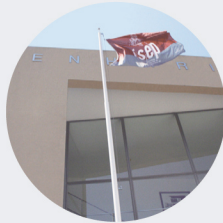




Estruturas Flexíveis de Suporte de Terras: A influência do elemento de suporte no comportamento da cortina. Estudo Paramétrico

CRISTIANO MANUEL SANTOS RIBEIRO

outubro de 2025



Estruturas Flexíveis de Suporte de Terras: A influência do elemento de suporte no comportamento da cortina. Estudo Paramétrico

CRISTIANO MANUEL SANTOS RIBEIRO

Setembro de 2025

Estruturas Flexíveis de Suporte de Terras
A influência do elemento de suporte no
comportamento da cortina. Estudo Paramétrico

Cristiano Manuel Santos Ribeiro

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil, Área de Especialização em
Estruturas

Orientador: Professor José Filinto Castro Trigo

Júri:

Presidente: Professora Maria do Rosário Santos Oliveira, Professor Adjunto, ISEP

Vogal: Professor José Filinto Castro Trigo, Professor Coordenador, ISEP

Vogal: Professor José Cândido Gonçalves Freitas, Professor Adjunto, ISEP

DECLARAÇÃO DE INTEGRIDADE

Declaro ter conduzido este trabalho académico com integridade. Não plagiei ou apliquei qualquer forma de uso indevido de informações ou falsificação de resultados ao longo do processo que levou à sua elaboração.

Declaro que o trabalho apresentado neste documento é original e de minha autoria, não tendo sido utilizado anteriormente para nenhum outro fim.

Declaro ainda que tenho pleno conhecimento do Código de Conduta Ética do P.PORTO.

ISEP, Porto, 29 de setembro de 2025

Cristiano Ribeiro

Resumo

A presente dissertação aborda o tema das estruturas flexíveis de suporte de terras e explora, em particular, a utilização de um programa de cálculo automático, com formulação por elementos finitos, como ferramenta de apoio à escolha da solução de contenção mais eficaz.

Esta tipologia de estruturas de suporte de terras assume um relevo singular em contexto urbano, onde a elevada densidade de construções orienta a ocupação de espaços subterrâneos e a consequente realização de escavações profundas.

Procede-se a uma revisão das diferentes tipologias de estruturas flexíveis de suporte de terras, das principais técnicas construtivas e dos elementos de suporte utilizados.

São abordados os aspetos de dimensionamento, introduzindo-se as correspondentes normas europeias, associadas ao projeto e à execução.

Descreve-se o programa de cálculo automático RS2, da empresa *Rocscience Inc.*, adotado no estudo paramétrico que se promoveu.

Este estudo teve por base o caso de um edifício com vários pisos enterrados, a executar num maciço constituído, essencialmente, por areias eólicas, siltitos e grés avermelhado, onde foi realizada uma prospeção geológico-geotécnica que forneceu um conjunto de resultados que permitiram caracterizar, de forma pormenorizada, as diferentes unidades geotécnicas interessadas.

Analisaram-se diferentes cenários para a cortina e para os elementos de suporte, tendo sido ensaiados, com essa função, escoras, ancoragens e lâminas de betão armado. A análise dos resultados incidiu sobre os deslocamentos da cortina e do terreno, sobre os esforços mobilizados na cortina e sobre as pressões de terras instaladas em ambas as faces da cortina, permitindo comparar o desempenho das diferentes soluções.

Palavras-chave: Estruturas Flexíveis de Suporte de Terras, Contenções Periféricas, Elementos Finitos, Modelação Numérica, Edifícios

Abstract

This dissertation addresses the topic of flexible earth retaining structures and, in particular, explores the use of an automatic computational program, based on the finite element method, as a decision-support tool for selecting the most effective retaining solution.

This type of retaining structure plays a key role in urban environments, where high construction density drives the use of underground space and the consequent execution of deep excavations.

A review is presented of the different types of flexible retaining structures, the main construction techniques, and the support elements employed. Design aspects are discussed, with reference to the relevant European standards governing both design and execution.

The RS2 software, developed by Rocscience Inc., is described as the computational tool adopted for the parametric study carried out. The study focused on a building with several underground floors, to be constructed in a geological formation composed mainly of aeolian sands, siltstones, and reddish sandstones. A detailed geotechnical site investigation was conducted, providing results that enabled the thorough characterization of the various geotechnical units involved.

Different scenarios were analyzed for the retaining wall and its support elements, considering struts, ground anchors, and reinforced concrete slabs as alternatives. The analysis of the results focused on wall and soil displacements, internal forces within the wall, and earth pressures acting on both faces of the retaining wall, enabling a performance comparison of the different solutions.

Keywords: Flexible Earth Retaining Structures, Perimeter Retaining Systems, Finite Elements, Numerical Modeling, Buildings

Agradecimentos

Durante esta jornada cruzei-me com inúmeras pessoas que deixaram uma marca importante no meu crescimento, pessoal, académico e profissional, sem os quais este trabalho não seria possível e aos quais pretendo deixar o meu profundo agradecimento.

Deixo o meu agradecimento à minha família por todo o apoio e pela ajuda que me deu ao longo da vida.

Fica igualmente o agradecimento aos meus amigos, pela companhia e bons momentos vivenciados.

Um grande agradecimento à Eng.^a Joana Gomes, pela leitura, revisão e sugestões de melhoria dos textos deste trabalho.

Expresso a minha gratidão à empresa *nZEBuildings Solutions, Lda.*, a todos os colaboradores e ao sócio-gerente Eng.^o Hélder Pereira, pelo apoio, disponibilidade, compreensão e incentivo em frequentar o mestrado.

Muito obrigado a todo o pessoal docente e não docente que faz parte do Mestrado de Engenharia Civil do ISEP, pelo vosso trabalho.

Por fim, um grande obrigado ao meu orientador, Eng.^o José Filinto Castro Trigo, por todos os ensinamentos transmitidos na Unidade Curricular de Fundações e Estruturas de Suporte e por toda a disponibilidade, apoio e ajuda fornecida ao longo desta dissertação.

Muito obrigado a todos por acreditarem, incentivarem e tornarem esta conquista possível.

Índice

Resumo.....	v
Abstract.....	vii
Agradecimentos	ix
Lista de Figuras	xiii
Lista de Tabelas.....	xix
Lista de Equações.....	xxi
Acrónimos e Símbolos	xxiii
1 Introdução	1
1.1 Enquadramento Geral	1
1.2 Objetivos.....	1
2 Estruturas Flexíveis de Suporte de Terras	3
2.1 Definição	3
2.2 Regulamentação de Segurança	4
2.3 Tipologias de Estruturas Flexíveis.....	6
2.3.1 Entivação	6
2.3.2 Contenções Periféricas	8
2.3.2.1 Estruturas tipo Berlim Provisórias.....	8
2.3.2.2 Cortinas de Estacas-Prancha.....	10
2.3.2.3 Estruturas tipo Berlim Definitivas.....	11
2.3.2.4 Cortinas de Estacas Moldadas	13
2.3.2.5 Paredes Moldadas	17
2.3.2.6 Técnicas de Melhoramento de Solos.....	23
2.4 Elementos de Suporte	24
2.4.1 Escoras	24
2.4.2 Ancoragens	27
2.4.2.1 Tipos de Ancoragens.....	32
2.4.2.2 Dimensionamento	34
2.4.2.3 Estados Limites	38
2.4.2.4 Execução	39
2.4.2.5 Ensaio	40
2.4.3 Pregagens	47
2.4.3.1 Tipos de Pregagens.....	49
2.4.3.2 Faseamento Construtivo	51
2.4.3.3 Dimensionamento	51
2.4.3.4 Modos de Rotura	52
2.4.3.5 Execução	53
2.4.3.6 Ensaio	53
2.4.4 Lâminas de Betão Armado.....	55
2.5 Eurocódigo 7.....	56
2.5.1 Bases do Projeto Geotécnico	57
2.5.2 Nova Geração de Eurocódigos	62
2.5.3 Estados Limites Últimos (ELU)	63

2.5.4	Estados Limites de Utilização (ELS).....	70
2.5.5	Durabilidade.....	71
3	Programa de Cálculo Automático com Formulação por Elementos Finitos	73
3.1	Enquadramento Geral	73
3.2	RS2 (Análise bidimensional)	73
3.2.1	Introdução ao Programa de Cálculo.....	73
3.2.2	Procedimento de Introdução de Dados	74
3.2.3	Procedimento de Cálculo.....	82
3.2.4	Saída de Resultados	83
3.3	RS3 (Análise tridimensional).....	85
3.3.1	Introdução ao Programa de Cálculo.....	85
3.3.2	Procedimento de Introdução de Dados, de Cálculo e Saída de Resultados.	85
4.	Caso de Estudo	87
4.1	Enquadramento Geral	87
4.2	Modelação da Estrutura	92
4.3	Modelação de Cortina Escorada	94
4.4	Modelação de Cortina Ancorada	101
4.5	Modelação de Cortina Suportada por Lâminas de Betão Armado	104
4.6	Análise de Resultados	109
4.6.1	Deslocamentos da Cortina.....	110
4.6.2	Esforços na Cortina.....	126
4.6.3	Deslocamentos do Terreno.....	133
4.6.4	Esforços nos Elementos de Suporte e Pressões Aparentes	143
4.6.5	Pressões do Terreno sobre a Cortina	149
4.7	Discussão de Resultados.....	154
4.7.1	Deslocamentos das Cortinas	154
4.7.1.1	Deslocamentos horizontais.....	154
4.7.1.2	Deslocamentos verticais	155
4.7.1.3	Deslocamentos totais	156
4.7.2	Esforços na Cortina.....	156
4.7.2.1	Momento fletor	156
4.7.2.2	Esforço axial.....	157
4.7.2.3	Esforço transverso	157
4.7.3	Deslocamentos do Terreno.....	158
4.7.3.1	Deslocamentos horizontais do terreno à superfície.....	158
4.7.3.2	Deslocamentos verticais do terreno à superfície	159
4.7.3.3	Deslocamentos totais do terreno à superfície.....	160
4.7.4	Esforços nos Elementos de Suporte e Pressões Aparentes	160
4.7.5	Pressões do Terreno Sobre a Cortina	161
5.	Conclusões e Desenvolvimentos Futuros.....	163
	Referências.....	167

Lista de Figuras

Figura 1 - Muros de gravidade aplicados nos socalcos do Douro (Santos, 2020).....	3
Figura 2 - Cortina de estacas ancoradas em obra de estação de metro do Porto (Silva, 2022) .	4
Figura 3 - Entivação tradicional para rede de esgoto (TaurosEmpreendimentos, 2019).....	7
Figura 4 - Entivação tradicional melhorada em obra de infraestrutura (Carldora, 2013).	7
Figura 5 - Entivação não tradicional para contenção de linha de água existente (Murlac, 2022).	8
Figura 6 - Parede tipo Berlim provisória ancorada (Ancorpor, 2020e).....	9
Figura 7 - Parede tipo Berlim provisória escorada (Tgeotecnia, 2021).....	9
Figura 8 - Viga de distribuição em parede tipo Berlim provisória (Ancorpor, 2020d).....	10
Figura 9 - Cortina de estacas-prancha escorada em ensecadeira (Daniels, 2023).	10
Figura 10 - Perfis tipo de estacas-prancha: A - tipo AZ (Das and Sivakugan, 2018); e B - do tipo Larssen (Evans Piling Ltd, 2022).	11
Figura 11 - Parede tipo Berlim definitiva ancorada (Ancorpor, 2020c).	11
Figura 12 - Execução de painéis secundários no segundo nível de parede tipo Berlim definitiva (Ancorpor, 2020a).	12
Figura 13 - Faseamento construtivo de parede tipo Berlim definitiva (Guerra <i>et al.</i> , 2003).....	12
Figura 14 - Cortina de estacas moldadas ancoradas (Ancorpor, 2020g).	13
Figura 15 - Cortinada de estacas moldadas escoradas (Teixeira Duarte Construção, 2025).....	14
Figura 16 - Corte esquemático de cortina de estacas moldadas espaçadas (Brito, 2002).	14
Figura 17 - Corte esquemático de cortina de estacas moldadas tangentes (Brito, 2002).....	14
Figura 18 - Corte esquemático de cortina de estacas moldadas secantes reforçadas (Brito, 2002).	15
Figura 19 - Processo construtivo de estaca moldada com trado contínuo - Estacas Rodiostar (Rodio, 2019a).....	15
Figura 20 - Processo construtivo típico de estaca com tubo moldador (Brito, 2015).	16
Figura 21 - Processo construtivo típico de estacas executadas com lamas bentoníticas (Brito, 2015)	16
Figura 22 - Processo construtivo típico de uma parede moldada (Rodio, 2019b).....	18
Figura 23 - a) Formação da película; b) Ação estabilizadora da bentonite (Rocha, 2010).	18
Figura 24 - A) Central de fabrico, recuperação e reciclagem de lamas bentoníticas e B) zona de armazenagem de materiais (TREVVICOS, 2025).	19
Figura 25 - Execução de muros-guia (BUMI, 2013).....	20
Figura 26 - Balde de maxilas (Liebherr, 2025a) e hidrofresa (Liebherr, 2025b).	20
Figura 27 - Perfil de junta com junta do tipo <i>waterstop</i> (Spada, 2017).....	21
Figura 28 - Inserção de armaduras em painel de parede moldada (Ancorpor, 2020h).....	21
Figura 29 - Parede moldada escorada (Rodio, 2019b).....	22
Figura 30 - Parede moldada ancorada (Ancorpor, 2020f).	23
Figura 31 - Escoras metálicas em parede do tipo Berlim provisória (Correia, 2024).....	24
Figura 32 - Escoras metálicas inclinadas em parede de estacas-pranchas (IRONLOT, 2025). ...	25
Figura 33 - Pormenor de escora pré-esforçada (Gomes, 2009).....	25
Figura 34 - Pré-esforço de escoras através do faseamento da escavação (Gomes, 2009).....	26
Figura 35 - Escoramento em parede tipo Berlim definitiva ancorada (Ancorpor, 2020b).	26
Figura 36 - Constituição tipo de ancoragem definitiva (Carvalho, 2009).	28
Figura 37 - Pormenor da cabeça de ancoragem, (a) para cordões ou fios e (b) para barras (Carvalho, 2009).	28
Figura 38 - Cabeças de ancoragem: provisória (a) e definitiva (b) (Carvalho <i>et al.</i> , 2012).....	29

Figura 39 - Armaduras de pré-esforço: barra (A) ou cordão (B), adaptado de (Sabatini <i>et al.</i> , 1999).....	29
Figura 40 - Seção transversal tipo da zona livre de ancoragem definitiva (Carvalho, 2009).	30
Figura 41 - Seção transversal tipo do bolbo de selagem. a) Ancoragem provisória; b1) seção simples; b2) seção com centralizados e espaçadores (Carvalho, 2009).	30
Figura 42 - Esquema de injeção global unitária, adaptado de Volcke (2021).	31
Figura 43 - Esquema de injeção repetitiva e seletiva, adaptado de Volcke (2021).	31
Figura 44 - Passos de execução de uma ancoragem (Volcke, 2021).	32
Figura 45 - Classificação das ancoragens de acordo com a forma de transferência de carga, adaptado de Xanthakos (1991).	33
Figura 46 - Condições geométricas a serem verificadas por ancoragens (Matos Fernandes, 2020).....	35
Figura 47 - Valores da resistência última para a interface calda-solo (Carvalho <i>et al.</i> , 2012). ...	36
Figura 48 - Valores da resistência última para a interface calda-rocha (Carvalho <i>et al.</i> , 2012). ...	36
Figura 49 - Modos de rotura de uma ancoragem (Rodrigues, 2023).	39
Figura 50 - Esquema tipo do equipamento de ensaio de ancoragens (ISO, 2009).	40
Figura 51 - Ensaio de ancoragem (Geotech, 2025)	41
Figura 52 - Procedimento de ensaio pelo método 1 para o ensaio prévio (ISO, 2009).	42
Figura 53 - Procedimento de ensaio pelo método 1 para o ensaio de adequabilidade (ISO, 2009).....	43
Figura 54 - Procedimento de ensaio pelo método 1 para o ensaio de receção (ISO, 2009).....	43
Figura 55 - Procedimento de ensaio pelo método 2 para o ensaio prévio (ISO, 2009).	44
Figura 56 - Procedimento de ensaio pelo método 2 para o ensaio de adequabilidade (ISO, 2009).....	44
Figura 57 - Procedimento de ensaio pelo método 2 para o ensaio de receção (ISO, 2009).....	45
Figura 58 - Procedimento de ensaio pelo método 3 para o ensaio prévio (ISO, 2009).	45
Figura 59 - Procedimento de ensaio pelo método 3 para o ensaio de adequabilidade (ISO, 2009).....	46
Figura 60 - Procedimento de ensaio pelo método 3 para o ensaio de receção: 1 - com ciclo; 2 - sem ciclo (ISO, 2009).	46
Figura 61 - Componentes correntes de um sistema de pregagem furado e selado (IPQ, 2023).	48
Figura 62 - Pregagens para rocha DYWIDAG: selada (A) ou fixação mecânica (B), adaptado de DYWIDAG (2025b).	50
Figura 63 - Pregagens para solo DYWIDAG: permanente (A) ou temporária (B), adaptada de DYWIDAG (2025b).	50
Figura 64 - Pregagem para solo com auto-perfuração da DYWIDAG (DYWIDAG, 2025a).	51
Figura 65 - Faseamento construtivo típico em pregagens no solo adaptado na NP EN 14490:2023 (IPQ, 2023).....	51
Figura 66 - Modos de rotura externos de muros pregados (Nunes, 2013).....	52
Figura 67 - Modos de rotura internos de muros pregados (Nunes, 2013).	52
Figura 68 - Modos de rotura pela face de muros pregados (Nunes, 2013).	53
Figura 69 - Esquema típico de ensaio de carga de pregagem (IPQ, 2023).....	54
Figura 70 - Cortina suportada por lâminas de betão (Cunha, 2014).....	55
Figura 71 - Alterações da organização “EC 7” e “EC 0” entre a primeira e segunda geração de normas, adaptado de Caldeira and Lamas (2024).....	63
Figura 72 - Estado limite último EQU (Trigo, 2019).....	63
Figura 73 - Estado limite último STR (Trigo, 2019).	64
Figura 74 - Estado limite último GEO (Trigo, 2019).....	64
Figura 75 - Estado limite último UPL (Trigo, 2019).....	64

