o revestimento trabalham em conjunto para garantir a segurança e o desempenho da escavação.

2.5.3.1. Betão projetado

O betão projetado constitui a solução de suporte primário mais frequente em túneis executados pelo método NATM, destacando-se pela sua capacidade de se adaptar perfeitamente à geometria da escavação, pela possibilidade de combinação com outras soluções de suporte e pela rápida mobilização de resistência inicial. A sua aplicação permite garantir um confinamento imediato do maciço logo após o desmonte, minimizando a descompressão excessiva e permitindo o desenvolvimento do efeito de arco necessário para a estabilidade da abertura [29].

Consoante a qualidade do maciço, pode ser necessário reforçar o betão projetado. O aumento da sua capacidade de resistir à tração é habitualmente conseguido com a introdução de redes metálicas de aço eletrossoldado. Ainda assim, o tempo exigido para a sua aplicação e a dificuldade de adaptação a

superfícies irregulares, ilustrada na Figura 21, levam, frequentemente, à utilização de fibras metálicas como alternativa [29].

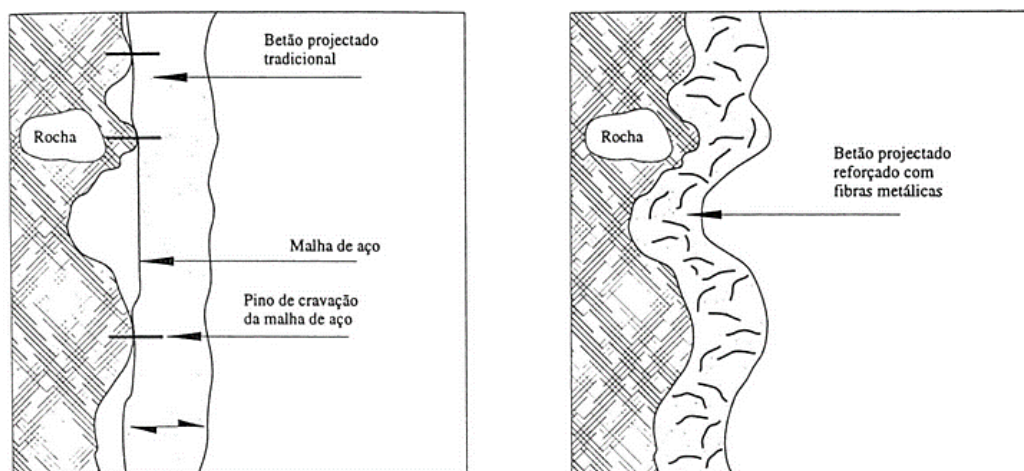


Figura 21 - Diferenças na adaptação a superfícies irregulares pelo betão projetado utilizando malhas de aço e pelo betão projetado reforçado com fibras metálicas [29]

2.5.3.2. Pregagens de reforço

As pregagens são um sistema de suporte muito utilizado em obras subterrâneas, desempenhando uma função de reforço do maciço rochoso. Quando instaladas em pontos específicos, permitem estabilizar blocos ou cunhas com tendência para se tornarem instáveis; quando aplicadas de forma contínua ao longo do contorno da escavação, contribuem para o reforço global do terreno e para o seu comportamento face às tensões geradas pela abertura da cavidade [29].

As pregagens são elementos de reforço passivo utilizados para melhorar a estabilidade de maciços terrosos ou rochosos, sendo particularmente frequentes em taludes, escavações e obras subterrâneas. A sua forma de atuação baseia-se na introdução de barras de aço no terreno, geralmente colocadas em furos previamente executados e seladas com calda de cimento, de modo a mobilizar a resistência do maciço e a limitar os seus deslocamentos [29].

Ao trabalhar em conjunto com o terreno envolvente, as pregagens contribuem para aumentar a coesão aparente do maciço e para restringir a abertura de discontinuidades, atuando sobretudo após a ocorrência de pequenas deformações e melhorando a estabilidade global da escavação. Em contexto de obras subterrâneas, esta técnica é frequentemente associada a betão projetado e pode ser aplicada em diferentes configurações, incluindo soluções auto-perfurantes quando a perfuração convencional é dificultada pelas condições do terreno [29].

O princípio de funcionamento das pregagens auto-perfurantes assenta no atrito desenvolvido entre o elemento de aço e o maciço envolvente, o que torna essencial a sua colocação numa fase inicial, antes de ocorrerem deformações significativas. Desta forma, as pregagens ajudam a restringir deslocamentos, a redistribuir os esforços no terreno e a melhorar as condições de estabilidade durante e após a escavação, sendo especialmente relevantes em formações com menor capacidade de resistência [29].

Do ponto de vista construtivo, as pregagens auto-perfurantes TITAN mostram-se adequadas em contextos em que a perfuração convencional é inviabilizada pelo desmoronamento das paredes do furo, impedindo a posterior colocação da armadura. Nestes casos, a perfuração e a instalação do elemento de reforço são realizadas de forma simultânea, através de uma haste perfurante que funciona também como armadura, sendo a calda de cimento injetada durante o avanço da perfuração. Esta solução permite

reduzir o risco de instabilidade do furo, acelerar a execução e garantir a continuidade da obra em terrenos incoerentes, muito fraturados ou com comportamento potencialmente colapsável [56].

A Figura 22 ilustra a sequência construtiva de uma pregagem auto-perfurante TITAN, evidenciando as diferentes fases de execução e o modo como este sistema garante a estabilização do maciço durante a perfuração e a injeção. A Figura 23 apresenta, de forma esquemática, os principais componentes de uma pregagem auto-perfurante TITAN e a sua interação com o terreno envolvente, permitindo compreender com maior detalhe o seu princípio de funcionamento.

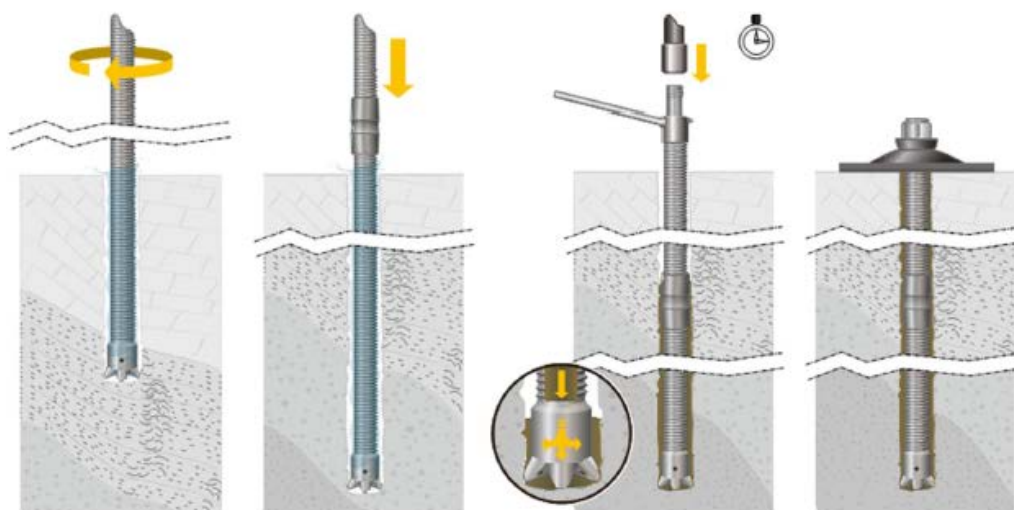


Figura 22 - Sequência construtiva de uma pregagem auto-perfurante TITAN [56]

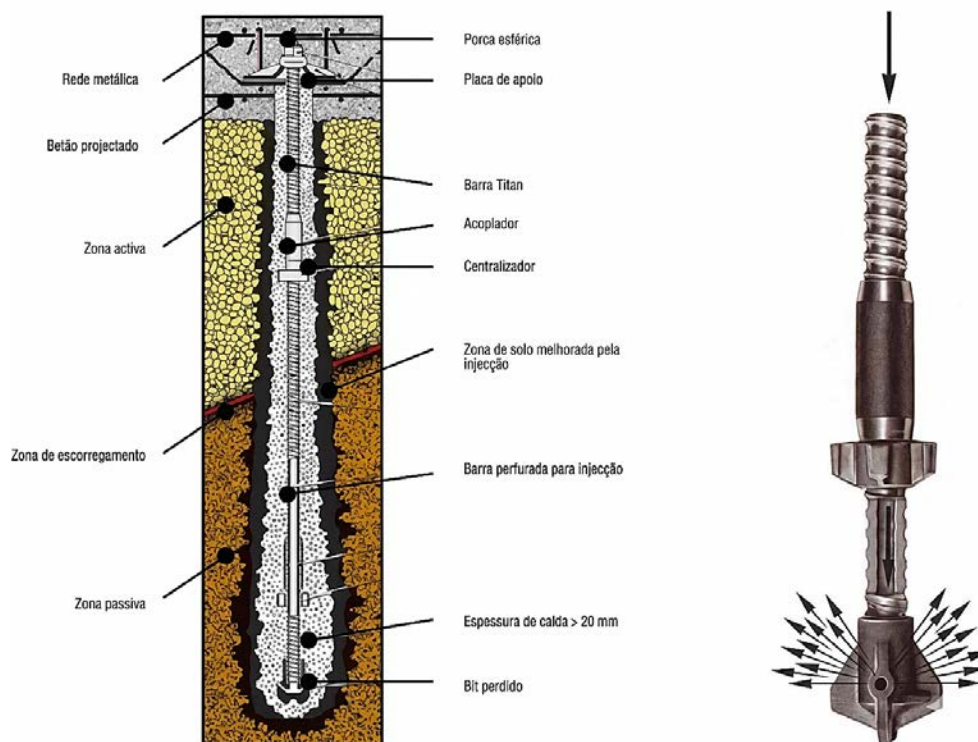


Figura 23 - Elementos constituintes e princípio de funcionamento de uma pregagem auto-perfurante TITAN [56]

2.5.3.3. Enfilagens

As enfilagens são elementos de reforço frequentemente utilizados em obras subterrâneas, sobretudo na estabilização de frentes de escavação e na melhoria do comportamento do maciço envolvente. Consistem, em geral, na execução de perfurações sub-horizontais no contorno da abóbada, nas quais são introduzidos tubos metálicos que podem ser posteriormente preenchidos com calda de cimento, formando uma espécie de pré-suporte capaz de reduzir deformações e aumentar a segurança da abertura [57]. Em termos gerais, e em função do seu comprimento, as enfilagens podem ser designadas por *forepoling* ou por Guarda-chuva [29].

Frequentemente associado ao suporte por cambotas, o *forepoling* forma uma casca de pequena extensão apoiada na última cambota instalada. O comprimento desta casca protetora é determinado pela profundidade de avanço da escavação, apresentando valores típicos na ordem dos 2 a 3 metros [29]. Este sistema é ilustrado na Figura 24.

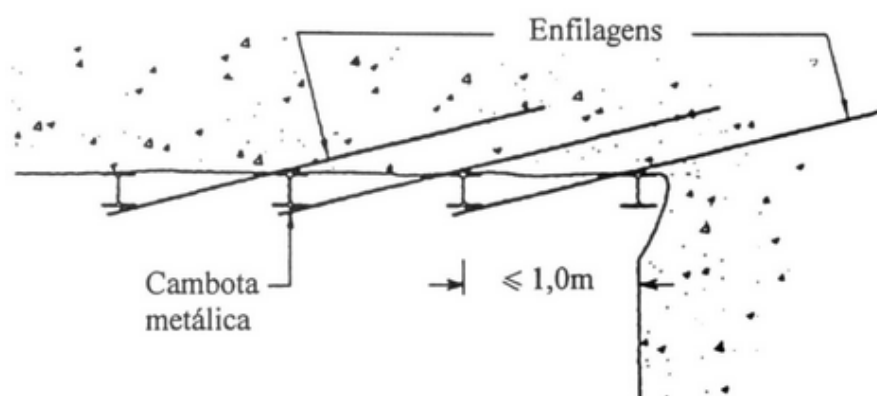


Figura 24 - Utilização de *forepoling* no reforço do maciço envolvente de um túnel [29]

Os Guarda-chuva funcionam como um sistema de reforço para intercetar potenciais superfícies de rotura à frente da face de escavação [57]. De modo a serem eficazes, os elementos devem cobrir toda a secção e penetrar além da frente a uma distância comparável à altura da mesma. Quanto à sua execução, o sistema utiliza barras ou colunas de *Jet-Grout* com 12 a 15 m de comprimento, garantindo uma sobreposição mínima de 3 m. Estes elementos são instalados com ângulos reduzidos (inferiores a 5°) e espaçamentos transversais entre 20 e 60 cm, dependendo das condições geológicas [29].

Esta técnica aumenta significativamente a estabilidade da escavação, ao minimizar a concentração de tensões de corte na frente, ao distribuir as tensões de forma mais uniforme e ao induzir deslocamentos a maiores distâncias. É, contudo, uma solução que não contribui de forma significativa para a redução dos deslocamentos do suporte nem das perdas globais de terreno associadas à escavação. Isto deve-se ao facto de as enfilagens, apesar de apresentarem elevada rigidez longitudinal, se comportarem transversalmente ao túnel como um revestimento com grande flexibilidade [29], [38].

2.5.3.4. Pregagens de frente

As pregagens de frente são um elemento de suporte temporário aplicado na escavação subterrânea com o objetivo de reforçar a estabilidade da frente e reduzir o risco de instabilidade local. Em geral, trata-se de varões de fibra de vidro introduzidos no maciço à frente da escavação, funcionando como um pré-suporte que melhora o comportamento do terreno durante o avanço da obra. Em túneis executados em maciços fracos ou heterogêneos, esta solução é frequentemente associada a outros meios de suporte, como betão projetado e enfilagens, de modo a assegurar melhores condições de segurança [29], [58]. O sistema é ilustrado na Figura 25.

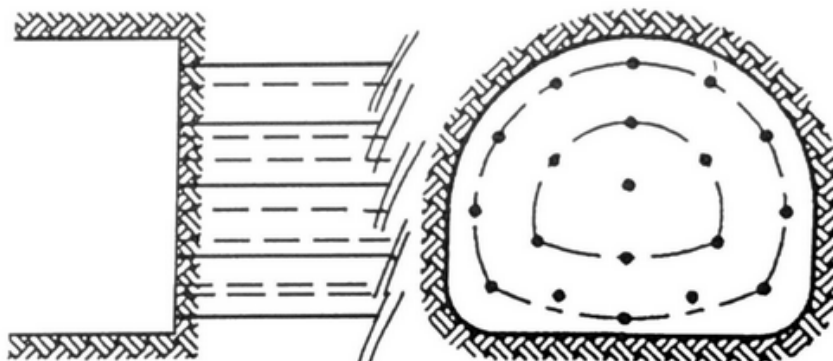


Figura 25 - Sistema de reforço com pregagens de frente [29]

A eficácia desta técnica e o respetivo dimensionamento devem ser definidos em função das características geotécnicas do terreno, das condições geostáticas, da geometria da escavação e do efeito de reforço pretendido. Assim, a seleção do comprimento, do número, do diâmetro e da distribuição dos elementos deve assegurar uma resposta adequada ao maciço envolvente e às exigências específicas da obra [29].

Com o intuito de garantir um confinamento mínimo, à medida que a escavação avança e o troço remanescente dos tubos instalados na frente se reduz para menos de metade do raio do túnel, deverá ser colocada uma nova sequência de tubos [29], [59].

3

CASO DE ESTUDO

3.1. ENQUADRAMENTO GERAL DO PROJETO

O presente trabalho centra-se no estudo do Túnel de Cassufas, situado na freguesia de Antas, em Espinho, infraestrutura estratégica inserida no troço Porto-Lisboa da nova Linha de Alta Velocidade (LAV), entre o pk 53+075 e o pk 53+905. Com um comprimento aproximado de 830 m, o túnel atravessa formações graníticas características da região Norte de Portugal, constituindo um exemplo das complexidades inerentes às obras subterrâneas urbanas implantadas em maciços rochosos heterogêneos. A execução da obra recorre ao Método NATM, uma escolha ditada pela necessidade de uma adaptação flexível à variabilidade geotécnica do maciço, permitindo ajustar o suporte e a sequência de escavação em tempo real às condições encontradas [60]. Na Figura 26 apresenta-se o enquadramento geográfico da zona de implantação do túnel, com o traçado sobreposto aos ortofotomapas, bem como o atravessamento da A41, que não será analisado no presente trabalho.



Figura 26 - Enquadramento geográfico do Túnel de Cassufas e atravessamento da A41 (Adaptado de [60])

Como se observa na imagem, o túnel atravessa uma área maioritariamente florestal e agrícola, caracterizada por uma ocupação humana dispersa, onde se destacam infraestruturas como um pavilhão municipal e um campo de futebol.

3.2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A caracterização geológico-geotécnica assume particular relevância no contexto das obras subterrâneas, atendendo à variabilidade das propriedades dos maciços e dos materiais envolvidos, bem como ao seu comportamento mecânico diferenciado. Esta variabilidade, frequentemente associada a diferentes estados de alteração e heterogeneidade dos materiais, influencia de forma determinante a resposta do terreno às ações induzidas pela escavação. Neste contexto, a adequada identificação e parametrização das unidades geotécnicas são essenciais para a correta interpretação do seu comportamento mecânico e para o dimensionamento seguro e eficiente das obras subterrâneas [61].

O Túnel de Cassufas insere-se na unidade litoestratigráfica designada por Formação de Lourosa (Xyz). Esta formação, de idade ante-ordovícica, é predominantemente constituída por metassedimentos e rochas de elevado grau de metamorfismo. Espacialmente, desenvolve-se sob a forma de uma extensa faixa com uma orientação estrutural geral NNW-SSE, estabelecendo contacto, a norte, com a intrusão do Granito da Madalena [60].

Do ponto de vista litológico, o maciço rochoso é caracterizado pela ocorrência de gnaisses granitóides, migmatitos e micaxistos. Estas litologias apresentam uma tonalidade escura, uma granularidade média e uma foliação com orientação preferencial NW-SE. Importa ainda referir a presença de encraves e ocorrências dispersas de granitos gnáissicos e ortognaisses no seio desta unidade [60].

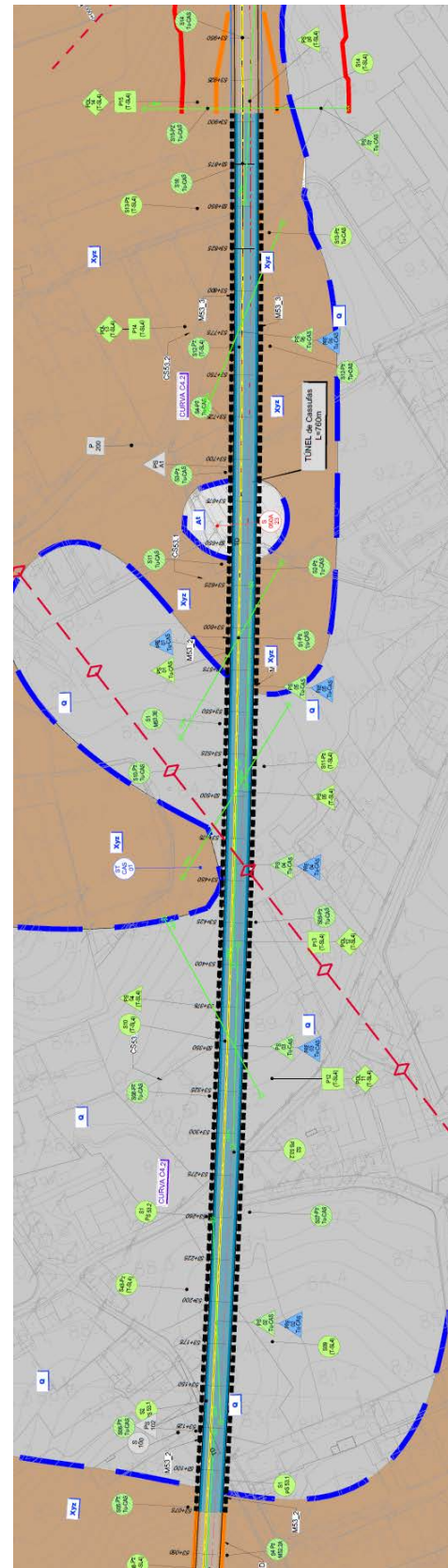
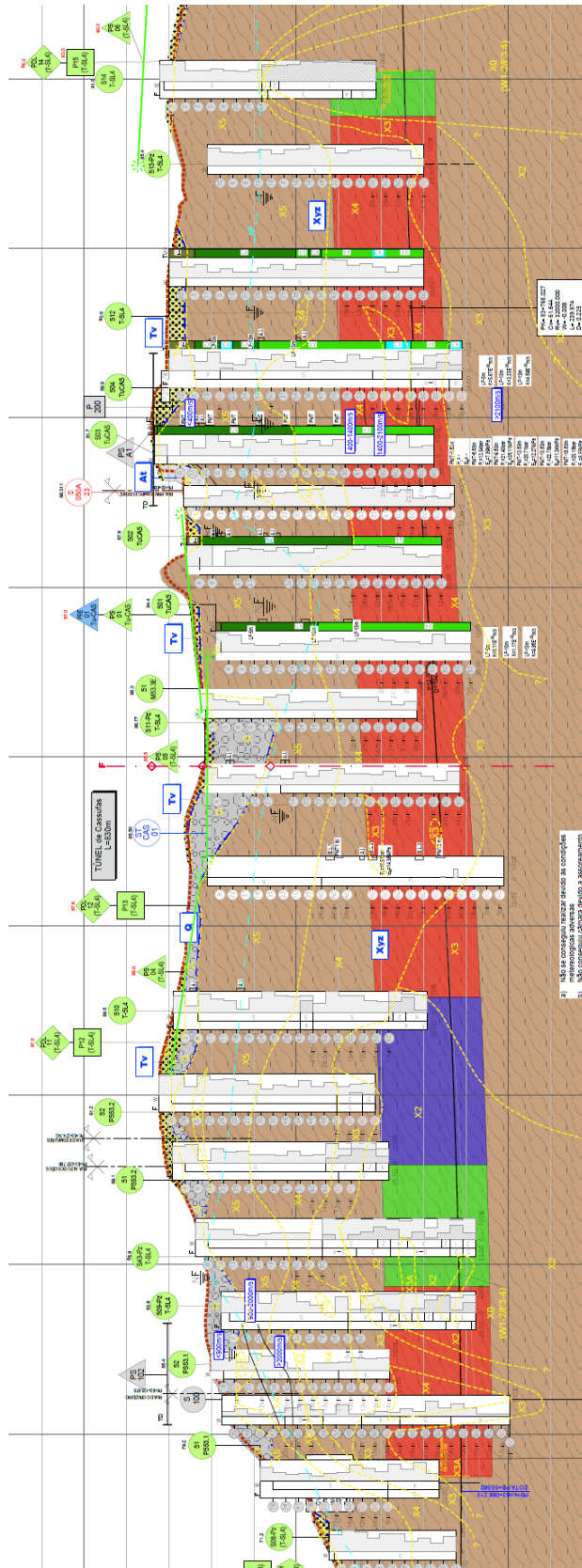
Em termos de cobertura superficial, a Formação de Lourosa encontra-se frequentemente subjacente a manchas de depósitos sedimentares associados a praias antigas (Q), datados do Plio-Plistocénico. Sob o ponto de vista sedimentológico, estes depósitos são compostos essencialmente por leitos de areias e cascalheiras, que podem atingir espessuras consideráveis. Os clastos exibem um elevado índice de rolamento, característica transversal a todas as frações granulométricas. A matriz arenosa, cuja granulometria varia entre fina e grosseira, apresenta colorações predominantemente claras, oscilando entre tons amarelados, acastanhados e alaranjados, sendo, pontualmente, intersetada por níveis com uma expressiva componente argilosa [60].

Os trabalhos de prospeção geotécnica com o objetivo de caracterizar do ponto de vista geológico e geotécnico os terrenos atravessados pelo túnel basearam-se em:

- Sondagens geotécnicas com a execução de ensaios SPT e instalação de piezómetros (S);
- 1 Poço de reconhecimento (P);
- Ensaios pressiométricos (PMT);
- Ensaios laboratoriais de identificação e caracterização sobre amostras remexidas e intactas.

A interpretação conjunta dos dados recolhidos através desta campanha de prospeção permitiu estabelecer o zonamento geológico-geotécnico do maciço intersetado, o qual se encontra ilustrado na Figura 27, enquanto a distribuição espacial dos trabalhos de prospeção, sobreposta à cartografia geológica da envolvente do túnel, é apresentada na Figura 28.

É importante referir que se trata de uma peça desenhada em desenvolvimento pela empresa e, por isso, deve ser analisada como ferramenta de trabalho e não como versão final.



A Figura 29 apresenta a legenda correspondente às imagens anteriormente mostradas, identificando os símbolos, as campanhas de prospeção, as unidades litoestratigráficas e os principais elementos da simbologia cartográfica utilizados na sua interpretação.

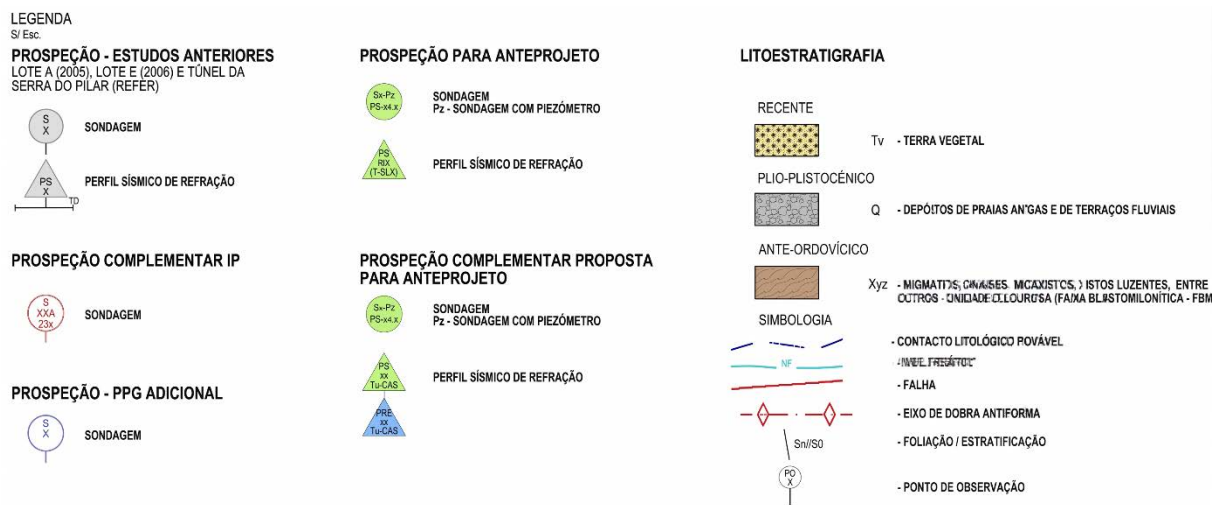


Figura 29 - Legenda das cartas de prospeção geológico-geotécnica [60]

A análise integrada, por parte do GEG, dos dados de sondagem, dos ensaios SPT e dos resultados laboratoriais conduziu à definição de oito zonas geotécnicas distintas, cada uma caracterizada por um conjunto coerente de propriedades físicas e mecânicas. A calibração dos respetivos parâmetros foi complementada com recurso a ensaios *in situ*. Alguns dos valores obtidos foram comparados com dados de projetos análogos desenvolvidos considerando o granito do Porto [60].

O zonamento geotécnico ao longo do traçado fundamentou-se nas unidades litoestratigráficas e nos principais indicadores geotécnicos determinados, nomeadamente: o grau de alteração (W), os valores de N_{SPT} , a percentagem de recuperação (%RQD) e os dados decorrentes dos ensaios laboratoriais já efetuados [60]. É importante referir que a prospeção geológica e geotécnica ainda se encontra em curso, podendo haver alterações aos pressupostos aqui definidos.

As zonas geotécnicas definidas abrangem um espectro alargado de comportamentos, desde solos residuais e depósitos de cobertura com características predominantemente granulares (zonas de menor resistência) até maciços rochosos pouco alterados ou são com elevada competência geomecânica [60]. Esta diversidade reflete a heterogeneidade intrínseca da Formação de Lourosa e das litologias associadas ao contacto com o Granito da Madalena.

A Tabela 1 sistematiza as zonas geotécnicas de acordo com os parâmetros representativos de cada uma.

Tabela 1 - Características das zonas geotécnicas [60]

Zona Geotécnica	Unidade Estratigráfica	Litologia	N _{SPT}	%RQD	W	F	GSI
Q3	Q - Terraços Fluviais	Areias siltosas a argilosas, siltes arenosas, por vezes com seixos rolados	N _{SPT} <15	13-96	-	-	-
X5	Xyz - Unidade de Lourosa	Gnaisses, granitos gnáissicos, migmatitos - solos residuais de alteração, arenoso de grão fino a arenoso-argiloso, com intercalações de areias grosseiras	N _{SPT} <30	25-80	W5	-	-
X4			N _{SPT} 30 a 60	35-88	W4-5	-	-
			N _{SPT} =60 (Nega na 2ª Fase)	-	W4-5	-	-
X3			N _{SPT} >60 (Nega na 1ª Fase)	40-95	W4	-	-
X3A			-	30-95	W4 com pequenas passagens de W3	F4-5	30-40
X2			-	57-100	W3	F4-5	40-50
X1			-	45-100	W2 a W3	F3 a F4	50-70
X0			-	80-100	W1-2	F2 a F3	70-80

Os parâmetros adotados para cada zona geotécnica, com base na interpretação da campanha realizada no âmbito do projeto, foram sintetizados em duas tabelas, de modo a facilitar a sistematização da informação. A Tabela 2 reúne os parâmetros correspondentes aos solos mais alterados, para os quais foi

adotado um critério de rotura do tipo *Mohr-Coulomb*, com base no módulo de deformabilidade (E), no ângulo de atrito (ϕ), na coesão efetiva (c') e no peso volúmico (γ). A Tabela 3 apresenta os parâmetros relativos aos solos menos alterados, cujo comportamento foi descrito pelo modelo constitutivo de *Hoek-Brown generalizado*, sendo a sua definição baseada na resistência à compressão uniaxial da rocha intacta (σ_c), no Geological Strength Index (GSI), na constante m , dependente das propriedades da rocha intacta, no fator de perturbação do maciço (D) e no módulo de deformabilidade do maciço rochoso (E_m).

Tabela 2 - Parâmetros geotécnicos correspondentes aos solos mais alterados [60]

Zona Geo-ténica	Alteração / Fratura-ção	N _{SPT}	E [Mpa]	ϕ' [°]	c [kPa]	k [m/s]	γ [kN/m ³]
Q3	-	N _{SPT} <15	10	30	10	1.00E-08	18
X5	W5	N _{SPT} <30	30	28	10	3.76E-08	19.4
X4	W4-5	N _{SPT} 30 a 60	60	32	30	1.00E-08	20
		N _{SPT} >60 (Nega na 2ª Fase)	80	35	60	1.00E-08	21
X3 (X3A)	W4 (F4-5)	N _{SPT} >60 (Nega na 1ª Fase)	100	38	90	1.00E-08	24

Tabela 3 - Parâmetros geotécnicos correspondentes aos solos menos alterados [60]

Zona Geoténica	Alteração / Fratura-ção	D	m	E _m [Mpa]	GSI	σ_c [MPa]	k [m/s]
X2	W3 / F4-5	0	28	84-162	40-50	25-50	1.00E-07
X1	W2-3 / F3-4	0	28	162-385	50-70	50-100	1.00E-07
X0	W1-2 / F2-3	0	28	385-462	70-80	100-250	1.00E-07

No que concerne ao comportamento hidrogeológico na área de implantação do Túnel de Cassufas, a campanha de prospeção indicou que o nível freático se encontra genericamente próximo da superfície [60]. De acordo com os dados piezométricos registados e apresentados na Tabela 4, a profundidade do nível da água subterrânea varia de forma significativa ao longo do traçado, com os valores medidos a oscilarem sensivelmente entre os 0,23 m e os 11,77 m de profundidade.

Tabela 4 - Profundidades do nível freático no maciço [60]

Sondagem	Trechos de Captação [m]	Profundidade do Nível Freático [m]
S08 T-SL4	2-15	1.72
S09 T-SL4	5-25	0.76
S43 T-SL4	5-20	0.23
S11 T-SL4	9-30	8.86
S01 Tu-CAS	8-30	11.77
S02 Tu-CAS	-	8.07
S03 Tu-CAS	-	11.03
S04 Tu-CAS	-	10.35
S12 T-SL4	-	9.71
S13 T-SL4	5-30	7.03

A presença de níveis freáticos superficiais nos solos residuais e no maciço decomposto constitui uma condicionante geotécnica relevante para o traçado do túnel. Esta proximidade da água à superfície impõe a necessidade de prever geometrias de escavação e soluções de suporte adequadas, bem como a implementação de sistemas de drenagem e estabilização rigorosos, de modo a controlar os afluxos e garantir a segurança das escavações.

A síntese dos resultados da campanha de prospeção confirma que o maciço atravessado pelo Túnel de Cassufas apresenta uma heterogeneidade significativa, traduzida na alternância de zonas relativamente sãs com níveis mais alterados e em variações significativas dos parâmetros geotécnicos entre as oito zonas definidas. Esta variabilidade espacial, associada à presença de descontinuidades e à transição entre unidades litológicas e graus de alteração, condiciona o comportamento global do túnel e potencia a ocorrência de mecanismos de instabilidade localizados. Neste contexto, a análise do comportamento do túnel não pode basear-se numa única configuração transversal “representativa”, tornando necessária a definição de várias secções-tipo que captem os cenários geológico-geotécnicos mais relevantes ao longo do traçado.

Deste modo, o enquadramento geológico-geotécnico obtido fornece a base para a definição dos modelos numéricos 2D e 3D, permitindo associar a cada zona geotécnica um conjunto coerente de parâmetros de cálculo.

3.3. GEOMETRIA E FASEAMENTO DO TÚNEL E DOS PORTAIS

A definição geométrica do Túnel de Cassufas constitui um elemento estruturante do presente estudo, na medida em que a forma da secção transversal, a extensão do emboquilhamento, a solução construtiva adotada no portal e o faseamento de escavação associado condicionam diretamente a conceção e os resultados dos modelos numéricos a desenvolver.

3.3.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS DA SECÇÃO TRANSVERSAL

A secção transversal do túnel, com geometria em ferradura (*horseshoe*) e um diâmetro de 12.40 m, foi otimizada para acomodar o perfil ferroviário da Linha de Alta Velocidade. Para garantir a estabilidade perante a acentuada heterogeneidade geológica descrita no ponto 3.2, o projeto contempla a subdivisão do traçado em três suportes-tipo distintos: ST-1, ST-2 e ST-3, todos complementados por patas de elefante com 1m de espessura [62].

A sequência construtiva definida para o Túnel de Cassufas, executado segundo o Método NATM, organiza-se em diferentes tipologias de secção ao longo do traçado, cada uma com faseamentos específicos ditados pelas condições geotécnicas e pelas soluções estruturais adotadas. A coordenação entre estas frentes de trabalho é essencial para garantir a estabilidade global da obra durante a execução, em particular nas zonas de menor cobertura e nas transições entre tipologias de suporte.

É importante referir que as figuras apresentadas neste Capítulo se tratam de peças desenhadas em desenvolvimento e soluções apenas propostas e, por isso, devem ser analisadas como ferramentas de trabalho.

3.3.1.1. Suporte-tipo ST-1

O suporte tipo ST-1, apresentado na Figura 30, constitui a solução mais robusta e é projetado para as zonas de características geotécnicas mais desfavoráveis, obrigando a avanços mais curtos.

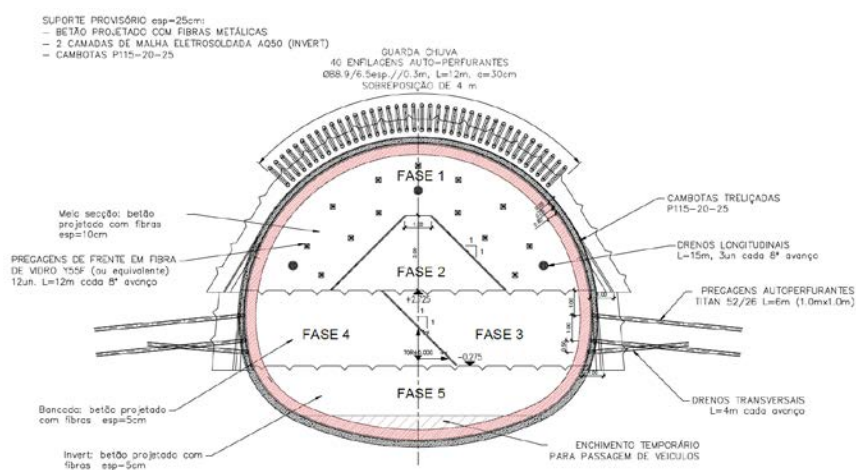


Figura 30 - Corte Transversal - Suporte-Tipo ST-1 [62]

O suporte provisório da secção proposta como ST-1 apresenta uma espessura de 25 cm, composta por uma camada de 5 cm de betão projetado com fibras metálicas, reforçada com cambotas P115-20-25 e 2 camadas de malha eletrossoldada AQ50 no *invert*, enquanto o revestimento definitivo possui uma espessura de 40 cm de betão armado. O sistema de Guarda-chuva é assegurado por 40 enfilagens auto-perfurantes Ø88.9/6.5 com 12 m de comprimento e sobreposição de 4 m, enquanto as 4 pregagens laterais são pregagens auto-perfurantes TITAN 52/26 com 6 m de comprimento. O suporte de frente é garantido por pregagens de fibra de vidro e betão projetado com fibras com espessura de 10 cm na meia secção e 5 cm na bancada e *invert* [62].

O Suporte-Tipo ST-1 organiza a escavação em 5 fases sequenciais, cada uma seguida pela aplicação imediata do suporte provisório, em conformidade com a filosofia NATM:

- i. Meia-seção superior - Escavação com avanços de 1,0 a 1,2 m precedida pela instalação do Guarda-chuva;
- ii. Meia-seção inferior - Escavação da calote com avanços de 1,0 a 1,2 m;
- iii. Bancada direita - Escavação com avanços de 2,0 a 2,4m e posterior instalação das pregagens;
- iv. Bancada esquerda - Escavação semelhante à anterior;
- v. *Invert* - Fecho da secção com a escavação e betonagem do *invert*, com avanços de 2,0 a 2,4 m.

