



EXPANSÃO DA LINHA AMARELA DO METRO DO PORTO - DIMENSIONAMENTO E OBSERVAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE TERRAS

JOÃO CARLOS RIBEIRO MARTINS

Julho de 2022

EXPANSÃO DA LINHA AMARELA DO METRO DO PORTO

DIMENSIONAMENTO E OBSERVAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE

TERRAS

JOÃO CARLOS RIBEIRO MARTINS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – ESTRUTURAS

Orientador: José Filinto Castro Trigo

Co-Orientador: José Cândido Gonçalves Freitas

JULHO DE 2022

Eu , João Carlos Ribeiro Martins, estudante nº 1161543, do Mestrado em Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto, declaro que não fiz plágio nem auto-plágio, pelo que o trabalho intitulado “Expansão da Linha Amarela do Metro do Porto – Dimensionamento e Observação de Estruturas de Contenção de Terras” é original e da minha autoria, não tendo sido usado previamente para qualquer outro fim. Mais declaro que todas as fontes usadas estão citadas, no texto e na bibliografia final, segundo as regras de referenciação adotadas na instituição.

Porto e ISEP, 2022/07/15

João Carlos Ribeiro Martins

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Índice de Texto	ix
Índice de Figuras.....	xi
Índice de Tabelas.....	xvii
CAPÍTULO 1 Introdução.....	1
CAPÍTULO 2 Estruturas Flexíveis de Suporte de Terras.....	7
CAPÍTULO 3 Caso de Estudo – Expansão da Linha Amarela do Metro do Porto	37
CAPÍTULO 4 Modelação de Cortina de Estacas Ancorada	67
CAPÍTULO 5 Análise de Resultados	91
CAPÍTULO 6 Considerações Finais.....	109
Referências Bibliográficas	111
Anexo I – Alçado - Corte A.....	115
Anexo II – Alçado - Corte B.....	117
Anexo III – Tensões Atuantes - Corte A e B.....	119
Anexo IV – Deslocamentos - Corte A.....	121
Anexo V – Deslocamentos - Corte B.....	123

RESUMO

A Engenharia Civil, atualmente, atravessa uma fase de revolução tecnológica, onde a experiência e os métodos construtivos do passado aliam-se à inovação do presente, criando novas soluções com o objetivo de diminuir o custo e o tempo associado à execução de projetos e empreitadas. O presente trabalho debruça-se sobre estruturas do foro Geotécnico, cujo tema consiste no acompanhamento e análise da execução de uma estrutura de contenção de terras, inserida na Obra de Expansão da Linha Amarela do Metro do Porto, ao cargo do consórcio formado pelas empresas Ferrovia e ACA. Esta nova secção parte de Santo Ovídio em direção a Vila D’Este, alargando a rede de transportes públicos da cidade de Vila Nova de Gaia. O caso de estudo consiste numa cortina de estacas espaçadas, apoiada por ancoragens provisórias pré-esforçadas, com o propósito de permitir a execução de módulos de betão armado a céu aberto, que serão parte do acesso pedonal ao interior da nova Estação Manuel Leão – uma estrutura subterrânea, localizada no segmento de linha construído em túnel mineiro. Tendo em conta o projeto de execução deste caso de estudo, bem como as características geotécnicas aferidas durante os trabalhos de execução da cortina, foi possível modelar a estrutura, utilizando o programa de cálculo automático de elementos finitos da Rocscience (RS2), permitindo analisar os dados obtidos e compará-los com os valores lidos a partir dos aparelhos de monitorização, instalados ao longo da área de intervenção da estrutura.

O principal objetivo deste trabalho é comparar o comportamento da estrutura de contenção de terras, evidenciado no modelo numérico, com o seu comportamento real, registado na instrumentação instalada, procurando identificar as causas associadas às diferenças entre estes dois conjuntos de valores e calibrar este modelo numérico, ainda em fase de construção, aumentando a fiabilidade dos resultados fornecidos relativos a momentos de construção mais avançados.

Palavras-chave: Estruturas de contenção de terras; Expansão Linha Amarela Metro do Porto; RS2 – Rocscience; Modelação numérica; Elementos finitos;

ABSTRACT

Civil Engineering is an area that is currently undergoing a phase of technological revolution, where the experience and construction methods of the past combine with the innovation of the present, creating new solutions with the aim of reducing the cost and time associated with projects and construction works. The present document focuses on Geotechnical structures, whose case study consists of the monitoring and analysis of a retaining wall execution, at the construction of the Yellow Line Expansion, whose owner is Metro do Porto and in charge of the construction is Ferrovial and ACA companies. This new section departs from Santo Ovídio towards Vila D'Este, expanding the public transport network in the city of Vila Nova de Gaia. The retaining wall is a curtain of spaced piles, supported by pre-stressed temporary anchors, with the purpose of allowing the execution of open-air reinforced concrete modules, which will be part of the pedestrian access to the interior of the new station Manuel Leão – an underground structure located on the line segment built by mining tunnel. Taking into account the execution project of this case study, as well as the geotechnical characteristics measured during the execution of the curtain, it was possible to modulate the structure using the automatic finite element calculation program - RS2, from Rocscience, allowing the analysis of the data obtained and comparing them with the values read from the monitoring devices installed along the area of intervention of the construction. The main objective of this work is to compare the behavior of the earth retaining wall, shown in the numerical model, with its real behavior, registered in the installed instrumentation at the construction site, in order to identify the causes associated with the differences between these two sets of values and calibrate this numerical model, that is still under construction, increasing the reliability of the results provided for more advanced construction stages.

Keywords: Earth retaining walls; Yellow Line Expansion Metro do Porto; RS2 – Rocscience; Numerical Modeling; Finite elements;

ÍNDICE DE TEXTO

1.1	Obras Geotécnicas – Enquadramento	1
1.2	Caso de Estudo – Obra de Expansão da Linha Amarela do Metro do Porto	3
1.3	Objetivos do Trabalho.....	4
1.4	Organização do Documento	4
2.1	Análise do Comportamento de Estruturas Flexíveis.....	11
2.1.1	Efeito de Arco	11
2.1.2	Métodos Numéricos de Análise de Estruturas de Suporte Flexíveis.....	13
2.1.3	Método dos Elementos Finitos.....	15
2.1.4	Parâmetros de Dimensionamento de Estruturas de Suporte	16
2.1.5	Considerações de Projeto e de Construção.....	17
2.2	Cortina de Estacas.....	18
2.2.1	Cortina de Estacas Espaçadas.....	20
2.2.2	Cortina de Estacas Contíguas.....	21
2.2.3	Cortina de Estacas Secantes	22
2.2.4	Processo Construtivo de Cortinas de Estacas.....	23
2.3	Cortina de Estacas Ancorada	27
2.3.1	Modo de Funcionamento e Constituição	28
2.3.2	Processo Construtivo	30
2.3.3	Ensaio de Controlo e Procedimento	32
2.3.4	Equipamento de Monitorização de Estruturas de Contenção Flexíveis.....	34
2.3.5	Supervisão, Observação e Manutenção de Estruturas de Suporte.....	36
3.1	Obras do Metro do Porto.....	37

3.2	Linha Amarela e Perspetivas Futuras.....	39
3.3	Contexto Profissional	41
3.4	O Projeto e Tipos de Traçado Utilizados	42
3.5	Viaduto de Santo Ovídio	44
3.6	Túnel Mineiro.....	47
3.7	Hospital Santos Silva, Trincheiras e Vila D’Este	49
3.8	Estação Manuel Leão e Galerias de Acesso	53
4.1	Programas de Cálculo Automático.....	70
4.2	Modelação da Galeria de Acesso Norte.....	75
4.2.1	Caracterização Geotécnica do Terreno	77
4.2.2	Processo de Modelação.....	83
5.1	Resultados Obtidos	93
5.1.1	Tensões atuantes na estrutura de contenção – corte A.....	94
5.1.2	Deslocamentos da estrutura de contenção – corte A	95
5.1.3	Tensões atuantes na estrutura de contenção – corte B.....	97
5.1.4	Deslocamentos da estrutura de contenção – corte B	98
5.1.5	Variação da carga de pré-esforço nas ancoragens – corte A e B.....	100
5.2	Comparação dos Resultados Obtidos com os Valores Lidos em Obra.....	102
5.2.1	Deslocamentos horizontais – corte A	104
5.2.2	Deslocamentos verticais – corte A.....	104
5.2.3	Deslocamentos horizontais – corte B	104
5.2.4	Deslocamentos verticais – corte B.....	105
5.2.5	Variação carga de pré-esforço – corte A	105
5.2.6	Variação carga de pré-esforço – corte B.....	105
5.3	Conclusões	106
6.1	Conclusões	109
6.2	Desenvolvimentos Futuros	110

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Representação esquemática do comportamento distinto entre diferentes tipos de estruturas de suporte de terras [3].....	8
Figura 2.2 – Representação esquemática do impulso de terras numa estrutura flexível, apoiada por escoras, comparativamente ao diagrama de pressões expectável de uma estrutura rígida [3].....	9
Figura 2.3 – Tipos de estruturas flexíveis de suporte de terras [4].....	10
Figura 2.4 – Cortina de estacas escorada na Obra da Estação de Metro do Terreiro do Paço (Lisboa) [5]	10
Figura 2.5 – Representação esquemática do efeito de arco em estruturas de suporte de terras [3].....	11
Figura 2.6 – Representação esquemática do efeito de arco em estruturas de suporte de terras [3].....	12
Figura 2.7 – Exemplos de modos limites para a rotura rotacional de cortinas de contenção [1]	16
Figura 2.8 – Exemplo de um modo limite para a rotura vertical de cortinas de contenção [1]	16
Figura 2.9 – Cortina de estacas ancorada – Quarteirão D. João I, Porto [5].....	18
Figura 2.10 – Execução de estacas para fundação indireta de pilares na ponte de Itapaiúna, São Paulo, Brasil [5]	19
Figura 2.11 – Esquema representativo de uma cortina de estacas espaçadas em planta (figura a) [6] e vista lateral de um exemplo de aplicação (figura b) [7].....	20
Figura 2.12 – Esquema representativo de uma cortina de estacas contíguas em planta (figura a) [6] e vista lateral de um exemplo de aplicação (figura b) [8].....	21
Figura 2.13 – Esquema representativo de uma cortina de estacas secantes em planta (figura a) [6] e vista lateral/superior de um exemplo de aplicação (figura b) [9]	22
Figura 2.14 – Execução de muro guia para execução de cortina de estacas secantes [10].....	23
Figura 2.15 – Métodos distintos na fase de escavação para a execução de estacas.....	24
Figura 2.16 – Métodos distintos na fase de escavação para a execução de estacas [12]	25
Figura 2.17 – Processo de saneamento de estacas [13]	26

Figura 2.18 – Edifício sede do Gulf Bank, Argélia [5].....	27
Figura 2.19 – Constituição de uma ancoragem pré-esforçada [14].....	28
Figura 2.20 – Aplicação de ancoragens na execução de muros tipo Berlim [15].....	29
Figura 2.21 – Execução de furo para ancoragens com recurso a equipamento de roto-percussão [16] ..	30
Figura 2.22 – Colocação dos cabos de aço da ancoragem no interior do furo da viga de distribuição [17]	31
Figura 2.23 – Aplicação do pré-esforço nos cabos de aço utilizando macaco hidráulico [18].....	31
Figura 2.24 – Equipamento instalado numa ancoragem para realização de ensaios de controlo [20].....	32
Figura 2.25 – A importância de controlar o efeito de corrosão nas ancoragens [21].....	33
Figura 2.26 – Pormenor de célula de carga instalada num cabo de aço pré-esforçado de uma estrutura de ancoragem [22]	34
Figura 2.27 – Células de carga instaladas em ancoragens com sistema de observação direta (imagem superior) [16] e por transmissão remota de dados (imagem inferior) [23].....	35
Figura 3.1 – Traçado da nova Linha Rosa do Metro do Porto [24]	37
Figura 3.2 – Traçado da Expansão da Linha Amarela do Metro do Porto [24]	38
Figura 3.3 – Projeto da nova Linha Rubi do Metro do Porto	39
Figura 3.4 – Logótipo do conjunto de empresas responsáveis pela execução da obra.....	41
Figura 3.5 – Mapa da atual rede do Metro do Porto [24].....	42
Figura 3.6 – Imagens aéreas da frente de trabalho localizada em Santo Ovídio (abril 2022) [17]	44
Figura 3.7 – Planta do traçado de ambos os viadutos – VAN e VSO. Representado a verde os encontros, a azul os pilares do VAN e a vermelho os pilares do VSO [26]	45
Figura 3.8 – Execução do parque de deslize, onde serão montadas as peças metálicas e, de seguida, colocadas sucessivamente, a partir do encontro (abril 2022) [17].....	46
Figura 3.9 – Imagens aéreas de ambos os emboques, nas extremidades do túnel mineiro (março 2022) [17]	47
Figura 3.10 – Imagens da frente de escavação do túnel Norte e Sul (abril 2022) [17]	48
Figura 3.11 – Imagem do interior do túnel Sul (abril 2022) [17].....	48
Figura 3.12 – Imagem aérea da frente de obra da Estação Hospital Santos Silva (abril 2022) [17]	49

Figura 3.13 – Fases de execução de módulos em betão armado segundo o método <i>cut and cover</i> [27].	49
Figura 3.14 – Execução de trincheira aberta entre a Estação Hospital Santos Silva e o começo do troço de linha em módulos fechados (abril 2022) [17]	50
Figura 3.15 – Execução dos módulos no segmento de linha coberto (abril 2022) [17].....	50
Figura 3.16 – Imagem aérea do trajeto de linha que se desenvolve em módulos fechados, atravessando várias vias de circulação rodoviária (abril 2022) [17]	51
Figura 3.17 – Zona do término da Obra de Extensão da Linha Amarela (abril 2022) [17].....	52
Figura 3.18 – Fotorreportagem da obra da Linha Amarela, na frente de obra da Estação Manuel Leão (abril 2022) [17].....	53
Figura 3.19 – Excerto do Projeto de execução das Galerias de Acesso pedonal da Estação Manuel Leão [26]	54
Figura 3.20 – Interseção entre o segmento da Galeria de Acesso Norte em túnel e a secção executada a céu-aberto: 1 – Estaca central da cortina de separação entre secções; 2 – Secção executada em trincheira a céu-aberto; 3 – Secção executada em túnel mineiro;.....	55
Figura 3.21 – Planta de implantação de parte do segmento em túnel, na zona da Estação Manuel Leão: 1-Poço da Estação Manuel Leão; 2-Galeria de Acesso Norte; A-Complexo RTP; B-Escola Básica Soares dos Reis; (figura desenvolvida a partir de imagem satélite do Google Earth, com desenhos de projeto sobrepostos, georreferenciados)	56
Figura 3.22 – Comparação da evolução dos trabalhos de execução da estrutura de contenção de terras, na Galeria de Acesso Norte, entre os meses agosto de 2021 e abril de 2022 [17]	57
Figura 3.23 – Betonagem da cortina de estacas entre vigas de distribuição, garantindo a selagem do terreno (abril 2022) [17]	58
Figura 3.24 – Betonagem da cortina de estacas entre vigas de distribuição, garantindo a selagem do terreno (abril 2022) [17]	58
Figura 3.25 – Pormenor da constituição de uma ancoragem em fase de instalação, preparada para ser executado o pré-esforço (abril 2022)	59
Figura 3.26 – Instalação das escoras metálicas na viga de coroamento (abril 2022) [17].....	60
Figura 3.27 – Perspetiva da secção da Galeria de Acesso Norte, executada segundo o método construtivo mineiro (abril 2022) [17].....	60

Figura 3.28 – Trabalhos de execução da cortina de estacas espaçadas da Galeria de Acesso Norte (setembro 2021) [17]	61
Figura 3.29 – Processo de saneamento de estacas da Galeria de Acesso Norte (outubro 2021) [17]	62
Figura 3.30 – Processo de execução da viga de coroamento da Galeria de Acesso Norte (novembro 2021) [17]	62
Figura 3.31 – Processo de instalação das ancoragens (abril 2022)	63
Figura 3.32 – Vista aérea da Galeria de Acesso Norte, na fase de finalização dos trabalhos da viga de coroamento (janeiro 2022) [17]	63
Figura 3.33 – Injeção de calda no furo, com a ancoragem colocada, para estabelecer a ligação entre este elemento e o maciço rochoso; à esquerda, os acessórios metálicos chapa de descarga (1) e cabeça de ancoragem (2) (abril 2022)	64
Figura 3.34 – Vigas de distribuição do 1º nível (identificadas a vermelho) localizadas no acesso N2 da Galeria de Acesso Norte (maio 2022) [17]	65
Figura 3.35 – Vista aérea sobre a interseção entre o segmento a céu-aberto e a secção em túnel da Galeria de Acesso Norte, que finaliza no poço da Estação Manuel Leão (maio 2022) [17]	65
Figura 3.36 – Paragem da escavação no patamar do 2º nível intermédio, para execução da viga de distribuição e colocação das ancoragens/escoras metálicas (abril 2022)	66
Figura 3.37 – Perspetiva aérea da Galeria de Acesso Norte, no mês de abril de 2022 [17]	66
Figura 4.1 – Gama de programas desenvolvidos pela Rocscience [28]	71
Figura 4.2 – Esquema tridimensional que representa o estudo e apresentação de estruturas analisadas utilizando o programa de cálculo automático RS2 [28]	72
Figura 4.3 – Exemplo de análise de águas subterrâneas utilizando o programa RS2 [28]	73
Figura 4.4 – Exemplo de apresentação de modelação de estrutura de contenção, utilizando o RS2 [28]	74
Figura 4.5 – Localização dos cortes na Galeria de Acesso Norte, definidos para análise a partir da modelação numérica, executada no programa RS2 [26]	75
Figura 4.6 – Características geométricas do corte transversal A	76
Figura 4.7 – Características geométricas do corte transversal B	76
Figura 4.8 – Etapa 1 da modelação da estrutura relativa à caracterização geotécnica (corte A)	79
Figura 4.9 – Parâmetros da caracterização geotécnica do material ZG1b	79

Figura 4.10 – Esboço da variação do tipo de terreno no corte B, localizado no acesso N2 da Galeria de Acesso Norte	80
Figura 4.11 – Etapa 1 da modelação da estrutura de contenção relativa à caracterização geotécnica do solo (corte B)	81
Figura 4.12 – Parâmetros da caracterização geotécnica do material ZG1b	82
Figura 4.11 – Definição das fases de execução, para o corte B, no menu referente às definições do projeto (“ <i>project settings</i> ”)	83
Figura 4.14 – Parâmetros da caracterização do betão (aplicável também ao material definido para as estacas)	85
Figura 4.13 – Parâmetros da caracterização das ancoragens pré-esforçadas	87
Figura 4.14 – Modelação do corte A na fase de execução 5	88
Figura 4.15 – Modelação do corte B na fase de execução 5	88
Figura 4.16 – Modelação do corte A, com a malha de elementos finitos triangulares de 6 nós aplicada	89
Figura 4.17 – Modelação do corte B, com a malha de elementos finitos triangulares de 6 nós aplicada	89
Figura 5.1 – Tensões atuantes na cortina de estacas, na fase de execução 8, relativa à escavação final, até à cota de fundo definida em projeto (corte A)	94
Figura 5.2 – Deslocamentos horizontais da cortina de estacas, na fase de execução 8, relativa à escavação final, até à cota de fundo definida em projeto (corte A)	95
Figura 5.3 – Deslocamentos verticais da cortina de estacas, na fase de execução 8, relativa à escavação final, até à cota de fundo definida em projeto (corte A)	96
Figura 5.4 – Deslocamentos totais da cortina de estacas, na fase de execução 8, relativa à escavação final, até à cota de fundo definida em projeto (corte A)	96
Figura 5.5 – Tensões atuantes na cortina de estacas, na fase de execução 10, relativa à escavação final, até à cota de fundo definida em projeto (corte B)	97
Figura 5.6 – Deslocamentos horizontais da cortina de estacas, na fase de execução 10, relativa à escavação final, até à cota de fundo definida em projeto (corte B)	98
Figura 5.7 – Deslocamentos verticais da cortina de estacas, na fase de execução 8, relativa à escavação entre o terceiro e quarto nível de ancoragens (corte B)	98

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 5.8 – Deslocamentos totais da cortina de estacas, na fase de execução 10, relativa à escavação final, até à cota de fundo definida em projeto (corte B) 99

Figura 5.9 – Variação da carga de pré-esforço nos diferentes níveis de ancoragens do corte A 100

Figura 5.10 – Variação da carga de pré-esforço nos diferentes níveis de ancoragens do corte B 101

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Características e resultados de sondagens realizadas na área de implantação da Estação Manuel Leão [26]	77
Tabela 2 – Parâmetros geotécnicos utilizados na realização do Projeto de Execução da Obra [26]	78
Tabela 3 – Características de projeto para as ancoragens provisórias aplicadas na estrutura de contenção da Galeria de Acesso Norte [26]	86
Tabela 4 – Fases de execução e correspondente data de execução para o Corte A – acesso N1	103
Tabela 5 – Fases de execução e correspondente data de execução para o Corte B – acesso N2	103
Tabela 6 – Comparação entre os deslocamentos horizontais do corte A, sobre a parede do lado esquerdo da estrutura de contenção.....	104
Tabela 7 – Comparação entre os deslocamentos verticais do corte A, sobre a parede do lado esquerdo da estrutura de contenção.....	104
Tabela 8 – Comparação entre os deslocamentos horizontais do corte B, sobre a parede do lado esquerdo da estrutura de contenção.....	104
Tabela 9 – Comparação entre os deslocamentos verticais do corte B, sobre a parede do lado esquerdo da estrutura de contenção.....	105
Tabela 10 – Comparação entre valores de carga de pré-esforço do corte A, sobre a parede do lado esquerdo da estrutura de contenção.....	105
Tabela 11 – Comparação entre valores de carga de pré-esforço do corte B, sobre a parede do lado esquerdo da estrutura de contenção.....	105

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 OBRAS GEOTÉCNICAS – ENQUADRAMENTO

A Engenharia Civil, ao longo da história, sempre esteve diretamente relacionada com a Geotecnia, no sentido de perceber o comportamento do solo associado às construções desenvolvidas, ajustando as soluções construtivas às características do terreno. Os primeiros passos foram dados com a execução de muros de contenção de terras, cujo conceito não foge da realidade do presente, onde se continua a verificar a necessidade de executar estruturas capazes de suportar o solo, permitindo, assim, a realização de obras de Engenharia cada vez mais inovadoras e exigentes.

A ideia de estruturas de suporte de terras, embora remonte aos primórdios da Humanidade, foi evoluindo progressivamente até aos dias de hoje, onde a introdução de novos conceitos de arquitetura, novos materiais utilizados na construção e novos desafios cada vez mais exigentes do ponto de vista estrutural, levou a uma revolução do que é a Engenharia Civil atual, nomeadamente no que diz respeito ao tema das obras geotécnicas. Esta evolução e constante procura de soluções inovadoras originou a criação de um tipo de estruturas de contenção de terras – as estruturas flexíveis – que, ao contrário das soluções até então conhecidas e aplicadas na construção, denominadas estruturas de suporte rígidas, têm a capacidade de se adaptarem, ao longo do tempo, às deformações do terreno, cujo impulso na estrutura provoca variações no comportamento do elemento. Estas estruturas tiram partido das características flexíveis dos materiais, introduzidos na construção civil no século XIX, como o betão armado e o aço. Este comportamento revela-se extremamente vantajoso, tendo em conta as condicionantes da Engenharia Civil atual, uma vez que este tipo de estruturas de suporte são extremamente resistentes em relação ao pouco espaço que ocupam, com a possibilidade de serem estruturas de carácter definitivo ou provisório. No entanto, o estudo do comportamento destas estruturas é complexo, às quais estão associadas inúmeras variáveis, desde o conhecimento das condições geotécnicas do terreno, ao faseamento da escavação, passando pelas características mecânicas dos materiais utilizados.

INTRODUÇÃO

A aplicação desta moderna solução construtiva requeria que fossem desenvolvidos métodos numéricos capazes de justificar a viabilidade estrutural destes elementos. Assim, foi utilizado o método dos elementos finitos, que, quando aplicado a este tipo de cortinas de contenção de terras, permite prever o comportamento das mesmas.

Com a revolução tecnológica no final do século passado, a Engenharia Civil sofreu uma grande evolução, em todos os ramos, com a implementação de novos métodos de trabalho, utilizando a capacidade informática que surgiu, nomeadamente os programas de cálculo automático direcionados para cada tipo de área e trabalho desenvolvido.

O ramo da Engenharia Civil voltado para a Geotecnia não foi exceção, com o surgimento de *software* dedicado exclusivamente ao estudo de estruturas geotécnicas, o que permitiu estudar projetos de estruturas flexíveis de suporte de terras melhor adequados às condicionantes dos casos de estudo, de forma mais rápida e segura. Estas ferramentas aplicam o método numérico dos elementos finitos no domínio em análise, tendo a capacidade de realizar automaticamente o cálculo para diferentes tipos de parâmetros, permitindo analisar o comportamento da estrutura consoante as condições iniciais de projeto.

Assim, a Engenharia Civil está, atualmente, servida por um conjunto de ferramentas que melhoram a qualidade dos projetos, permitindo avaliar qual a melhor solução construtiva a executar, mediante as condições de cada caso, justificando, através de cálculo automático, a segurança das soluções apresentadas.

1.2 CASO DE ESTUDO – OBRA DE EXPANSÃO DA LINHA AMARELA DO METRO DO PORTO

O autor, estando integrado na equipa responsável pela execução da Obra de Expansão da Linha Amarela do Metro do Porto, optou por desenvolver uma dissertação incidindo num caso de estudo desta obra. A empreitada consiste na execução de um segmento de linha ferroviária, a partir da última estação do atual traçado da Linha Amarela, na extremidade do lado de Vila Nova de Gaia – Estação de Santo Ovídio. O traçado terminará na urbanização de Vila D’Este.

Esta expansão da Linha Amarela foi considerada uma prioridade de investimento no setor dos transportes públicos da rede metropolitana da cidade do Porto devido ao aumento exponencial do número de pessoas que se deslocam, diariamente, para o centro urbano, o que resultou num acréscimo do volume de trânsito nas principais artérias da cidade. A aposta passa pela ampliação da rede de transportes públicos coletivos, com o objetivo de oferecer à população um meio de transporte cómodo, prático e sustentável, retirando automóveis das estradas congestionadas, melhorando a qualidade de vida de todos e contribuindo para a redução do impacto ambiental desta área metropolitana.

O traçado deste projeto desenvolve-se na zona centro da cidade de Vila Nova de Gaia, passando por Santo Ovídio, pelo complexo de transmissão da RTP e pelo Hospital Santos Silva, incluindo inúmeros serviços e estabelecimentos de ensino. Atravessando uma área tão densa em edifícios e rede de estradas, com pouco espaço disponível para construção, este projeto revelou-se um grande desafio para a equipa de projetistas, cuja proposta final apresentava segmentos de linha férrea em viaduto, em túnel e à superfície. A grande variedade de soluções construtivas implica a aplicação de vários métodos de construção distintos, tendo em conta o prazo contratual, o orçamento estipulado e as condicionantes identificadas em cada zona.

Dada a grande vertente de trabalhos de foro geotécnico desta empreitada, o caso de estudo da presente dissertação diz respeito a uma estrutura de contenção de terras executada com o objetivo de permitir a realização da Galeria de Acesso pedonal ao interior da estação subterrânea do novo segmento de linha – Estação Manuel Leão.

1.3 OBJETIVOS DO TRABALHO

A Engenharia Civil é uma área que está limitada pelo tipo de recursos e ferramentas disponíveis para desenvolver e executar projetos. Com a evolução tecnológica exponencial que o mundo tem vivido nas últimas décadas, este ramo da Engenharia tem sofrido uma evolução notável no que diz respeito à forma como os projetos são desenvolvidos e na gestão e acompanhamento de obra, graças às várias opções de utilização de programas informáticos que surgem no mercado, com o objetivo de otimizar os métodos de trabalho aplicados na Engenharia Civil.

O principal objetivo deste trabalho, do ponto de vista da aplicação de metodologias práticas, é desenvolver conhecimentos de modelação e projeto de estruturas de suporte de terras, utilizando ferramentas de cálculo automático criadas exclusivamente para o estudo e análise de obras de contexto geotécnico, com base num caso de estudo, inserido na Obra de Expansão da Linha Amarela do Metro do Porto, de maneira a permitir a comparação dos resultados obtidos através do modelo numérico com os valores e o comportamento da estrutura observado na obra. A análise dos resultados permitirá retirar conclusões sobre a aplicabilidade deste tipo de ferramentas, no sentido de estabelecer uma relação entre o projeto e o comportamento da estrutural real, analisada em obra.

No que toca aos conteúdos abordados, na perspetiva teórica, o presente trabalho tem como objetivo apresentar a evolução das estruturas de contenção de terras utilizadas em ambiente de construção, apresentando as vantagens, os obstáculos e o processo construtivo associado à aplicação das estruturas flexíveis de suporte de terras, com especial destaque das cortinas de estacas, de betão armado, apoiadas por ancoragens pré-esforçadas.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO DOCUMENTO

O presente documento está dividido por capítulos referentes a cada tema abordado e segue uma sequência que inicia pela revisão bibliográfica, com a exposição dos diferentes tipos de estruturas de terras, o surgimento das estruturas flexíveis e as vantagens que apresentam em relação às tradicionais estruturas rígidas. É dado especial ênfase às cortinas de estacas, nomeadamente as diferentes variantes deste tipo de estrutura de contenção, uma vez que são amplamente utilizadas na atualidade, e porque o caso de estudo deste trabalho é uma estrutura desta categoria. Assim, é descrito o processo construtivo, tanto das estacas como dos elementos de apoio associados a estruturas de contenção, em específico as ancoragens pré-esforçadas, e são referidos diferentes métodos de controlo e monitorização da estrutura, utilizados durante a fase de execução e de utilização desta.

No capítulo 3 é apresentada a obra onde se insere o caso de estudo desta dissertação, a Obra de Expansão da Linha Amarela do Metro do Porto, ao cargo do consórcio formados pelas empresas ACA e Ferrovia, projeto onde o autor está inserido. Assim, visto que esta é uma empreitada extremamente importante para o desenvolvimento da zona metropolitana da cidade do Porto, e como se trata de um projeto que incorpora diversos tipos de soluções construtivas e traçados distintos, é feita uma descrição dos trabalhos desenvolvidos nas diferentes frentes de obra no sentido de dar a conhecer o projeto de execução e o processo evolutivo de uma construção desta magnitude. No final do capítulo está apresentado o caso de estudo, incluindo a descrição do faseamento construtivo e o acompanhamento dos trabalhos ao longo do período de execução, expondo as características geométricas e os materiais utilizados.

O capítulo 4 diz respeito ao trabalho prático desenvolvido, nomeadamente a modelação do caso de estudo utilizando um programa de cálculo automático de elementos finitos. Está dividido na caracterização geotécnica do terreno e na definição dos elementos da estrutura, com a exposição das respetivas propriedades mecânicas, que constituem os parâmetros necessários para desenvolver o modelo numérico.

O capítulo 5 parte do trabalho desenvolvido no capítulo anterior, apresentando a comparação entre os resultados obtidos a partir da modelação numérica e os valores registados em obra, ao longo das fases de execução do caso de estudo. Esta análise de resultados é possível devido à plataforma de monitorização digital da empreitada, desenvolvida pela empresa Applus, que regista os valores lidos pelos equipamentos instalados nas estruturas que têm em ação um plano de monitorização.

Por fim, o capítulo das considerações finais encerra a dissertação, expondo as dificuldades sentidas durante o período de desenvolvimento deste trabalho, os objetivos atingidos e lições aprendidas, bem como os possíveis desenvolvimentos futuros a realizar.

CAPÍTULO 2

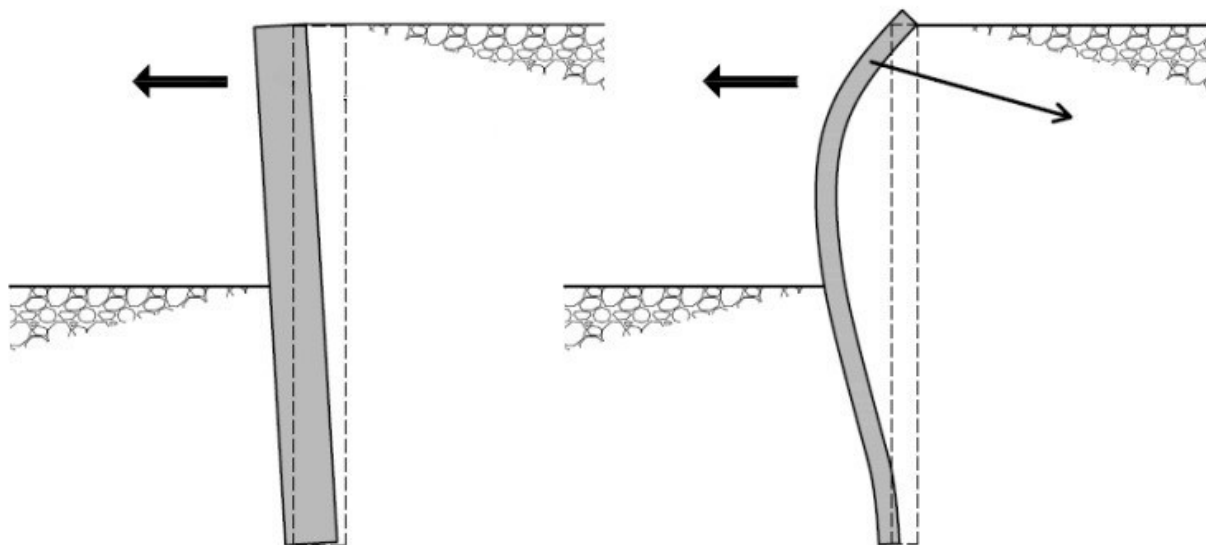
ESTRUTURAS FLEXÍVEIS DE SUPORTE DE TERRAS

A evolução da Engenharia Civil sempre teve um papel preponderante no avanço da civilização, enquanto responsável pela criação de estruturas e infraestruturas que proporcionassem as condições necessárias ao progresso e crescimento da Humanidade. Desta forma, com o avanço e a constante inovação dos processos construtivos utilizados, a Engenharia Civil foi evoluindo e surgiu o interesse em explorar e tirar proveito do subsolo. Neste sentido, foi necessário estudar o comportamento dos solos, criando métodos de construção ajustados às propriedades geotécnicas da matéria em questão. Assim, com a necessidade de realizar trabalhos de foro geotécnico, surgiram as primeiras estruturas de suporte de terras, cujo principal objetivo visa criar uma barreira que apresente capacidade estrutural suficiente para suportar a massa de terra adjacente, permitindo o aproveitamento da área a escavar ou a aterrar.

O Eurocódigo 7 considera como estruturas de suporte de terras os elementos estruturais que sejam capazes de suportar o terreno existente, quando a sua massa é suportada com um talude mais inclinado do que seria se não existisse estrutura, ou seja, quando a contenção é realizada por elementos submetidos a esforços induzidos pelo terreno adjacente [1].

As estruturas de suporte de terras começaram por ser simples muros de alvenaria de pedra que proporcionavam a criação de desníveis altimétricos no terreno, criando patamares a diferentes cotas. Nos dias de hoje, o aproveitamento do subsolo pressupõe outro tipo de exigência, principalmente a nível técnico, tendo em conta o número crescente de grandes obras de Engenharia em ambiente urbano onde há pouco espaço disponível para a realização dos trabalhos de escavação (nomeadamente na construção de pisos enterrados e túneis). Desta maneira, torna-se cada vez mais importante optar por aplicar soluções construtivas que permitam a realização de escavações a grande profundidade e com dimensões consideráveis, sem que ocorram danos significativos nas estruturas vizinhas.

As estruturas de suporte de terras dividem-se, essencialmente, em dois grandes grupos: as estruturas de suporte de terras rígidas e as estruturas de suporte de terras flexíveis (representadas na Figura 2.1). Relativamente às rígidas, este tipo de estrutura é, geralmente, vertical, apoiado sobre uma fundação plana. Foram os primeiros sistemas de contenção de terras a serem utilizados e sofreram uma grande evolução ao longo do tempo, influenciada pela utilização de novos materiais e inovação dos processos construtivos, podendo ser realizados em alvenaria de tijolo ou pedra, ou por conjuntos de agregados como cimento e betão. Neste tipo de elementos é o peso próprio que contribui, na maior parte, para a estabilidade da estrutura de contenção e, por isso, também são denominados por muros de gravidade. Assim, nas estruturas de suporte de terras rígidas não se registam deformações por flexão significativas, apenas assumindo movimentos de translação e rotação. É este fator que diferencia as estruturas rígidas das flexíveis: enquanto que nas primeiras o principal fator que contribui para a estabilidade da estrutura é a massa da mesma, nas estruturas flexíveis a estabilidade é dada pelas reações complementares do maciço envolvente. Deste modo, é possível concluir que as estruturas de suporte de terras rígidas são condicionadas pelos deslocamentos e as flexíveis pelas pressões internas do solo [2].



a) Deformação tipo de uma estrutura de contenção de terras rígida

b) Deformação tipo de uma estrutura de contenção de terras flexível

Figura 2.1 – Representação esquemática do comportamento distinto entre diferentes tipos de estruturas de suporte de terras [3]

Na década de 50 um conjunto de investigadores da área da Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - Terzaghi, Rowe e Tschebotariouff - deram especial ênfase ao estudo das estruturas de suporte de terras flexíveis, no sentido de desenvolver processos técnicos que otimizassem os métodos de escavação que, até então, estavam limitados à aplicação de estruturas de contenção rígidas. Assim, foi analisado o comportamento da flexibilidade das estruturas de contenção e os consequentes efeitos dos impulsos laterais que se mobilizavam nas cortinas de suporte de terras [4]. Estes estudos comprovaram que, ao contrário do comportamento observado nas estruturas de contenção rígidas, onde as pressões internas do solo aumentam com a profundidade do maciço, o facto de a estrutura apresentar agora um comportamento flexível resultou numa redistribuição das pressões do solo. Esta redistribuição das tensões laterais ocorre devido às deformações que surgem na cortina, provocando deslocamentos variáveis, demonstrado esquematicamente na 2.2.