Figura 76 - Estado limite último HYD (Trigo, 2019).....	64
Figura 77 - Interface gráfica do RS2.	74
Figura 78 - Introdução das definições de projeto.	74
Figura 79 - Introdução dos limites do terreno.	75
Figura 80 - Introdução das várias unidades geotécnicas de modo manual.....	75
Figura 81 - Introdução das várias unidades geotécnicas com recurso a ferramenta do programa.....	76
Figura 82 - Introdução da geometria das fases de escavação.	76
Figura 83 - Introdução das propriedades da unidade geotécnica.	77
Figura 84 - Definição dos materiais estruturais que compõem o elemento de contenção.....	77
Figura 85 - Propriedades das interfaces solo-elemento de contenção.	78
Figura 86 - Propriedades do elemento resistente da estrutura de suporte.	79
Figura 87 - Definição das propriedades dos materiais para as diversas fases.	79
Figura 88 - Introdução de cargas.....	80
Figura 89 - Estado inicial de tensão.....	80
Figura 90 - Inserção de ancoragem ou pregagem.....	80
Figura 91 - Propriedades mecânicas da ancoragem ou pregagem.....	81
Figura 92 - Configuração da malha de elementos finitos.	81
Figura 93 - Modelo após a definição das condições de fronteira.	82
Figura 94 - Interface gráfica do módulo RS2 <i>Compute</i>	82
Figura 95 - Exemplo de gráfico do esforço axial ao longo de uma ancoragem.	83
Figura 96 - Representação da deformação do terreno.....	83
Figura 97 - Determinação do fator de resistência.	84
Figura 98 - Interface do módulo <i>Report Generator</i>	84
Figura 99 - Planta dos pisos enterrados.....	87
Figura 100 - Planta do rés-do-chão.....	87
Figura 101 - Planta do 1º andar	88
Figura 102 - Planta do 2º andar	88
Figura 103 - Plantas dos restantes pisos pares (esquerda) e ímpares (direita).....	88
Figura 104 - Sobreposição da localização de sondagens geotécnicas com a planta do rés-do-chão.....	89
Figura 105 - Registo fotográfico das amostras S2 (esquerda), S4 (centro) e S6 (direita).	89
Figura 106 - Perfis geotécnicos do terreno.....	91
Figura 107 - Esquema da cortina de contenção escorada.	95
Figura 108 - Diagramas de Terzaghi e Peck para dimensionamento de cortinas escoradas, adaptado de Terzaghi <i>et al.</i> (1996).	96
Figura 109 - Modelo numérico desenvolvido para cortina moldada escorada.	100
Figura 110 - Esquema da cortina de contenção ancorada.....	102
Figura 111 - Propriedades das ancoragens.	104
Figura 112 - Modelo numérico desenvolvido para cortina moldada ancorada.....	104
Figura 113 - Esquema da lâmina de betão com largura de 3,0 m.....	105
Figura 114 - Esquema da lâmina de betão com largura de 5,0 m.....	105
Figura 115 - Esquema da cortina de contenção apoiada em lâminas de betão.	107
Figura 116 - Modelo numérico desenvolvido para cortina moldada suportada por elementos de betão.	109
Figura 117 - Deslocamento horizontal da cortina para o caso PME1.....	110
Figura 118 - Deslocamento horizontal da cortina para o caso CEE1.	110
Figura 119 - Deslocamento horizontal da cortina para o caso PMA1.....	111
Figura 120 - Deslocamento horizontal da cortina para o caso PMA2.....	111
Figura 121 - Deslocamento horizontal da cortina para o caso CEA1.....	112

Figura 122 - Deslocamento horizontal da cortina para o caso CEA2.	112
Figura 123 - Deslocamento horizontal da cortina para o caso PML1.	113
Figura 124 - Deslocamento horizontal da Cortina para o caso PML2.	113
Figura 125 - Deslocamento horizontal da cortina para o caso CEL1.	114
Figura 126 - Deslocamento horizontal da cortina para o caso CEL2.	114
Figura 127 - Comparação do deslocamento horizontal das cortinas para a última fase.	115
Figura 128 - Deslocamento vertical médio da cortina para o caso PME1.	115
Figura 129 - Deslocamento vertical médio da cortina para o caso CEE1.	116
Figura 130 - Deslocamento vertical médio da cortina para o caso PMA1.	116
Figura 131 - Deslocamento vertical médio da cortina para o caso PMA2.	117
Figura 132 - Deslocamento vertical médio da cortina para o caso CEA1.	117
Figura 133 - Deslocamento vertical médio da cortina para o caso CEA2.	118
Figura 134 - Deslocamento vertical médio da cortina para o caso PML1.	118
Figura 135 - Deslocamento vertical médio da cortina para o caso PML2.	119
Figura 136 - Deslocamento vertical médio da cortina para o caso CEL1.	119
Figura 137 - Deslocamento vertical médio da cortina para o caso CEL2.	120
Figura 138 - Comparação do deslocamento vertical médio da cortina para a última fase.	120
Figura 139 - Deslocamento total da cortina para o caso PME1.	121
Figura 140 - Deslocamento total da cortina para o caso CEE1.	122
Figura 141 - Deslocamento total da cortina para o caso PMA1.	122
Figura 142 - Deslocamento total da cortina para o caso PMA2.	123
Figura 143 - Deslocamento total da cortina para o caso CEA1.	123
Figura 144 - Deslocamento total da cortina para o caso CEA2.	124
Figura 145 - Deslocamento total da cortina para o caso PML1.	124
Figura 146 - Deslocamento total da cortina para o caso PML2.	125
Figura 147 - Deslocamento total da cortina para o caso CEL1.	125
Figura 148 - Deslocamento total da cortina para o caso CEL2.	126
Figura 149 - Comparação do deslocamento total da cortina para a última fase.	126
Figura 150 - Momento fletor da cortina para o caso PME1.	127
Figura 151 - Momento fletor da cortina para o caso CEE1.	127
Figura 152 - Momento fletor da cortina para o caso PMA1.	128
Figura 153 - Momento fletor da cortina para o caso PMA2.	128
Figura 154 - Momento fletor da cortina para o caso CEA1.	129
Figura 155 - Momento fletor da cortina para o caso CEA2.	129
Figura 156 - Momento fletor da cortina para o caso PML1.	130
Figura 157 - Momento fletor da cortina para o caso PML2.	130
Figura 158 - Momento fletor da cortina para o caso CEL1.	131
Figura 159 - Momento fletor da cortina para o caso CEL2.	131
Figura 160 - Comparação do momento fletor das cortinas para a última fase.	132
Figura 161 - Comparação do esforço axial das cortinas para a última fase.	132
Figura 162 - Comparação do esforço transversal das cortinas para a última fase.	133
Figura 163 - Deslocamento vertical da superfície do terreno para o caso PME1.	133
Figura 164 - Deslocamento vertical da superfície do terreno para o caso CEE1.	134
Figura 165 - Deslocamento vertical da superfície do terreno para o caso PMA1.	134
Figura 166 - Deslocamento vertical da superfície do terreno para o caso PMA2.	135
Figura 167 - Deslocamento vertical da superfície do terreno para o caso CEA1.	135
Figura 168 - Deslocamento vertical da superfície do terreno para o caso CEA2.	136
Figura 169 - Deslocamento vertical da superfície do terreno para o caso PML1.	136
Figura 170 - Deslocamento vertical da superfície do terreno para o caso PML2.	137
Figura 171 - Deslocamento vertical da superfície do terreno para o caso CEL1.	137

Figura 172 - Deslocamento vertical da superfície do terreno para o caso CEL2.	138
Figura 173 - Comparação do deslocamento vertical da superfície do terreno para a última fase.	138
Figura 174 - Comparação do deslocamento horizontal da superfície do terreno para a última fase.	139
Figura 175 - Comparação do deslocamento total da superfície do terreno para a última fase.	139
Figura 176 - Deslocamento total do terreno para o caso PME1.	140
Figura 177 - Deslocamento total do terreno para o caso CEE1.	140
Figura 178 - Deslocamento total do terreno para o caso PMA1.	140
Figura 179 - Deslocamento total do terreno para o caso PMA2.	141
Figura 180 - Deslocamento total do terreno para o caso CEA1.	141
Figura 181 - Deslocamento total do terreno para o caso CEA2.	141
Figura 182 - Deslocamento total do terreno para o caso PML1.	142
Figura 183 - Deslocamento total do terreno para o caso PML2.	142
Figura 184 - Deslocamento total do terreno para o caso CEL1.	142
Figura 185 - Deslocamento total do terreno para o caso CEL2.	143
Figura 186 - Esforço axial das escoras para o caso PME1.	143
Figura 187 - Esforço axial das escoras para o caso CEE1.	144
Figura 188 - Esforços nas cabeças das ancoragens para o caso PMA1.	144
Figura 189 - Esforços nas cabeças das ancoragens para o caso PMA2.	145
Figura 190 - Esforços nas cabeças das ancoragens para o caso CEA1.	145
Figura 191 - Esforços nas cabeças das ancoragens para o caso CEA2.	146
Figura 192 - Esforços nas lâminas de betão para o caso PML1.	146
Figura 193 - Esforços nas lâminas de betão para o caso PML2.	147
Figura 194 - Esforços nas lâminas de betão para o caso CEL1.	147
Figura 195 - Esforços nas lâminas de betão para o caso CEL2.	148
Figura 196 - Diagrama de pressões aparentes para o caso PME1.	148
Figura 197 - Diagrama de pressões aparentes para o caso CEE1.	149
Figura 198 - Tensão normal nas faces da cortina para o caso PME1.	149
Figura 199 - Tensão normal nas faces da cortina para o caso CEE1.	150
Figura 200 - Tensão normal nas faces da cortina para o caso PMA1.	150
Figura 201 - Tensão normal nas faces da cortina para o caso PMA2.	151
Figura 202 - Tensão normal nas faces da cortina para o caso CEA1.	151
Figura 203 - Tensão normal nas faces da cortina para o caso CEA2.	152
Figura 204 - Tensão normal nas faces da cortina para o caso PML1.	152
Figura 205 - Tensão normal nas faces da cortina para o caso PML2.	153
Figura 206 - Tensão normal nas faces da cortina para o caso CEL1.	153
Figura 207 - Tensão normal nas faces da cortina para o caso CEL2.	154

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Estimativa da resistência da interface calda-armadura (Carvalho <i>et al.</i> , 2012).....	37
Tabela 2 - Capítulos da NP EN 1997-1.....	56
Tabela 3 - Anexos da NP EN 1997-1.....	57
Tabela 4 - Capítulos da NP EN 1998-5.....	57
Tabela 5 - Valores indicativos do tempo de vida útil do projeto, adaptado de “EC 0”.....	58
Tabela 6 - Classes de consequência previstas pelo “EC 0”.....	59
Tabela 7 - Exemplos de estruturas por categorias geotécnicas.....	59
Tabela 8 - Atribuição da categoria geotécnica previstas pelo “EC 7”.....	60
Tabela 9 - Coeficientes parciais para as ações (γ_F) para ELU de perda de equilíbrio (“EC 7”)... 65	65
Tabela 10 - Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M) para ELU de perda de equilíbrio (“EC 7”).	65
Tabela 11 - Coeficientes parciais para as ações (γ_F) para ELU de rotura interna ou deformação excessiva da estrutura e de rotura ou deformação excessiva do terreno (“EC 7”).....	67
Tabela 12 - Coeficientes parciais para as ações (γ_F) para ELU de rotura interna ou deformação excessiva da estrutura e de rotura ou deformação excessiva do terreno em situações acidentais (“EC 7”).....	67
Tabela 13 - Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M) para ELU de rotura interna ou deformação excessiva da estrutura e de rotura ou deformação excessiva do terreno (“EC 7”).....	67
Tabela 14 - Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M) para ELU de rotura interna ou deformação excessiva da estrutura e de rotura ou deformação excessiva do terreno em situações acidentais (“EC7”).....	67
Tabela 15 - Coeficientes parciais para as capacidades resistentes para ancoragens pré-esforçadas (γ_a) para ELU de rotura interna ou deformação excessiva da estrutura e de rotura ou deformação excessiva do terreno (“EC7”).....	68
Tabela 16 - Coeficientes parciais para as capacidades resistentes para ancoragens pré-esforçadas em situações acidentais (γ_a) para ELU de rotura interna ou deformação excessiva da estrutura e de rotura ou deformação excessiva do terreno (“EC7”).....	68
Tabela 17 - Coeficientes parciais para as ações (γ_F) para ELU de levantamento global (“EC 7”).....	68
Tabela 18 - Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M) para ELU de levantamento global (“EC 7”).....	68
Tabela 19 - Coeficientes parciais para as ações (γ_F) para ELU de rotura por levantamento hidráulico (“EC 7”).....	69
Tabela 20 - Descrição das amostras recolhidas.....	90
Tabela 21 - Resumo dos ensaios laboratoriais.....	90
Tabela 22 - Resumo dos parâmetros geotécnicos dos horizontes geotécnicos.....	91
Tabela 23 - Resumo dos parâmetros geotécnicos considerados na modelação numérica.....	93
Tabela 24 - Hipóteses consideradas para paredes moldadas escoradas.....	94
Tabela 25 - Hipóteses consideradas para cortinas de estacas moldadas escoradas.....	94
Tabela 26 - Dados geométricos considerados para as cortinas escoradas.....	95
Tabela 27 - Esforços estimados por escora.....	98
Tabela 28 - Cálculo de parâmetros de verificação à encurvadura das escoras.....	99
Tabela 29 - Verificação à encurvadura das escoras pré-dimensionadas.....	99
Tabela 30 - Dados de rigidez considerados por escora na 1ª iteração.....	99
Tabela 31 - Esforços máximos por escora após 2ª iteração.....	99

Tabela 32 - Seções considerados por escora após 2ª iteração.	100
Tabela 33 - Dados de rigidez considerados por escora na 2ª iteração.	100
Tabela 34 - Hipóteses consideradas para paredes moldadas ancoradas.....	101
Tabela 35 - Hipóteses consideradas para cortinas de estacas moldadas ancoradas.....	101
Tabela 36 - Dados geométricos considerados para as cortinas ancoradas.....	102
Tabela 37 - Propriedades geométricas das ancoragens.....	102
Tabela 38 - Propriedades mecânicas das ancoragens.....	103
Tabela 39 - Hipóteses consideradas para paredes moldadas suportada por lâminas de betão.	105
Tabela 40 - Hipóteses consideradas para cortinas de estacas moldadas suportada por lâminas de betão.	106
Tabela 41 - Dados geométricos considerados para as cortinas suportadas por lâminas de betão armado.	107
Tabela 42 - Rigidez das lâminas de betão determinada pelo <i>RSA</i>	108
Tabela 43 - Rigidez das lâminas de betão determinada por fórmulas.....	108
Tabela 44 - Valores da rigidez das lâminas de betão considerados nos modelos numéricos.	109

Lista de Equações

Equação 1 – Determinação do comprimento de selagem.....	36
Equação 2 – Resistência lateral ao corte na interface da calda de selagem com o terreno	37
Equação 3 – Determinação do valor máximo do ensaio de ancoragem- Condição 1	46
Equação 4 – Determinação do valor máximo do ensaio de ancoragem- Condição 2	46
Equação 5 – Determinação do valor máximo do ensaio de carga de pregagens - Condição 1 ..	54
Equação 6 – Determinação do valor máximo do ensaio de carga de pregagens- Condição 2 ..	54
Equação 7 – Determinação do valor de cálculo da ação	61
Equação 8 – Determinação do valor de cálculo dos parâmetros geotécnicos	62
Equação 9 – Verificação do Estado Limite Último de perda de equilíbrio da estrutura ou terreno	65
Equação 10 – Verificação dos Estados Limites Últimos de rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou elementos estruturais e da rotura ou deformação excessiva do terreno	65
Equação 11 – Valor de cálculo do efeito das ações	66
Equação 12 – Valor de cálculo das capacidades resistentes.....	66
Equação 13 – Verificação do Estado Limite Último de Perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno devido ao levantamento global	68
Equação 14 – Verificação do Estado Limite Último de levantamento hidráulico, erosão interna e erosão tubular no terreno - pressões	69
Equação 15 – Verificação do Estado Limite Último de levantamento hidráulico, erosão interna e erosão tubular no terreno - forças.....	69
Equação 16 – Determinação da rigidez da escora	96
Equação 17 – Determinação da pressão do terreno (solo arenoso) na cortina pelo método de cálculo de Terzaghi e Peck	97
Equação 18 – Determinação do valor do coeficiente de impulso ativo pela teoria de Rankine	97
Equação 19 – Estimativa da pressão do terreno na cortina devido à sobrecarga na cortina....	97
Equação 20 – Determinação do valor do coeficiente de impulso em repouso pela teoria de Rankine.....	97
Equação 21 – Determinação da força de dimensionamento da escora	98
Equação 22 – Verificação de resistência do elemento à encurvadura	98
Equação 23 - Valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido.....	98
Equação 24 – Determinação do valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido	99
Equação 25 – Determinação do fator ε	99
Equação 26 – Determinação da esbelteza λ_1	99
Equação 27 – Determinação da esbelteza normalizada $\bar{\lambda}$	99
Equação 28 – Determinação do parâmetro ϕ	99
Equação 29 – Determinação do coeficiente de redução X	99
Equação 30 – Determinação da rigidez da banda de laje, equiparada a uma viga bi-articulada	108
Equação 31 – Determinação do deslocamento total da cortina	121