Esta sequência é ilustrada na Figura 31:

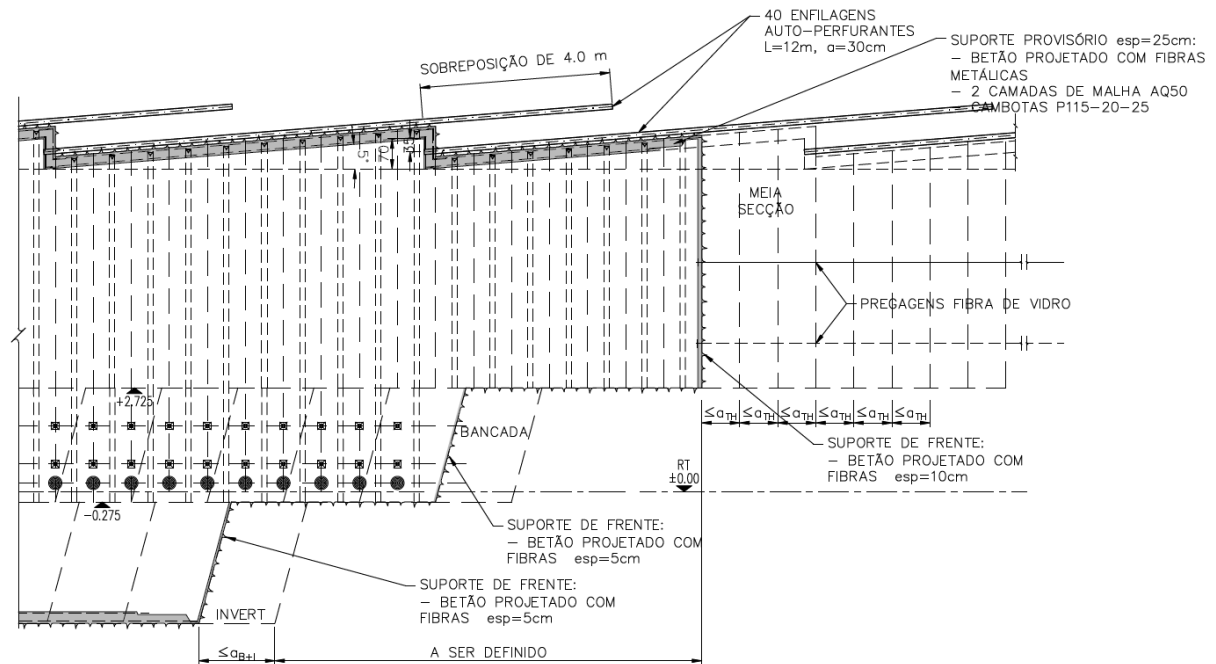


Figura 31 - Faseamento da construção do ST-1 [62]

3.3.1.2. Suporte-tipo ST-2

O ST-2, identificado na Figura 32, representa uma solução intermédia, ajustada para maciços com qualidade moderada.

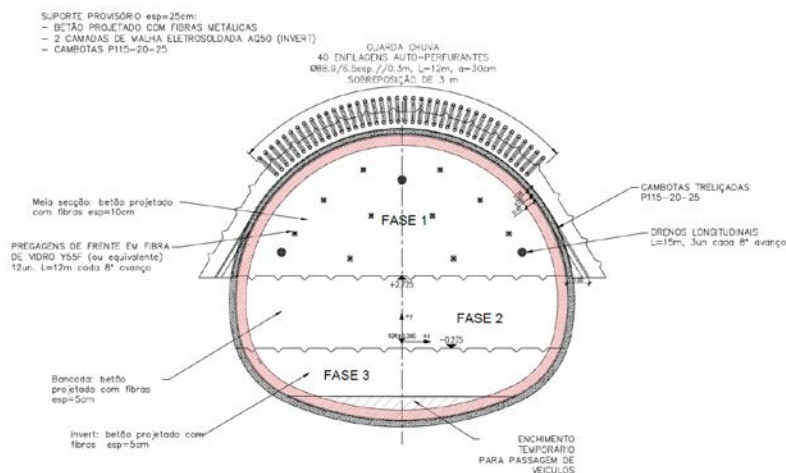


Figura 32 - Corte Transversal – Suporte-Tipo ST-2 [62]

Em comparação com a configuração da secção ST-1, a ST-2 apresenta uma simplificação na estratégia de estabilização do contorno, sendo uma tipologia adaptada a maciços com características geomecânicas medianas. Relativamente aos elementos de suporte, a tipologia do revestimento provisório e do reforço de frente permanece idêntica à do ST-1. Contudo, verificam-se ajustamentos no sistema de Guarda-chuva, cuja sobreposição passa a ser de 3 m, em contraste com os 4 m previstos no ST-1, sendo ainda de notar que a utilização de pregagens laterais é dispensada nesta solução [62].

A escavação do ST-2 é organizada em 3 fases sequenciais com aplicação do suporte provisório imediatamente após cada uma:

- Meia-secção - Escavação com avanços de 1,5 a 2,0 m precedida pela instalação do Guarda-chuva;
- Bancada - Escavação com avanços de 3,0 a 4,0 m;
- Invert - Fecho da secção com a escavação com avanços de 3,0 a 4,0 m.

Esta sequência está esquematizada na Figura 33.

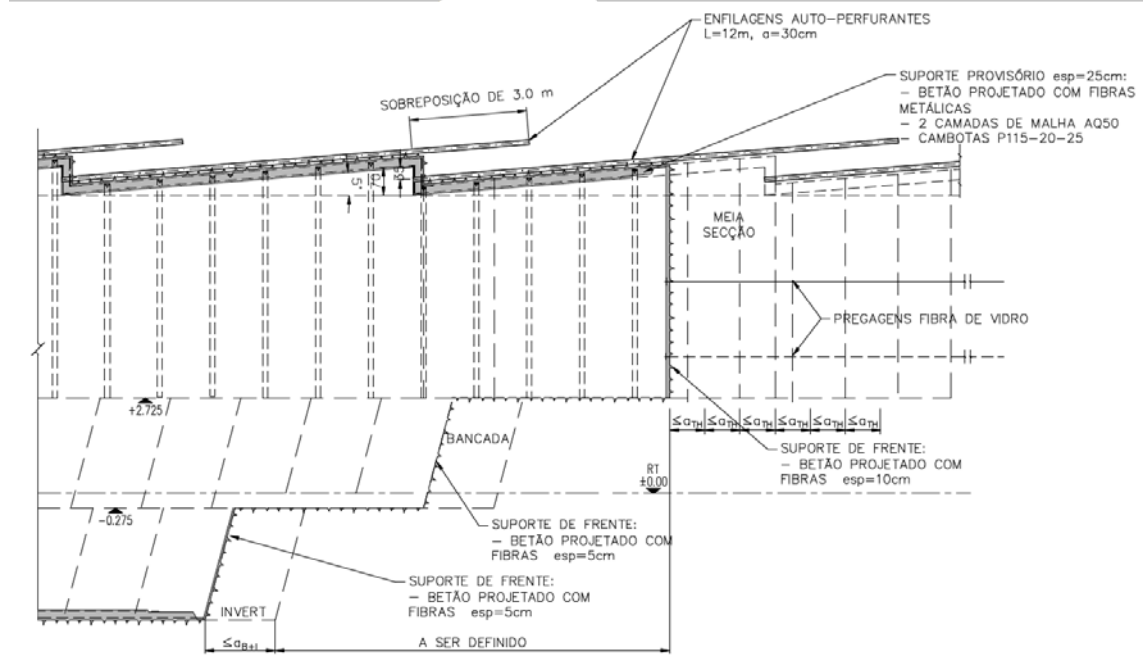


Figura 33 - Faseamento da construção do ST-2 [62]

3.3.1.3. Suporte-tipo ST-3

Por fim, a solução apresentada como ST-3, cujo esquema construtivo consta da Figura 34, constitui a solução mais “leve”, sendo aplicada em zonas de maciço mais são e com menor necessidade de controle de deformações.

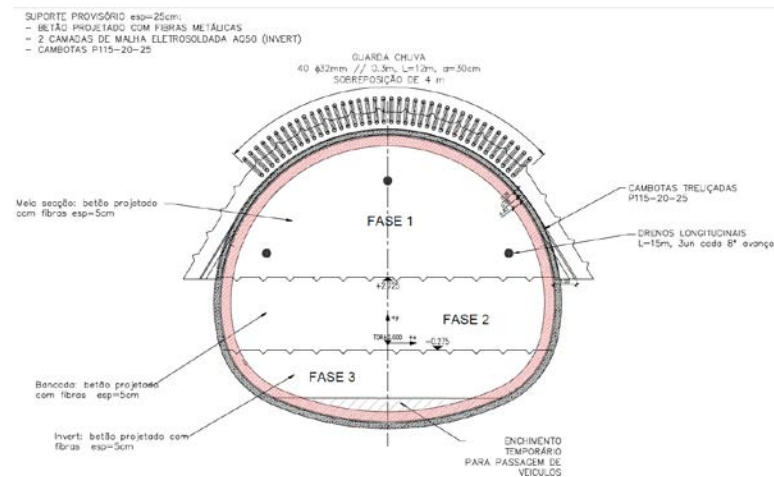
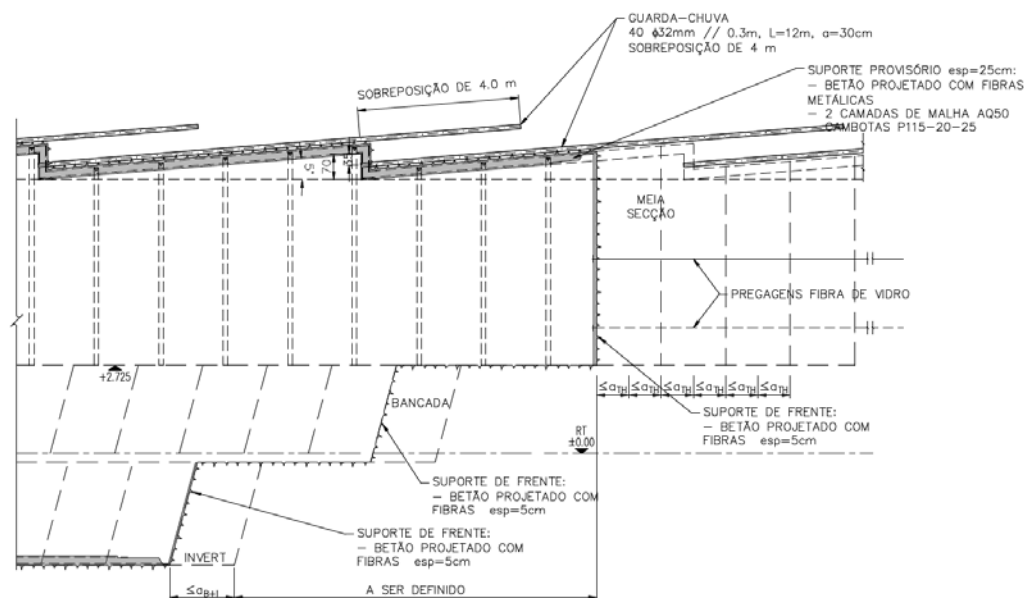


Figura 34 - Corte Transversal - Suporte-Tipo ST-3 [62]

Nesta configuração, a estratégia de estabilização é otimizada, refletindo a melhor qualidade do maciço rochoso em comparação com as soluções anteriores. O suporte provisório mantém a espessura de 25 cm, composto por betão projetado com fibras metálicas, 2 camadas de malha eletrossoldada AQ50 e cambotas P115-20-25, mantendo também as 3 fases do suporte-tipo anterior. O sistema de Guarda-chuva é alterado para 40 varões de aço Ø32 mm com o mesmo espaçamento e comprimento que os anteriores, considerando uma sobreposição de 4m à frente da escavação. Por fim, o reforço de frente destaca-se

pela dispensa das pregagens de fibra de vidro e por uma espessura de betão projetado com fibras constante para toda a secção, correspondente a 5 cm [62].

A organização do faseamento do ST-3 é semelhante à do ST-2, aumentando o passo de avanço na meia-seccção para entre 2,0 e 3,0 m e na bancada e no *invert* para entre 4,0 e 6,0m, como ilustrado na Figura 35.



4

ANÁLISE BIDIMENSIONAL

4.1. ENQUADRAMENTO DA MODELAÇÃO NUMÉRICA

A análise numérica bidimensional do comportamento do Túnel de Cassufas foi efetuada com recurso ao software RS2 da RocScience. O programa é baseado no MEF, permitindo simular de uma forma consistente a interação entre o maciço rochoso heterogéneo e o suporte NATM. Esta análise permite avaliar, em deformação plana, o comportamento do túnel, bem como a resposta do maciço rochoso e do sistema de suporte associado à escavação. Nesta secção apresentam-se os princípios gerais de conceção dos modelos, reservando para os pontos seguintes a descrição detalhada da implementação bidimensional.

4.1.1. ESTRATÉGIA DE MODELAÇÃO E ANÁLISE BIDIMENSIONAL

Na abordagem bidimensional, foram analisadas diversas alternativas de escavação, procurando-se identificar aquela que melhor se enquadra, tanto do ponto de vista construtivo como do ponto de vista do comportamento estrutural, com a solução a adotar na modelação tridimensional. Para esse efeito, foi avaliada a escavação em secção total e em diferentes fases, nomeadamente em 2, 3 e 4 fases, bem como a eventual utilização de patas de elefante e a aplicação de soleira após a escavação. Em paralelo, foi ainda considerada a variação da geometria de cada fase de escavação, com o objetivo de reproduzir, da forma mais ajustada possível, as condições reais de execução e os efeitos observados no modelo tridimensional. Neste capítulo serão abordadas apenas as alternativas que se consideraram mais relevantes para a análise.

Em termos de estratégia de cálculo, adotou-se, em todos os modelos, uma sequência em dois níveis: numa primeira fase, é realizada uma análise puramente elástica, que permite verificar a coerência do estado de tensões in situ, testar condições de fronteira e avaliar a sensibilidade básica da resposta estrutural; numa segunda fase, parte-se desse estado elástico estabilizado para uma análise elasto-plástica, introduzindo o critério de rotura e a possibilidade de plastificação do maciço e dos elementos de suporte. Esta abordagem faseada, esquematizada na Figura 38, facilita a calibração dos parâmetros, reduz problemas de convergência numérica em situações fortemente não lineares e permite separar, conceptualmente, os efeitos puramente geométricos e de tensões dos mecanismos de rotura e redistribuição plástica.

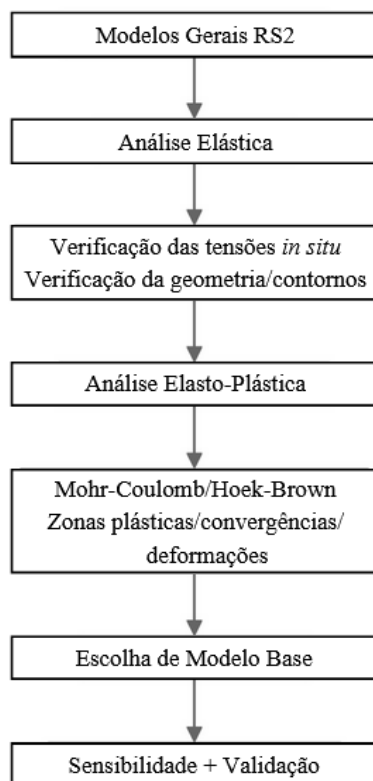


Figura 38 - Estratégia geral da modelação numérica adotada

4.1.2. CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS MODELOS BIDIMENSIONAIS

O domínio de cálculo foi definido de modo a representar a geometria real do túnel, o zonamento geotécnico estabelecido no Capítulo 3 e as principais estruturas de suporte, assegurando uma distância de 10 diâmetros entre o túnel e os limites externos para minimizar efeitos de fronteira artificiais. A malha de elementos finitos foi refinada na envolvente imediata da escavação e dos elementos estruturais, de forma a captar adequadamente gradientes de tensão e deformação.

A caracterização mecânica do maciço rochoso baseou-se nas oito zonas geotécnicas identificadas, às quais foram atribuídos parâmetros de resistência e deformabilidade compatíveis com as classificações geomecânicas e com o critério de rotura selecionado: *Mohr-Coulomb* para os materiais mais terrosos e *Hoek-Brown* para os maciços rochosos.

As condições de contorno foram definidas para reproduzir um estado inicial de equilíbrio gravítico, através da imposição de deslocamentos nulos na base, de restrições horizontais nos limites laterais e deslocamentos livres no topo do maciço. Esta configuração permite a deformação lateral compatível com o estado de tensões *in situ*, evitando a introdução de esforços artificiais associados a vínculos excessivamente rígidos. É também introduzido um coeficiente de impulso em repouso (K_0) adequado a cada formação rochosa em estudo, de acordo com o seu ângulo de atrito (ϕ'). No caso de solos normalmente consolidados, este coeficiente pode ser estimado pela seguinte relação simplificada, derivada da expressão de Jaky [63], [64]:

$$K_0 = 1 - \tan \phi' \quad (1)$$

O valor de K_0 atribuído a cada estrato encontra-se apresentado na Tabela 5.

Tabela 5 - Coeficiente de impulso em repouso (K_0) de cada estrato

Estrato	ϕ'	K_0
X5	28°	0.531
X4 (30 < N_{SPT} < 60)	32°	0.470
X4 (N_{SPT} > 60)	35°	0.426
X3	38°	0.384

A escavação e o suporte são sempre simulados de forma faseada, de acordo com as sequências construtivas características do método NATM, o que permite acompanhar a evolução das tensões, deformações e zonas plastificadas ao longo do processo construtivo.

A secção adotada para a análise bidimensional situa-se na zona do ensaio S13-Pz T-SL4, identificado na Figura 39, no pk 53 + 105, a aproximadamente 30 m do Portal Norte, onde o túnel já se encontra numa zona aproximadamente uniforme em termos de cobertura e condições geotécnicas. Esta opção permite reduzir a influência dos efeitos tridimensionais associados ao emboquilhamento - variação de geometria, presença de taludes e estruturas de contenção, desenvolvimento incompleto do efeito de arco - tornando mais válida a hipótese de deformação plana e garantindo que a resposta obtida represente o comportamento típico em secção corrente do maciço e do suporte, em vez de um estado local perturbação próprio da zona de portal.

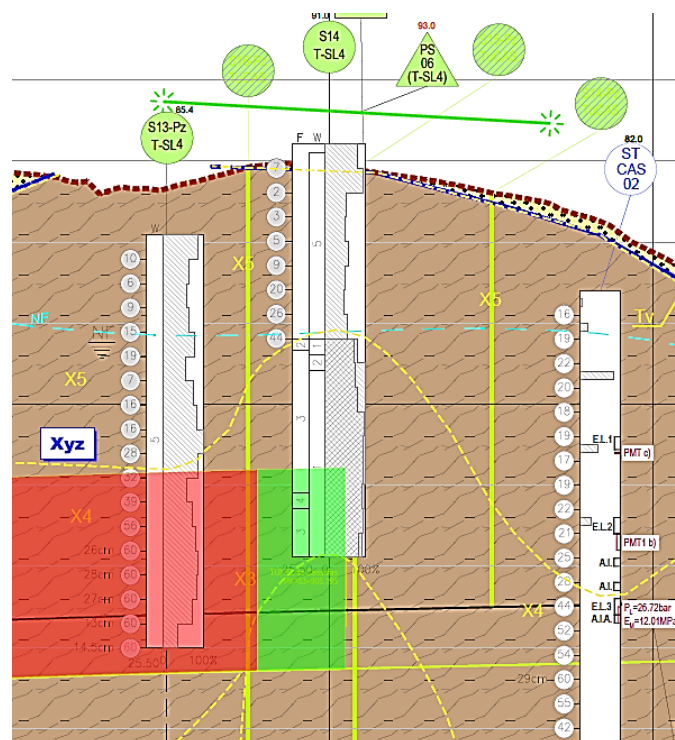


Figura 39 - Localização do Ensaio S13-Pz T-SL4 [60]

O betão projetado foi modelado como um elemento de viga com comportamento linear elástico, conforme se observa na Figura 40. Para este elemento, considerou-se uma espessura de 25 cm, um peso volúmico de 25 kN/m³ e um módulo de elasticidade de 25 GPa. Por sua vez, as pregagens foram

modeladas como elementos estruturais de barra com comportamento linear elástico. Para além das características apresentadas na Figura 40, importa referir que possuem um comprimento de 6 m.

Name: Color:

Liner Type:

Type	Data
Geometry	
Method	Thickness
Thickness (m)	0.25
Elastic Properties	
Young's Modulus (kPa)	2.5e+07
Poisson's Ratio	0.15
Strength Properties	
Material Type	Elastic
Advanced Properties	
Sliding Gap	☐
Beam Element Formulation	Timoshenko
Axial Strain (+Expansion)	0
Stage Properties	
Stage Liner Properties	☐

Name: Bolt Color: Common Types

Bolt Type:

Type	Data
Tensile Capacity (kN)	692.5
Residual Tensile Capacity (kN)	692.5
Tributary Area (mm2)	1592.8
Bolt Modulus, E (kPa)	2e+08
Out-of-Plane Spacing (m)	1
Material Dependent	☐
Bond Shear Stiffness (kN/m/m)	100000
Bond Strength (kN/m)	53.2
Residual Bond Strength (kN/m)	53.2
Bolt Model	Plastic
Joint Shear	☒
Pre-Tensioning Force (kN)	0
Constant Pre-tensioning Force in Install Stage	☒
Face Plates	☒
Add Pull-Out-Force	☐

Figura 40 - Propriedades do betão projetado e das pregagens consideradas no RS2

Na Figura 41 apresenta-se a representação do domínio modelado para a análise bidimensional, no pk 53 + 105, incluindo o contorno do túnel, o zonamento geotécnico dividido em quatro estratos (X5, X4 com N_{SPT} entre 30 e 60, X4 com $N_{SPT} > 60$ e X3) e a malha de elementos finitos composta por elementos triangulares de 6 nós refinada na envolvente da escavação. Esta discretização garante a precisão na captura de gradientes de tensão e deformação na região crítica, com maior densidade de nós junto ao contorno do túnel e aos elementos de suporte, enquanto o domínio exterior mantém elementos maiores para eficiência computacional. A secção ST-1 foi adotada por corresponder às condições geotécnicas desfavoráveis da zona selecionada, reproduzindo fielmente a geometria e os elementos estruturais previstos no projeto.

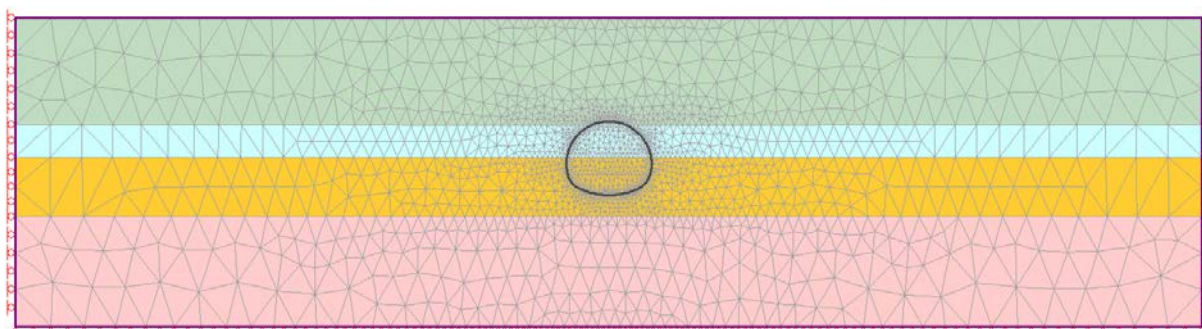


Figura 41 - Domínio modelado, zonamento geotécnico e malha de elementos finitos adotados na análise 2D

Na Tabela 6 apresenta-se a estratificação do maciço para a secção em estudo em função da profundidade.

Tabela 6 - Estratificação do maciço

Cotas (m)	Tipo de Solo
0 - 18	X5
18 - 23.5	X4 (30 < N_{SPT} < 60)
23.5 - 33.5	X4 (N_{SPT} > 60)
33.5 - 52	X3

Em articulação com a empresa GEG, no âmbito do desenvolvimento do projeto, foi estimado, a partir de um processo iterativo e considerando a experiência e dados apresentados na bibliografia especializada, um fator de alívio de tensões do terreno (α) de 30 % na abóbada do túnel e 50 % nas restantes zonas, uma vez que a secção é complementada com um sistema de Guarda-Chuva, não sendo possível reproduzir integralmente o seu efeito tridimensional, nem a sua influência real na redistribuição das tensões no maciço. Desta forma, este fator de alívio foi aplicado em cada fase de escavação com o objetivo de representar, de maneira aproximada, a redução progressiva das tensões no maciço associada ao avanço da frente de escavação. A análise da influência do fator de alívio será avaliada posteriormente neste documento, em maior detalhe, considerando um processo de calibração exaustivo, através de métodos iterativos, recorrendo à modelação tridimensional, de modo a aproximar com maior rigor o comportamento real de escavação de um túnel e reforço considerando também a modelação bidimensional.

O faseamento da escavação no RS2 foi definido de acordo com uma sequência construtiva própria, independente do número de secções considerado em cada modelo. Assim, considerou-se sempre a primeira fase como o estado de tensão inicial; as fases ímpares corresponderam à escavação da secção e à aplicação de uma carga induzida, associada ao fator de alívio da secção, de acordo com a equação 2; as fases pares corresponderam à aplicação do suporte e, quando aplicável, da soleira.

$$\sigma_{\text{induzida}} = (1 - \alpha) \cdot \sigma_{\text{instalado}} \quad (2)$$

Importa referir que, de acordo com o projeto, as escavações são realizadas em troços de 1 m. Nestes casos, a influência da soleira (quando aplicável) pode ser considerada na análise bidimensional após a escavação da secção inferior à mesma. Contudo, devido à impossibilidade de o modelo bidimensional do RS2 manter a soleira após a escavação, foi adotado, nas fases subsequentes à escavação de secções inferiores à soleira, um fator de alívio de tensões de 20 %, em substituição dos 50 % inicialmente considerados.

Definida a estratégia de modelação e o faseamento de escavação, procede-se, no capítulo seguinte, à apresentação e análise dos modelos estudados.

4.2. ANÁLISE DOS MODELOS ESTUDADOS

Nesta secção apresentam-se, para cada modelo, as principais características de representação, os pressupostos adotados e os resultados mais relevantes obtidos com a simulação em RS2.

Os modelos estudados, a sua designação e principais características encontram-se resumidas na Tabela 7.

Tabela 7 - Modelos bidimensionais estudados, designações e principais caraterísticas

Modelo estudado	Tipo de análise	Designação	Caraterísticas principais
Secção escavada com meia-secção, bancada dividida e <i>invert</i>	Elástica	ST-1	Secção com escavações de geometria linear; escavação da bancada dividida em duas fases; 9 fases simuladas
	Plástica		
Secção com bancada escavada integralmente	Plástica	SBEI	Secção com escavações de geometria linear; escavação integral da bancada, numa fase; 7 fases simuladas
Secção com bancada escavada integralmente, complementada com soleira temporária	Plástica	Modelo Base	Secção com escavações de geometria curva; escavação integral da bancada, numa fase; aplicação de soleira temporária após a escavação de cada secção; 7 fases simuladas

4.2.1. SECÇÃO ST-1 (ETI + 8 FASES)

A Secção ST-1 corresponde à solução de Suporte Tipo ST-1 proposta pelo GEG, apresentada no Ponto 3.3.1.1. Por se tratar da solução-base do projeto, esta secção foi adotada como referência para as restantes configurações analisadas na modelação bidimensional. Foram realizadas análises elásticas e plásticas, adotando-se, para a descarga, um módulo de deformabilidade igual ao módulo de deformabilidade inicial do maciço. Esta solução foi adotada como ponto de partida para as restantes secções estudadas na análise bidimensional. Não foi considerada a banquetta, uma vez que a sua função está associada essencialmente à mitigação de efeitos longitudinais, os quais não são captados de forma adequada numa análise bidimensional. A secção encontra-se ilustrada na Figura 42.

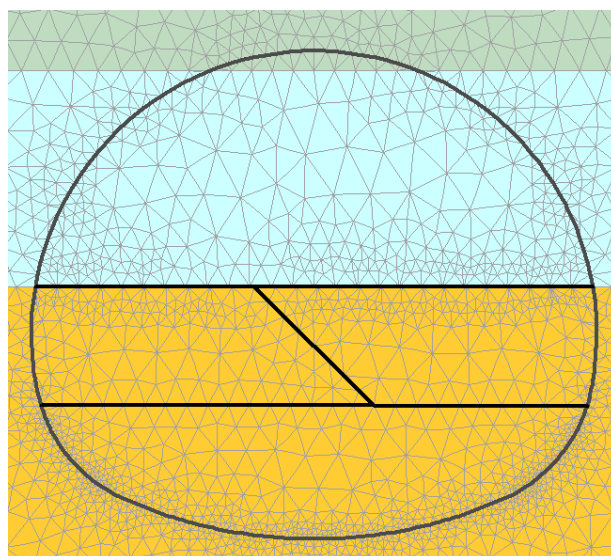


Figura 42 – Modelo numérico para a modelação da secção ST-1

4.2.1.1. Análise elástica

Numa primeira fase, procedeu-se à análise em regime elástico da secção ST-1, com o objetivo de avaliar o comportamento do sistema sem as dificuldades numéricas associadas à redistribuição de tensões do maciço, e assim se estabelecer uma base de comparação para a análise plástica subsequente. Esta abordagem permite identificar a distribuição de tensões e deformações em condições simplificadas, com elasticidade perfeita, fornecendo uma visão global da resposta do conjunto maciço-suporte ao longo do faseamento de escavação definido.

Foram avaliados parâmetros como assentamentos à superfície, assentamentos no coroamento e levantamentos no *invert*. A Figura 43 apresenta os resultados dos assentamentos à superfície ao longo da escavação do túnel.

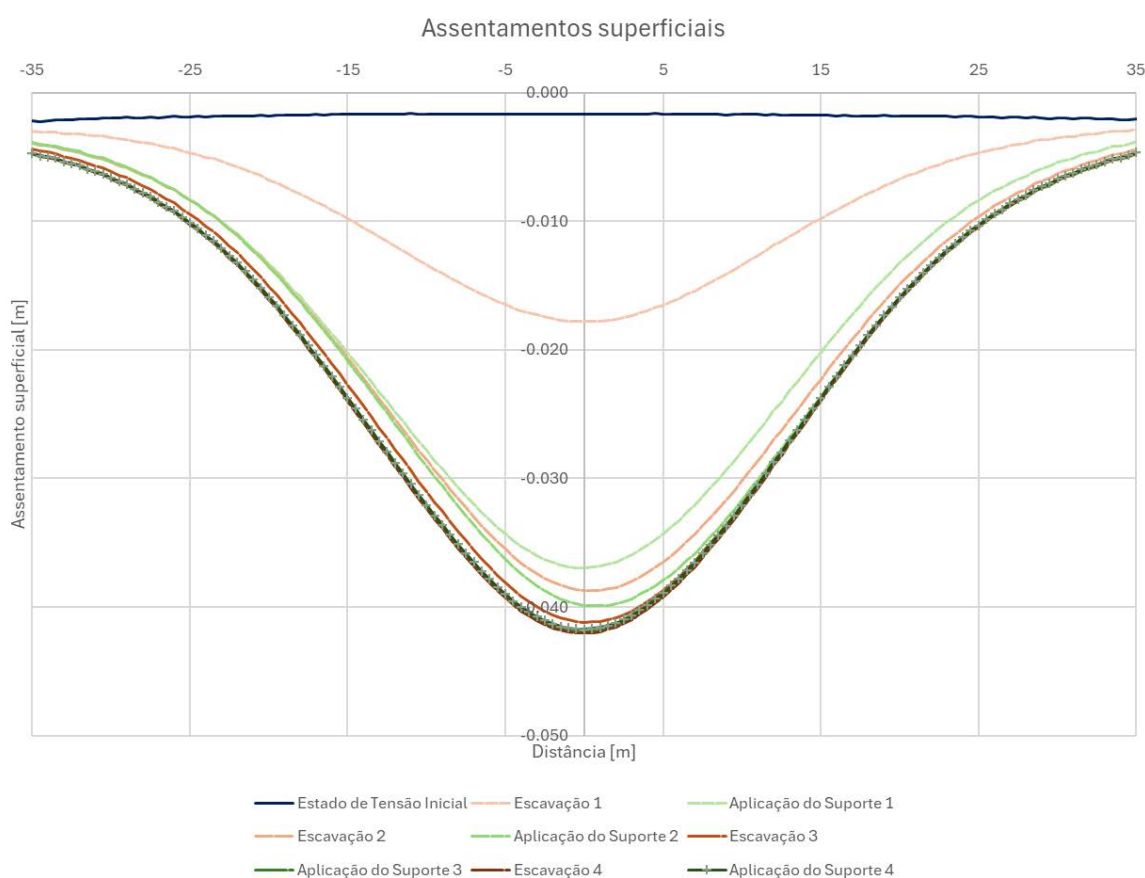


Figura 43 - Curva de subsidência para as diferentes fases da análise elástica do ST-1

Observa-se que os assentamentos superficiais apresentam uma evolução muito mais significativa durante a escavação da meia-secção e a respetiva aplicação do suporte, fases nas quais se concentra cerca de 90% do assentamento total final, da ordem dos 4,2 cm. As restantes fases contribuem apenas de forma residual para a deformação global, acumulando aproximadamente 0,5 cm. Verifica-se ainda que os assentamentos tendem a estabilizar a partir de cerca de 35 m de distância ao centro do túnel, observando-se já uma diminuição progressiva da sua variação a partir de uma distância da ordem de 2 diâmetros, aproximadamente 25 m, em relação aos hasteais.

Complementarmente à análise dos assentamentos superficiais, a Figura 44 apresenta a variação dos deslocamentos verticais em função da cota, na zona acima do coroamento, evidenciando a forma como a deformação se propaga em profundidade ao longo do faseamento construtivo.

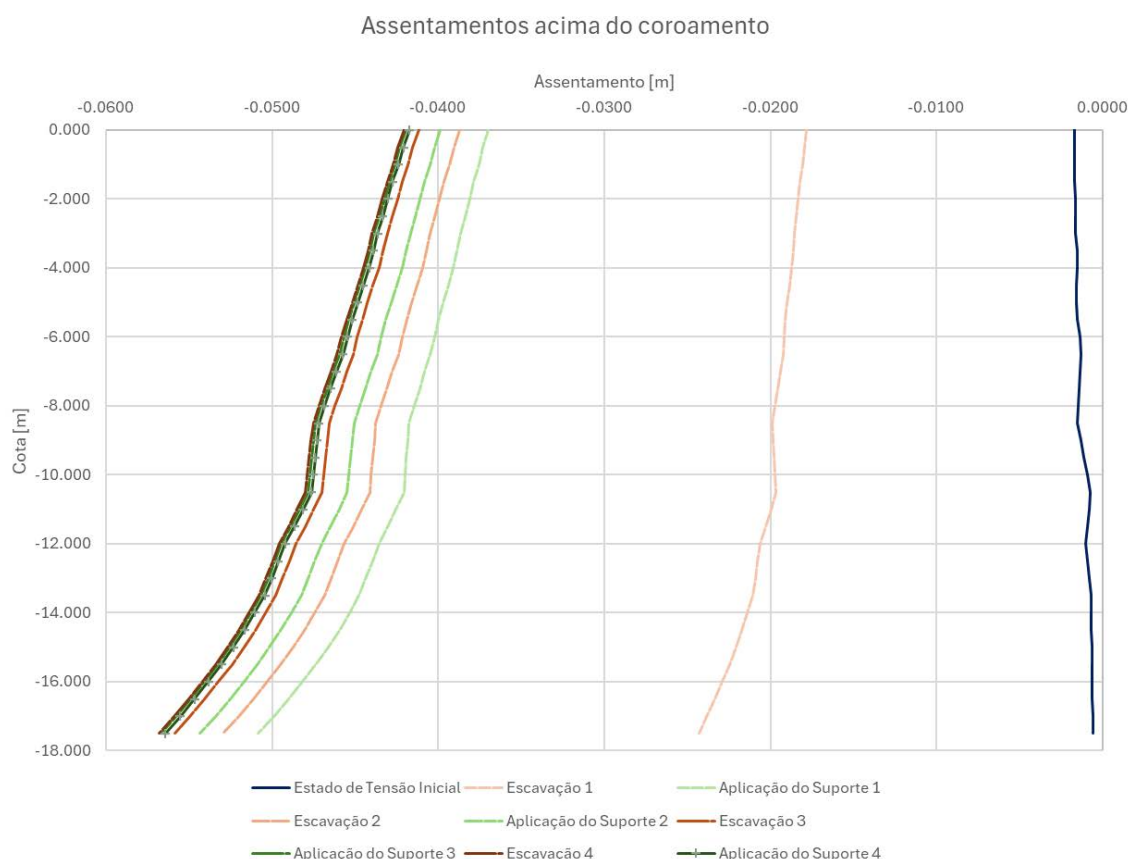


Figura 44 - Assentamentos acima do coroamento para as diferentes fases da análise elástica do ST-1

É de salientar que, à superfície, os assentamentos apresentam uma evolução coerente com a observada no gráfico de assentamentos superficiais. À medida que se avança em profundidade, observa-se um incremento dos deslocamentos verticais, até um valor máximo de 5,7 cm, verificando-se, mais uma vez, que grande parte deles se desenvolvem nas 2 primeiras fases. O incremento deve-se à redistribuição de tensões provocada pela escavação e pela consequente alteração do estado de confinamento do maciço. Este comportamento evidencia que a influência da obra não se limita à superfície, prolongando-se para zonas mais profundas da envolvente da escavação, como aliás seria expectável.