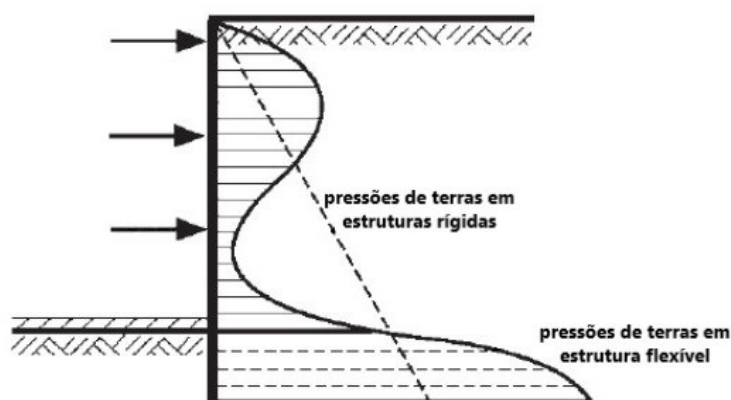
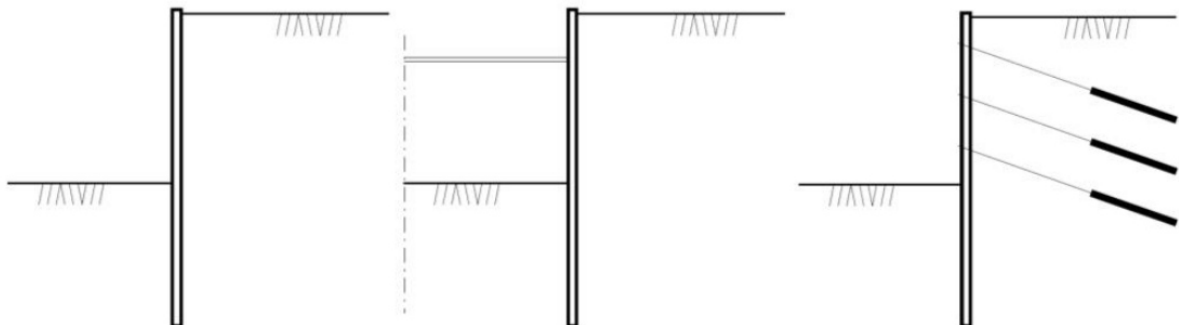


Figura 2.2 – Representação esquemática do impulso de terras numa estrutura flexível, apoiada por escoras, comparativamente ao diagrama de pressões expectável de uma estrutura rígida [3]

Desta maneira, as estruturas flexíveis de suporte de terras englobam todos os sistemas de suporte que, quando sujeitos às pressões de terras, sofrem deformações por flexão que condicionam a grandeza e a distribuição dessas pressões nas estruturas, nomeadamente os esforços para as quais são dimensionadas, momentos fletores e esforços transversos.

O tipo de estruturas flexíveis de suporte de terras varia consoante os materiais utilizados, o processo construtivo associado e a função que se pretende que o elemento seja capaz de cumprir. Geralmente são estruturas de paredes moldadas ou estacas cravadas/moldadas no terreno, associadas a escoras ou ancoragens pré-esforçadas. Estão representados, esquematicamente, alguns exemplos na Figura 2.3.



a) Esquema de uma estrutura autoportante

b) Esquema de uma estrutura escorada

c) Esquema de uma estrutura ancorada

Figura 2.3 – Tipos de estruturas flexíveis de suporte de terras [5]

Contudo, nem sempre é viável utilizar este tipo de estrutura de contenção uma vez que são as características geotécnicas do solo, a dimensão da escavação e o fim que se pretende alcançar que determinam a viabilidade da solução construtiva. As estruturas flexíveis, para além de apresentarem várias vantagens técnicas associadas à execução destes elementos em obras localizadas em meio urbano, são também economicamente interessantes uma vez que podem ser integradas na solução final, tomando funções como fundações de outros elementos construtivos, impermeabilização e revestimento final, como no caso da execução da Estação do Terreiro do Paço, no Metro de Lisboa (Figura 2.4).



Figura 2.4 – Cortina de estacas escorada na Obra da Estação de Metro do Terreiro do Paço (Lisboa) [6]

2.1 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS FLEXÍVEIS

2.1.1 Efeito de Arco

Como este tipo de estruturas de contenção de terras tem um carácter flexível, este fator permite aplicar processos construtivos onde a deformação da estrutura é expectável e o seu comportamento controlado. Porém, as deformações das estruturas de suporte afetam a distribuição das pressões do solo adjacente, o que provoca uma variação nas pressões que se geram. Este fenómeno foi analisado por Karl von Terzaghi, engenheiro austríaco que dedicou a carreira ao estudo da Engenharia Geotécnica e que desenvolveu a teoria do “Efeito de Arco em solos”. O efeito consiste no facto de, quando parte da estrutura de suporte, devido ao seu comportamento flexível, afasta-se da massa de solo, o maciço tende a acompanhá-la. O movimento relativo no interior do solo é contrariado pelas forças de resistência ao corte que surgem na área de contacto entre a massa de solo que se desloca e a que se mantém imóvel, no sentido de manter o maciço na posição inicial. Desta forma, as pressões do solo diminuem na zona da estrutura de suporte que se deslocou e aumentam na zona que se manteve imóvel [5].

O efeito de arco provoca, assim, uma redistribuição das pressões iniciais características do maciço, sobre a estrutura de suporte flexível, cuja grandeza e distribuição dos impulsos de terras está diretamente relacionada com o tipo de condições de apoio da estrutura em estudo, nomeadamente a posição e as características de rigidez das escoras/ancoragens instaladas na cortina (incluindo as propriedades do pré-esforço aplicado, no caso de se tratar de estruturas de contenção realizadas com recurso a ancoragens), tal como a Figura 2.5 demonstra.

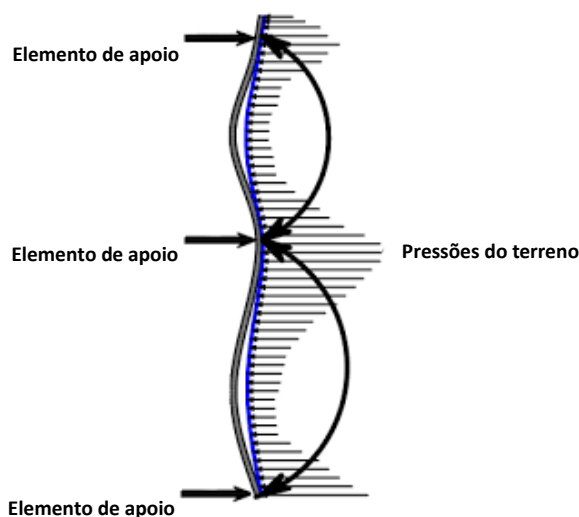


Figura 2.5 – Representação esquemática do efeito de arco em estruturas de suporte de terras [3]

Para além dos fatores indicados, é extremamente importante ter em consideração o estado de tensão inicial instalado no solo, uma vez que é um dado preponderante na determinação da grandeza das pressões de terras que são suportadas pela estrutura de contenção.

Antes de se iniciar a escavação, o solo encontra-se em repouso, isto é, as tensões no interior do maciço encontram-se equilibradas. Assim que é iniciada a remoção de parte do maciço, o estado de repouso é perturbado, rompendo o equilíbrio das tensões do solo. Este movimento resulta na aplicação de tensões, até então equilibradas, no sentido da face de escavação, como representado na Figura 2.6. Desta forma, o estado de tensão inicial do terreno é determinante para definir as pressões que são aplicadas nas estruturas de suporte flexíveis, na fase de escavação do maciço [5].

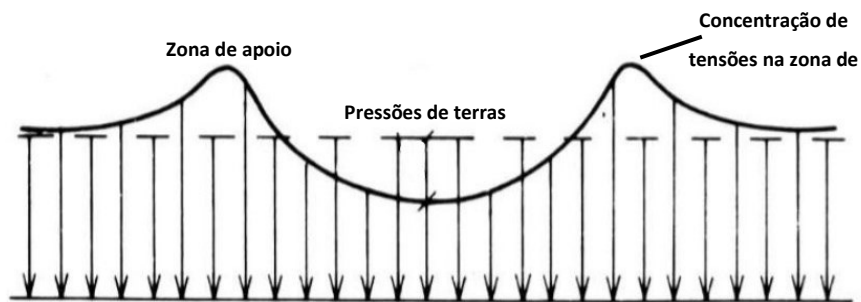


Figura 2.6 – Representação esquemática do efeito de arco em estruturas de suporte de terras [3]

2.1.2 Métodos Numéricos de Análise de Estruturas de Suporte Flexíveis

Quando era ainda desconhecida a capacidade de implementar métodos numéricos avançados que permitissem uma análise detalhada sobre o comportamento de estruturas de contenção, as questões relacionadas com as pressões de terras eram resolvidas através da aplicação de teorias como a “Teoria de Elasticidade” ou a “Teoria dos Estados de Equilíbrio Limite”. Ambas as abordagens visam formatar hipóteses simplificadas que controlam as deformações das estruturas de suporte de terras a partir das condições conhecidas destes elementos e as propriedades geotécnicas do solo em questão. Porém, estes métodos de análise teórica não resolvem os problemas de pressões de terras relativos às estruturas de suporte flexíveis, uma vez que, devido à rigidez da cortina, esta torna-se passível de sofrer deformações, condicionando as pressões internas do solo. Este fator faz com que o sistema conjunto, formado pela estrutura de suporte e pelo solo adjacente, seja hiperestático, sendo extremamente complexo determinar o estado de tensão-deformação do sistema através da aplicação de métodos de análise clássicos da Mecânica dos Solos.

Assim, foi necessário adotar outro tipo de raciocínio no sentido de desenvolver um método capaz de determinar o comportamento de uma estrutura flexível de suporte de terras. Tal como Peck afirma, em 1972, “uma estrutura de suporte flexível é mais complexa; nem a totalidade da carga lateral nem a sua distribuição são claramente determinadas pela Estática” [2].

Esta dificuldade em prever o comportamento das estruturas flexíveis fez com que se adotassem métodos de análise semi-empírica que tivessem por base a observação de obras e modelos experimentais, consoante o funcionamento das estruturas e a capacidade de concretizar os objetivos pretendidos em cada caso. Este método de estudo baseia-se, principalmente, na experiência obtida ao longo do período de vida das estruturas de suporte flexíveis e carece de evidências claras, suportadas por modelos numéricos, que representem o comportamento e as características deste tipo de estruturas de contenção [2].

Ainda assim, os sinais fornecidos e a experiência obtida através da utilização deste tipo de estruturas revelaram-se bastante promissores e, conseqüentemente, verificou-se um crescimento na aplicação de estruturas flexíveis em obras com grande volume de escavação suportada, nomeadamente estruturas do tipo paredes moldadas associadas a vários níveis de ancoragens. Por esse motivo, a experiência em campo e os dados provenientes da análise dos modelos experimentais tornaram-se insuficientes para garantir um dimensionamento correto e que garantisse a segurança dos trabalhos executados em obra.

Desta forma, a comunidade científica teve a necessidade de aplicar processos de cálculo capazes de dar resposta aos problemas de dimensionamento das estruturas flexíveis até então existentes, justificando convenientemente o comportamento espetável da estrutura de suporte no momento da escavação e durante o período de trabalhos a desenvolverem-se no interior do terreno movimentado. Para além da segurança requerida no momento da obra, este tipo de estruturas é, geralmente, um elemento estrutural definitivo, integrado na solução final do projeto, sendo extremamente importante apresentarem não só um comportamento resistente o suficiente para suportar as cargas do terreno e as suas variações de pressões internas durante os trabalhos de escavação, como também para garantirem a segurança da estrutura durante a sua vida útil [5].

2.1.3 Método dos Elementos Finitos

A aplicação do método dos elementos finitos na análise deste tipo de estruturas de suporte flexíveis veio ao encontro das questões até então levantadas sobre o dimensionamento e análise numérica destas estruturas, permitindo alcançar o grande objetivo pretendido, determinar o estado de tensão-deformação da cortina em estudo. Este método permite analisar a interação entre o maciço e a estrutura em causa, estabelecendo uma relação entre as pressões instaladas no solo, os esforços mobilizados na estrutura de contenção e as deformações estruturais consequentes. É possível, para além dos fatores referidos, considerar o estado de tensão inicial do terreno no sistema com relativa facilidade, o que possibilita uma análise completa e detalhada do modelo em estudo.

Assim, esta metodologia de cálculo, quando aplicada ao problema em questão, permite a simulação das fases construtivas da estrutura de contenção em estudo. Para além disso é possível, com a aplicação do método dos elementos finitos, considerar a rigidez da estrutura de contenção e as suas condições de apoio, bem como ter em conta as características associadas às ancoragens (caso sejam utilizadas), nomeadamente o tipo de pré-esforço utilizado, a inclinação e o comprimento dos cabos de aço instalados. O conjunto destes fatores permite determinar não só as tensões atuantes do terreno na estrutura de contenção, ao longo da sua construção, mas também os deslocamentos registados na cortina [3].

Porém, é indispensável que OS resultados da aplicação do método dos elementos finitos seja constantemente comparados com o comportamento real da estrutura, de modo a corroborar os processos utilizados no dimensionamento, com vista a obter uma representação o mais fiel possível do comportamento mecânico real da estrutura de contenção de terras. Este ajuste é muito importante não só para a cortina em análise, mas também para servir como base de dados para projetos futuros, de modo a otimizar tanto o processo de dimensionamento como o processo construtivo utilizado.

2.1.4 Parâmetros de Dimensionamento de Estruturas de Suporte

Para realizar o dimensionamento de estruturas de suporte de terras deve ser considerado um conjunto de estados limite, definidos no Eurocódigo 7, incidindo, sobretudo, na possibilidade de perda de estabilidade global da estrutura em estudo, em casos de roturas de elementos estruturais, tais como muros/cortinas, ancoragens, vigas de distribuição e escoras, ou na rotura da ligação entre elementos estruturais. Relativamente às cortinas, deve ser tido em conta, adicionalmente, o estado limite de rotura por rotação ou por translação do elemento, e a rotura por perda de equilíbrio vertical (Figura 2.7 e Figura 2.8) [1].

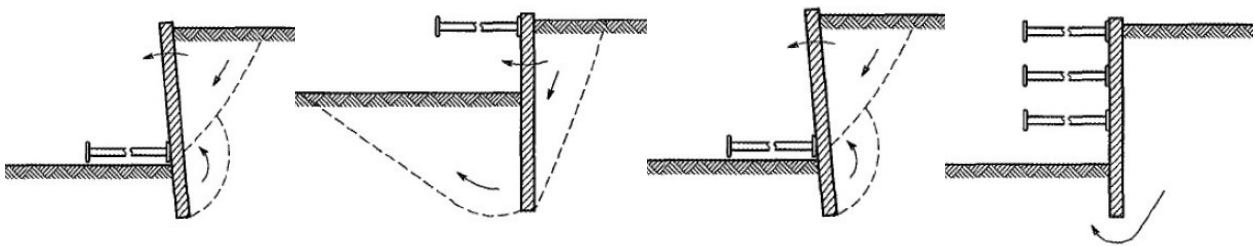


Figura 2.7 – Exemplos de modos limites para a rotura rotacional de cortinas de contenção [1]

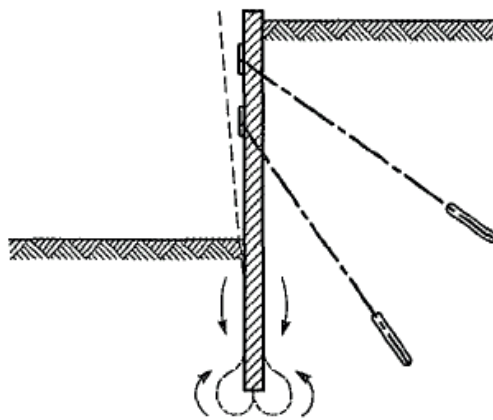


Figura 2.8 – Exemplo de um modo limite para a rotura vertical de cortinas de contenção [1]

No que diz respeito às ações que devem ser equacionadas no momento de análise dimensional de estruturas de contenção de terras, é necessário ter em conta o peso do material de aterro, as sobrecargas associadas à possível existência de edifícios vizinhos, máquinas e veículos que circulem na zona em estudo ou material existente na área próxima à estrutura e que possa ter impacto no impulso provocado pelo terreno na estrutura de suporte [1].

É importante conhecer, também, as condições hidrológicas do terreno, aferindo se há existência de nível freático na zona adjacente ao local de escavação, o que pode originar forças de percolação prejudiciais para o equilíbrio da estrutura.

2.1.5 Considerações de Projeto e de Construção

Para ser possível desenvolver um projeto de estrutura de suporte de terras é imprescindível ter em consideração um vasto leque de condicionantes que poderão ter um impacto significativo em fase de obra, caso não sejam devidamente contempladas em projeto. Desta forma, o Eurocódigo 7, com vista a diminuir a probabilidade de ocorrerem situações em obra que levem a um reajuste do processo de execução do elemento estrutural, refere um conjunto de parâmetros que devem ser tidos em conta, na fase de projeto, de maneira a garantir que a entidade executante tenha a capacidade de realizar a obra, cumprindo o planeamento previsto. Assim, é essencial equacionar os efeitos da construção de um elemento estrutural de contenção de terras, nomeadamente a possibilidade de ser necessário colocar suportes provisórios nas faces de escavação, a eventualidade de ocorrerem deslocamentos no terreno e consequentes alterações do estado de tensão devido à escavação e execução da estrutura, os trabalhos de cravação ou furação para a realização de estacas que induzem vibrações no terreno, bem como o planeamento dos trabalhos em função dos acessos disponíveis à obra, com especial importância nas obras que se desenvolvem em ambiente urbano [1]. Para além destes aspetos relacionados com os efeitos da construção, é importante identificar previamente o grau de impermeabilização da estrutura de suporte que se pretende atingir, bem como aferir se estão reunidas as condições necessárias para executar o sistema de ancoragens ou o escoramento da estrutura. Relativamente aos materiais utilizados na execução da estrutura de contenção, conhecer as características de resistência e de rigidez da estrutura é fundamental para que seja possível garantir a resistência da estrutura de contenção que é requerida, tanto para suportar o impulso do terreno adjacente como as eventuais cargas verticais que possam estar aplicadas na zona envolvente. Por fim, é necessário garantir que o aspeto final da estrutura é o esperado e que a sua durabilidade, bem como a de todos os componentes associados (nomeadamente as ancoragens ou escoras utilizadas) seja capaz de cumprir a função para a qual a estrutura de contenção foi projetada.

2.2 CORTINA DE ESTACAS

O caso de estudo em análise no corpo da presente dissertação diz respeito à aplicação de uma cortina de estacas, associada a ancoragens pré-esforçadas, como estrutura flexível de suporte de terras, cujo objetivo é permitir a execução de galerias em betão armado na zona livre, escavada para o efeito. Assim, esta solução construtiva é analisada, com maior detalhe, no presente capítulo, referindo as vantagens deste tipo de estrutura de suporte de terras comparativamente a outros métodos de execução, as características dos elementos estruturais mediante as condicionantes de cada obra, o processo construtivo e a importância de analisar previamente e dimensionar com rigor estas estruturas, de forma a garantir a segurança durante a execução dos trabalhos, bem como assegurar o bom desempenho e a qualidade da estrutura durante o período de vida útil do projeto.

A implementação deste tipo de estrutura de suporte de terras trouxe várias vantagens para a construção civil, principalmente em obras localizadas em meio urbano, cujas condições disponíveis impliquem pouco espaço livre para além da zona de escavação prevista, como é o caso da obra de reconstrução do quarteirão D. João I, no Porto (Figura 2.9). As cortinas de estacas, nos casos em que a sua capacidade resistente for insuficiente para suportar as pressões internas do solo, podem estar associadas a ancoragens pré-esforçadas instaladas no elemento de contenção, aliviando as cargas instaladas na cortina. Esta solução veio substituir o uso generalizado das ancoragens passivas e de escoras [7].



Figura 2.9 – Cortina de estacas ancorada – Quarteirão D. João I, Porto [6]

De um modo geral, as cortinas de estacas são em betão armado, de secção circular e moldadas *in situ*. Apresentam, como grande vantagem, o facto de poderem tomar vários comprimentos e diâmetros, o que permite uma versatilidade que muitas vezes é necessária devido às condicionantes impostas pela obra em questão. As dimensões das estacas devem ter em conta o volume de escavação envolvido e as cargas do terreno associadas. É possível executar estacas com mais de 50 metros e de grande capacidade de carga, superior a 10 000 kN. Outra vantagem desta solução construtiva é o facto de também poder ser utilizada como elemento de fundação de estruturas (Figura 2.10). Normalmente utilizam-se estacas como elementos de fundação quando as condições geotécnicas do terreno existente não são suficientes para suportar as cargas das fundações diretas, o que faz com que seja necessário incluir estes elementos de maneira a transferir as cargas para uma profundidade onde o maciço rochoso seja capaz de suportar os esforços envolvidos.



Figura 2.10 – Execução de estacas para fundação indireta de pilares na ponte de Itapaiúna, São Paulo, Brasil [6]

Em relação à disposição destes elementos verticais, dependendo do tipo de solo, da dimensão do terreno escavado, da presença ou não do nível freático e da disponibilidade financeira, as estacas podem ser, quanto ao espaçamento entre si, espaçadas, contíguas ou secantes [7].

2.2.1 Cortina de Estacas Espaçadas

No caso de as cortinas de estacas espaçadas a distância entre os elementos verticais varia entre 0,5 metros e 1,5 metros (Figura 2.11), consoante o diâmetro das próprias estacas e dependendo da coesão dos solos do terreno a tardo. Devido ao espaço livre existente entre estacas, este tipo de cortina é pouco estanque. Porém, como se trata de um tipo de solução construtiva barata e de rápida execução comparativamente com as demais, é norma corrente preencher-se os espaços livres utilizando betão projetado e malha de aço eletrosoldada, impermeabilizando, desta forma, a cortina.

De um modo geral, a utilização de estruturas de contenção periféricas com recurso a cortinas de estacas espaçadas garante um carácter flexível, controlado e benéfico para o comportamento físico da estrutura durante a escavação e os trabalhos no interior da área livre, com a vantagem de poder ser um elemento de carácter definitivo ou provisório, ativo somente na fase de execução da obra [8].

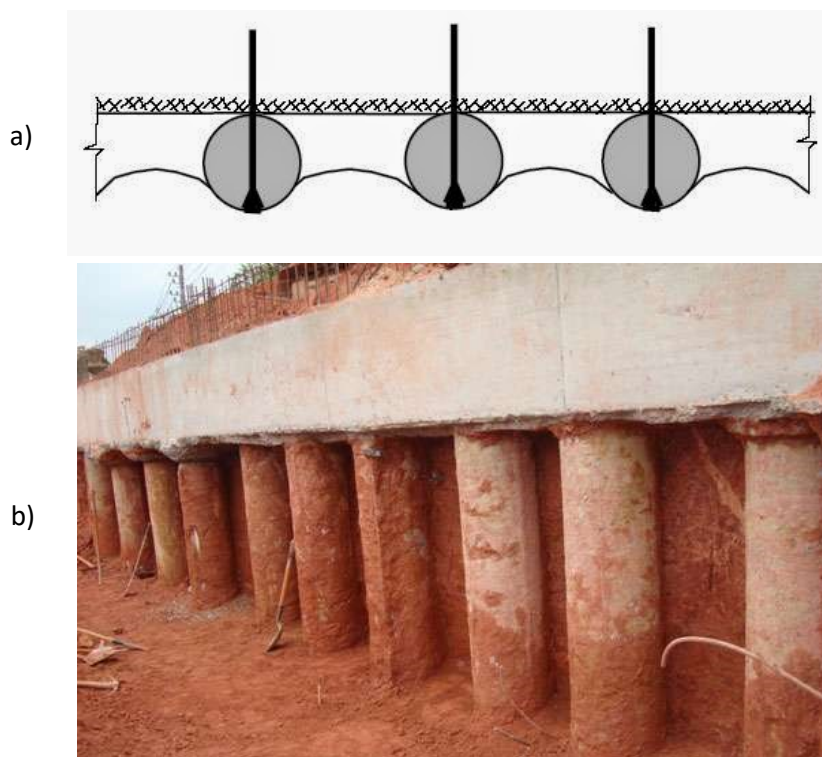


Figura 2.11 – Esquema representativo de uma cortina de estacas espaçadas em planta (figura a) [9] e vista lateral de um exemplo de aplicação (figura b) [8]

Contudo, este sistema de contenção apenas resulta quando o tipo de solo suportado é relativamente estável, o que faz com que o comportamento da estrutura seja o desejado, atendendo à teoria do efeito de arco já referida.

2.2.2 Cortina de Estacas Contíguas

Neste tipo de cortina de estacas, os elementos verticais, à semelhança do tipo de cortina referido anteriormente, também se encontram espaçados uns dos outros, embora num intervalo de apenas 7,5 a 10 centímetros, o que resulta num espaçamento livre da cortina muito inferior, quando comparado com o tipo de estacas espaçadas (Figura 2.12). No entanto, o problema da estanqueidade do elemento não está resolvido uma vez que continua a existir um intervalo entre colunas que permite a passagem de água. Assim, a solução para casos onde seja viável a execução de uma cortina de estacas contíguas, mas onde o solo tenha um teor de água considerável que justifique a impermeabilização da estrutura de suporte de terras, passa por aplicar betão projetado, a par com a malha de aço eletrosoldada, tal como foi visto no caso das cortinas de estacas espaçadas [8].

Desta forma, a utilização de cortinas de estacas contíguas torna-se especialmente vantajosa quando na presença de solos argilosos com baixo teor de água.

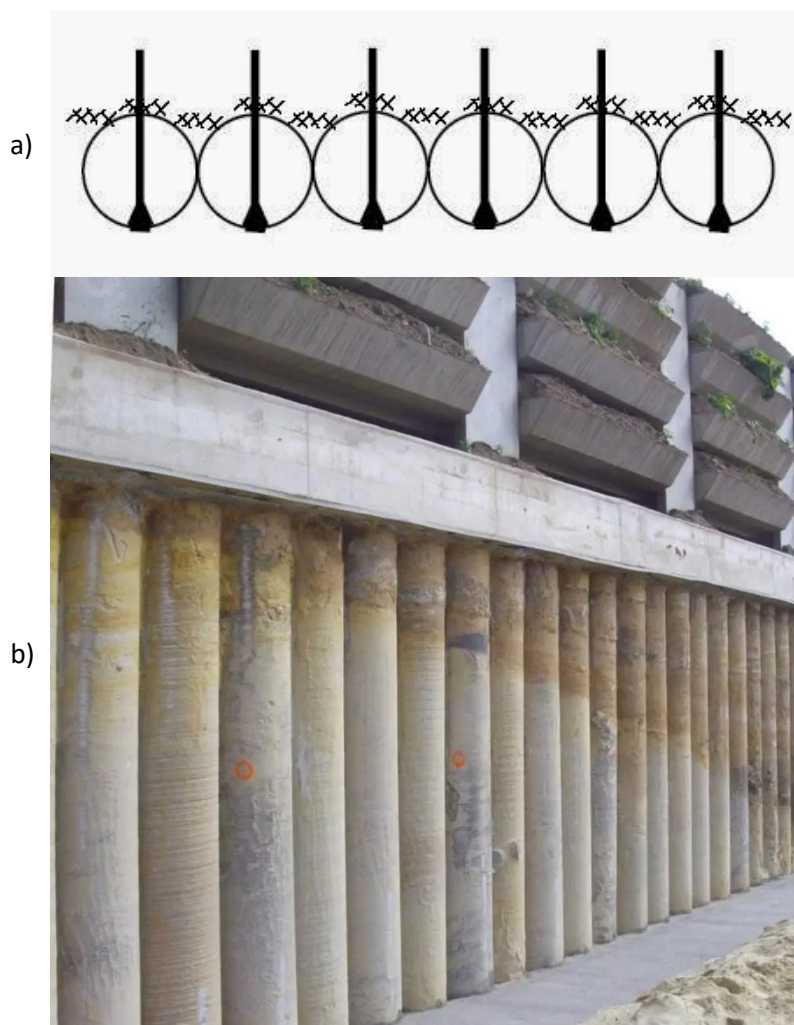


Figura 2.12 – Esquema representativo de uma cortina de estacas contíguas em planta (figura a) [9] e vista lateral de um exemplo de aplicação (figura b) [10]

2.2.3 Cortina de Estacas Secantes

Por fim, as cortinas de estacas secantes consistem na execução interpolada de estacas de dois tipos distintos, denominadas estacas fêmea e macho. A grande vantagem desta solução construtiva é garantir a estanqueidade da cortina sem ser necessário utilizar outros elementos que salvaguardem esse efeito impermeabilizante [11].

Geralmente as estacas tipo fêmea são constituídas apenas por betão sem armadura, enquanto que as estacas do tipo macho são de betão armado. Esta diferenciação facilita o processo construtivo da cortina, onde as estacas macho são executadas numa fase posterior à das estacas fêmea uma vez que é possível, com recurso a meios mecânicos, efetuar o corte das estacas fêmeas para colocação das estacas macho, mais resistentes, garantindo a intercalação secante entre os dois tipos de estacas (Figura 2.13).

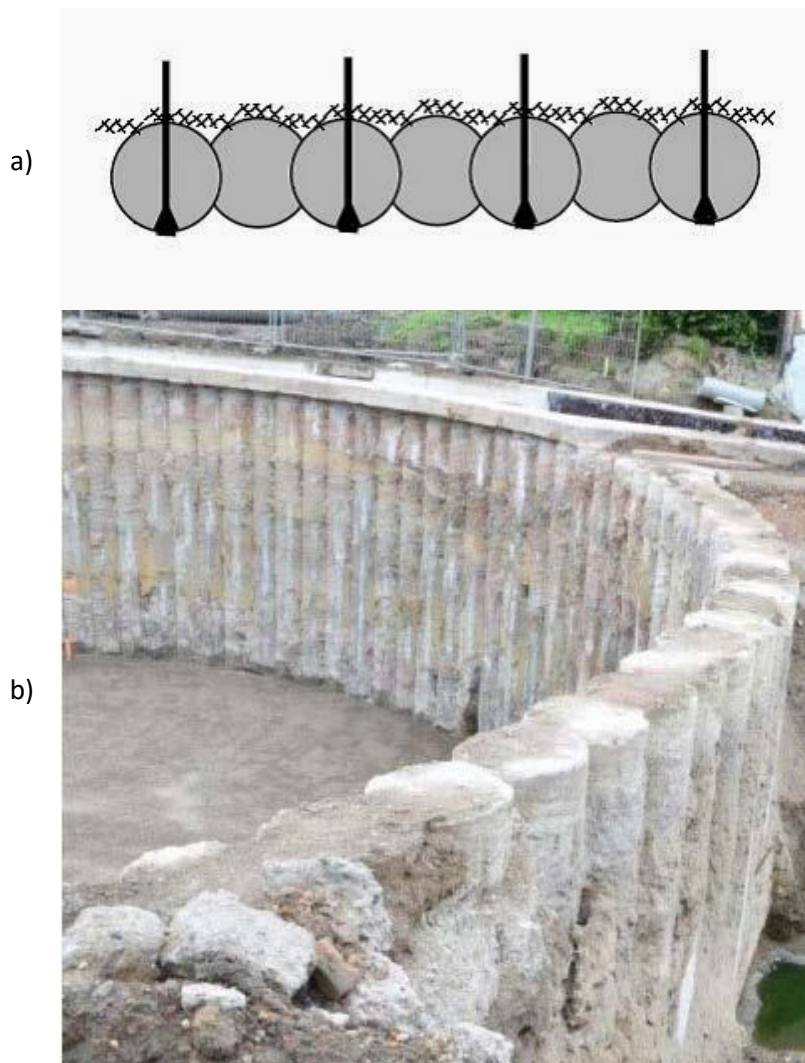


Figura 2.13 – Esquema representativo de uma cortina de estacas secantes em planta (figura a) [9] e vista lateral/superior de um exemplo de aplicação (figura b) [12]

2.2.4 Processo Construtivo de Cortinas de Estacas

A primeira tarefa a realizar, depois de estarem concluídos os trabalhos de movimentação de terras, é realizar a marcação no terreno da posição onde será executada a cortina de estacas, de maneira a prevenir eventuais erros de implantação que possam atrasar o planejamento da obra e ter um impacto económico significativo na empreitada. Geralmente, esta tarefa é da responsabilidade da equipa de Topografia da obra.

No caso de se tratar de uma cortina de estacas secantes é necessário realizar os muros-guia, cujo objetivo é o de facilitar o início da furação e assegurar a distância correta entre as primeiras estacas executadas – estacas fêmea, constituídas apenas por betão – para que no momento de realizar as estacas macho (em betão armado) não existam zonas com espaçamento livre (como demonstrado na Figura 2.14). Este processo normalmente não é aplicado na execução de cortinas de estacas contíguas ou espaçadas uma vez que está prevista a existência de lacunas entre os elementos, o que permite que haja folga quanto ao espaçamento previsto em projeto.



Figura 2.14 – Execução de muro guia para execução de cortina de estacas secantes [11]

Depois de finalizadas as tarefas preliminares, procede-se à execução dos elementos de suporte. Dependendo da função dos elementos a executar, das condições do terreno, do diâmetro e da profundidade da estaca, determina-se o método construtivo mais adequado, influenciado pelo prazo e orçamento da obra. Assim, as estacas podem ser realizadas com recurso a trado contínuo, em obras cujo diâmetro não ultrapasse os 80 centímetros e os 20 metros de profundidade (Figura 2.15-b), ou utilizando um tubo moldador nos casos em que a dimensão das estacas seja considerável, tanto o diâmetro como a profundidade da coluna (Figura 2.15-a). Este último método construtivo é aplicado, sobretudo, na realização de estacas como elementos de fundação, pois trata-se de uma solução associada a um custo elevado e de lenta produção, o que faz com que apenas seja economicamente rentável na execução de um número reduzido de elementos e que estes sejam de dimensões significativas.



a) Escavação com recurso a tubo moldador [6]



b) Escavação utilizando trado contínuo [13]

Figura 2.15 – Métodos distintos na fase de escavação para a execução de estacas

No caso da aplicação do trado contínuo, depois de finalizado o processo de escavação até à cota pretendida, a haste mantém-se no interior do furo e é realizada a betonagem através de uma abertura ao longo deste elemento de perfuração. Assim, a betonagem faz-se no sentido ascendente, em simultâneo com a remoção da haste. Após concluída esta etapa é introduzida a armadura no furo enquanto o betão não adquire as suas propriedades resistentes [6].

Na utilização do tubo moldador, a armadura é colocada antes de ser realizada a betonagem. Como este método construtivo é frequentemente aplicado a estacas de grande dimensões, é comum o equipamento que efetua a escavação do furo não ser capaz de fazer a contenção das terras adjacentes ao longo da escavação pois está constantemente a ascender à superfície para despejar o solo escavado. Desta forma, vão sendo colocados tubos moldadores que não só guiam o sentido da escavação, como realizam a contenção das terras para que não haja um desprendimento de solo para o interior do furo. Estas peças são de diâmetro definido e apresentam um sistema de encaixe para ligação entre elementos. Assim que for alcançada a cota de escavação é introduzida a armadura e, depois, inicia-se a betonagem, normalmente utilizando um tubo *trémie*, inserido na furação, o que permite que a betonagem seja realizada no sentido ascendente, estando sempre o tubo submerso no betão (Figura 2.16).



Figura 2.16 – Métodos distintos na fase de escavação para a execução de estacas [14]

Por fim, é feito o saneamento da cabeça das estacas. Este processo consiste em demolir a parte superior da estaca, retirando a porção de inerte contaminada pelo solo que foi subindo até ao topo, numa altura de aproximadamente 50 cm (Figura 2.17-b). Apenas é retirado o betão, deixando a armadura para que esteja seja ligada à armadura da viga de coroamento ou da sapata de fundação. Geralmente, a extremidade da armadura da estaca que será ligada à armadura do elemento superior está protegida por peças de encamisamento, o que facilita o processo de saneamento (Figura 2.17-a) [15].



a) Colocação de camisas na extremidade das armaduras,



b) Aspeto final de um conjunto de estacas saneadas

Figura 2.17 – Processo de saneamento de estacas [15]

2.3 CORTINA DE ESTACAS ANCORADA

A utilização de cortinas complementadas com ancoragens pré-esforçadas, quando as condições geotécnicas o permitem, é especialmente vantajosa face a estruturas de contenção de terras com recurso a escoras pois permite uma escavação mais rápida, devido ao espaço disponível no interior da estrutura de suporte, resultando num melhor rendimento para a obra (Figura 2.18).