Acrónimos e Símbolos

Lista de Acrónimos

AASTHO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
AM	Valor do ensaio de azul de metileno
CC	Classe de Consequência
CG	Categoria Geotécnica
EA	Equivalente de Areia
EC	Eurocódigo
ELU	Estado Limite Último
ELS	Estado Limite de Utilização
EQU	Perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
GEO	Rotura ou deformação excessiva do terreno
HYD	Levantamento hidráulico, erosão interna e erosão tubular no terreno
IA	Inteligência Artificial
IP	Índice de Plasticidade
IPQ	Instituto Português da Qualidade
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
MEF	Métodos de Elementos Finitos
RSA	<i>Robot Structural Analysis</i>
Sit.	Situação
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
STR	Rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou elementos estruturais
UPL	Perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno devido ao levantamento global

Lista de Símbolos

A_s	área da seção do perfil
c'	coesão efetiva
C_d	valor limite de cálculo do critério relevante de aptidão para a utilização
d	diâmetro do furo
D	deslocamento total
D_x	deslocamento horizontal
D_y	deslocamento vertical
E	módulo de elasticidade
E_d	valor de cálculo do efeito das ações
$E_{dst;d}$	valor de cálculo do efeito das ações desestabilizantes
$E_{stb;d}$	valor de cálculo do efeito das ações estabilizantes
F_d	valor cálculo da ação
F_k	valor característico da ação
FS	coeficiente de Segurança
F_y	tensão de cedência do aço
$G_{dst;d}$	valor de cálculo das ações verticais permanentes desestabilizantes
$G'_{stb;d}$	valor de cálculo do peso submerso da coluna
$G_{stb;d}$	valor de cálculo das ações verticais permanentes estabilizantes
i	raio de giração
I	momento de inércia do elemento
k	rigidez do elemento
K_0	coeficiente de impulso em repouso
K_A	coeficiente de impulso ativo
L	comprimento do elemento
L_{app}	comprimento livre aparente da armadura
L_{eq}	comprimento equivalente da viga
L_{tb}	comprimento do bolbo de selagem da ancoragem

L_{ef}	comprimento livre da ancoragem
$N_{b,Rd}$	valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido
N_{ed}	valor de cálculo do esforço axial de compressão
P_0	valor da carga de blocagem da ancoragem
P_d	valor de cálculo da carga
P_p	valor da carga de ensaio
P_{tk}	valor da carga característica da armadura
$P_{t0,1k}$	valor da carga característica com deformação permanente de 0,1%
$Q_{dst;d}$	valor de cálculo das ações verticais variáveis desestabilizantes
R_a	resistência externa da ancoragem
R_d	valor de cálculo das capacidades resistentes
R_t	resistência interna da ancoragem
$R_{t,k}$	valor característico da resistência à tração de uma pregagem
$R_{t0,1k}$	valor característico da resistência à tração a 0,1% da tensão de cedência
$S_{dst;d}$	valor de cálculo da força vertical de percolação na coluna
s	espaçamento horizontal entre elementos de apoio
SF	<i>strength factor</i> (fator de resistência)
T_d	valor de cálculo da capacidade resistente total ao corte mobilizável
$u_{dst;d}$	valor de cálculo da pressão na água dos poros na base da coluna
W_{nat}	teor natural de água
X_k	valor característico do parâmetro
α	fator de imperfeição
β	ângulo de inclinação da superfície do solo em relação à horizontal
χ	coeficiente de redução da resistência à encurvadura
γ_a	coeficiente parcial de segurança relativo às capacidades resistentes para ancoragens pré-esforçadas
$\gamma_{c'}$	coeficiente parcial para a coesão em tensões efetivas
γ_{cu}	coeficiente parcial para a resistência ao corte não drenada
γ_F	coeficiente parcial de segurança relativo às ações
γ_γ	coeficiente parcial para o peso volúmico

γ_M	coeficiente parcial de segurança relativo aos parâmetros do solo
γ_{qu}	coeficiente parcial para a resistência à compressão uniaxial
γ_R	coeficiente parcial de segurança relativo à resistência
$\gamma_{\phi'}$	coeficiente parciais para o ângulo de atrito interno em tensões efetivas
ϕ'	ângulo de atrito interno do solo
Ψ	coeficiente de combinação
σ_1	tensão normal principal maior (no plano)
σ_3	tensão normal principal menor (no plano)
$\sigma_{sobrecarga}$	valor da pressão do terreno na cortina devida à sobrecarga estimada
σ_{std}	valor de cálculo da tensão total vertical na base da coluna
$\sigma_{Terzaghi-Peck}$	valor da pressão do terreno na cortina obtida pelo método de cálculo de Terzaghi e Peck
σ_Z	tensão normal (fora do plano)
τ_M	resistência lateral ao corte na interface da calda de selagem com o terreno
τ_u	resistência lateral última na interface da calda de selagem com o terreno

1 Introdução

1.1 Enquadramento Geral

A presente dissertação designada “Estruturas Flexíveis de Suporte de Terras: A influência do elemento de suporte no comportamento da cortina. Estudo Paramétrico” está inserida na Unidade Curricular “Dissertação/Estágio/Projeto”, do Mestrado em Engenharia Civil - Ramo de Estruturas do Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP).

As estruturas flexíveis de suporte de terras assumem um papel relevante na Engenharia Civil, com aplicações em variados campos, como nas infraestruturas de transportes ou nos edifícios. A construção de edifícios, principalmente em meios urbanos, motivada pelo crescimento da população e pela falta de espaço livre, leva a uma maior utilização do espaço subterrâneo para construção de pisos enterrados. Esta utilização está associada a escavações profundas de face vertical e contidas por estruturas flexíveis.

As estruturas flexíveis estão sujeitas à deformação por flexão, que promove a redistribuição de tensões no terreno suportado, o que, por sua vez, condiciona o valor das pressões atuantes na estrutura e dos esforços nos elementos de suporte. É possível afirmar que a estrutura e o maciço estão profundamente correlacionados.

A relação entre a estrutura de suporte e o maciço suportado apresenta uma elevada complexidade, o que motivou a aplicação de diversos métodos numéricos para o estudo e dimensionamento deste tipo de estruturas.

Atualmente, estão disponíveis no mercado, diversos sistemas construtivos distintos, que podem ser aplicados na execução de estruturas flexíveis de suporte de terras, cada um com os seus pontos fortes e fragilidades.

1.2 Objetivos

A presente dissertação pretende focar-se na seleção do sistema construtivo mais adequado para cada caso, uma vez que é um dos principais aspetos a ponderar em fase de projeto. A avaliação é realizada através de uma análise numérica expedita que permite comparar as várias soluções e definir a solução mais eficaz para determinado caso.

A análise numérica é realizada através do programa de cálculo automático com formulação por elementos finitos RS2, da *Rockscience* com o qual é possível simular o comportamento do terreno, da cortina e dos elementos de suporte.

A dissertação encontra-se dividida em seis capítulos, tendo como foco o objetivo de avaliar, para um determinado caso, a solução de contenção mais adequada.

O primeiro capítulo introduz a temática e apresenta a dissertação.

O segundo capítulo é dedicado à revisão bibliográfica. Tem como objetivo principal os sistemas construtivos existentes e os diferentes elementos de suporte disponíveis. Neste capítulo são abordados a legislação ligada à segurança e os Eurocódigos.

O terceiro capítulo faz uma apresentação do programa de cálculo automático de elementos finitos, bidimensional, empregue na análise do caso de estudo. É ainda apresentado um programa de cálculo automático de elementos finitos tridimensionais da mesma empresa.

O quarto capítulo corresponde à aplicação prática dos dois capítulos anteriores, através do estudo de uma solução de estrutura flexível de suporte de terras a utilizar na contenção das caves de um edifício. É apresentado um enquadramento geral do caso de estudo, dos pressupostos assumidos na modelação da estrutura e das diferentes hipóteses consideradas. No final, são apresentados os principais resultados e realizada a respetiva análise crítica.

O quinto capítulo apresenta as conclusões relativas à síntese dos resultados obtidos no caso de estudo e são identificados pontos para desenvolvimentos futuros da presente dissertação.

2 Estruturas Flexíveis de Suporte de Terras

2.1 Definição

As estruturas de suporte de terras assumem um papel importante para a Engenharia Civil, sendo utilizadas em vários tipos de obras, como no suporte de escavações, aterros ou taludes naturais, nos casos em que não é possível adotar uma configuração em talude estável.

Em escavações em meios urbanos, devido à limitação do espaço, torna-se quase obrigatória a utilização de estruturas de suporte de terras. Estas estruturas necessitam garantir a estabilidade das construções adjacentes e a segurança dos trabalhos, ocorrendo as escavações em condições muito variadas, de acordo com fatores como as condições do estaleiro, a localização, os materiais a escavar, os prazos de execução, os requisitos ambientais, entre outros.

As estruturas de suporte apresentam um desenvolvimento vertical ou inclinado, com uma natureza provisória ou permanente. Estas são classificadas, tendo em conta o seu comportamento estrutural, em dois grandes grupos: as estruturas de suporte rígidas e as estruturas de suporte flexíveis.

As estruturas de suporte rígidas (Figura 1) experimentam essencialmente movimentos de corpo rígido. Estas características são observadas nos muros de gravidade, muros de betão armado e muros de gabiões, por exemplo.



Figura 1 - Muros de gravidade aplicados nos socalcos do Douro (Santos, 2020).

Por outro lado, as estruturas de suporte flexíveis (Figura 2) são aquelas cujas deformações, induzidas pelas pressões do terreno, produzem um efeito significativo na distribuição das pressões, bem como na grandeza dos impulsos e, conseqüentemente, nos esforços de dimensionamento da estrutura (Matos Fernandes, 1983). São exemplo as paredes moldadas, as cortinas de estacas, as cortinas de estacas-pranchas, as estruturas tipo Berlim provisório (ex. Figura 6) ou as estruturas tipo Berlim definitivas (ex. Figura 11).



Figura 2 - Cortina de estacas ancoradas em obra de estação de metro do Porto (Silva, 2022).

2.2 Regulamentação de Segurança

A realização de trabalhos no subsolo e a escavação de taludes implicam riscos acrescidos para a integridade física dos trabalhadores, devido às conseqüências graves que um soterramento ou desmoronamento pode originar.

O setor da construção é muitas vezes ligado à falta de condições de segurança, resultado do desrespeito pelas normas de segurança por parte dos trabalhadores e pela baixa cultura de segurança por parte das empresas do setor.

O setor da construção foi responsável, entre janeiro de 2021 e abril de 2025, por cerca de 785 acidentes graves e 203 acidentes mortais, correspondendo, aproximadamente, a 31% e a 36% de todas as incidências verificadas em Portugal, de acordo com os dados publicados pela Autoridade das Condições de Trabalho (ACT, 2025).

Os aspetos da segurança, higiene e saúde da construção civil, em Portugal, estão regulamentados por um conjunto de normas e regulamentos (Decretos-Lei, Portarias, entre outros), dos quais se destacam o Decreto-Lei n.º 273/2003, de 29 de outubro, o Decreto-Lei n.º 50/2005, de 25 de fevereiro e o Decreto n.º 41821, de 11 de agosto de 1958.

O Decreto-Lei n.º 273/2003, de 29 de outubro, refere-se às condições de segurança e de saúde no trabalho em estaleiros temporários ou móveis. Este decreto indica algumas prescrições, envolvendo todos os intervenientes de uma obra (dono de obra, autores de projeto, coordenador de segurança em projeto, coordenador de segurança em obra, empreiteiro, subempreiteiros e trabalhadores independentes), com o objetivo de reduzir a sinistralidade no setor da construção. São também indicadas as obrigações de cada interveniente.

No caso dos autores de projeto, é indicado o dever de serem empregues os princípios gerais de prevenção de riscos na elaboração dos seus projetos, de modo a mitigar o risco desde o início do ciclo de uma obra.

Para além do que foi referido anteriormente, é indicada a necessidade de se proceder à elaboração do Plano de Segurança e Saúde do Trabalho, em fase de projeto e em fase de obra. Este documento é baseado no projeto da obra e das condições estabelecidas para a execução da obra.

Os objetivos principais do Plano de Segurança e Saúde do Trabalho consistem em:

- Prever, estimar e mitigar os riscos de acidentes, através do planeamento dos trabalhos, com a definição de atividades simultâneas ou incompatíveis;
- Definir processos e métodos construtivos, selecionando processos mais seguros;
- Definir equipamentos, materiais e produtos a utilizar. Evitar a utilização de materiais ou de produtos perigosos. Optar por equipamentos mais seguros e que estejam de acordo com as várias diretivas aplicáveis;
- Planear o estaleiro de obra;
- Promover a formação aos trabalhadores e a elaboração de procedimentos de emergência para as diversas situações.

No caso dos trabalhos com riscos especiais, como por exemplo, soterramento, queda em altura, afogamento, exposição a agentes químicos ou biológicos, está previsto que a especificação e o pormenor sejam realizados com maior detalhe, através do desenvolvimento de um plano de trabalhos específico para a tarefa.

O Decreto-Lei n.º 50/2005, de 25 de fevereiro, refere-se às condições de segurança e saúde para a utilização de equipamentos de trabalho pelos trabalhadores. Este decreto apresenta algumas medidas para a prevenção de acidentes de trabalho, como por exemplo:

- Obrigação da formação dos trabalhadores para a correta utilização dos materiais e equipamentos;
- Obrigação do empregador proceder à verificação dos equipamentos de trabalho e da obrigatoriedade de relatórios de verificação;
- Indicação das obrigações gerais do empregador;
- Indicação dos requisitos mínimos de segurança e regras de utilização dos equipamentos de trabalho.

As entivações, uma vez que são um equipamento de trabalho, devem cumprir o estipulado pelo Decreto-Lei n.º 50/2005 e, ao mesmo tempo, como são empregues em trabalhos com riscos especiais de soterramento, têm de estar de acordo com o especificado pelo Decreto-Lei n.º 273/2003.

O Decreto n.º 41821, trata-se do Regulamento de Segurança no Trabalho da Construção Civil, publicado em 1958 e estabelece as condições técnicas mínimas de segurança a cumprir para diversos trabalhos. As normas técnicas que constam neste documento, à data, ainda se encontram em vigor. O regulamento sofreu modificações em 1995, com a entrada em vigor do Decreto-Lei n.º 155/95, de 1 de julho, sendo apenas mantido em vigor o que não contrarie o disposto pelo Decreto-Lei n.º 155/95, de 1 de julho, que foi posteriormente revogado e revisto pelo Decreto-Lei n.º 273/2003, de 29 de outubro.

2.3 Tipologias de Estruturas Flexíveis

2.3.1 Entivação

A entivação é uma solução de contenção provisória, de custo reduzido, em que os impulsos do terreno, durante a escavação, são suportados por elementos verticais ou inclinados, cravados no terreno, e pelo escoramento ao solo com elementos oblíquos ou escoramentos entre as duas faces da entivação. Estas soluções são normalmente realizadas com recurso a elementos de madeira, aço ou betão (Brito *et al.*, 2021).

Este tipo de técnica, na construção civil, é útil para os trabalhos de instalação de infraestruturas, algumas fundações, contenção de taludes, execução de trincheiras e de túneis.

A execução desta técnica está sujeita a algumas condicionantes, como as condições geotécnicas do terreno e a ocupação. Devem ser garantidas as exigências funcionais mínimas para o trabalho em questão, tendo em conta os seguintes parâmetros:

- segurança, de modo a garantir a integridade física dos trabalhadores e a ausência de dano de infraestruturas e construções adjacentes;
- geometria, de modo a garantir a adequação às condições geotécnicas, aos trabalhos e a construções vizinhas;
- durabilidade, de modo a garantir a resistência ao período dos trabalhos.

As soluções de entivação podem ser divididas em três tipos, em função do seu método construtivo:

- Entivações Tradicionais, com recurso a elementos de madeira em contacto com o solo, geralmente são tábuas com escoras de madeira. São utilizadas em valas e galerias, a céu aberto, temporárias. Estão em desuso uma vez que não permitem verificar as condições de segurança mínimas (Figura 3);
- Entivações Tradicionais Melhoradas, com recurso a elementos pré-fabricados em madeira, metal ou outro material em contacto com o solo, com escoras metálicas de

fixação mecânica ou hidráulica. São o tipo mais comum de entivação, utilizadas em valas e galerias, a céu aberto, temporárias (Figura 4);

- Entivações Não Tradicionais, através da projeção de argamassas (cimento ou polímeros) ou com recurso a sistemas construtivos de aplicação específica (por exemplo, mangas de borracha para contenção de lençóis de água - Figura 5).



Figura 3 - Entivação tradicional para rede de esgoto (TaurosEmpreendimentos, 2019).