Por fim, apresenta-se, na Figura 45, a evolução dos levantamentos sob o *invert*, de forma a avaliar a resposta do maciço na base da escavação e a eventual ocorrência de deslocamentos ascendentes associados ao alívio de tensões induzido pela escavação

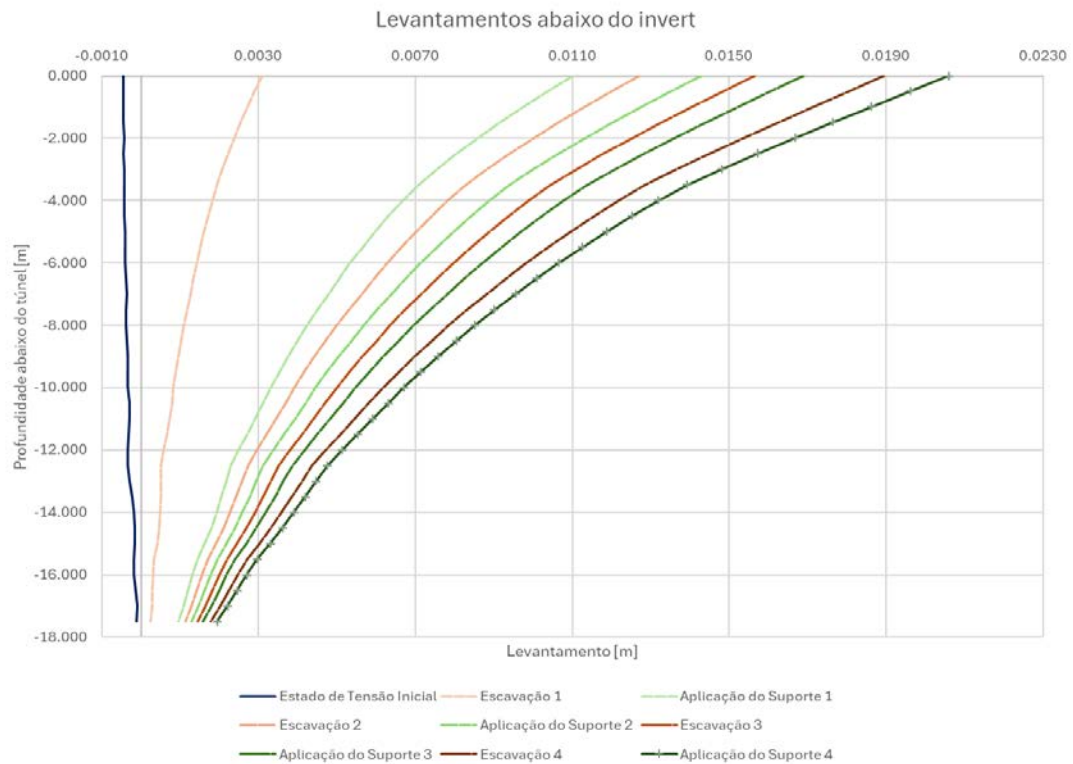


Figura 45 - Levantamentos abaixo do *invert* para as diferentes fases da análise elástica do ST-1

Da análise do gráfico conclui-se que, embora uma parte significativa dos deslocamentos ocorra durante a escavação da meia-seção e a respetiva aplicação do suporte, uma parcela relevante dos deslocamentos finais distribui-se pelas fases subsequentes, em relação aos gráficos anteriormente apresentados. Verifica-se ainda que os levantamentos assumem valores mais elevados nas proximidades da soleira, diminuindo progressivamente nas zonas mais inferiores, o que se justifica pela proximidade ao contorno da escavação.

A Figura 46 apresenta o mapa de distribuição de deslocamentos do modelo elástico.

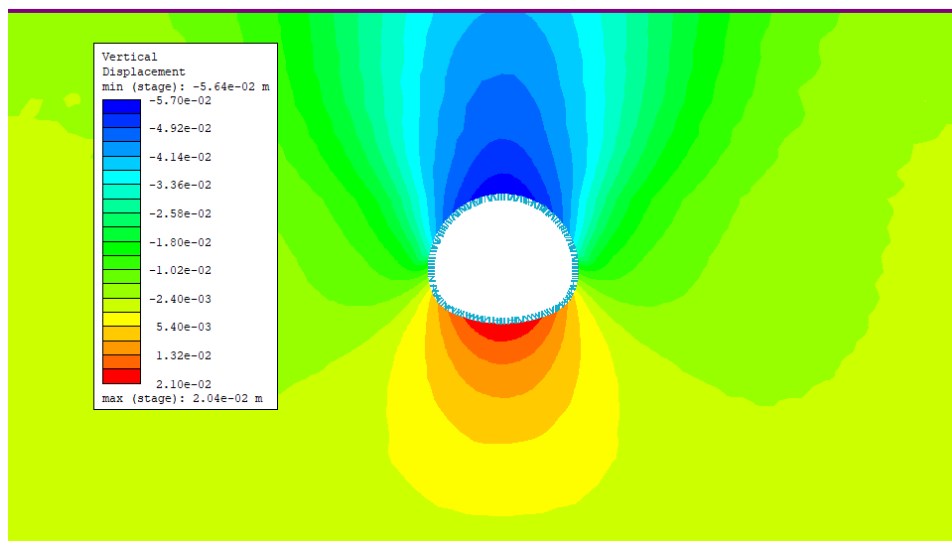


Figura 46 - Mapa de distribuição de deslocamentos do modelo elástico do ST-1

A distribuição das deformações verticais apresentada na figura corrobora os resultados obtidos nos gráficos anteriores, evidenciando a concentração dos maiores deslocamentos na envolvente imediata da escavação. Verifica-se ainda uma atenuação progressiva das deformações com o afastamento ao eixo do túnel, validando os resultados do gráfico de assentamentos à superfície, observando-se, igualmente, uma tendência de estabilização dos deslocamentos a partir de cerca de 35 m de distância ao eixo.

Em síntese, a análise elástica permitiu identificar a tendência geral da resposta do maciço e do suporte, bem como os principais padrões de deformação e de redistribuição de tensões na fase inicial da escavação. Com esta base estabelecida, passa-se no ponto seguinte à análise plástica, de modo a avaliar a mobilização da resistência do maciço e a evolução das zonas em cedência.

4.2.1.2. Análise plástica

Após a análise elástica, que permitiu caracterizar a resposta inicial do maciço e do sistema de suporte, torna-se fundamental recorrer à análise plástica, de modo a avaliar a evolução das zonas de cedência, a mobilização da resistência do terreno e o comportamento da escavação com condições mais próximas das reais condições do maciço.

Na Figura 47 são apresentados os resultados dos assentamentos superficiais, verificando-se que os assentamentos superficiais se podem considerar estabilizados a uma distância próxima de 35 m do eixo do túnel, tal como na análise elástica.

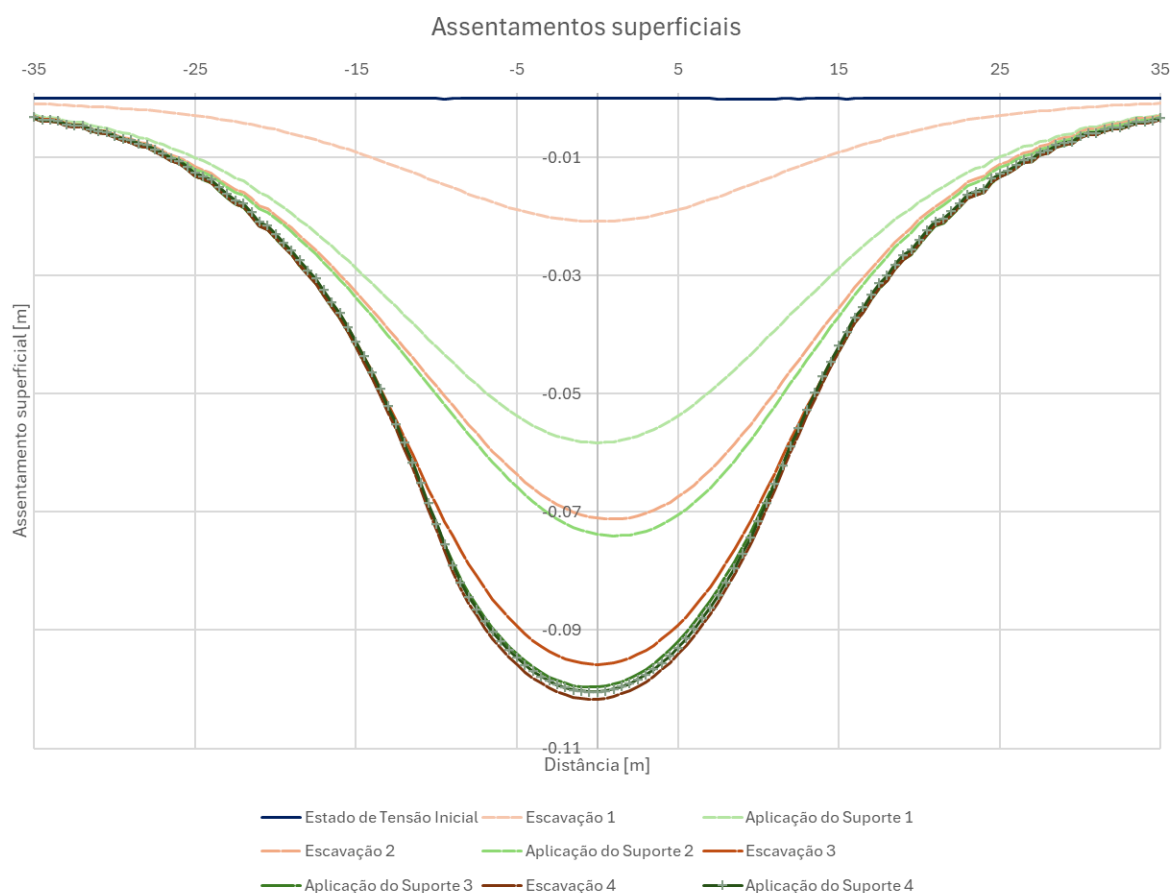


Figura 47 - Curva de subsidência para as diferentes fases da análise plástica do ST-1

Verifica-se, por análise do gráfico, que a escavação e a aplicação do suporte na meia secção continuam a ser as ações com maior contributo para a evolução dos assentamentos superficiais, representando cerca de 50% do assentamento final. Ainda assim, observa-se uma influência progressivamente mais relevante das ações na bancada direita e, sobretudo, da escavação da bancada esquerda, enquanto a escavação do *invert* apresenta um efeito praticamente desprezável no acréscimo dos assentamentos. Pode concluir-se, simultaneamente, que a solução de escavação adotada no ST-1 conduz a assentamentos superficiais da ordem dos 10 cm, valor significativamente mais elevado do que o resultante da análise elástica e indicativo de uma resposta desfavorável do terreno na zona em estudo. Tal comportamento sugere condições geotécnicas de baixa qualidade, podendo comprometer a aceitabilidade da solução em termos de deformações admissíveis.

Adicionalmente, apresenta-se, na Figura 48, o gráfico dos assentamentos acima do coroamento, o qual permite aprofundar a análise da deformação superficial associada ao avanço da escavação e à aplicação do suporte.

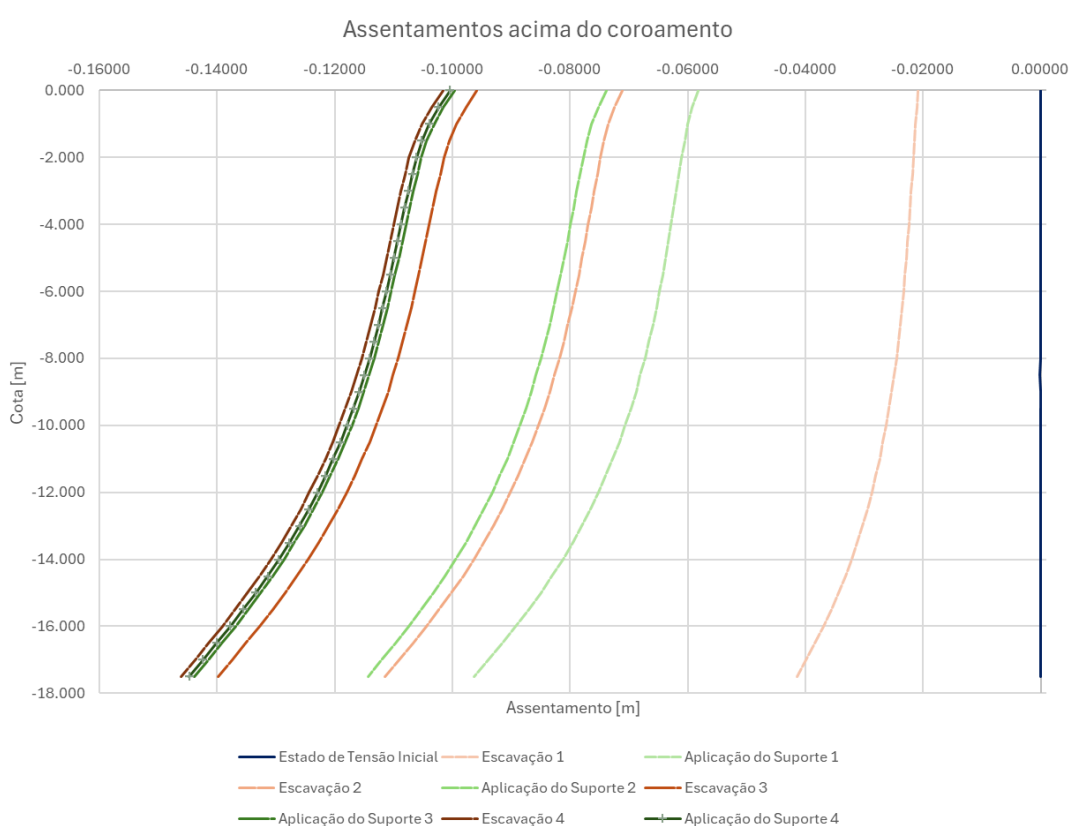


Figura 48 - Assentamentos acima do coroamento para as diferentes fases da análise plástica do ST-1

No que concerne à sua evolução, o assentamento acima do coroamento segue tendência semelhante à observada para os deslocamentos verticais à superfície, sendo máximos no coroamento do túnel e atingindo valores aproximados de 14,5 cm. Tal magnitude revela uma deformação excessiva do terreno, reforçando que a solução considerada para a secção em estudo é pouco favorável e poderá não ser aceitável em termos de desempenho geotécnico.

A Figura 49 apresenta o mapa de elementos plastificados no final da construção do túnel, sendo posteriormente efetuada a sua comparação com a Figura 50, que representa o *Strength Factor*, ou seja, o grau

de proximidade de cada ponto do maciço à rotura, sob o estado atual de tensões induzidas, de acordo com o critério de rotura definido para cada material.

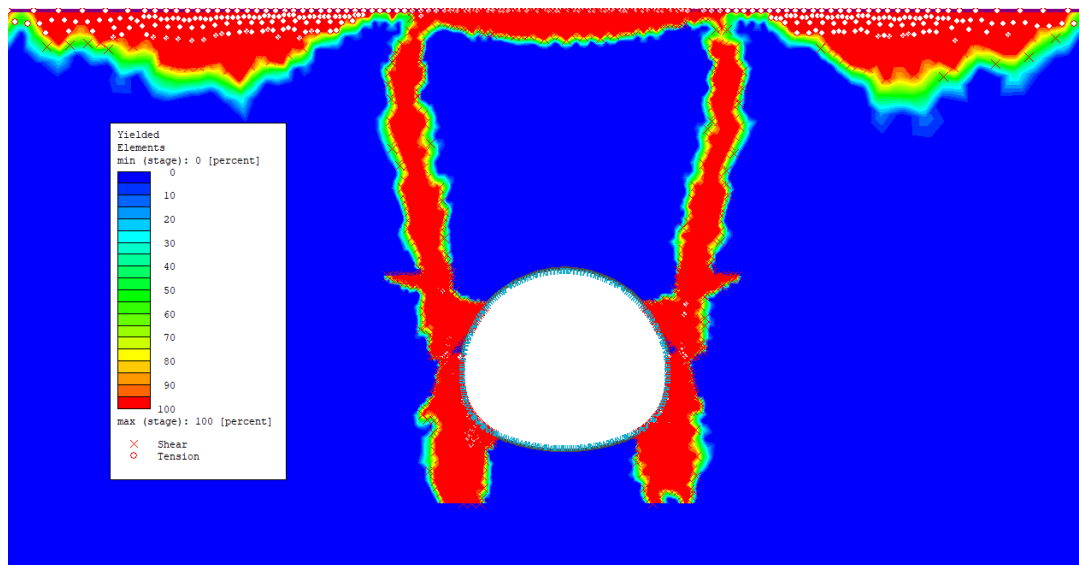


Figura 49 - Elementos plastificados na análise plástica do ST-1

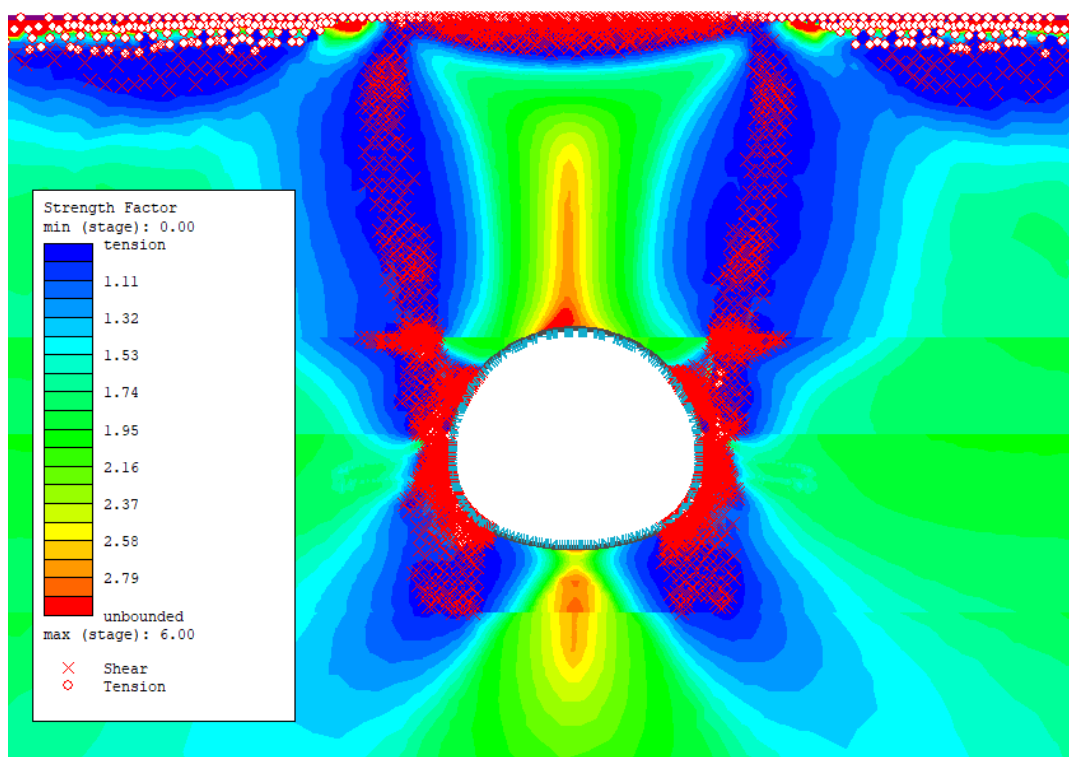


Figura 50 - Strength Factor no final da escavação na análise plástica do ST-1

No final da escavação, observa-se uma elevada concentração de elementos plastificados, com predomínio de cedência por tração à superfície e de cedência por corte na zona envolvente da escavação e na superfície acima do túnel. Verifica-se ainda uma “chaminé” de plastificação entre o túnel e a superfície,

a qual pode justificar os assentamentos superficiais elevados e sugerir a ocorrência de um mecanismo de rotura progressiva, com eventual perda de suporte do terreno acima da cavidade e colapso em bloco em direção à escavação.

Esta leitura é reforçada pela análise da Figura 50. Observa-se que as zonas de menor fator de segurança se concentram, essencialmente, na envolvente imediata da escavação e ao longo da ligação entre o túnel e a superfície, coincidindo com as regiões onde na Figura 49 se identificam os principais elementos plastificados. Esta correspondência confirma que a plastificação observada não é apenas localizada, mas traduz o desenvolvimento de uma superfície com continuidade, com redução significativa da resistência mobilizada nas zonas mais solicitadas.

Conclui-se, assim, que a secção ST-1 não se revela adequada para o estudo em causa, justificando-se a análise de alternativas construtivas que permitam alcançar um comportamento geotécnico mais favorável e resultados mais satisfatórios.

4.2.2. SOLUÇÃO COM BANCADA ESCAVADA INTEGRALMENTE - SBEI (ETI + 6 FASES)

Tendo em conta que o objetivo da presente dissertação consiste no estudo tridimensional do comportamento do túnel e verificando-se que a influência do faseamento na escavação da bancada conduz a incrementos muito reduzidos nos assentamentos, foi considerada uma solução com escavação integral da bancada, designada SBEI. Esta alternativa permite analisar a resposta do maciço com uma simplificação do processo construtivo, reduzindo o número de fases de escavação e mantendo inalteradas as soluções de suporte previamente adotadas. Desta forma, torna-se possível avaliar se uma menor subdivisão da escavação pode conduzir a um comportamento global mais favorável, tanto em termos de deformações como de estabilidade da secção, ou se, não produzindo diferenças relevantes, pode permitir alguma simplificação do modelo numérico.

4.2.2.1. Assentamentos superficiais da SBEI

Com o objetivo de avaliar o comportamento do maciço nesta configuração, apresenta-se, na Figura 51, o gráfico dos assentamentos superficiais. Esta análise permite comparar a resposta do terreno face às soluções anteriormente estudadas, nomeadamente em termos de evolução dos assentamentos e da influência das diferentes etapas de escavação e suporte.

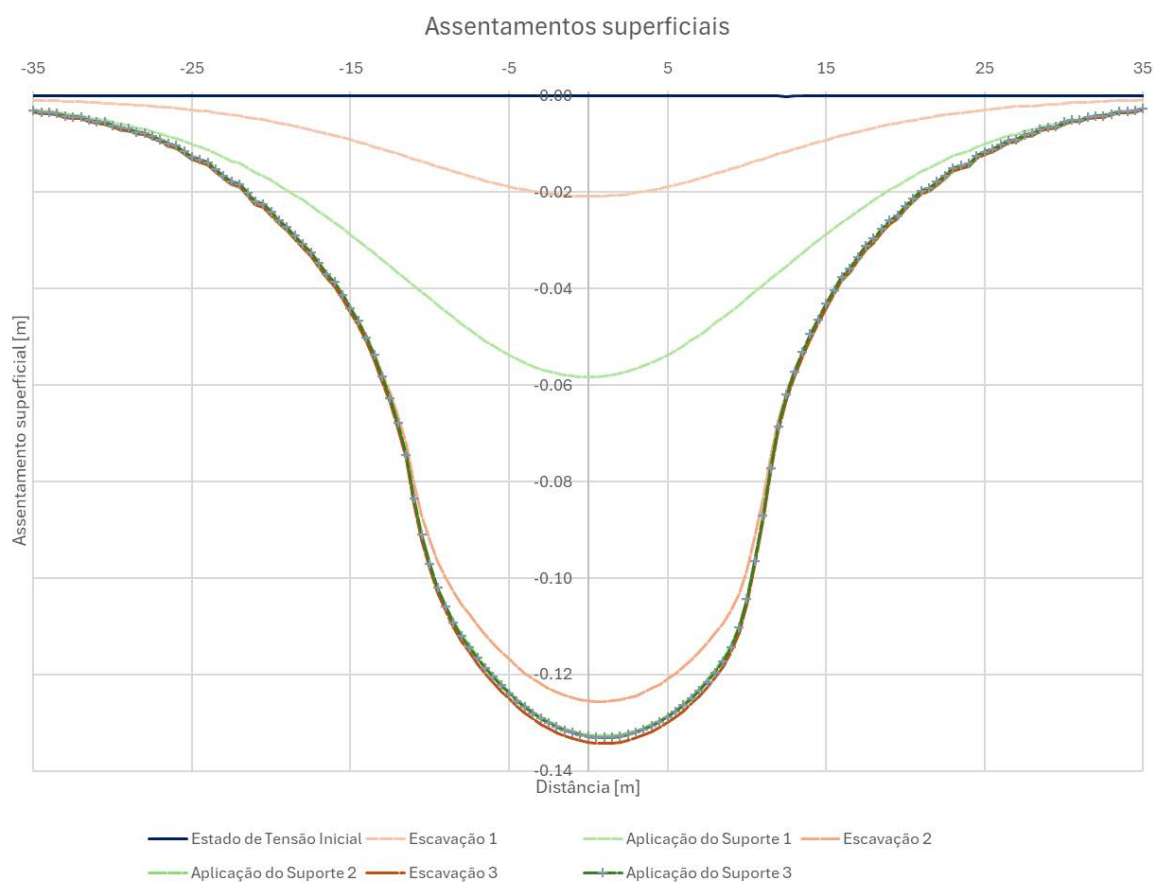


Figura 51 - Curva de subsidência para as diferentes fases da análise plástica da SBEI

No gráfico, verifica-se uma maior preponderância da escavação da bancada relativamente à solução analisada anteriormente, ultrapassando, inclusivamente, a influência observada na escavação da meia secção. Refira-se ainda que, neste caso, o contributo da escavação do *invert* é praticamente nulo, observando-se mesmo um ligeiro alívio dos assentamentos na última fase de aplicação do suporte no *invert*. Atendendo ao facto de o valor do assentamento superficial ser superior ao registado na secção anteriormente estudada, é de admitir que este modelo apresente igualmente um comportamento desfavorável.

4.2.2.2. Deslocamentos no contorno da escavação da SBEI

A Figura 52 permite aprofundar esta análise, evidenciando a evolução dos assentamentos acima do túnel e confirmando o comportamento observado anteriormente. De seguida, a Figura 53 apresenta a evolução dos levantamentos abaixo do *invert*, possibilitando complementar a avaliação da resposta do maciço e comparar a influência das diferentes fases construtivas na deformação global da secção.

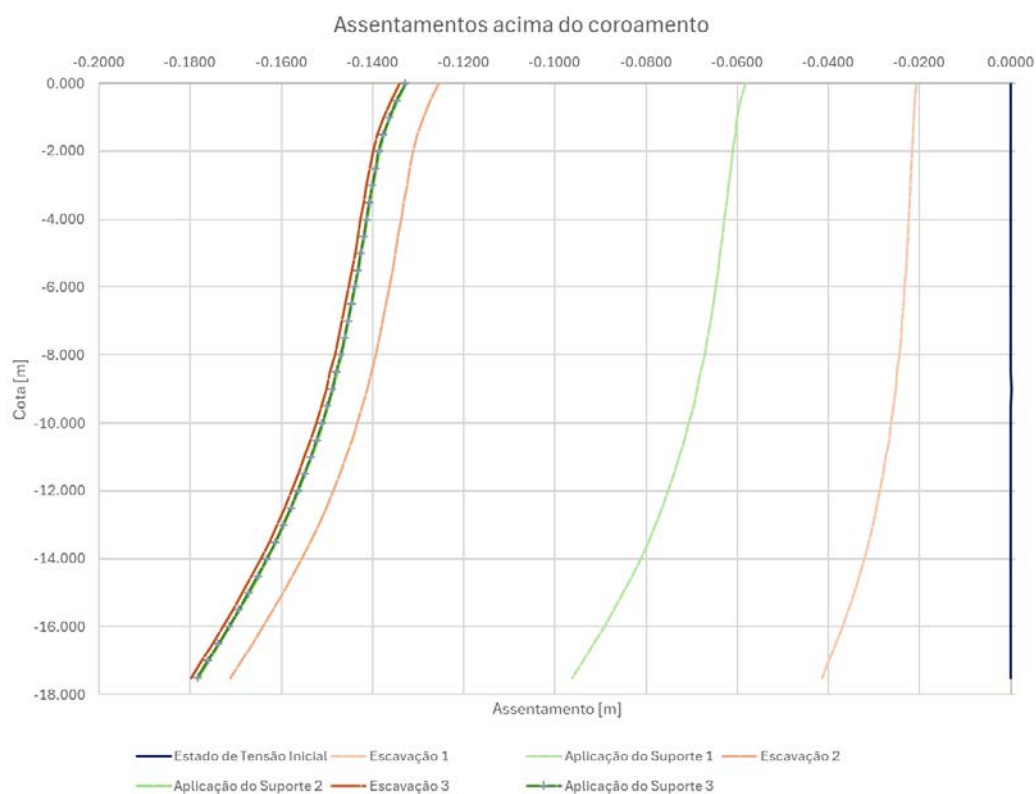


Figura 52 - Assentamentos acima do coroamento para as diferentes fases da análise plástica da SBEI

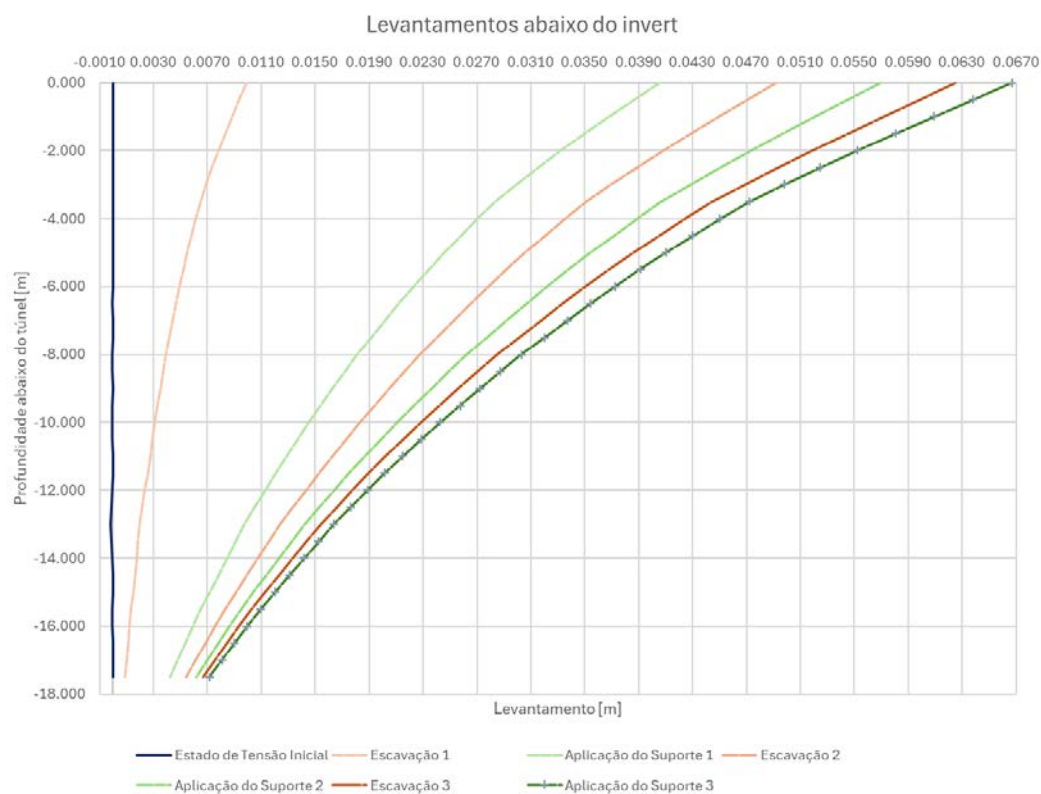


Figura 53 - Levantamentos abaixo do *invert* para as diferentes fases da análise plástica da SBEI

Os assentamentos acima do coroamento acompanham a evolução dos assentamentos superficiais, aumentando com a profundidade até atingirem um valor máximo na cota de coroamento do túnel, da ordem dos 18 cm. Já na fase de aplicação do suporte no *invert*, observa-se um alívio do assentamento, comportamento também evidenciado no gráfico de assentamentos à superfície. Este alívio pode ser explicado pelos elevados levantamentos registados no *invert*, sobretudo aquando da aplicação do suporte, onde se atinge um valor máximo de 6,7 cm, o que contribui para uma redistribuição das deformações no maciço.

No gráfico dos levantamentos abaixo do *invert*, identifica-se uma maior preponderância da primeira fase de escavação e, em particular, da aplicação do suporte nessa mesma fase. Verifica-se ainda alguma influência da última fase de escavação na evolução dos levantamentos, embora com menor expressão quando comparada com a sua influência nos assentamentos.

Face a estes resultados, tornou-se necessário estudar soluções mais robustas, de modo a alcançar um desempenho geotécnico mais favorável. Nesse sentido, foi modelada a secção apresentada no ponto seguinte.

4.2.3. SOLUÇÃO MODELO BASE (ETI + 6 FASES)

Face aos resultados obtidos nas soluções anteriores, foi estudada uma configuração mais robusta, correspondente à escavação integral da bancada com reforço adicional por soleira após a escavação, mantendo a lógica do Método NATM. Esta alternativa pretende avaliar o comportamento do maciço sob uma sequência construtiva simplificada, mas com um incremento de rigidez na fase inferior da secção, de modo a melhorar o controlo das deformações e a resposta global da escavação. A solução modelada contempla, assim, o estado inicial de tensão e seis fases de construção, permitindo analisar a influência combinada da redução do faseamento e da introdução da soleira no desenvolvimento dos assentamentos e levantamentos.

Com o objetivo de simplificar a secção para a posterior tridimensional, optou-se por não considerar as patas de elefante nem as pregagens. Além disso, a secção não contempla escavações planas, sendo todas modeladas com a geometria ilustrada na Figura 54. Foi também reduzida a distância às fronteiras laterais para 35 m, uma vez que, após as análises anteriores, se verificou que esta distância era suficiente para que os deslocamentos estabilizassem. Uma vez que não é possível manter a soleira após a escavação e considerando que a sua influência pode ser representada de forma aproximada, conforme exposto no Capítulo 4.1.2, foi adotado um coeficiente de alívio de tensões de 20% nas respetivas secções.

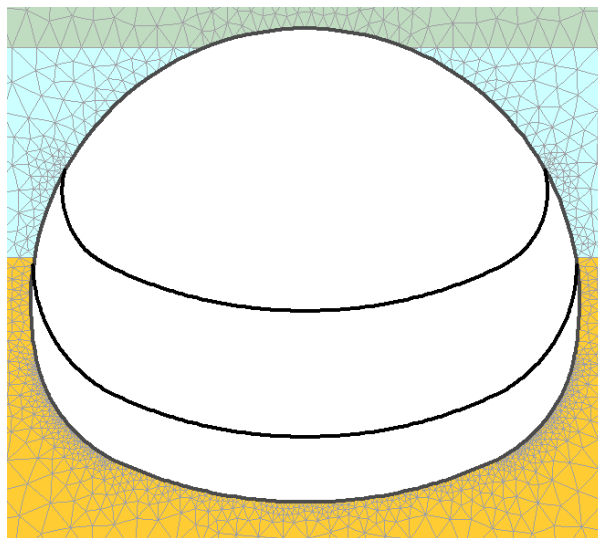


Figura 54 - Secção adotada como Modelo Base

4.2.3.1. Assentamentos superficiais do Modelo Base

Com a secção já definida, importa agora analisar o comportamento do maciço ao longo das diferentes fases, através do gráfico de assentamentos superficiais, apresentado na Figura 55.

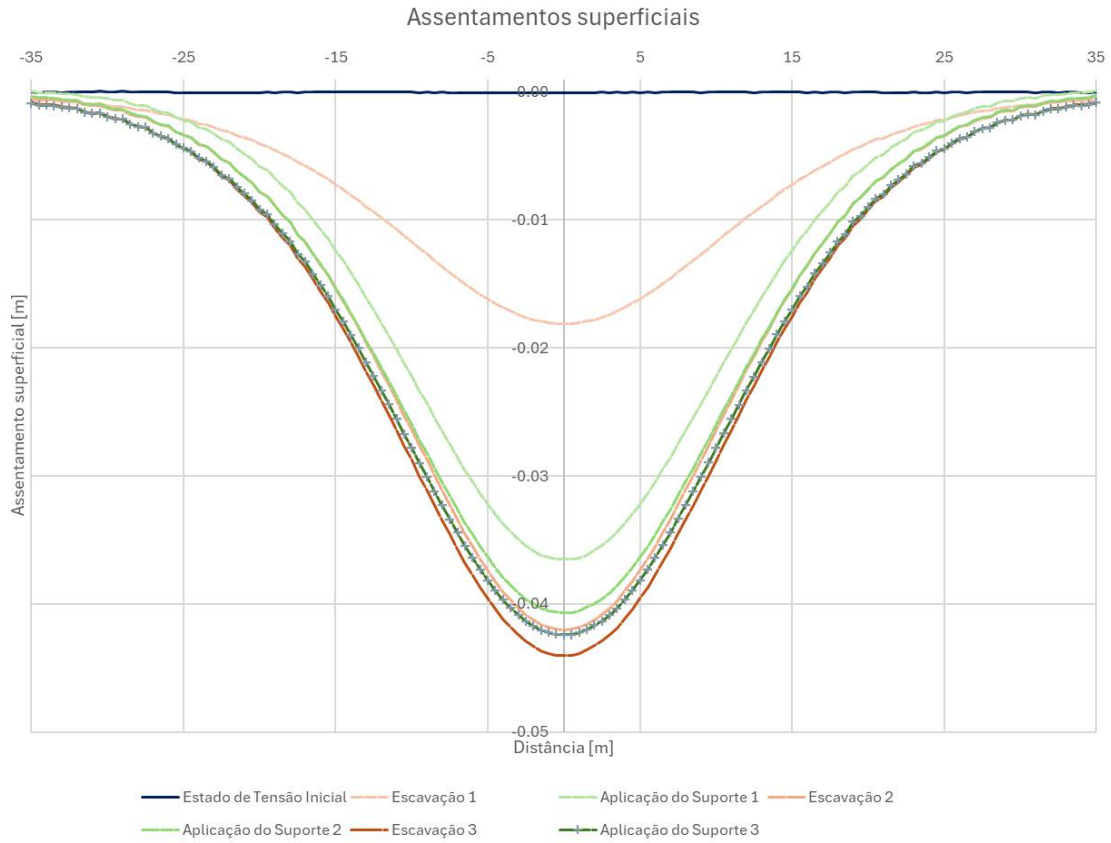


Figura 55 - Curva de subsidência para as diferentes fases do Modelo Base

A leitura do gráfico permite verificar que a maior parte dos assentamentos se mobiliza na fase inicial da escavação, em particular durante a respetiva aplicação do suporte, fase em que se dá o alívio de tensões remanescentes. Observa-se, ainda, uma redução significativa do valor dos assentamentos superficiais, que passam a situar-se em níveis mais aceitáveis, atingindo cerca de 4,5 cm no ponto mais crítico, coincidente com o eixo do túnel. Por fim, destaca-se a tendência de alívio dos deslocamentos na fase de aplicação do suporte no *invert*, relativamente aos deslocamentos gerados pela escavação dessa etapa, fenómeno que poderá ser explicado pelos levantamentos expressivos registados na cota inferior do túnel durante essa fase, contribuindo para uma redistribuição das deformações no maciço. Este comportamento é igualmente influenciado pela aplicação da soleira, que, apesar de ser posteriormente escavada, promove temporariamente o confinamento da secção e a redistribuição das tensões.