As ancoragens são uma solução construtiva com um vasto campo de aplicação, podendo ser instaladas em estruturas de suporte, como elemento de apoio à estrutura, ou em casos em que seja necessário assegurar a estabilidade de elementos de contenção, tais como taludes, escavações ou túneis. Estes elementos podem ser utilizados, adicionalmente, com o objetivo de resistir a forças de levantamento global da estrutura.

Neste tipo de estrutura de contenção de terras, assim que a cortina de estacas estiver concluída são instaladas as ancoragens pré-esforçadas em vigas de distribuição, cujo valor da pré-carga colocado corresponde ao definido em projeto. Isto significa que, em vez de se prever o esforço máximo a que as ancoragens estarão submetidas, define-se antes a carga instalada, de maneira a que a estrutura de contenção adote um comportamento espectral e controlado. Este procedimento faz com que o elemento estrutural adote um desempenho ativo, de adaptação constante aos esforços aplicados definidos para as ancoragens [7].

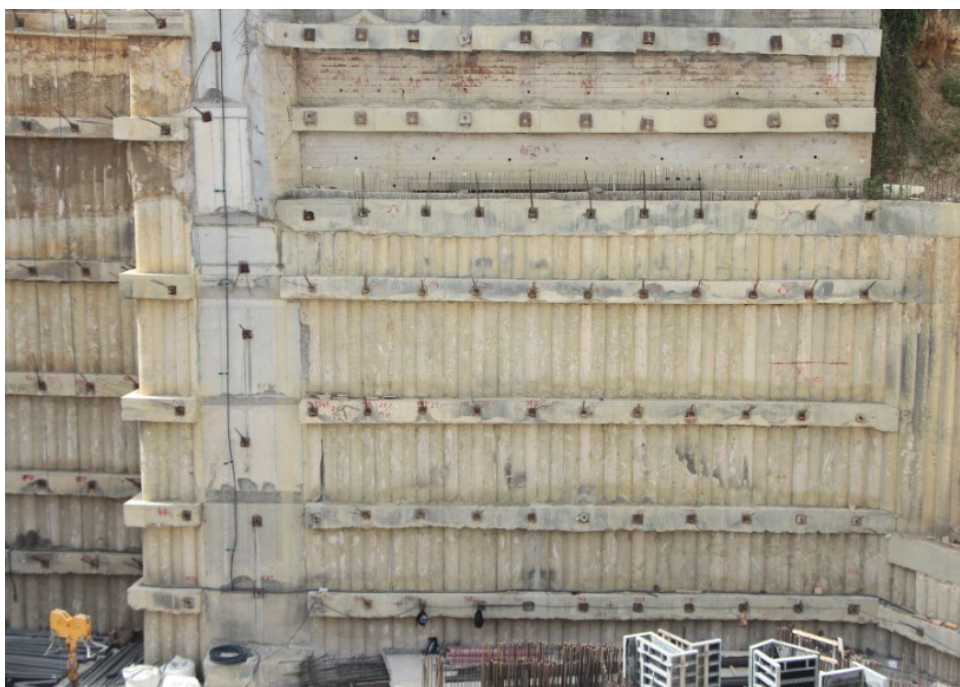


Figura 2.18 – Edifício sede do Gulf Bank, Argélia [6]

As ancoragens pré-esforçadas garantem, sobretudo, o apoio estrutural às escavações e, dada a sua versatilidade, contribuem para a redução dos tempos de construção, aliado à sua relativa facilidade de instalação. Atualmente este método é amplamente utilizado, principalmente nas obras em meio urbano, dado o pouco espaço de que necessita para ser implementado e a capacidade estrutural que oferece às estruturas de suporte de terras.

2.3.1 Modo de Funcionamento e Constituição

As ancoragens tiram partido dos fundamentos de pré-esforço de varões ou cordões de aço, que são colocados num furo executado no solo que se pretende suportar, transmitindo uma força de tração da estrutura de contenção, em relação ao terreno no tardo. Este comportamento introduz no solo um impulso de sentido contrário ao do impulso das terras, diminuindo significativamente as deformações da estrutura de contenção. A grandeza deste impulso é um parâmetro dependente das condicionantes de projeto associadas. Na Figura 2.19 está representada a constituição típica de uma ancoragem pré-esforçada [16].

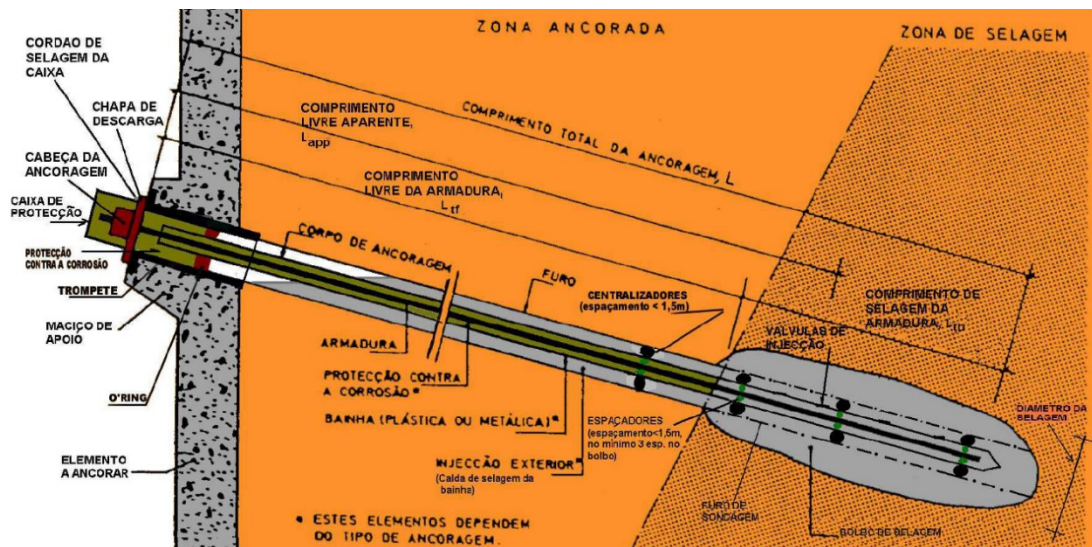


Figura 2.19 – Constituição de uma ancoragem pré-esforçada [17]

As ancoragens podem ser aplicadas em diversos tipos de estruturas flexíveis de suporte de terras tais como muros tipo Berlim, definitivos ou provisórios, e cortinas de estacas (Figura 2.20).



a) Execução de muro de Berlim do tipo definitivo



b) Execução de muro de Berlim do tipo provisório

Figura 2.20 – Aplicação de ancoragens na execução de muros tipo Berlim [18]

As ancoragens tanto podem ser elementos provisórios, quando o objetivo da aplicação deste sistema é o de servir de suporte às estruturas de contenção durante a fase de execução de obra (geralmente o tempo de vida útil do elemento é inferior a 2 anos nestes casos), como podem ser elementos definitivos, quando se trata de obras cuja solução utilizada no processo de execução dos trabalhos de escavação permanecerá ativa após a conclusão da obra (cujo tempo de vida útil ultrapasse 2 anos), o que justifica a adoção de soluções construtivas que garantam uma apresentação limpa e cuidada da estrutura de contenção de terras a implantar [7].

2.3.2 Processo Construtivo

Em casos de aplicação correntes, para executar as ancoragens é realizado um furo no terreno, cujo diâmetro pode variar entre 7,5 a 15 centímetros, perfurando o solo com recurso a trado contínuo ou equipamentos de roto-percussão (Figura 2.21).



Figura 2.21 – Execução de furo para ancoragens com recurso a equipamento de roto-percussão [19]

No caso de o solo em questão ser instável, pode ocorrer desprendimento de matéria para o interior do furo, obstruindo-o. Assim, são utilizadas camisas na execução da perfuração, de modo a garantir que o diâmetro da abertura seja o necessário em toda a longitude do furo. No final deve ser analisado o estado interior da abertura, efetuando a limpeza e garantindo que as características de projeto são respeitadas.

De seguida, são colocados os cabos de ancoragem no furo (Figura 2.22) e injeta-se a calda, constituída geralmente por cimento, água e compostos químicos específicos, consoante as condições do solo existente. É importante aferir corretamente o tipo de calda a utilizar uma vez que este elemento é o responsável por fazer a ligação da ancoragem ao solo, oferecendo propriedades anticorrosivas, protegendo os cabos de aço de oxidarem e perderem as suas propriedades mecânicas. Para além disto, a calda serve também para ocupar os vazios existentes na abertura. Este processo de injeção da calda deve ser dividido em duas etapas: a primeira visa selar a zona de amarração dos cabos de aço, na extremidade do furo; a segunda fase completa a selagem da perfuração, preenchendo o bolbo de selagem [20].



Figura 2.22 – Colocação dos cabos de aço da ancoragem no interior do furo da viga de distribuição [21]

Por fim, é aplicado o pré-esforço nas ancoragens, com recurso a macaco hidráulico, assim que a calda se encontra endurecida, representado na Figura 2.23. Este processo ocorre, normalmente, entre 3 a 7 dias posteriores à injeção.



Figura 2.23 – Aplicação do pré-esforço nos cabos de aço utilizando macaco hidráulico [22]

2.3.3 Ensaios de Controle e Procedimento

As ancoragens pré-esforçadas aplicadas numa cortina de estacas têm o objetivo de aliviar as pressões do terreno na estrutura de contenção. Porém, se o processo construtivo não for bem executado, as ancoragens podem não cumprir a sua função e a cortina não estar preparada para resistir ao impulso do terreno. Assim, é fundamental instaurar um conjunto de ensaios e equipamentos de monitorização, debruçando-se principalmente sobre os cabos de aço ancorados, uma vez que são estes elementos que garantem a contenção ativa da estrutura, de maneira a garantir a estabilidade da parede de contenção, durante os trabalhos de escavação e enquanto estiverem a decorrer tarefas no espaço livre.

Desta forma, estão preconizados na Norma Europeia 1537, relativa à utilização de ancoragens no âmbito da realização de trabalhos geotécnicos especiais, um conjunto de ensaios de verificação e monitorização com vista a confirmar a boa execução das ancoragens. Estes ensaios dividem-se em 3 categorias distintas: ensaios prévios, ensaios de adequabilidade e ensaios de receção simplificados [23].

Os ensaios prévios são realizados no terreno que irá ser alvo de contenção, durante a empreitada, e consistem na execução de um ensaio de carga (Figura 2.24) que permite determinar a capacidade resistente de uma ancoragem, tendo em conta o atrito provocado entre a calda de selagem e o terreno, bem como as suas características mecânicas. Este tipo de ensaio permite aferir se as condições geotécnicas do terreno são as esperadas e simular a aplicação das ancoragens na cortina, obtendo o parâmetro da resistência ao arrancamento da ancoragem, as suas características de fluência (deformações sofridas ao longo tempo devido às tensões aplicadas) e o comprimento livre.



Figura 2.24 – Equipamento instalado numa ancoragem para realização de ensaios de controle [24]

O principal objetivo dos ensaios de adequabilidade é realizar, para casos específicos de ancoragens instaladas em obra, ensaios de carga, de modo a confirmar que o projeto inicialmente previsto adequasse às condições geotécnicas encontradas em obra, verificando a correspondência entre parâmetros mecânicos, nomeadamente o valor da fluência das ancoragens.

Por fim, os ensaios de receção simplificada devem ser aplicados à totalidade das ancoragens, de maneira a confirmar que todos os elementos satisfazem os requisitos definidos em projeto.

Para além do controlo dos parâmetros mecânicos já referidos, é necessário atender ao facto das ancoragens serem constituídas, na maioria dos casos, por cabos de aço, que são introduzidos no terreno, o que potencia fenómenos de corrosão e que pode levar ao mal funcionamento deste sistema. Assim, é fundamental garantir que a calda injetada preencha convenientemente os cabos, formando uma barreira impermeabilizante entre o solo e a ancoragem. Para confirmar que o equipamento se encontra, de facto, protegido contra fenómenos de corrosão, a norma EN 1537 apresenta dois ensaios elétricos, aplicáveis na cabeça das ancoragens, de modo a avaliar a eficácia da calda enquanto bloqueador da água proveniente do solo (Figura 2.25). O primeiro visa determinar o isolamento da ancoragem em relação ao solo, enquanto que o segundo incide sobre o isolamento entre os cabos da ancoragem, no interior do furo, e a estrutura, no exterior [23].



a) Medição da resistividade elétrica de uma ancoragem



b) Rotura do elemento durante ensaio de verificação, devido à corrosão dos materiais

Figura 2.25 – A importância de controlar o efeito de corrosão nas ancoragens [25]

2.3.4 Equipamento de Monitorização de Estruturas de Contenção Flexíveis

Tão importante como realizar ensaios de controlo de qualidade nas ancoragens, na fase inicial da sua utilização, é analisar o desempenho destes elementos ao longo do seu período de vida útil, quer sejam de carácter provisório quer definitivo, uma vez que a escavação e o desenvolvimento dos trabalhos pode influenciar o estado de tensão-deformação do terreno, o que pode alterar a carga de pré-esforço instalada nas ancoragens. Assim, deve estar previsto, em projeto, a monitorização destes equipamentos, nomeadamente a identificação da ancoragem analisada, o tipo de equipamento de monitorização utilizado e o período de observação e recolha de dados, utilizando, por exemplo, células de carga, como representada na Figura 2.26. Para além da monitorização das ancoragens, deve estar previsto um plano de recolha de dados da estrutura de contenção que forneça informação não só sobre as ancoragens, mas também do comportamento da estrutura e da movimentação dos solos adjacentes [23].

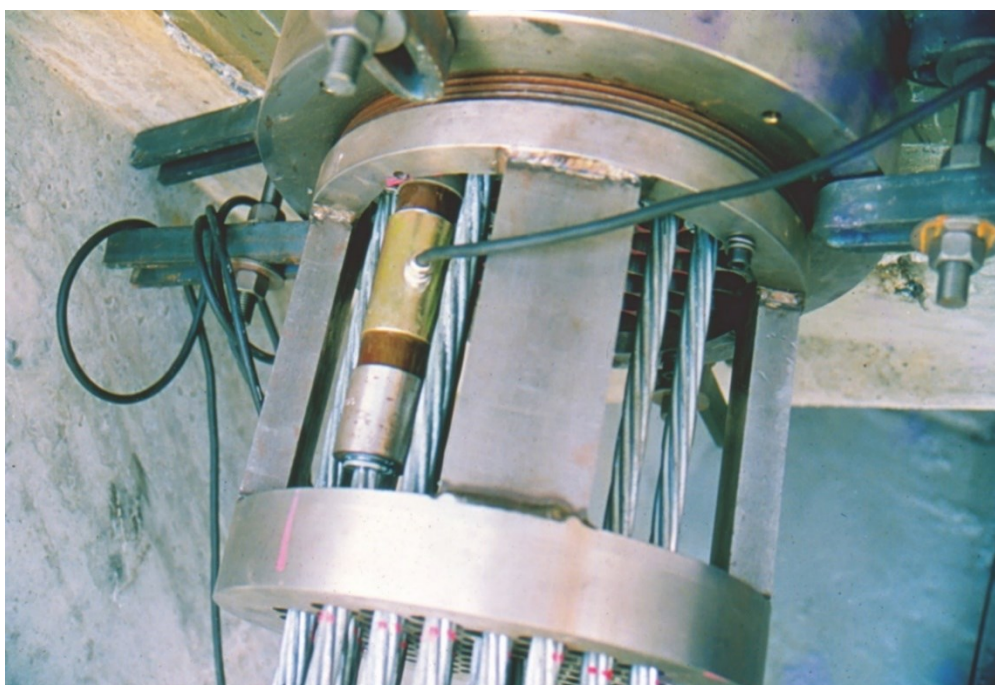


Figura 2.26 – Pormenor de célula de carga instalada num cabo de aço pré-esforçado de uma estrutura de ancoragem [26]

O número de ancoragens instrumentadas é definido na fase de projeto e deve abranger, pelo menos, 10% do número total (com um mínimo de 3 ancoragens), preferencialmente em níveis diferentes, ou seja, sujeitos a tensões de terreno distintas. A instrumentação consiste na instalação de células de carga na cabeça das ancoragens que medem a tensão do equipamento em tempo real. Esta leitura pode ser feita remotamente, caso exista um *software* de monitorização que seja capaz de apresentar, informaticamente, os dados recolhidos ao longo do tempo, ou de forma direta, por observação do manómetro existente na célula de carga instalada (Figura 2.27). Para além deste dispositivo podem ser instalados extensómetros na estrutura de contenção que medem a deformação da parede e que fornecem informação determinante sobre o comportamento da estrutura, bem como a colocação de alvos topográficos, de maneira a fazer leituras sistemáticas de modo a controlar os assentamentos e deslocamento da estrutura de contenção [20].

O tratamento destes dados é uma ferramenta fundamental para monitorizar o comportamento das estruturas de contenção flexíveis, de modo a garantir que as características previstas em projeto são observadas, contribuindo para a segurança estrutural da cortina e para a boa execução dos trabalhos.



Figura 2.27 – Células de carga instaladas em ancoragens com sistema de observação direta (imagem superior) [19] e por transmissão remota de dados (imagem inferior) [27]

2.3.5 Supervisão, Observação e Manutenção de Estruturas de Suporte

Este capítulo segue as diretrizes propostas no documento Eurocódigo 7, que realça a importância de, na Engenharia Civil, ser necessário adotar determinados procedimentos essenciais para garantir a qualidade e segurança das estruturas. É apresentado, no documento referido anteriormente, um conjunto de pontos que devem ser implementados em obras de execução de estruturas de suporte, nomeadamente a supervisão do desenvolvimento dos trabalhos de construção e da qualidade das tarefas desenvolvidas, bem como a observação do comportamento da estrutura durante e após o término da sua execução e, por fim, a manutenção adequada da estrutura.

O relatório Geotécnico é um documento de obra onde devem estar especificados os aspetos relativos à supervisão do desenvolvimento dos trabalhos e à observação da estrutura em causa, após esta encontrar-se finalizada. A supervisão dos trabalhos pressupõe a implementação das seguintes medidas, preconizadas no Eurocódigo 7:

- Verificação da validade das hipóteses de projeto;
- Identificação das diferenças entre as condições reais do terreno e as consideradas no projeto;
- Verificação de que a construção é feita de acordo com o projeto;

Este controlo deve ser feito periodicamente, no sentido de avaliar se o método construtivo é bem aplicado, tal como o projeto, e avaliar se é necessário aplicar medidas corretivas, mediante as condicionantes identificadas. Este processo é realizado por intermédio de inspeções e medições que incidem sobre a estrutura em estudo, bem como a área vizinha que pode ter algum impacto nos trabalhos, e deve estar devidamente planeado e previsto em fase de projeto [1].

Desta análise podem resultar alterações ao projeto inicial, justificadas com base nos relatórios de inspeção realizados, contribuindo para a qualidade do produto final, desde que esteja assegurado o mesmo nível de qualidade que fora exigido em fase de projeto.

Relativamente à manutenção de estruturas de suporte, este tema toma especial importância em casos de execução de estruturas de suporte de carácter definitivo, onde a manutenção é essencial para garantir o bom funcionamento do elemento. Assim, deve ser especificado, em projeto, um plano de manutenção que inclua inspeções periódicas, bem como a eventual instalação de equipamentos de controlo da estrutura, que permita aferir o comportamento do elemento durante a fase de utilização.

CAPÍTULO 3

CASO DE ESTUDO – EXPANSÃO DA LINHA AMARELA DO METRO DO PORTO

3.1 OBRAS DO METRO DO PORTO

O Metro do Porto está em constante expansão e, depois um período pouco motivador para o desenvolvimento das infraestruturas a nível nacional, voltaram-se a reunir as condições necessárias para investir na mobilidade sustentável, apostando na expansão da rede metropolitana das duas maiores cidades portuguesas – Porto e Lisboa. Assim, avançou-se com duas obras consideradas nucleares para atingir os objetivos propostos pela União Europeia para Portugal, no que diz respeito às metas de poluição e sustentabilidade definidas a nível europeu. Desta forma, ambos os investimentos contam com o apoio do fundo ambiental e dos fundos da União Europeia direcionados para a aposta na mobilidade coletiva nos principais centros urbanos, com vista a aumentar a rede do Metro do Porto.

A linha Rosa, também designada como Linha Circular devido à geometria do seu traçado, irá ligar a zona da Casa da Música, na Praça Mouzinho de Albuquerque, à Estação de São Bento, que conta com uma interface modal entre o metro e a rede ferroviária dos Comboios de Portugal [28]. Esta nova linha passará pela Praça da Galiza e pelo Hospital Santo António, sendo criadas duas novas estações nestes pontos intermédios (Figura 3.1). Para além das novas paragens, tanto a plataforma da Casa da Música como a de São Bento serão intervencionadas, expandindo a área destas estações e criando novos acessos pedonais, melhorando a logística e a interface entre a nova linha e as linhas de Metro adjacentes.



Figura 3.1 – Traçado da nova Linha Rosa do Metro do Porto [28]

Do outro lado do rio Douro, a cidade de Vila Nova de Gaia - o segundo maior centro urbano da zona Norte do país - conta com a Linha Amarela de Metro para estabelecer a ligação ferroviária entre as duas cidades, de forma mais rápida e prática do que a ferrovia dedicada aos comboios de Portugal. Este traçado é o que maior número de utentes movimenta, por dia, na rede do Metro do Porto [28], e que, com as obras de expansão concluídas, reforçará o estatuto de traçado mais rentável, permitindo alcançar os objetivos ambientais propostos, retirando automóveis das congestionadas vias de circulação destes meios urbanos e aumentando a qualidade de vida dos cidadãos. Ao crescer 3 quilómetros em direção a Sul, a partir da Estação de Santo Ovídio (última paragem do atual traçado), este novo troço chegará a zonas escolares e residenciais, ao complexo da RTP e ao maior Hospital de Gaia – Hospital Santos Silva – finalizando na urbanização de Vila D’Este, local de residência para mais de 15 000 pessoas que estarão, com a conclusão da Expansão da Linha Amarela, a 20 minutos de Metro do centro do Porto (Figura 3.2).



Figura 3.2 – Traçado da Expansão da Linha Amarela do Metro do Porto [28]

Estes ambiciosos projetos espelham o investimento que está a ser feito nos grandes centros urbanos, oferecendo soluções para os problemas do presente, mas sempre tendo consciência das perspetivas futuras, desenvolvendo infraestruturas que servirão de alavancagem para a constante expansão da mobilidade coletiva nestes meios urbanos, dando resposta ao crescimento exponencial da ocupação urbana de maneira limpa e sustentável, tendo como grande objetivo servir a população, oferecendo serviços de transporte de qualidade, mais cómodos, seguros e práticos.

3.2 LINHA AMARELA E PERSPETIVAS FUTURAS

Em relação à Obra de Expansão da Linha Amarela do Metro do Porto, considerou-se que esta era uma prioridade de investimento para o desenvolvimento de ambos os municípios, dado o movimento pendular de pessoas cada vez mais numeroso entre Porto e Vila Nova de Gaia. No entanto, é importante, em fase de projeto e de estudo do traçado, perceber quais serão as exigências futuras em relação à expansão da rede de Metro, de modo a prever, de forma concreta, quais poderão ser as próximas intervenções no metropolitano, interligando os projetos atuais com as eventuais obras a executar. Há um conjunto de linhas e expansões das existentes que se encontram em fase de estudo, com o objetivo de avaliar a viabilidade e rentabilidade destes projetos, que podem vir a ser implementados num futuro próximo, consoante o desenvolvimento e o crescimento dos meios urbanos onde se inserem.

Assim, no caso concreto da Obra de Expansão da Linha Amarela do Metro do Porto, localizada na extremidade Gaiense, as diretrizes nucleares a serem respeitadas em projeto foram delineadas a fim de dar continuidade ao atual traçado, em direção a Sul, mas também considerando a construção da nova ponte sobre o Douro, processo que se encontra em fase de concurso para definição da entidade executante da empreitada (Figura 3.3-b). A nova ponte sobre o rio Douro será exclusivamente dedicada à circulação de peões e à nova linha do Metro do Porto – Linha Rubi – cujo projeto visa ligar a Estação da Casa da Música, a partir do terminal que está a ser construído atualmente, no âmbito da empreitada da Linha Rosa, à Estação de Santo Ovídio (também a ser intervencionada como parte integrante da empreitada da Expansão da Linha Amarela, em Vila Nova de Gaia), estabelecendo, assim, o segundo canal de circulação metropolitana entre as duas cidades (Figura 3.3-a). A perspectiva é que este projeto arranque assim que as duas empreitadas do Metro do Porto, já referidas, estejam concluídas [28].



a) Traçado previsto para a nova Linha Rubi [28]

b) Proposta de projeto vencedora para a nova ponte sobre o Rio Douro [29]

Figura 3.3 – Projeto da nova Linha Rubi do Metro do Porto

A execução da Obra de Expansão da Linha Amarela tem, então, um peso significativo no futuro da rede do Metro do Porto, principalmente para os residentes do lado da margem sul do Douro, uma vez que tem de garantir a integração da nova Linha Rubi no atual traçado da Linha Amarela, permitindo que o projeto que está a ser executado seja suficiente para dar resposta às exigências do futuro. Estas condicionantes levaram a que o projeto da Expansão da Linha Amarela incluísse um alargamento da via, na extremidade Sul da Estação de Santo Ovídio, para que seja possível implementar novas linhas férreas, para além das duas existentes, que permitam o estacionamento e mudança de sentido das composições que circulem tanto na Linha Amarela, como na futura Linha Rubi.

Para além desta expansão de vias na atualizada estação de Santo Ovídio, que funcionará como interface de ligação das duas linhas de Metro da cidade de Vila Nova de Gaia, foi proposto criar um espaço com funções de armazenamento, distribuição, oficina e lavagem das carruagens do Metro do Porto, como apoio ao aumento do traçado de linha férrea e conseqüente acréscimo de volume de composições que circularão nesta área metropolitana. Até então, o único complexo que a Metro do Porto tem disponível para este tipo de funções localiza-se na zona de Guifões, Matosinhos, a poucos minutos do Aeroporto Francisco Sá-Carneiro, cujo acesso é realizado através de um ramal de ligação na linha férrea que segue para Norte, com destino ao aeroporto ou à Póvoa de Varzim. Com o nascimento de um novo Parque de Material e Oficina (PMO), a rede do Metro do Porto passa a contar com dois complexos extremamente importantes na logística desta vasta rede de transportes públicos, um na zona Norte da área metropolitana do Porto e agora um novo, do lado oposto, localizado em Vila Nova de Gaia entre as novas estações do Hospital Santos Silva e de Vila d'Este, integrando o projeto de Expansão da Linha Amarela [20].

No que diz respeito aos prazos contratuais desta empreitada, está prevista a conclusão dos trabalhos no mês de janeiro de 2024, que incluem a execução do projeto, o período de testes e ensaios e a fase de pré- operação do Metro neste novo troço da Linha Amarela, com o objetivo de abrir a circulação aos utentes assim que a empreitada estiver concluída.

3.3 CONTEXTO PROFISSIONAL

O presente documento debruça-se sobre o caso de estudo da Obra de Expansão da Linha Amarela do Metro do Porto uma vez que o autor está, à data da elaboração deste trabalho, a estagiar profissionalmente na empresa espanhola Ferrovial que, a par da empresa Alberto Couto Alves (ACA), sediada em Portugal, formam o Agrupamento Complementar de Empresas – ACE – funcionando como sociedade de consórcio entre duas entidades que gerem esta empreitada (Figura 3.4).

A oportunidade de trabalhar, profissionalmente, enquanto estudante de Mestrado de Engenharia Civil no Instituto Superior de Engenharia do Porto, é um desafio que não só permite reunir conhecimentos essenciais, em ambiente letivo, como também ter contacto como mundo do trabalho, aplicando os conceitos e ensinamentos aprendidos, num contexto prático, vivenciando o que é a Engenharia Civil no parâmetro atual da sociedade.

Assim, esta dissertação nasce de um esforço conjunto entre os profissionais encarregues da obra, ligados ao Agrupamento Complementar de Empresas, da vontade do autor em desenvolver um estudo cujo tema esteja relacionado com a execução de uma obra pública de carácter fundamental para a melhoria de qualidade de vida dos cidadãos, e da aceitação e empenho dos docentes do Instituto Superior de Engenharia do Porto no sentido de promover e incentivar a elaboração de trabalhos distintos e academicamente interessantes.



Figura 3.4 – Logótipo do conjunto de empresas responsáveis pela execução da obra

3.4 O PROJETO E TIPOS DE TRAÇADO UTILIZADOS

A Obra de Expansão da Linha Amarela pretende dar resposta ao constante aumento de circulação de pessoas entre as cidades de Porto e Vila Nova de Gaia que, atualmente, faz-se predominantemente com recurso a automóvel particular, utilizando, assim, de forma excessiva, a rede rodoviária da zona metropolitana da cidade do Porto. Ora, esta rede está, atualmente, desajustada à realidade pois é insuficiente para garantir o fluxo contínuo de trânsito diário, nas principais vias de circulação da cidade, nas horas de maior afluência de utentes.

Uma das soluções propostas visa investir na mobilidade coletiva sustentável, nomeadamente na rede de transportes públicos desta zona, com o objetivo de retirar automóveis das vias de circulação nucleares, uma vez que a expansão da rede rodoviária não é viável, dado o pouco espaço disponível para o alargamento das faixas de rodagem ou para a criação de novos traçados complementares. Numa altura em que as questões climáticas tomam cada vez mais importância nas decisões políticas e sociais, o investimento na rede rodoviária não seria a estratégia mais adequada para a melhoria da circulação urbana. Desta forma, decidiu-se apostar na mobilidade limpa e sustentável, aumentando a atual rede ferroviária do Metro do Porto (Figura 3.5), que atualmente conta com cerca de 67 quilómetros de traçado, distribuídos por 6 linhas que se desenvolvem, sobretudo, em ambiente urbano [28].

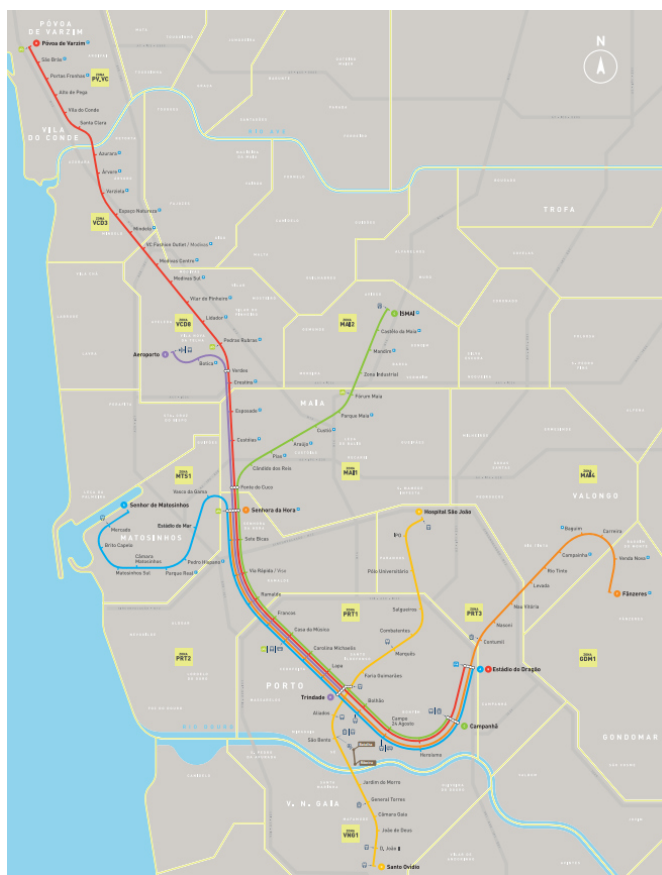


Figura 3.5 – Mapa da atual rede do Metro do Porto [28]

A Linha Amarela é a mais rentável do conjunto e o seu trajeto desenvolve-se inteiramente em zona urbana, ligando o Hospital São João, no Porto, à estação de Santo Ovídio, no centro de Vila Nova de Gaia, passando pelo coração da cidade do Porto, contando com estações em locais emblemáticos como a Trindade, os Aliados e São Bento. Porém, enquanto que a rede de Metro está desenvolvida para além do centro urbano do Porto, em cidades com elevada densidade populacional como Matosinhos, Gondomar, Maia e Póvoa de Varzim, a cidade de Vila Nova de Gaia é o centro urbano que mais pessoas movimenta para o centro do Porto, como as estatísticas do número de utentes comprovam, e pelo elevado volume de tráfego que se regista diariamente nas ligações rodoviárias, contando apenas com uma Linha Amarela pouco desenvolvida do lado de Vila Nova de Gaia, que não permite às pessoas que vivem na margem sul do Douro prescindir do automóvel particular e escolher o Metro como transporte diário.

Partindo destes dados, chegou-se à conclusão que era impreterível avançar com a Obra de Expansão da Linha Amarela, em direção a Sul, com destino à populosa urbanização de Vila D’Este. Entre esta zona habitacional e Santo Ovídio, separadas por sensivelmente 3 quilómetros, regista-se uma densidade populacional elevada, característica de meio urbano, onde existe pouca área disponível para implementar um traçado de linha férrea à superfície. Este foi o primeiro desafio com que os projetistas se depararam: qual o melhor traçado que deve ser escolhido, nomeadamente no que diz respeito à localização das estações que deverão ser criadas, e quais as soluções construtivas que devem ser implementadas, de maneira a diminuir o impacto na organização urbana atual, principalmente na rede rodoviária existente, contribuindo para um fluxo de trânsito que não seja prejudicado pela presença do novo traçado do metropolitano.

Assim, a proposta que está, atualmente, em execução, compreende todo o tipo de traçado que pode ser implementado, desde troços de ferrovia que se desenvolvem em viaduto, a secções em túnel, incluindo, também, zonas onde a circulação das composições do Metro é realizada à superfície. Pode-se, então, dividir esta empreitada em 3 partes distintas: uma primeira, saindo de Santo Ovídio, em viaduto; uma segunda secção, em túnel mineiro, onde está localizada a primeira estação desta obra de expansão do Metro – a Estação Manuel Leão; uma última, a partir da segunda estação desta obra – Estação do Hospital Santos Silva – que já se localiza à superfície e que faz parte da última secção deste projeto. Daí até à Estação de Vila D’Este, que finaliza a intervenção na Linha Amarela, o traçado faz-se num misto de troços à superfície e em trincheira fechada, concluindo, assim, a criação de mais de 3 novos quilómetros de linha ferroviária da rede do Metro do Porto, utilizando vários tipos de traçado numa relativa curta intervenção, o que requer um projeto extremamente bem realizado, competente e detalhado, em constante atualização durante a fase de obra [20].

3.5 VIADUTO DE SANTO OVÍDIO

A atual estação de Santo Ovídio é, em parte, subterrânea, localizando-se num nível inferior ao da rotunda de Santo Ovídio e entre duas estruturas enterradas, uma para cada sentido de trânsito, que formam o Túnel de Santo Ovídio. Trata-se de uma zona de aglomeração de infraestruturas de grande importância para a movimentação de pessoas, nomeadamente na entrada e saída da cidade, uma vez que este é um ponto de acesso que liga a rotunda de Santo Ovídio à autoestrada A1 (Figura 3.6).



a) Perspetiva Norte do arranque do viaduto, na zona de Santo Ovídio

b) Perspetiva Sul do arranque do viaduto, entre os ramais de acesso da A1

Figura 3.6 – Imagens aéreas da frente de trabalho localizada em Santo Ovídio (abril 2022) [21]

É precisamente neste local que nasce o novo traçado de extensão da Linha Amarela, que inicia em viaduto, de maneira a não interferir com as vias rodoviárias existentes nesta zona, nomeadamente os ramais de acesso à A1. Assim, em projeto decidiu-se criar uma passagem superior dedicada exclusivamente à circulação do metropolitano, numa extensão de 500 metros de viaduto, que está dividida em duas secções: um primeiro viaduto – Viaduto de Acesso Norte (VAN) – constituído por 3 pilares e tabuleiro em betão armado, de 80 metros de desenvolvimento, projetado com o intuito de estabelecer a ligação entre a via férrea existente no local onde finaliza o atual traçado original desta linha de Metro, com o segundo e principal viaduto deste segmento – Viaduto de Santo Ovídio (VSO) – com 420 metros de extensão, que atravessa, em curva, os ramais de trânsito da A1, bem como a Rua Fonte dos Arrependidos [20].

O VSO é constituído por 6 pilares de betão armado, que suportam uma estrutura metálica constituída por peças conectadas entre si, onde será colocada a laje em betão armado para receber a via férrea e os equipamentos de catenária. A planta do conjunto dos viadutos está representada na Figura 3.7. Tanto os pilares do VSO como do VAN apresentam a mesma forma na secção do capitel, sendo o fuste a parte de cada pilar que garante a altura necessária para cada elemento.