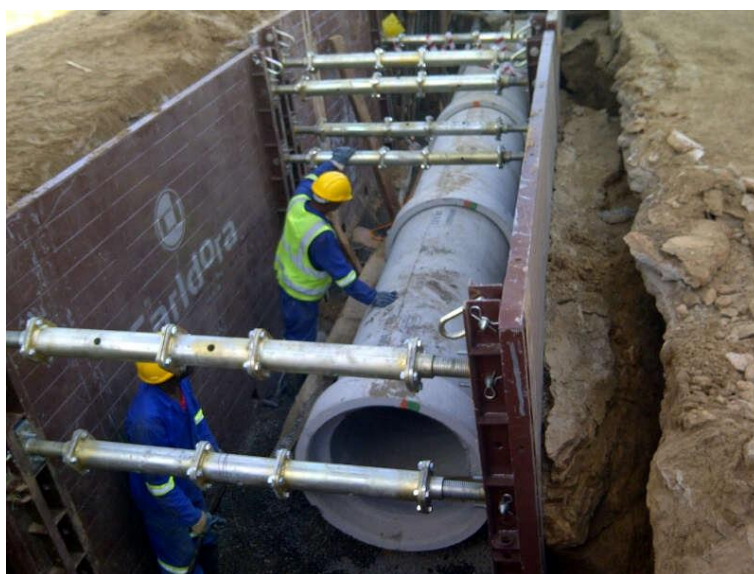


Figura 4 - Entivação tradicional melhorada em obra de infraestrutura (Carldora, 2013).



Figura 5 - Entivação não tradicional para contenção de linha de água existente (Murlac, 2022).

2.3.2 Contenções Periféricas

As contenções periféricas são paredes verticais enterradas e construídas com a função de conter o terreno.

As contenções periféricas podem dividir-se em soluções provisórias ou definitivas, dependendo do seu tempo de utilização. As primeiras servem para garantir as condições de segurança de trabalhos no interior da escavação, sendo posteriormente desativadas; as segundas têm um carácter permanente, integrando a estrutura do edifício.

As principais técnicas de contenção provisória são:

- Estruturas tipo Berlim provisório;
- Cortinas de estacas-prancha.

As principais técnicas de contenção definitiva são:

- Estruturas tipo Berlim definitivas;
- Cortinas de estacas moldadas;
- Paredes moldadas.

Em termos de apoio, as estruturas de apoio flexíveis podem ser classificadas como autoportantes ou encastradas, nos casos em que a estrutura consegue materializar o encastramento na fundação e não exista um apoio (escora ou ancoragem), ou mono-apoiadas ou multi-apoiadas, nos casos em que haja um ou mais níveis de apoios, respetivamente.

2.3.2.1 Estruturas tipo Berlim Provisórias

Este tipo de contenção provisória consiste num conjunto de perfis metálicos, cravados na vertical, com espaçamento uniforme, nos quais se apoiam os elementos de entivação (pranchas de madeira, elementos pré-fabricados de betão ou painéis metálicos).



Figura 6 - Parede tipo Berlim provisória ancorada (Ancorpor, 2020e).



Figura 7 - Parede tipo Berlim provisória escorada (Tgeotecnia, 2021).

A execução destas estruturas é efetuada em dois momentos. No primeiro momento são instalados perfis verticais na escavação e, no segundo, são colocados os elementos horizontais de entivação, de cima para baixo, com a execução de ancoragens (Figura 6) ou escoramentos (Figura 7). Neste tipo de estrutura é necessário executar vigas de distribuição (Figura 8), geralmente metálicas, para distribuição das pressões de terras sobre as pranchas de madeira. Estas solicitam os elementos verticais, que por sua vez solicitam as referidas vigas de distribuição, apoiando-se nos escoramentos ou nas ancoragens, garantindo assim a estabilidade do conjunto.



Figura 8 - Viga de distribuição em parede tipo Berlim provisória (Ancorpor, 2020d).

Após a execução dos trabalhos realizados ao abrigo destas contenções, estas são desativadas ou removidas.

2.3.2.2 Cortinas de Estacas-Prancha

Esta técnica é uma alternativa à anterior. Requer menos mão-de-obra mas mais investimento em materiais e equipamentos. Encontra-se associada a locais com grande quantidade de água e a solos arenosos (Figura 9).

Consiste na utilização de painéis, habitualmente metálicos (Figura 10), encaixados nos adjacentes, formando uma cortina estanque, cravados na vertical até à cota de projeto. Dependendo da altura da escavação, poderá ser necessário proceder ao escoramento ou à colocação de ancoragens.

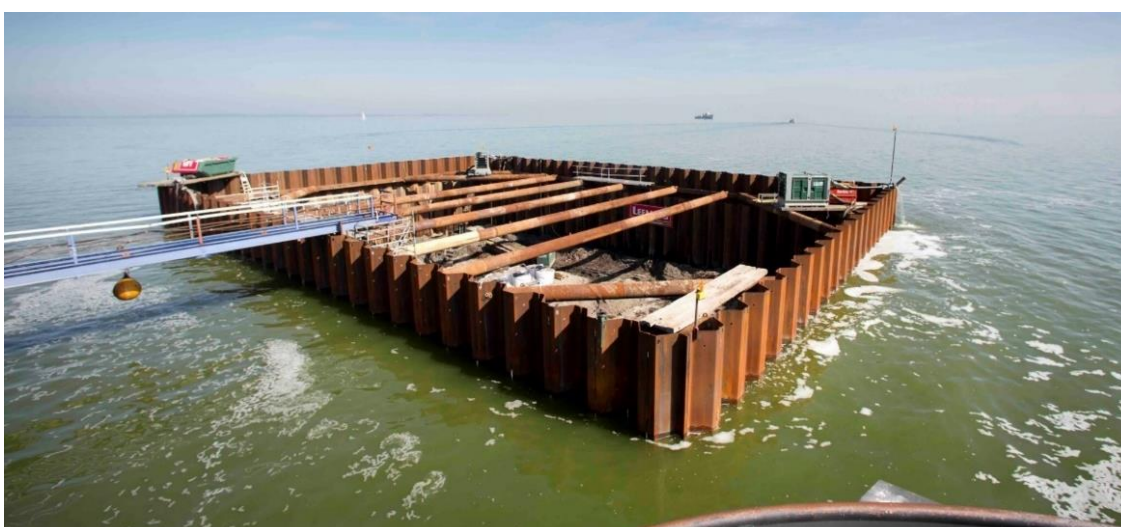


Figura 9 - Cortina de estacas-prancha escorada em ensecadeira (Daniels, 2023).



Figura 10 - Perfis tipo de estacas-prancha: A - tipo AZ (Das and Sivakugan, 2018); e B - do tipo Larssen (Evans Piling Ltd, 2022).

2.3.2.3 Estruturas tipo Berlim Definitivas

Este tipo de contenção periférica definitiva é utilizado com frequência em edifícios localizados em meios urbanos (Figura 11).



Figura 11 - Parede tipo Berlim definitiva ancorada (Ancorpor, 2020c).

Consiste na execução de uma cortina de betão armado, de cima para baixo. Os trabalhos iniciam-se pela instalação prévia de perfis metálicos, em furos pré-escavados ou através de percussão. De seguida é executada uma viga de coroamento. Depois o muro é executado por tramos, em painéis alternados (primários e secundários - Figura 12), através de uma escavação faseada, onde são mantidas banquetas de terreno que ajudam a estabilizar o talude e a equilibrar as pressões temporariamente, limitando as deformações.

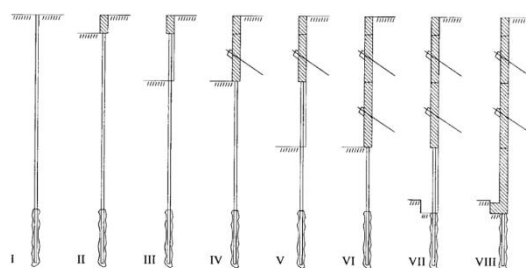
Após a execução dos painéis de uma fase são instaladas e colocadas em serviço as ancoragens. Estas assumem o papel de elementos de apoio e garantem o equilíbrio das pressões de terras, o que permite remover as banquetas e o conseqüente avanço do muro com a execução da fase seguinte.



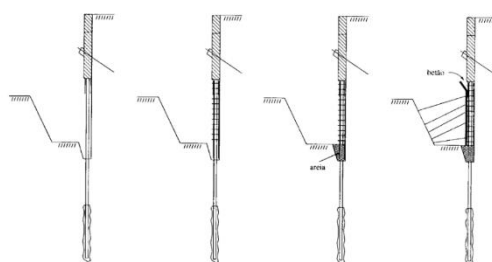
Figura 12 - Execução de painéis secundários no segundo nível de parede tipo Berlim definitiva (Ancorpor, 2020a).

O número de fases desta solução depende da quantidade de níveis de escavação previstos. A título de exemplo, para um muro com três níveis de escavação, o processo construtivo terá oito fases (Figura 13):

- I. Furação, Instalação dos perfis e selagem;
- II. Execução da viga de coroamento;
- III. Escavação do primeiro nível, por painéis alternados;
- IV. Execução, por painéis alternados, do primeiro nível e realização das ancoragens;
- V. Escavação do segundo nível, por painéis alternados;
- VI. Execução, por painéis alternados, do segundo nível e realização das ancoragens;
- VII. Escavação do terceiro nível, por painéis alternados;
- VIII. Execução, por painéis alternados, do terceiro nível.



(a) Descrição geral



(b) Descrição detalhada (fases V e VI)

Figura 13 - Faseamento construtivo de parede tipo Berlim definitiva (Guerra *et al.*, 2003).

A execução de um painel implica:

- Colocação de armaduras;
- Colocação de aterro na base do painel, para deixar livres os arranques do próximo nível;
- Colocação de cofragens e escoramento da face da parede;
- Betonagem através de janelas deixadas no topo das cofragens.

2.3.2.4 Cortinas de Estacas Moldadas

As cortinas de estacas moldadas (Figura 14) recorrem à execução de estacas, com diâmetros geralmente compreendidos entre 600 e 1200 mm, para formar uma parede composta por uma sequência de estacas moldadas no terreno.

Esta solução recorre a um ou mais níveis de apoios, através de ancoragens (Figura 14) ou escoras (Figura 15), de forma a garantir a estabilidade durante a fase de execução da estrutura.



Figura 14 - Cortina de estacas moldadas ancoradas (Ancorpor, 2020g).



Figura 15 - Cortina de estacas moldadas escoradas (Teixeira Duarte Construção, 2025).

As estacas podem ser executadas de forma espaçada entre si (Figura 16), tangentes (Figura 17) ou secantes (Figura 18).

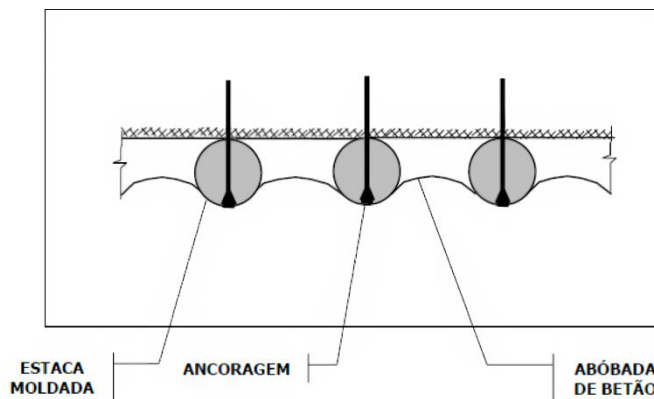


Figura 16 - Corte esquemático de cortina de estacas moldadas espaçadas (Brito, 2002).

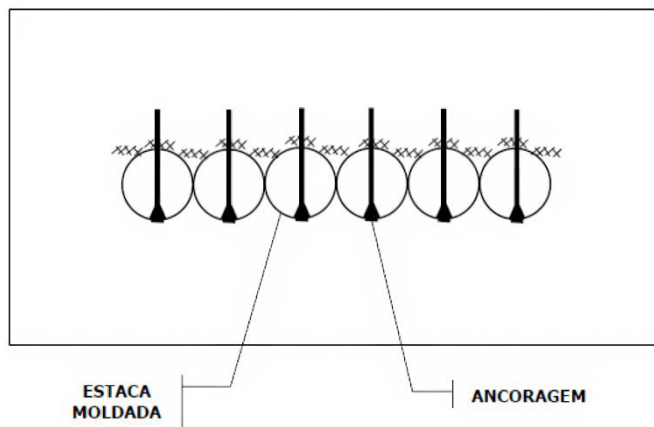


Figura 17 - Corte esquemático de cortina de estacas moldadas tangentes (Brito, 2002).

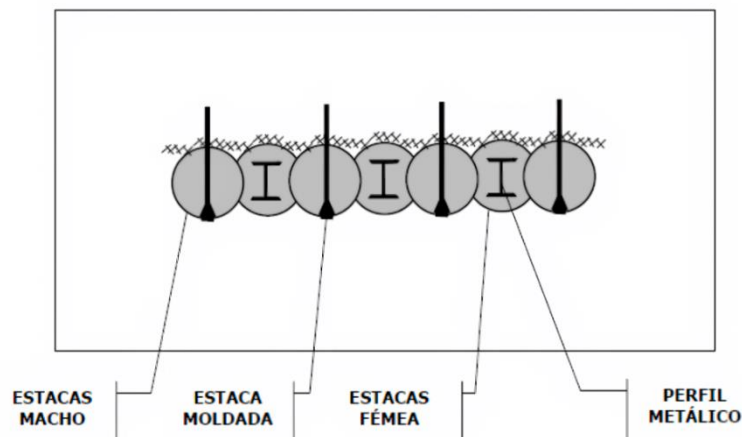


Figura 18 - Corte esquemático de cortina de estacas moldadas secantes reforçadas (Brito, 2002).

Os principais métodos para a execução de estacas recorrem a um trado contínuo, a tubos moldadores recuperáveis ou a lamas bentoníticas (ou polímeros). A seleção do método construtivo é condicionada pelas propriedades dos solos, mais concretamente a resistência das paredes do furo e o nível freático.

As estacas moldadas com recurso a trado contínuo (Figura 19) são realizadas por rotação de um trado contínuo. De forma genérica, o processo construtivo passa pelos seguintes passos:

- I. Posicionamento do equipamento e verticalização do trado;
- II. Furação à cota de fundação;
- III. Betonagem de baixo para cima, recorrendo ao veio oco central do trado;
- IV. Compactação do troço superior da estaca;
- V. Remoção da terra e introdução de armaduras;
- VI. Saneamento da cabeça da estaca.

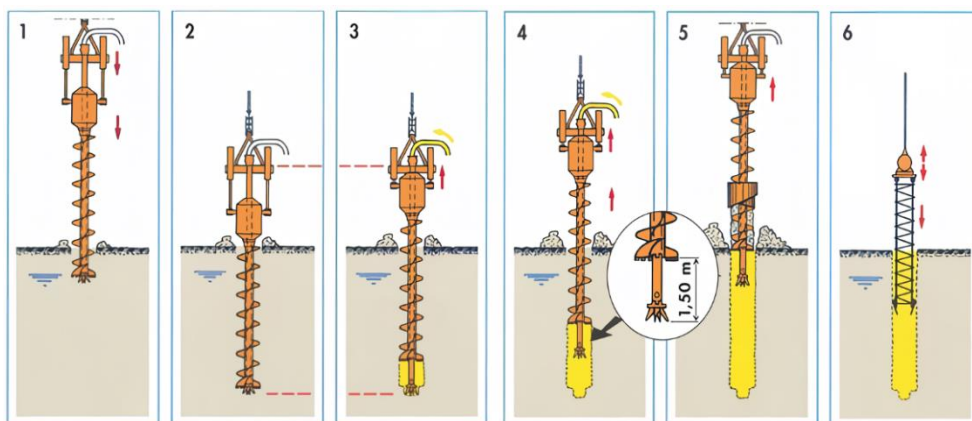


Figura 19 - Processo construtivo de estaca moldada com trado contínuo - Estacas Rodiostar (Rodio, 2019a)

No caso da execução de estacas com recurso a tubo moldador (Figura 20), o procedimento consiste na inserção de um tubo metálico cilíndrico no terreno, de modo a conter as paredes do furo. Posteriormente é removido o solo do interior do tubo com recurso a um trado ou limpadeira. Após a remoção do solo é realizada a betonagem e a remoção do tubo moldador.

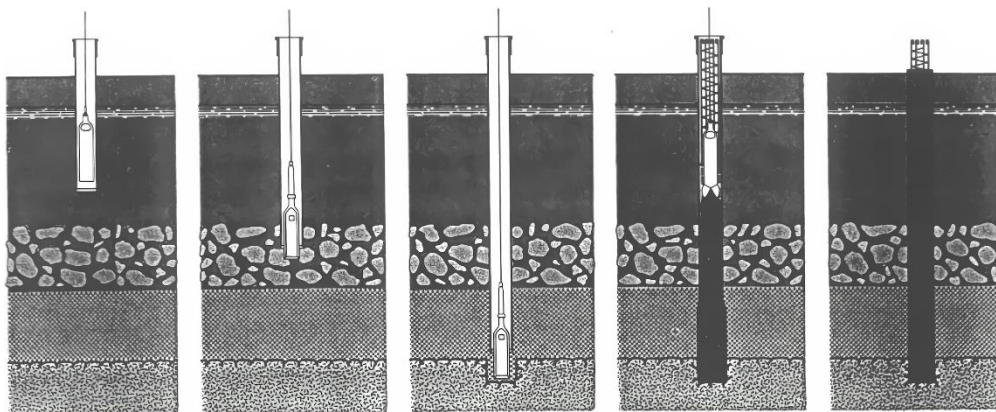


Figura 20 - Processo construtivo típico de estaca com tubo moldador (Brito, 2015).