Para complementar a análise dos assentamentos, foi ainda avaliado o volume de subsidência (V_s) associado à solução adotada, o qual apresenta um valor de 1,20 m³/m. Este volume foi calculado através da equação 3 [65].

$$V_s = \int_{-\infty}^{+\infty} S_{V,x} \cdot dx \quad (3)$$

Tendo em consideração a área da secção escavada, de 142,68 m², através da equação 4 é possível obter um volume de solo perdido (V_L) de 0,841%, valor que traduz uma perda volumétrica relativamente contida face à dimensão da escavação [66].

$$V_L = \frac{V_s}{A_{\text{Túnel}}} \quad (4)$$

Este resultado indica que, embora existam deformações superficiais relevantes, a solução apresenta um desempenho global coerente em termos de balanço volumétrico, sugerindo que a maior parte da resposta do terreno se manifesta sob a forma de subsidência distribuída.

4.2.3.2. Deslocamentos no contorno da escavação do Modelo Base

As evoluções dos assentamentos acima do coroamento são apresentadas na Figura 56, permitindo relacioná-los com os assentamentos superficiais e analisar a forma como a deformação se propaga ao longo da profundidade.

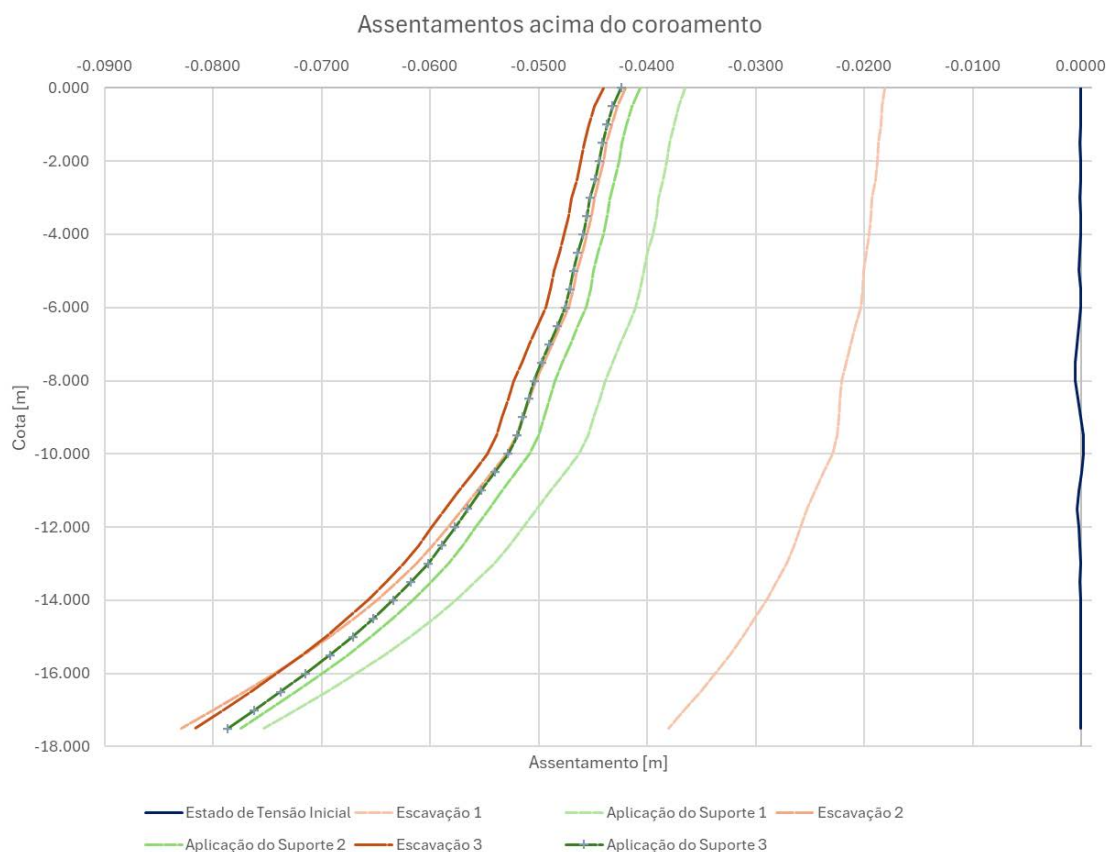


Figura 56 - Assentamentos acima do coroamento para as diferentes fases do Modelo Base

A interpretação do gráfico evidencia a coerência mantida entre os assentamentos à superfície e os assentamentos acima do coroamento, tendo a primeira escavação e a respetiva aplicação de suporte um contributo de aproximadamente 90% dos assentamentos totais. Verifica-se, ainda, que o gradiente de

assentamentos aumenta à medida que se aproxima do coroamento, o que reflete a maior proximidade à zona de escavação e a consequente intensificação da resposta deformacional do maciço. Observa-se, igualmente, um alívio de deformações aquando do fecho da secção, fenómeno que pode ser justificado pelos resultados dos levantamentos verificados na base da escavação, apresentados na Figura 57. Esta resposta traduz uma redistribuição das tensões na zona inferior da secção e a consequente redução da tendência deformacional acima do túnel.

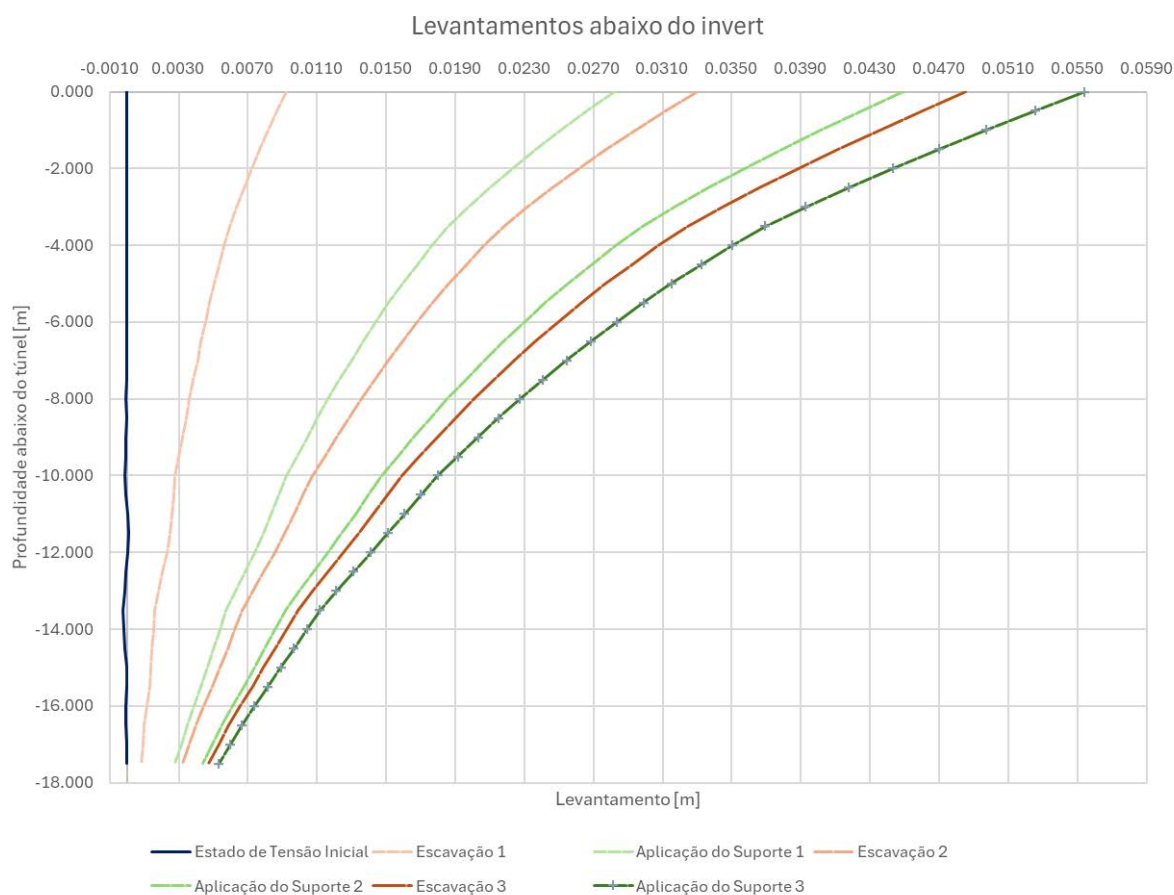


Figura 57 - Levantamentos abaixo do *invert* para as diferentes fases do Modelo Base

A evolução dos levantamentos abaixo do *invert* confirma a tendência de alívio dos deslocamentos no coroamento, em virtude dos valores consideráveis atingidos por estes levantamentos, os quais conduzem a uma redistribuição das tensões no maciço. Nota-se, igualmente, um aumento do gradiente de levantamentos à medida que se aproxima da escavação, pelos mesmos motivos anteriormente referidos.

4.2.3.3. Evolução do estado de tensão do maciço na análise do Modelo Base

Nesta secção, serão também realizadas análises à evolução do estado tensional no maciço, bem como aos esforços mobilizados no suporte. A Figura 58 apresenta a variação das tensões verticais acima do coroamento, permitindo, simultaneamente, comparar a resposta do terreno com a condição correspondente ao estado inicial.

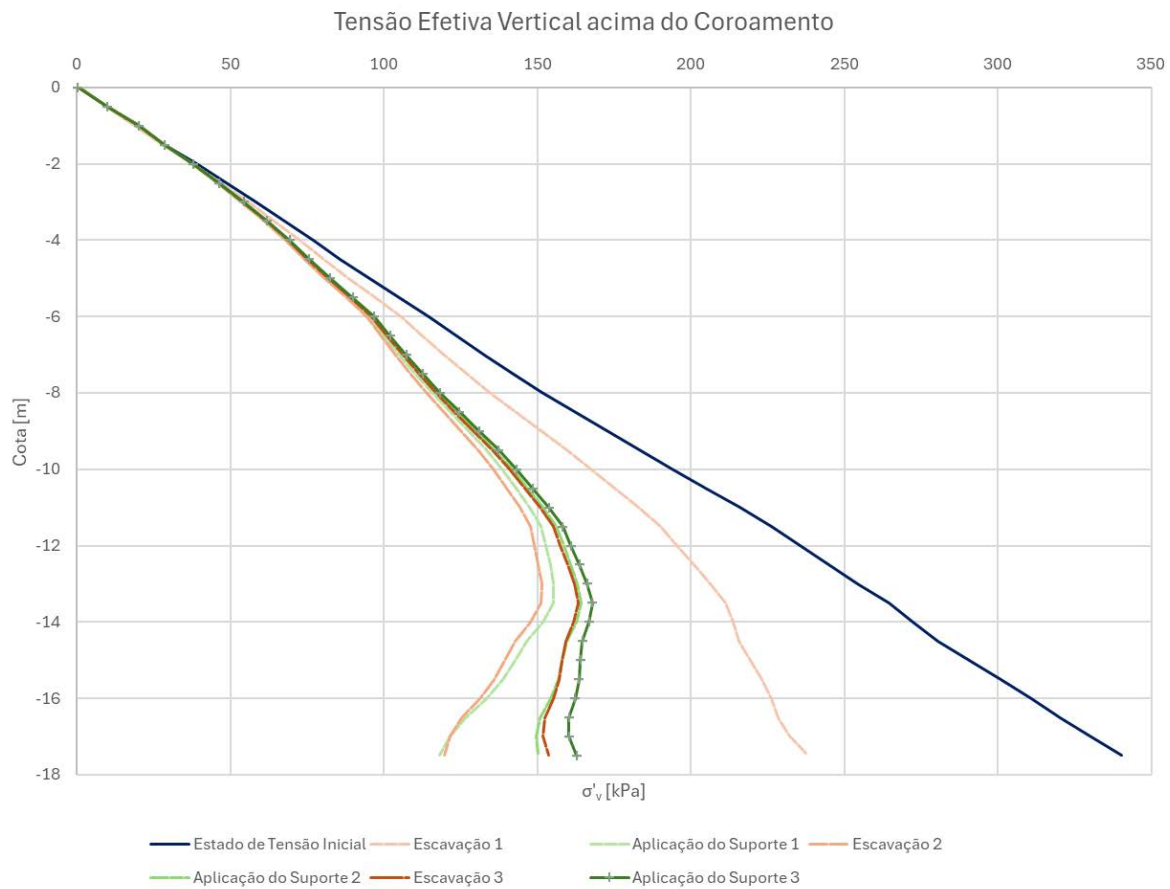


Figura 58 - Evolução das tensões efetivas verticais acima do coroamento para as diferentes fases do Modelo Base

A partir do gráfico, é possível identificar o comportamento esperado do estado de tensão inicial, associado ao peso próprio do maciço, com um aumento linear ao longo da profundidade. Com o avanço da escavação, observa-se um alívio significativo das tensões na primeira fase de escavação e na respetiva aplicação de suporte, seguido de um novo incremento ao longo das fases subsequentes até ao final da construção do túnel. No coroamento, as tensões finais representam cerca de 50% das tensões iniciais, o que evidencia a redução do confinamento provocada pela escavação. Este comportamento encontra-se, assim, em concordância com o representado na Figura 5, apresentada no enquadramento teórico da presente dissertação.

Para complementar a análise do comportamento tensional do maciço ao longo da escavação, a Figura 59 apresenta a evolução das tensões efetivas horizontais acima do coroamento.

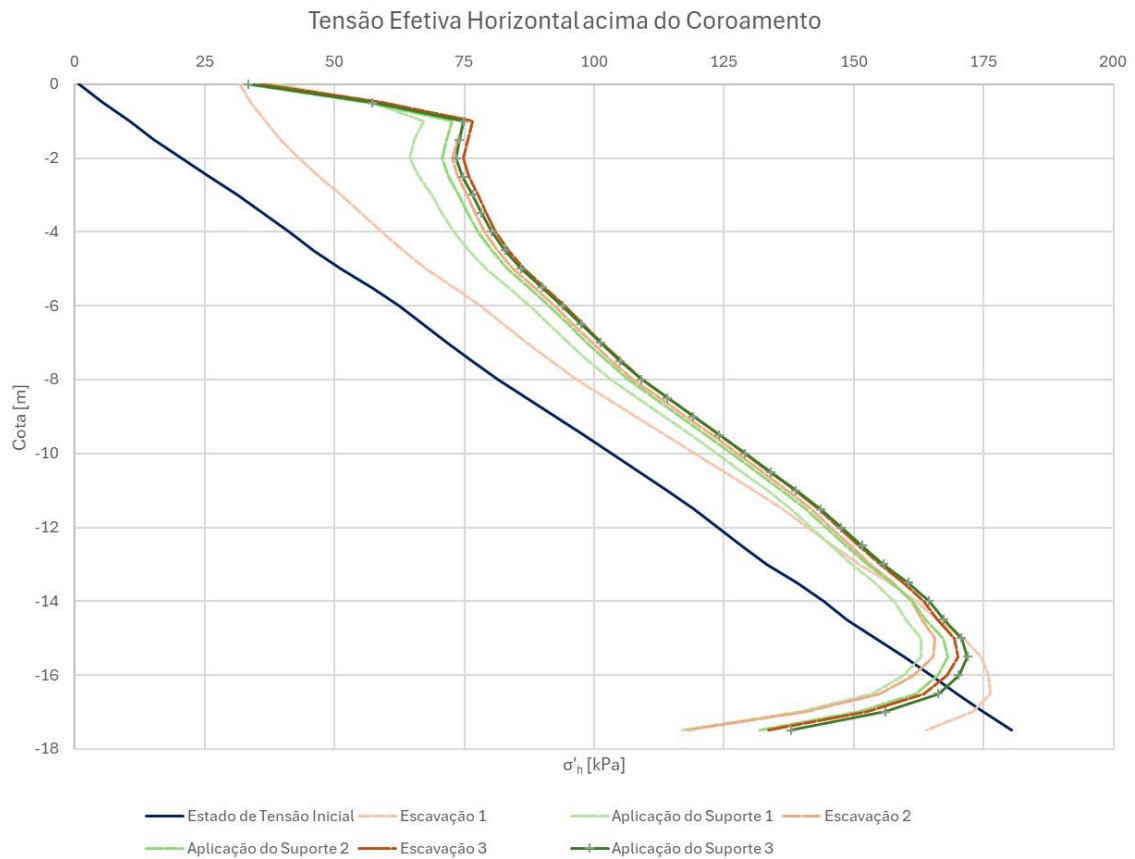


Figura 59 - Evolução das tensões efetivas horizontais acima do coroamento no Modelo Base

A análise do gráfico da tensão efetiva horizontal acima do coroamento evidencia uma redistribuição significativa do estado tensional após a escavação. Em grande parte da coluna de terreno, as tensões horizontais aumentam face ao estado de tensão inicial, o que traduz a mobilização do efeito de arco e a transferência de esforços para as zonas ainda confinadas do maciço. Este incremento é visível desde as cotas mais superficiais até às proximidades do coroamento, onde a influência da escavação se combina com a capacidade resistente do terreno. Em contrapartida, nas proximidades do coroamento, verifica-se uma redução da tensão horizontal relativamente ao ETI, fenómeno associado ao alívio de confinamento gerado pela abertura da cavidade e pela proximidade direta à escavação. Tal diminuição está também associada ao limite de resistência do terreno, evidenciando que nesta zona o maciço está próximo de plastificar.

Por fim, e de modo a complementar e relacionar as duas análises anteriores, apresenta-se a Figura 60, que ilustra a evolução dos coeficientes de impulso, K , que representam a relação entre a tensão efetiva horizontal e a vertical, ao longo das diferentes fases de escavação, permitindo analisar a redistribuição do estado tensional no maciço e a influência do faseamento construtivo no confinamento do terreno. O valor de K é obtido através da equação seguinte.

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (5)$$

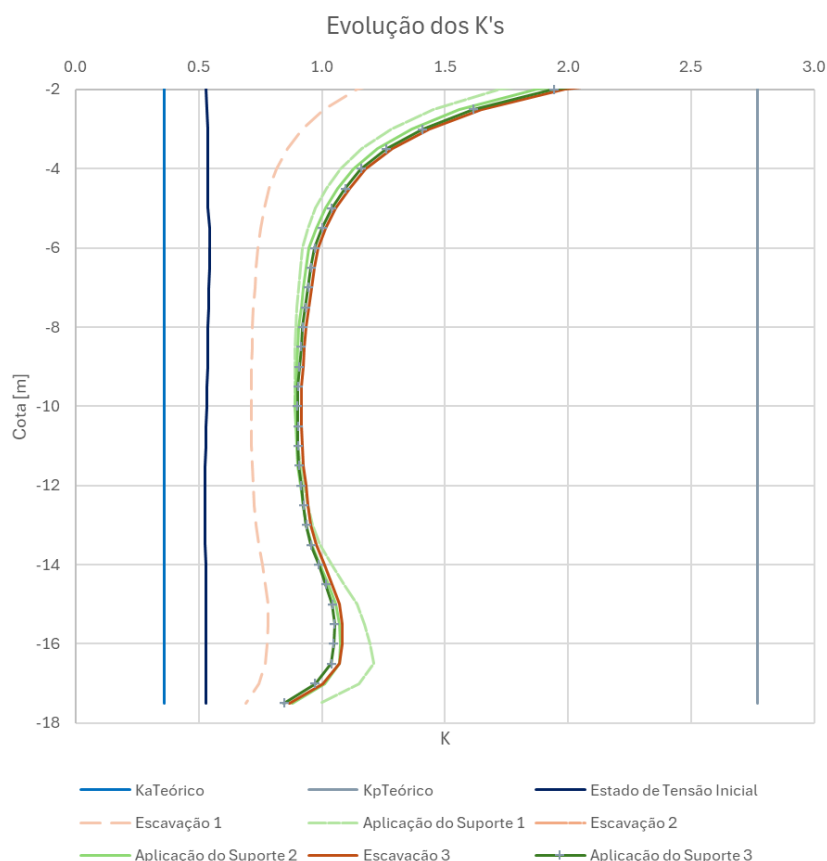


Figura 60 - Evolução do confinamento do maciço acima do coroamento no Modelo Base

A evolução dos coeficientes K evidencia a redistribuição do estado tensional do maciço ao longo das fases de escavação. Na situação inicial, o maciço encontra-se em equilíbrio sob o seu estado natural de confinamento, refletido pelo valor de K_0 correspondente ao repouso. Com o avanço da escavação, verifica-se uma diminuição da tensão vertical efetiva e/ou uma mobilização relativa das tensões horizontais nas zonas mais próximas da cavidade, o que conduz a um aumento do coeficiente K . Este comportamento traduz a redistribuição das tensões no maciço e a intensificação da resposta do terreno nas proximidades da escavação e do suporte.

4.2.3.4. Distribuição dos elementos plastificados no Modelo Base

Para complementar a interpretação da evolução do confinamento, apresentam-se de seguida os mapas de elementos plastificados e de fator de segurança global do modelo. A distribuição dos elementos plastificados permite identificar as zonas do maciço que atingem os critérios de cedência durante as diferentes fases de escavação, enquanto o mapa do *Strength Factor* sintetiza a margem de segurança disponível em cada elemento, relativamente à capacidade resistente do maciço nesse elemento. Em conjunto, estas representações, apresentadas na Figura 61, ajudam a relacionar a redistribuição de tensões com a extensão espacial das zonas plastificadas e com a sua proximidade a uma eventual rotura.

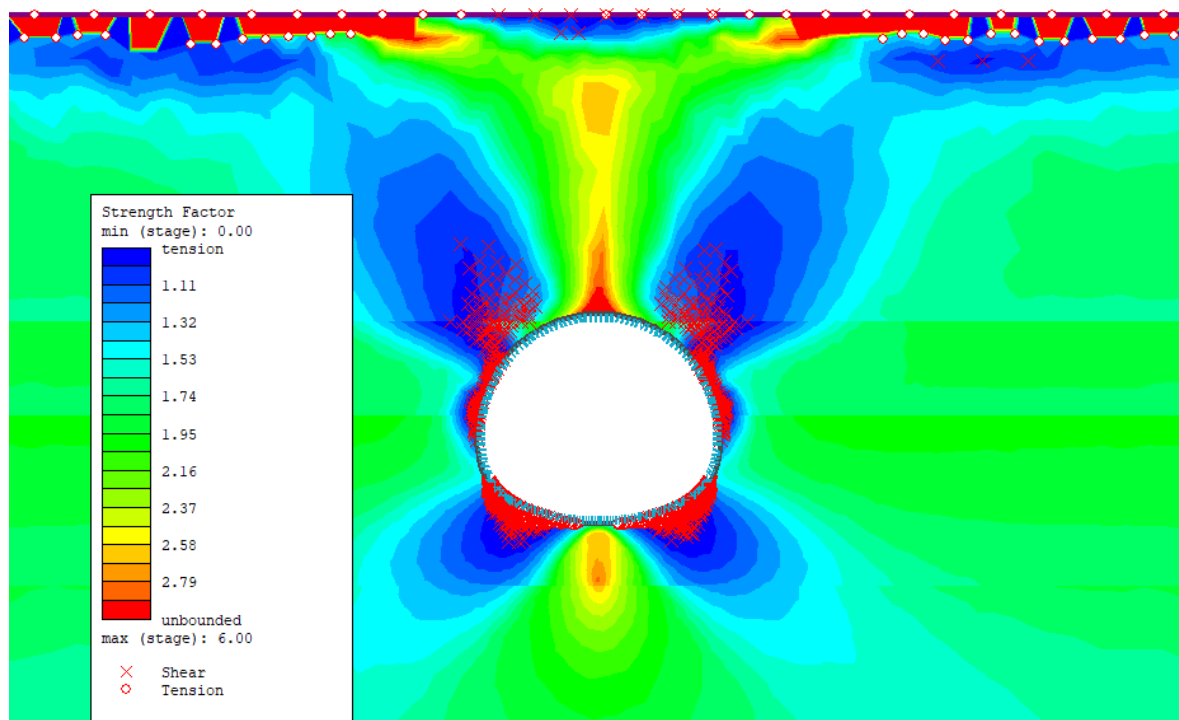


Figura 61 - Distribuição dos elementos plastificados e do *Strength Factor* do Modelo Base

O mapa de distribuição do *Strength Factor* e dos elementos plastificados evidencia a existência de algumas zonas superficiais em risco de rotura por corte. Na envolvente imediata do contorno do túnel observa-se um anel contínuo de redução do fator de segurança, com diversos pontos em cedência por corte e uma faixa adjacente onde o *Strength Factor* assume valores próximos da unidade. Importa salientar que esta zona plastificada não evolui para a formação de “chaminés” de rotura ascendentes até à superfície, ao contrário do que se verificava no primeiro modelo analisado, o que revela uma melhoria significativa do equilíbrio global do maciço e da eficácia do sistema de suporte considerado.

4.2.3.5. Esforços mobilizados no suporte no Modelo Base

De seguida, apresenta-se a análise dos esforços mobilizados no suporte, abrangendo os momentos flectores, os esforços axiais e os esforços transversos, tanto no suporte como na soleira. Esta avaliação permite compreender a resposta estrutural do sistema de contenção ao longo das diferentes fases de escavação, identificando os elementos e as zonas mais solicitadas, bem como a forma como os esforços são redistribuídos em função do avanço da obra e da atuação do terreno.

A análise dos esforços axiais constitui um primeiro passo na avaliação do comportamento estrutural do suporte. No contexto da escavação, a sua evolução ao longo das diferentes fases permite compreender de que forma o suporte vai sendo solicitado à medida que o terreno é descomprimido e que as ações do maciço se redistribuem. Assim, o gráfico apresentado de seguida permite identificar a variação dos esforços axiais no suporte, evidenciando os troços e as fases em que se verifica maior solicitação estrutural. A Figura 62 apresenta os esforços axiais ao longo da escavação no suporte.

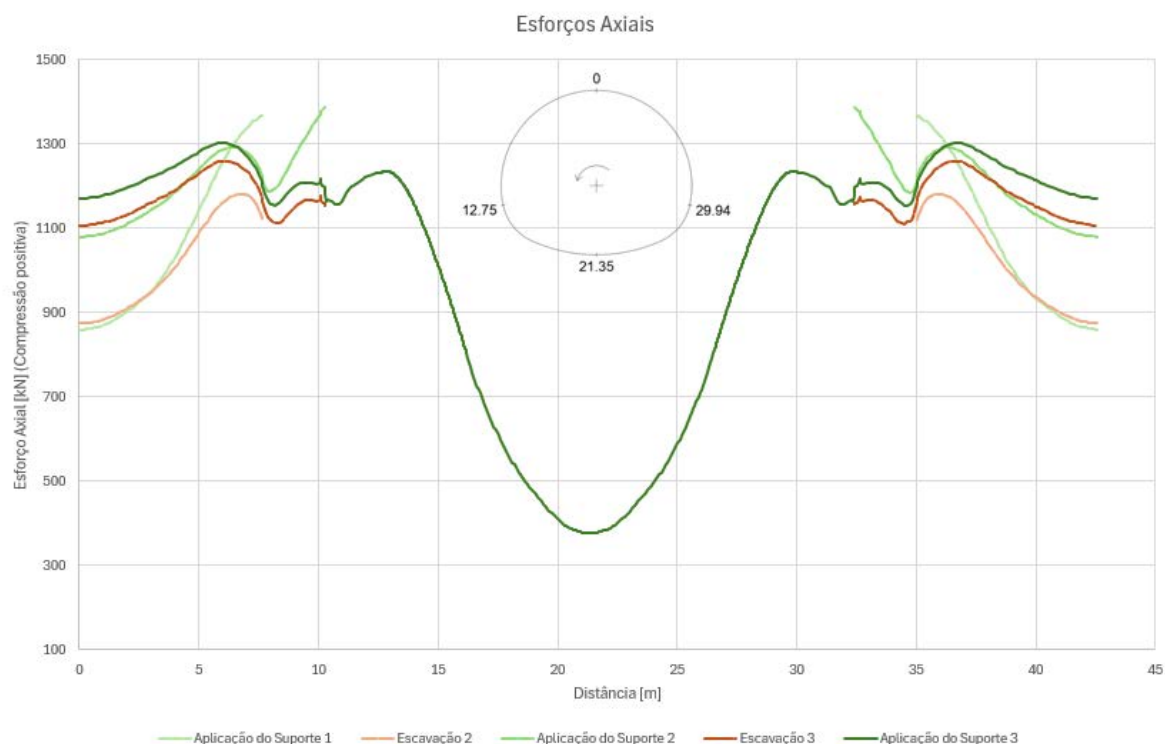


Figura 62 - Distribuição dos esforços axiais no suporte

Da análise da distribuição dos esforços axiais ao longo do desenvolvimento do túnel verifica-se que o suporte se encontra permanentemente solicitado em compressão, com valores máximos da ordem dos 1300 a 1400 kN (5,6 MPa) nas zonas extremas da secção e um mínimo pronunciado na região central do *invert*. A comparação entre as diferentes fases de escavação e aplicação de suporte evidencia que, apesar de ocorrerem variações de intensidade, a forma global da distribuição se mantém, traduzindo uma estabilização progressiva do comportamento axial do revestimento.

Nas soleiras, observam-se picos de esforço axial de compressão nas zonas extremas, com valores da mesma ordem de grandeza que os máximos registados no suporte. Na região intermédia da soleira verifica-se um decréscimo acentuado dos esforços, atingindo valores próximos dos mínimos obtidos no suporte, o que evidencia uma distribuição aproximadamente em “vala”, com maiores compressões junto às ligações aos hasteais e menores compressões na zona central. Este comportamento relaciona-se com a reduzida curvatura das soleiras, que limita a mobilização de esforços axiais e favorece a atuação de esforços de flexão.

A análise dos esforços transversos constitui um complemento essencial à avaliação do comportamento estrutural do suporte, uma vez que estes esforços traduzem as componentes de corte associadas à interação entre o revestimento e o maciço envolvente. No contexto da escavação, a evolução dos esforços transversos ao longo das diferentes fases permite perceber de que forma as irregularidades de carregamento e as descontinuidades geométricas são acomodadas pelo suporte, bem como identificar zonas do suporte mais solicitadas. Deste modo, o gráfico apresentado de seguida permite caracterizar a variação dos esforços transversos no suporte, destacando os troços e as fases em que se verificam incrementos mais significativos de corte. A Figura 63 apresenta a distribuição dos esforços transversos ao longo da escavação no suporte.

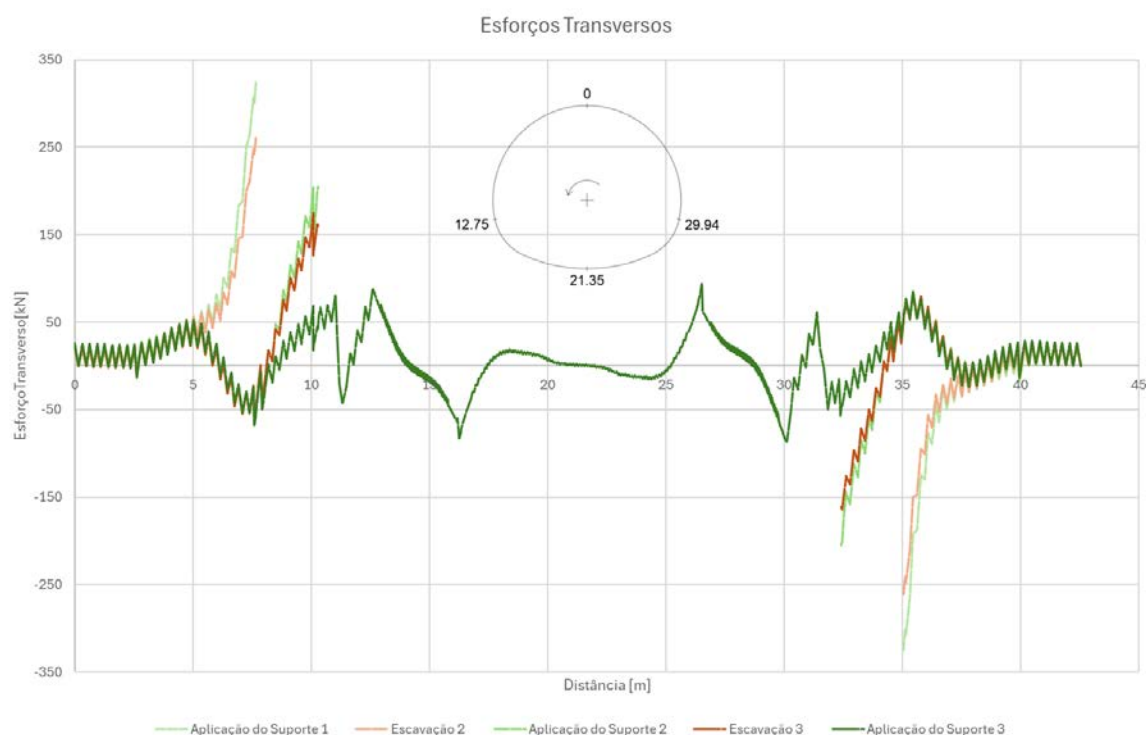


Figura 63 - Distribuição dos esforços transversos no suporte

A distribuição dos esforços transversos ao longo do suporte revela a presença de valores de corte globalmente moderados, com picos localizados junto às zonas de transição entre fases de escavação e aplicação do suporte. Apesar destas variações locais, a amplitude dos esforços transversos mantém-se significativamente inferior à dos esforços axiais, o que confirma que o comportamento estrutural do revestimento é dominado pela compressão e que o corte surge essencialmente associado à redistribuição local das ações do maciço e às descontinuidades geométricas. Este padrão de distribuição dos esforços transversos nas soleiras está, ainda, associado à formação de concentrações de momentos fletores nas zonas de transição e de ligação ao suporte.

De uma forma geral, as soleiras apresentam um comportamento semelhante ao observado no *invert*, verificando-se valores máximos de esforço transversal da ordem dos 200 kN na soleira da meia-seção e valores intermédios, próximos de 100 kN, na soleira da bancada e no *invert*.

Por fim, procede-se à análise dos momentos fletores no suporte e nas soleiras, de modo a avaliar a deformação imposta ao revestimento pela ação do maciço envolvente. A Figura 64 apresenta a distribuição dos momentos fletores ao longo da escavação, distinguindo as diferentes fases construtivas e evidenciando as regiões onde se verificam máximos positivos e negativos mais significativos.

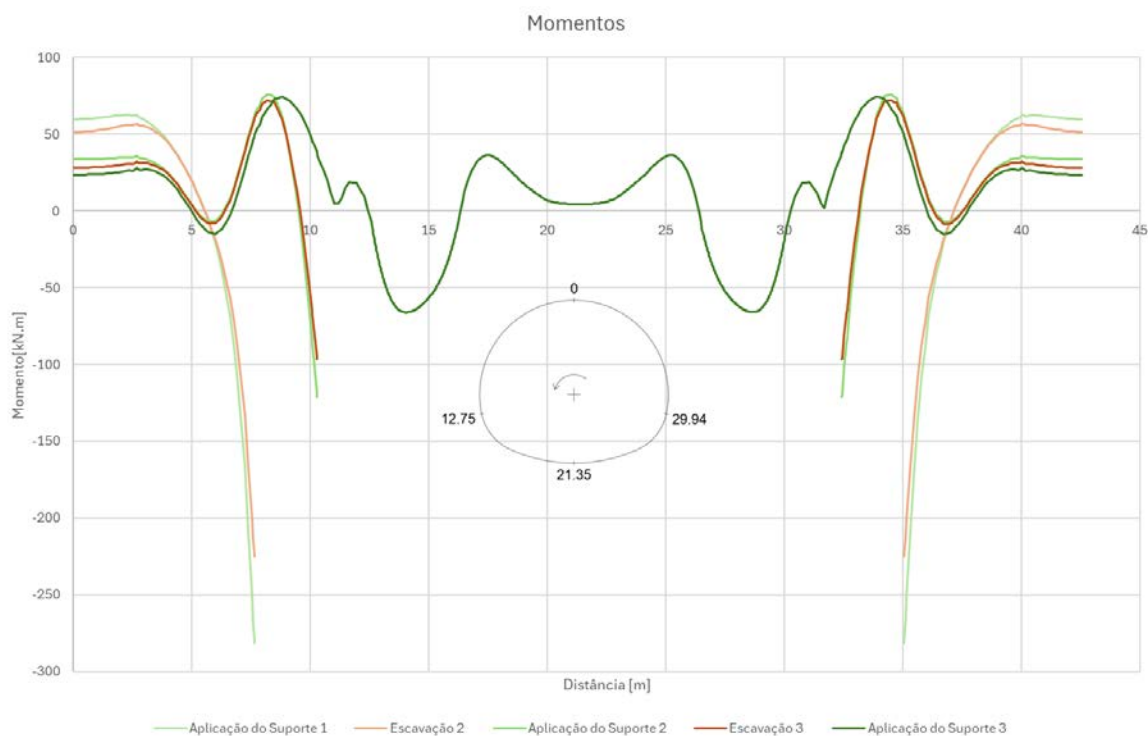


Figura 64 - Distribuição dos momentos fletores no suporte

Da análise da distribuição dos momentos fletores ao longo do suporte verifica-se a existência de picos bem definidos nos hastesais, correspondentes às zonas onde o revestimento termina e faz ligação à soleira nas fases intermédias de escavação, e, na fase final, na região de transição para o *invert*. Estes máximos de momento estão relacionados com descontinuidades de rigidez e de apoio: nos hastesais, o suporte comporta-se transitoriamente como uma consola encastrada no maciço, concentrando a curvatura na extremidade livre, enquanto na ligação ao *invert* ocorre uma mudança brusca de geometria e de rigidez, associada à transferência de esforços entre o hastegal e o *invert*. Entre estas zonas, os momentos apresentam valores significativamente mais reduzidos, o que confirma que o comportamento global do suporte provisório é dominado pela compressão axial, sendo a flexão mobilizada sobretudo de forma localizada nas regiões de transição estrutural.

Nas soleiras, observa-se um diagrama de momentos fletores com forma semelhante ao obtido para a *invert* da secção, destacando-se valores máximos de momento positivo da ordem dos 120 kN.m na soleira da meia-secção e de 55 kN.m na soleira da bancada. No que respeita aos momentos negativos, os picos situam-se em torno de -275 kN.m e -125 kN.m, respetivamente. No centro da soleira o momento fletor diminui até um valor próximo de 0, em concordância com a figura anterior. Esta distribuição confirma que as soleiras participam ativamente no funcionamento em anel do revestimento, mobilizando flexão sobretudo nas zonas de transição e de ligação ao suporte.

4.3. SÍNTESE DOS RESULTADOS DA ANÁLISE BIDIMENSIONAL

Em síntese, a análise bidimensional efetuada permitiu caracterizar os deslocamentos induzidos pela escavação, evidenciando assentamentos moderados na superfície e movimentos compatíveis com a capacidade de deformação do maciço e do sistema de suporte considerado. A distribuição dos deslocamentos no maciço evidencia que as maiores deformações se concentram na zona situada acima do túnel, em particular na área de menor cobertura, enquanto os valores obtidos se mantêm dentro de uma ordem de grandeza considerada aceitável para o tipo de obra em estudo.