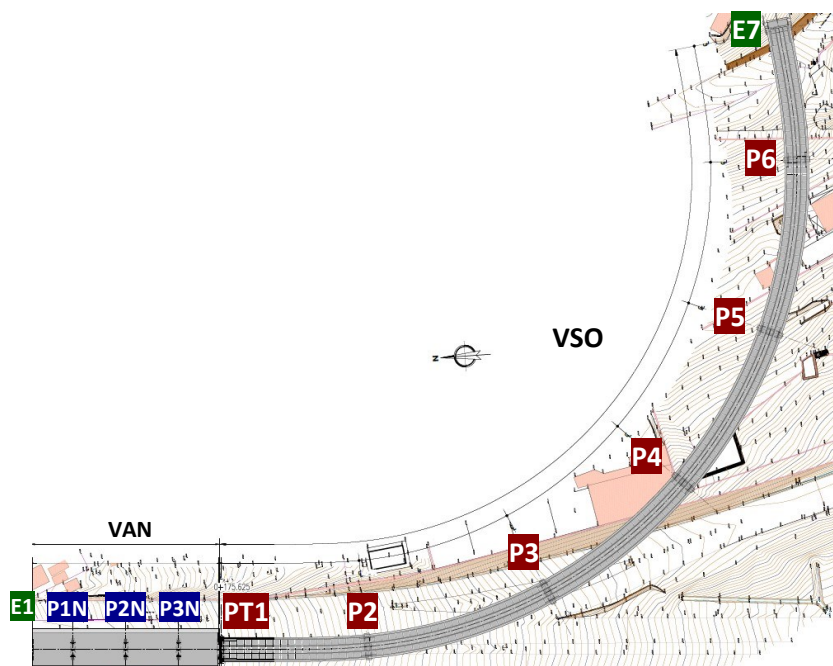


Figura 3.7 – Planta do traçado de ambos os viadutos – VAN e VSO. Representado a verde os encontros, a azul os pilares do VAN e a vermelho os pilares do VSO [20]

O planeamento original para a construção deste viaduto previa a colocação de gruas de apoio a meio dos vãos, de sensivelmente 75 metros, de forma a colocar, progressivamente, as peças metálicas do viaduto na sua posição específica. No entanto, já em fase de obra, foi proposta uma alteração no método construtivo, optando por realizar o processo de colocação das peças metálicas através da solução construtiva conhecida como método de empurre. Este método utiliza vigas de lançamento com carris, localizadas na extremidade Sul do VSO, de modo a ir acoplando as peças metálicas, sucessivamente, lançando, a partir do pilar de encontro entre o viaduto e a superfície (E7), a estrutura metálica, que se vai formando integralmente a partir da ponta Sul para a extremidade Norte [20].

Este processo, embora obrigue a colocação de pilares provisórios a meio vão, no sentido de suportar a estrutura metálica nestes pontos críticos assim que a primeira peça passe por estas zonas, não implica que as estruturas de apoio provisórias sejam mantidas no local durante um longo período de tempo, ao contrário do que aconteceria caso fosse executada a primeira solução construtiva proposta. Este fator toma especial importância uma vez que os apoios a meio dos vãos estarão posicionados nas vias rodoviárias, o que impõe que seja cortado o trânsito nestas estradas essenciais para a cidade. Assim, quanto menor for o período de interrupção de circulação nestas vias, menos impacto negativo terá a obra no quotidiano das pessoas que utilizam estes acessos recorrentemente. Porém, foi necessário executar um novo projeto de execução para o novo parque de deslize. Esta estrutura em forma de pavilhão funcionará como oficina para a montagem e colocação das peças metálicas nos carris de empurre (Figura 3.8). Este é um exemplo de como o projeto e as soluções previstas a serem executadas devem ser alvo de revisão e análise ao longo da execução da obra, tendo em conta as necessidades e as condicionantes que surgem durante a empreitada.



Figura 3.8 – Execução do parque de deslize, onde serão montadas as peças metálicas e, de seguida, colocadas sucessivamente, a partir do encontro (abril 2022) [21]

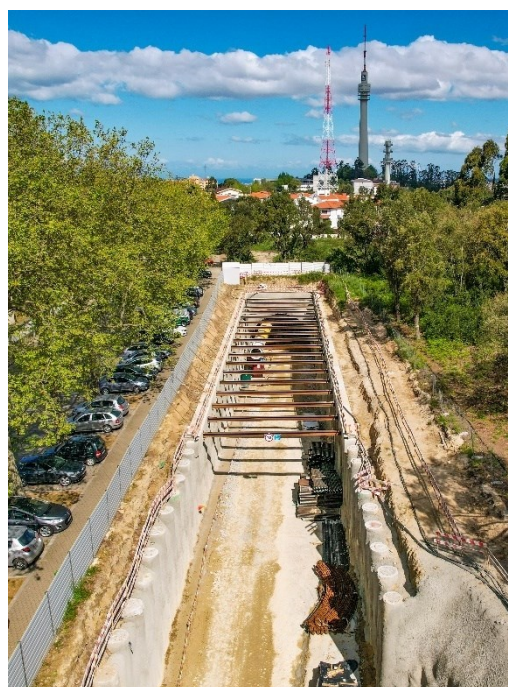
Considerando um balizamento do estado de trabalho no mês de maio de 2022, a execução do conjunto dos dois viadutos (VAN e VSO) apresenta um progresso de cerca de 45%, estando concluídas a totalidade das fundações dos pilares, bem como parte do fuste do pilar P3 e do P5 (ambos do VSO). O Pilar PT1, que estabelece a ligação entre o VAN e o VSO, está finalizado e pronto para receber os aparelhos de apoio e, conseqüentemente, a estrutura metálica.

3.6 TÚNEL MINEIRO

Continuando o trajeto desde Santo Ovídio em direção a Vila D'Este, após o percurso realizado em viaduto, a circulação das composições do Metro é realizada à superfície, numa extensão de 200 metros, com vista a preparar a entrada do Metro no túnel mineiro. As zonas de entrada e saída do túnel denominam-se por emboque, e tanto o emboque Norte como o Sul são estruturas de contenção de terras escoradas, de forma a permitir que a via tenha uma pendente suave, adequada às necessidades de circulação do Metro, ligando a secção de ferrovia à superfície com a secção em túnel (Figura 3.9).



a) Zona do emboque Norte



b) Zona do emboque Sul

Figura 3.9 – Imagens aéreas de ambos os emboques, nas extremidades do túnel mineiro (março 2022)

[21]

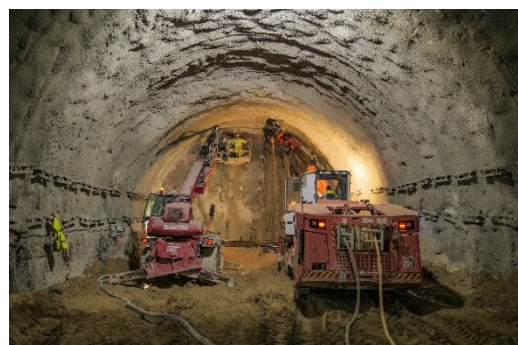
O conjunto da ferrovia desde o emboque Norte até ao Sul, incluindo a secção de linha na estação subterrânea Manuel Leão, apresenta uma extensão total de 990 metros [20]. Para além da estação, a secção em túnel prevê também a execução de um Poço de Ventilação e Evacuação (PVE), que garanta a circulação constante de ar no interior do túnel, permitindo, também, a evacuação do mesmo em situações que possam pôr em perigo a segurança dos utentes.

Este tipo de obras subterrâneas implica a execução de estruturas de contenção adaptadas às condicionantes do terreno, da obra e do produto final que se espera obter. É extremamente importante considerar estes fatores para que seja adotada a melhor solução construtiva, tendo em conta o prazo e orçamento estipulados para estas tarefas. Deste modo, é feito um trabalho conjunto entre a equipa de produção responsável pela execução do túnel, as empresas envolvidas nos trabalhos de escavação e suporte de terras, e a equipa de Geologia da obra, de maneira a garantir, independentemente das soluções construtivas previstas em projeto, qual a melhor solução a executar, mediante o tipo de solo que seja identificado no momento da escavação. As sondagens realizadas previamente muitas vezes são insuficientes para caracterizar, de forma correta e precisa, o tipo de solo que se encontra no trajeto da obra. Assim, são realizadas sondagens em obra, à medida que a escavação do túnel avança, com o objetivo de prever atempadamente o tipo de contenção de terras que deverá ser utilizado.

Quanto ao estado de execução dos trabalhos, balizado no mês de maio de 2022, até este período foi concluído o segmento relativo ao túnel Norte (Figura 3.10-a), com uma extensão de 180 metros, permitindo a alocação de trabalhadores e máquinas para a zona do emboque Sul, de forma a concentrar os esforços no segundo troço do túnel mineiro, que terá 600 metros de extensão e que regista um avanço de 200 metros, partindo do emboque Sul em direção ao poço da Estação Manuel Leão (Figura 3.10-b).



a) Frente de escavação do túnel Norte



b) Frente de escavação do túnel Sul

Figura 3.10 – Imagens da frente de escavação do túnel Norte e Sul (abril 2022) [21]



Figura 3.11 – Imagem do interior do túnel Sul (abril 2022) [21]

3.7 HOSPITAL SANTOS SILVA, TRINCHEIRAS E VILA D’ESTE

Terminado o segmento de extensão da Linha Amarela em viaduto e em túnel mineiro, o traçado segue em direção à Estação Hospital Santos Silva, uma paragem de Metro à superfície, separada da entrada do maior hospital da cidade de Vila Nova de Gaia pela Rua Conceição Fernandes (Figura 3.12). Deste ponto até ao final da intervenção da obra, a circulação do Metro será realizada em trincheiras abertas e fechadas, e à superfície, percorrendo a extensão de um quilómetro, atravessando uma área que se encontra densamente ocupada por estradas urbanas, até chegar a Vila D’Este.



Figura 3.12 – Imagem aérea da frente de obra da Estação Hospital Santos Silva (abril 2022) [21]

Foi decidido, em projeto, executar parte do segmento da linha de Metro em trincheira, uma vez que esta solução construtiva adapta-se às condicionantes identificadas nesta zona urbana, densamente povoada e dotada de uma rede rodoviária bastante concentrada, de forma a dar resposta ao elevado volume de trânsito diário. Este tipo de estrutura tanto pode ser a céu aberto, no caso das trincheiras abertas, como enterradas, para as trincheiras fechadas, e a sua execução pressupõe a aplicação do método “*cut and cover*” (Figura 3.13), efetuando a escavação do terreno até à cota pretendida, criando, assim, uma vala que permite a construção dos módulos das trincheiras de betão armado [30].

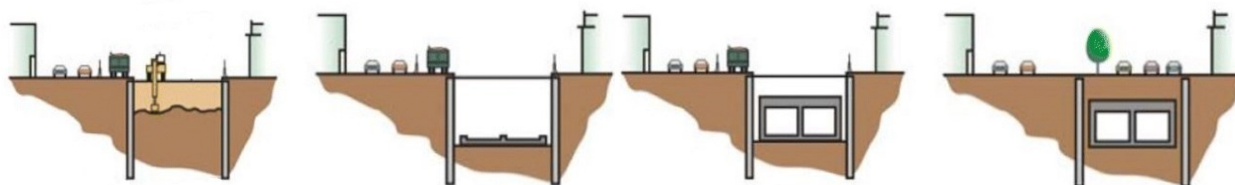


Figura 3.13 – Fases de execução de módulos em betão armado segundo o método “*cut and cover*” [31]

As trincheiras abertas são utilizadas, na grande maioria dos casos, em fases de transição do tipo de traçado, nomeadamente na mudança de segmentos de linha à superfície para secções enterradas. Este tipo de estrutura foi aplicado em ambos os emboques, associados à execução do túnel mineiro, e entre a estação Hospital Santos Silva e o início do traçado realizado em trincheiras fechadas (Figura 3.14).

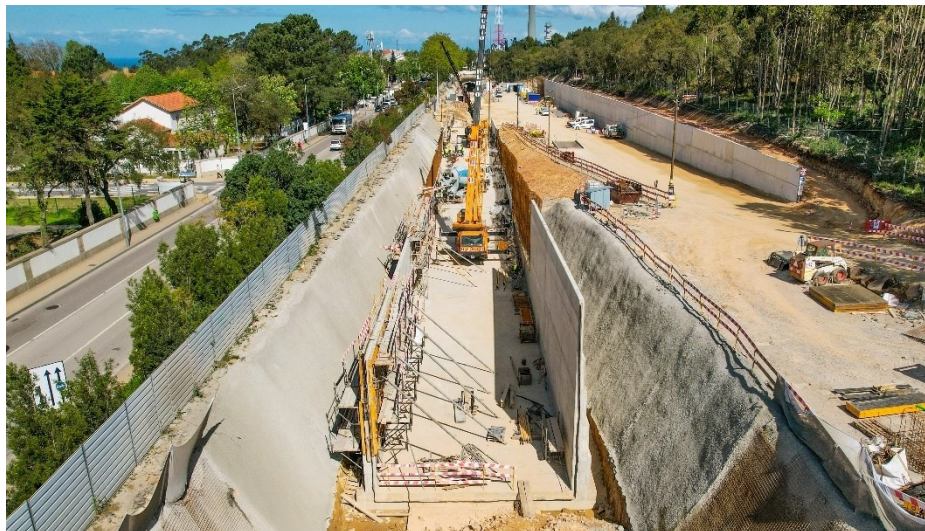
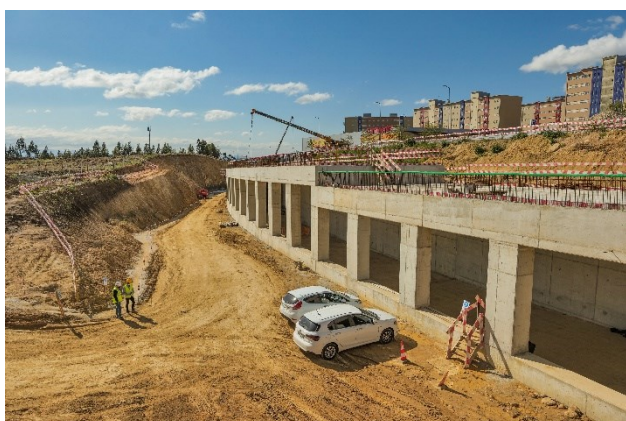
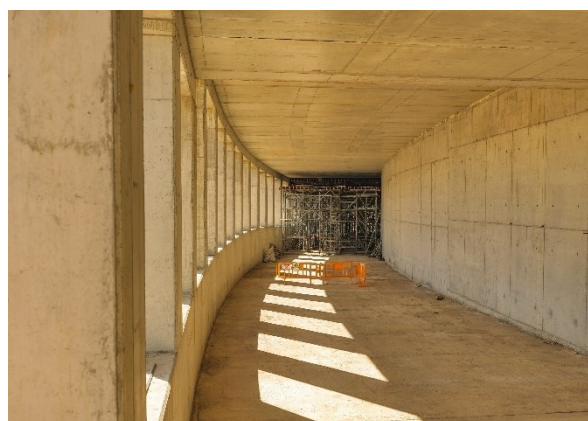


Figura 3.14 – Execução de trincheira aberta entre a Estação Hospital Santos Silva e o começo do troço de linha em módulos fechados (abril 2022) [21]

Quanto à construção dos módulos, a diferença entre o processo de execução deste tipo de estrutura, comparado com o do túnel, reside no facto de, embora sejam ambos traçados subterrâneos, no caso das trincheiras é realizada a escavação da área intervencionada desde a superfície até à cota de fundo, permitindo a execução dos módulos a céu aberto (Figura 3.15), enquanto que, para o túnel, a escavação é realizada inteiramente pelo subterrâneo, não alterando a cota da superfície do local que atravessa [20].



a) Módulos fechados com aberturas entre pilares



b) Perspetiva do interior dos módulos

Figura 3.15 – Execução dos módulos no segmento de linha coberto (abril 2022) [21]

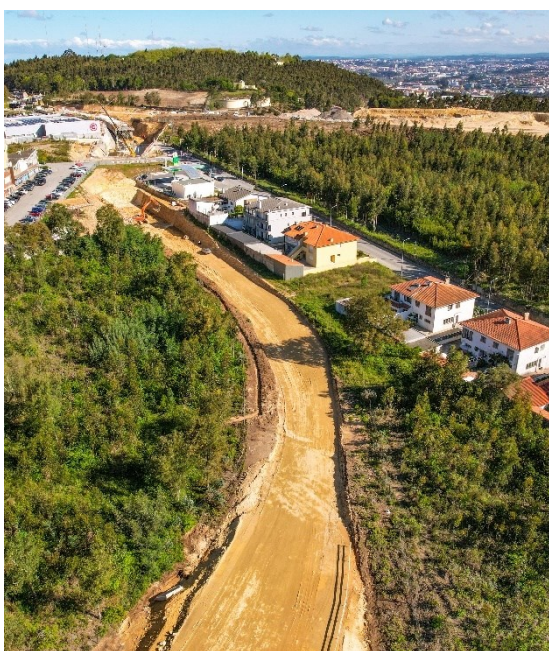
Assim, a solução construtiva das trincheiras cobertas é especialmente vantajosa em zonas cujo terreno se encontre desimpedido, sem edificações na superfície, nem que esteja prevista a construção de estruturas, em altura, no futuro. Neste caso, como se trata de um local onde o traçado da nova linha cruzará apenas segmentos de estrada urbana, optou-se por executar um troço de trincheira fechada, numa extensão de 500 metros (visível na fotografia representada na Figura 3.16), cortando o trânsito destas vias de circulação durante a construção dos módulos e repondo, no final, o terreno escavado, aterrando os taludes laterais e a cobertura das estruturas, tendo especial atenção aos serviços de abastecimento à população que possam, eventualmente, ter sido afetados durante a empreitada .



Figura 3.16 – Imagem aérea do trajeto de linha que se desenvolve em módulos fechados, atravessando várias vias de circulação rodoviária (abril 2022) [21]

É importante, em fase de obra, gerir a sequência de execução dos módulos, tendo em conta a desativação de secções de estradas, de modo a não encerrar várias vias simultaneamente, uma vez que estes canais de circulação são fundamentais para a rede rodoviária da cidade de Vila Nova de Gaia, principalmente no que diz respeito ao funcionamento normal do Hospital Santos Silva, com a circulação constante de veículos de emergência médica, minimizando, assim, o impacto negativo no quotidiano e na qualidade de vida dos cidadãos.

A secção de linha em trincheira fechada finaliza após o trajeto do Metro atravessar a zona mais densa em vias urbanas, passando a fazer-se a circulação das composições à superfície, ocupando uma área florestal (Figura 3.17), em direção à última paragem do novo traçado, a Estação de Vila D’Este, implantada no local de um antigo parque de estacionamento, posicionando-se num ponto central e de fácil acesso à urbanização. Esta estação será, à semelhança da anterior, na superfície, finalizando, assim, a Obra de Extensão da Linha Amarela do Metro do Porto.



a) Finalização do traçado em trincheira fechada e entrada na última secção da obra, à superfície

b) Entrada na zona da urbanização de Vila D’Este

Figura 3.17 – Zona do término da Obra de Extensão da Linha Amarela (abril 2022) [21]

3.8 ESTAÇÃO MANUEL LEÃO E GALERIAS DE ACESSO

A Estação Manuel Leão consiste numa estrutura subterrânea, localizada sensivelmente no centro do túnel mineiro, entre a Estação de Santo Ovídio e a do Hospital Santos Silva, numa zona habitacional que conta com a presença de vários tipos de serviço de apoio à população, como centros escolares e o complexo do centro de emissão e estúdios da RTP, nomeadamente a conhecida torre de telecomunicações do Monte da Virgem. É, desta forma, uma estação implantada num ponto estratégico da cidade de Vila Nova de Gaia, para a qual foi aproveitado um terreno livre, nas traseiras da Escola Básica Soares dos Reis, de modo a permitir a sua execução por intermédio de um poço. O poço escavado tem 43 metros de diâmetro e 22 metros de profundidade (Figura 3.18) e, assim que esta estação estiver concluída, contará com um anfiteatro na cobertura da estrutura, dando-lhe vida em cada patamar, servindo os cidadãos não só a nível de transportes públicos, mas também na criação de locais de lazer e convívio para os utentes. No mês de maio de 2022, a estrutura de contenção de terras que dá forma ao poço da estação estava concluída, possibilitando a escavação do terreno interior até à cota de fundo da sapata que irá ser executada, de maneira a permitir a realização da estrutura interna da Estação, no sentido ascendente. Também as galerias dos dois cais, Norte e Sul, estão abertas e preparadas para receber o revestimento final do túnel. Estas secções fazem parte do patamar a nível do cais, sendo uma extensão da área criada através da execução do poço [20].



a) Vista aérea do Poço da Estação Manuel Leão



b) Perspetiva do interior do Poço da Estação Manuel Leão, direcionado para a Galeria do Cais Norte

Figura 3.18 – Fotorreportagem da obra da Linha Amarela, na frente de obra da Estação Manuel Leão (abril 2022) [21]

Os acessos à estação fazem-se através de duas galerias de acesso, as Galerias de Acesso Norte e Sul (cuja planta de projeto está representada na Figura 3.19), e estão divididas em dois tipos de soluções construtivas. Cada acesso liga a superfície do terreno ao piso do átrio da estação, onde a primeira secção da estrutura é composta por módulos em betão armado, executados a céu aberto, utilizando estruturas de contenção de terras realizadas para o efeito, enquanto que o segundo segmento diz respeito a uma secção em túnel, de curta extensão, nas zonas mais profundas e próximas do poço da Estação Manuel Leão.

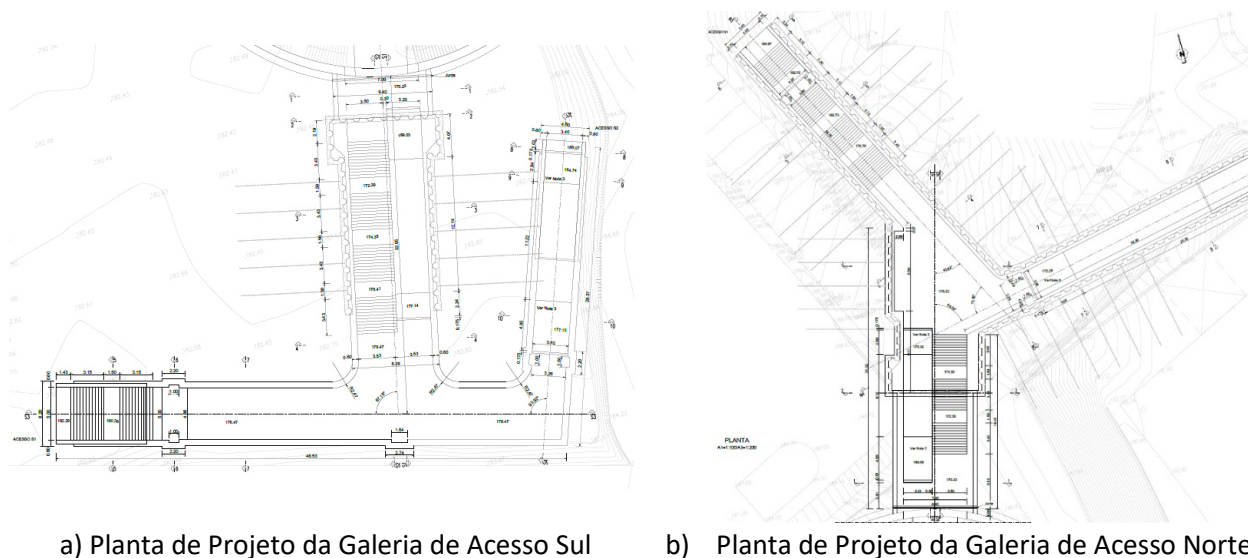
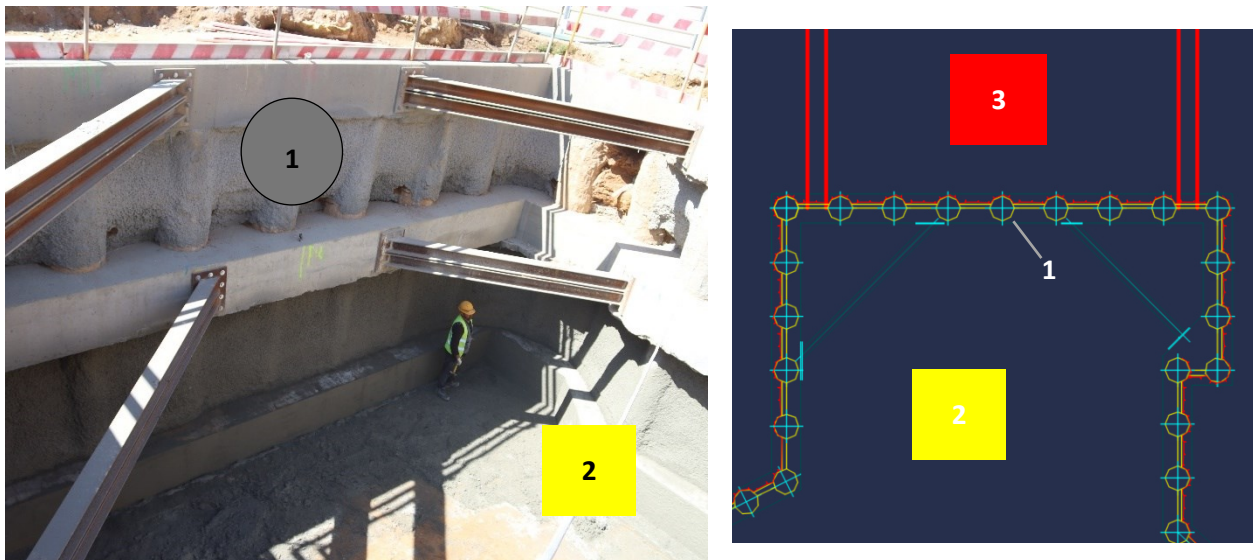


Figura 3.19 – Excerto do Projeto de execução das Galerias de Acesso pedonal da Estação Manuel Leão
[20]

No que diz respeito aos prazos de execução destes acessos pedonais ao interior da estação, para a Galeria de Acesso Norte está prevista a conclusão da escavação do terreno no mês de junho de 2022, iniciando-se, de seguida, a execução dos módulos que farão a ligação entre o nível do átrio e o exterior. No final dos trabalhos será recolocado o terreno neste local, de modo a permitir que se realize a reposição da rodovia cortada no início da empreitada. No caso da Galeria de Acesso Sul, está programada a realização dos trabalhos de escavação até à cota pretendida para o ano de 2023, uma vez que o local onde será implantado o acesso está, atualmente, ocupado pelo estaleiro de obra, servindo como parte fundamental no apoio aos trabalhos que se desenvolvem no poço da futura Estação Manuel Leão e nas galerias dos cais adjacentes. Assim, a Galeria de Acesso Sul será um dos últimos elementos estruturais a ser executado, na frente de obra da Estação Manuel Leão.

O estudo desenvolvido no corpo deste trabalho debruça-se sobre o método de execução da Estação Manuel Leão, nomeadamente a realização da Galeria de Acesso Norte, onde foi executada uma estrutura de contenção de terras com recurso a ancoragens pré-esforçadas e escoras metálicas, criando um espaço livre, a céu aberto, no sentido de permitir a realização dos módulos de betão armado até alcançar a interseção com a secção da Galeria de Acesso Norte em túnel, representada na Figura 3.20, onde o processo construtivo do acesso é alterado.



a) Zona de interseção entre a secção executada a céu-aberto e o segmento escavado em túnel mineiro (abril 2022) [21]

b) Esquema da interseção entre a secção executada a céu-aberto e o segmento escavado em túnel mineiro [20]

Figura 3.20 – Interseção entre o segmento da Galeria de Acesso Norte em túnel e a secção executada a céu-aberto: 1 – Estaca central da cortina de separação entre secções; 2 – Secção executada em trincheira a céu-aberto; 3 – Secção executada em túnel mineiro;

3.8.1 Galeria de Acesso Norte

A Galeria de Acesso Norte permitirá a entrada e saída dos utentes do Metro do lado Norte da futura Estação Manuel Leão, onde se localiza grande parte dos mais importantes serviços desta zona da cidade, nomeadamente a Escola Básica Soares dos Reis e o complexo do centro de emissão e estúdios da RTP (Figura 3.21) [28]. Desta forma, foram projetados dois canais de acesso pedonal à estação, cujas aberturas ao exterior ficarão localizadas em pontos estratégicos (uma na Rua D. Manuel II e outra na Vereda 2 da Rua D. Manuel II), de forma a ir ao encontro das necessidades dos passageiros que utilizem este acesso. Os dois ramos convergem num só antes de alcançar o nível do átrio da Estação Manuel Leão.



Figura 3.21 – Planta de implantação de parte do segmento em túnel, na zona da Estação Manuel Leão: 1-Poço da Estação Manuel Leão; 2-Galeria de Acesso Norte; A-Complexo RTP; B-Escola Básica Soares dos Reis; (figura desenvolvida a partir de imagem satélite do Google Earth, com desenhos de projeto sobrepostos, georreferenciados)

Neste subcapítulo é dado especial ênfase à secção da Galeria de Acesso Norte, constituída por módulos fechados de betão armado executados a céu-aberto por intermédio de uma estrutura de contenção de terras criada para permitir a realização destes trabalhos, uma vez que este será o objeto de estudo do trabalho desenvolvido pelo autor, relativamente à estrutura de suporte utilizada.

3.8.1.1 Solução Construtiva Adotada

A solução construtiva projetada na secção relativa à execução da galeria de acesso a céu-aberto exige a abertura, através de processos de escavação, de trincheiras de grandes dimensões, tanto em largura como em profundidade. Após a execução desta vala serão betonados os módulos que compõem o conjunto da galeria e que serão, posteriormente, aterrados. Neste sentido, a solução construtiva determinada depende essencialmente da técnica adotada para a solução das contenções dos taludes da trincheira.

Como a área de intervenção insere-se numa zona urbana, com pouco espaço disponível para a abertura da vala requerida, a solução não podia passar pela escavação a partir de taludes naturais dada a proximidade com edificações vizinhas, que não possibilita a formação de um espaço desimpedido com área suficiente (Figura 3.22-a), pelo que foi decidido, em projeto, optar pela execução de uma estrutura de suporte de terras, nomeadamente uma cortina de estacas espaçadas, estabilizadas por escoras metálicas e ancoragens pré-esforçadas (Figura 3.22-b).



a) Zona da implantação da Galeria de Acesso Norte, antes do início dos trabalhos (agosto 2021)



b) Estado de trabalhos da Galeria de Acesso Norte, no mês de abril de 2022

Figura 3.22 – Comparação da evolução dos trabalhos de execução da estrutura de contenção de terras, na Galeria de Acesso Norte, entre os meses agosto de 2021 e abril de 2022 [21]

3.8.1.2 Cortina de Estacas Ancoradas – Caracterização Técnica

A cortina é constituída por estacas armadas, betonadas *in situ*, com 0,6 metros de diâmetro, espaçadas entre si por 0,7 metros (entre faces exteriores). Como o desenvolvimento dos acessos é em declive, para estabelecer a ligação entre a superfície do terreno e o átrio da estação as estacas apresentam comprimentos variáveis, assegurando o desnível definido para a geometria da galeria. Visto que os elementos verticais são espaçados entre si, pode ocorrer desprendimento de solo da face de escavação realizada. Para evitar que ocorra este efeito durante os trabalhos, foi previsto, em projeto, preencher o espaçamento entre estacas com betão projetado, garantindo a segurança dos trabalhadores que circulem no interior da vala (Figura 3.23) [20].



Figura 3.23 – Betonagem da cortina de estacas entre vigas de distribuição, garantindo a selagem do terreno (abril 2022) [21]

Em relação aos elementos acessórios que contribuem para a estabilização do terreno, foram projetados dois tipos de elementos, mediante as condicionantes impostas pela geometria da estrutura de contenção: ancoragens pré-esforçadas e escoras metálicas (Figura 3.24).



Figura 3.24 – Betonagem da cortina de estacas entre vigas de distribuição, garantindo a selagem do terreno (abril 2022) [21]

Quanto às ancoragens pré-esforçadas, estas são instaladas na viga de coroamento e nas vigas de distribuição, à medida que a escavação vai avançando e, conseqüentemente, diminuindo a cota de fundo do terreno. Devido à diferença do comprimento e do desnível entre os dois ramos deste acesso, o número de níveis de vigas de distribuição e o seu tamanho é díspar, resultando em diferentes condições de apoio e estabilidade para cada corte da estrutura de contenção. As ancoragens estão afastadas 2,6 metros entre si e o comprimento varia entre 16,5 e 13,5 metros, contemplando 6,5 metros para a selagem do elemento ao maciço rochoso. Definiu-se que seriam instalados 4 cabos de aço por ancoragem, cada um composto por 7 fios (Figura 3.25). Considerou-se, em projeto, que o pré-esforço aplicado em cada ancoragem seria no valor de 500 kN de carga útil.



a) Ancoragens constituídas por 4 cabos de aço, cada um composto por 7 fios



b) Colocação da chapa de descarga da ancoragem, juntamente com a cabeça de ancoragem

Figura 3.25 – Pormenor da constituição de uma ancoragem em fase de instalação, preparada para ser executado o pré-esforço (abril 2022)

Quanto às escoras metálicas, estes elementos são instalados na zona de transição entre a secção em trincheira e o segmento em túnel, do lado da trincheira aberta, onde são realizadas escavações com 14 metros de profundidade, suportadas por 3 níveis de escoras metálicas, instalando, em cada nível, 4 perfis HEB 180, como representado na Figura 3.26.



Figura 3.26 – Instalação das escoras metálicas na viga de coroamento (abril 2022) [21]

A estrutura de contenção de terras executada a céu-aberto é de carácter provisório uma vez que apenas é necessária durante os trabalhos de execução dos módulos fechados da Galeria de Acesso Norte, sendo desativada assim que os trabalhos estiverem concluídos. Relativamente à secção entre a parte da galeria executada a céu-aberto e as paredes do poço central, esta foi realizada seguindo o método construtivo de túnel mineiro, aplicando estruturas de suporte específicas para este tipo de solução construtiva. Esta secção encontra-se com a escavação finalizada, pronta para receber o revestimento final (Figura 3.27)



Figura 3.27 – Perspetiva da secção da Galeria de Acesso Norte, executada segundo o método construtivo mineiro (abril 2022) [21]

3.8.1.3 Processo Construtivo

Relativamente ao processo construtivo da Galeria de Acesso Norte, é dado destaque, neste subcapítulo, ao método de execução da estrutura de contenção de terras criada para permitir a construção dos módulos fechados, pois este elemento será modulado e apresentado no capítulo 4 deste documento. Para além deste fator, o autor teve a oportunidade de acompanhar, quase na sua totalidade, as fases de execução da estrutura de suporte de terras deste acesso, observando os procedimentos aplicados e comparando com os conhecimentos teóricos adquiridos, referidos no capítulo relativo à Revisão Bibliográfica sobre Estruturas Flexíveis de Suporte de Terras.

Assim, os trabalhos preparatórios para a implantação da cortina de estacas ancoradas tiveram início no mês de setembro, com a execução da cortina de estacas espaçadas, efetuando a escavação dos furos com recurso a trado mecânico e tubo moldador na superfície (Figura 3.28), este último equipamento foi utilizado nos casos em que o terreno apresentasse pouca consistência, com o objetivo de ajudar na contenção das terras adjacentes, permitindo, assim, a colocação da armadura no interior do furo realizado e a respetiva betonagem do elemento.



a) Escavação, com recurso a trado mecânico, dos furos para a execução das estacas espaçadas



b) Colocação da armadura da estaca nos furos para posteriormente ser betonada

Figura 3.28 – Trabalhos de execução da cortina de estacas espaçadas da Galeria de Acesso Norte (setembro 2021) [21]

No mês de outubro efetuou-se o processo de saneamento das estacas, posicionando o ferro de arranque de modo a poder ser amarrado na armadura da viga de coroamento. Foi também realizado o betão de regularização ao longo da extensão das estacas, preparando a área de implantação da viga (Figura 3.29).