Esta solução tem, usualmente, as seguintes fases de execução:

- I. Posicionamento do equipamento e verticalização do tubo moldador;
- II. Perfuração prévia (3 a 4 metros) e introdução do primeiro troço do tubo moldador;
- III. Furação e remoção de terras com trado ou limpadeira e inserção de tubo moldador, por cravação, vibração ou rotação, acoplando os segmentos necessários;
- IV. Limpeza da base do furo, com eventual alargamento da base do furo;
- V. Introdução de armaduras;
- VI. Betonagem da estaca, com subida do tubo moldador;
- VII. Compactação do troço superior da estaca;
- VIII. Saneamento da cabeça da estaca.

No caso das estacas executadas com lamas bentoníticas (Figura 21), o tubo moldador é substituído pelas lamas bentoníticas, que garantem a estabilidade do furo durante os trabalhos.

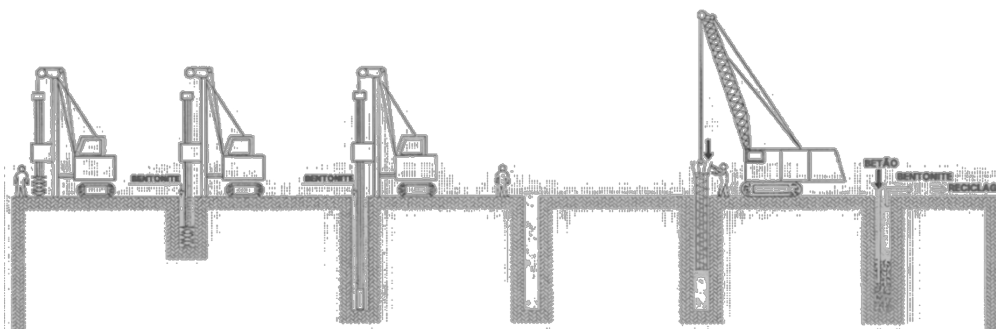


Figura 21 - Processo construtivo típico de estacas executadas com lamas bentoníticas (Brito, 2015)

As fases de execução desta solução são:

- I. Montagem da central de fabrico, distribuição, recuperação e reciclagem de lamas bentoníticas;
- II. Posicionamento do equipamento e verticalização do tubo guia;
- III. Furação prévia e posicionamento do tubo guia;

- IV. Furação, com recurso a limpadeira, adicionando as lamas bentoníticas assim que necessário;
- V. Introdução de armaduras;
- VI. Betonagem da estaca, recolhendo as lamas bentónicas que saem do furo, para reciclagem e posterior reutilização noutras estacas;
- VII. Saneamento da cabeça das estacas.

Após a execução das estacas inicia-se a escavação da frente da cortina, com a colocação de suportes, até à cota definida em projeto.

2.3.2.5 Paredes Moldadas

Esta técnica de contenção de terras é empregue na construção de caves de edifícios e consiste na construção de paredes enterradas de betão armado, com espessura entre 0,40m e 1,50 m, sem a realização da escavação prévia do terreno à frente da parede. Esta técnica minimiza a descompressão e deformação do terreno e das fundações de construções adjacentes.

Apresenta a vantagem, comparando com as outras soluções equivalentes, de garantir uma maior estanquicidade à passagem da água, pelo que são muito utilizadas em solos com nível freático elevado.

As fases de execução desta solução (Figura 22) são:

- I. Montagem da central de fabrico, distribuição, recuperação e reciclagem de lamas bentoníticas;
- II. Execução dos muros-guia, ao longo do eixo da parede, com altura e largura adequadas;
- III. Posicionamento do equipamento;
- IV. Escavação do painel, por balde de maxilas ou por hidrofresa, com adição de lamas bentoníticas;
- V. Colocação de perfis de junta entre painéis;
- VI. Colocação de armaduras, incluindo os negativos necessários para ancoragens;
- VII. Betonagem do painel, recolhendo as lamas bentónicas que saem do furo, para reciclagem e posterior reutilização.

Após terminados os painéis é realizado o saneamento do betão na zona superior dos painéis e executada a viga de coroamento. Posteriormente, é efetuada a escavação da frente do muro até à cota final, com a colocação de apoios (escoras ou ancoragens), conforme previsto em projeto.

A estabilização provisória de cada troço é feita com recurso a lamas bentoníticas (ou polímeros). As lamas bentoníticas são uma suspensão de bentonite em água, com a eventual adição de outros aditivos, como floculantes, cimento ou materiais fibrosos.

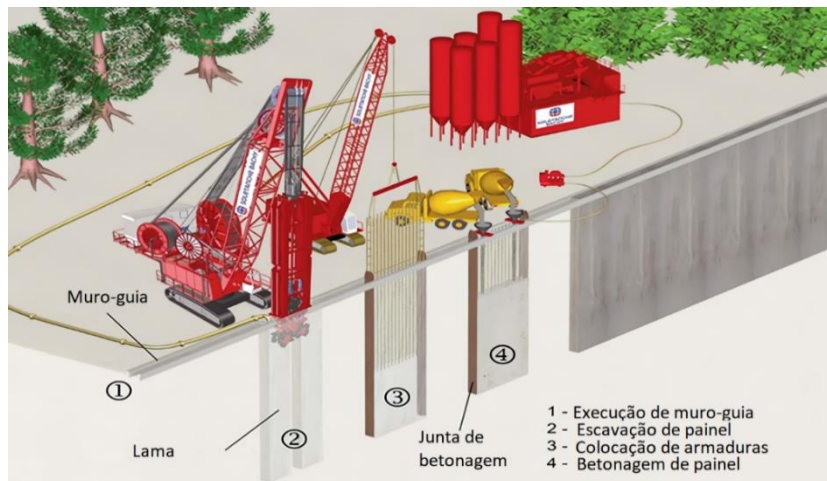


Figura 22 - Processo construtivo típico de uma parede moldada (Rodio, 2019b).

A lama bentonítica possui a particularidade de ser tixotrópica, isto é, a sua viscosidade diminui se agitada e forma uma película nas paredes da escavação, designada por *cake* (Figura 23). Esta película impermeabiliza as paredes e estabiliza-a, uma vez que mantém uma pressão hidrostática no interior da escavação superior à pressão total existente no exterior.

Como alternativa às lamas bentoníticas, podem ser usados polímeros orgânicos (*geomud*), que são biodegradáveis e não necessitam de filtragem após utilização (Brito *et al.*, 2021).

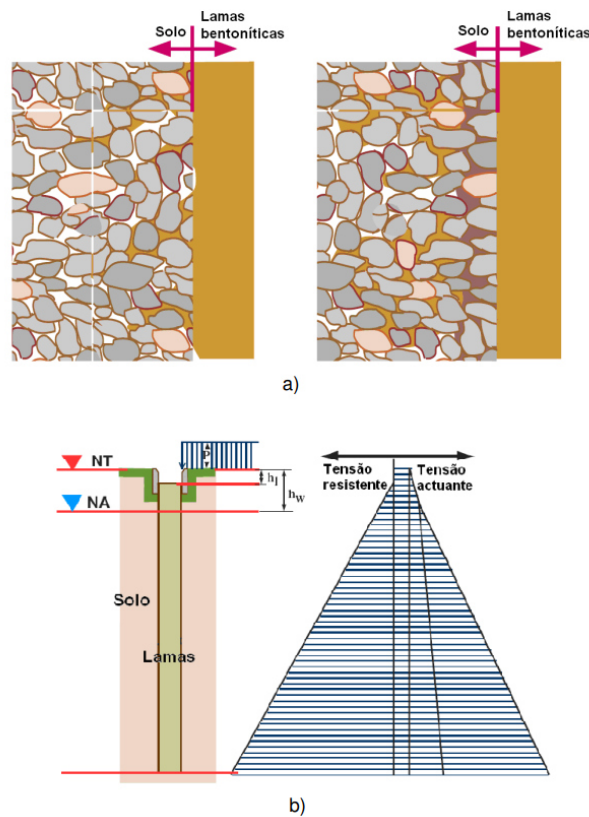


Figura 23 - a) Formação da película; b) Ação estabilizadora da bentonite (Rocha, 2010).

As lamas bentoníticas são preparadas no estaleiro de obra, em central (Figura 24), dotada dos meios para armazenar, produzir, recuperar e reciclar.

A bentonite e os restantes materiais são acondicionados em zonas próprias, sendo depois encaminhados para a zona de preparação (central de fabrico), onde são doseados e misturados até à obtenção de uma mistura homogénea, que continua a ser agitada até à bombagem para o interior das valas.

As lamas utilizadas nos trabalhos são recolhidas e transportadas até à central de recuperação e reciclagem. A central de recuperação e reciclagem é composta por tanques, para os quais são bombeadas as lamas e realizada a separação dos detritos (areias) através de crivos, vórtices e decantadores. Este procedimento permite recuperar parte das lamas anteriormente utilizadas, de forma a reduzir custos com a compra de mais bentonite ou os custos associados ao transporte da totalidade das lamas contaminadas até um operador licenciado para o seu tratamento, e assim, evitar o lançamento para o meio ambiente de materiais contaminados com bentonite.

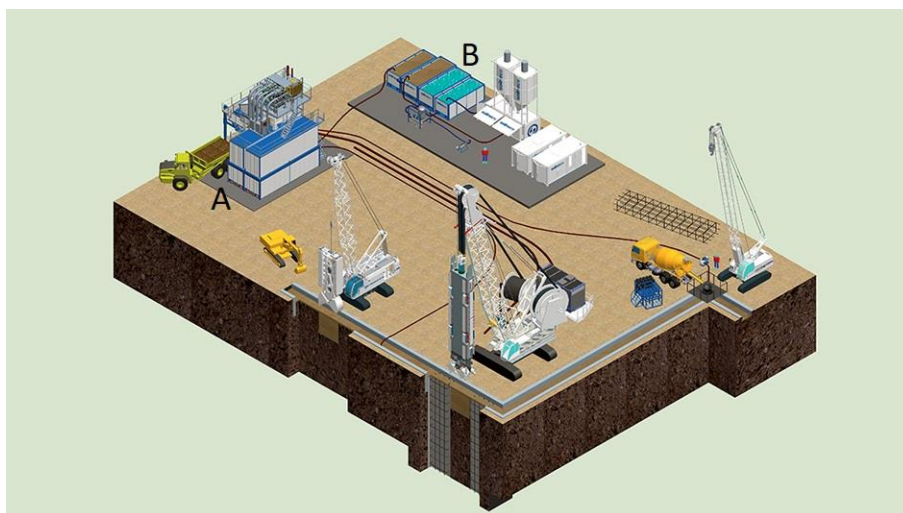


Figura 24 - A) Central de fabrico, recuperação e reciclagem de lamas bentoníticas e B) zona de armazenagem de materiais (TREVICOS, 2025).

Nos casos onde, por limitação do espaço disponível em estaleiro de obra, não seja possível instalar a central de fabrico, recuperação e reciclagem, pode recorrer-se aos polímeros.

Os muros-guia (Figura 25) são elementos auxiliares de betão armado, com uma altura entre 80 e 150 cm, determinada de modo a garantir que o nível das lamas durante todo o processo fica situado entre as cotas superior e inferior do muro. Estes possuem uma abertura ligeiramente superior à da parede moldada a construir.

Os objetivos destes elementos são:

- Guiar e suportar impactos do equipamento de escavação;
- Suportar as cargas provocadas pela maquinaria empregue, permitir a suspensão das armaduras para realização de emendas ou durante a betonagem;

- Controlar o nível das lamas bentoníticas.



Figura 25 - Execução de muros-guia (BUMI, 2013).

A escavação, tal como anteriormente referido, é executada por troços e por frentes de obra. Os troços podem ser consecutivos ou alternados, de acordo com o planeamento realizado para a obra. A dimensão de cada painel é condicionada pelo equipamento utilizado na escavação e pela capacidade de betonagem. A profundidade, por sua vez, é definida em projeto, de acordo com as propriedades do terreno e da estrutura (por exemplo, a cota do último piso de cave).

A escavação pode ser realizada com recurso a dois tipos de equipamentos: baldes de maxilas com acionamento mecânico (Figura 26), que escavam e removem as terras e as hidrofresas (Figura 26), que desagregam o terreno com as rodas de corte e o material é removido pela bombagem de lamas.



Figura 26 - Balde de maxilas (Liebherr, 2025a) e hidrofresa (Liebherr, 2025b).

Terminada a escavação do painel, é inserido o perfil de junta, que usualmente são tubos metálicos de seção semicirculares ou poligonais, com junta do tipo perfil *waterstop* (Figura 27). Este elemento é inserido para melhorar a resistência à passagem de água do terreno através das juntas de construção. Após a cura do betão do painel, os tubos de junta são removidos, com recurso a macacos hidráulicos.



Figura 27 - Perfil de junta com junta do tipo *waterstop* (Spada, 2017).

As armaduras são preparadas em estaleiro, com a colocação de espaçadores, que garantem o recobrimento e o correto posicionamento das armaduras no interior do painel. Existe a possibilidade de prever os negativos para ancoragens, sendo estas transportadas até ao local de instalação com recurso a grua e inserida no interior do painel (Figura 28).



Figura 28 - Inserção de armaduras em painel de parede moldada (Ancorpor, 2020h).

A betonagem é semelhante ao exposto para as estacas moldadas, ou seja, de baixo para cima, com recurso a uma tremonha, que expulsa as lamas bentónicas do painel. Estas são recolhidas para recuperação e reciclagem. O perfil de junta é depois recuperado para reutilização.

Após a cura do betão é necessário proceder ao saneamento do betão contaminado que se acumula na superfície e à execução da viga de coroamento, que pretende unir todos os painéis executados.

Executada a totalidade dos painéis, procede-se à escavação do terreno, sendo muitas vezes necessário colocar apoios temporários, que poderão ser escoras (Figura 29) ou ancoragens (Figura 30), e que permitem limitar a deformação da parede moldada e os deslocamentos do terreno.

A seleção do tipo de apoio depende das condições do local de implantação (por exemplo caves de edifícios adjacentes), e por uma análise económica, que permite definir a solução mais vantajosa para determinado caso.

O número de apoios e a sua localização são definidos em projeto e dependem dos impulsos do terreno e das edificações adjacentes, de modo a garantir a segurança dos trabalhadores e a limitação dos assentamentos de edifícios adjacentes a níveis aceitáveis.



Figura 29 - Parede moldada escorada (Rodio, 2019b).



Figura 30 - Parede moldada ancorada (Ancorpor, 2020f).

Após atingir a cota de fundação da superestrutura do edifício é iniciada a construção da superestrutura do edifício (fundações, pilares e lajes de piso). As lajes de piso podem ser ligadas à parede moldada através de:

- Armaduras deixadas em espera ao nível de cada piso;
- Negativos deixados no painel;
- Soldadura de elementos metálicos embebidos na parede;
- Roços abertos *à posteriori*;
- Armaduras chumbadas à parede moldada com resinas epóxi.

Com a construção da superestrutura do edifício, os apoios temporários deixam de ser necessários, podendo ser então desativados.

2.3.2.6 Técnicas de Melhoramento de Solos

As técnicas de melhoramento de solos têm como o objetivo o melhoramento das propriedades mecânicas dos terrenos naturais. São técnicas utilizadas para reduzir a deformabilidade do maciço, aumentar a resistência ao corte, aumentar a permeabilidade de maciços argilosos, entre outros.

Apesar de não serem diretamente uma tecnologia de contenção de terras, são utilizadas em conjugação com os métodos de contenção de terras para a construção de estruturas de suporte. Permitem, assim, construir em segurança (evitar o colapso do terreno ou a ocorrência de deformações excessivas) em locais geotecnicamente mais difíceis.

As principais técnicas de melhoramento de solos são:

- Compactação dinâmica;
- Vibrocompactação;

- Injeções;
- *Jet Grouting*;
- *Cutter Soil Mixing (CSM)*;
- Pré-carga e Geodrenos.

2.4 Elementos de Suporte

Associados às tecnologias construtivas apresentadas, há elementos estruturais que garantem o equilíbrio das pressões do terreno, permitindo a execução em segurança das estruturas flexíveis de contenção de terras.

Os elementos de suporte podem ser agrupados em três grandes grupos:

- Escoras;
- Ancoragens;
- Pregagens.

2.4.1 Escoras

As escoras podem ser utilizadas para o suporte das cortinas e paredes associadas às tecnologias referidas em 2.3. É mais comum a sua adoção em escavações de reduzida largura, pois para escavações mais largas o peso próprio e a encurvadura da escora assumem uma importância significativa no seu dimensionamento. Em escavações mais estreitas são geralmente considerados perfis H. Em escavações mais largas as seções circulares são mais adequadas (Figura 15). Normalmente são de aço, mas podem ser de betão ou madeira, em função das forças envolvidas.

Na Figura 31 é mostrado um exemplo da utilização de escoras para contenção provisória da escavação, no decurso da obra de construção de novas linhas de metropolitano na cidade do Porto, de modo a permitir a execução de trabalhos no subsolo.

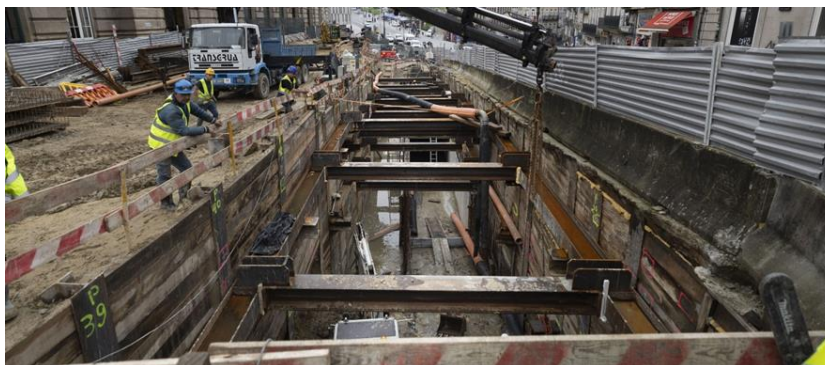


Figura 31 - Escoras metálicas em parede do tipo Berlim provisória (Correia, 2024).