As zonas críticas do túnel identificadas nesta fase correspondem essencialmente aos encontros entre o arco e as soleiras e às regiões onde o suporte termina nas fases intermédias de escavação, onde se verificam concentrações de deformações e esforços internos mais significativos. A análise dos mapas de elementos plastificados e do *Strength Factor* mostra que a plastificação do maciço se concentra num anel relativamente estreito em torno do contorno do túnel, mantendo-se limitada e sem formação de mecanismos de rotura progressiva até à superfície, o que confirma a estabilidade global da solução à escala desta modelação.

No conjunto, os resultados da modelação 2D indicam que a secção de suporte adotada é, à escala desta análise, adequada para controlar os movimentos de terreno, justificando a sua utilização como base de partida para a subsequente análise tridimensional do comportamento do túnel.

5

ANÁLISE TRIDIMENSIONAL

5.1. ENQUADRAMENTO DA MODELAÇÃO TRIDIMENSIONAL

A modelação tridimensional assume, no presente estudo, um papel central na avaliação do comportamento do túnel, uma vez que permite reproduzir de forma mais realista os efeitos longitudinais associados ao faseamento construtivo, à escavação da frente e à interação entre o maciço e o sistema de suporte. Ao contrário das análises bidimensionais, a formulação 3D capta a variação espacial das tensões e das deformações ao longo do avanço da obra, constituindo assim uma referência mais adequada para a representação do comportamento global do maciço.

O enquadramento aqui apresentado visa, por isso, estabelecer a base de comparação entre os modelos 2D e 3D, focando-se na resposta deformacional do maciço, na distribuição de tensões e no comportamento dos elementos de suporte. Esta comparação permitirá, em última instância, aferir a adequação das simplificações adotadas na análise bidimensional e fundamentar a calibração dos respetivos fatores de alívio de tensões.

5.1.1. ESTRATÉGIA DE MODELAÇÃO E ANÁLISE TRIDIMENSIONAL

A estratégia de modelação adotada teve como objetivo compreender o comportamento da escavação em termos tridimensionais, procurando reproduzir de forma mais fiel os efeitos longitudinais e a interação entre o maciço e o sistema de suporte. Neste contexto, optou-se pela aplicação de um guarda-chuva no coroamento do túnel, conforme definido em projeto pela empresa, em substituição do fator de alívio de tensões utilizado nas análises bidimensionais. Esta opção permitiu representar de forma mais realista o reforço prévio da frente de escavação e a sua influência na redistribuição de tensões e na deformabilidade do maciço. A estratégia de modelação adotada encontra-se sintetizada na Figura 65.

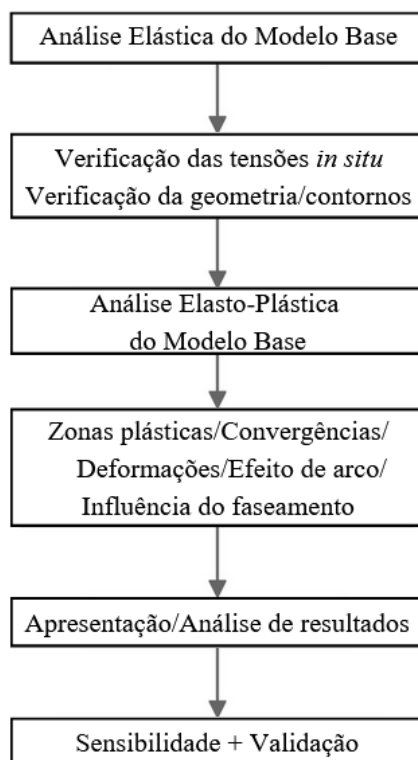


Figura 65 - Estratégia de modelação tridimensional

A modelação tridimensional foi desenvolvida a partir do Modelo Base, tendo-se iniciado com uma análise elástica, utilizada como etapa preliminar de verificação dos resultados e de confirmação da consistência global do modelo. Após a validação do comportamento elástico, avançou-se para uma análise plástica, na qual foram avaliadas as deformações do maciço, a extensão das zonas plastificadas, os elementos em rotura, a influência do faseamento construtivo adotado para a escavação e o desenvolvimento do efeito de arco. Por fim, os resultados obtidos foram analisados e validados por comparação com os correspondentes resultados da análise bidimensional do Modelo Base, permitindo aferir o grau de representatividade da abordagem tridimensional.

A análise elástica do modelo base foi realizada numa fase preliminar, em virtude do peso computacional do modelo e de algumas dificuldades de convergência observadas, com o objetivo de servir de referência e de calibração para a posterior análise plástica. A partir deste ponto, as análises desenvolvidas passam a ter como base a análise plástica, uma vez que a análise elástica deixa de ser relevante para a interpretação dos resultados do presente estudo.

5.1.2. CARATERÍSTICAS GERAIS DO MODELO TRIDIMENSIONAL

O domínio tridimensional adotado foi definido de forma a minimizar efeitos de fronteira e a garantir que a resposta obtida fosse representativa do comportamento do sistema em estudo. Assim, modelou-se um túnel com 50 m de comprimento, inserido num maciço com 70 m de largura e 70 m de comprimento, como se observa na Figura 70. Estas dimensões foram consideradas adequadas para acomodar a zona de influência da escavação e o desenvolvimento das perturbações induzidas no terreno.

A modelação tridimensional foi estruturada com um faseamento construtivo detalhado, composto por 153 fases, permitindo representar com maior rigor a evolução da escavação e da instalação dos diferentes

elementos de suporte. O faseamento construtivo foi definido de forma integral para cada secção de escavação, adotando-se incrementos longitudinais de 1 m ao longo do avanço. Assim, a escavação da meia-seção foi executada faseadamente, em troços sucessivos de 1 m, até perfazer os 50 m de comprimento do túnel. Posteriormente, procedeu-se de igual modo para a bancada e, numa fase final, para o *invert*, garantindo-se a sequência construtiva prevista para o modelo. O suporte foi aplicado na fase imediatamente subsequente à escavação de cada troço, e a soleira foi removida aquando da escavação da secção análoga inferior, em conformidade com o comportamento esperado do sistema estrutural ao longo do avanço. A Figura 66 apresenta um corte longitudinal deste faseamento numa fase intermédia da escavação da bancada enquanto a Figura 67 apresenta o corte transversal da mesma fase.

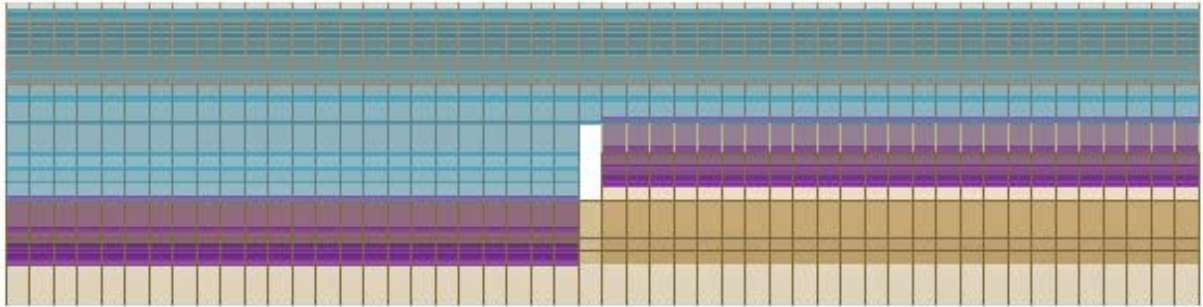


Figura 66 - Faseamento da escavação e respetiva aplicação do suporte do túnel (Corte longitudinal)

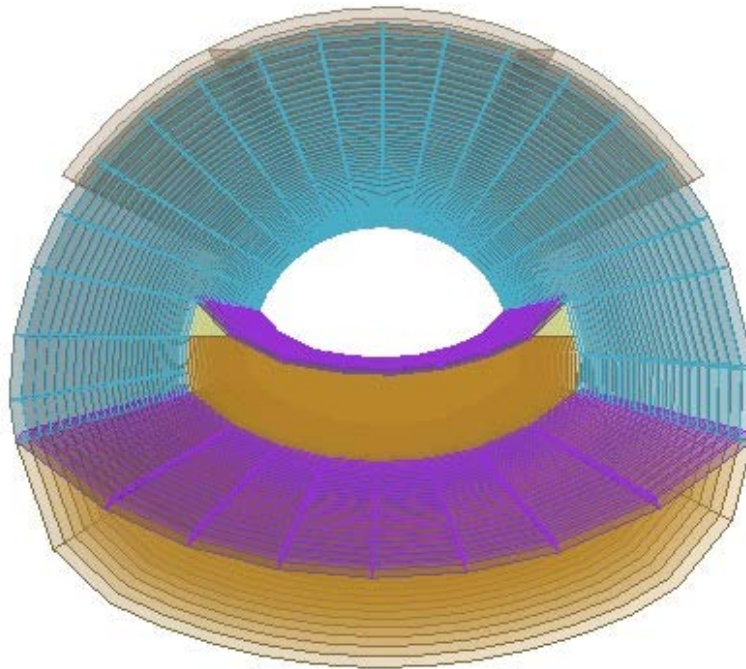


Figura 67 - Faseamento da escavação e respetiva aplicação do suporte do túnel (Corte transversal)

Por fim, a Figura 68 apresenta uma vista em perspetiva da mesma fase de escavação do túnel, permitindo uma melhor perceção espacial da geometria da escavação.

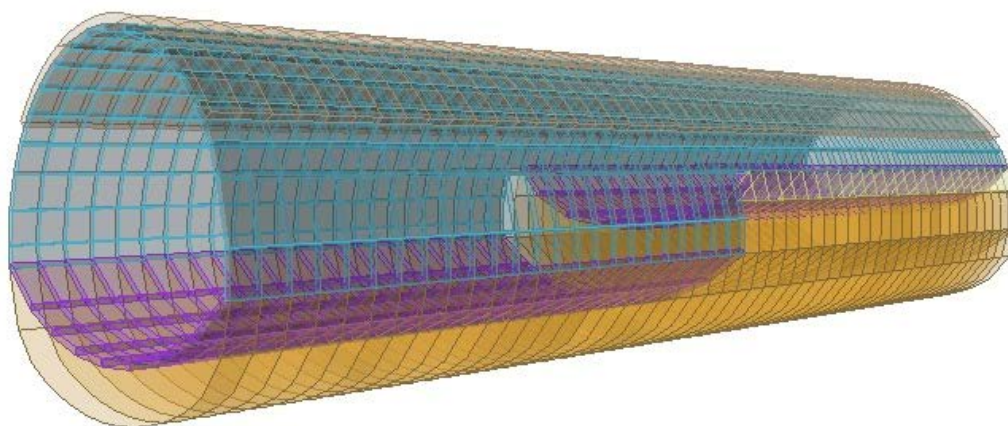


Figura 68 - Perspetiva tridimensional da escavação faseada e respetivo suporte

No que respeita ao Guarda-Chuva, este foi modelado, conforme definido em projeto, através da substituição progressiva de solo por *Jet-Grout*, mantendo-se sempre um avanço de 8 m relativamente à frente de escavação da meia-seção. Para tal, a modelação iniciou-se com a substituição inicial de 8 m de solo por *Jet-Grout*, adotando-se para este material um módulo de elasticidade de 2 GPa e um comportamento elástico. À medida que a escavação avançava, em cada nova fase da meia-seção, procedia-se à substituição de 1 m adicional de solo por *Jet-Grout*, assegurando-se assim a manutenção constante do comprimento de avanço de 8 m e a representação contínua do efeito de reforço prévio da frente de escavação.

As propriedades atribuídas ao betão projetado, bem como as características geotécnicas associadas aos diferentes tipos de solo que constituem o maciço, foram mantidas idênticas às adotadas no capítulo anterior. De igual modo, a estratificação do maciço foi definida segundo o mesmo critério previamente estabelecido, assegurando a consistência entre as análises bidimensionais e tridimensionais.

Acrescenta-se ainda que o modelo foi discretizado com cerca de 267 000 elementos, permitindo uma representação numérica suficientemente refinada da geometria e do comportamento do maciço. A malha é apresentada na Figura 69.

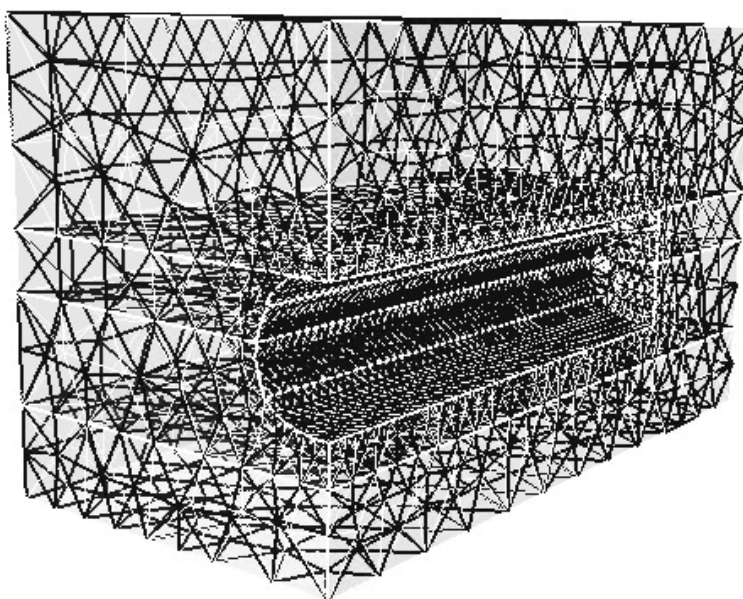


Figura 69 - Malha tridimensional do modelo numérico

A Figura 70 evidencia o domínio tridimensional adotado, a geometria do túnel e a representação estratificada do maciço, com as diferentes camadas geotécnicas distribuídas ao longo da profundidade. Observa-se ainda que o domínio envolvente foi suficientemente alargado para minimizar efeitos de fronteira, assegurando uma resposta mais representativa do comportamento do terreno e da escavação. É possível identificar, no contorno da escavação, o suporte em betão projetado, representado a azul, e a soleira temporária, assinalada a roxo.

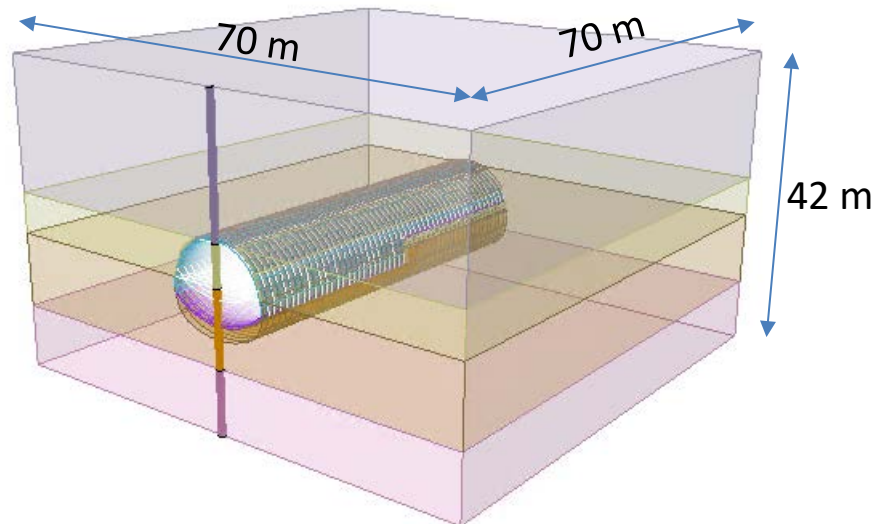


Figura 70 - Modelo tridimensional do túnel, estratificação e dimensões do maciço

A Tabela 8 resume as principais características da modelação de cada secção, facilitando a sua compreensão.

Tabela 8 - Características principais da modelação de cada secção do modelo tridimensional

Modelo estudado	Secção	Tipo de análise	Caraterísticas principais
Modelo Base Tridimensional	Guarda-Chuva	Plástica	Passo de avanço de 1 m; 8 m de sobreposição em relação à meia-secção
	Meia-Secção		Passo de avanço de 1 m; aplicação de soleira temporária após a escavação
	Bancada		Passo de avanço de 1 m; aplicação de soleira após a escavação; remoção da soleira temporária anterior
	Invert		Passo de avanço de 1 m; remoção da soleira temporária anterior

Definidas as condições de modelação e assegurada a coerência entre os parâmetros adotados, passa-se de seguida à análise do comportamento do modelo tridimensional, com particular enfoque na resposta plástica do maciço, bem como na influência do faseamento construtivo e do sistema de suporte.

5.2. ANÁLISE DO MODELO

Após a definição da estratégia de modelação e a parametrização do domínio tridimensional, procede-se à avaliação do comportamento do modelo. Nesta fase, o foco recai sobre o regime plástico, no qual se examinam as deformações do maciço, a extensão das zonas plastificadas, a formação de elementos em rotura e a influência do sistema de suporte no controlo da resposta da escavação.

Desta forma, a interpretação dos resultados obtidos permite caracterizar de forma mais rigorosa o desempenho do modelo tridimensional e estabelecer a comparação com a análise bidimensional anteriormente desenvolvida.

5.2.1. ASSENTAMENTOS SUPERFICIAIS

Começou-se por analisar os assentamentos à superfície numa secção a 25 m do emboquilhamento, por ser a secção a meio da escavação com resultados estabilizados. Escolheram-se as fases 53, 103 e 153, correspondentes, respetivamente, ao final da escavação da meia secção, ao final da bancada e ao final do *invert*, conforme ilustrado na Figura 71, com o objetivo de comparar estes resultados com os obtidos no modelo bidimensional. Esta comparação permite avaliar as diferenças associadas à consideração dos efeitos tridimensionais, nomeadamente ao nível da redistribuição de tensões, da influência do avanço da escavação e da contribuição de cada secção para o assentamento total, contribuindo para uma melhor compreensão do comportamento do maciço envolvente e da precisão dos modelos utilizados.

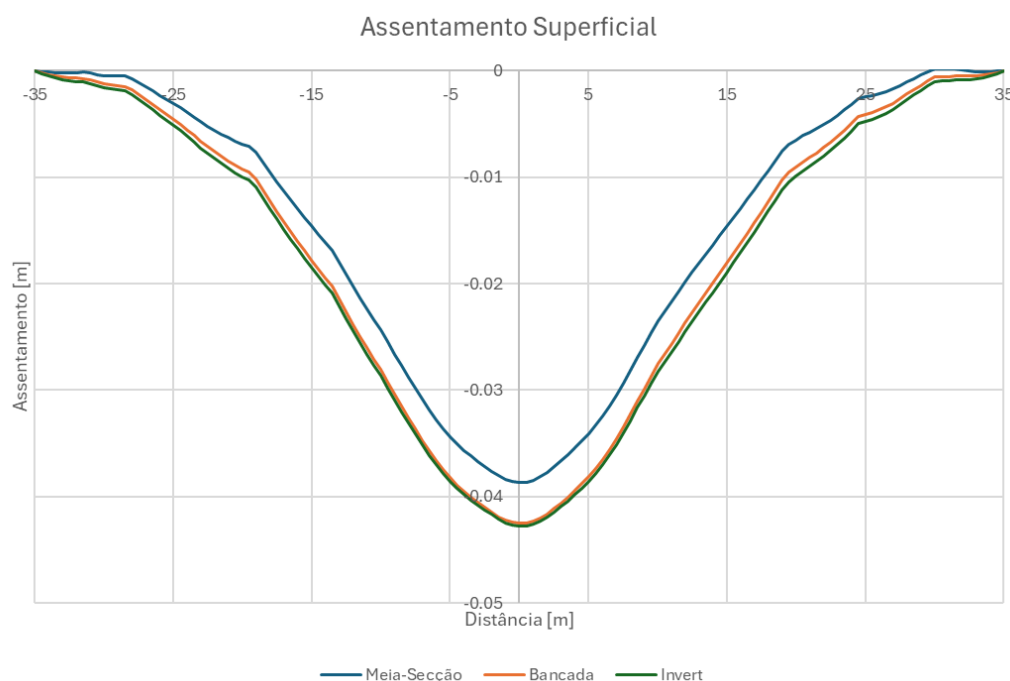


Figura 71 – Curva de subsidência do Modelo Base na análise tridimensional

Observa-se no gráfico uma distribuição de assentamentos superficial semelhante à obtida na análise bidimensional, com um valor máximo da ordem dos 4,3 cm. Este valor é muito próximo do resultado previamente obtido, de 4,5 cm, demonstrando uma boa coerência entre os modelos e sugerindo que a influência da formulação tridimensional se traduz apenas em variações ligeiras na magnitude dos assentamentos. Adicionalmente, verifica-se que os fatores de alívio adotados produzem uma correspondência quase exata com o assentamento superficial final calculado, evidenciando que a parametrização adotada é adequada para reproduzir o comportamento global do maciço.

Constata-se que a escavação da meia secção é responsável pela maior parcela dos assentamentos superficiais, o que demonstra que esta fase corresponde ao principal momento de libertação de tensões no maciço. De facto, é nesta etapa que ocorre a abertura inicial da secção e, consequentemente, a maior redistribuição de tensões para as zonas adjacentes, originando a formação da bacia de subsidência mais significativa.

Na passagem para a escavação da bancada observa-se apenas um acréscimo ligeiro dos assentamentos, indicando que parte relevante da deformação já se encontrava mobilizada na fase anterior. Este comportamento é coerente com o facto de a bancada atuar, em termos globais, como uma fase de escavação intermédia, em que o maciço já sofreu uma descompressão considerável e passa a apresentar uma resposta menos marcada. Além disso, a área escavada é muito menor, correspondendo, portanto, a um menor alívio de tensões.

Por fim, entre o final da escavação da bancada e o final da escavação do *invert* verifica-se uma diferença praticamente nula nos assentamentos superficiais, o que sugere que a contribuição adicional desta última fase para a deformação à superfície é residual. Tal facto pode ser justificado porque, nessa altura, a maior parte da redistribuição de tensões já ocorreu nas fases anteriores, ficando a escavação do *invert* associada sobretudo ao fecho da geometria da secção e à correção local da resposta deformacional, sem alteração significativa da subsidência global.

Por fim, o comportamento dos deslocamentos revela uma estabilização dos assentamentos a cerca de 35 m do eixo do túnel, indicando que a bacia de subsidência se encontra confinada nessa extensão e que efeitos adicionais fora desse intervalo são desprezáveis para a avaliação de impactos superficiais.

5.2.2. DESLOCAMENTOS NO CONTORNO DA ESCAVAÇÃO

Após a análise dos assentamentos à superfície, procede-se à avaliação dos deslocamentos no contorno da escavação, nomeadamente dos assentamentos no coroamento e dos levantamentos no *invert*. Esta análise permite caracterizar a resposta deformacional num ponto localizado a 25 m do portal, para o qual se admite que a influência do emboquilhamento e da extremidade final do túnel na modelação seja desprezável.

Em seguida, os valores dos assentamentos no coroamento e dos levantamentos no *invert* ao longo das diferentes fases de escavação foram compilados no mesmo gráfico, apresentado na Figura 72, com vista a facilitar a interpretação da influência dos levantamentos no *invert* na magnitude dos assentamentos no topo do túnel.

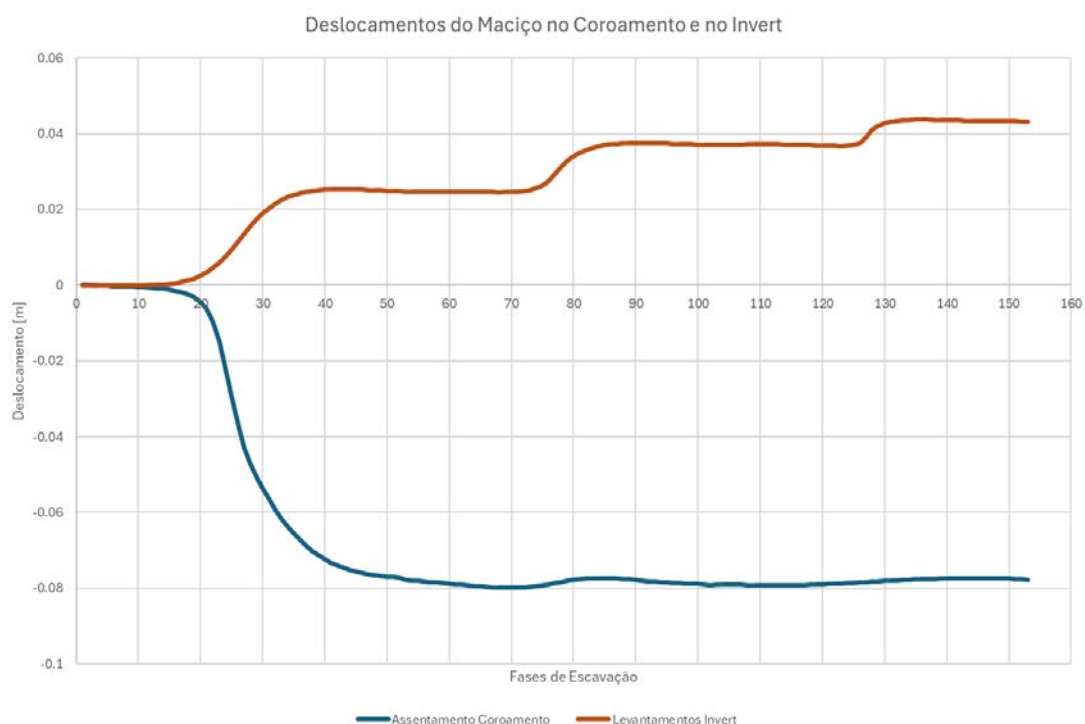


Figura 72 - Deslocamentos verticais do maciço no coroamento e no *invert*

A análise do gráfico evidencia uma clara diferenciação entre as três fases de escavação, particularmente devido à evolução dos levantamentos no *invert*. Durante a escavação da meia-seção, o assentamento no topo do túnel não atinge uma estabilização imediata, registrando-se, à medida que a escavação progride até aos 50 m, um valor de 7,8 cm. Na fase de escavação da bancada, este valor aumenta ligeiramente até cerca de 8,0 cm quando se atinge a secção análoga aos 25 m, verificando-se de seguida um alívio de aproximadamente 0,3 cm. Posteriormente, à medida que a frente de escavação se afasta cerca de um diâmetro, observa-se novo assentamento, estabilizando o coroamento em torno dos 7,9 cm. Finalmente, durante a escavação do *invert*, regista-se um novo alívio dos deslocamentos, conduzindo a um assentamento final de cerca de 7,7 cm.

A não estabilização dos assentamentos durante a escavação da meia secção, bem como os alívios observados nas fases subsequentes de escavação, relacionam-se com o significativo desenvolvimento dos levantamentos no *invert* ao longo da execução do túnel. No final da escavação da meia secção, estes levantamentos atingem cerca de 2,5 cm, aumentando para 3,7 cm no término da escavação da bancada e ascendendo a aproximadamente 4,3 cm no final da escavação do *invert*. Este comportamento evidencia que a deformação do contorno da escavação não é governada apenas pela subsidência no coroamento, mas também pela resposta do fundo da escavação, cuja movimentação ascensional contribui para a redistribuição das tensões no maciço e para a redução das deformações verticais superiores.

Assim, os alívios registados nos assentamentos refletem a interação entre a evolução da frente de escavação e a deformabilidade do maciço envolvente, sendo particularmente influenciados pela libertação progressiva de tensões e pela menor restrição ao movimento na zona inferior da secção.

Os assentamentos no coroamento apresentam o comportamento esperado e são compatíveis com os obtidos na análise bidimensional. A pequena discrepância entre os valores resulta das diferenças entre as duas formulações, sendo a análise tridimensional mais representativa da distribuição espacial das

tensões e do faseamento construtivo. Já no *invert*, os levantamentos previstos pelo modelo tridimensional são inferiores aos obtidos no modelo bidimensional, o que sugere que o fator de alívio adotado para esta fase de escavação terá sido mais elevado que o adequado, conduzindo a uma resposta deformacional mais intensa do que a expectável.

Foi também avaliado o perfil longitudinal de assentamentos no coroamento do túnel no final da construção, representado na Figura 73.

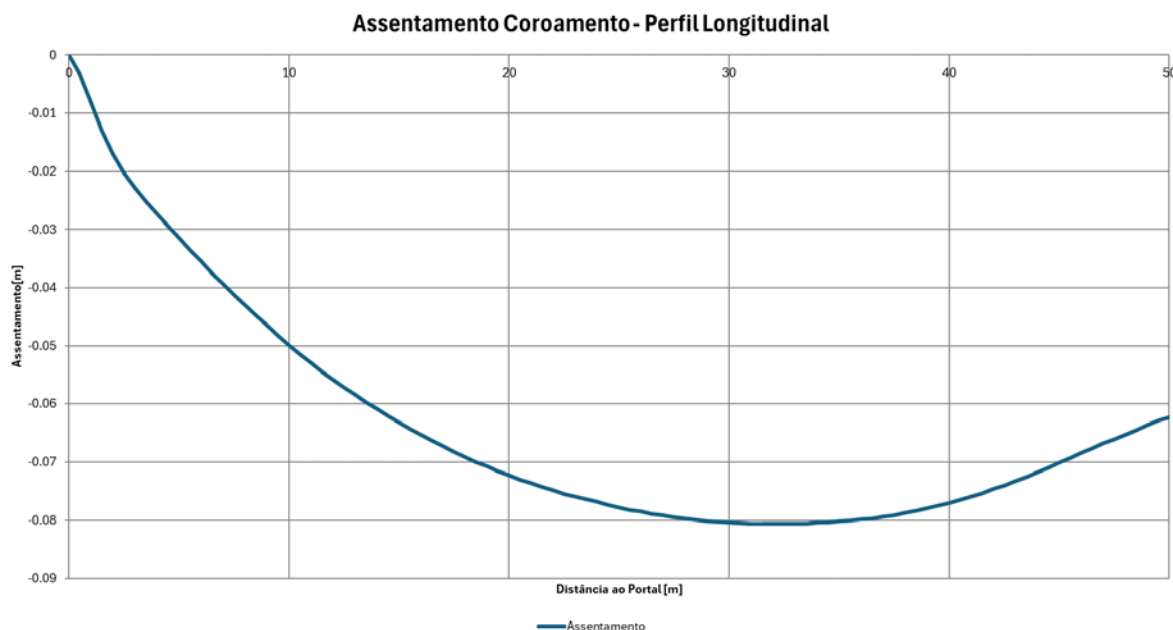


Figura 73 - Perfil longitudinal de assentamentos no coroamento do túnel

O gráfico mostra um assentamento nulo junto ao portal, o que é coerente com a presença de medidas de estabilização inicial, nomeadamente betão projetado e pregagens, que reforçam a zona de emboquilhamento e limitam as deformações imediatas do maciço. Acresce que, no modelo numérico, as deformações verticais nestas secções foram restringidas, o que justifica a inexistência de deslocamentos nessa zona. À medida que se avança para o interior do túnel, observa-se um aumento progressivo dos assentamentos, refletindo a crescente influência da escavação e a redistribuição das tensões no terreno envolvente.

O valor máximo de aproximadamente 8 cm é atingido aproximadamente aos 34 m de distância do portal, após os quais se verifica uma ligeira diminuição dos deslocamentos. Este comportamento sugere que, na frente de escavação final, a redistribuição de tensões ainda não se encontra completamente desenvolvida, o que recomendaria o desenvolvimento de um modelo mais longo, para se encontrar a completa estabilização. Não obstante, a diferença entre os deslocamentos registados aos 25 m e o valor máximo observado é pouco significativa.

5.2.3. EVOLUÇÃO DAS TENSÕES NO COROAMENTO DO TÚNEL

No presente ponto procede-se à análise da evolução das tensões no coroamento do túnel ao longo das diferentes fases de escavação, com o objetivo de avaliar a redistribuição de tensões induzida pelo avanço da obra e a resposta do maciço em torno da cavidade. Para tal, é apresentado na Figura 74 o registo da

variação das tensões verticais e horizontais no coroamento, permitindo identificar as alterações mais significativas associadas a cada fase construtiva e compreender o comportamento deformacional local da escavação.

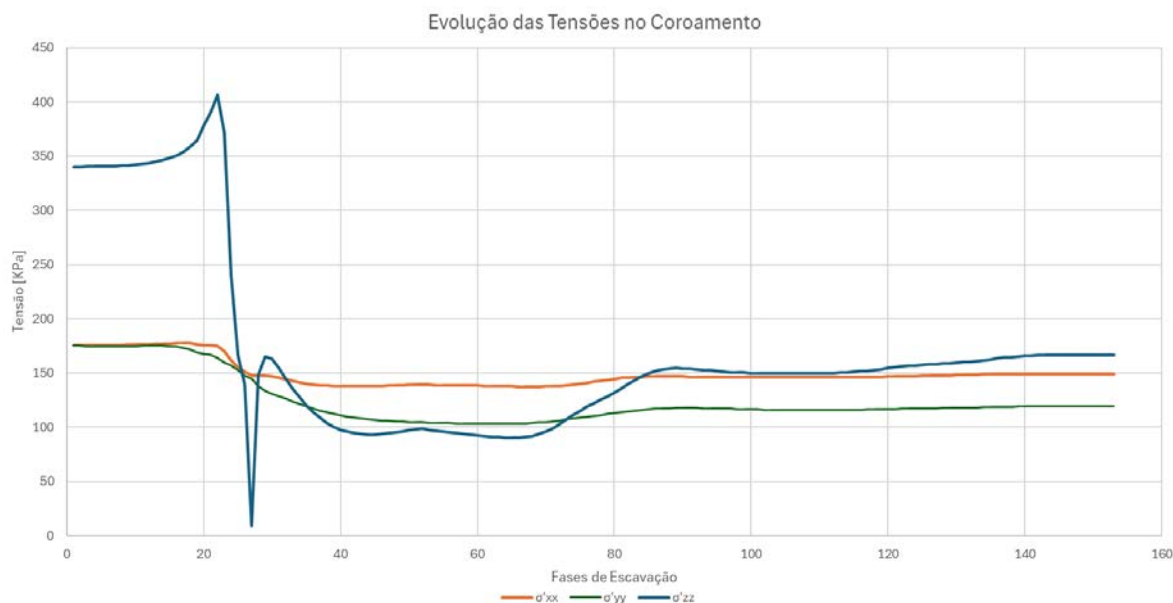


Figura 74 - Evolução das tensões efetivas no coroamento do túnel

O gráfico evidencia, para as tensões efetivas verticais (σ'_{zz}), o comportamento esperado e já descrito no enquadramento teórico desta dissertação. Observa-se um ligeiro aumento das tensões à medida que a frente de escavação se aproxima da secção analisada, seguido de uma redução acentuada quando o ponto deixa de estar confinado no momento da escavação da secção. Posteriormente, verifica-se uma recuperação parcial das tensões, embora estas permaneçam abaixo dos valores iniciais, o que reflete a redistribuição de tensões provocada pela escavação e pela interação com o suporte instalado. Este comportamento é compatível com a libertação progressiva de confinamento no maciço e com a transferência de carga para as zonas adjacentes, particularmente para o suporte já instalado.

Relativamente às tensões efetivas horizontais, observa-se uma redução global ao longo do avanço da escavação, em resultado da descompressão induzida pela abertura da secção. As tensões horizontais transversais (σ'_{xx}), representadas a laranja, evidenciam uma diminuição mais marcada na proximidade da frente de escavação, estabilizando posteriormente em valores inferiores aos iniciais e registando apenas uma ligeira recuperação nas fases correspondentes à escavação da bancada e do *invert*. Este comportamento é semelhante ao obtido na análise bidimensional.

Por sua vez, as tensões horizontais longitudinais (σ'_{yy}), representadas a verde, apresentam uma evolução mais gradual e distribuída ao longo da direção de avanço, o que reflete a influência dos efeitos tridimensionais e da redistribuição progressiva das tensões no maciço. Em termos gerais, verifica-se que as tensões transversais são mais sensíveis à passagem da frente de escavação, enquanto as longitudinais tendem a estender-se por uma maior extensão do túnel.

Para complementar estes resultados, apresenta-se na Figura 75 o gráfico da evolução do coeficiente de impulso em repouso ao longo da escavação, incluindo também as linhas correspondentes aos coeficientes de impulso ativo (K_a) e passivo (K_p), de modo a enquadrar a variação observada no estado tensional do maciço.

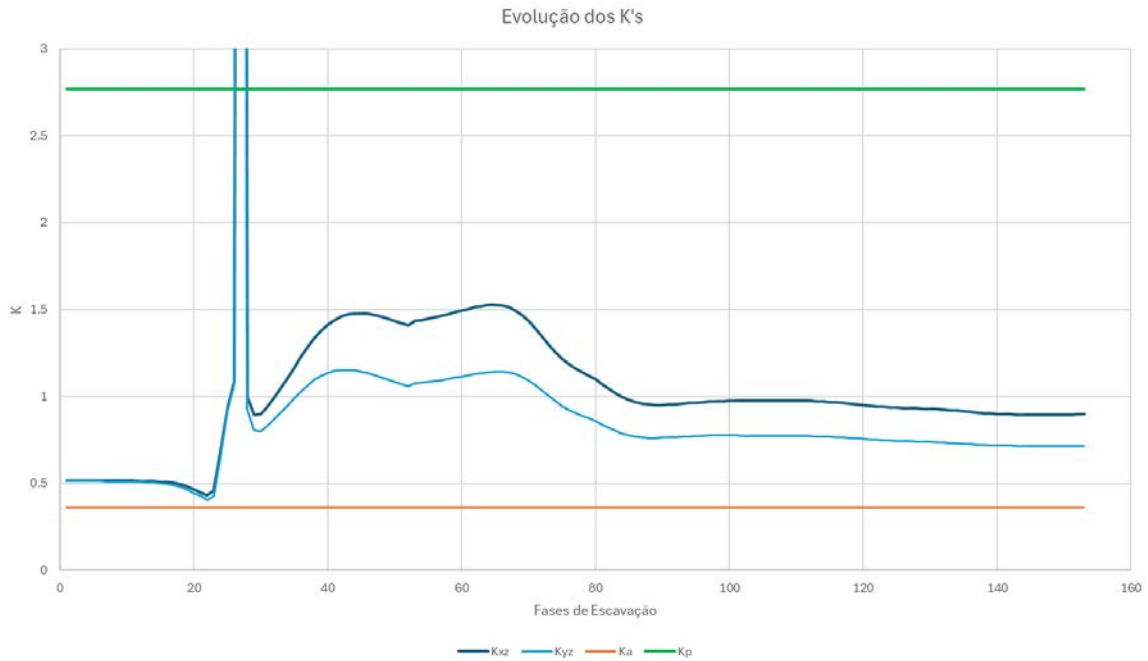


Figura 75 - Evolução do coeficiente de impulso (K) no coroamento do túnel

Os coeficientes K_{xz} e K_{yz} iniciam-se com valores compatíveis com o estado de tensão inicial do maciço, mantendo-se relativamente estáveis até à aproximação da frente de escavação. Contudo, na vizinhança imediata da frente, observa-se um pico muito acentuado, especialmente em K_{xz} , que atinge valores claramente superiores ao coeficiente de impulso passivo K_p . Este comportamento resulta da forte redistribuição das tensões induzida pela escavação e da intensa descompressão local associada à perda de confinamento do maciço, conduzindo a uma resposta transitória marcada por elevados gradientes de tensão. Após a passagem da frente, os coeficientes reduzem-se progressivamente e tendem a estabilizar em valores mais moderados, refletindo a reorganização do estado de tensões no entorno da escavação, o que é compatível com a aproximação entre as tensões efetivas horizontais e verticais observada na Figura 74.