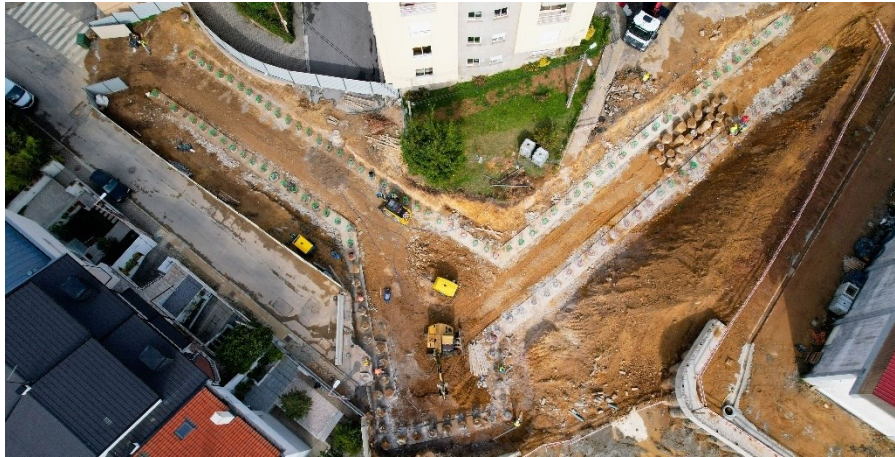


Figura 3.29 – Processo de saneamento de estacas da Galeria de Acesso Norte (outubro 2021) [21]

Nos meses de novembro e dezembro foi montada a armadura e cofragem, permitindo a betonagem da viga (Figura 3.30-a). Assim que o betão atingiu a cura necessária para se proceder à remoção dos painéis de cofragem, realizaram-se os furos nas aberturas preparadas na viga para, posteriormente, serem inseridos os cabos de aço das ancoragens. Os furos foram executados utilizando equipamento de rotopercussão, representado na imagem seguinte Figura 3.30-b).



a) Colocação de armadura e cofragem para execução da viga de coroamento



b) Execução dos furos na viga de coroamento para colocação dos cabos de aço das ancoragens

Figura 3.30 – Processo de execução da viga de coroamento da Galeria de Acesso Norte (novembro 2021)

[21]

No primeiro mês de 2022, concluíram-se os trabalhos relativos ao nível da viga de coroamento, nomeadamente a instalação do pré-esforço nas ancoragens (Figura 3.31-a), bem como as células de carga (Figura 3.31-b) e restantes dispositivos de monitorização, de modo a permitir o início dos trabalhos de escavação do terreno, em segurança. Para além destas tarefas, foram colocados os perfis metálicos, acoplados na viga de topo, no sentido de garantir o suporte do terreno na zona de transição entre a secção escavada através do processo de túnel mineiro e a secção em trincheira aberta (Figura 3.32/Figura 3.37).



a) Aplicação de pré-esforço nas ancoragens através de macaco hidráulico



b) Instalação de equipamento de monitorização nas ancoragens – célula de carga

Figura 3.31 – Processo de instalação das ancoragens (abril 2022)

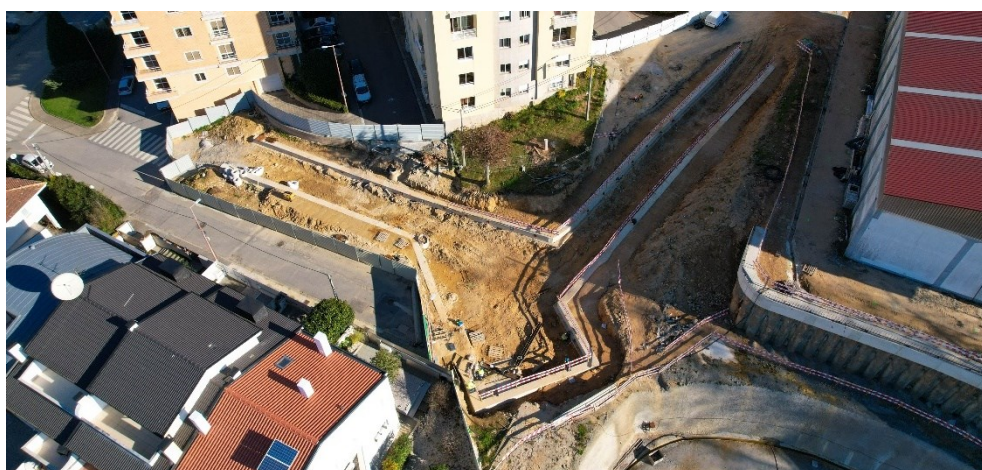


Figura 3.32 – Vista aérea da Galeria de Acesso Norte, na fase de finalização dos trabalhos da viga de coroamento (janeiro 2022) [21]

A partir de fevereiro, o processo construtivo seguiu a sequência prevista para a execução deste tipo de estruturas de suporte de contenção, que consiste na seguinte ordem de trabalhos:

- Escavação até à cota correspondente do nível em questão;
- Preparação da armadura e cofragem da viga de distribuição desse nível, e consequente betonagem;
- Furação e colocação das ancoragens;
- Injeção de calda e colocação dos elementos para instalação do pré-esforço (Figura 3.33);
- Instalação de dispositivos de monitorização da estrutura;
- Montagem do escoramento metálico - perfis HEB 180;
- Selagem do terreno entre níveis através de projeção de betão.



Figura 3.33 – Injeção de calda no furo, com a ancoragem colocada, para estabelecer a ligação entre este elemento e o maciço rochoso; à esquerda, os acessórios metálicos chapa de descarga (1) e cabeça de ancoragem (2) (abril 2022)

Existem níveis intermédios, cada um executado segundo a ordem anteriormente descrita, o que perfaz um total de 6 vigas de distribuição e 3 níveis de ancoragens pré-esforçadas (não incluindo o patamar relativo à viga de coroamento). O primeiro nível diz respeito às vigas de distribuição que se localizam somente na secção do acesso N2, uma vez que a cota da superfície do terreno, neste acesso, é superior à cota da restante galeria. Assim, as duas vigas de distribuição deste nível estão localizadas apenas no acesso N2 desta Galeria, onde estão instaladas, em cada uma, 5 ancoragens (Figura 3.34).



Figura 3.34 – Vigas de distribuição do 1º nível (identificadas a vermelho) localizadas no acesso N2 da Galeria de Acesso Norte (maio 2022) [21]

As restantes vigas de distribuição dizem respeito aos níveis intermédios 2 e 3, conforme a extensão prevista, em projeto, para cada um dos lados da cortina de estacas, e as que estão localizadas na parede da cortina que divide as duas secções, em trincheira e em túnel, recebem cada uma os dois perfis metálicos HEB 180, projetados para garantir o suporte do terreno lateral da estrutura (Figura 3.35).



Figura 3.35 – Vista aérea sobre a intersecção entre o segmento a céu-aberto e a secção em túnel da Galeria de Acesso Norte, que finaliza no poço da Estação Manuel Leão (maio 2022) [21]

A função das vigas de distribuição consiste em interligar os elementos acessórios de apoio, nomeadamente as escoras metálicas e as ancoragens pré-esforçadas, na cortina de estacas espaçadas, para que estes elementos sejam capazes de garantir a estabilidade da estrutura de contenção de terras durante os trabalhos de escavação e de desenvolvimento das tarefas no interior da vala aberta. Os níveis intermédios referidos atuam como balizamento da fase de escavação desta plataforma de acesso pedonal ao interior da Estação Manuel Leão, dando lugar à execução dos elementos de estabilidade acoplados nas vigas de distribuição (Figura 3.36).



Figura 3.36 – Paragem da escavação no patamar do 2º nível intermédio, para execução da viga de distribuição e colocação das ancoragens/escoras metálicas (abril 2022)

O estado dos trabalhos, à data do mês de maio de 2022, registava os dois primeiros níveis intermédios completos, sendo que o terceiro nível encontrava-se sensivelmente a meio, incompleto do lado do acesso N2, como se verifica na Figura 3.37. Falta realizar o segmento restante da viga de distribuição do último nível, instalando as escoras e ancoragens associadas, permitindo, desta forma, a finalização da execução da estrutura de contenção de terras, escavando o terreno até à cota de fundo determinada em projeto.

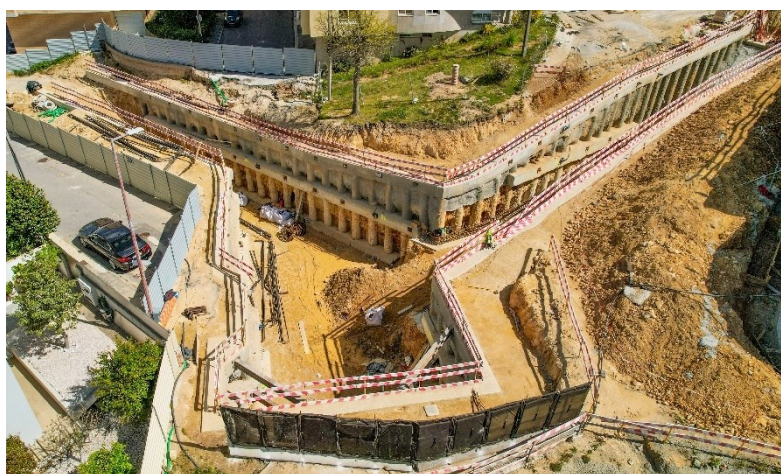


Figura 3.37 – Perspetiva aérea da Galeria de Acesso Norte, no mês de abril de 2022 [21]

CAPÍTULO 4

MODELAÇÃO DE CORTINA DE ESTACAS ANCORADA

Vivemos num mundo em constante desenvolvimento tecnológico, onde nos deparamos, diariamente, com novos equipamentos, inovações tecnológicas, soluções capazes de tornar o trabalho do Ser Humano cada vez mais prático, seguro e de qualidade.

A Engenharia é uma área que está diretamente conectada à Ciência e ao processo evolutivo da tecnologia, de modo a transportar para a prática o conhecimento adquirido ao longo do processo de criação e de desenvolvimento de novas teorias e fórmulas científicas.

Atualmente, a era digital tem um peso cada vez mais importante na Engenharia Civil, nomeadamente com a entrada de *software* de cálculo e de desenho no mercado, que revolucionaram, por completo, o modo de execução e de planeamento de uma obra. Com a evolução dos equipamentos e da capacidade de processamento, de apresentação visual e de alcance técnico, começaram a surgir programas cada vez mais específicos e detalhados, consoante o tipo de trabalho e de estudo que se pretendesse realizar. Assim, nos últimos anos, as empresas tiveram de encontrar resposta à questão “qual o *software* em que devemos investir”. A atual gama de oferta é tão vasta que cria um obstáculo aos profissionais de Engenharia Civil, no sentido de os obrigar a escolher qual o programa informático em que devem apostar, sob pena de não terem oportunidade para manusear as restantes opções disponíveis no mercado, dadas as grandes diferenças no funcionamento de cada programa, em particular o nível de detalhe e conhecimento que é necessário reunir para que se possa tirar o máximo partido deste tipo de ferramentas tecnológicas. Assim, é cada vez mais difícil identificar a melhor solução, que traga mais vantagens a nível profissional.

No contexto acadêmico, a questão mantém-se, uma vez que é neste ambiente que os profissionais do futuro dão os primeiros passos na utilização de *software* de cálculo e de apoio à Engenharia Civil. Desta forma, cabe aos docentes responsáveis pelas unidades curriculares deste curso terem a difícil missão de incluir, nos programas letivos, o desenvolvimento das competências dos alunos a nível digital, nomeadamente no manuseamento destes programas de apoio, propondo a realização de trabalhos práticos e apresentações, incentivando a utilização destes recursos. A definição dos *software* utilizados em ambiente académico está limitada pela disponibilidade destas ferramentas, fornecidas pelo Instituto Superior de Engenharia do Porto, uma vez que estes programas são extremamente dispendiosos e incomportáveis para serem adquiridos individualmente. Por tudo o que foi dito, é fundamental existir um trabalho conjunto entre os responsáveis pelo curso de Engenharia Civil e as entidades que gerem a aquisição deste tipo de ferramentas, no sentido de poder investir nos programas mais indicados para o contexto onde serão aplicados, com o objetivo de preparar, da melhor forma, os alunos para um mercado de trabalho cada vez mais tecnológico, digital e exigente.

Porém, os estudantes têm, também, um papel essencial neste tema, pois devem saber reconhecer, enquanto alunos de Engenharia Civil, que a aposta na aprendizagem e manuseamento deste tipo de ferramentas digitais é extremamente enriquecedora, desenvolvendo experiência e competências úteis, que podem fazer a diferença no mercado de trabalho, em contexto profissional. Este fator é transversal a todas as áreas de Engenharia Civil e tem especial importância no enquadramento de Mestrado, uma vez que é um ciclo de formação mais especializado e onde é dado ênfase ao desenvolvimento de trabalhos que partem da utilização dos *software* disponíveis. No entanto, existem ferramentas que fazem parte do espólio de programas à disposição dos estudantes e professores, mas que, por serem direcionados para um tema específico ou devido à escassez de oportunidades de utilização ao longo do percurso de formação, acabam por não estar diretamente envolvidos no processo de ensino. É neste ponto que a realização da Tese de Mestrado ganha notoriedade, pois permite aos alunos investirem na sua formação e complementarem os conteúdos adquiridos ao longo do curso, desenvolvendo um trabalho com base na utilização de ferramentas digitais, aplicadas a casos de estudo interessantes e desafiadores do ponto de vista da Engenharia Civil, que possam não ter sido abordados com tanto detalhe durante o ciclo de estudos.

Aproveitando a grande variedade de *software* de cálculo e desenho oferecidos pelo Instituto Superior de Engenharia do Porto, aos professores e alunos deste estabelecimento de ensino, o autor decidiu conjugar o facto de estar a trabalhar, profissionalmente, numa obra de grande importância para o desenvolvimento do distrito do Porto, com os conhecimentos adquiridos ao longo da formação académica, particularmente direcionados para o ramo de Estruturas, relativos à área de Mestrado escolhida.

Utilizando um programa de cálculo cujo campo de aplicação incide especificamente sobre projetos geotécnicos, o grande objetivo deste trabalho consiste em desenvolver o estudo sobre um tema singular, interessante e exigente do ponto de vista dos conteúdos abordados, visto que implica a aprendizagem e interação com uma ferramenta de cálculo nova para o autor.

Deste modo, o presente trabalho debruça-se sobre o processo de modelação de uma estrutura de suporte de terras, utilizando o programa de cálculo disponível na plataforma *online* do Instituto Superior de Engenharia do Porto – RS2 – da empresa Rocscience, uma organização especializada em desenvolver programas de cálculo direcionados exclusivamente para projetos geotécnicos, comparando, no final, os resultados obtidos a partir da análise do modelo virtual com os dados recolhidos através da monitorização constante da estrutura de contenção real.

4.1 PROGRAMAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

A Engenharia Civil é uma área que tem ganho bastante com a evolução tecnológica brutal que a sociedade tem vivenciado nas últimas décadas. Surgem, no mercado, equipamentos mecânicos cada vez mais completos e desenvolvidos especificamente para a construção civil, aumentando a segurança dos espaços de obra e otimizando o rendimento dos trabalhos, bem como novos materiais, com propriedades inovadoras, que trazem qualidade de vida aos utilizadores das estruturas executadas. Porém, é a nível digital onde se regista a maior evolução da Engenharia Civil nos últimos tempos, com a introdução da era informática que oferece potencialidades inimagináveis até então, revolucionando, por completo, a construção civil da atualidade.

O investimento em recursos informáticos introduziu, no mercado, ferramentas digitais extremamente vantajosas para a criação e desenvolvimento de projetos, permitindo a execução de estruturas cada vez mais exigentes e complexas, de forma segura e bem planeada.

Relativamente à área da Engenharia Civil dedicada à elaboração e análise de projetos que sejam estruturalmente seguros, esta tem, atualmente, uma componente tecnológica extremamente importante, uma vez que os profissionais envolvidos dependem dos programas de cálculo automático disponíveis para desenvolver os projetos propostos. Estes programas de cálculo automático têm de ser ferramentas muito bem concebidas, de acordo com os regulamentos existentes, de maneira a garantir que o produto final respeita as normas técnicas exigíveis. Assim, com a implementação destes programas no dia-a-dia da Engenharia Civil, aumentou a procura, por parte dos Engenheiros e profissionais da área, de ferramentas capazes de dar resposta a problemas cada vez mais específicos, consoante o tipo de obra e as soluções construtivas a utilizar em cada caso. Esta procura constante levou a que surgissem várias opções no mercado, de programas informáticos direcionados para a construção, com empresas a apostarem numa vasta gama de recursos digitais, transversais à maioria dos campos de aplicação da Engenharia Civil, e outras a investirem em áreas de estudo específicas.

Algumas empresas que se estabeleceram no mercado como marcas associadas a programas de cálculo automático de qualidade são:

- Autodesk – com vários tipos de programas aplicáveis a áreas distintas de Engenharia, destacando o *software* Autocad, desenvolvido sobretudo para elaboração de desenho técnico, o Robot, para cálculo e análise estrutural, e o Revit, para modelação virtual de projetos, incluindo informação dos materiais utilizados e as propriedades físicas da estrutura nos modelos desenvolvidos;
- Cype – orientado para o cálculo estrutural e modelação de projetos;
- Nemetschek Group – empresa mãe da qual faz parte a Graphisoft, que oferece uma vasta gama de produtos com aplicação nos vários ramos da Engenharia Civil, à semelhança da Autodesk, oferecendo *software* de planeamento e gestão de empreendimentos, programas direcionados para construção e de desenho (nomeadamente o Archicad);
- Rocscience – empresa que desenvolve vários programas, voltados exclusivamente para a análise de estruturas do foro geotécnico;

O *software* utilizado neste trabalho pertence ao grupo de programas desenvolvidos pela empresa Rocscience. Esta especializou-se no desenvolvimento de *software* geotécnico, oferecendo uma vasta variedade de soluções que permitem a modelação 2D e 3D (Figura 4.1), com aplicações no âmbito da Engenharia Civil e Minas, cujo objetivo é o de melhorar a segurança associada aos trabalhos de cariz geotécnico e reduzir os custos envolvidos nos projetos, fazendo a análise das estruturas através de métodos de cálculo automático. A empresa opera desde 1996 e os programas são desenvolvidos por uma equipa de engenheiros, no sentido de ir ao encontro das expectativas e exigências dos profissionais da área.



Figura 4.1 – Gama de programas desenvolvidos pela Rocscience [32]

4.1.1 RS2 – Rocscience

O RS2 é um *software* de análise por elementos finitos, sendo indicado tanto para a análise de terrenos rochosos como para tipos de solos correntes, daí a denominação RS2 - Rock and Soil 2 dimensional analysis program. Esta ferramenta permite aos utilizadores efetuar uma análise estrutural através do método dos elementos finitos, consoante o método construtivo previsto a executar em obra. Permite estudar o comportamento de diferentes soluções estruturais de contenção de terras, como estruturas de contenção de terras rígidas ou flexíveis, estruturas de suporte para túneis, comportamento do terreno durante fases de escavações realizadas à superfície ou em subterrâneo, estabilidade de taludes, execução de aterros e fundações, entre outras funcionalidades bastante úteis do ponto de vista do estudo do comportamento geotécnico de vários tipos de estruturas (Figura 4.2).

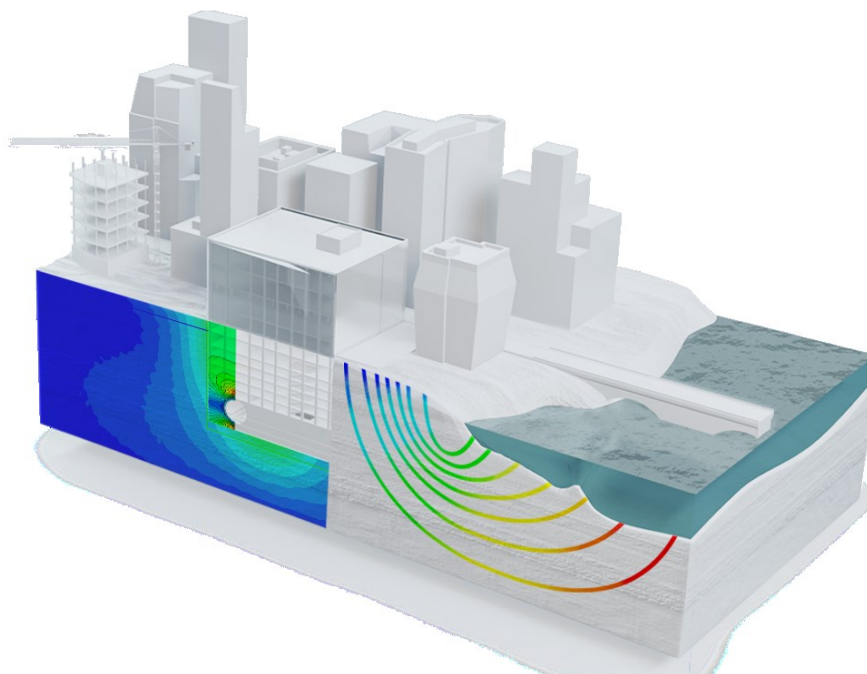


Figura 4.2 – Esquema tridimensional que representa o estudo e apresentação de estruturas analisadas utilizando o programa de cálculo automático RS2 [32]

O *software* apresenta várias vantagens relacionadas com o vasto leque de soluções construtivas que permite analisar, assim como a possibilidade de introduzir, no programa, múltiplos fatores de caracterização geotécnica para o cálculo e dimensionamento dos elementos em estudo. Quanto maior for o grau de detalhe e caracterização do modelo numérico, mais aproximado este vai ser da estrutura real. A criação de um modelo numérico que seja análogo à estrutura que será executada permite analisar as propriedades mecânicas calculadas, simulando, virtualmente, o comportamento da estrutura real, utilizando os valores obtidos e definindo-os como grandeza de referência ao longo das fases de execução da estrutura de contenção de terras em estudo, de forma a controlar o processo de execução do elemento estrutural.

O programa de cálculo automático RS2 é bastante prático no que diz respeito à forma como permite obter e interpretar os dados necessários para a análise estrutural, tendo a capacidade de representar e calcular informações essenciais para o estudo do comportamento das estruturas, como contornos de tensão do terreno, quantificação de deslocamentos e fatores de resistência, aferir fatores de segurança relativamente à probabilidade de falha das estruturas, tanto para elementos com formas retangulares como circulares, mediante o tipo de solo existente. Além destes parâmetros, o programa possibilita ao utilizador ter em conta o fluxo das águas subterrâneas (Figura 4.3), caso pretenda introduzir esta informação no modelo, graças à ferramenta de análise de infiltração integrada, direcionada sobretudo para o estudo de projetos de barragens, túneis, bem como taludes e escavações de grandes dimensões.

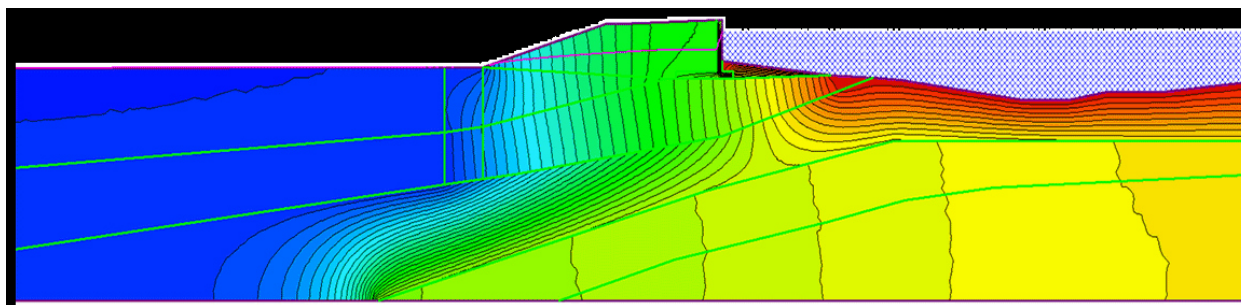


Figura 4.3 – Exemplo de análise de águas subterrâneas utilizando o programa RS2 [32]

O *software* incorpora, também, a possibilidade de determinar e visualizar deformações de estruturas, a nível gráfico e analítico, aplicando o método dos elementos finitos no cálculo dos parâmetros de caracterização do comportamento da estrutura. A representação gráfica facilita a análise e interpretação dos resultados obtidos e é uma ferramenta importante no exercício de comparação entre o modelo numérico e a estrutura real (Figura 4.4).

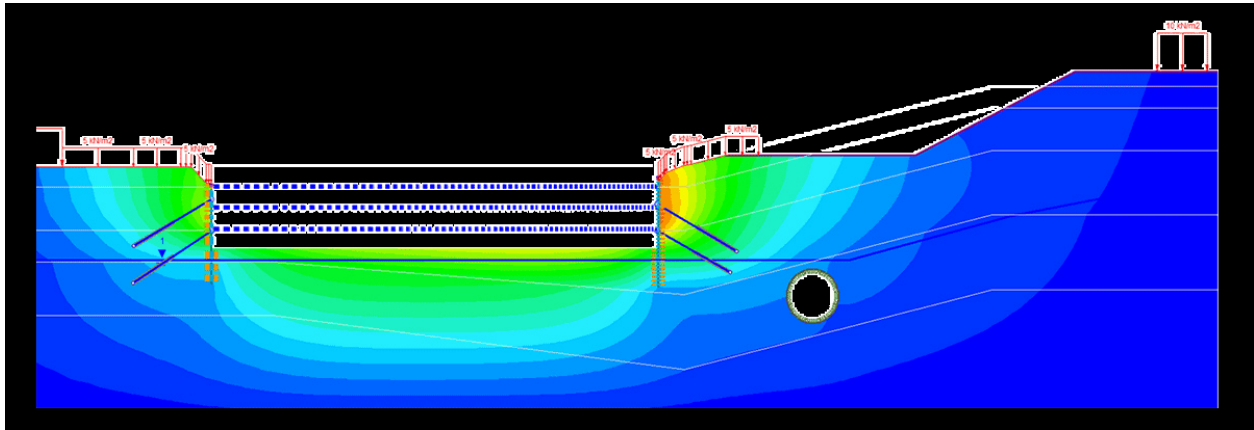


Figura 4.4 – Exemplo de apresentação de modelação de estrutura de contenção, utilizando o RS2 [32]

No que diz respeito às estruturas flexíveis de contenção de terras, o RS2, a partir do método de elementos finitos aplicado ao problema em questão, permite elaborar um estudo completo, consoante o processo construtivo a executar, tendo em conta as condições de apoio do elemento estrutural, bem como as características associadas às ancoragens, nomeadamente o tipo de pré-esforço utilizado, a inclinação e o comprimento. O processo de cálculo consiste na divisão do objeto de estudo num grande número de elementos, de maneira a permitir a análise individual do comportamento destes elementos, associando, depois, o conjunto dos comportamentos, prevendo, assim, o comportamento real da estrutura. A análise destes fatores permite determinar não só as pressões do solo e os esforços exercidos na estrutura de contenção ao longo da sua construção, mas também os deslocamentos ao longo da área do corte em estudo.

4.2 MODELAÇÃO DA GALERIA DE ACESSO NORTE

Para realizar a modelação da secção executada a céu-aberto, na Galeria de Acesso Norte, localizada na zona de intervenção da Estação Manuel Leão, foi utilizado o programa de cálculo desenvolvido pela empresa Rocscience, designadamente o programa RS2. A modelação desta estrutura de contenção de terras pretende reproduzir, fielmente, o comportamento da estrutura real, o que obriga a que seja respeitado o projeto de execução da cortina de estacas ancoradas, bem como a observação dos parâmetros geotécnicos que caracterizam o terreno adjacente à estrutura. Este segundo fator representa uma variável que pode originar uma discrepância bastante notória nos resultados obtidos, pois os parâmetros do terreno implicam grandes variações no processo de cálculo processado pelo programa. Assim, é fundamental caracterizar o mais próximo possível da realidade as características do terreno existente no local.

Desta forma, o processo de modelação da estrutura de contenção de terras está dividido em duas dinâmicas: a caracterização geotécnica do terreno e a definição das dimensões e características mecânicas dos elementos e materiais utilizados na execução da estrutura de contenção.

Uma vez que o programa RS2, utilizado na modelação do caso de estudo descrito, permite a análise de uma estrutura em duas dimensões, foi necessário, numa primeira fase, identificar quais os pontos da cortina de estacas que devem ser alvo de estudo, de forma a definir quais os cortes a realizar no projeto de execução da estrutura de contenção. O critério para a escolha destes cortes teve em conta a localização das ancoragens e o número destes elementos em cada lado da cortina, bem como as diferentes condições de apoio da estrutura de contenção e a sua profundidade de escavação. Posto isto, foram definidos dois cortes que serão objeto de modelação, um no Acesso N1 e outro no Acesso N2 (Figura 4.5).

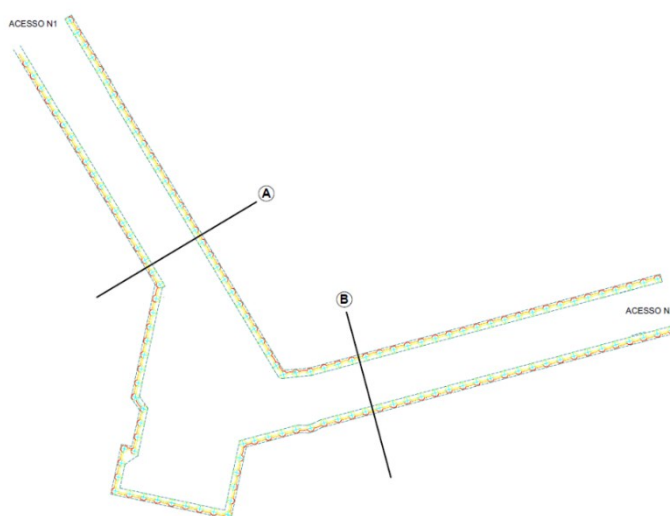


Figura 4.5 – Localização dos cortes na Galeria de Acesso Norte, definidos para análise a partir da modelação numérica, executada no programa RS2 [20]

O corte A, no acesso N1, localiza-se no corredor entre as paredes da cortina paralelas entre si, numa zona cuja cota de fundo implica que sejam escavados 10 metros de terreno, onde as estacas são de 13 metros de comprimento por 0,60 metros de diâmetro, tal como demonstrado na Figura 4.6. As características do terreno e a profundidade de escavação requerem a instalação de 3 níveis de ancoragens pré-esforçadas, uma na viga de coroamento e as restantes em vigas de distribuição, ligadas às estacas por intermédio de ferrolhos introduzidos no interior dos elementos verticais e que amarram na armadura das vigas.

Já o corte B, localizado no acesso adjacente N2, entre as paredes da cortina de estacas paralelas deste corredor, apresenta uma profundidade de escavação de 13 metros, com estacas de 16,30 metros de comprimento e 0,60 metros de diâmetro. Como a profundidade de escavação é superior face à do corte A, foram projetados 4 níveis de ancoragens pré-esforçadas nesta região, uma na viga de coroamento e as restantes distribuídas por 3 vigas de distribuição, ligadas à cortina de estacas com o mesmo sistema descrito para o corte B, utilizando ferrolhos (Figura 4.7).

A viga de coroamento está definida em projeto como elemento de secção quadrada, com 0,70 metros de face lateral.

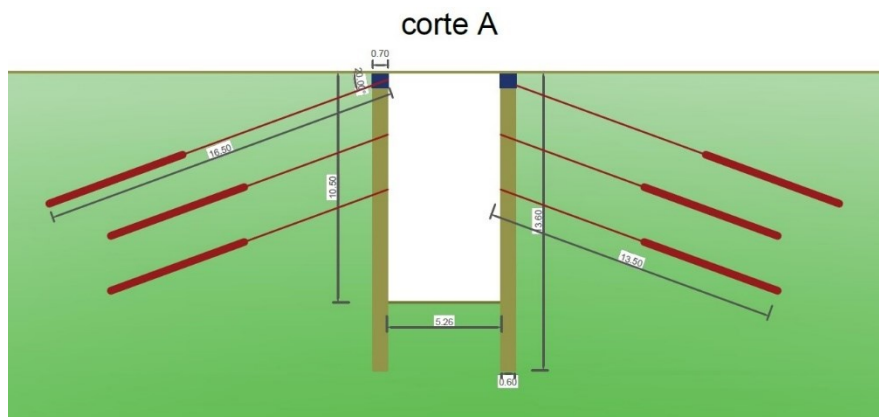


Figura 4.6 – Características geométricas do corte transversal A

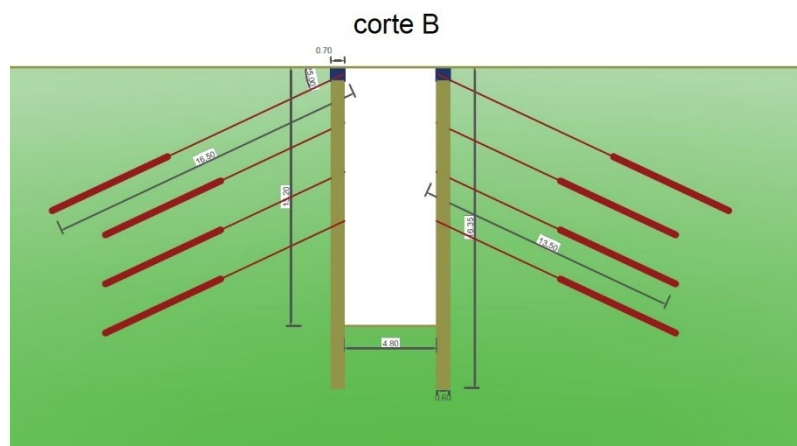


Figura 4.7 – Características geométricas do corte transversal B

4.2.1 Caracterização Geotécnica do Terreno

No processo de modelação de uma estrutura de contenção de terras, a caracterização geotécnica do terreno em estudo é tão importante como o dimensionamento dos materiais utilizados e as suas propriedades. O cálculo automático efetuado pelo programa de elementos finitos utiliza os parâmetros que são introduzidos na fase de modelação, apresentando os resultados de acordo com as condições impostas. Assim, é fundamental reunir o máximo de informação possível para o desenvolvimento do projeto, de modo a que os dados obtidos através da modelação da estrutura de contenção sejam o mais fidedignos possível, tendo em conta as condições do terreno em causa e as características dos materiais que serão utilizados na execução da estrutura. Porém, é difícil fazer uma caracterização completa da estratificação do solo em estudo uma vez que as sondagens realizadas apenas permitem recolher amostras de uma zona específica e a estratificação do solo pode variar ao longo da extensão da cortina. Desta forma, mediante os ensaios executados e as amostras recolhidas no campo, na área de implantação da estrutura (Tabela 1), estima-se o tipo de solo que existe ao longo do desenvolvimento da cortina de contenção, estabelecendo correlações entre pontos onde foram realizadas sondagens, com o objetivo de montar um mapa que se assemelhe à realidade da variação de estratificação do solo. É a partir desta informação que são definidos os parâmetros que devem ser observados em projeto, consoante a zona que se pretende dimensionar e o tipo de solo existente nesse local.

Tabela 1 - Características e resultados de sondagens realizadas na área de implantação da Estação Manuel Leão [20]

Designação da sondagem	Prof. (m)	Litologia, estados de alteração e fracturação	Índices de qualidade		Ensaio "in situ"	Nível de água (m)	Classificação dos maciços rochosos	
			Índice de recuperação (%)	RQD (%)	N _{sp}		RMR (Bieniaswki, 1989)	GSI (Marinos & Hoek, 2002)
SLA16	0,0-1,5	Solo residual migmatítico (W6)			6 pancadas	Id	-	-
	1,5-15,0	Migmatitos decompostos (W5) com passagem de maciço muito alterado e muito fraturado (W4/F5)			60 pancadas			
	15,0-28,5	Migmatitos muito alterados (W4) a muito a medianamente alterados (W4+) com fracturação em geral muito próxima a próxima (F5 a F4)	13-55	0-8(27)			30	35
	28,5-31,5	Granito decomposto a muito alterado (W5 a W4-5)			60 pancadas		-	-
SLA33	0,0-5,0	Solo residual de migmatitos (W6)			7 a 13 pancadas	Na = 20,1; Np = seco	-	-
	5,0-12,0	Migmatitos decompostos a muito alterados (W5 a W4-5)			56 a 60 pancadas			
	12,0-22,5	Migmatitos medianamente a muito alterados (W43-W4) e com fraturas próximas a muito próximas (F4-F5). Passagens decompostas aos 15-15,5m e 19,5-21m	35-67	0-13	Quando realizável 60 pancadas a nega na 1ª fase do ensaio		35	30
	22,5-33,0	Migmatitos medianamente alterados (W3) e com fraturas próximas a muito próximas (F4-F5)	16-77	16-27(0)			43	38

Neste caso de estudo foram realizados ensaios para recolha de amostras de solo na zona da Galeria de Acesso Norte, integradas no processo de recolha de dados geotécnicos para a execução da Estação Manuel Leão, com vista a determinar as propriedades do terreno, necessárias para a realização do dimensionamento da cortina de estacas espaçadas, apoiada por ancoragens pré-esforçadas. Consoante o tipo de solo identificado, foram aplicados dois tipos de critérios para a definição dos parâmetros geotécnicos: o critério de “*Mohr-Coulomb*”, para os casos em que o comportamento do maciço não seja o de material rochoso, e o critério de “*Hoek-Brown*”, para os materiais do tipo rocha. Assim, foi apresentando um quadro resumo com os valores definidos em projeto para o dimensionamento das estruturas de contenção a executar em obra, representados na Tabela 2, apresentada em baixo.

Tabela 2 – Parâmetros geotécnicos utilizados na realização do Projeto de Execução da Obra [20]

Zona geotécnica	γ (kN/m ³)	ϕ / ϕ (°)	c'/c (kPa)	Critério de rotura de Hoek & Brown								E (MPa)	v	K ₀	
				Prof. (m)	sigci (MPa)	GSI	mi	D	mb	s	a				
ZG2 - Gnaisses e migmatitos	a	19.0	32	10									28	0.30	0.38
	b	20.0	37	(16*) 29									55		0.50
	c	21.5			25	5	24	29	0	1.8539	0.00019	0.5358	100	0.28	0.70
	d	23.0			30	5	31	29	0	2.1386 2.8459	0.00030 0.00073	0.5273 0.5160	168	0.26	
	e	24.5			35	5	41	29	0	2.9493 4.2153	0.00082 0.00248	0.5149 0.5076	340		
ZG1 - Granitos	a	19.0	36	31									38	0.30	0.38
	b	20.0	40	54									75		0.50
	c	24.0			25	4	26	32	0	2.0457 2.5346	0.00019 0.00037	0.5358 0.5239	110	0.28	0.70

* Valores mínimos. Considerados em obras a céu aberto

Quanto ao tipo de terreno identificado, do lado do acesso N1, onde está localizado o corte A, o maciço é predominantemente constituído por material do tipo ZG1b, que corresponde a rochas ígneas, nomeadamente granito do Porto. Assim, no que diz respeito à litoestratigrafia do corte A, apenas foi considerado este tipo de solo na definição das características do material no local de implantação. Deste modo, foram admitidos os valores definidos nas peças escritas do projeto da obra, apresentados na Tabela 2, relativamente à caracterização geotécnica do solo.