Na abertura de valas ou em escavações de largura limitada, as escoras são geralmente horizontais. Em escavações de maior largura, o escoramento horizontal poderá implicar a

criação de apoios intermédios, podendo ainda ser uma solução, em determinadas circunstâncias, o escoramento inclinado (Figura 32).



Figura 32 - Escoras metálicas inclinadas em parede de estacas-pranchas (IRONLOT, 2025).

Em alguns casos particulares, onde é pretendido limitar a deformação do solo, devido à existência de construções adjacentes, recorre-se à utilização de escoras pré-esforçadas (Figura 33).

Durante a escavação, a estrutura de suporte de terras desloca-se para o interior, devido ao impulso ativo do maciço no tardo, provocando uma diminuição da tensão horizontal e um aumento da tensão de corte. Este deslocamento acaba por aumentar a deformabilidade do terreno. O pré-esforço aplicado nas escoras pretende repor, de forma total ou parcial, a tensão horizontal instalada no terreno antes da escavação, de forma a diminuir a tensão de corte e a deformabilidade do maciço e reduzir a deformação da cortina e do maciço.

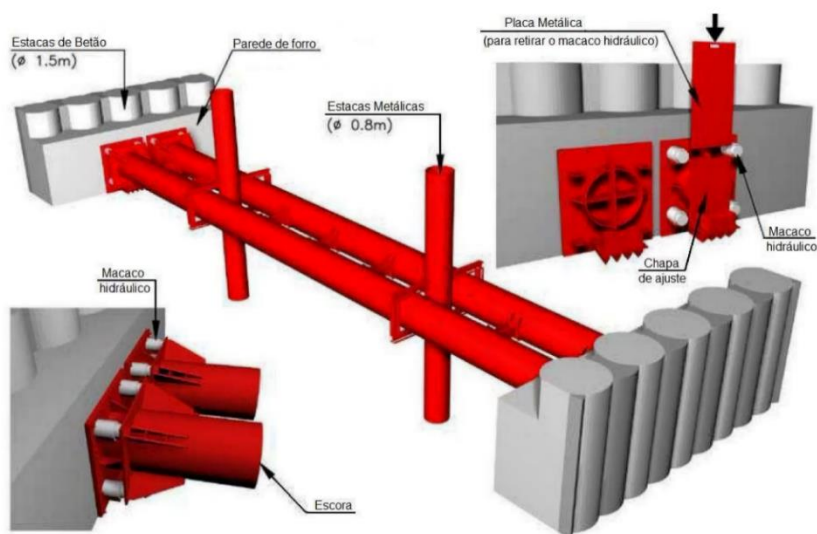


Figura 33 - Pormenor de escora pré-esforçada (Gomes, 2009).

O pré-esforço pode ser realizado de várias formas, sendo que o método mais comum consiste na colocação de macacos hidráulicos numa extremidade e, após a instalação da escora no

local, esta é comprimida, permitindo a colocação de elementos de ajuste (parafusos ou cunhas) e a posterior remoção dos macacos.

Outra forma de realizar o pré-esforço das escoras é através do faseamento da escavação (Figura 34). Esta técnica apenas é possível quando a sensibilidade aos assentamentos é distinta dos dois lados da escavação. A escavação é iniciada pelo lado menos sensível, que origina o deslocamento da estrutura e provoca uma carga axial de compressão na escora, funcionando como um pré-esforço aquando da escavação do lado mais sensível.

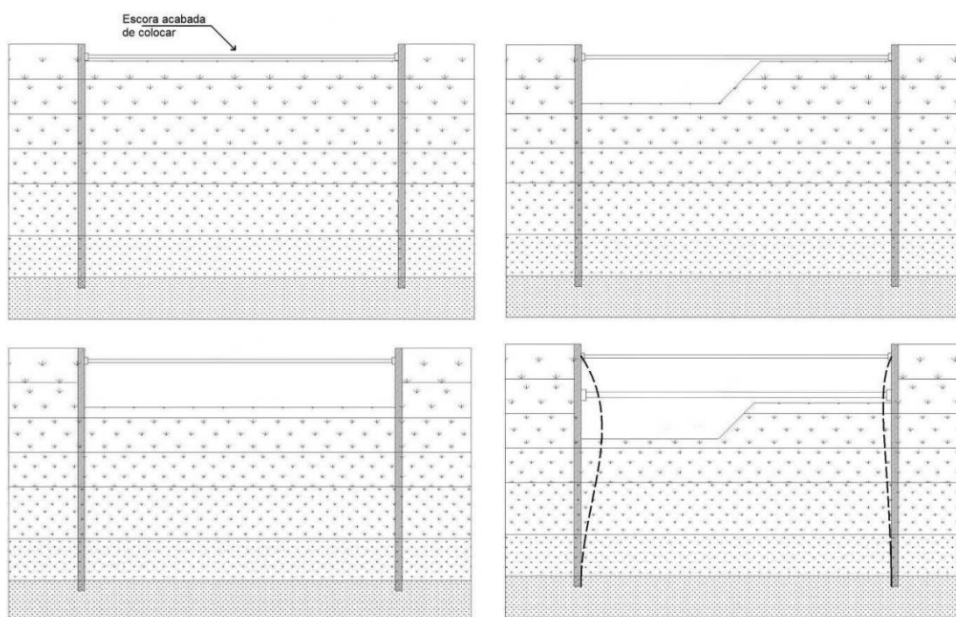


Figura 34 - Pré-esforço de escoras através do faseamento da escavação (Gomes, 2009).

As escoras são igualmente utilizadas em complemento de outros elementos de suporte, como as ancoragens e pregagens, nos apoios nas esquinas entre os vários painéis (Figura 35).

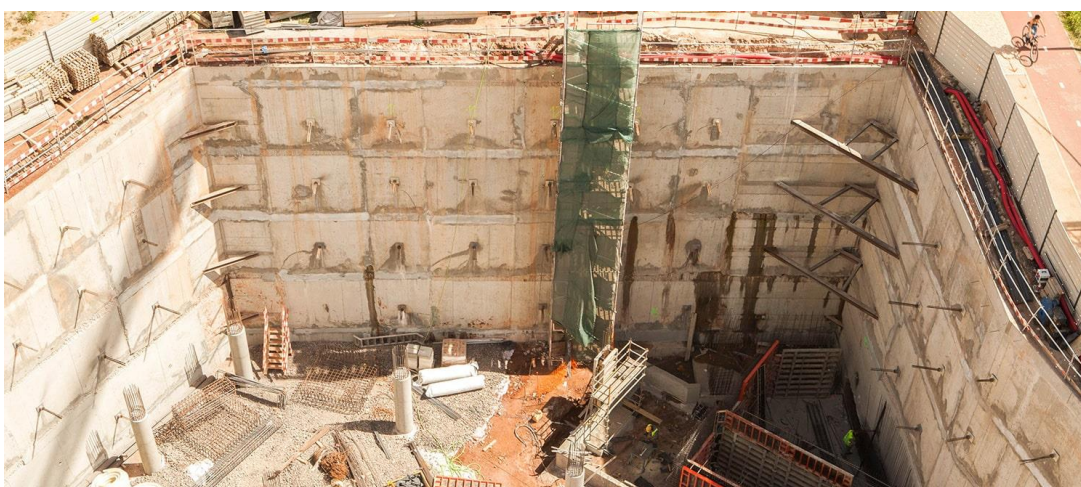


Figura 35 - Escoramento em parede tipo Berlim definitiva ancorada (Ancorpor, 2020b).

O escoramento apresenta as seguintes vantagens:

- É uma técnica simples e económica;
- Não requer mão-de-obra especializada para a sua execução.

Contudo, apresenta as seguintes desvantagens principais:

- Causa atravancamento do local de trabalho, dificultando o acesso e os trabalhos;
- Em escavações profundas pode ser necessário recorrer ao pré-esforço das escoras para limitar as deformações do terreno.

2.4.2 Ancoragens

As ancoragens são amplamente utilizadas nas soluções de contenção. Estes elementos funcionam à tração, de forma a transmitir o esforço à zona de selagem situada no tardo da cortina, comprimindo o elemento de contenção contra o terreno, o que permite mobilizar a resistência deste. Assim sendo, possibilita a restrição dos deslocamentos da estrutura de contenção e contribui para a estabilização do maciço terroso ou rochoso (Rodrigues, 2023).

As ancoragens também são utilizadas na estabilização de taludes e de túneis, e em casos onde ocorre o levantamento global em estruturas enterradas.

O projeto de uma ancoragem é realizado com base no Eurocódigo 7 (NP EN 1997-1:2010), acompanhado de outros Eurocódigos relevantes como o “EC 0” (NP EN 1990:2009), “EC 1” (NP EN 1991-1:2009), “EC 2” (NP EN 1992-1-1:2010) e o “EC 3” (NP EN 1993-1-1:2010). A execução de ancoragens é regulada pela norma europeia NP EN 1537:2016. Os ensaios de ancoragens são regulados pela norma europeia NP EN ISO 22477-5:2018.

As ancoragens em estruturas de suporte flexíveis são executadas através de furos inclinados de pequeno diâmetro no tardo da cortina, onde, posteriormente, são inseridos os elementos metálicos com elevada resistência que, após a execução da selagem da sua extremidade inferior, com a injeção de calda de cimento, são pré-esforçados.

As ancoragens podem ser classificadas como provisórias ou definitivas. De acordo com a norma EN 1537:2016, uma ancoragem definitiva apresenta uma vida útil superior a dois anos, enquanto uma ancoragem provisória dispõe de uma vida útil inferior. As ancoragens provisórias apresentam uma natureza temporária, necessária apenas para garantir a estabilidade da estrutura de contenção durante a execução dos trabalhos. A título de exemplo de ancoragens provisórias, as ancoragens empregues em paredes moldadas em caves de edifícios, deixam de ser necessárias após a execução das lajes de piso. Já as ancoragens definitivas devem garantir a integridade e estabilidade permanente da obra, durante toda a sua vida útil, como por exemplo, as ancoragens aplicadas em muros de suporte em infraestruturas rodoviárias.

Os principais elementos de uma ancoragem encontram-se representados na Figura 36 e são:

- Cabeça da ancoragem;
- Elemento ativo (Armadura);

- Bainha de proteção;
- Bolbo de selagem (zona fixa);
- Comprimento livre.

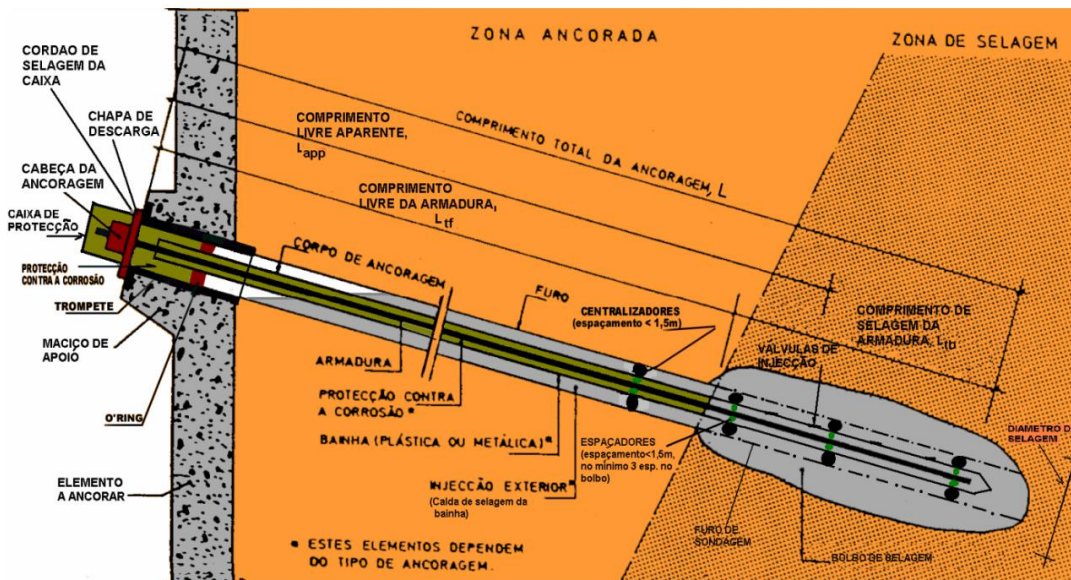


Figura 36 - Constituição tipo de ancoragem definitiva (Carvalho, 2009).

A cabeça de ancoragem (Figura 38) tem como função principal fixar a armadura da ancoragem ao suporte. É neste componente que é aplicado o pré-esforço, devendo este permitir a aplicação de cargas, especialmente cargas de ensaio e de blocagem (Carvalho, 2009).

A cabeça de ancoragem (Figura 37) varia de acordo com o tipo de elemento ativo utilizado e é geralmente composta por chapa de descarga, placa porta-cunhas e as cunhas cónicas ou porca.

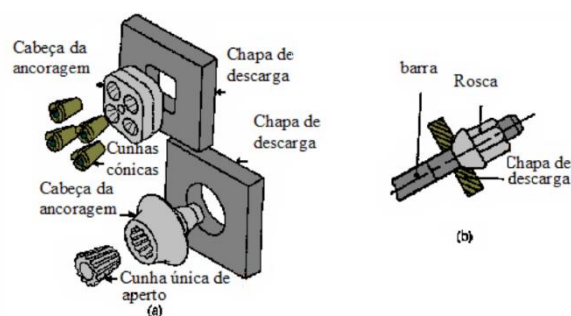


Figura 37 - Pormenor da cabeça de ancoragem, (a) para cordões ou fios e (b) para barras (Carvalho, 2009).

Após a execução da ancoragem, no caso de esta ser definitiva, é necessário proteger a sua cabeça contra a ação dos agentes ambientais, através da adição de uma proteção externa definitiva, do tipo caixa de proteção de betão ou uma tampa de PVC ou de aço.

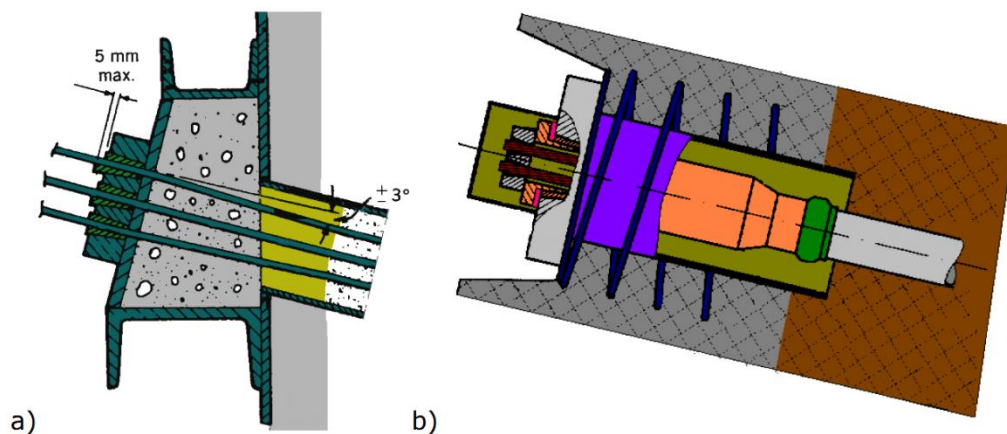


Figura 38 - Cabeças de ancoragem: provisória (a) e definitiva (b) (Carvalho *et al.*, 2012).

O elemento ativo (Figura 39) é composto por armaduras de pré-esforço que podem ser formadas por varões, barras, cordões ou combinações dessas estruturas dispostas paralelamente em feixes.



Figura 39 - Armaduras de pré-esforço: barra (A) ou cordão (B), adaptado de (Sabatini *et al.*, 1999).

A zona livre da ancoragem é a distância entre a secção inicial da selagem e a cabeça da ancoragem. Esse trecho da armadura de pré-esforço permanece livre para se deformar elasticamente, sem transferência de carga, e deve estar eletricamente isolado do solo circundante (Carvalho, 2009). O tipo de proteção aplicada nesta zona depende se é uma ancoragem provisória ou definitiva, devendo ser eficaz no período de vida útil. A norma NP EN 1537:2016 prevê dois níveis de proteção: simples e dupla.

A proteção simples é conferida pelo preenchimento da bainha de pré-esforço, de natureza metálica ou plástica (polietileno), com um material inibidor da corrosão ou manga termo-retrátil. A proteção dupla pode, por exemplo, ser conferida encapsulando os cabos em bainhas individuais, preenchidas com um material inibidor da corrosão, envolvidas por uma bainha comum (Figura 40).

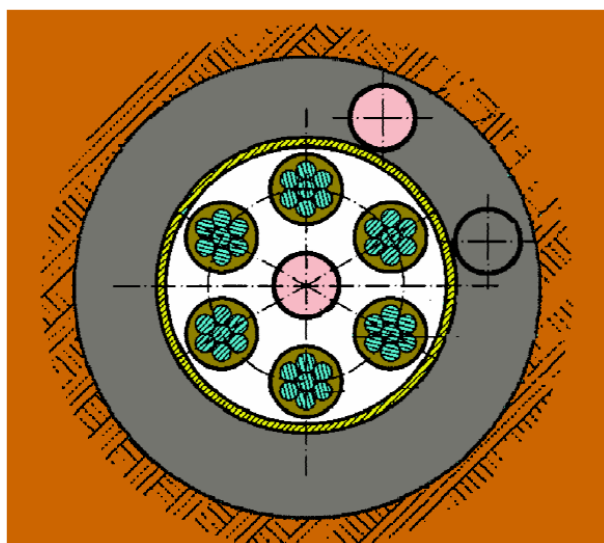


Figura 40 - Seção transversal tipo da zona livre de ancoragem definitiva (Carvalho, 2009).