Importa ainda referir que os valores de K_a e K_p considerados correspondem à formulação clássica baseada apenas no ângulo de atrito interno, isto é, desconsiderando a contribuição da coesão do terreno. Assim, estes valores não representam integralmente o comportamento real de um maciço coesivo-friccional, assumindo-se por isso uma abordagem conservativa. Em particular, a comparação com os coeficientes obtidos numericamente deve ser entendida como uma referência simplificada, útil para enquadramento interpretativo, mas não como uma equivalência direta ao estado real de tensão. Para este efeito, adotaram-se as expressões clássicas apresentadas de seguida [64].

$$K_a = \frac{1 - \tan(\phi')}{1 + \tan(\phi')} \quad (6)$$

$$K_p = \frac{1 + \tan(\phi')}{1 - \tan(\phi')} \quad (7)$$

Os resultados divergem parcialmente dos obtidos na análise bidimensional, uma vez que, nesta última, o coeficiente de impulso se mantém, ao longo de toda a escavação, superior ao valor de K_a e inferior ao valor de K_p . Esta diferença pode ser atribuída ao facto de o modelo bidimensional impor uma condição de deformação plana, na qual os efeitos tridimensionais associados ao avanço da frente de escavação não são devidamente captados. Assim, a resposta tensional tende a ser mais regular e menos sensível às variações locais induzidas pela proximidade da frente, mantendo-se dentro dos limites teóricos esperados para os estados ativo e passivo. Note-se que no modelo plano o maciço nunca chega a estar totalmente desconfinado, coisa que acontece no modelo tridimensional.

5.2.4. DISTRIBUIÇÃO DOS ELEMENTOS PLASTIFICADOS AO LONGO DA ESCAVAÇÃO

Após a análise do comportamento tensional ao longo da escavação, procede-se, neste capítulo, à avaliação da plastificação dos elementos mobilizada nas diferentes fases construtivas do túnel. Em particular, analisa-se a distribuição dos elementos plastificados no final da escavação da meia secção (Figura 76), da bancada (Figura 77) e do *invert* (Figura 78), com o objetivo de identificar a evolução da resposta plástica do maciço e compreender de que forma a escavação progressiva influencia a extensão das zonas plastificadas em torno da cavidade.

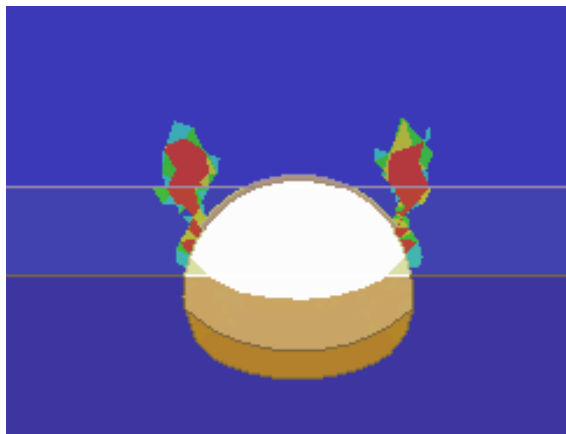


Figura 76 - Distribuição dos elementos plastificados após a escavação da Meia-Secção

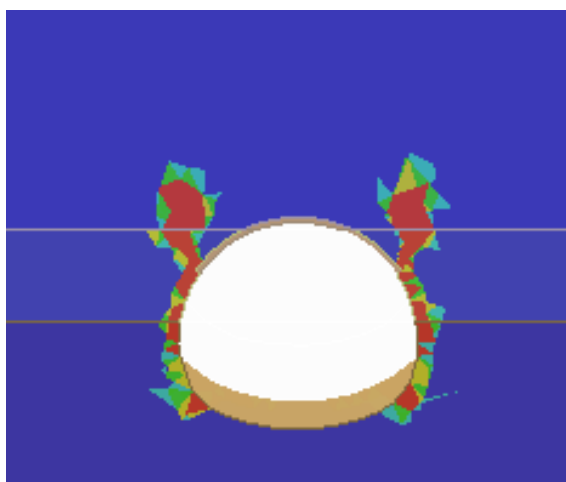


Figura 77 - Distribuição dos elementos plastificados após a escavação da Bancada

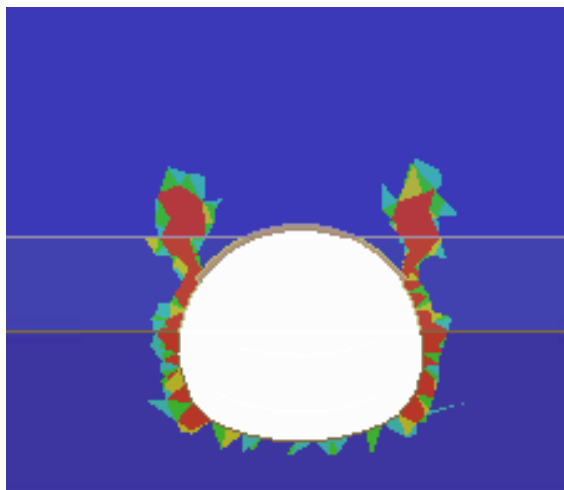


Figura 78 - Distribuição dos elementos plastificados após a escavação do *invert*

As figuras evidenciam uma evolução progressiva dos elementos em cedência na secção, refletindo o incremento das deformações plásticas induzidas pela descompressão do maciço. Na fase correspondente à escavação da meia secção, observa-se já o início da plastificação junto ao contorno da escavação, com uma extensão ainda limitada e predominantemente concentrada nas zonas laterais e no coroamento.

Com o avanço para a escavação da bancada, verifica-se uma ampliação das zonas plastificadas para as zonas dos hasteais, traduzindo uma maior mobilização da resistência do terreno e uma redistribuição mais acentuada das tensões em torno da cavidade.

Por fim, após a escavação do *invert*, constata-se uma maior definição e continuidade das zonas em cedência, em particular na envolvente inferior da secção, o que demonstra que a escavação completa do túnel conduz a uma extensão relevante das zonas do maciço em cedência. Este comportamento é consistente com a natureza progressiva do processo construtivo e com a acumulação dos efeitos de descompressão ao longo das diferentes fases de escavação.

A análise tridimensional apresenta uma distribuição de elementos plastificados na secção em estudo globalmente semelhante à observada na análise bidimensional, o que indica que, do ponto de vista da extensão das zonas em cedência, ambas as formulações captam de forma consistente a resposta do maciço à escavação. Esta semelhança sugere que os mecanismos dominantes de plastificação são essencialmente controlados pela descompressão local em torno da cavidade, sendo pouco alterados pela introdução dos efeitos tridimensionais na configuração global da zona plastificada. Ainda assim, a análise tridimensional permite uma representação mais realista da evolução espacial da plastificação ao longo do avanço da escavação, refletindo de forma mais fiel a influência da frente e da sequência construtiva no desenvolvimento das deformações inelásticas.

A Figura 79 apresenta a distribuição dos pontos plastificados ao longo do coroamento no final da construção, permitindo identificar a extensão da zona em cedência desenvolvida em torno da cavidade. Complementarmente, a Figura 80 mostra a mesma distribuição em vista lateral, evidenciando a evolução espacial da plastificação ao longo do túnel e a sua concentração nas zonas mais solicitadas pelo processo de escavação. Em conjunto, ambas as representações permitem uma leitura mais completa do comportamento inelástico do maciço, tanto na secção transversal como na sua extensão longitudinal.

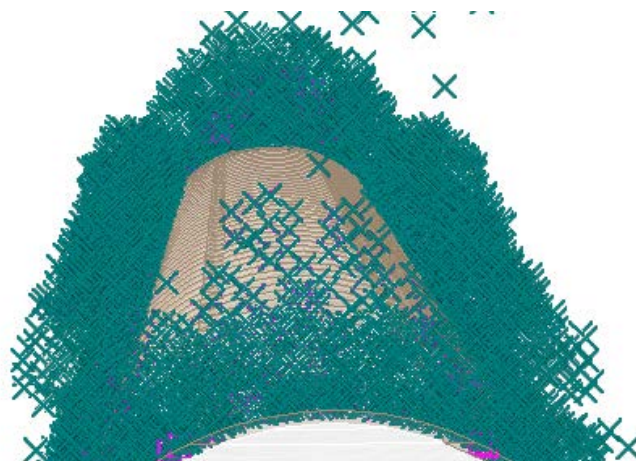


Figura 79 - Distribuição dos elementos plastificados ao longo do coroamento no final da construção do túnel

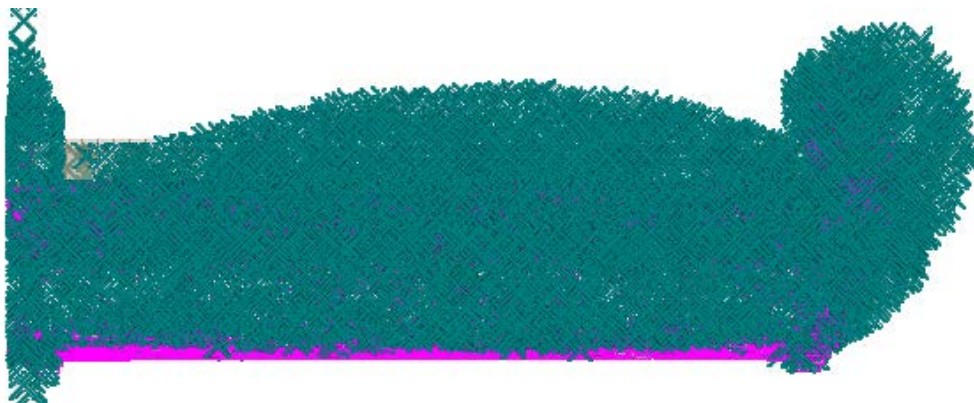


Figura 80 - Distribuição dos elementos plastificados ao longo do desenvolvimento longitudinal do túnel no final da construção do túnel (Corte longitudinal pelo eixo do túnel)

A análise das figuras permite concluir que a distribuição dos pontos plastificados se estende ao longo do desenvolvimento longitudinal do túnel, o que evidencia a influência do avanço da frente de escavação na mobilização progressiva da resistência do maciço. O Corte longitudinal pelo eixo do túnel confirma esta tendência, mostrando uma continuidade espacial da zona plastificada e reforçando a ideia de que a resposta plástica do terreno resulta da interação entre as diferentes fases construtivas e a redistribuição das tensões em torno da cavidade.

Refere-se ainda uma maior concentração de elementos plastificados nas zonas adjacentes ao emboqui-lhamento e ao final do túnel, o que poderá estar associado aos efeitos de fronteira e à menor continuidade do confinamento nessas regiões.

5.3. INFLUÊNCIA E CALIBRAÇÃO DO FATOR DE ALÍVIO DE TENSÕES

Concluída a análise do comportamento do maciço ao longo da escavação do túnel, desenvolveu-se um estudo de calibração dos fatores de alívio de tensões adotados na análise bidimensional. Esta calibração teve por base os deslocamentos obtidos no modelo tridimensional, avaliados à superfície, no coroamento e no *invert*, no final de cada uma das fases construtivas consideradas, isto é, no termo da escavação da meia secção, da bancada e do *invert*.

Com este objetivo, foram executados diversos modelos bidimensionais, nos quais se procedeu à variação progressiva dos fatores de alívio de tensões, com incrementos de 10 %, entre 5 % e 55 %, até se encontrar, para cada critério de comparação, o valor que reproduzisse da forma mais próxima possível o deslocamento obtido no modelo tridimensional. Assim, para a escavação da meia secção, determinou-se o fator de alívio que melhor ajustava os assentamentos à superfície, no coroamento e no *invert*. A partir desse valor, repetiu-se o procedimento para a fase da bancada e, posteriormente, para a fase do *invert*, obtendo-se, deste modo, três valores de fator de alívio considerados ótimos para cada uma das fases de escavação.

Desta forma, foi possível estabelecer, para cada critério de deslocamento analisado, um conjunto de fatores de alívio no modelo bidimensional que conduz a resultados equivalentes aos do modelo tridimensional, permitindo uma comparação mais rigorosa entre ambas as formulações e reforçando a consistência da modelação adotada.

A calibração dos fatores de alívio de tensões foi realizada de forma faseada, iniciando-se pela correspondência dos assentamentos à superfície, prosseguindo para os deslocamentos no coroamento e, por fim, para os levantamentos no *invert*. Esta sequência permitiu avaliar, de forma progressiva, a capacidade do modelo bidimensional em reproduzir o comportamento observado no modelo tridimensional em diferentes pontos de controlo da secção, constituindo a base para a análise detalhada que se apresenta na secção seguinte, dedicado à calibração dos assentamentos superficiais.

5.3.1. CALIBRAÇÃO DO FATOR DE ALÍVIO DE ACORDO COM OS ASSENTAMENTOS À SUPERFÍCIE

Nesta secção procede-se à calibração do fator de alívio de tensões com base nos assentamentos à superfície obtidos no modelo tridimensional. Para tal, são comparados os deslocamentos calculados em ambas as formulações, permitindo avaliar o grau de concordância entre os resultados e identificar o valor de fator de alívio que melhor reproduz o comportamento observado no modelo tridimensional, conforme mencionado anteriormente. Nas figuras seguintes apresenta-se a evolução dos assentamentos à superfície para os diferentes valores testados em cada secção, evidenciando-se o ponto de intersecção entre ambos os assentamentos, correspondente ao fator de alívio ideal para a escavação da secção. A Figura 81 apresenta os resultados obtidos para a meia-secção, enquanto a Figura 82 apresenta a análise relativa à bancada e a Figura 83 a correspondente ao *invert*.

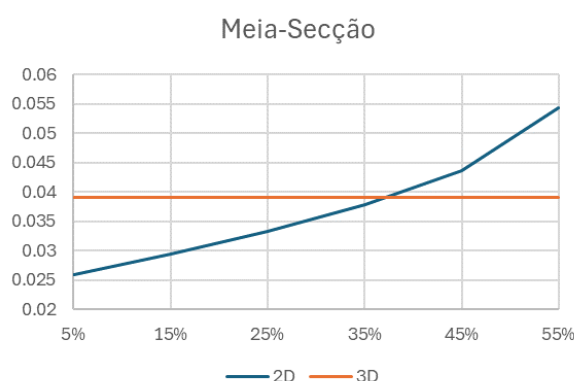


Figura 81 - Calibração do fator de alívio para a Meia-Secção de acordo com os assentamentos superficiais

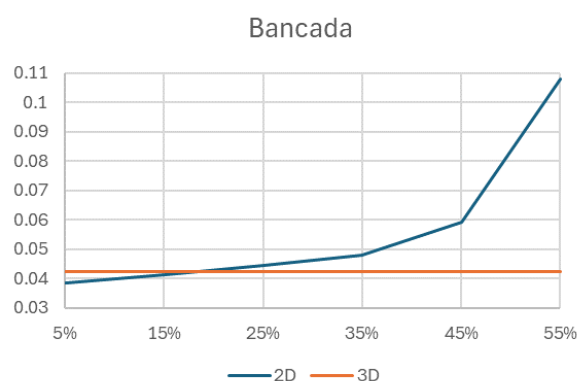


Figura 82 - Calibração do fator de alívio para a Bancada de acordo com os assentamentos superficiais

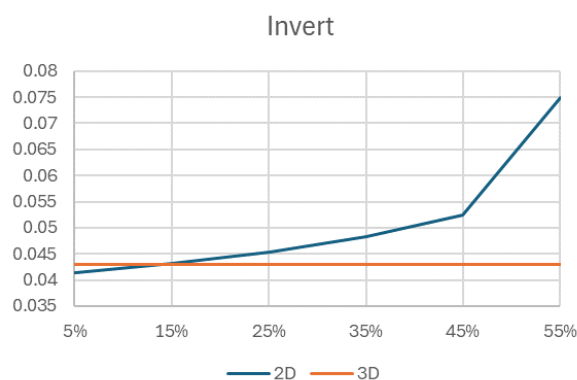


Figura 83 - Calibração do fator de alívio para o *invert* de acordo com os assentamentos superficiais

Os resultados evidenciam que o aumento do fator de alívio promove um crescimento não linear dos assentamentos superficiais, com maior sensibilidade para valores elevados deste parâmetro, como seria expectável. Tal comportamento é compatível com a redução do confinamento do maciço envolvente, que favorece a redistribuição de tensões e o desenvolvimento de deformações mais significativas até à superfície.

Determina-se, assim, que os fatores de alívio considerados mais adequados para cada escavação, de acordo com o critério adotado no presente estudo, são os apresentados na Tabela 9, onde se discriminam, igualmente, os assentamentos superficiais correspondentes.

Tabela 9 - Valores ideais do fator de alívio e assentamentos superficiais associados

Secção	F _{alívio} ideal	s (cm)
Meia-Secção	37 %	3,89
Bancada	19 %	4,25
<i>Invert</i>	15 %	4,32

Observa-se que o fator de alívio ideal da meia-secção é superior ao da bancada e do *invert*, o que se justifica pelo facto de, nesta fase inicial da escavação, ocorrer uma maior libertação de tensões e uma

menor capacidade de confinamento do maciço na zona descomprimida. Assim, para reproduzir no modelo bidimensional os assentamentos obtidos no modelo tridimensional, é necessário adotar um nível de alívio mais elevado na meia-seção, enquanto nas fases subsequentes, já com uma redistribuição de tensões parcialmente mobilizada pela escavação anterior, os fatores de alívio compatíveis com a bancada e o *invert* tendem a ser inferiores.

Assim, dá-se por concluída a análise relativa ao critério de assentamento superficial, prosseguindo-se de seguida para a avaliação do critério de assentamento no coroamento do túnel, segundo a mesma metodologia de calibração.

5.3.2. CALIBRAÇÃO DO FATOR DE ALÍVIO DE ACORDO COM O ASSENTAMENTO NO COROAMENTO DO TÚNEL

Com base na mesma metodologia adotada para a calibração dos assentamentos superficiais, procedeu-se agora à determinação do fator de alívio de tensões por comparação com os assentamentos no coroamento do túnel. Desta forma, para cada fase de escavação, foi avaliado o valor de fator de alívio que melhor reproduz os deslocamentos verticais obtidos no modelo tridimensional, permitindo estabelecer uma correspondência entre ambas as formulações numéricas.

A Figura 84 ilustra a evolução dos assentamentos no coroamento do túnel obtidos para os mesmos fatores de alívio anteriormente considerados na escavação da meia-seção. De forma análoga, a Figura 85 apresenta os resultados correspondentes à escavação da bancada, enquanto a Figura 86 reúne os valores obtidos para a fase de escavação do *invert*.

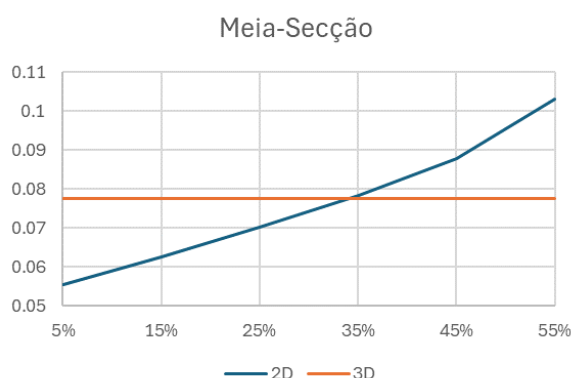


Figura 84 - Calibração do fator de alívio para a Meia-Secção de acordo com os assentamentos no coroamento

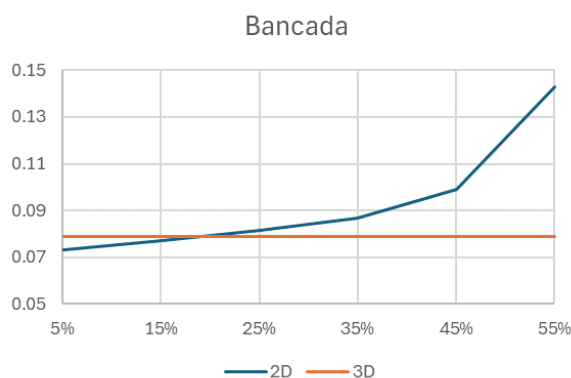


Figura 85 - Calibração do fator de alívio para a Bancada de acordo com os assentamentos no coroamento

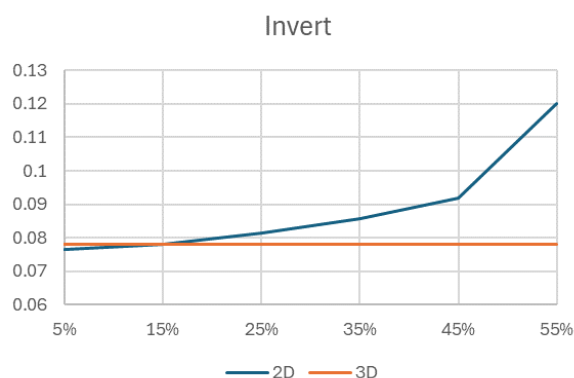


Figura 86 - Calibração do fator de alívio para o *invert* de acordo com os assentamentos no coroamento

Verifica-se que a tendência de evolução dos assentamentos no coroamento acompanha, de forma geral, o comportamento já identificado à superfície, evidenciando igualmente uma resposta não linear ao aumento do fator de alívio.

O valor mais elevado do fator de alívio na meia-seção pode ser explicado pelo menor confinamento do maciço nesta fase inicial, em que a escavação ainda não beneficia da contribuição completa do suporte. Nas fases seguintes, a progressiva execução da bancada e do *invert* aumenta a restrição ao alívio de tensões, o que se traduz em valores inferiores do fator de alívio calibrado.

Conclui-se, assim, que os fatores de alívio mais adequados para cada escavação, segundo o critério adotado no presente estudo, são os indicados na Tabela 10, na qual se apresentam também os respetivos assentamentos no coroamento.

Tabela 10 - Valores ideais do fator de alívio e assentamentos no coroamento associados

Secção	F _{alívio ideal}	s (cm)
Meia-Secção	34 %	7,76
Bancada	20 %	7,9
<i>Invert</i>	15 %	7,8

5.3.3. CALIBRAÇÃO DO FATOR DE ALÍVIO DE ACORDO COM OS LEVANTAMENTOS NO *INVERT*

Na presente secção analisa-se a calibração do fator de alívio de tensões com base nos levantamentos no *invert*. Ao contrário do que se verificou para os critérios dos assentamentos à superfície e no coroamento do túnel, neste caso não foi possível estabelecer uma calibração satisfatória entre os modelos bidimensional e tridimensional.

Com efeito, qualquer percentagem de alívio aplicada na escavação da meia-seção conduziu imediatamente a valores de deslocamentos no *invert*, para o modelo bidimensional, superiores aos obtidos no modelo tridimensional, inviabilizando a definição de um fator de alívio representativo com base neste critério. Perante esta limitação, optou-se por avaliar apenas uma combinação de valores correspondente ao final da construção, considerando 34 % de alívio na meia-seção e 20 % na bancada, de forma a verificar se, para uma configuração previamente ajustada segundo os critérios anteriores, seria possível obter uma aproximação aceitável dos levantamentos finais no *invert*.

Ainda assim, os deslocamentos finais obtidos no modelo bidimensional mantiveram-se superiores aos observados no modelo tridimensional, o que confirma a impossibilidade de calibrar de forma rigorosa o fator de alívio com base neste critério. Este comportamento evidencia que os levantamentos no *invert* são particularmente sensíveis aos efeitos tridimensionais associados ao faseamento construtivo, à redistribuição longitudinal das tensões e à evolução do confinamento do maciço, aspetos que não são integralmente reproduzidos pela simplificação inerente à análise em estado plano de deformação. Os resultados obtidos encontram-se sintetizados na Tabela 11, onde se apresentam os fatores de alívio considerados e os correspondentes levantamentos no *invert*, em comparação com os valores obtidos no modelo tridimensional.

Tabela 11 - Comparação dos levantamentos no *invert* em função do fator de alívio

Secção	F _{alívio}	δ_{2D}	δ_{3D}
Meia-Secção	0%	2,69 cm	2,5 cm
Bancada	0%	4,42 cm	3,7 cm
<i>Invert</i>	0%	5,16 cm	4,3 cm
Meia-Secção	34%	2,84 cm	2,5 cm
Bancada	20%	4,5 cm	3,7 cm
<i>Invert</i>	0%	5,36 cm	4,3 cm

Em síntese, apesar da avaliação efetuada com base nos levantamentos no *invert*, não foi possível definir uma calibração satisfatória do fator de alívio, uma vez que os resultados do modelo bidimensional se mantiveram sistematicamente acima dos obtidos no modelo tridimensional. Esta limitação reforça a relevância dos efeitos tridimensionais neste tipo de análise e justifica a adoção de critérios complementares na calibração dos parâmetros de escavação. Reforça ainda a dificuldade em caracterizar adequadamente o comportamento em descarga, para o qual os modelos e parâmetros clássicos não são, tipicamente, os mais adequados.

6

ESTUDOS PARAMÉTRICOS

6.1. NOTA INTRODUTÓRIA DOS ESTUDOS PARAMÉTRICOS

No presente capítulo são desenvolvidos estudos paramétricos com o objetivo de avaliar a influência de alguns parâmetros geotécnicos considerados particularmente relevantes no comportamento do túnel durante a escavação. Estes estudos permitem analisar, de forma isolada, a sensibilidade da resposta do maciço à variação de determinados fatores, contribuindo para uma melhor compreensão dos mecanismos de deformação, da redistribuição de tensões e da evolução dos assentamentos associados ao avanço da escavação.

A escolha dos estudos paramétricos incidiu sobre três aspetos considerados determinantes na resposta do modelo: a adoção de $K_0 = 1$, o aumento do módulo de deformabilidade da camada inferior para $E = 10$ GPa e a variação do módulo de elasticidade da camada de *Jet-Grout* para $E = 1$ GPa e $E = 5$ GPa. A análise da situação com $K_0 = 1$ permite avaliar a influência de um estado de tensão inicial isotrópico, servindo de referência para compreender a sensibilidade do maciço às condições geostáticas iniciais. Por sua vez, o aumento da rigidez da camada inferior visa representar um cenário mais favorável do ponto de vista deformacional, permitindo quantificar o efeito de uma maior capacidade de suporte dessa unidade na evolução dos deslocamentos e na redistribuição de tensões. Já a variação da rigidez do *Jet-Grout* pretende analisar o papel desta melhoria do terreno na limitação das deformações induzidas pela escavação, comparando um nível de reforço mais reduzido com outro mais elevado, de forma a perceber o impacto da sua contribuição no comportamento global do sistema.

Importa ainda referir que, devido ao tempo de processamento associado à execução dos modelos numéricos e à extração dos respetivos resultados, não foi possível aprofundar este conjunto de estudos com um maior número de combinações paramétricas. Ainda assim, a análise realizada fornece uma base consistente para avaliar a tendência de resposta do sistema e para sustentar as conclusões retiradas neste capítulo.

6.2. INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO NO COMPORTAMENTO DO MACIÇO DURANTE A ESCAVAÇÃO

No presente capítulo procede-se à realização de um estudo paramétrico destinado a avaliar a influência do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , no comportamento do maciço durante a escavação. Este parâmetro assume particular importância por estar diretamente associado ao estado de tensão inicial do maciço, condicionando a redistribuição de esforços induzida pela abertura da escavação e, consequentemente, a resposta deformacional do meio envolvente. Assim, a sua variação permite analisar de que forma diferentes níveis de confinamento inicial afetam a estabilidade global da obra subterrânea.

Para este efeito, foi considerada uma simulação de referência com $K_0 = 1$, a partir da qual se analisou o comportamento do modelo e se compararam os resultados com o cenário tridimensional apresentado no capítulo anterior. Esta abordagem permite isolar o impacto de K_0 e identificar tendências de evolução das deformações, das tensões e da resposta do maciço em torno da escavação, contribuindo para uma melhor compreensão da influência deste parâmetro no desempenho global da obra.

Espera-se que a alteração de K_0 se reflita de forma significativa na distribuição das tensões iniciais e, por conseguinte, na magnitude e na extensão dos deslocamentos induzidos pela escavação. A análise destes resultados permitirá, assim, avaliar a sensibilidade do modelo à variação deste parâmetro e enquadrar de forma mais rigorosa os cenários de comportamento do terreno.

A avaliação da influência do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , é efetuada com base na análise dos assentamentos superficiais, no coroamento e levantamentos no *invert* induzidos pela escavação, bem como as variações das tensões efetivas e zonas plastificadas. Procura-se, assim, identificar as variações decorrentes da alteração deste parâmetro e a forma como estas se repercutem no comportamento global do maciço.

6.2.1. ASSENTAMENTOS SUPERFICIAIS ASSOCIADOS À VARIAÇÃO DE K_0

Neste subcapítulo apresenta-se a análise dos assentamentos superficiais induzidos pela escavação, com o objetivo de avaliar a resposta do terreno face à variação do coeficiente de impulso em repouso. Para tal, comparam-se, na Figura 87, os resultados obtidos para a simulação paramétrica com os correspondentes valores do modelo tridimensional desenvolvido ao longo do trabalho (Modelo Base Tridimensional), permitindo identificar semelhanças e diferenças no padrão de deformação à superfície. Esta comparação é particularmente relevante, uma vez que possibilita aferir o grau de influência de K_0 na magnitude e na forma da bacia de assentamentos, bem como a adequação do modelo paramétrico em relação ao comportamento previamente estudado.

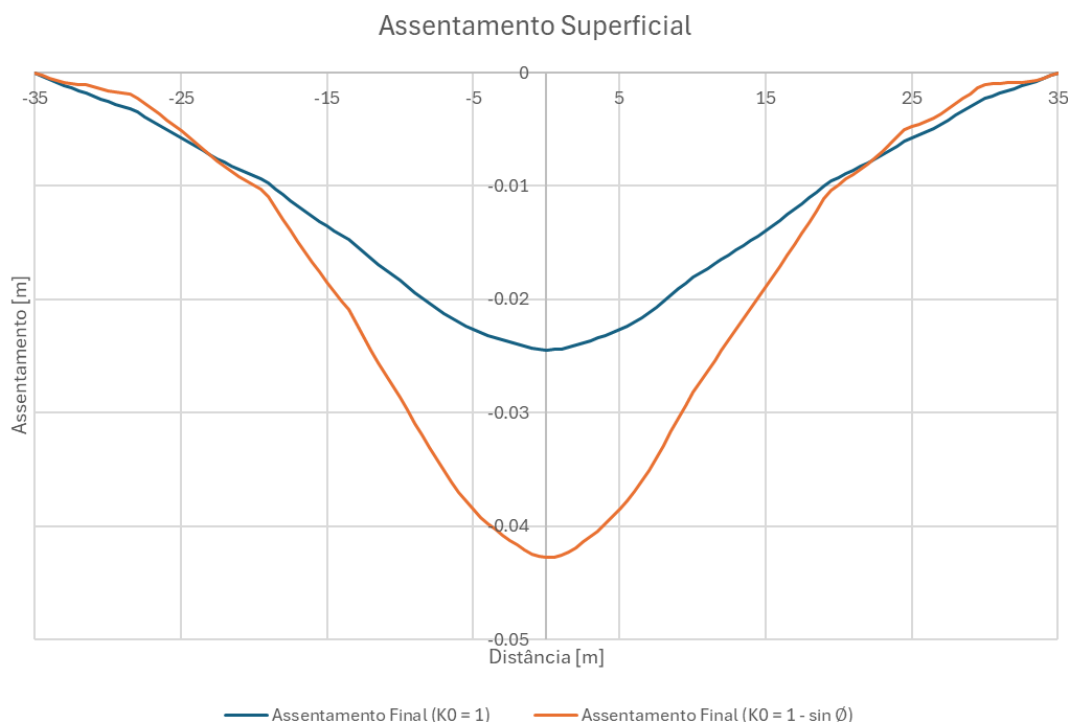


Figura 87 - Comparação dos assentamentos superficiais para diferentes valores de K_0

A comparação entre os resultados obtidos para $K_0 = 1$ e aqueles correspondentes ao Modelo Base Tridimensional evidencia diferenças no perfil de assentamentos superficiais. O caso em estudo no presente tópico conduz, em geral, a assentamentos menos pronunciados, que totalizam 58 % dos assentamentos verificados no Modelo Base Tridimensional, traduzindo uma resposta do maciço menos deformável face à escavação. O volume da bacia de assentamentos associado a $K_0 = 1$ é de $0,84 \text{ m}^3/\text{m}$, enquanto o do Modelo Base atinge $1,24 \text{ m}^3/\text{m}$, evidenciando uma maior extensão global dos assentamentos no caso de referência. Tratando-se de assentamentos à superfície, seria expectável que o perfil apresentasse uma forma aproximadamente gaussiana, contudo, a ausência de um ponto de inflexão claramente definido sugere que a extensão do modelo em largura ainda não é suficiente para representar de forma plenamente ideal a subsidência superficial.

6.2.2. DESLOCAMENTOS NO CONTORNO DA ESCAVAÇÃO ASSOCIADOS À VARIAÇÃO DE K_0

Posteriormente procedeu-se à análise dos deslocamentos no contorno da escavação, avaliando a influência da variação do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , no comportamento do maciço ao longo das diferentes fases construtivas. Para tal, comparam-se os resultados obtidos para a simulação em estudo com os correspondentes ao Modelo Base Tridimensional, de forma a identificar as diferenças na evolução dos deslocamentos no coroamento e no *invert*. A Figura 88 ilustra a variação desses deslocamentos em função das fases de escavação, permitindo uma leitura comparativa da resposta do terreno para as duas condições consideradas.

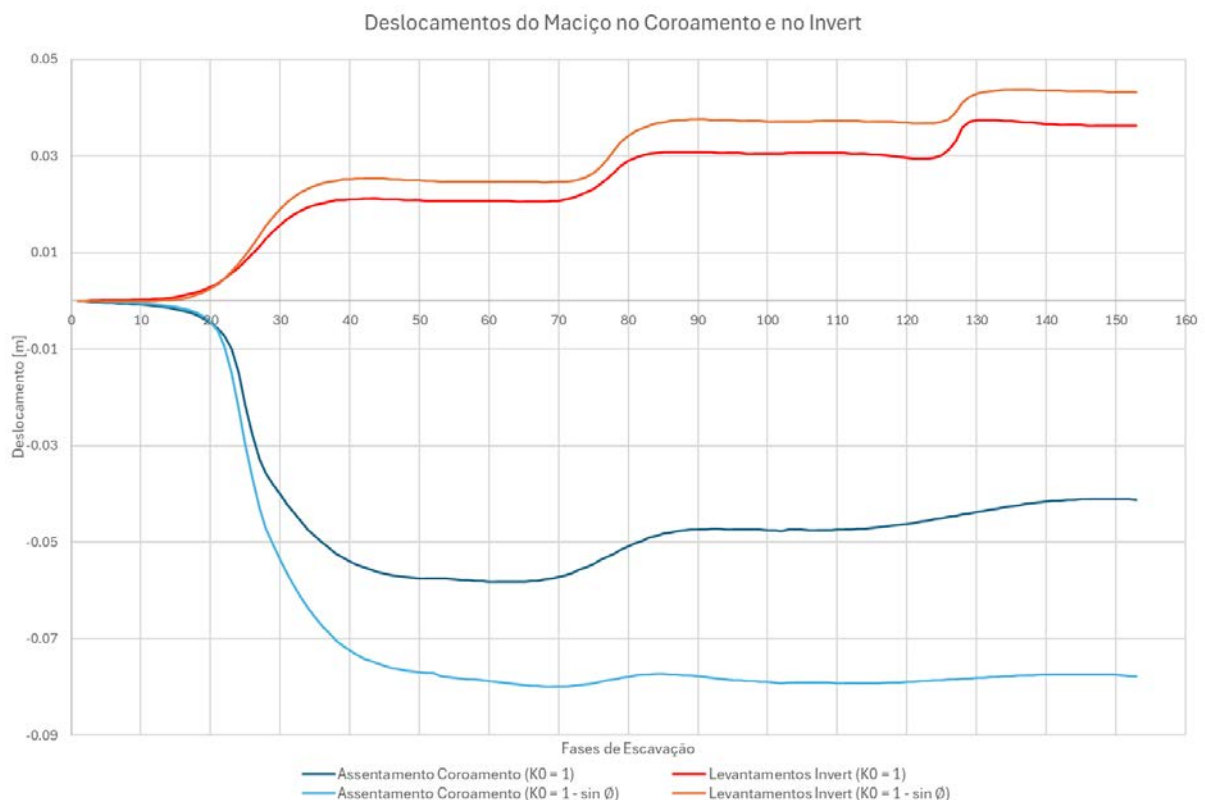


Figura 88 - Comparação dos deslocamentos no contorno da escavação para diferentes valores de K_0

A análise do gráfico permite observar que a variação de K_0 influencia de forma significativa a resposta do maciço no contorno da escavação. Em termos globais, verifica-se que o caso $K_0 = 1$ conduz a

deslocamentos menos acentuados no coroamento, quando comparado com o Modelo Base Tridimensional. Esta diferença é particularmente evidente na zona central da escavação, onde o assentamento máximo no coroamento se aproxima de 4,1 cm para $K_0 = 1$, enquanto o modelo de referência apresenta valores superiores, na ordem dos 7,8 cm. O valor dos assentamentos no coroamento no modelo em análise representa uma redução de 53 % em relação aos valores verificados no Modelo Base.