A definição dos parâmetros no programa de cálculo RS2 foi a primeira tarefa a ser realizada, referente à etapa 1, que corresponde às condições iniciais do terreno antes do início dos trabalhos (Figura 4.8). Assim, para o corte A foi criada uma área de terreno delimitada, de 65 metros de desenvolvimento por 25 metros de profundidade, suficientes para garantir a modelação do corte da estrutura de contenção.

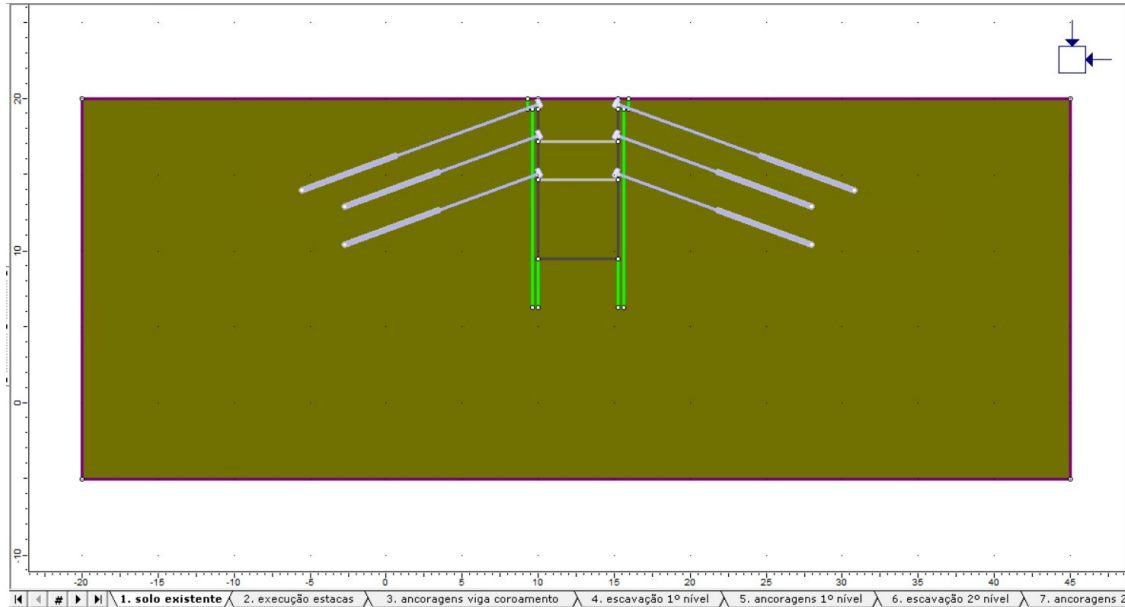


Figura 4.8 – Etapa 1 da modelação da estrutura relativa à caracterização geotécnica (corte A)

Nas definições das propriedades dos materiais utilizados, foram inseridos os parâmetros relativos ao tipo de solo ZG1b. Este foi caracterizado segundo o critério de “*Mohr-Coulomb*” uma vez que se trata de um solo que não apresenta um comportamento como material rochoso. Assim, foi escolhida a opção do critério de rotura correspondente, na aba relativa aos parâmetros geotécnicos “*strength*”. Na Figura 4.9 estão representados os valores inseridos em cada categoria de caracterização do solo ZG1b, considerado um solo seco, mantendo os valores definidos por defeito nesta categoria das propriedades do material.

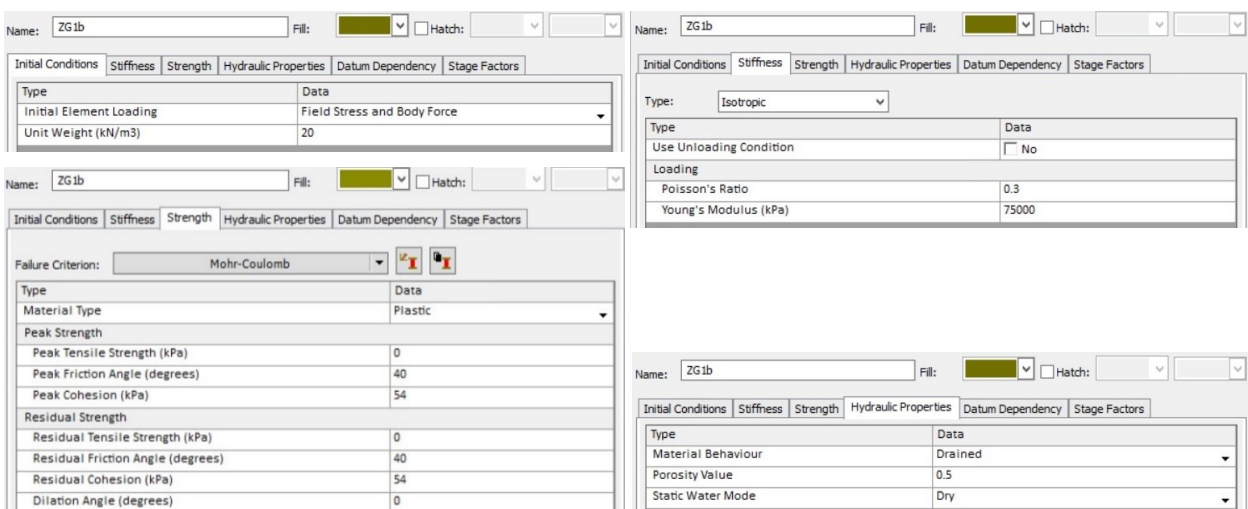


Figura 4.9 – Parâmetros da caracterização geotécnica do material ZG1b

No caso do corte B, localizado no acesso N2, a litoestratigrafia é bastante variável, com a presença de cinco tipos de terreno distintos, o que obriga a que sejam definidas várias fronteiras entre estratos, bem como a definição dos parâmetros de cada um no menu das propriedades dos materiais constituintes.

As sondagens iniciais apontavam para uma variação de dois tipos de terreno – ZG2b e ZG2c, que dizem respeito a gnaisses e migmatitos. Porém, durante os trabalhos de execução da estrutura de contenção de terras, nomeadamente nas fases de escavação da cortina, foram identificados mais tipos de terreno. Assim, no dimensionamento da cortina de estacas foi tida em conta a estratificação real do terreno, no local do corte B, com o objetivo de obter valores de cálculo mais próximos dos valores reais, lidos em obra a partir dos equipamentos de monitorização instalados na estrutura de contenção de terras, aproximando, assim, o modelo numérico do comportamento real da cortina.

Por conseguinte, foi necessário caracterizar, no modelo numérico, os parâmetros dos diferentes tipos de terreno, bem como as novas fronteiras dos estratos correspondentes. Dada a disposição dos diferentes tipos de terreno na parede da cortina, à medida que o terreno era escavado, foi possível fazer uma correlação entre as duas paredes que formam o acesso N2, de forma a elaborar um possível mapa que se aproxime da variação do tipo de terreno encontrado no local. Assim, foi feito um esboço, em Autocad (Figura 4.10), com o objetivo de determinar os limites de cada estratificação, de maneira a poder desenhar a delimitação de cada tipo de terreno no RS2.

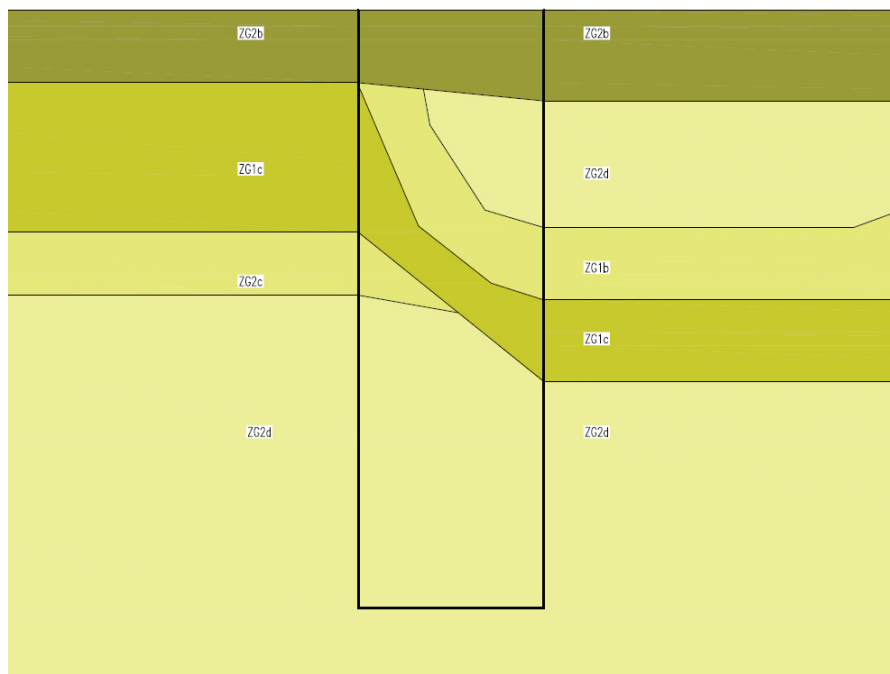


Figura 4.10 – Esboço da variação do tipo de terreno no corte B, localizado no acesso N2 da Galeria de Acesso Norte

Tendo em conta o esboço apresentado na página anterior, foi possível inserir as delimitações dos vários materiais identificados na zona do corte B, observando a profundidade medida em obra, formando o mapa de estratificação do terreno representado na figura, a partir da opção “add material”, no menu relativo às fronteiras (*boundaries*) do RS2. Este processo foi realizado na fase 1, correspondente à caracterização das condições iniciais do terreno existente (Figura 4.11).

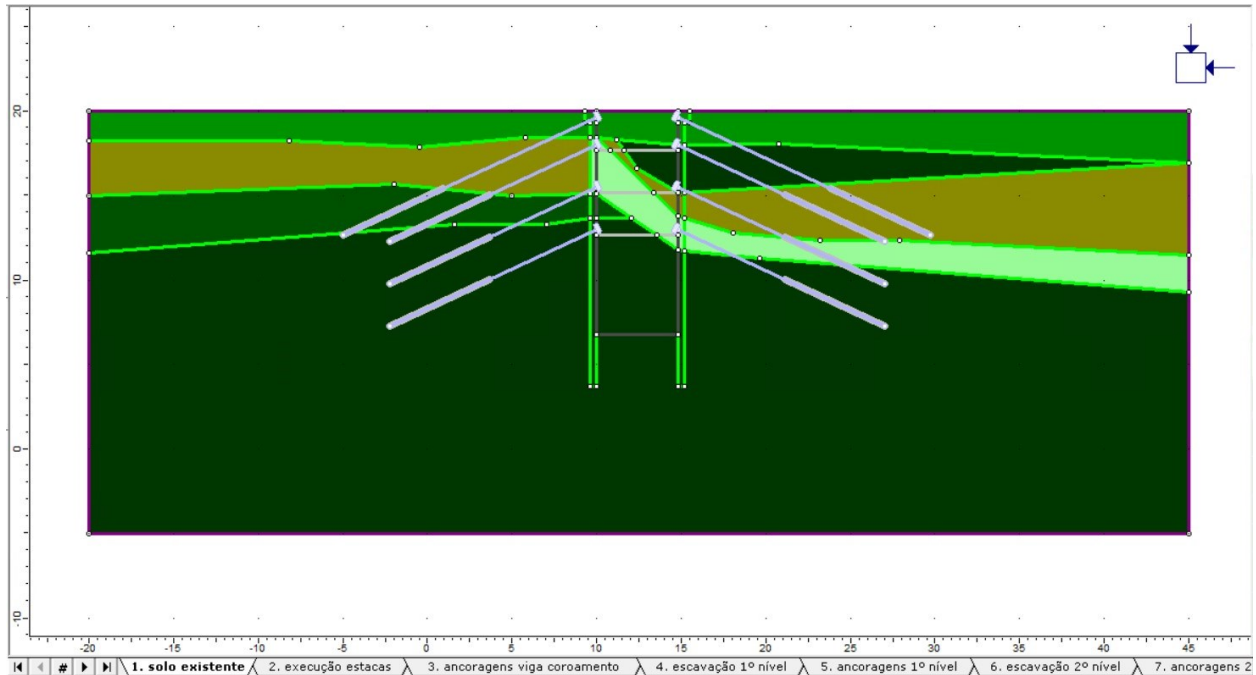


Figura 4.11 – Etapa 1 da modelação da estrutura de contenção relativa à caracterização geotécnica do solo (corte B)

Quanto aos parâmetros geotécnicos dos diferentes estratos, os terrenos do tipo ZG1b e ZG2b foram caracterizados segundo o critério de “*Mohr-Coulomb*”, enquanto que os solos ZG1c, ZG2d e ZG2c correspondem ao critério de rotura de “*Hoek-Brown*”, tal como está representado na Tabela 2. Assim, os três últimos dizem respeito a materiais do tipo rocha, enquanto que os restantes não apresentam um comportamento semelhante ao de material rochoso.

MODELAÇÃO DE CORTINA DE ESTACAS ANCORADA

Pelo que foi dito, o exemplo a seguir apresentado, na Figura 4.12, diz respeito à caracterização do tipo de solo ZG2c, segundo *Hoek-Brown*, uma vez que já foi apresentado o terreno ZG1b (relativo ao critério de *Mohr-Coulomb*) no corte A. Para todos os tipos de terreno consideraram-se condições hidráulicas secas, tal como foi visto anteriormente.

The figure displays three screenshots of a software interface for defining material parameters for ZG2c. Each screenshot has a 'Name' field set to 'ZG2c' and a 'Fill' color selector.

Top-left screenshot (Initial Conditions):

Type	Data
Initial Element Loading	Field Stress and Body Force
Unit Weight (kN/m3)	21.5

Top-right screenshot (Strength):

Type	Data
Use Unloading Condition	<input type="checkbox"/> No
Poisson's Ratio	0.28
Young's Modulus (kPa)	100000

Bottom-left screenshot (Strength):

Failure Criterion: Jointed Generalized Hoek Brown

Type	Data
Material Type	Plastic
Peak Strength	
Compressive Strength (kPa)	90000
mb Parameter	1.8539
s Parameter	0.00019
a Parameter	0.5358
Tensile Cutoff Type	Hoek-Martin (2004)
Hoek-Martin mi	29
Residual Strength	
Residual mb Parameter	1.8539
Residual s Parameter	0.00019
Residual a Parameter	0.5358
Dilation Parameter	0

Bottom-right screenshot (Hydraulic Properties):

Type	Data
Material Behaviour	Drained
Porosity Value	0.5
Static Water Mode	Dry

Figura 4.12 – Parâmetros da caracterização geotécnica do material ZG1b

4.2.2 Processo de Modelação

O processo de modelação da estrutura de contenção de terras visa reproduzir as dimensões e características mecânicas dos elementos representados em projeto, no programa de cálculo automático RS2. Foram definidos dois cortes, um em cada corredor da Galeria de Acesso Norte (corte A – acesso N1, corte B – acesso N2), que representam dois tipos de suporte de terras distintos relativamente à estrutura de contenção em estudo. Assim, ambos os cortes foram modelados segundo um processo análogo, porém cada um apresenta dimensões e características mecânicas dispares, para além da caracterização geotécnica já definida no subcapítulo anterior, que é particular para cada um dos casos. Desta maneira, o comportamento da estrutura de contenção é singular para cada exemplo modelado, sendo importante analisar a variação de valores das grandezas que caracterizam a deformação da cortina, em pontos particulares desta.

Por tudo o que foi dito, o processo de modelação de ambos os cortes inicia com a definição das fases de execução da estrutura de contenção. Este parâmetro diz respeito ao processo construtivo aplicado, é inserido, no programa, através do menu “*project settings*”, e permite dividir a sequência construtiva da cortina em diferentes tipos de trabalhos, o que possibilita a análise do comportamento da estrutura em cada etapa da construção da estrutura de suporte (Figura 4.13).

Para o corte A (acesso N1), foram definidas 8 fases de execução, enquanto que para o corte B (acesso N2), devido à maior profundidade de escavação e conseqüente necessidade de criar mais um nível de vigas de distribuição, foram definidas 10 fases de execução.

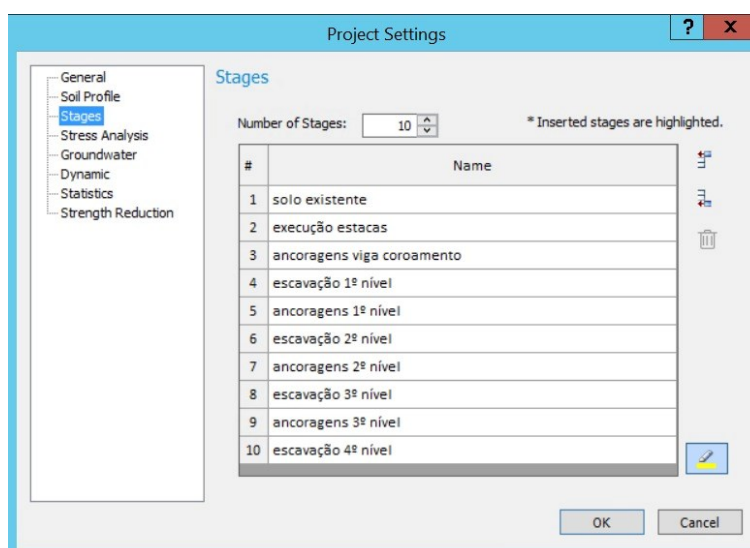


Figura 4.13 – Definição das fases de execução, para o corte B, no menu referente às definições do projeto (“*project settings*”)

Definidas as etapas de execução da estrutura de contenção de terras da Galeria de Acesso Norte, como a primeira fase é dedicada apenas à caracterização geotécnica do terreno, a modelação propriamente dita principia na segunda fase, que diz respeito à execução das estacas e da viga de coroamento - este último elemento faz a ligação entre as colunas espaçadas e acompanha o desenvolvimento do talude natural do terreno. Tanto as estacas como a viga foram inseridas no modelo numérico na categoria de material, caracterizando o betão utilizado em obra segundo o critério de "Mohr-Coulomb". Porém, os parâmetros da resistência mecânica conferidos à cortina de estacas devem ter em conta as propriedades resistentes do conjunto formado pelos elementos verticais e pelo revestimento constituído por betão projetado e malha eletrosoldada. Como não é possível representar cada uma das secções constituintes da cortina de estacas espaçadas, a solução consiste em calcular a inércia da cortina e, a partir desse valor, determinar a espessura da cortina, tendo em conta o metro de desenvolvimento estudado, para representá-la como um elemento retangular no RS2. Desta forma, tem-se:

- Rigidez à flexão de cada estaca:

$$(EI)_{est} = E \cdot \frac{\pi \cdot D^4}{64}$$

- Rigidez à flexão, por metro de desenvolvimento da cortina, para um afastamento a entre eixos das estacas:

$$(EI)_{est} = E \cdot \frac{\pi \cdot D^4}{64} \cdot \frac{1}{a}$$

- Determinação da espessura, h , a atribuir à cortina, "transformando-a" num elemento laminar, do tipo parede, condição necessária para a caracterização da estrutura no processo de modelação:

$$(EI)_{est} = (EI)_{par} \Leftrightarrow E \cdot \frac{\pi \cdot D^4}{64} \cdot \frac{1}{a} = E \cdot \frac{b \cdot h^3}{12}$$

Onde:

- a - afastamento entre estacas = 1,3 m;
- D - diâmetro das estacas = 0,6 m;
- b – 1 metro de desenvolvimento;
- h – espessura a atribuir à cortina.

Assim:

$$h = \sqrt[3]{0.589 \frac{D^4}{a}} = \sqrt[3]{0.589 \frac{0.60^4}{1.30}} = 0.39 \cong 0.40 \text{ m}$$

Assim, a viga de coroamento foi definida, em ambos os cortes, como uma secção quadrada, com faces laterais de 0,70 metros, enquanto que as estacas foram definidas como um elemento retangular, de espessura equivalente de 0,40 metros, com altura correspondente ao apresentado em projeto, para cada corte.

Quanto às características dos materiais utilizados, os elementos de betão armado são constituídos por betão de classe C30/37, assim como a zona entre estacas, revestida por betão projetado.

Tendo em conta as características de projeto definidas para as estacas e para a viga de coroamento, e como o tipo de estacas é igual tanto para o corte A como para o corte B, foi feita a caracterização apresentada na Figura 4.14 para os elementos de betão armado (viga de coroamento e estacas), definindo as propriedades do betão no menu referente ao tipo de material inserido no modelo. Neste caso de estudo não foi considerada a armadura no processo de modelação da estrutura de contenção.

The figure displays four sequential screenshots of a software interface for defining material properties for concrete. Each window has a 'Name' field set to 'Viga Coroamento' and a 'Fill' color selector set to orange. The first window shows the 'Initial Conditions' tab with a table of properties: 'Initial Element Loading' (Field Stress and Body Force) and 'Unit Weight (kN/m3)' (25). The second window shows the 'Stiffness' tab with 'Type' set to 'Isotropic' and a table: 'Use Unloading Condition' (No), 'Poisson's Ratio' (0.2), and 'Young's Modulus (kPa)' (3.2837e+07). The third window shows the 'Strength' tab with 'Failure Criterion' set to 'Mohr-Coulomb' and a table: 'Peak Tensile Strength (kPa)' (1000), 'Peak Friction Angle (degrees)' (55), and 'Peak Cohesion (kPa)' (1e+09). The fourth window shows the 'Hydraulic Properties' tab with a table: 'Material Behaviour' (Drained), 'Porosity Value' (0.5), and 'Static Water Mode' (Dry).

Figura 4.14 – Parâmetros da caracterização do betão (aplicável também ao material definido para as estacas)

Relativamente à execução das ancoragens instaladas na viga de coroamento, referentes à fase construtiva 3, é importante aferir as interferências externas que podem ter consequências no tipo de apoio a utilizar, mediante a localização da estrutura de contenção. Este fator, em conjunto com as características conhecidas do terreno adjacente, permite determinar as propriedades das ancoragens, nomeadamente o seu comprimento, a extensão do bolbo de selagem, o ângulo do elemento com a horizontal e a carga de pré-esforço a aplicar. Posto isto, foram dimensionados 4 tipos de ancoragens pré-esforçadas a instalar na estrutura de contenção de terras da Galeria de Acesso Norte, cujas propriedades estão indicadas na Tabela 3.

Tabela 3 – Características de projeto para as ancoragens provisórias aplicadas na estrutura de contenção da Galeria de Acesso Norte [20]

Localização	Elemento	Denominação	Carga pré-esforço (kN)	Comprimento livre (m)	Bolbo de selagem (m)	Ângulo com horizontal terreno (graus)
Acesso N1	viga coroamento	AP1	500	10	6,5	20
	viga distribuição	AP2	500	7	6,5	20
Acesso N2	Viga coroamento	AP3	500	10	6,5	25
	viga distribuição	AP4	500	7	6,5	25

Tendo em conta estas especificações, segundo o projeto de execução, para o corte A estão instaladas ancoragens do tipo AP1 na viga de coroamento, nomeadamente 4 cordões de aço de 15 milímetros de diâmetro, com um comprimento livre de 10 metros, extensão do bolbo de selagem de 6,5 metros, inclinação em relação à horizontal do terreno de 20° e 500 kN de carga útil no que toca ao valor do pré-esforço aplicado. No caso do corte B, as ancoragens instaladas na viga de coroamento são do tipo AP3, cujas características apenas diferem das do tipo AP1 no parâmetro da inclinação dos cabos de aço, que neste caso corresponde a um ângulo de 25° com a horizontal.

As ancoragens foram definidas no menu “support”, relativo ao tipo de contenção utilizada, que no caso do programa RS2 é denominado “bolt”, e inserida na opção “add bolt”. A categoria definida para as ancoragens foi “tieback”, pois é um tipo de elemento que permite ser caracterizado como ancoragem pré-esforçada, tendo em conta as características previstas em projeto. Deste modo, foi feita a caracterização apresentada na Figura 4.15, para os tipos de ancoragens instalados na viga de coroamento dos dois cortes - AP1 e AP3.

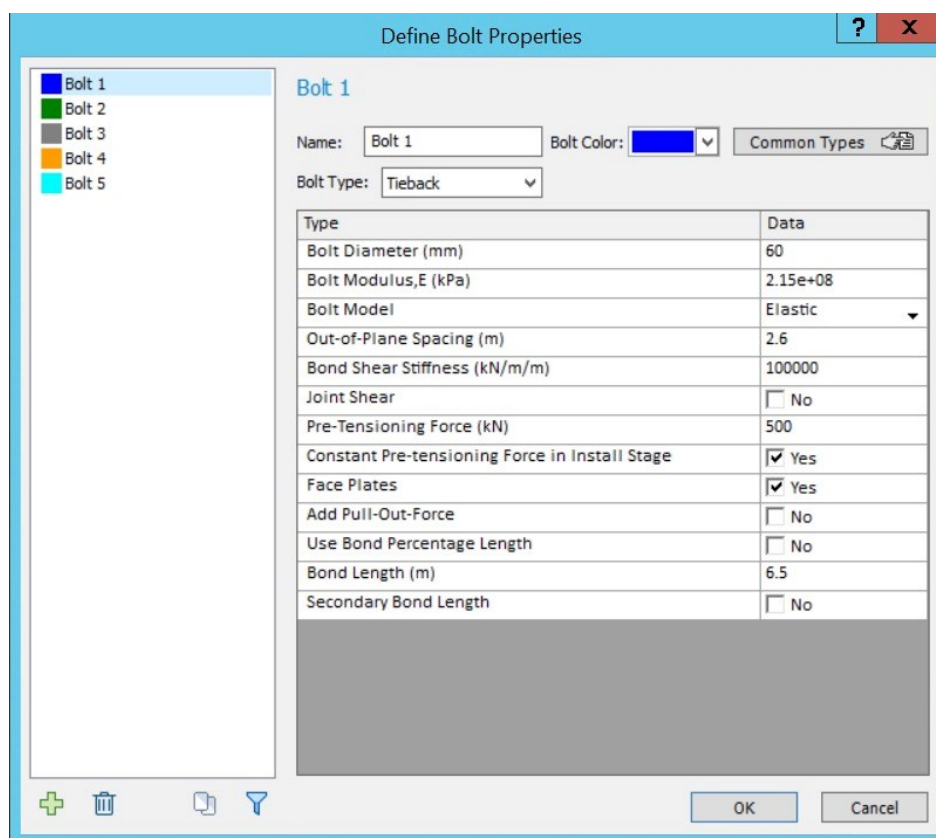


Figura 4.15 – Parâmetros da caracterização das ancoragens pré-esforçadas

Quanto à fase de execução 4, relacionada com a etapa inicial de escavação da estrutura de contenção, esta foi realizada até à cota inferior da primeira viga de distribuição, de maneira a permitir a realização deste elemento, betonado *in situ*, que tem como função servir de plataforma para a instalação das ancoragens. Tendo em conta o objetivo das vigas de distribuição e a diminuta capacidade resistente que estas conferem à cortina de estacas, foi decidido, no processo de modelação da estrutura de contenção, não incluir este tipo de elementos uma vez que não influenciaria a qualidade dos resultados obtidos. Desta forma, na etapa 4 apenas é considerado o processo de escavação desde a base da viga de coroamento até à base do primeiro nível de vigas de distribuição.

MODELAÇÃO DE CORTINA DE ESTACAS ANCORADA

Concluída a escavação do primeiro segmento, a próxima etapa (5) consiste na instalação das ancoragens pré-esforçadas do primeiro nível. Em relação ao corte A, no acesso N1, estes elementos são do tipo AP2, tendo um comprimento livre de 7 metros, em vez dos 10 metros relativos ao tipo AP1, utilizados na viga de coroamento (Figura 4.16). As restantes características são equivalentes para ambos os tipos.

O mesmo critério é aplicado para o corte B, no acesso N2, onde o comprimento livre das ancoragens dos níveis intermédios é de 7 metros (Figura 4.17) e as restantes propriedades seguem os valores propostos para o tipo AP3, tal como está apresentado na Tabela 3.

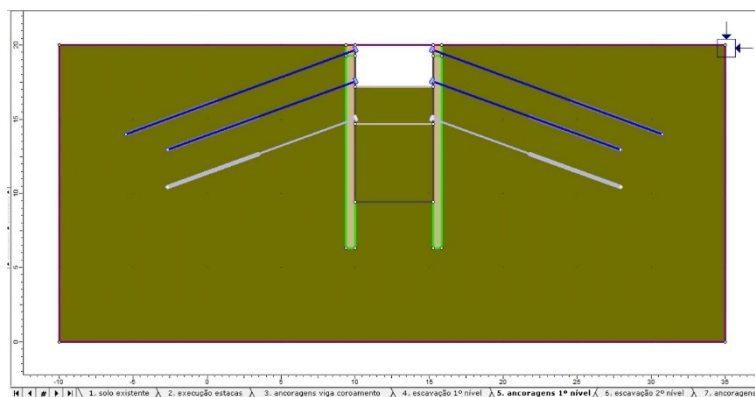


Figura 4.16 – Modelação do corte A na fase de execução 5

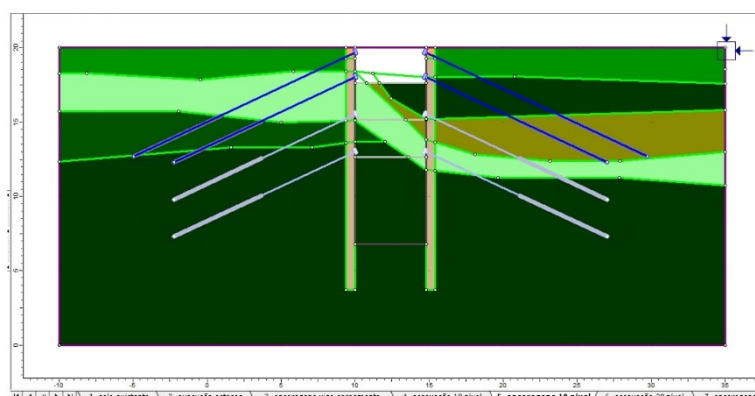


Figura 4.17 – Modelação do corte B na fase de execução 5

Quanto às restantes fases de execução desta estrutura, o método de modelação é idêntico ao que já foi descrito para as etapas anteriores, tanto para o corte A como para o corte B, uma vez que o processo construtivo é repetitivo, seguindo a sequência que inicia pela escavação do terreno interior da trincheira, passando depois para a instalação das ancoragens pré-esforçadas. A última fase de execução de ambos os cortes diz respeito à escavação final, até à cota de fundo definida em projeto, de maneira a permitir a execução dos módulos fechados de betão armado, que serão aterrados assim que estiverem concluídos, repondo os serviços afetados daquele local, nomeadamente a Rua D. Manuel II.

Por fim, para executar o comando do cálculo realizado pelo programa, é necessário caracterizar a malha de elementos finitos que será utilizada em cada corte. Esta função é definida no menu “Mesh” e para ambos os modelos foi considerado uma malha do tipo “graded” (em grelha), de triângulos com 6 nós.

A proposta final da modelação dos cortes está representada na Figura 4.18 e Figura 4.19.

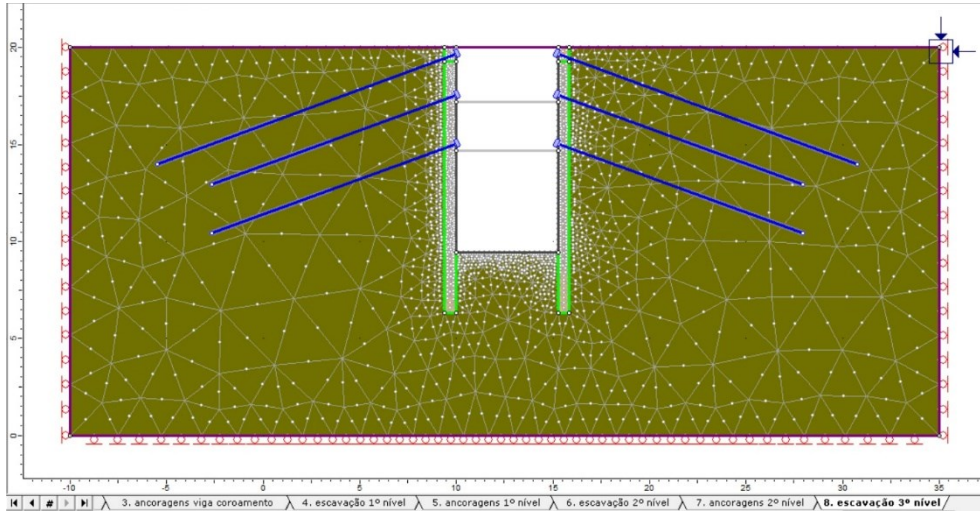


Figura 4.18 – Modelação do corte A, com a malha de elementos finitos triangulares de 6 nós aplicada

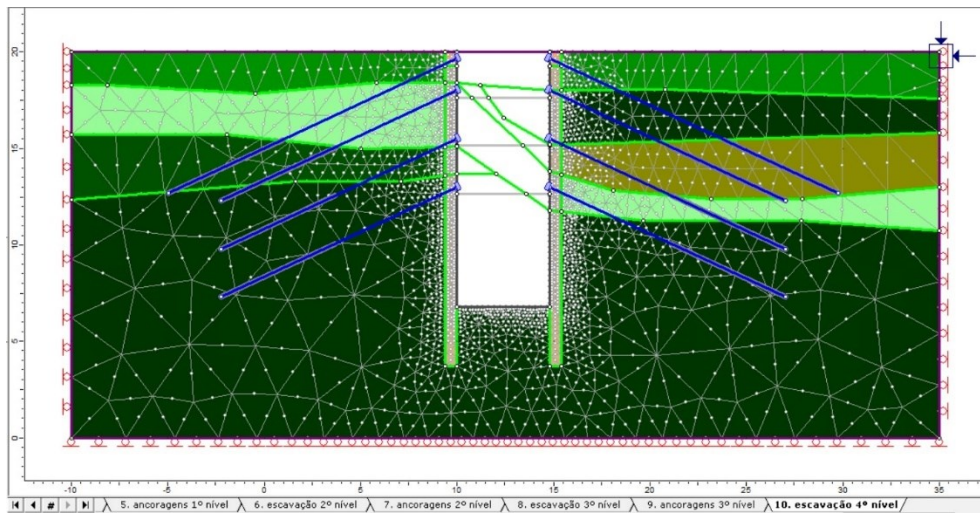


Figura 4.19 – Modelação do corte B, com a malha de elementos finitos triangulares de 6 nós aplicada

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DE RESULTADOS

A análise de resultados parte da modelação do caso de estudo, apresentada no capítulo 4 do presente trabalho, com base nos valores calculados através do programa de cálculo automático utilizado, RS2 da Rocscience. Esta ferramenta permite obter vários parâmetros que caracterizam o comportamento da estrutura de contenção, tais como as tensões do terreno exercidas na cortina, em cada fase de execução, bem como grandezas de deslocamento em pontos localizados tanto na estrutura de contenção como na zona periférica e a variação do comportamento dos elementos que constituem a cortina, nomeadamente as ancoragens pré-esforçadas e as estacas espaçadas.

Tendo em conta o contexto onde se insere o caso de estudo em análise, o principal objetivo da presente dissertação é reproduzir o projeto de execução da estrutura, que está a ser implantada, num programa de cálculo automático, tendo em conta a caracterização geotécnica realizada a partir da recolha de informação ao longo da escavação da Galeria de Acesso Norte, de maneira a poder comparar os resultados obtidos através do *software* com os valores lidos em obra. Este exercício permite retirar conclusões quanto às dificuldades e obstáculos no processo de projetar uma cortina de estacas ancorada, como também perceber a importância que é ter um conhecimento o mais detalhado possível das condições geotécnicas do terreno onde será executada a estrutura. Assim, neste capítulo são apresentados os valores obtidos através do cálculo automático realizado pelo RS2, comparando-os com os valores lidos através dos dispositivos de monitorização colocados em obra.

Na Galeria de Acesso Norte foram instalados equipamentos de monitorização da estrutura que efetuam leituras regulares, armazenando os dados recolhidos numa plataforma digital que permite acompanhar o comportamento da estrutura remotamente. Para além da execução da estrutura, a aplicação, desenvolvida pela empresa Applus, oferece a possibilidade do utilizador estabelecer limites de valores para cada parâmetro analisado, onde é emitido um alerta sempre que os valores definidos sejam ultrapassados. De maneira a controlar a carga de pré-esforço atuante nas ancoragens, foram instaladas células de carga em pontos estratégicos da cortina, enquanto que para o controlo dos deslocamentos instalaram-se, ao longo da área adjacente à cortina e no interior desta, alvos topográficos (nos mesmos pontos definidos para a instalação das células de carga). A localização dos equipamentos de monitorização está representada em anexo.

No que diz respeito aos parâmetros calculados pelo programa de cálculo automático, a melhor forma de comparar o comportamento obtido através da análise do modelo digital da cortina e a estrutura de contenção real é confrontar os valores de deslocamento obtidos em ambos os casos, uma vez que este é o principal parâmetro monitorizado em obra, com leituras realizadas em vários pontos ao longo da Galeria de Acesso Norte.