O bolbo de selagem (Figura 41) representa parte resistente da ancoragem, obtida por meio da injeção de calda de selagem a alta pressão. Após o endurecimento da calda e aplicado o pré-esforço transmite-se a carga da armadura de pré-esforço para a calda e, por sua vez, da calda para o solo.

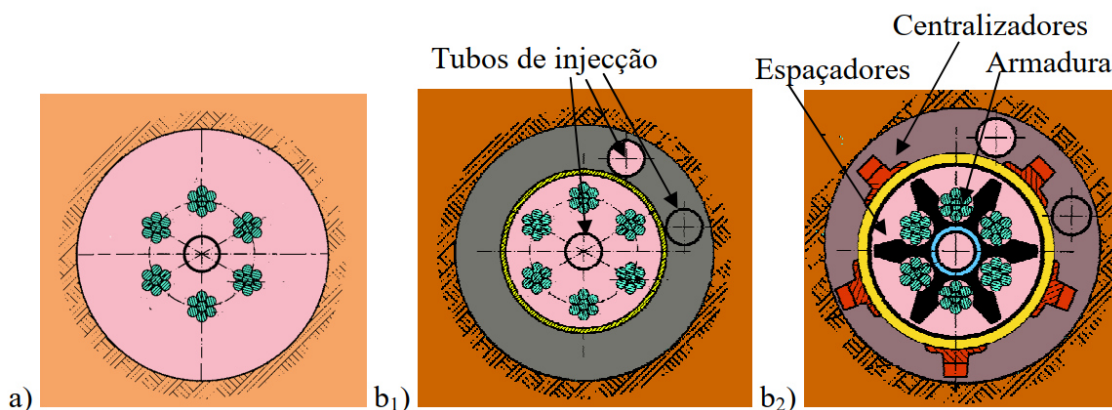


Figura 41 - Seção transversal tipo do bolbo de selagem. a) Ancoragem provisória; b1) seção simples; b2) seção com centralizados e espaçadores (Carvalho, 2009).

A injeção da ancoragem pode ser realizada por diferentes técnicas, de acordo com o tipo de terreno e as exigências do projeto. Os principais métodos de injeção são a injeção global unitária (sistema IGU) e a injeção repetitiva e seletiva (sistema IRS).

Na injeção global unitária, o volume total da calda é injetado de uma só vez por uma única saída (Figura 42). No sistema IRS, o tubo de injeção possui várias válvulas antirretorno (*manchette*), distribuídas ao longo do comprimento de selagem (Figura 43). É utilizado um obturador duplo para permitir a injeção por troços sequenciais. As injeções são repetidas, com pressões crescentes até ser atingida a pressão de projeto (Brito *et al.*, 2021).

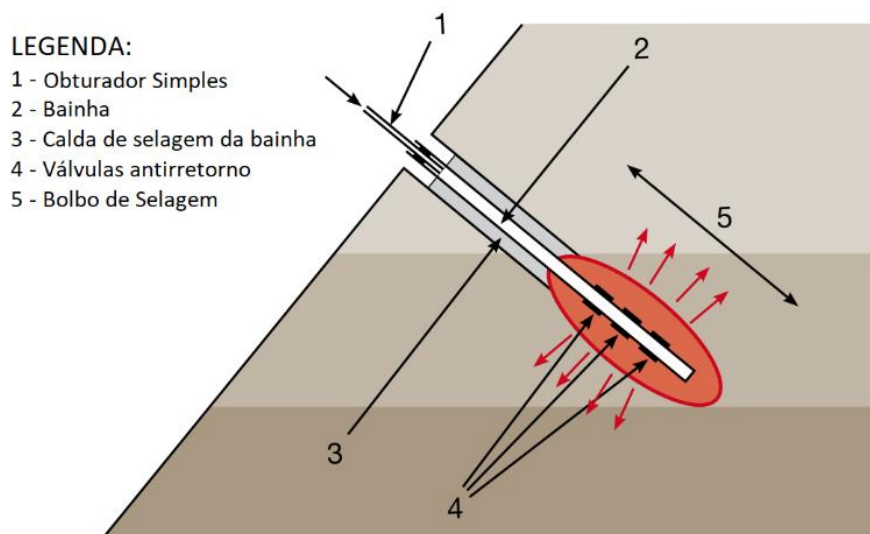


Figura 42 - Esquema de injeção global unitária, adaptado de Volcke (2021).

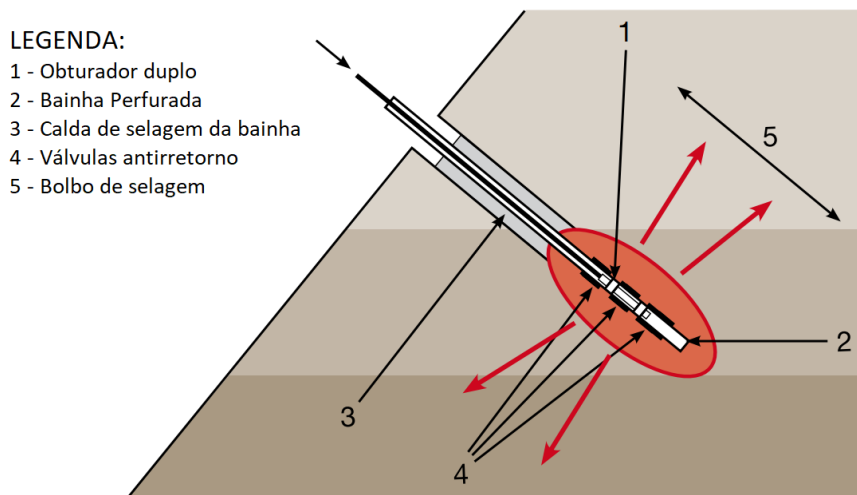


Figura 43 - Esquema de injeção repetitiva e seletiva, adaptado de Volcke (2021).

Além dos elementos acima referidos, é necessário recorrer a acessórios, tais como centralizadores (mantêm a armadura centrada, garantido o recobrimento de calda à volta da armadura) e espaçadores de armaduras (que promovem uma distribuição uniforme da calda injetada, facilitando sua passagem).

O faseamento construtivo típico de uma ancoragem (Figura 44) é composto pelas seguintes fases:

- A. Realização da furação, com diâmetro usualmente compreendido entre os 10 a 15 cm;
- B. Introdução de armaduras;
- C. Selagem e injeção de calda para formação do bolbo de selagem;
- D. Aplicação de pré-esforço.

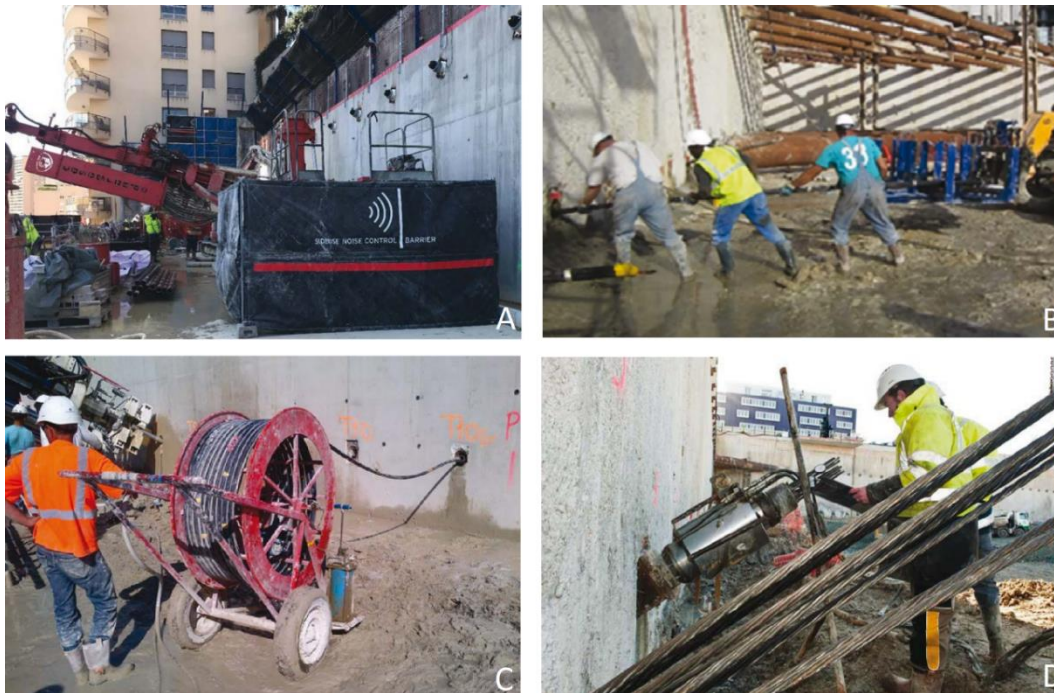


Figura 44 - Passos de execução de uma ancoragem (Volcke, 2021).

As ancoragens apresentam como principais vantagens:

- Como são elementos pré-esforçados, logo ativos, são eficazes no controlo dos deslocamentos horizontais da cortina;
- Deixam livre o interior da escavação.

As principais desvantagens são:

- O seu custo é elevado;
- A sua execução é demorada;
- Necessitam de equipamentos e mão-de-obra qualificados;
- Limitações da solução causadas por caves de edifícios nas imediações.

2.4.2.1 Tipos de Ancoragens

As ancoragens podem agrupar-se e classificar-se por tipos, de acordo com o tempo de vida útil, o tipo de terreno e a forma de transferência de carga.

No que se refere ao tipo de terreno, uma ancoragem pode ser executada em solos ou rochas, o que condiciona a escolha do método de injeção.

Em relação à forma de transferência de carga, esta é dependente da configuração do bolbo de selagem. A sua forma varia em função do tipo de terreno e do método de injeção aplicado. Segundo Xanthakos (1991) podem ser identificados quatro tipos (A, B, C e D), que são indicados na Figura 45 e descritos de seguida.

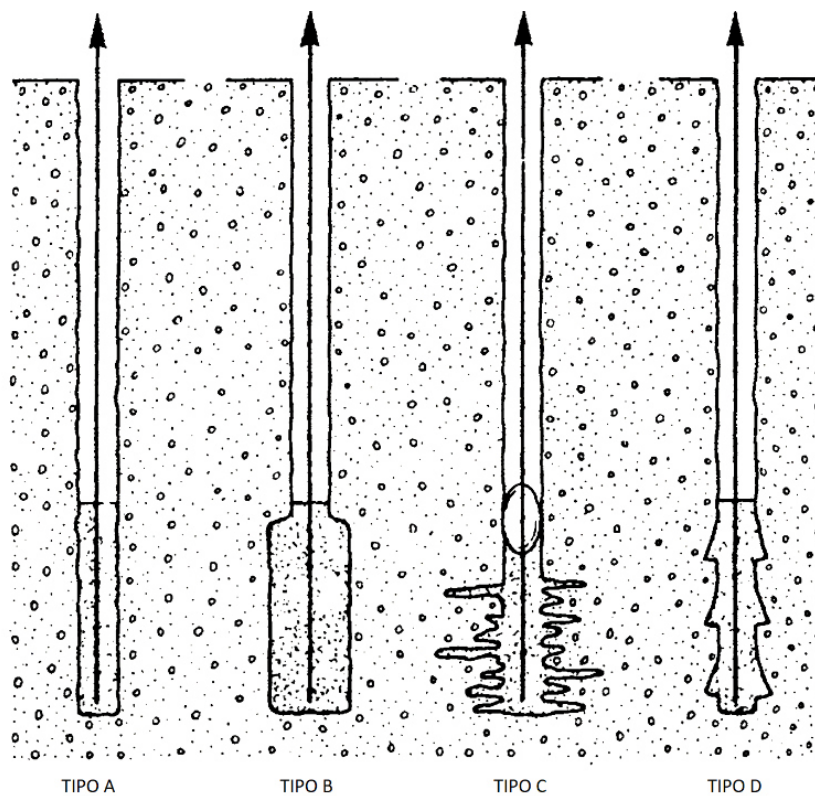


Figura 45 - Classificação das ancoragens de acordo com a forma de transferência de carga, adaptado de Xanthakos (1991).

A ancoragem do tipo A é caracterizada por um furo cilíndrico de diâmetro uniforme, que pode ou não ser revestido, dependendo da necessidade de estabilidade do furo. É empregue em maciços rochosos e em solos argilosos muito duros a duros. O mecanismo de transferência de cargas ocorre por meio da mobilização da resistência ao corte ao longo da interface solo-calda. A injeção é feita pela ação da gravidade.

A ancoragem do tipo B é criada como se fosse um cilindro ampliado dentro de um furo revestido, utilizando injeção de baixa pressão. O processo pode envolver um tubo de revestimento ou um obturador. É empregue em maciços de rochas brandas fissuradas e em solos sedimentares (aluviões grossos). Esta técnica aumenta o diâmetro efetivo do bolbo de selagem, permitindo que a calda de cimento se infiltre nos poros ou fraturas naturais do solo sem causar perturbações significativas. O mecanismo de transferência de cargas ocorre inicialmente por meio da mobilização da resistência ao corte ao longo da interface solo-calda e eventualmente da resistência à compressão do terreno na extremidade superior.

Na ancoragem do tipo C é criado como um cilindro ampliado dentro de um furo revestido, utilizando injeção de alta pressão, impondo que a calda de cimento penetre no solo de forma irregular e expandindo o bolbo de selagem. É empregue em solos arenosos e solos argilosos duros. O mecanismo de transferência de cargas ocorre pela mobilização da resistência ao corte ao longo da interface solo-calda e, eventualmente, da resistência à compressão do terreno na extremidade superior. O dimensionamento baseia-se numa distribuição uniforme da resistência ao corte ou através de valores obtidos em ensaios (Xanthakos, 1991).

A ancoragem do tipo D é caracterizada por um furo cilíndrico, com a criação de câmaras / alargamentos do diâmetro na zona do bolbo de selagem. É empregue em solos argilosos muito duros a duros. O mecanismo de transferência de cargas ocorre principalmente pela mobilização da resistência ao corte ao longo da interface solo-calda e com a contribuição da resistência à compressão do terreno na zona alargada. A injeção é feita pela ação da gravidade.

2.4.2.2 Dimensionamento

O projeto de uma estrutura de suporte de terras ancorada, em Portugal, deve ser elaborado com base nos Eurocódigos (como, por exemplo, os Eurocódigos 0, 1, 2, 7 e 8). O projeto também envolve o dimensionamento individual de cada ancoragem.

O estudo de uma ancoragem envolve dois momentos. Inicialmente, é necessário definir a inclinação e o comprimento da ancoragem, tendo em conta as condicionantes existentes no local do projeto; e, de seguida, é necessário proceder ao dimensionamento das ancoragens e aferir o seu comportamento mecânico, de modo a verificar os estados limites últimos e de utilização.

De acordo com o “EC 7”, a ancoragem deve resistir ao valor da carga (P_d). Esta carga será o valor máximo da força, correspondente aos estados limites últimos e aos estados limites de utilização, aplicada pela estrutura ancorada.

Em cada ancoragem será necessário determinar o comprimento livre (L_{tf}), dimensionar o bolbo de selagem (resistência externa - R_o), dimensionar a armadura (resistência interna - R_i), determinar a carga de blocagem (P_o) e garantir a durabilidade da ancoragem através de especificações construtivas.

A determinação do comprimento livre encontra-se condicionada pela definição do comprimento da ancoragem que, por sua vez, é condicionado por fatores como a localização da ancoragem, as propriedades mecânicas do terreno, a distância a outros edifícios, a existência de caves e de fundações vizinhas, entre outros.

Alguns autores, indicam comprimentos mínimos e distâncias relevantes, como por exemplo Sabatini *et al.* (1999), que indicam que o comprimento livre mínimo a considerar em ancoragens será de 4,5 m, para cordões de pré-esforço, ou 3,0 m, para varões. Tem como objetivo prevenir reduções significativas na carga, resultantes de perdas durante a transferência de carga para a estrutura após o ensaio de carga. Matos Fernandes (2020) estabelece as seguintes condições que podem ser observadas na Figura 46:

- O bolbo de selagem deve estar localizado fora da superfície de rotura, no mínimo 1,50m ou 15% da altura livre da estrutura de contenção;
- O bolbo de selagem deve ficar pelo menos 6m abaixo da superfície do terreno, para garantir um valor mínimo para as tensões efetivas do solo na interface com a calda de cimento e evitar danos na superfície causados pela injeção;

- O bolbo de selagem deve ficar pelo menos 3m afastado de fundações existentes de outros edifícios, de modo a evitar danos nas estruturas vizinhas causados pela injeção;
- O afastamento entre ancoragens deverá ser pelo menos 1,5m, de modo a não ocorrer interferência entre estas, com diminuição da capacidade resistente;
- O comprimento livre deve ser superior a 6m, para que a transmissão de cargas entre a ancoragem e o terreno ocorra de forma eficaz.