Em contrapartida, no *invert* observa-se uma tendência de levantamento em ambos os casos, embora com magnitude diferente. A resposta associada a $K_0 = 1$ revela menores deslocamentos no contorno, na ordem dos 3,6 cm, sugerindo uma redistribuição de tensões menos desfavorável do que aquela observada no Modelo Base Tridimensional (4,3 cm). Assim, a comparação entre as duas curvas evidencia que o valor unitário de K_0 se traduz, neste caso, numa redução da intensidade das deformações verticais, tanto no coroamento como no *invert*, ao longo das fases de escavação.

Desta forma, os resultados mostram que a adoção de um valor unitário para K_0 influencia de forma clara a magnitude e a evolução dos deslocamentos no contorno da escavação, permitindo identificar diferenças relevantes relativamente ao comportamento obtido no Modelo Base Tridimensional. Esta comparação é particularmente útil para avaliar a sensibilidade da resposta do terreno ao estado de tensões iniciais considerado na análise.

6.2.3. EVOLUÇÃO DAS TENSÕES NO COROAMENTO DO TÚNEL ASSOCIADAS À VARIAÇÃO DE K_0

Em seguida realizou-se a análise da evolução das tensões efetivas verticais e horizontais no coroamento da escavação, com o objetivo de avaliar o efeito da variação do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , na redistribuição de tensões no maciço. Para tal, comparam-se os resultados obtidos para a simulação com $K_0 = 1$ com os correspondentes ao Modelo Base Tridimensional, permitindo identificar as diferenças na resposta tensional do terreno ao longo das várias fases de escavação. A Figura 89 apresenta a evolução dessas tensões, enquanto a Figura 90 ilustra a variação do parâmetro K , evidenciando a forma como as condições iniciais influenciam o comportamento do maciço durante a abertura da escavação.

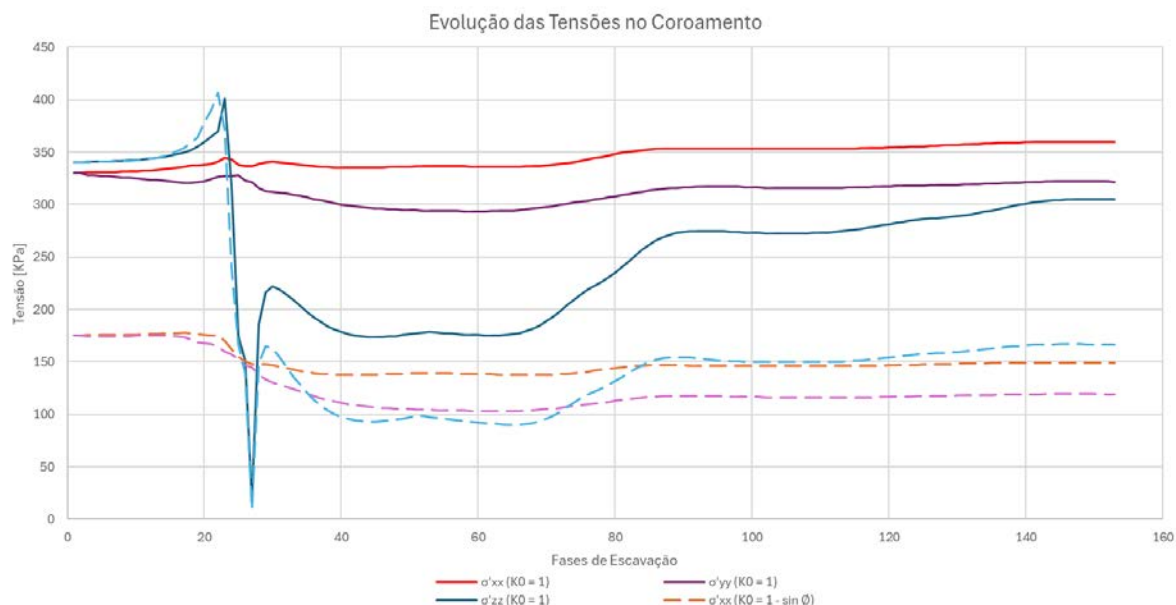


Figura 89 - Comparação da evolução das tensões efetivas no coroamento do túnel para diferentes valores de K_0

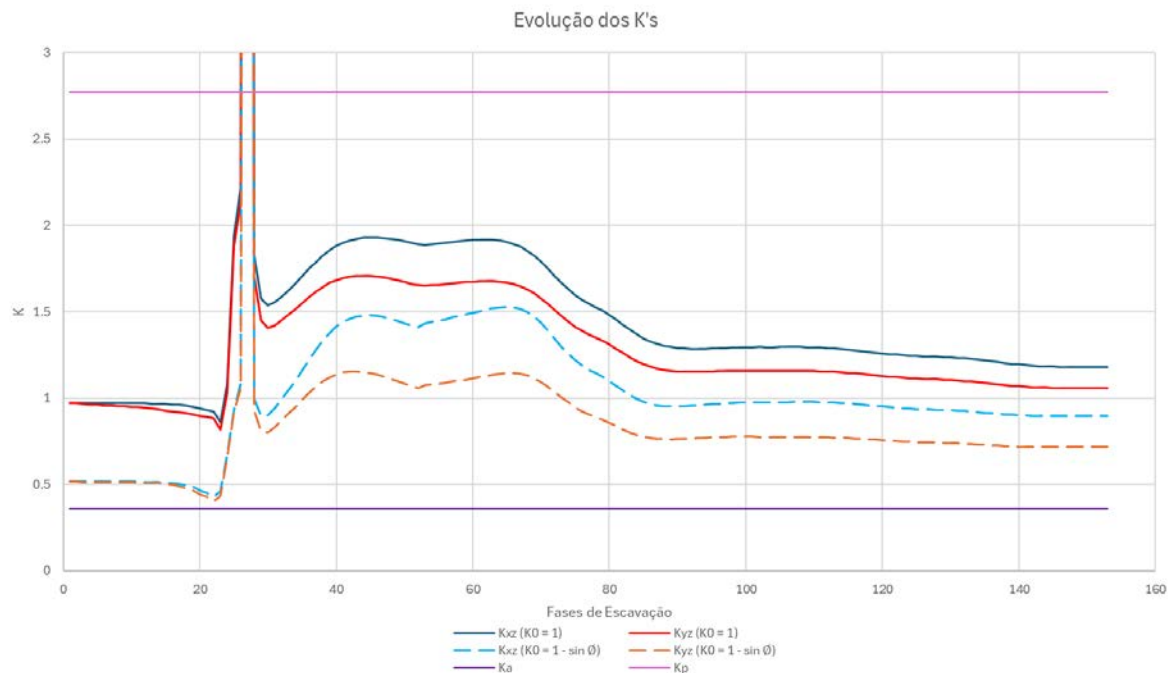


Figura 90 - Comparação da evolução do coeficiente de impulso (K) no coroamento do túnel para diferentes valores de K_0

A Figura 89 permite observar que, no caso $K_0 = 1$, à medida que a frente de escavação se aproxima do ponto em análise, observa-se um aumento das tensões verticais, o que resulta da redistribuição progressiva das tensões induzida pela aproximação da escavação e pela consequente redução do confinamento local do maciço.

No caso $K_0 = 1$, a evolução das tensões horizontais apresenta um comportamento distinto do observado no Modelo Base Tridimensional, o que se explica pelo facto de o maciço iniciar a escavação em estado de tensões isotrópico. Assim, a abertura da secção provoca inicialmente uma ligeira descompressão na frente de escavação, traduzida por uma pequena redução das tensões transversais, devido ao alívio local gerado pela remoção do material. Contudo, à medida que a escavação da bancada progride, verifica-se uma redistribuição gradual das tensões no maciço envolvente, com transferência de esforços para as zonas adjacentes e mobilização progressiva da capacidade resistente do terreno, o que conduz a um aumento suave e contínuo das tensões transversais até à estabilização no final da construção.

Relativamente às tensões longitudinais, o seu ligeiro incremento ao longo de toda a escavação pode ser associado ao efeito tridimensional da frente de escavação, que condiciona a redistribuição das tensões na direção do avanço. À medida que a frente progride, o maciço tende a readaptar-se ao novo estado de equilíbrio, concentrando progressivamente parte das tensões na direção longitudinal. Este comportamento é compatível com um processo de descompressão e reorganização tensional relativamente moderado.

Os valores finais de tensão no caso $K_0 = 1$ mantêm-se superiores aos obtidos no Modelo Base Tridimensional, tanto para as tensões verticais como para as horizontais. Esta diferença pode ser atribuída ao facto de o estado de tensões iniciais associado a $K_0 = 1$ impor uma distribuição mais uniforme das tensões no maciço, condicionando uma redistribuição menos extrema durante a escavação e conduzindo, por isso, a valores residuais mais elevados no coroamento.

Por sua vez, a Figura 90 mostra que, para o caso $K_0 = 1$, os coeficientes de impulso aumentam após a passagem da frente de escavação, em concordância com a tendência observada no Modelo Base. Este aumento resulta da redistribuição tridimensional das tensões induzida pela escavação, que altera progressivamente o estado inicial de repouso do maciço e conduz à mobilização de tensões laterais mais elevadas nas zonas adjacentes ao túnel. Após esta fase de perturbação mais intensa, os coeficientes tendem a estabilizar em valores ligeiramente superiores ao coeficiente de impulso em repouso, K_0 , refletindo o novo equilíbrio tensional imposto pela abertura da cavidade e pela sequência construtiva.

Verifica-se ainda um pico pronunciado quando a escavação atinge a secção em análise, o que se justifica pelo efeito local de descarga associado à proximidade imediata da frente. Nesse instante, o maciço encontra-se sujeito a uma redistribuição abrupta das tensões, com redução do confinamento numa direção e transferência momentânea das solicitações para as restantes direções, o que provoca uma resposta transitória mais intensa. Este comportamento explica que o coeficiente de impulso ultrapasse temporariamente o coeficiente de impulso passivo, traduzindo um estado de desequilíbrio local em que a perturbação causada pela frente de escavação domina a resposta do terreno.

Em termos físicos, isto significa que o terreno responde à escavação com uma redistribuição progressiva das tensões horizontais, marcada por um pico transitório quando a frente passa na secção em análise e, posteriormente, por uma estabilização em valores intermédios, ligeiramente superiores aos iniciais. Este comportamento traduz a reorganização do estado tensional do maciço após a perturbação inicial, refletindo a mobilização da sua capacidade resistente e o ajustamento ao novo equilíbrio imposto pela escavação.

6.2.4. INFLUÊNCIA DE K_0 NA DISTRIBUIÇÃO DOS ELEMENTOS PLASTIFICADOS

Para complementar a análise da variação de K_0 , apresentam-se de seguida as distribuições dos elementos plastificados para o caso $K_0 = 1$ e para o Modelo Base Tridimensional correspondentes ao final da escavação da meia-secção, da bancada e do *invert*. A observação individual de cada imagem permite acompanhar a evolução da plastificação ao longo do faseamento construtivo e identificar as zonas onde a cedência se manifestou com maior intensidade. A Figura 91, é referente ao final da escavação da meia-secção, a Figura 92, corresponde ao final da escavação da bancada e, por fim, a Figura 93 é relativa ao final da escavação do *invert*.

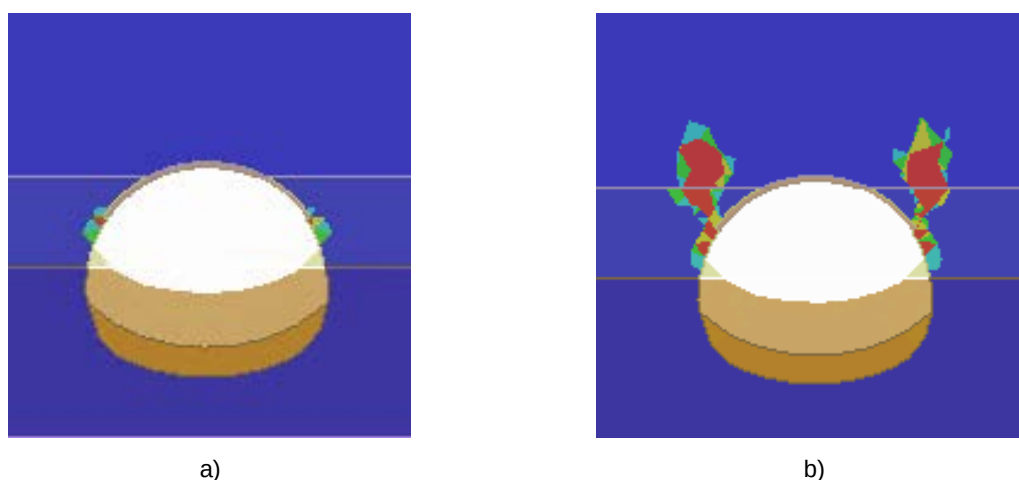


Figura 91 – a) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação da Meia-Secção para $K_0 = 1$; b) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação da Meia-Secção para $K_0 = 1 - \sin \phi'$

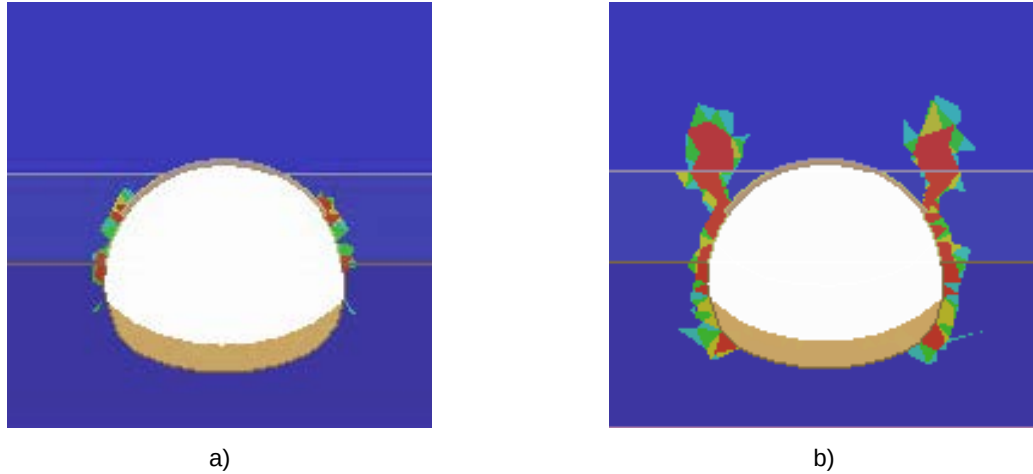


Figura 92 – a) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação da Bancada para $K_0 = 1$; b) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação da Bancada para $K_0 = 1 - \sin \phi'$

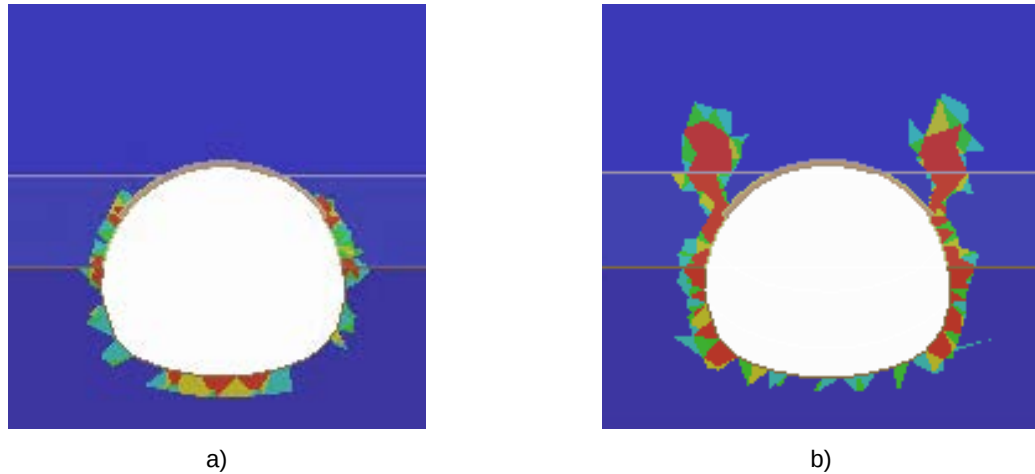


Figura 93 – a) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação do *invert* para $K_0 = 1$; b) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação do *invert* para $K_0 = 1 - \sin \phi'$

A análise das figuras mostra que a plastificação se desenvolveu junto ao contorno da escavação ao longo das diferentes fases, verificando-se que, no final da escavação da meia-seção, já se notava o aparecimento de zonas plásticas no contorno do túnel.

Com o avanço para a escavação da bancada, observou-se a continuidade e o alargamento da plastificação, evidenciando que a perturbação introduzida pela remoção sucessiva de material conduziu a uma redistribuição progressiva das tensões para os hasteados. No final da escavação do *invert*, a plastificação manteve-se concentrada junto ao contorno da escavação, mas com maior expressão na base da secção, o que confirma que as fases inferiores contribuíram para intensificar a resposta deformacional na envolvente mais próxima da cavidade.

Refira-se ainda que, para o caso $K_0 = 1$, a extensão da plastificação observada é notavelmente inferior à verificada no Modelo Base Tridimensional, evidenciando uma menor cedência do maciço e uma resposta global mais confinada, com menor propagação das zonas em cedência.

Para complementar a análise destes desenvolvimentos, apresenta-se na Figura 94 a distribuição longitudinal dos elementos plastificados.

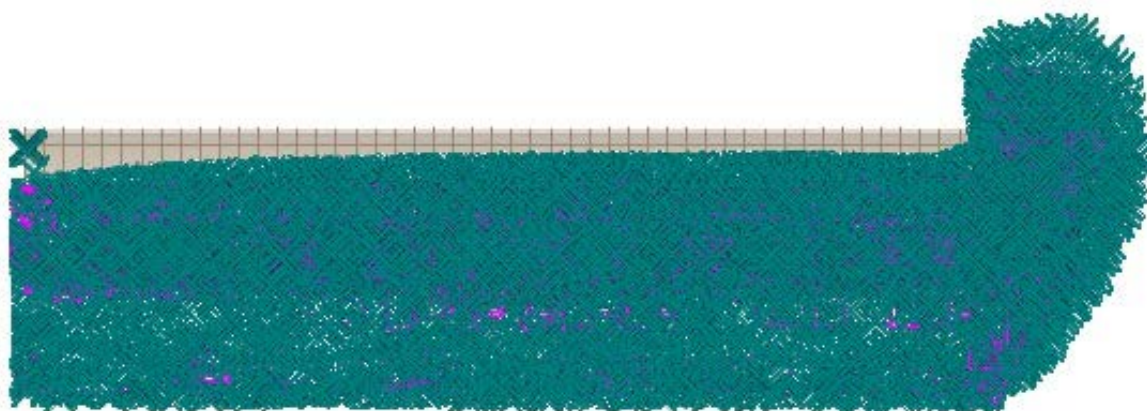


Figura 94 - Distribuição longitudinal dos elementos plastificados para $K_0 = 1$

A figura evidencia uma dispersão significativamente menor de pontos plastificados em torno do túnel, não se observando pontos em rotura no coroamento. A plastificação concentra-se essencialmente ao longo dos hasteais e da base da escavação, em contraste com a distribuição verificada na análise do Modelo Base Tridimensional, na qual se registava uma dispersão longitudinal considerável de pontos plastificados no coroamento e na zona de emboquilhamento.

6.2.5. CONCLUSÕES SOBRE A INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO

A análise realizada permitiu verificar que o coeficiente de impulso em repouso exerce uma influência clara e sistemática no comportamento do maciço durante a escavação, refletindo-se de forma direta na magnitude dos deslocamentos, na redistribuição das tensões e na extensão das zonas plastificadas. Em termos globais, a variação de K_0 condiciona o nível inicial de confinamento do terreno, influenciando a resposta do sistema escavação-suporte ao longo de todo o faseamento construtivo.

No que respeita aos deslocamentos, os resultados evidenciam que valores de K_0 mais próximos da unidade se associam a diferenças relevantes, tanto nos assentamentos superficiais como nos deslocamentos no contorno da escavação. Nestas condições, o maciço revelou uma resposta global menos deformável, compatível com um estado inicial de tensões mais confinado. Assim, conclui-se que a sensibilidade dos deslocamentos ao coeficiente de impulso em repouso é significativa, pelo que este parâmetro deve ser considerado com especial cuidado na calibração numérica e na interpretação dos resultados de projeto.

Relativamente à evolução das tensões, observou-se que K_0 influencia de forma expressiva o padrão de alívio e redistribuição de tensões em redor da secção escavada. A modificação do estado de tensão inicial altera a forma como o maciço mobiliza o seu mecanismo resistente, afetando a concentração de tensões junto ao coroamento e a extensão da zona de descompressão induzida pela escavação. Em consequência, a trajetória tensional ao longo do desenvolvimento da obra não é independente do valor adotado para K_0 , o que confirma a sua relevância na previsão do comportamento tridimensional do túnel. No caso de K_0 mais próximo da unidade, a redistribuição de tensões revelou-se menos acentuada, tendo-se mantido tensões finais mais elevadas do que no Modelo Base Tridimensional. Esta maior retenção de tensões traduz-se num maior confinamento do maciço e, consequentemente, em deslocamentos inferiores.

Quanto aos elementos plastificados, os resultados indicam que a variação de K_0 tem impacto direto na forma, na dimensão e na distribuição das zonas em cedência. Em geral, a alteração do confinamento inicial condiciona o grau de mobilização da resistência do maciço, podendo reduzir ou ampliar a plastificação consoante o estado de tensão imposto. Isto demonstra que o padrão de plastificação não deve ser interpretado apenas como uma consequência da geometria e do faseamento, mas também como uma resposta dependente das condições iniciais de tensão *in situ*.

Em termos gerais, conclui-se que o coeficiente de impulso em repouso é um parâmetro de grande importância na análise do comportamento da escavação do túnel. A sua influência manifesta-se simultaneamente nos deslocamentos, no estado de tensões e na plastificação, afetando a avaliação da segurança e da deformabilidade da obra. Por essa razão, a definição cuidadosa de K_0 , bem como a sua eventual calibração, constitui um aspeto essencial para aumentar a fiabilidade das análises.

6.3. INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DA CAMADA INFERIOR DO MACIÇO

A avaliação da influência do módulo de deformabilidade da camada inferior do maciço procurou analisar o papel desempenhado pelo estrato mais baixo na resposta global da escavação. Nesta simulação, substituiu-se o estrato inferior inicialmente definido com um módulo de deformabilidade, E , de 100 MPa por uma camada mais rígida, com $E = 10$ GPa, de modo a avaliar em que medida a alteração das condições de apoio da base do maciço influenciava a distribuição das deformações, o estado de tensões e a extensão das zonas plastificadas.

Este estudo paramétrico assume particular relevância porque a camada inferior pode funcionar como um elemento condicionante da redistribuição das tensões geradas pela escavação, sobretudo nas fases em que a resposta da secção depende mais intensamente da capacidade do terreno para acomodar a descarga induzida pela abertura da cavidade. A hipótese de uma base mais rígida permite antecipar uma resposta global menos deformável, com potencial redução dos assentamentos e dos movimentos verticais na zona inferior, enquanto poderá alterar a forma de propagação das tensões para os estratos adjacentes. Em contrapartida, a existência de uma base menos deformável poderá favorecer uma redistribuição mais pronunciada das ações para o interior do maciço, com maior mobilização de deformações locais.

Assim, espera-se que a comparação entre as duas condições permita quantificar o grau de sensibilidade do modelo à rigidez da camada inferior e perceber se essa variação se repercute de forma significativa na resposta deformacional da escavação. Mais do que avaliar apenas a magnitude dos deslocamentos, pretende-se também compreender se o aumento de rigidez da camada inferior conduz a alterações na formação de zonas plastificadas, contribuindo para uma leitura mais completa do papel que o estrato inferior desempenha no comportamento global do túnel.

6.3.1. DESLOCAMENTOS SUPERFICIAIS ASSOCIADOS À VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DA CAMADA INFERIOR DO MACIÇO

No âmbito da análise da influência do módulo de deformabilidade da camada inferior do maciço, procedeu-se à avaliação dos assentamentos superficiais obtidos para a configuração de base e para o caso em análise.

A Figura 95 apresenta a distribuição dos assentamentos superficiais para as fases de escavação da meia-seção, bancada e *invert*, bem como o assentamento final do Modelo Base Tridimensional. Esta comparação permite observar de que forma a variação da rigidez da camada inferior do maciço condicionou a

evolução da subsidência à superfície, nomeadamente no desenvolvimento do vale de assentamentos e na magnitude dos deslocamentos máximos registados na zona central da secção.

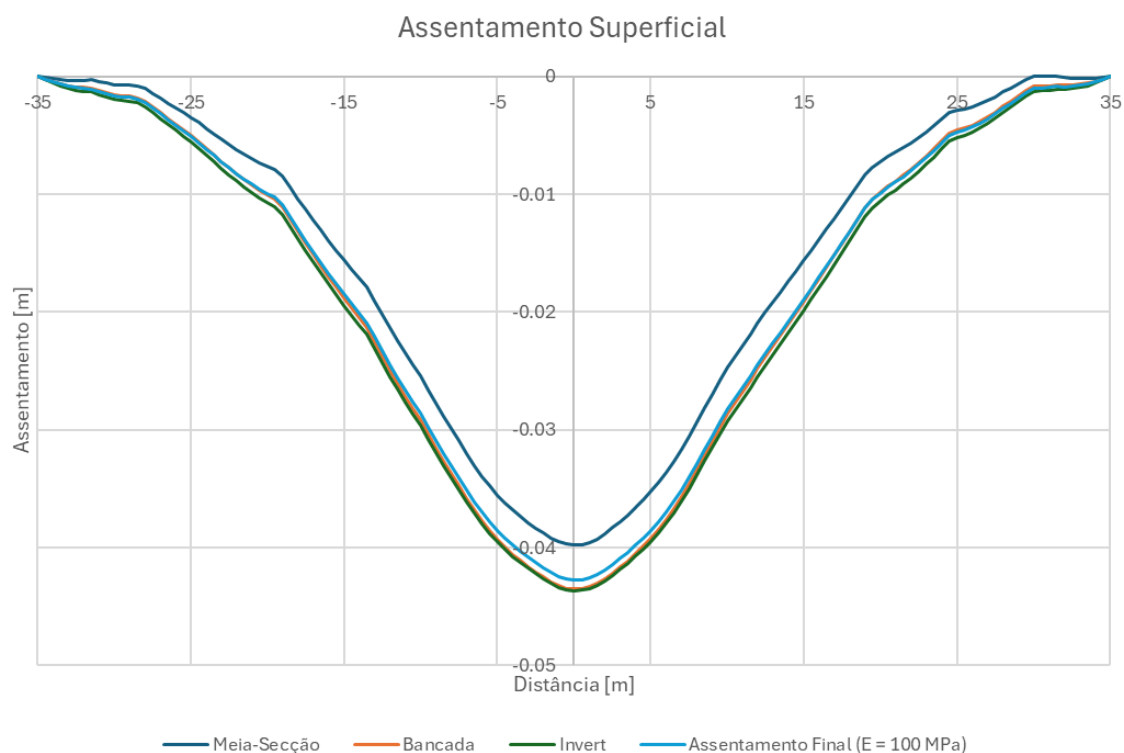


Figura 95 - Comparação dos assentamentos superficiais para diferentes rigidezes da camada inferior do maciço

A análise do gráfico evidencia que, apesar de as diferenças entre os perfis de assentamento serem globalmente reduzidas, a camada mais rígida apresentou valores finais de assentamento ligeiramente superiores. Ainda que essa variação seja muito pouco expressiva, poderá estar associada a uma redistribuição mais eficiente das tensões para zonas adjacentes do maciço, concentrando parte da deformação numa faixa localizada da secção.

6.3.2. DESLOCAMENTOS NO CONTORNO DA ESCAVAÇÃO ASSOCIADOS À VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DA CAMADA INFERIOR DO MACIÇO

No seguimento da análise dos assentamentos superficiais, procede-se à avaliação dos deslocamentos no contorno da escavação, com particular enfoque nos assentamentos no coroamento e nos levantamentos no *invert*. Esta análise permite perceber de que forma a alteração da rigidez da camada inferior do maciço condicionou a resposta deformacional ao longo das fases de escavação, considerando simultaneamente a solução com estrato inferior mais deformável e a solução com módulo de deformabilidade mais elevado.

A Figura 96 apresenta a evolução dos deslocamentos no coroamento e no *invert* para estas duas situações, permitindo observar de que forma a alteração do módulo de deformabilidade da camada inferior influencia a distribuição das deformações ao longo da escavação do túnel. A comparação entre ambas as respostas é particularmente útil para avaliar se o aumento de rigidez na base do maciço se repercute

de forma significativa na convergência da secção e na mobilização dos deslocamentos verticais junto ao contorno da escavação.

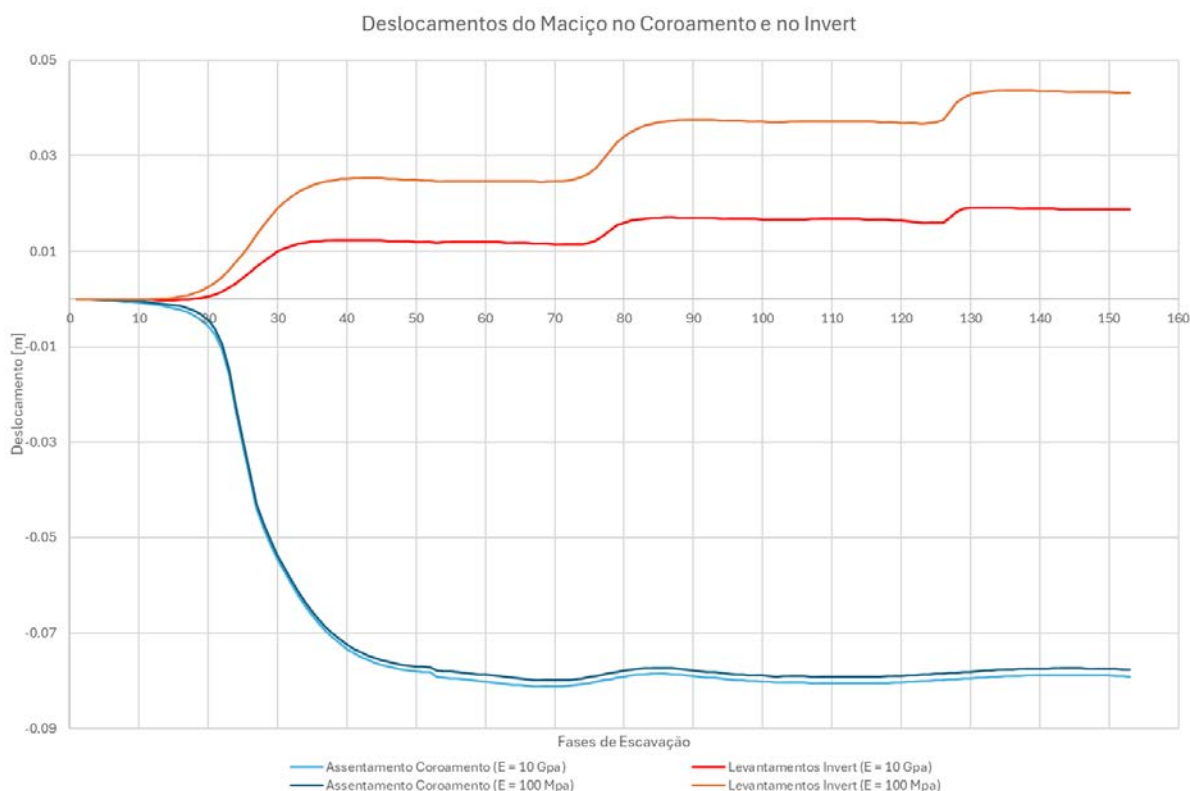


Figura 96 - Comparação dos deslocamentos no contorno da escavação para diferentes rigidezes da camada inferior do maciço

A análise da figura evidencia que os assentamentos no coroamento seguiram um comportamento muito semelhante ao dos assentamentos superficiais, assumindo valores ligeiramente superiores ao longo do desenvolvimento da escavação. Esta diferença, embora pouco expressiva, era expectável, uma vez que o coroamento se encontra mais próximo da zona diretamente afetada pela abertura da cavidade e, por isso, tende a refletir de forma mais imediata a redistribuição de tensões provocada pela escavação.

Por outro lado, o aumento da rigidez da camada inferior do maciço teve um impacto mais evidente nos levantamentos no *invert*, conduzindo a uma redução considerável da sua magnitude. Este resultado sugere que a base da escavação passou a oferecer maior resistência à deformação vertical ascendente, limitando a mobilização de deslocamentos na zona inferior da secção. Em termos mecânicos, tal comportamento poderá estar associado ao facto de uma camada mais rígida reduzir a capacidade de acomodação local das tensões induzidas pela escavação, favorecendo uma resposta global mais contida no *invert*.

Em síntese, conclui-se que a alteração da rigidez da camada inferior não produziu diferenças muito marcadas nos assentamentos do coroamento, mas exerceu uma influência mais relevante na redução dos levantamentos na base do túnel. Esta assimetria na resposta confirma que a rigidez da camada inferior desempenha um papel mais decisivo na deformação do *invert* do que na evolução dos deslocamentos na parte superior da secção.

6.3.3. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DA CAMADA INFERIOR NA DISTRIBUIÇÃO DOS ELEMENTOS PLASTIFICADOS

Relativamente à influência da variação da rigidez da camada inferior na distribuição dos elementos plastificados, apresentam-se na Figura 97 os resultados correspondentes à meia-seccção, na Figura 98 os resultados referentes à bancada e Figura 99 a dispersão relativa ao *invert*. A análise destas figuras permite avaliar de que modo a alteração da rigidez da camada subjacente condiciona a extensão e a localização das zonas plastificadas ao longo das diferentes fases da escavação, permitindo, simultaneamente, comparar com os resultados do Modelo Base Tridimensional.

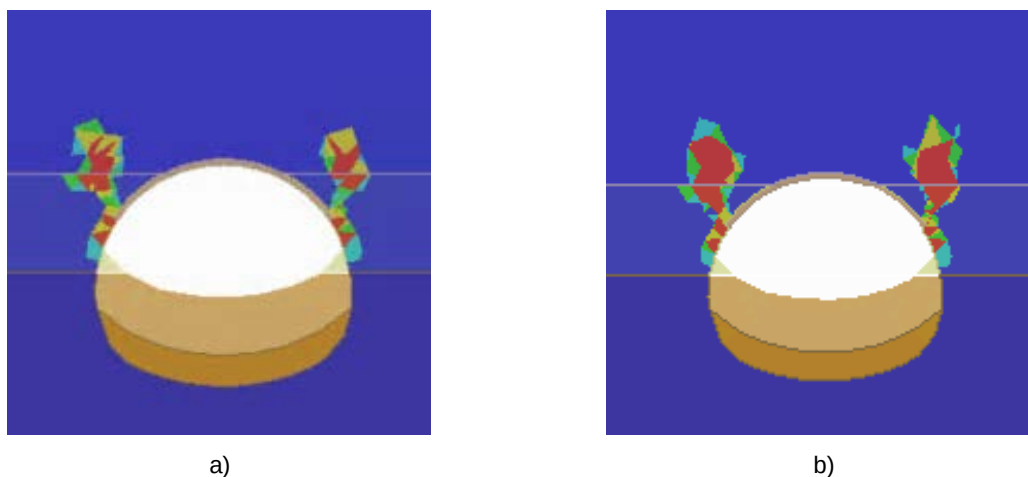


Figura 97 – a) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação da Meia-Secção para $E = 10$ GPa; b) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação da Meia-Secção para $E = 100$ MPa

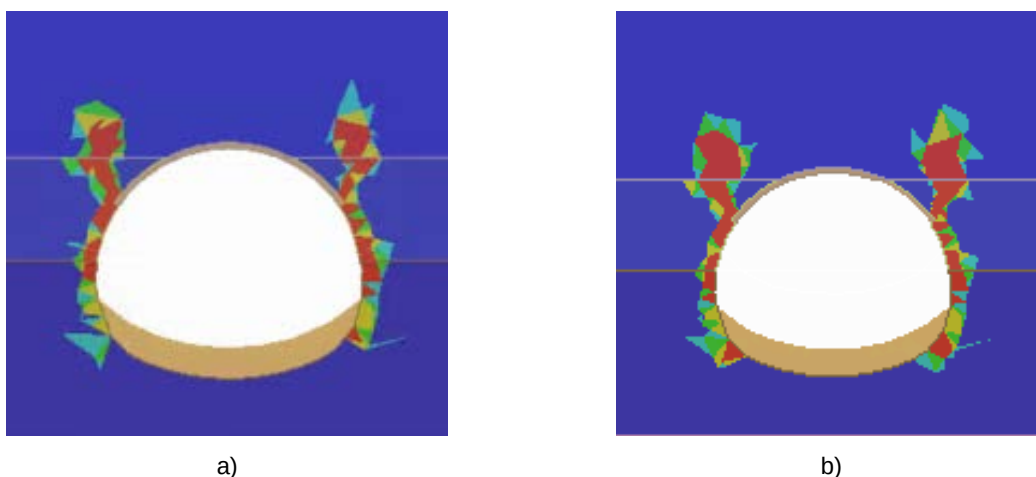


Figura 98 – a) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação da Bancada para $E = 10$ GPa; b) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação da Bancada para $E = 100$ MPa

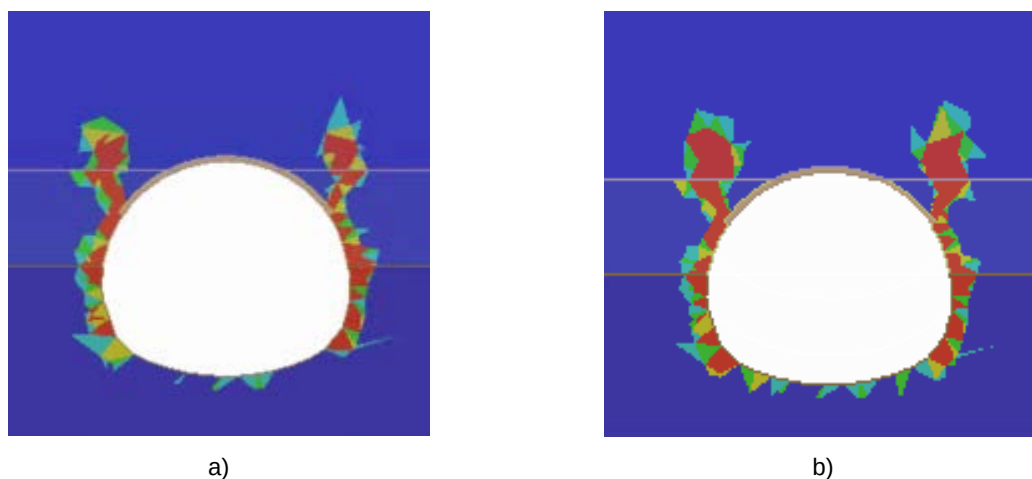


Figura 99 – a) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação do *invert* para $E = 10$ GPa; b) Distribuição dos elementos plastificados após a escavação do *invert* para $E = 100$ MPa

A análise das figuras mostra que a plastificação se desenvolveu junto ao contorno da escavação ao longo das diferentes fases, verificando-se que, no final da escavação da meia-seção, já se notava o aparecimento de zonas plastificadas junto ao túnel.