Também são apresentados os valores de tensão normal aplicada na cortina ao longo das fases de execução da estrutura de contenção de terras, obtidos pela ferramenta de cálculo automático, e a variação da carga de pré-esforço aplicada nas ancoragens, medida ao longo do tempo e em diferentes etapas de execução, através das células de carga colocadas em pontos estratégicos deste caso de estudo e apresentada na plataforma digital de monitorização da obra.

5.1 RESULTADOS OBTIDOS

A fase de cálculo no programa de cálculo automático é acionada a partir do comando “*compute*”, aplicando o método dos elementos finitos automaticamente a cada fase de execução pré-definida no modelo. Assim que o processo de cálculo estiver concluído, selecionando o comando denominado “*interpret*” é dada a instrução ao programa para que trate, visualmente, os resultados obtidos no processo de cálculo, surgindo uma janela com uma nova “paleta” de funções direcionadas para a interpretação dos valores. É neste passo que é possível analisar o comportamento da estrutura em estudo, por fase de execução, selecionando os parâmetros que se pretendem analisar.

O RS2 permite visualizar o modelo através de um esquema de cores correspondente a valores dentro do espectro dos limites máximo e mínimo obtidos, no sentido de permitir uma visualização inteligível da variação de grandezas na área do corte estudada. Para além desta função, o programa tem a opção de visualizar o contorno da deformação da cortina, bem como adicionar vetores que evidenciam o sentido da deformação, com o objetivo de facilitar a análise dos resultados obtidos.

Assim, para os cortes A e B foram analisados os parâmetros relativos às tensões do terreno aplicadas na cortina, ao longo das diferentes fases de execução, como também os vários tipos de deslocamento calculados, que serão comparados com os valores lidos em obra. Desta forma, utilizando a função “*add material query*” foi possível definir pontos estratégicos de consulta ao longo da estrutura, tendo em conta as diferentes etapas do processo construtivo, complementando, assim, a caracterização visual do comportamento da cortina de contenção.

Para além dos resultados obtidos a partir do programa de cálculo automático, foi também registada a variação da carga de pré-esforço para cada corte, através da plataforma de monitorização da empresa Applus, responsável pelos equipamentos de monitorização instalados em obra.

5.1.1 Tensões atuantes na estrutura de contenção – corte A

Quanto às tensões atuantes na cortina de estacas espaçadas, relativas ao corte A, foi selecionado o parâmetro “mean stress” (que corresponde à média entre os valores de σ_1 e σ_3 , que caracterizam os diferentes estados de tensão) para recolha dos valores calculados na cortina, ao longo das várias fases de execução.

Os valores máximos absolutos foram registados na última etapa do processo construtivo, relativa à escavação desde o último nível de ancoragens até à cota de fundo definida em projeto, necessária para a execução dos módulos fechados do acesso Norte. O valor máximo corresponde a 941.56 kPa, aplicado num ponto entre o último nível de ancoragens e o limite inferior da escavação, na face a tardo da cortina, em contacto com o terreno adjacente à estrutura de contenção de terras. Na Figura 5.1, que representa a última etapa de execução, é possível visualizar o efeito flexível da cortina, uma vez que as tensões atuantes na zona superior da estrutura são bastante inferiores às registadas na parte inferior, o que provoca um efeito de arco na face interior da cortina de contenção.

Em anexo, estão apresentados os resultados obtidos das tensões atuantes, para cada fase de execução.

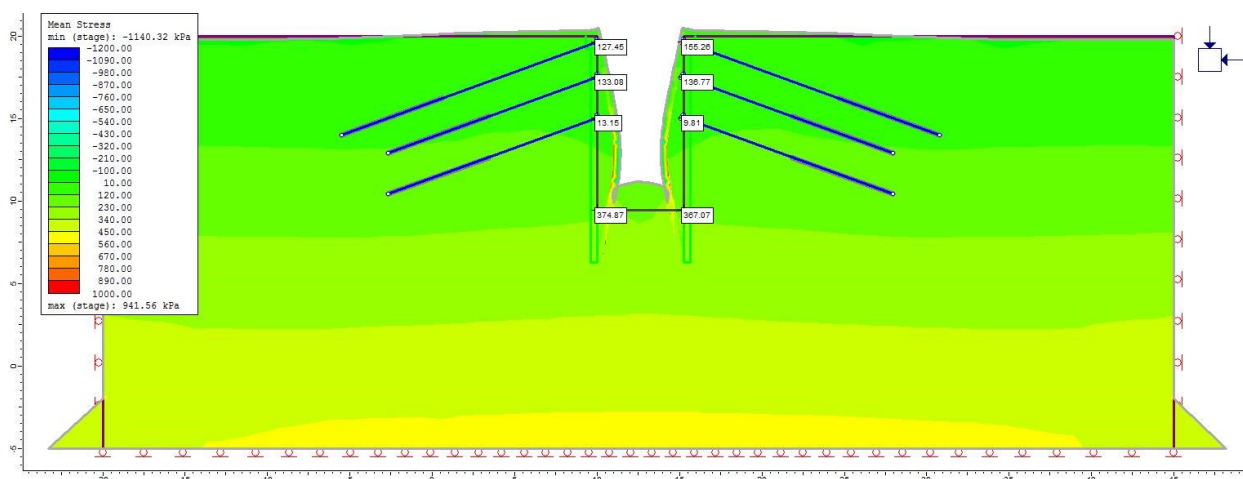


Figura 5.1 – Tensões atuantes na cortina de estacas, na fase de execução 8, relativa à escavação final, até à cota de fundo definida em projeto (corte A)

5.1.2 Deslocamentos da estrutura de contenção – corte A

Relativamente aos deslocamentos, para obter a análise deste parâmetro no programa de cálculo automático é necessário selecionar a opção referente a “*solid displacement*”, no menu das grandezas a consultar, onde é possível visualizar os deslocamentos horizontais, os horizontais absolutos, os verticais e verticais absolutos e, por fim, os “*total displacement*”, deslocamentos totais. Neste caso de estudo, os deslocamentos normais são análogos aos absolutos. Assim, foram analisados os valores relativos aos deslocamentos horizontais, verticais e totais. Em anexo estão apresentados os três tipos de deslocamentos, para cada fase de execução da estrutura.

Quanto aos deslocamentos horizontais, o deslocamento máximo registado ao longo das fases de execução ocorreu na etapa 8, relativa à escavação do último nível (Figura 5.2), sensivelmente na mesma zona onde a maior tensão atuante foi registada, neste caso no terceiro nível de ancoragens. O valor máximo calculado foi de 8,16 milímetros, na face esquerda do corte.

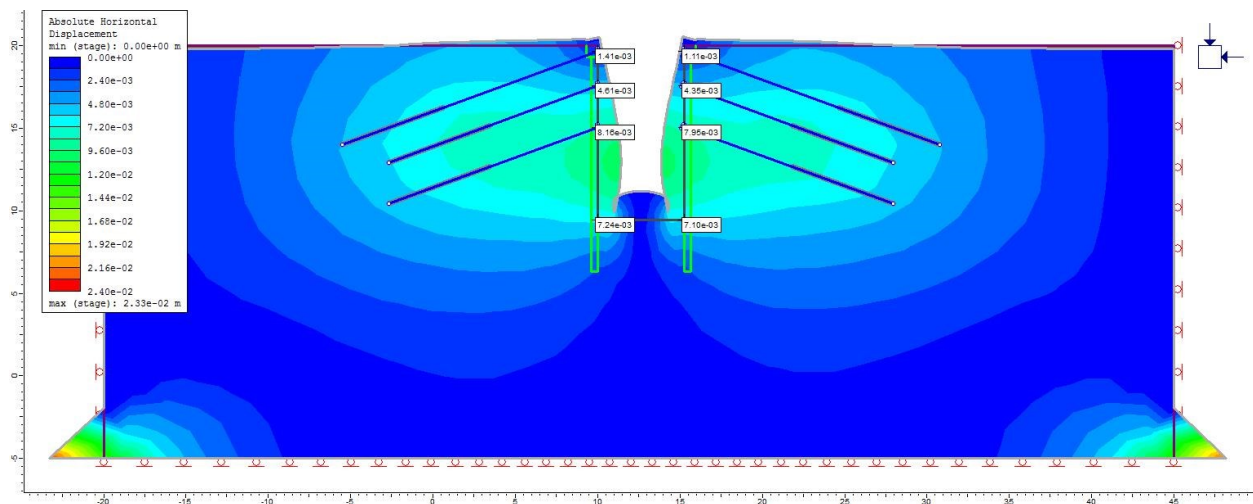


Figura 5.2 – Deslocamentos horizontais da cortina de estacas, na fase de execução 8, relativa à escavação final, até à cota de fundo definida em projeto (corte A)

De facto, a última etapa de escavação diz respeito ao momento onde se regista uma maior profundidade de escavação, e onde a diferença entre a cota do terreno escavado e o ponto onde se encontra o elemento de apoio (ancoragem) mais próximo é máxima, comparativamente à variação desta distância ao longo da execução da cortina. Este fator faz com que esta seja a zona menos apoiada da cortina e, conseqüentemente, seja o local onde se registam os valores máximos dos parâmetros que caracterizam o comportamento da estrutura.

ANÁLISE DE RESULTADOS

No caso dos deslocamentos verticais, os valores foram aumentando gradualmente à medida que a escavação foi avançando, registando-se os valores máximos na última etapa, tal como nos deslocamentos horizontais, mas desta vez num ponto localizado na viga de coroamento, cujo valor é de 3,68 milímetros, do lado direito da cortina (Figura 5.3).

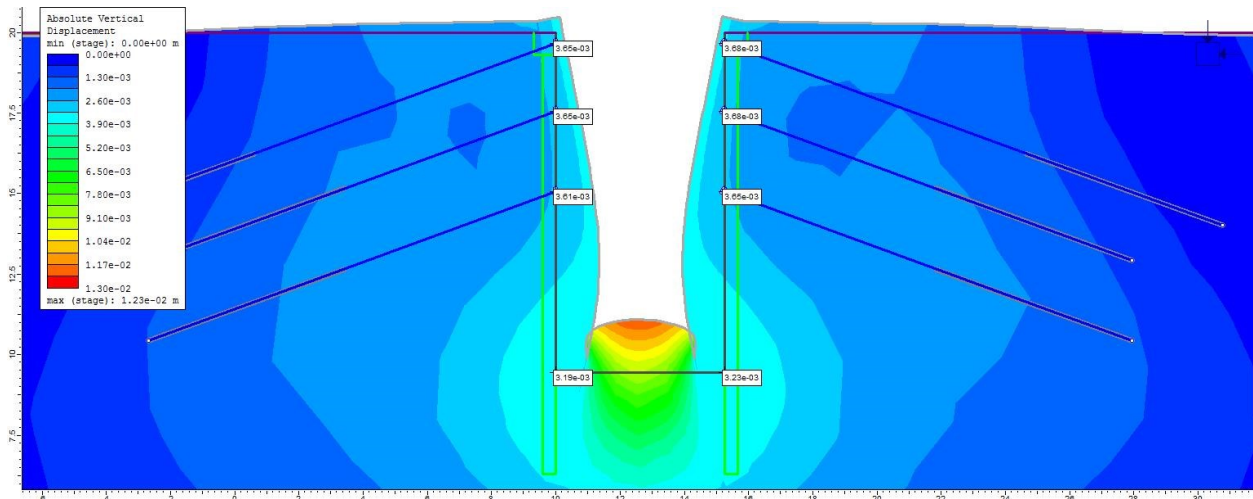


Figura 5.3 – Deslocamentos verticais da cortina de estacas, na fase de execução 8, relativa à escavação final, até à cota de fundo definida em projeto (corte A)

Por fim, os deslocamentos totais calculados, que têm em conta a ação conjunta entre os deslocamentos horizontais e verticais, anteriormente apresentados. Assim, no seguimento do que já foi referido, os valores máximos registam-se na parte inferior da cortina, nomeadamente na secção referente à última etapa de execução, entre o terceiro nível de ancoragens e a cota de fundo do terreno escavado. O valor máximo registado é de 8,93 milímetros, na face esquerda (Figura 5.4).

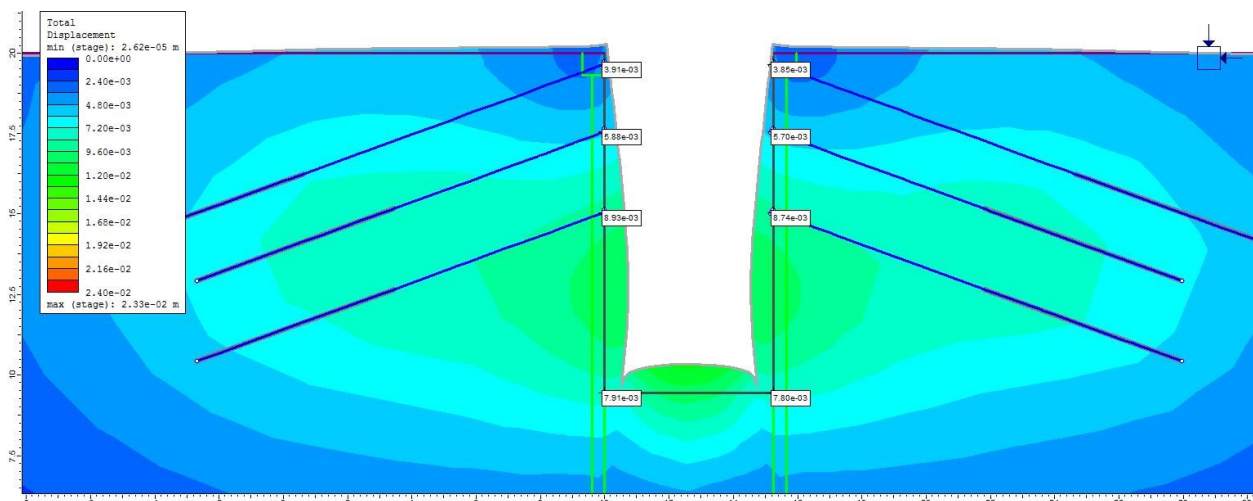


Figura 5.4 – Deslocamentos totais da cortina de estacas, na fase de execução 8, relativa à escavação final, até à cota de fundo definida em projeto (corte A)

5.1.3 Tensões atuantes na estrutura de contenção – corte B

No que diz respeito às tensões atuantes do corte B, na cortina de estacas espaçadas, o valor máximo, à semelhança do que foi visto para o corte A, foi registado na fase de execução relativa à escavação desde o último nível de ancoragens até à cota de fundo definida em projeto, correspondendo a 1947.97 kPa, aplicado no ponto à cota de fundo, na face direita da cortina, representado na Figura 5.5.

Em anexo estão apresentados os dados obtidos das tensões atuantes no corte B, para cada fase de execução.

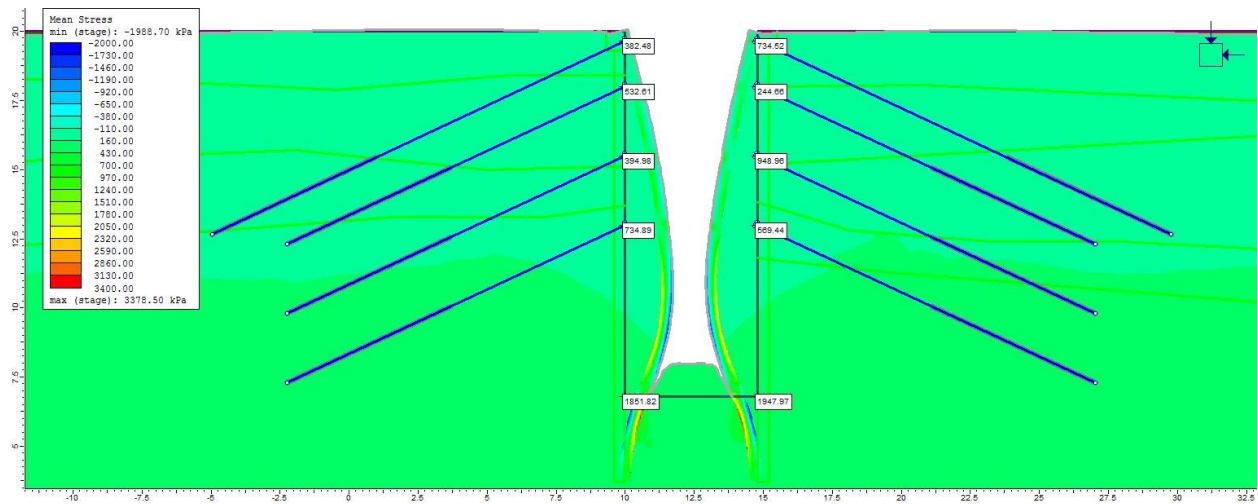


Figura 5.5 – Tensões atuantes na cortina de estacas, na fase de execução 10, relativa à escavação final, até à cota de fundo definida em projeto (corte B)

5.1.4 Deslocamentos da estrutura de contenção – corte B

Relativamente aos deslocamentos horizontais, o deslocamento máximo foi registado ao longo das fases de execução ocorreu na etapa 10, no valor de 8,37 milímetros, no ponto relativo ao segundo nível de ancoragens, na face do lado direito da cortina, como representado na Figura 5.6.

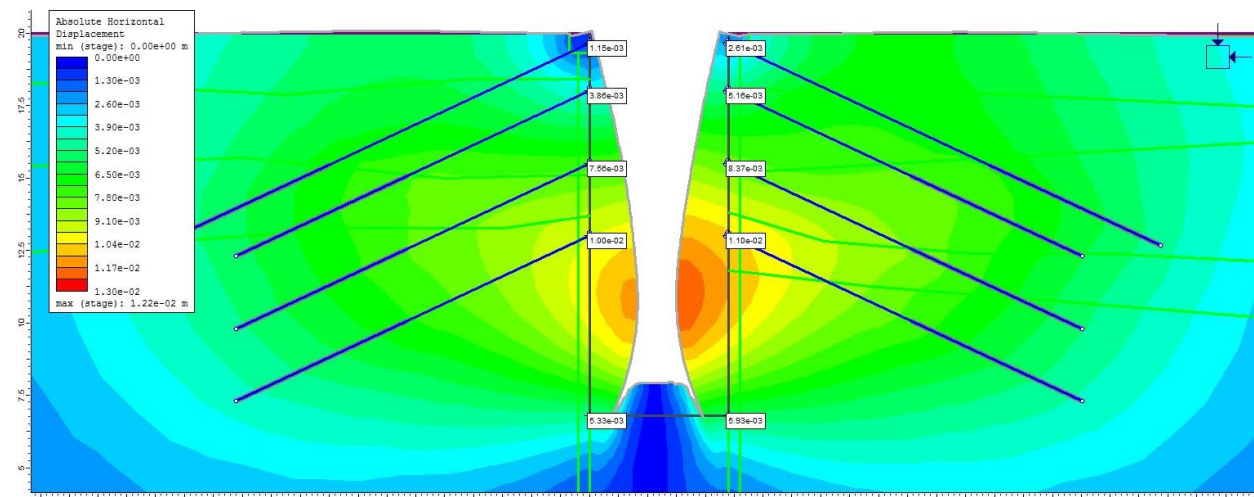


Figura 5.6 – Deslocamentos horizontais da cortina de estacas, na fase de execução 10, relativa à escavação final, até à cota de fundo definida em projeto (corte B)

Para os valores verticais, embora ligeiramente diferentes, estes seguem a mesma evolução, ao longo da cortina, dos verificados no corte A, aumentando paulatinamente à medida que as fases de execução vão sendo concluídas. No entanto, verificou-se o valor máximo de 1,27 milímetros, na etapa 8, reduzindo, posteriormente, a grandeza deste parâmetro nos pontos em análise, até à última fase de execução (Figura 5.7).

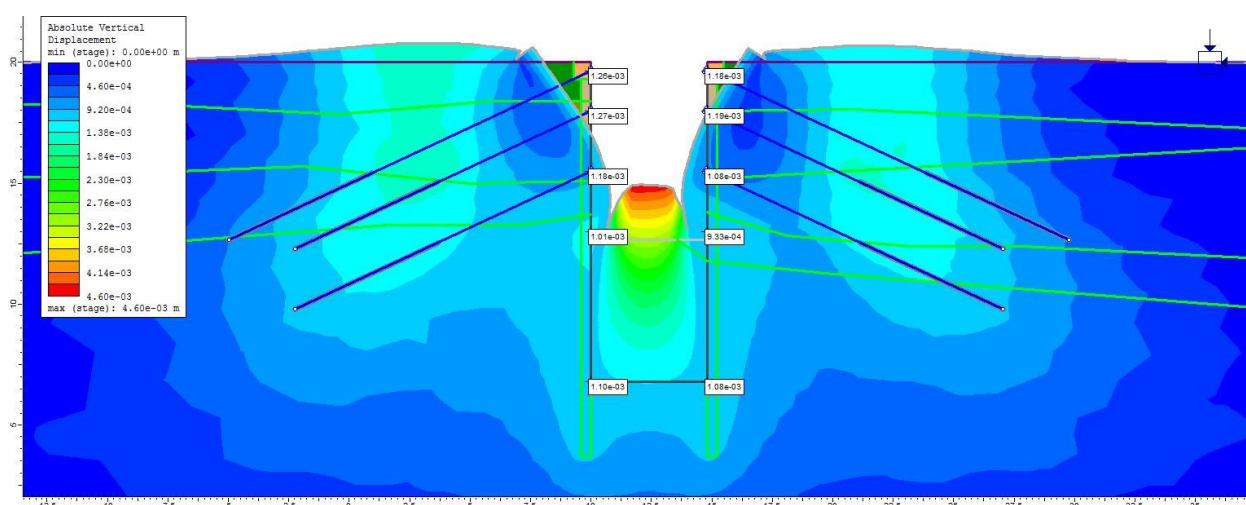


Figura 5.7 – Deslocamentos verticais da cortina de estacas, na fase de execução 8, relativa à escavação entre o terceiro e quarto nível de ancoragens (corte B)

Por fim, os deslocamentos totais confirmam o que foi descrito até então, apresentando valores bastante similares aos registados para os deslocamentos horizontais. Desta forma, o valor máximo foi, igualmente, de 10,1 milímetros, relativo à etapa 10 do faseamento construtivo da estrutura de contenção (Figura 5.8).

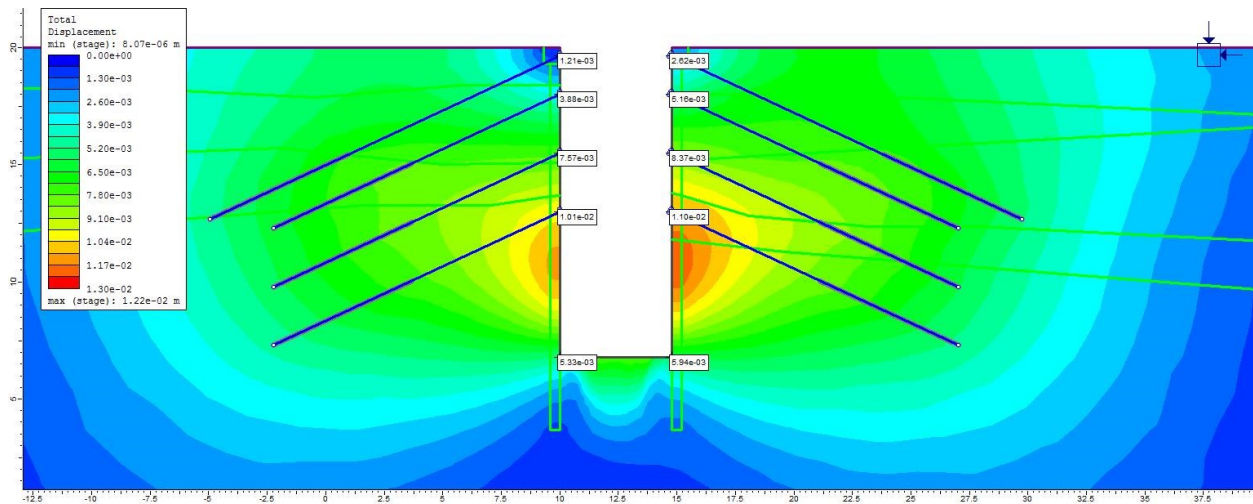


Figura 5.8 – Deslocamentos totais da cortina de estacas, na fase de execução 10, relativa à escavação final, até à cota de fundo definida em projeto (corte B)

5.1.5 Variação da carga de pré-esforço nas ancoragens – corte A e B

A partir do momento em que as ancoragens são instaladas na cortina de contenção de terras, a carga de pré-esforço introduzida vai variando à medida que a execução da estrutura avança. Este comportamento deve-se à constante alteração das condições de apoio da estrutura, provocada pela escavação do terreno e a instalação das ancoragens subsequentes, e às ações impostas pela escavação.

Foram instaladas células de carga em determinadas ancoragens ao longo da Galeria de Acesso Norte, nomeadamente nos elementos de apoio relativos à localização do corte A e próximos do corte B. Assim, estão representados, na Figura 5.9 e Figura 5.10, gráficos que representam a variação da carga das ancoragens ao longo da execução da cortina. O primeiro nível de ancoragens, instaladas na viga de coroamento, foi realizado no dia 21 de janeiro de 2022, enquanto que as ancoragens do segundo nível foram executadas no dia 12 de abril, do mesmo ano. Um mês depois foram instaladas as ancoragens do último nível deste corte, no dia 12 de maio. A leitura do pré-esforço termina no dia 07 de julho de 2022, correspondente à data em que foram consultados os dados da plataforma digital.

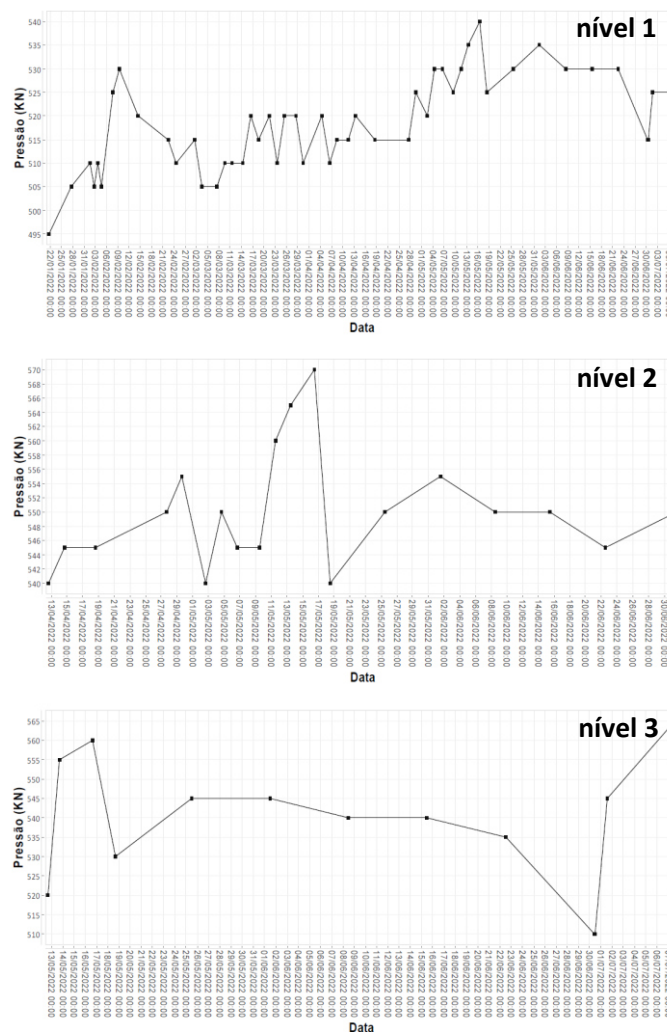


Figura 5.9 – Variação da carga de pré-esforço nos diferentes níveis de ancoragens do corte A

Uma vez que, no acesso N2, as células de carga estão instaladas num alinhamento diferente do modulado no corte B (alinhamento seguinte), apenas estão representados 3 níveis de ancoragens pois a viga de distribuição do quarto nível termina na ancoragem do corte B. No entanto, os valores registados nas células de carga deste corte, dada a proximidade entre alinhamentos, teoricamente apresentará um comportamento análogo.

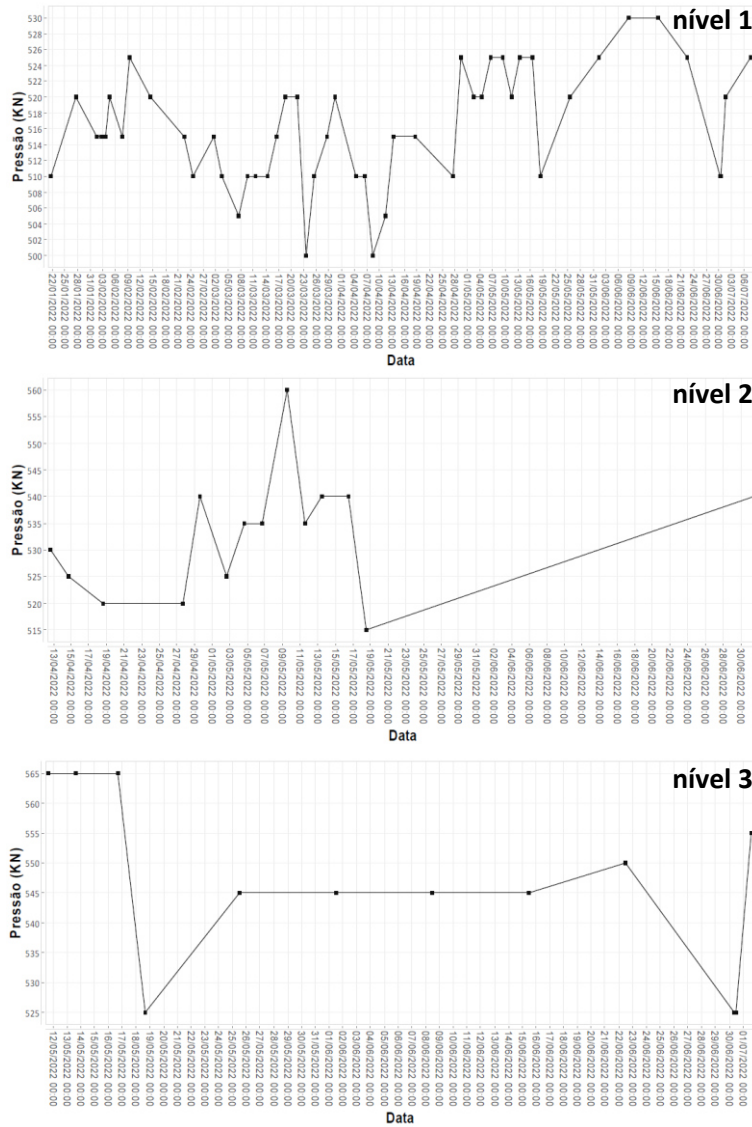


Figura 5.10 – Variação da carga de pré-esforço nos diferentes níveis de ancoragens do corte B

No próximo subcapítulo serão comparados os valores entre os resultados do processo de modelação numérica da estrutura e a carga instalada ao longo da execução da cortina, lida nas células de carga.

5.2 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS COM OS VALORES LIDOS EM OBRA

A análise e comparação entre os resultados obtidos através da modelação da estrutura, desenvolvida a partir do programa de cálculo automático RS2, e os valores registados em obra, consultados na plataforma de monitorização digital da Applus, é um método que permite retirar conclusões sobre a aproximação do modelo numérico da estrutura de contenção real, no sentido de perceber se o comportamento da cortina executada assemelha-se ao que foi obtido digitalmente. É natural que as grandezas obtidas na modelação apresentem alguma variação face aos valores registados em obra, uma vez que existem inúmeras condicionantes que podem provocar variações nas condições da estrutura de contenção e que não entram nas propriedades que caracterizam o modelo digital desenvolvido. Durante a execução da estrutura é corrente existir uma variação na carga instalada no terreno adjacente à cortina, devido à deslocação de máquinas e movimentação de material de estaleiro ali armazenado, entre outros fatores variáveis que vão alterando as cargas atuantes no terreno. Para além destes fatores, situações como variação no valor do pré-esforço instalado nas ancoragens, deficiente caracterização do maciço rochoso e terroso existente naquela zona ou falhas pontuais no processo construtivo, embora não ponham em causa a segurança da estrutura, contribuem para que as características de projeto, observadas na realização da modelação da estrutura, não correspondam à realidade da obra.

Neste caso concreto, na leitura dos alvos topográficos – método utilizado para medição dos deslocamentos ao longo da estrutura – podem ocorrer situações de leituras deficientes, deslocação dos alvos topográficos do sítio correto, os aparelhos podem estar em más condições de utilização, afetando, assim, o trabalho desenvolvido, resultando em registos ligeiramente diferentes dos reais.

Desta forma, neste subcapítulo serão comparados os valores de deslocamento horizontal e vertical, e os valores de variação da carga de pré-esforço instalada nas ancoragens, obtidos a partir do programa de cálculo automático, com os valores correspondentes, lidos em obra e disponíveis para consulta na plataforma digital da Applus. Os deslocamentos totais não serão comparados pois este valor não está contemplado no plano de monitorização da estrutura.

No caso do corte A, foram instalados alvos topográficos em obra no mesmo alinhamento estudado. Porém, os dispositivos relativos ao acesso N2 foram colocados no alinhamento de ancoragens seguinte ao do corte B, o que pode pôr em causa a qualidade dos resultados, visto que as condições de apoio não são as mesmas para os dois alinhamentos (o corte B apresenta 4 níveis de ancoragens enquanto que o alinhamento monitorizado contém 3 níveis). Ainda assim, dada a proximidade entre os dois cortes (2,6 metros entre eles) foram utilizados estes valores como objeto de comparação entre os valores lidos em obra e os obtidos a partir do RS2.

Como a plataforma digital da Applus apresenta registos quase diários de deslocamentos, é necessário identificar os períodos que correspondem ao balizamento entre fases de execução da estrutura, pois são a estes momentos que os valores calculados no programa dizem respeito. Assim, a Tabela 4 e a Tabela 5 apresentam o momento referente ao balizamento de cada fase de execução, para os dois cortes estudados, tendo em conta que à data da consulta dos valores lidos em obra ainda não estava executado o último nível de ancoragens (para o corte B), nem a última etapa de escavação, em ambos os alinhamentos. Para além disto, a plataforma permite visualizar os registos de valores a partir do mês de fevereiro de 2022, sendo apenas possível comparar valores a partir da fase de execução 4, nos dois cortes (referente à escavação do 1º nível).

Tabela 4 – Fases de execução e correspondente data de execução para o Corte A – acesso N1

fases de execução	denominação	data execução	Notas
2	execução estacas/viga de coroamento	dez/21	sem dados
3	ancoragens viga de coroamento	jan/22	sem dados
4	escavação 1º nível	abr/22	
5	ancoragens 1º nível	abr/22	
6	escavação 2º nível	mai/22	
7	ancoragens 2º nível	mai/22	
8	escavação 3º nível	-	em curso

Tabela 5 – Fases de execução e correspondente data de execução para o Corte B – acesso N2

fases de execução	denominação	data execução	Notas
2	execução estacas/viga de coroamento	dez/21	sem dados
3	ancoragens viga de coroamento	jan/22	sem dados
4	escavação 1º nível	abr/22	
5	ancoragens 1º nível	abr/22	
6	escavação 2º nível	mai/22	
7	ancoragens 2º nível	mai/22	
8	escavação 3º nível	jul/22	
9	ancoragens 3º nível	jul/22	sem dados
10	escavação 4º nível	-	em curso

5.2.1 Deslocamentos horizontais – corte A

Tabela 6 – Comparação entre os deslocamentos horizontais do corte A, sobre a parede do lado esquerdo da estrutura de contenção

Fases de execução	Local	Deslocamento horizontal (mm)		Diferença (mm)	Diferença (%)
		Modelo	Monitorização		
4	viga de coroamento	3,00	2,68	0,32	89%
5	viga de coroamento	3,63	2,86	0,77	79%
	1º nível ancoragens	1,92	1,30	0,62	68%
6	viga de coroamento	3,41	3,04	0,37	89%
	1º nível ancoragens	1,35	1,26	0,09	93%
7	viga de coroamento	3,16	2,86	0,30	91%
	1º nível ancoragens	1,64	1,50	0,14	91%
	2º nível ancoragens	0,24	0,22	0,01	95%

5.2.2 Deslocamentos verticais – corte A

Tabela 7 – Comparação entre os deslocamentos verticais do corte A, sobre a parede do lado esquerdo da estrutura de contenção

Fases de execução	Local	Deslocamento vertical (mm)		Diferença (mm)	Diferença (%)
		Modelo	Monitorização		
4	viga de coroamento	0,84	0,60	0,24	71%
5	viga de coroamento	0,48	0,40	0,08	84%
	1º nível ancoragens	0,48	0,50	-0,02	105%
6	viga de coroamento	2,27	0,60	1,67	26%
	1º nível ancoragens	2,26	1,70	0,56	75%
7	viga de coroamento	1,85	0,90	0,95	49%
	1º nível ancoragens	1,84	1,50	0,34	82%
	2º nível ancoragens	1,82	1,70	0,12	93%

5.2.3 Deslocamentos horizontais – corte B

Tabela 8 – Comparação entre os deslocamentos horizontais do corte B, sobre a parede do lado esquerdo da estrutura de contenção

Fases de execução	Local	Deslocamento horizontal (mm)		Diferença (mm)	Diferença (%)
		Modelo	Monitorização		
4	viga de coroamento	3,96	2,55	1,41	64%
5	viga de coroamento	5,13	1,35	3,79	26%
	1º nível ancoragens	3,02	1,33	1,69	44%
6	viga de coroamento	5,22	2,08	3,14	40%
	1º nível ancoragens	2,84	1,30	1,54	46%
7	viga de coroamento	5,10	2,86	2,24	56%
	1º nível ancoragens	3,20	1,97	1,23	62%
	2º nível ancoragens	1,05	1,00	0,05	95%
8	viga de coroamento	4,34	3,05	1,29	70%
	1º nível ancoragens	2,03	2,03	0,00	100%
	2º nível ancoragens	0,81	0,54	0,27	66%

5.2.4 Deslocamentos verticais – corte B

Tabela 9 – Comparação entre os deslocamentos verticais do corte B, sobre a parede do lado esquerdo da estrutura de contenção

Fases de execução	Local	Deslocamento vertical (mm)		Diferença (mm)	Diferença (%)
		Modelo	Monitorização		
4	viga de coroamento	0,46	0,40	0,06	87%
5	viga de coroamento	0,21	0,40	-0,19	194%
	1º nível ancoragens	0,21	0,30	-0,09	144%
6	viga de coroamento	1,07	0,50	0,57	47%
	1º nível ancoragens	1,07	0,90	0,17	84%
7	viga de coroamento	0,75	0,70	0,05	93%
	1º nível ancoragens	0,75	1,10	-0,35	146%
	2º nível ancoragens	0,67	0,40	0,27	59%
8	viga de coroamento	1,26	1,50	-0,24	119%
	1º nível ancoragens	1,27	1,20	0,07	94%
	2º nível ancoragens	1,18	0,60	0,58	51%

5.2.5 Variação carga de pré-esforço – corte A

Tabela 10 – Comparação entre valores de carga de pré-esforço do corte A, sobre a parede do lado esquerdo da estrutura de contenção

Fases de execução	Local	valor carga pré-esforço (kN)		variação na origem (kN)		diferença (kN)
		Modelo	Monitorização	Modelo	Monitorização	
3	viga de coroamento	500,00	505,00	-	-	+5
4	viga de coroamento	506,28	515,00	6,28	10,00	3,72
5	viga de coroamento	441,55	520,00	-58,45	15,00	73,45
	1º nível ancoragens	500,00	440,00	-	-	-60
6	viga de coroamento	460,04	530,00	-39,96	25,00	64,96
	1º nível ancoragens	532,96	460,00	32,96	20,00	12,96
7	viga de coroamento	448,42	530,00	-51,58	25,00	76,58
	1º nível ancoragens	470,32	500,00	-29,68	60,00	89,68
	2º nível ancoragens	500,00	550,00	-	-	+50

5.2.6 Variação carga de pré-esforço – corte B

Tabela 11 – Comparação entre valores de carga de pré-esforço do corte B, sobre a parede do lado esquerdo da estrutura de contenção

Fases de execução	Local	valor carga pré-esforço (kN)		variação na origem (kN)		diferença (kN)
		Modelo	Monitorização	Modelo	Monitorização	
3	viga de coroamento	500,00	520,00	-	-	+20
4	viga de coroamento	500,00	520,00	0,00	0,00	0,00
5	viga de coroamento	422,71	515,00	-77,29	-5,00	72,29
	1º nível ancoragens	500,00	550,00	-	-	+50
6	viga de coroamento	429,98	525,00	-70,02	5,00	75,02
	1º nível ancoragens	519,32	555,00	19,32	5,00	14,32
7	viga de coroamento	418,99	535,00	-81,01	15,00	96,01
	1º nível ancoragens	473,51	565,00	-26,49	15,00	41,49
	2º nível ancoragens	500,00	560,00	-	-	+60
8	viga de coroamento	430,04	545,00	-69,96	25,00	94,96
	1º nível ancoragens	501,82	570,00	1,82	20,00	18,18
	2º nível ancoragens	571,82	575,00	71,82	15,00	56,82

5.3 CONCLUSÕES

Tendo em conta a análise realizada no subcapítulo anterior, relativamente à comparação entre os valores dos deslocamentos da estrutura e a variação da carga de pré-esforço instalada nas ancoragens, obtidos através do modelo de cálculo, e as grandezas registadas em obra, é possível concluir que os resultados obtidos são satisfatórios, na medida em que os valores apresentados não são díspares entre si, tendo em conta os diferentes métodos utilizados para recolher o mesmo tipo de informação. Nos deslocamentos, através da diferença entre valores, apresentada em cada tabela comparativa, quanto à margem de erro dos deslocamentos calculados, em relação aos lidos em obra, obteve-se uma margem de erro média de 0,61 milímetros. Assim, é plausível afirmar que o comportamento futuro da cortina, atendendo ao tratamento de dados realizado, registará os deslocamentos apresentados em anexo, correspondentes aos resultados do programa de cálculo automático, com um erro de $\pm 0,61$ milímetros. Os resultados dos deslocamentos da modelação numérica são superiores aos registados em obra, salvo no caso dos deslocamentos verticais, para o corte B. No entanto, visto que o conjunto de valores obtidos pelos dois métodos são relativamente baixos quando comparados com as grandezas das restantes situações estudadas, e como a diferença registada entre os dois conjuntos é inferior à média da diferença (0,24 milímetros *versus* 0,61), é natural que possam ocorrer casos onde o deslocamento real é superior ao modelado, sem que a cortina apresente sinais alerta quanto à sua estabilidade.

No que diz respeito aos valores de variação do pré-esforço instalado nas ancoragens, este parâmetro é mais complexo de ser analisado do que os deslocamentos, uma vez que o equipamento utilizado para esta função (macaco hidráulico) não tem a capacidade de aplicar exatamente os 500 kN de carga útil previstos em projeto. Assim, como os materiais utilizados têm características mecânicas superiores às atuantes, é comum, tal como os dados analisados demonstram, registarem-se diferentes cargas de pré-esforço diferentes das de projeto. É fundamental ter um bom sistema de monitorização, nomeadamente a utilização de células de carga instaladas em vários pontos de ancoragem da cortina, que permitam realizar um controlo sistemático da estrutura de contenção de terras.

Pelo que foi dito, foram comparados os valores calculados no modelo numérico com os registados em obra, mas também foi analisada a variação da carga de pré-esforço relativamente ao valor inicial aplicado, no sentido de poder estudar a variação da carga para as duas situações, caso a carga útil fosse a mesma.

Por fim, para obter um modelo coerente com o comportamento real da estrutura em estudo é fundamental definir muito bem a caracterização do modelo desenvolvido, tanto na definição das propriedades geotécnicas do caso de estudo, como nas características mecânicas dos materiais utilizados na execução da estrutura, visto que qualquer variação na grandeza destes parâmetros pode provocar alterações nos resultados obtidos, o que compromete a veracidade e qualidade do trabalho.

Ao longo do processo de modelação dos dois cortes, foi possível comparar as especificações do terreno, utilizadas para o desenvolvimento do projeto da estrutura de contenção de terras, com as informações recolhidas pela equipa de Geotecnia da obra, à medida que a construção da estrutura ia avançando. A caracterização utilizada em projeto apresentava bastantes diferenças das propriedades do terreno reais pois, na maior parte deste tipo de intervenção construtiva, não é viável elaborar um estudo detalhado acerca das condições do terreno onde será implantado o projeto. Assim, a solução é desenvolver um projeto com base na informação sobre o tipo de terreno existente, e é considerada uma solução que possa ser coerente com eventuais alterações de condições do maciço que sejam identificadas. Desta forma, o acompanhamento em obra e a monitorização constante do comportamento da estrutura de contenção toma especial importância, visto que quando se trata de obras de foro geotécnico, localizadas em ambiente urbano e que apresente valores consideráveis de profundidade de escavação, é necessário tomar as devidas precauções para garantir que os valores limite estabelecidos não são ultrapassados.

CAPÍTULO 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES

Este trabalho incide sobre o tema de estruturas de suporte de terras e apresenta as vantagens da aplicação de estruturas do tipo flexíveis, principalmente em obras que decorram em ambiente urbano, uma vez que esta solução construtiva compreende vários tipos de estruturas, cujo campo de aplicação varia mediante as condições do terreno em questão, a profundidade de escavação e a finalidade da estrutura, pois podem ser de carácter provisório ou definitivo.

A Obra de Expansão da Linha Amarela do Metro do Porto, apresentada no corpo deste trabalho, insere-se no programa de investimento em mobilidade sustentável, com o objetivo de criar uma solução que seja capaz de aliviar o volume de tráfego da rede metropolitana da cidade do Porto, nomeadamente na ligação entre Vila Nova de Gaia e a invicta, e cujo traçado tenha o menor impacto possível na rede rodoviária urbana existente, da forma a não prejudicar o normal fluxo de trânsito. Esta diretiva aumenta a complexidade da empreitada e resultou num projeto com bastantes tipos de soluções construtivas. Como grande parte do novo segmento desenvolve-se em traçado subterrâneo, existe uma componente geotécnica bastante vincada neste projeto, o que se reflete nas várias estruturas executadas em profundidade, ao longo da extensão da obra. O caso de estudo trata-se de uma estrutura flexível de suporte de terras, cuja finalidade é permitir a execução do acesso pedonal, subterrâneo, ao interior da Estação Manuel Leão.

A execução da estrutura encontra-se, à data da entrega da presente dissertação, próxima da sua conclusão, com a finalização da escavação até à cota de fundo prevista em projeto.

Foi realizada a modulação de dois cortes, referentes a localizações distintas na estrutura de contenção e a diferentes condições de apoio, no sentido de analisar o comportamento de pontos da cortina, com características díspares. O processo de modulação foi desenvolvido no RS2, da Rocscience, pois trata-se de uma ferramenta disponibilizada pelo Instituto Superior de Engenharia do Porto, para utilização de âmbito académico. Este programa de cálculo automático é relativamente simples de utilizar, no entanto requer algum esforço no estudo da terminologia, uma vez que está programado no idioma Inglês.

No que diz respeito à análise dos dados obtidos, como existe um plano de monitorização da estrutura em estudo, o processo de modulação de ambos os cortes foi desenvolvido no sentido de permitir o exercício de comparação entre os valores registados através dos equipamentos instalados em obra e os valores calculados. Assim, os parâmetros definidos como objeto de comparação entre as duas estruturas foram o deslocamento horizontal e vertical da cortina, bem como a variação da carga de pré-esforço aplicada nas ancoragens, nos pontos onde foram colocados alvos topográficos e células de carga. Como visto no capítulo 5 deste trabalho, os valores obtidos em ambos os casos aproximam-se, o que significa que o comportamento da estrutura virtual corresponde, no âmbito geral, ao desempenho da cortina executada. A análise de dados não seria possível sem o acesso à plataforma digital de monitorização da estrutura de contenção, pois é uma ferramenta extremamente importante no acompanhamento da obra, para controlar, remotamente, a evolução do comportamento da cortina, com a possibilidade de obter a grandeza de qualquer parâmetro monitorizado, à distância de um “click”.

Por fim, o objetivo deste trabalho foi atingido, e pode-se concluir que a utilização de programas de cálculo automático, em fase de projeto, concretamente no caso de obras de foro Geotécnico, é bastante vantajosa, desde que seja realizado um estudo cuidado e detalhado sobre as condições geotécnicas que caracterizam o terreno onde será implantada a estrutura, bem como a garantia da correta aplicação dos métodos construtivos previstos em projeto. Partindo destas premissas, é possível executar uma estrutura, desde a fase de projeto até à conclusão da sua construção, sem necessidade de serem feitas alterações ao projeto em obra, utilizando apenas os recursos necessários de modo a serem garantidas as condições de segurança, sem sobredimensionar a estrutura, reduzindo, desta forma, os custos e prazos de execução estipulados. Por outro lado, um plano de monitorização vasto, com instalação de equipamentos ao longo da cortina, é um fator fundamental e que não deve ser ignorado, durante o período de construção.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Uma vez que, à data da entrega da presente dissertação, a estrutura de contenção não estava concluída, não foi possível analisar os deslocamentos relativos à última fase de execução da cortina, verificando se os valores lidos em obra correspondiam aos obtidos na modelação. Assim, um trabalho a desenvolver, futuramente, compreenderia a consulta dos valores dos deslocamentos referentes às etapas construtivas em falta, comparando-os com os valores cálculos pelo programa.

Para além deste exercício, visto que os trabalhos da Galeria de Acesso Sul estão a decorrer, estando a completar-se o processo de saneamento das estacas (à data da entrega do documento), esta estrutura seria um bom caso de estudo para desenvolver um trabalho semelhante ao que foi realizado nesta dissertação, para a Galeria de Acesso Norte.

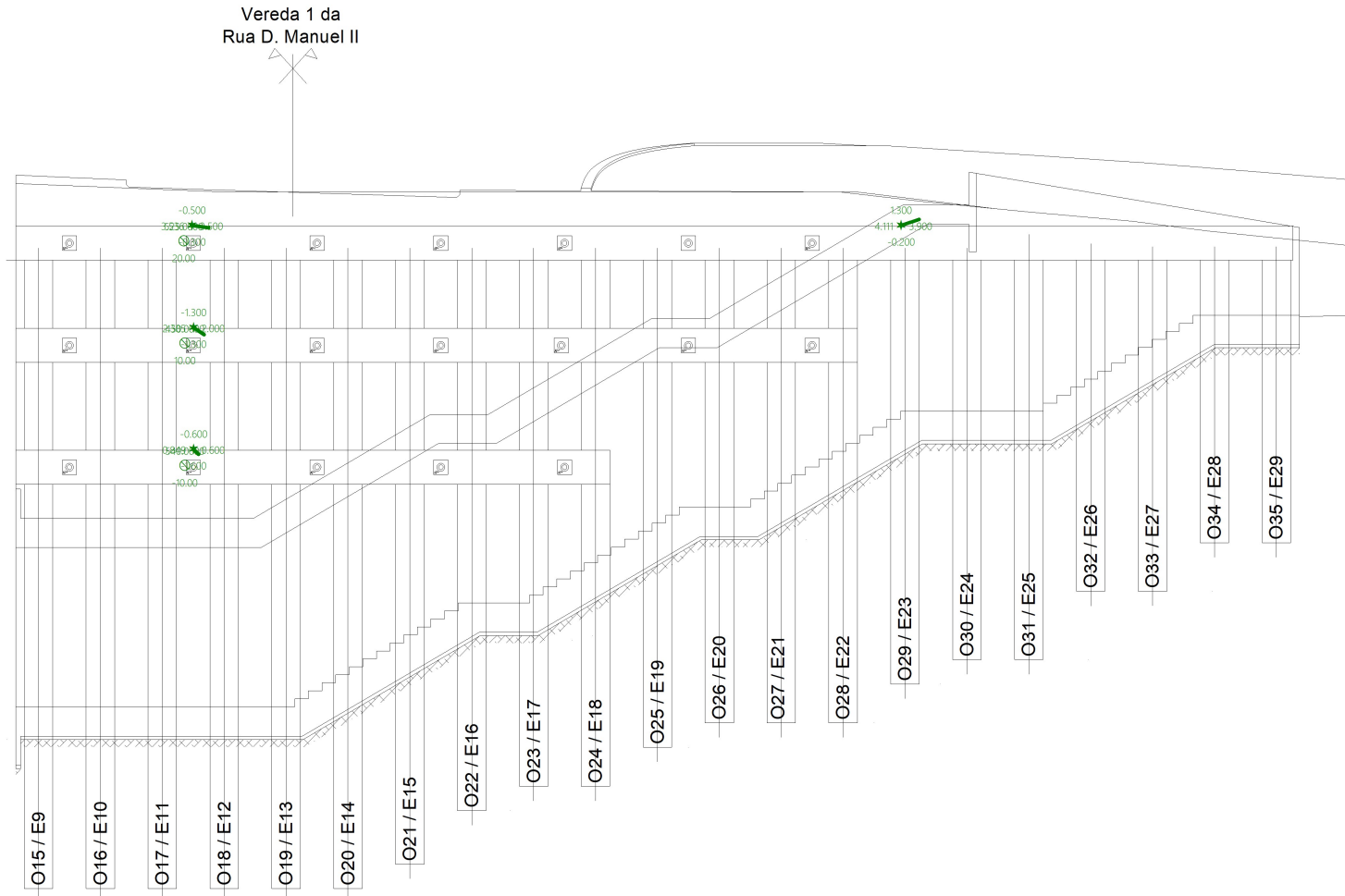
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Instituto Português da Qualidade, “Norma Portuguesa Eurocódigo 7: Projeto geotécnico,” 2010.
- [2] M. M. Fernandes, Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras - Novos Métodos de Dimensionamento, Porto: FEUP, 1983.
- [3] M. d. S. Magalhães, “DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO ATIRANTADAS UTILIZANDO OS MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE E DE ELEMENTOS FINITOS,” 2015.
- [4] J. B. Martins, “Fundações,” 2002.
- [5] M. M. Fernandes, “Capítulo 3 - Estruturas Flexíveis. Pressões de terras e esforços associados,” Porto, FEUP.
- [6] “Teixeira Duarte Construção,” [Online]. Available: <https://teixeiraduarteconstrucao.com/projetos>.
- [7] J. D. S. R. C. G. Jorge de Brito, Tecnologia de Contensões e Fundações, LIDEL, 2021, p. 592.
- [8] F. Gonzalez, “Fabrício Gonzalez Engenharia de Fundações,” [Online]. Available: <https://fabriciogonzalez.com.br/blog-cortina-de-estacas-para-contencoes>.
- [9] D. I. F. Baião, “Soluções de Escavação e Contenção Periférica por Bandas de Laje: Avenida Fontes Pereira de Melo, 41 em Lisboa,” Maio 2017.
- [10] “Archi Expo,” [Online]. Available: <https://www.archiexpo.com/pt/prod/franki-foundations-belgium/product-61404-2159903.html>.
- [11] A. Scipião, “Contenção de subsolo em área urbana com estaca secante,” 2003.
- [12] “CZM Foundation Equipment,” [Online]. Available: <https://czm-us.com/>.
- [13] “Direct Industry,” [Online]. Available: <https://www.directindustry.com/pt/prod/casagrande-foundation-division/product-57763-1920285.html>.
- [14] “W.E. Couplings - Tremie Equipment,” [Online]. Available: <http://www.tremie.co.uk/>.

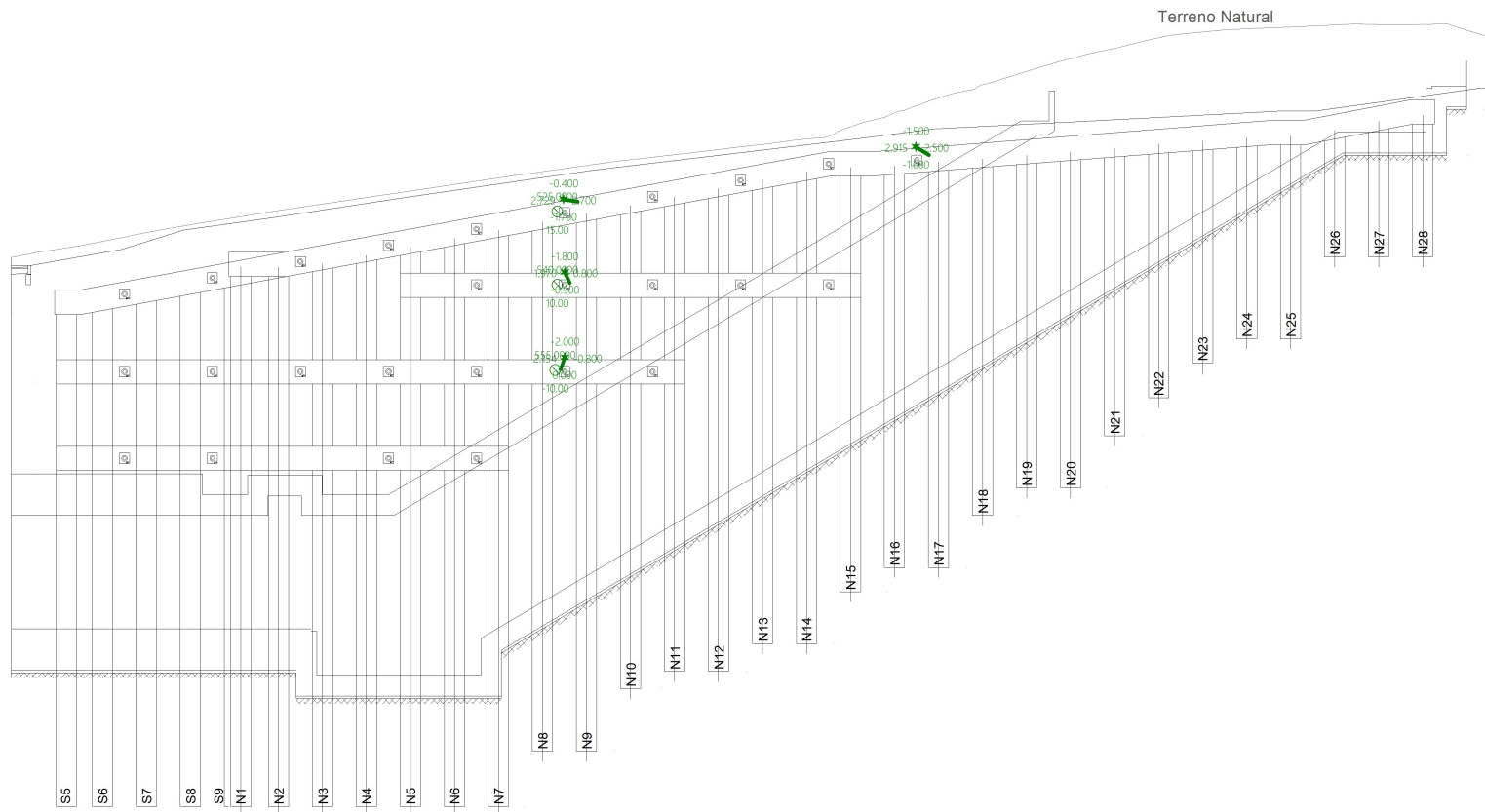
- [15] “Hidrobetão,” [Online]. Available: <http://www.hidrobetao.pt/>.
- [16] M. Carvalho, “Ancoragens pré-esforçadas em obras geotécnicas - Construção, ensaios e análise comportamental,” 2009.
- [17] M. Carvalho e F. Salgado, “Análise Comportamental Estática e Dinâmica de Estruturas Ancoradas - Relatório nº 3 do progresso de trabalhos até Novembro de 2004,” Novembro 2004.
- [18] “GEORUMO - Tecnologia de Fundações,” [Online]. Available: <http://www.georumo.pt/geot/berlim.html>.
- [19] A. Peixoto, “AP Geotecnia,” [Online]. Available: <https://www.apgeotecnia.pt/geotechnics/anchors.html>.
- [20] LCW, AMBERG e GRID, *Projeto de Execução da Obra de Expansão da Linha Amarela do Metro do Porto*.
- [21] ACA e Ferrovial, “Fotorreportagem da Obra da Linha Amarela do Metro do Porto”.
- [22] “Aplicação Pré-Esforço,” [Online]. Available: <https://www.youtube.com/watch?v=KN-cWiDK7No>.
- [23] Sector committee Building and Civil Engineering, “EN 1537: Execution of Special Geotechnical work - Ground Anchors,” 15 abril 2000.
- [24] “Ensayos y pruebas de anclajes,” [Online]. Available: <https://fernandeztadeo.com/anclajes.htm>.
- [25] M. R. d. Carvalho, A. G. Sousa, I. R. Fontinha e F. Salgado, “O Colapso de Ancoragens em Terreno Devido a Fenómenos de Corrosão”.
- [26] “Protende MHK Engenharia,” [Online]. Available: <https://protendemhk.com.br/monitoramento-de-estruturas>.
- [27] S. Marques, “Medição de Força de Ancoragem,” 23 maio 2019. [Online]. Available: <https://blog.wika.com.br/know-how/medicao-de-forca-de-ancoragem-uma-disciplina-que-requer-experiencia/>.
- [28] “Metro do Porto,” [Online]. Available: <https://www.metrodoporto.pt/>.
- [29] M. C. Pinto, “Jornal Público,” Novembro 2021. [Online]. Available: <https://www.publico.pt/2021/11/18/local/noticia/concurso-espartilhos-solucoes-tragicas-paisagem-nova-ponte-douro-causa-polemica-1985501>.

- [30] “Método “cut and cover” de construcción de túneles,” 2015. [Online]. Available: <https://victoryepes.blogs.upv.es/2015/06/22/metodo-cut-and-cover-de-construccion-de-tuneles/>.
- [31] A. Golshani e M. Rezaeibadashiani, “A Numerical Study on Parameters Affecting Seismic Behavior of Cut and Cover Tunnel,” *Geotechnical and Geological Engineering*, 16 dezembro 2019.
- [32] “Rocscience,” [Online]. Available: <https://www.rocscience.com/>.
- [33] M. D. S. MAGALHAES.

ANEXO I – ALÇADO - CORTE A

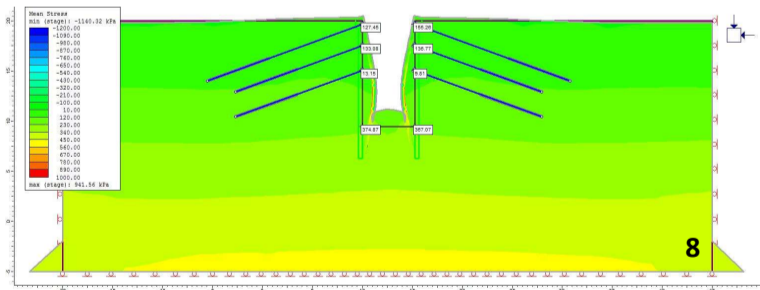
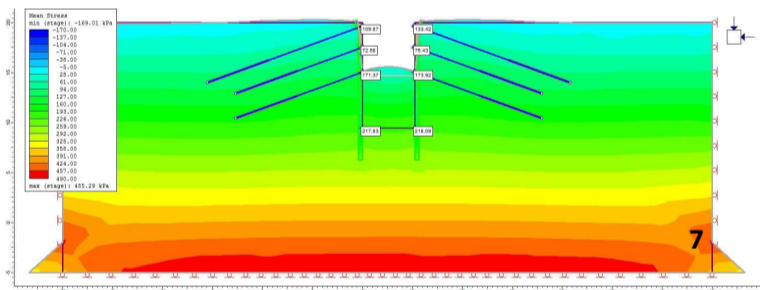
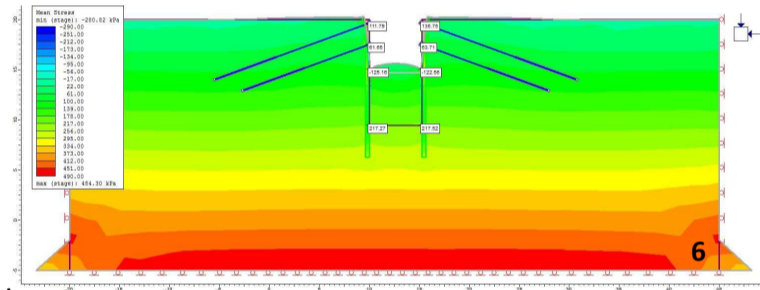
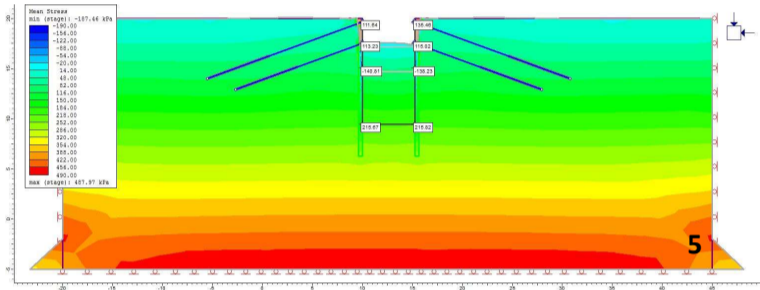
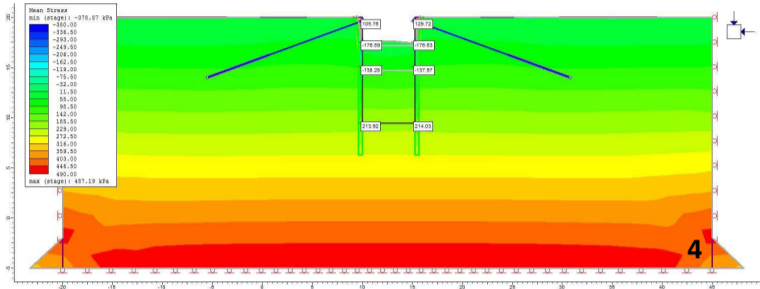
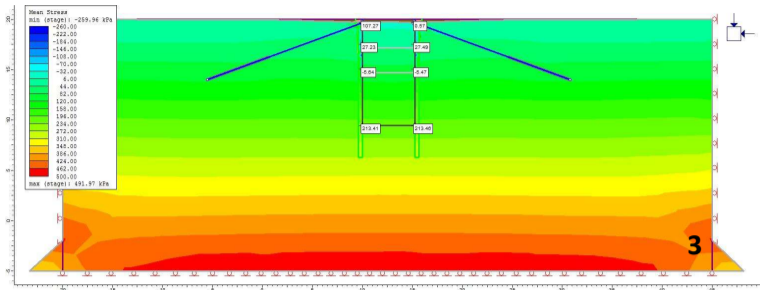
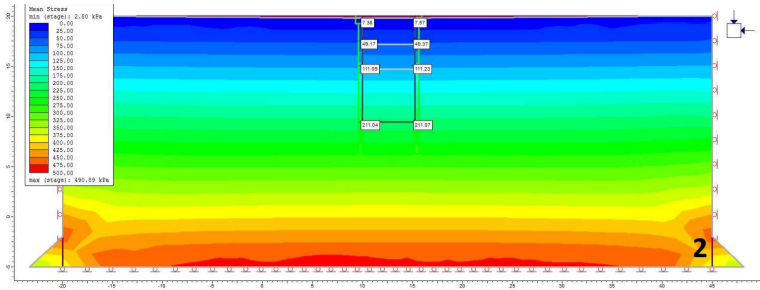


ANEXO II – ALÇADO - CORTE B

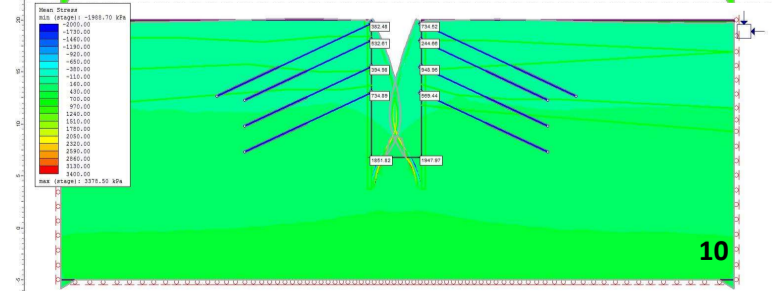
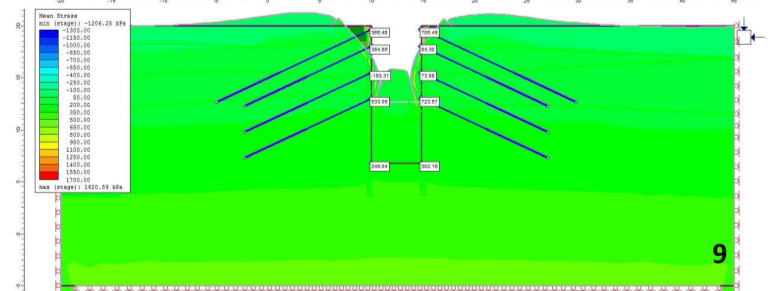
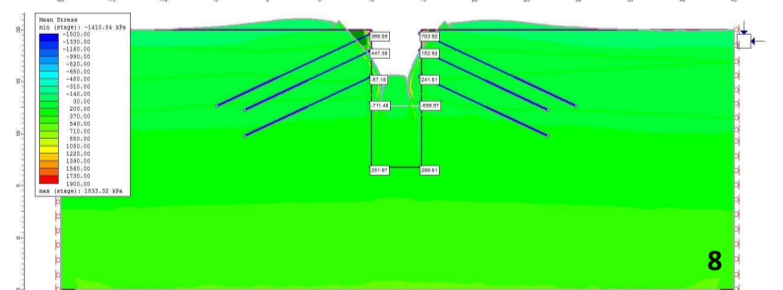
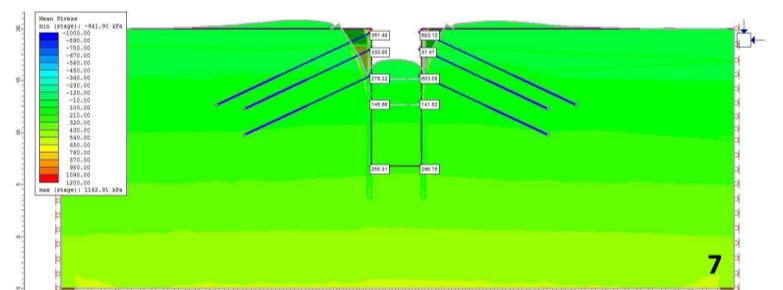
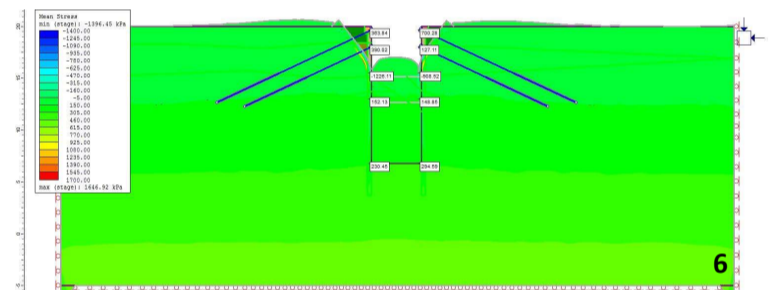
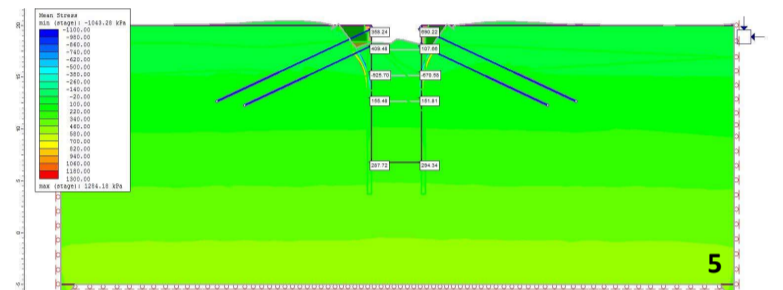
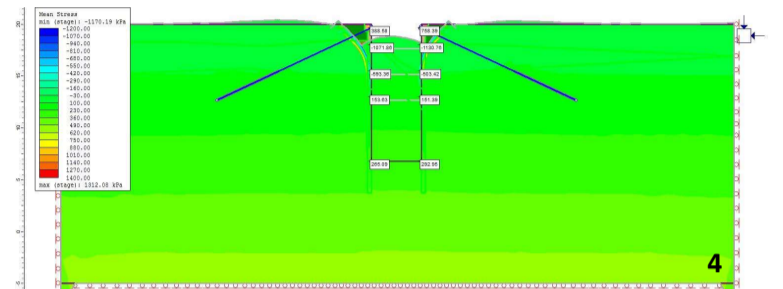
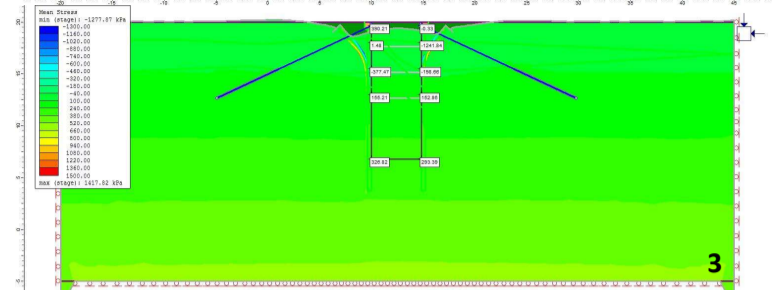
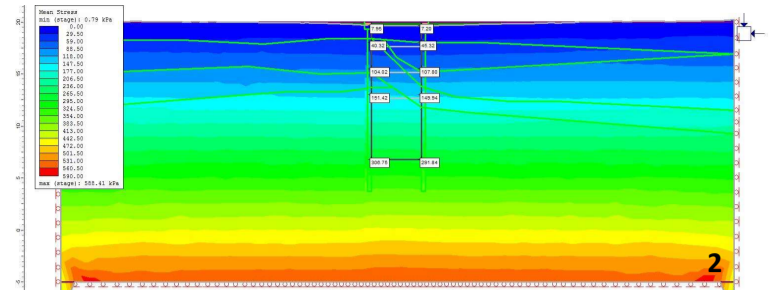


ANEXO III – TENSÕES ATUANTES - CORTE A E B

Corte A



Corte B



ANEXO IV – DESLOCAMENTOS - CORTE A

ANEXO V – DESLOCAMENTOS - CORTE B