Com o avanço para a escavação da bancada, observou-se a continuidade e o alargamento da plastificação, evidenciando que a perturbação introduzida pela remoção sucessiva de material conduziu a uma redistribuição progressiva das tensões ao longo dos hasteais. No final da escavação do *invert*, a plastificação manteve-se concentrada junto ao contorno da escavação, com reduzida expressão na base da secção, o que confirma que as fases anteriores contribuíram para intensificar a resposta deformacional na envolvente mais próxima da cavidade.

Nota-se, finalmente, que a distribuição dos elementos plastificados no maciço ao longo da construção do túnel apresenta uma configuração global semelhante à observada no Modelo Base Tridimensional, com exceção da base da escavação, onde a solicitação se revelou inferior no presente estudo devido à maior rigidez da camada inferior.

6.3.4. CONCLUSÕES SOBRE A INFLUÊNCIA DA MAIOR RIGIDEZ DA CAMADA INFERIOR

A presente análise permitiu concluir que o aumento da rigidez da camada inferior do maciço, obtido pela substituição da camada original, com $E = 100$ MPa, por uma camada significativamente mais rígida, com $E = 10$ GPa, não produziu alterações relevantes nos assentamentos superficiais nem nos deslocamentos no coroamento do túnel. Este comportamento sugere que, nas zonas superiores do maciço, a resposta deformacional é dominada sobretudo pela geometria da escavação, pelo estado de tensões iniciais e pelas propriedades das camadas mais próximas da cavidade, pelo que a influência da camada inferior se torna menos expressiva nessas grandezas globais.

Em sentido inverso, observou-se uma redução muito significativa dos levantamentos no *invert*, o que evidencia que a maior rigidez da camada subjacente teve um papel decisivo na resposta local da base da escavação. De facto, uma camada inferior mais rígida oferece maior resistência à deformação vertical e limita a mobilização de cedência nessa zona, funcionando como um suporte mais competente para a base da secção. Assim, a energia de deformação induzida pela escavação é menos absorvida por essa

camada, o que se traduz numa menor tendência para o levantamento do *invert* e numa resposta mais confinada da parte inferior da cavidade.

Relativamente à distribuição dos elementos plastificados, a análise permitiu concluir que a variação da rigidez da camada inferior condiciona sobretudo a resposta local da base da escavação, sem alterar de forma relevante o padrão global de plastificação junto ao coroamento e à superfície. De facto, para a camada inferior mais rígida, observou-se uma menor mobilização de plastificação na zona do *invert*, o que se explica pela maior resistência da camada subjacente à deformação vertical e pela consequente limitação da cedência nessa região. Assim, a resposta do maciço torna-se mais confinada na base da secção, reduzindo a propagação das zonas plastificadas nessa área e concentrando a deformação nas zonas mais próximas do contorno escavado, em particular nos hasteais.

Em síntese, os resultados obtidos evidenciam que o aumento da rigidez da camada inferior se traduz numa resposta mais confinada da base da escavação, sem produzir alterações relevantes nos assentamentos superficiais nem nos deslocamentos no coroamento do túnel. A sua influência manifesta-se, sobretudo, na redução dos levantamentos no *invert* e na limitação da plastificação nessa zona, o que confirma que a rigidez das camadas mais próximas da cavidade é determinante para a deformabilidade local da secção. Assim, conclui-se que a estratigrafia local deve ser cuidadosamente considerada na análise tridimensional do túnel, dado o seu papel decisivo na repartição das deformações e na mobilização das zonas plastificadas.

6.4. INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DA CAMADA DE *JET-GROUT*

A camada de *Jet-Grout*, utilizada no modelo para simular o Guarda-Chuva, assume um papel relevante no comportamento global do túnel, na medida em que constitui um dos elementos mais rígidos do sistema de suporte inicial. A sua rigidez influencia a redistribuição de tensões no maciço envolvente e condiciona a resposta deformacional da escavação, em particular nos troços em que a obra depende mais fortemente da ação do suporte para limitar a convergência do terreno. Neste contexto, a avaliação da influência do módulo de elasticidade desta camada revela-se importante, pois permite analisar a sensibilidade do modelo a variações de rigidez e compreender de que forma essas alterações afetam os deslocamentos, os assentamentos e a mobilização do efeito de arco.

No presente estudo paramétrico, consideraram-se dois cenários alternativos, com $E = 1$ GPa e $E = 5$ GPa, cujos resultados foram comparados com os obtidos no Modelo Base Tridimensional, no qual se adotou $E = 2$ GPa. Esta comparação permite avaliar a sensibilidade do modelo numérico à rigidez do *Jet-Grout*, permitindo compreender se a solução de referência se encontra num intervalo representativo de resposta ou se o comportamento do modelo é particularmente condicionado por este parâmetro. Por essa razão, o estudo contribui para enquadrar a importância do sistema de Guarda-Chuva na estabilidade da escavação e para aferir a robustez das hipóteses adotadas no modelo tridimensional.

Em termos de comportamento esperado, a redução do módulo de elasticidade para $E = 1$ GPa deverá conduzir a uma solução mais deformável, com maiores deslocamentos no contorno da escavação e um aumento dos assentamentos superficiais relativamente ao Modelo Base Tridimensional, no qual foi adotado $E = 2$ GPa. Por outro lado, para $E = 5$ GPa, antecipa-se uma resposta global mais rígida, com menores deformações e maior capacidade de confinamento do maciço, traduzindo-se numa redução dos deslocamentos induzidos pela escavação.

6.4.1. DESLOCAMENTOS SUPERFICIAIS ASSOCIADOS À VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DA CAMADA DE *JET-GROUT*

Neste subcapítulo apresenta-se a análise dos assentamentos superficiais induzidos pela escavação, com o objetivo de avaliar a resposta do terreno face à variação do módulo de elasticidade da camada de *Jet-Grout*.

A Figura 100 apresenta os resultados dos assentamentos superficiais obtidos para o modelo paramétrico com $E = 1$ GPa, para o modelo com $E = 5$ GPa e para o Modelo Base Tridimensional permitindo comparar a influência da variação da rigidez do *Jet-Grout* na resposta do maciço.

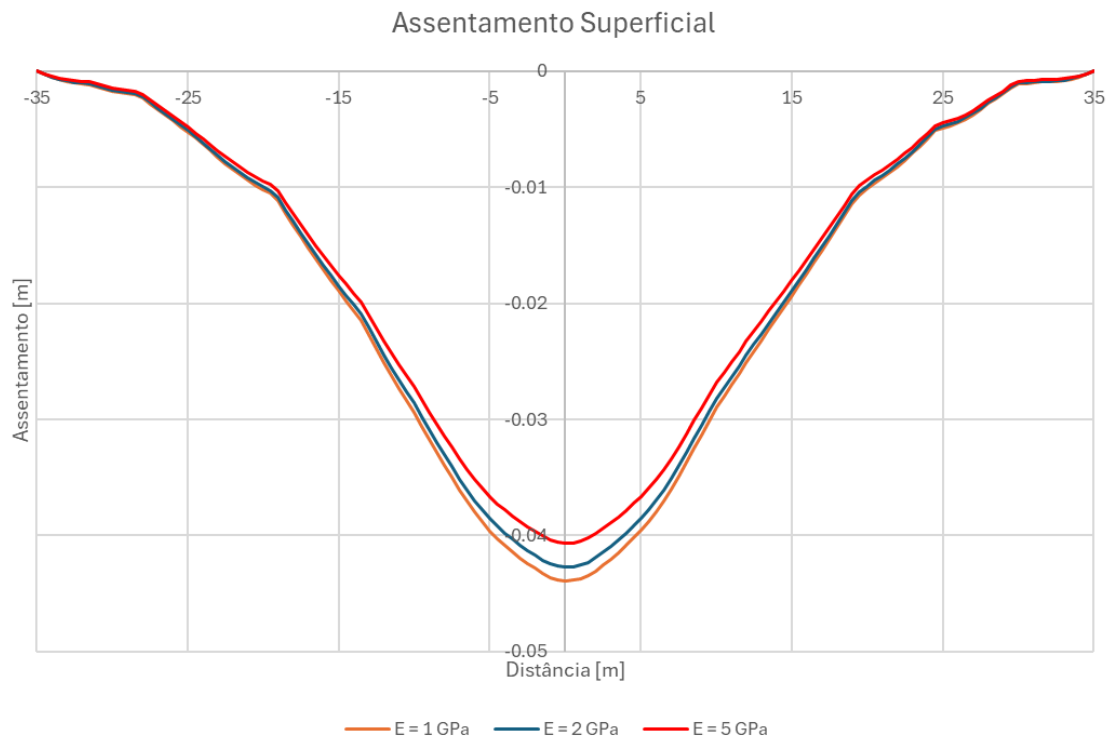


Figura 100 - Comparação dos assentamentos superficiais para diferentes módulos de elasticidade do *Jet-Grout*

Por análise do gráfico, verifica-se que a simulação com menor rigidez da camada de *Jet-Grout*, correspondente a $E = 1$ GPa, apresenta valores de assentamento superficial superiores aos do Modelo Base Tridimensional no eixo do túnel. Este comportamento era expectável, uma vez que uma menor rigidez implica menor capacidade de confinamento e maior deformabilidade do sistema, traduzindo-se numa resposta global mais flexível.

Por outro lado, a simulação com maior rigidez, correspondente a $E = 5$ GPa, evidencia assentamentos superficiais inferiores aos do modelo de referência. Tal resulta do aumento da rigidez da camada de *Jet-Grout*, que reforça a contenção do maciço envolvente e limita a progressão das deformações induzidas pela escavação.

Em síntese, os resultados confirmam a influência significativa da rigidez atribuída ao *Jet-Grout* na resposta deformacional do túnel, observando-se uma redução dos assentamentos com o aumento de E e um agravamento das deformações quando a camada apresenta menor rigidez.

6.4.2. DESLOCAMENTOS NO CONTORNO DA ESCAVAÇÃO ASSOCIADOS À VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DA CAMADA DE *JET-GROUT*

Após a análise dos assentamentos superficiais, procedeu-se à avaliação dos deslocamentos no contorno da escavação, nomeadamente dos assentamentos no coroamento e dos levantamentos no *invert*. Esta análise teve por objetivo avaliar a influência da rigidez atribuída à camada de *Jet-Grout* na resposta deformacional do túnel, comparando os resultados obtidos nos modelos paramétricos com os correspondentes ao Modelo Base Tridimensional.

Assim, a Figura 101 apresenta os deslocamentos no contorno da escavação obtidos para o modelo paramétrico com $E = 1$ GPa, os deslocamentos para o modelo com $E = 5$ GPa e os resultados do Modelo Base Tridimensional, permitindo uma comparação direta da influência da rigidez atribuída à camada de *Jet-Grout* na resposta deformacional do túnel.

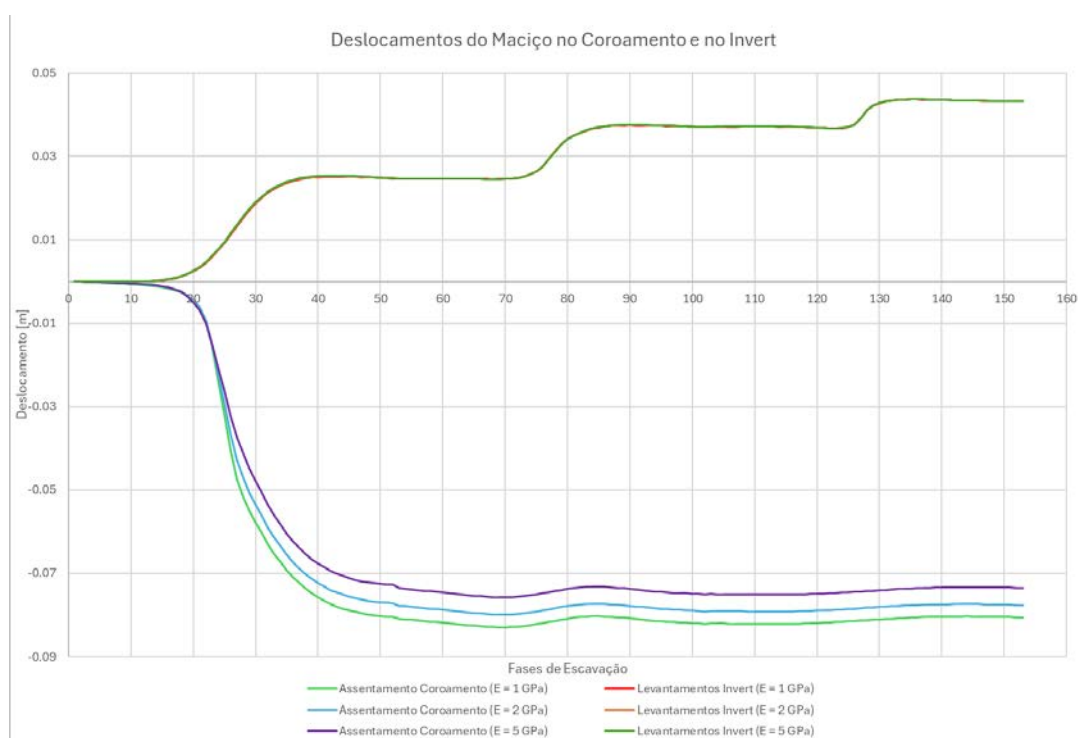


Figura 101 - Comparação dos deslocamentos no contorno da escavação para diferentes módulos de elasticidade do *Jet-Grout*

Por análise do gráfico, verificou-se que a redução da rigidez da camada de *Jet-Grout* para $E = 1$ GPa conduziu a assentamentos ligeiramente superiores no coroamento relativamente ao Modelo Base Tridimensional. Este comportamento era expectável, uma vez que a menor rigidez da camada que representa o Guarda-Chuva reduz a capacidade de confinamento do maciço e torna menos eficaz o controlo das deformações induzidas pela escavação.

Por outro lado, o aumento da rigidez para $E = 5$ GPa traduziu-se numa redução dos assentamentos no coroamento, em comparação com o modelo de referência. Este resultado confirmou que uma camada de *Jet-Grout* mais rígida contribui para uma maior contenção do maciço envolvente, limitando a convergência da secção e promovendo uma resposta deformacional mais controlada.

Em contrapartida, não se observaram alterações significativas nos levantamentos no *invert* em nenhum dos cenários analisados, mantendo-se valores muito próximos dos obtidos no Modelo Base

Tridimensional. Este comportamento sugere que a resposta da base da escavação é menos sensível à variação da rigidez da camada de *Jet-Grout*, sendo mais fortemente condicionada pela redistribuição global de tensões no maciço e pelo faseamento construtivo adotado do que pela rigidez do reforço localizado na zona superior da secção.

6.4.3. CONCLUSÕES SOBRE A INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO *JET-GROUT*

Os resultados obtidos evidenciam que a rigidez atribuída à camada de *Jet-Grout*, utilizada para representar o Guarda-Chuva, exerce influência na resposta deformacional do túnel, sobretudo ao nível dos assentamentos superficiais e dos deslocamentos no coroamento. Com efeito, a redução da rigidez para $E = 1$ GPa originou valores ligeiramente superiores de assentamento, enquanto o aumento do módulo de elasticidade para $E = 5$ GPa conduziu, como esperado, a uma diminuição dessas deformações. Este comportamento confirma que uma maior rigidez do reforço promove um melhor confinamento do maciço envolvente, limitando a abertura da escavação e reduzindo a propagação das deformações para a superfície.

Em contrapartida, os levantamentos no *invert* revelaram-se pouco sensíveis à variação do módulo de elasticidade da camada de *Jet-Grout*, mantendo valores próximos dos obtidos no Modelo Base Tridimensional. Esta fraca variação sugere que a resposta da base da escavação é controlada, em maior medida, pela redistribuição global de tensões e pelo faseamento construtivo do que pela rigidez da zona reforçada a montante da secção. Assim, ainda que o *Jet-Grout* influencie de forma clara o comportamento da parte superior da escavação, o seu efeito não se repercute de modo significativo na deformação ascensional da base do túnel.

Em termos globais, conclui-se que a rigidez do *Jet-Grout* constitui um parâmetro relevante na definição do desempenho do túnel, embora a sua influência tenha sido moderada no intervalo de valores analisado. A variação do módulo de elasticidade traduziu-se em diferenças visíveis, mas não particularmente expressivas, nos assentamentos no coroamento e à superfície, enquanto os levantamentos no *invert* permaneceram praticamente inalterados. Esta leitura sugere que, para a gama de rigidezes estudada, a resposta global da secção não é fortemente condicionada por este parâmetro, reforçando a ideia de que a calibração da rigidez do Guarda-Chuva, embora útil, não se revelou determinante para alterar de forma substancial o comportamento da obra.

7

CONCLUSÕES E PERSPETIVAS

7.1. SÍNTESE DE RESULTADOS PRINCIPAIS

Ao longo da dissertação, confirmou-se que a resposta do Túnel de Cassufas é fortemente condicionada pelo faseamento construtivo, pelas características geotécnicas do maciço e pela interação entre a escavação e o sistema de suporte. A comparação entre as análises bidimensionais e tridimensionais mostrou que os modelos 3D reproduzem de forma mais fiel a evolução espacial das tensões, dos deslocamentos e das zonas plastificadas, enquanto os modelos 2D tendem a apresentar uma resposta mais simplificada. Verificou-se ainda que a calibração do fator de alívio de tensões é decisiva para aproximar os resultados 2D do comportamento obtido em 3D, melhorando a representatividade das análises em estado plano de deformação. Apesar da tentativa de calibração com base nos levantamentos observados no *invert*, não foi possível obter uma correspondência satisfatória entre os valores calculados e os resultados numéricos de referência.

Os resultados obtidos nas secções analisadas evidenciaram que a maior parcela dos deslocamentos ocorre nas fases iniciais de escavação. Em termos globais, os assentamentos superficiais estabilizam a cerca de 35 m do eixo do túnel, e o comportamento do maciço mostra uma redistribuição progressiva das tensões, com mobilização do efeito de arco e redução do confinamento na envolvente imediata da escavação. A análise plástica revelou que a plastificação se concentra sobretudo num anel próximo do contorno do túnel, sem evolução para mecanismos de rotura progressiva até à superfície na solução considerada mais favorável.

Os estudos paramétricos permitiram identificar os parâmetros com maior influência na resposta global da obra. O coeficiente de impulso em repouso K_0 mostrou-se especialmente relevante na magnitude das tensões e deformações, bem como na plastificação, enquanto a rigidez do *Jet-Grout* influenciou de forma moderada a resposta global, com maior impacto nos deslocamentos próximos do coroamento do que nos levantamentos do *invert*. Por sua vez, a rigidez da camada inferior do maciço revelou-se particularmente importante na resposta da base da escavação, afetando de forma mais visível os levantamentos na zona do *invert* do que os assentamentos superficiais.

Em termos globais, estes resultados confirmam a importância de recorrer a uma análise tridimensional na avaliação de obras subterrâneas em zonas de transição e de reduzida cobertura, sobretudo quando se pretende reproduzir com maior rigor a evolução construtiva e a resposta real do maciço. A dissertação demonstra ainda que a calibração do fator de alívio não deve ser entendida como um valor único e universal, mas antes como um parâmetro dependente da fase construtiva e da resposta local do sistema escavação-suporte. Neste contexto, os resultados obtidos reforçam a utilidade da modelação numérica como ferramenta de interpretação e apoio ao projeto, permitindo identificar os parâmetros mais influentes e as zonas mais sensíveis do comportamento da obra.

7.2. CONTRIBUIÇÕES DO TRABALHO

A presente dissertação apresenta contributos relevantes para o estudo do comportamento de obras subterrâneas em maciços graníticos heterogêneos, em particular na análise de secções com reduzida cobertura e elevada sensibilidade ao faseamento construtivo. Do ponto de vista científico, o trabalho reforça a importância da comparação entre análises bidimensionais e tridimensionais, evidenciando as limitações inerentes à representação em deformação plana e a superior capacidade das análises 3D para reproduzir a evolução espacial das tensões, dos deslocamentos e da plastificação do maciço.

Um dos principais aspetos inovadores deste estudo reside na avaliação comparativa entre as modelações 2D e 3D, permitindo identificar de forma objetiva as situações em que a simplificação bidimensional se afasta da resposta real da escavação. Esta comparação revelou-se particularmente relevante para compreender a influência da tridimensionalidade do problema, da presença da frente de escavação e da sequência construtiva no comportamento global da obra, proporcionando uma interpretação mais rigorosa dos mecanismos associados à execução de túneis segundo o método NATM.

Outro contributo importante prende-se com a calibração dos fatores de alívio de tensões aplicados nas análises bidimensionais. A dissertação mostrou que estes fatores não podem ser encarados como parâmetros genéricos e uniformes ao longo de toda a escavação, uma vez que variam em função da fase construtiva e da posição considerada. Em especial, verificou-se que a fase da meia secção exige fatores de alívio superiores aos das restantes fases, o que traduz a maior descompressão e a maior sensibilidade do maciço nessa etapa do processo construtivo.

Do ponto de vista metodológico, o trabalho também contribui para uma melhor interpretação da influência de parâmetros geotécnicos e de modelação na resposta da escavação. A análise paramétrica permitiu identificar quais os fatores com maior impacto nos deslocamentos, na redistribuição de tensões e na plastificação, destacando-se o papel do coeficiente de impulso em repouso, da rigidez do *Jet-Grout* e da rigidez da camada inferior do maciço. Esta leitura integrada fornece uma base útil para estudos futuros e para a definição de estratégias de modelação mais consistentes.

Em termos práticos, a dissertação fornece informação relevante para o projeto e dimensionamento de túneis, em particular para formações graníticas semelhantes às da região do Porto. Os resultados obtidos podem apoiar a seleção de parâmetros de cálculo, a calibração de modelos numéricos e a identificação de zonas mais sensíveis do ponto de vista estrutural e geotécnico. Deste modo, o trabalho contribui para um dimensionamento mais informado e para uma gestão de risco mais consistente em obras subterrâneas.

7.3. LIMITAÇÕES DO ESTUDO

Apesar da relevância dos resultados obtidos, a presente dissertação apresenta algumas limitações que devem ser consideradas na interpretação das conclusões. Uma das principais prende-se com o tempo computacional associado à elaboração e ao processamento dos modelos tridimensionais, cuja complexidade exigiu períodos de cálculo significativamente elevados, bem como um esforço acrescido na análise e validação dos resultados obtidos. Esta condicionante limitou o número de simulações que foi possível realizar e, consequentemente, reduziu a extensão de algumas análises de sensibilidade inicialmente desejadas.

Outra limitação importante relaciona-se com o elevado tamanho dos ficheiros e com a exigência de recursos computacionais dos modelos 3D, o que dificultou a gestão, o armazenamento e a manipulação dos dados durante o desenvolvimento do trabalho. Em alguns casos, a dimensão dos modelos e dos

respetivos resultados condicionou a rapidez de iteração entre calibração, cálculo e interpretação, tornando o processo mais moroso do que o inicialmente previsto.

Acresce ainda que a calibração de certos parâmetros, designadamente dos fatores de alívio de tensões, não pôde ser totalmente consolidada para todas as zonas de interesse, em particular no caso dos levantamentos no *invert*. Tal facto evidencia a dificuldade em reproduzir, através de uma formulação bidimensional simplificada, fenómenos fortemente dependentes da tridimensionalidade do problema e da sequência construtiva local. Assim, embora a metodologia adotada tenha permitido uma aproximação consistente ao comportamento da obra, subsistem inevitavelmente simplificações associadas aos pressupostos constitutivos, geométricos e de fronteira introduzidos na modelação.

Por fim, importa referir que o estudo se centrou num caso de obra específico, com condições geológicas, geotécnicas e construtivas próprias, o que limita a extrapolação direta dos resultados para outros contextos sem um processo prévio de adaptação e calibração. Ainda assim, as limitações identificadas não comprometem o valor do trabalho, antes enquadram o seu alcance e reforçam a pertinência das perspetivas de investigação futura.

7.4. RECOMENDAÇÕES DE PROJETO E PERSPETIVAS DE INVESTIGAÇÃO FUTURA

Com base nos resultados obtidos, recomenda-se que, em futuros projetos de túneis implantados em maciços graníticos heterogêneos e em zonas de reduzida cobertura, se privilegie a utilização combinada de análises bidimensionais e tridimensionais, de modo a beneficiar da eficiência computacional das primeiras e da maior fidelidade física das segundas. Em particular, as análises 3D devem ser adotadas sempre que o comportamento longitudinal, a proximidade da frente de escavação ou a variabilidade geotécnica condicionem de forma significativa a resposta global da obra.

Do ponto de vista da modelação numérica, é aconselhável que os fatores de alívio de tensões sejam calibrados por fase construtiva e não assumidos como valores fixos ao longo de toda a escavação. A presente dissertação mostrou que a fase da meia secção exige maior atenção neste aspeto, pelo que futuras aplicações deverão procurar refinar a sua determinação com base em observações em obra, resultados de instrumentação e comparação sistemática com modelos tridimensionais. Sempre que possível, a calibração deverá integrar diferentes grandezas de resposta, como deslocamentos no coroamento, assentamentos superficiais, convergências e levantamentos no *invert*, de forma a reduzir a dependência de um único indicador.

Recomenda-se ainda o aprofundamento do estudo da influência de parâmetros geotécnicos e construtivos, designadamente o coeficiente de impulso em repouso K_0 , a rigidez do maciço de base, as características do *Jet-Grout* e a rigidez e sequência de instalação do suporte. Em paralelo, a análise paramétrica poderá ser alargada a outros fatores, como o efeito do nível freático, a variação espacial das propriedades do maciço, a anisotropia dos materiais e a eventual presença de descontinuidades relevantes. Este tipo de estudo permitirá construir uma base de conhecimento mais robusta para o projeto de obras subterrâneas em formações semelhantes.

Como perspetiva de investigação futura, considera-se particularmente relevante o estudo do comportamento tridimensional dos portais, atendendo à sua elevada sensibilidade geométrica, geotécnica e construtiva. A análise tridimensional destas zonas permitiria reproduzir com maior rigor a interação entre a frente de escavação, o talude, o maciço envolvente e o sistema de suporte, contribuindo para uma avaliação mais realista das deformações, das tensões e dos mecanismos locais de instabilidade. Esta linha de investigação será especialmente pertinente em zonas onde pequenas variações litológicas e de

cobertura podem traduzir-se em diferenças significativas no comportamento estrutural e geotécnico junto aos emboquilhamentos.

Por fim, considera-se igualmente útil alargar este tipo de estudo a outros casos de túneis em granito da região Norte de Portugal, de forma a comparar respostas, validar tendências observadas e consolidar critérios de dimensionamento específicos para contextos geológicos semelhantes. Dessa forma, será possível transformar os resultados desta dissertação numa base de apoio mais alargada para a prática de projeto e para a melhoria contínua da conceção de obras subterrâneas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] «Tunnels and underground excavations», Britannica. [Em linha]. Disponível em: <https://www.britannica.com/technology/tunnel>
- [2] B. Hocaoglu, «Finite Element Analyses in the Tunnel: An Overview», 2020. doi: 10.33552/ctcse.2020.06.000647.
- [3] «Use of underground spaces», ITA. [Em linha]. Disponível em: <https://tunnel.ita-aites.org/en/use-of-underground-spaces/underground-planning>
- [4] R. Sarra Pistone e A. Pinto da Cunha, «Túneis em Portugal», 2014.
- [5] «Why go underground», ITA. [Em linha]. Disponível em: <https://tunnel.ita-aites.org/en/why-go-underground>
- [6] V. D. Fonseca e T. Gomes, «Project and construction of underground stations and tunnels (TBM and NATM) in heterogeneous masses for Metro do Porto».
- [7] A. Topa Gomes, «Deriving geotechnical properties for Porto granite from the compilation and interpretation of tests and results in the last years», 2014.
- [8] A. Topa Gomes, A. Gaspar, J. Monteiro, e P. Malato, «Obras Subterrâneas do Metro do Porto - Aspetos geotécnicos».
- [9] N. Vlachopoulos e M. S. Diederichs, «Appropriate Uses and Practical Limitations of 2D Numerical Analysis of Tunnels and Tunnel Support Response», *Geotech. Geol. Eng.*, vol. 32, n.º 2, pp. 469–488, abr. 2014, doi: 10.1007/s10706-014-9727-x.
- [10] J. Almeida e Sousa, L. Ribeiro e Sousa, A. S. Cardoso, e M. Matos Fernandes, «Behaviour of a shallow tunnel in granite residual soils», *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.*, vol. 32, n.º 3, p. 119A, abr. 1995, doi: 10.1016/0148-9062(95)90136-S.
- [11] «Túnel do Rossio - Reforço e Reabilitação», 2008, [Em linha]. Disponível em: www.refer.pt
- [12] «História do Metro», Metro de Lisboa. [Em linha]. Disponível em: <https://www.metrolisboa.pt/institucional/conhecer/historia-do-metro/>
- [13] «Metro do Porto», Metro do Porto. [Em linha]. Disponível em: <https://www.metrodoporto.pt/pages/307>
- [14] M. J. Babo, «Projetos de expansão do Metro do Porto vão custar mais quase 150 milhões», *Jornal de Negócios*. [Em linha]. Disponível em: <https://www.jornaldenegocios.pt/empresas/transportes/detalhe/projetos-de-expansao-do-metro-do-porto-va-custar-mais-quase-150-milhoes>
- [15] «Gotthard Base Tunnel». [Em linha]. Disponível em: <https://tunnel.ita-aites.org/en/cases-histories/case/gotthard-base-tunnel>

- [16] «Eurotunnel». [Em linha]. Disponível em: <https://www.tuneis.org.br/eurotunnel-ligacao-entre-reino-unido-e-franca-sob-o-canal-da-mancha/>
- [17] «Brenner Base Tunnel». [Em linha]. Disponível em: https://cinea.ec.europa.eu/featured-projects/brenner-base-tunnel-first-cross-border-breakthrough-exploratory-tunnel_en
- [18] «Projeto de Alta Velocidade». [Em linha]. Disponível em: <https://www.infraestruturasdeportugal.pt/pt-pt/rede-de-alta-velocidade>
- [19] «Portugal pode ganhar um túnel “gigante” na nova alta velocidade: o que está em causa e quem será afetado». [Em linha]. Disponível em: <https://executivedigest.sapo.pt/portugal-pode-ganhar-um-tunel-gigante-na-nova-alta-velocidade-o-que-esta-em-causa-e-quem-sera-afetado/>
- [20] «Ligação Ferroviária de Alta Velocidade entre Poceirão-Caia». [Em linha]. Disponível em: <https://geg.pt/projetos/ligacao-ferroviaria-de-alta-velocidade-entre-poceirao-caia/>
- [21] A. Can, Y. Baskose, e C. Gokceoglu, «Stability assessments of a triple-tunnel portal with numerical analysis (south of Turkey)», *Geotech. Res.*, vol. 9, n.º 2, pp. 116–128, jun. 2022, doi: 10.1680/jgere.21.00028.
- [22] T. Li, Y. Li, J. Shu, S. Hu, e B. Liu, «Influence of portal excavation of shallow-buried bias tunnel on stability of soil–rock bedding slope: a case study of Moziping tunnel», *Sci. Rep.*, vol. 15, n.º 1, p. 21528, jul. 2025, doi: 10.1038/s41598-025-08052-9.
- [23] K. Terzaghi, «Theoretical soil mechanics». John Wiley & Sons, 1943.
- [24] M. Panet, «Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement». Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1995.
- [25] M. G. T. Barbosa e A. P. Assis, «Analysis of shallow tunnel portals with numerical three-dimensional simulations». 2017.
- [26] E. Zolghadr, M. Pasdarpour, S. Majidian, e A. Golshani, «Numerical modeling of NATM urban tunnels and monitoring-Case study of Niayesh». 2013.
- [27] M. Panet, «The convergence-confinement method», 2001.
- [28] «Simple analytical solutions for underground circular, elliptical and rectangular openings», 2022.
- [29] J. Almeida e Sousa, «Túneis em maciços terrosos: comportamento e modelação numérica». Universidade de Coimbra, Coimbra, 1999.
- [30] A. da Costa, «Análise numérica tridimensional vs. bidimensional em túneis superficiais - calibração de fatores de alívio», 2016.
- [31] Z. Eisentein, H. Heinz, e A. Negro, «On the ground three dimensional grund response to tunneling». ASCE, 1984.

- [32] A. Topa Gomes, «Túneis urbanos sujeitos a solicitações não uniformes». Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1998.
- [33] H. Monteiro Cândido, «Análise de tensão e deformação em túneis utilizando o Método NATM», 2016.
- [34] A. Topa Gomes, «Obras Subterrâneas». Porto, 2020.
- [35] Ö. Satici, «Assessment of plastic zone thickness and convergences for tunnels excavated in weak to fair quality rocks in Turkey», 2018.
- [36] T. R. Kuesel, «Principles of tunnel lining design». Tunnels & Tunneling, 1987.
- [37] R. B. Peck, «Deep excavation and tunneling in soft ground», apresentado em Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1969.
- [38] R. Kochen, «Contribuição ao dimensionamento do pré-revestimento de túneis rasos em solos». Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1989.
- [39] P. Duffaut, «Génie Souterrain et Mécanique des Sols», apresentado em 4th Conf. Eur. De Mécanique des Sols, 1976.
- [40] Liu Keqi, Dias Daniel, Ding Wantao, e Chen Rui, «Influence of Soil-Archiving Effect on Tunnel Face Stability», *Int. J. Geomech.*, vol. 21, n.º 7, p. 04021107, jul. 2021, doi: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0002060.
- [41] T. Baumann, R. Sternath, e J. Schwarz, «Face stability of tunnels in soft rock - Possibilities for computational analysis», apresentado em Proc. 14th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1997.
- [42] D. M. Potts e L. Zdravković, «Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Theory». Thomas Telford, 1999.
- [43] O. C. Zienkiewicz, R. L. Taylor, e J. Z. Zhu, «The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals». Elsevier, 2013.
- [44] P. Schubert, «Contribution to the design guidelines for NATM». Rock Mechanics and Rock Engineering., 1988.
- [45] E. Hoek, «Practical Rock Engineering». 2007. [Em linha]. Disponível em: <https://www.rocsience.com/assets/resources/learning/hoek/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf>
- [46] M. Rocha, «Estruturas Subterrâneas». Universidade Nova de Lisboa, 1976.
- [47] N. Vlachopoulos e M. S. Diederichs, «Improved longitudinal displacement profile (LDP) curves for tunnels excavated in both porous and jointed rock masses». International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2009.

- [48] K. Terzaghi, «Rock defects and loads on tunnel supports». Rock Tunneling with Steel Supports, 1946.
- [49] «NATM: from a construction method to a system». [Em linha]. Disponível em: <https://www.tunnelsandtunnelling.com/analysis/natm-from-a-construction-method-to-a-system/?cf-view>
- [50] C. Moreira, «Túneis, uma herança ancestral rumo ao futuro». Instituto Superior de Engenharia de Coimbra.
- [51] V. Jovicic, J. Bucu, N. Sehagic, e A. Husic, «Useful concepts for application of new Austrian tunnelling method in tunnel construction (NATM)», *Gradjevinski Materijali Konstr.*, vol. 58, n.º 4, pp. 21–36, 2015, doi: 10.5937/grmk1504021J.
- [52] HSE, «Safety of New Austrian Tunneling Method (NATM). Tunnels - A review of sprayed concrete lined tunnels with particular reference to London Clay». Health and Safety Executive, UK, 1996.
- [53] L. Muller, «The importance of the length and time of closing the ring in NATM tunneling», apresentado em Proc. Cong. Inst. Soc. Rock Mech, Montreux, pp. 511–519.
- [54] L. V. Rabcewicz, «The New Austrian Tunnelling Method». Water Power, 1962.
- [55] Z. T. Bieniawski, «Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling». A.A. Balkema, Rotterdam, 1984.
- [56] S. Gomes, «Análise do comportamento de pregagens seladas diferenciadamente através de ensaios em protótipos». Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011.
- [57] J. Margarida da Silva, «Sustentação de escavações subterrâneas civis e de mineração», In the mine. [Em linha]. Disponível em: <https://www.inthemine.com.br/site/sustentacao-de-escavacoes-subterraneas-civis-e-de-mineracao/>
- [58] X. Zhang, M. Wang, C. Lyu, J. Tong, L. Yu, e D. Liu, «Experimental and numerical study on tunnel faces reinforced by horizontal bolts in sandy ground», *Tunn. Undergr. Space Technol.*, vol. 123, p. 104412, mai. 2022, doi: 10.1016/j.tust.2022.104412.
- [59] P. Lunardi, A. Focaracci, P. Giorgi, e A. Papacella, «Tunnel face reinforcement in soft ground: design and control during excavation». Towards New Worlds in Tunneling, Balkema, 1992.
- [60] GEG, «Linha ferroviária de alta velocidade entre Porto e Lisboa (Estudo Geológico-Geotécnico)», 2026.
- [61] C. Rodrigues, N. Cruz, e M. Cruz, «Geotechnical characterization of residual granite soils. The test site of Polytechnic Institute of Guarda (Portugal)», *AIMS Geosci.*, vol. 11, n.º 2, pp. 442–467, 2025, doi: 10.3934/geosci.2025018.
- [62] GEG, «Linha ferroviária de alta velocidade entre Porto (Campanhã) e Lisboa (Infra-Estrutura de Obras de Arte - Via Férrea)», 2026.

- [63] J. Jaky, «The coefficient of earth pressure at rest», Journal for Society of Hungary Architects and Engineers, Budapest, pp. 355–358, 1944.
- [64] M. Matos Fernandes, *Mecânica dos Solos - Introdução à Engenharia Geotécnica*, 3ª Edição., vol. 2. Porto: U. Porto Press, 2025.
- [65] L. Miranda, «Influência da variabilidade geotécnica na subsidência devida à escavação de túneis urbanos». Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2011.
- [66] M. N. Vu, W. Broere, e J. Bosch, «Volume loss in shallow tunnelling», *Tunn. Undergr. Space Technol.*, vol. 59, pp. 77–90, out. 2016, doi: 10.1016/j.tust.2016.06.011.