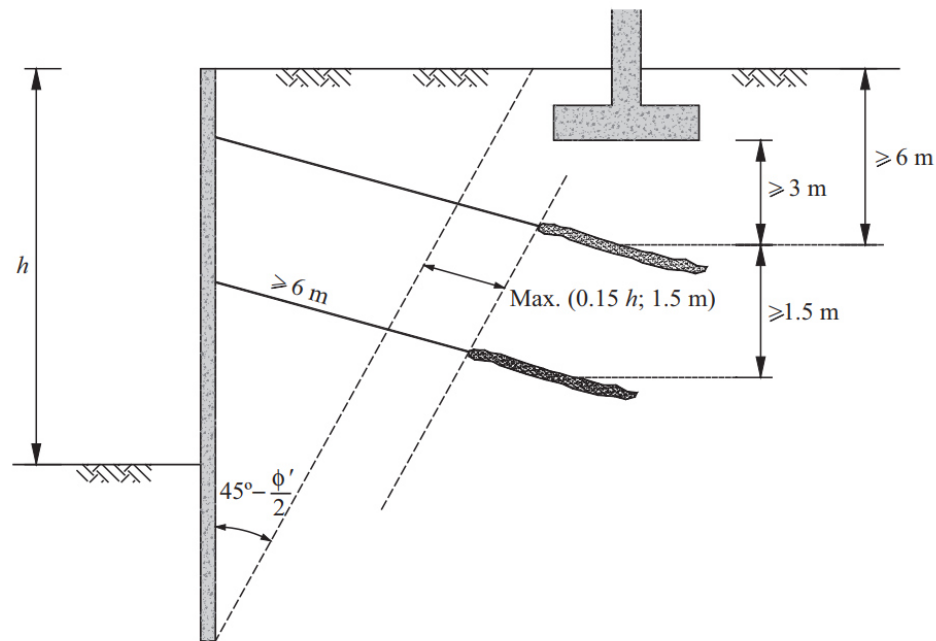


Figura 46 - Condições geométricas a serem verificadas por ancoragens (Matos Fernandes, 2020).

O dimensionamento do bolbo de selagem depende da definição do diâmetro e do comprimento do bolbo de selagem (L_{tb}). O diâmetro e o comprimento dependem das propriedades do terreno onde o bolbo se insere. A resistência do bolbo de selagem ou resistência externa, deve ser calculada com base nos resultados dos ensaios prévios ou de adequabilidade. Contudo, em fase de anteprojeto o dimensionamento pode ser efetuado com base nos dados obtidos da prospeção geotécnica e da experiência em terrenos similares (Carvalho *et al.*, 2012).

A bibliografia existente pode também fornecer alguns valores estimados para a resistência do bolbo de selagem. Na Figura 47 é apresentado um gráfico com valores de resistência última da interface calda-solo, para vários tipos de solo e segundo diferentes autores. É observado que as maiores resistências estão ligadas a solos arenosos com grande compactidade. E os menores valores estão ligadas a argilas.

Na Figura 48 é apresentado um gráfico semelhante para vários tipos de maciços rochosos e segundo diferentes autores. Verifica-se que os maiores valores estão associados a granitos e a calcários e os menores a xistos. Observa-se também uma grande influência do estado de alteração do maciço rochoso, sendo a resistência de uma rocha alterada inferior à correspondente a uma rocha sã.

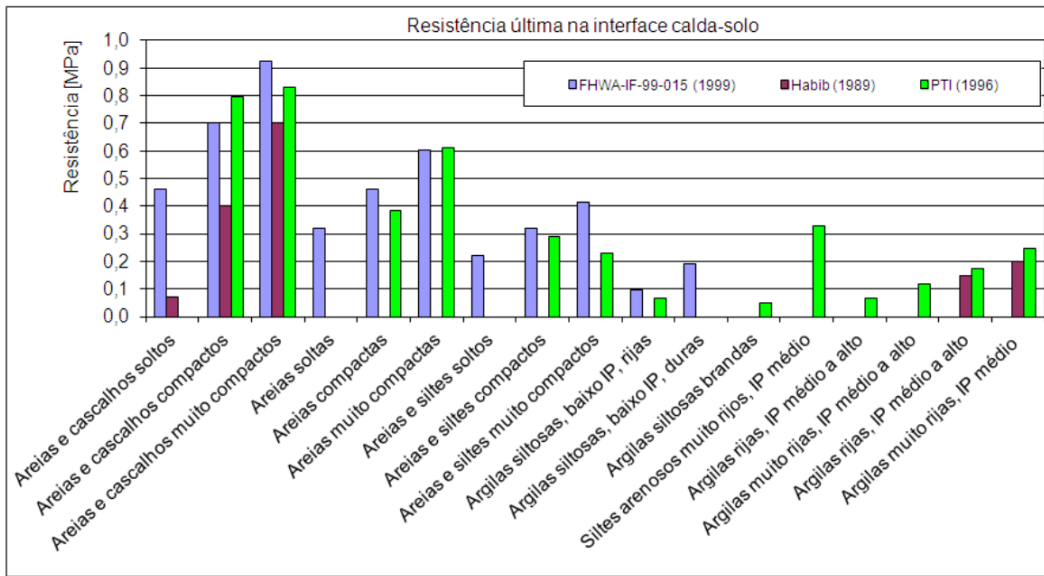


Figura 47 - Valores da resistência última para a interface calda-solo (Carvalho *et al.*, 2012).

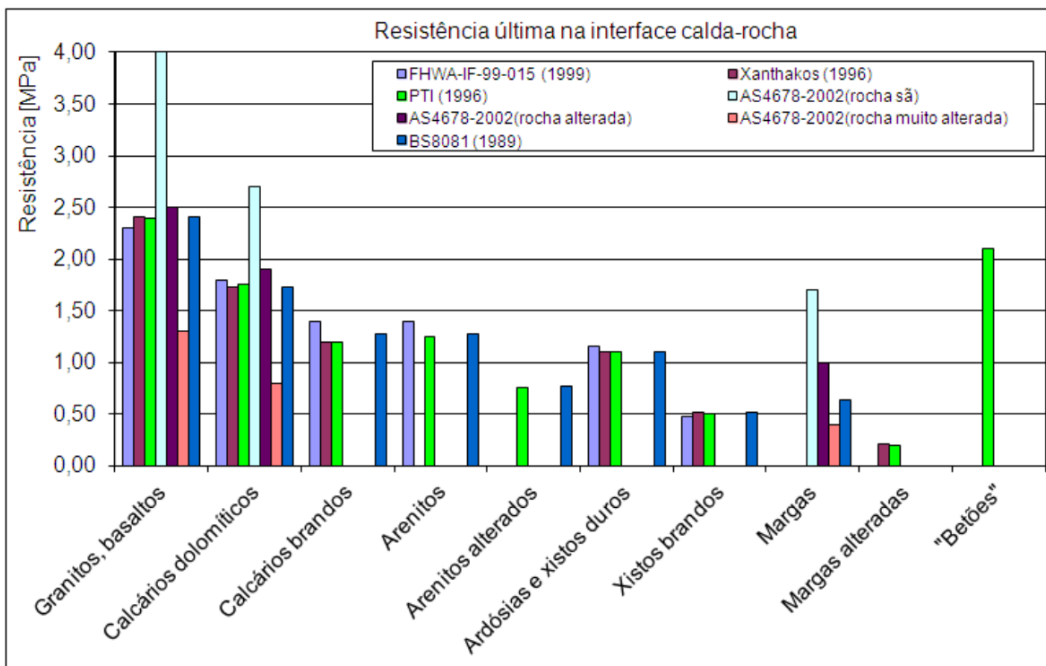


Figura 48 - Valores da resistência última para a interface calda-rocha (Carvalho *et al.*, 2012).

Para calcular o comprimento de selagem admite-se, por simplificação, que a resistência na interface calda-terreno é mobilizada de modo uniforme. O comprimento de selagem (L_{tb}), é estimado por:

$$L_{tb} \geq \frac{P_d}{\pi \cdot d \cdot \tau_M} \quad (1)$$

Sendo:

P_d - Valor de cálculo da carga na ancoragem;

d - Diâmetro do furo;

τ_M - Resistência lateral ao corte na interface da calda de selagem com o terreno

$$\tau_M = \frac{\tau_u}{FS} \quad (2)$$

τ_u - Resistência lateral última na interface da calda de selagem com o terreno

FS - Coeficiente de segurança = 1,5, assume-se que a carga da ancoragem é uma ação permanente desfavorável, o que resulta $\gamma_F=1,35$ e $\gamma_R=1,10$, sendo $FS = \gamma_F \cdot \gamma_R \approx 1,50$ (Carvalho *et al.*, 2012)

Em função do tipo de terreno, a resistência na interface calda-armadura poderá ser uma condicionante para a resistência do bolbo de selagem. O valor desta resistência varia com o tipo de betão e armaduras, podendo ser afetado pelo estado da superfície da armadura devido à presença de materiais fracos (solo, pintura, ferrugem) ou de lubrificantes. Na Tabela 1 são apresentados os valores de resistência ao corte da interface calda-armadura para os vários tipos de armaduras (Carvalho *et al.*, 2012).

Tabela 1 - Estimativa da resistência da interface calda-armadura (Carvalho *et al.*, 2012).

Tipo de Armadura	Resistência ao corte (MPa)
Fios e barras lisos	1,0
Fios frisados	1,5
Cordões ou barras deformáveis	2,0
Cordões que tenham seções com nós	3,0

A resistência da armadura ou resistência interna é um elemento fundamental para a segurança da estrutura, visto que é responsável por transmitir as ações da estrutura para o terreno.

As armaduras devem ser dimensionadas relativamente aos estados limites pertinentes, de forma a garantir que não sofrem rotura ou que não sofrem deslocamentos ou deformações excessivas. Contudo, é importante garantir um comportamento dúctil da estrutura, para evitar a ocorrência de roturas frágeis. Para tal, a resistência interna de cálculo ($R_{t,d}$) deverá ser superior à resistência externa de cálculo ($R_{o,d}$) (Matos Fernandes, 2020).

O dimensionamento das ancoragens também deverá ter em consideração os fenómenos de fluência e relaxação. Estes dois fenómenos dependem do fator tempo e são influenciados pelas cargas e pelas propriedades do terreno (Carvalho *et al.*, 2012).

A fluência é relativa a movimentos lentos da selagem através do solo, sob carga constante, ao

longo do tempo. Este fenómeno ocorre com maior significado em ancoragens com o bolbo de selagem instalado em formações constituídas por solos argilosos ou arenosos de granulometria uniforme, como, por exemplo, areias monogranulares, e em ancoragens construídas em maciços rochosos muito decompostos (Carvalho *et al.*, 2012).

A relaxação é relativa à diminuição de tensão a deformação constante, que se traduz na perda de carga na ancoragem. A relaxação é muito influenciada pelas propriedades do aço usado, nomeadamente do tratamento do aço durante o processo de fabrico, pela tensão inicial aplicada e pelas condições de temperatura. Os valores para a perda de carga inicial rondam os 5 a 10%, ocorrendo maioritariamente nas primeiras horas após aplicação da carga.

2.4.2.3 Estados Limites

De acordo com o especificado no “EC 7” (NP EN 1997), o projeto de uma solução de ancoragem deve ter em consideração os seguintes estados limites, quer individualmente quer combinados:

- rotura estrutural da armadura ou da cabeça da ancoragem, causada pelas tensões aplicadas;
- distorção ou corrosão da cabeça da ancoragem;
- rotura no contacto entre a calda e o terreno (apenas para ancoragens seladas por injeção de calda);
- rotura na ligação entre a armadura de aço e a calda (apenas para ancoragens seladas por injeção de calda);
- perda de força na ancoragem causada por deslocamentos excessivos da cabeça da ancoragem, por fluência ou por relaxação;
- rotura ou deformação excessiva de partes da estrutura por efeito da força aplicada pela ancoragem;
- perda de estabilidade global do terreno suportado e da estrutura ancorada;
- interação de grupos de ancoragens com o terreno e estruturas adjacentes.

Tal como visto anteriormente, os estados limites encontram-se divididos em estados limites últimos (associados ao colapso da estrutura) e em estados limites de utilização (associados a deformações excessivas).

Estes estados limites estão associados a mecanismos de rotura que procuram representar o colapso de um componente da ancoragem, da estrutura de contenção ou do seu conjunto na totalidade (Figura 49).

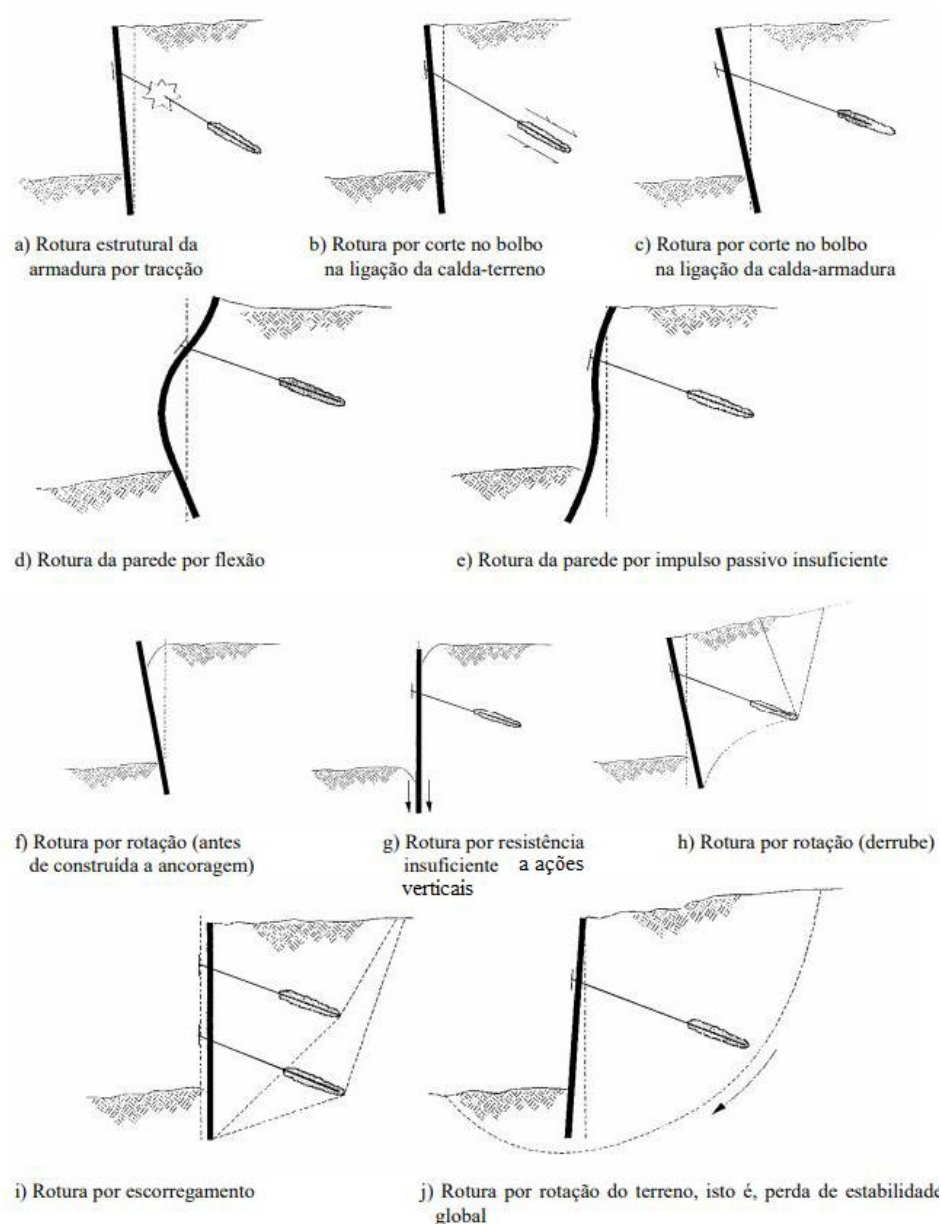


Figura 49 - Modos de rotura de uma ancoragem (Rodrigues, 2023).

2.4.2.4 Execução

A execução de ancoragens no terreno encontra-se normalizada pela norma europeia NP EN 1537:2016. Este documento serve de apoio e fornece diretrizes sobre os trabalhos a executar, incluindo as informações necessárias, o reconhecimento geotécnico, os materiais, a instalação, os ensaios e os registos. Para cada um destes pontos são indicadas generalidades e requisitos específicos a verificar, remetendo igualmente para outras normas, como ensaios, materiais, agressividade do local, entre outros aspetos.

A norma, relativamente aos materiais, indica que apenas devem ser utilizados os sistemas para os quais haja ensaios e estudos de caracterização documentados, devendo os materiais

ser compatíveis entre si e as propriedades dos materiais não se alterarem durante o tempo de vida útil da ancoragem. São igualmente apresentados os requisitos a verificar pelos vários componentes de uma ancoragem, dos diversos tipos de caldas, acessórios e proteções anti-corrosão.

Relativamente à execução, são fornecidas condições sobre a forma como desenvolver os vários trabalhos, desde a furação, às injeções de calda, aplicação do pré-esforço e blocagem da ancoragem.

2.4.2.5 Ensaios

O “EC 7” indica três tipos de ensaios distintos: Ensaios Prévios, Ensaios de Adequabilidade e Ensaios de Receção.

O equipamento de ensaio (Figura 50) de ancoragens é composto por um macaco hidráulico e respetiva bomba hidráulica, um extensómetro para medir a deformação, uma célula de carga para medir a força aplicada e um elemento de reação que transmite a carga do macaco para a estrutura.

LEGENDA:

- 1 - Extensómetro
- 2 - Célula de Carga + Monitor
- 3 - Macaco Hidráulico
- 4 - Elemento de Reação
- 5 - Ancoragem
- 6 - Bomba Hidráulica

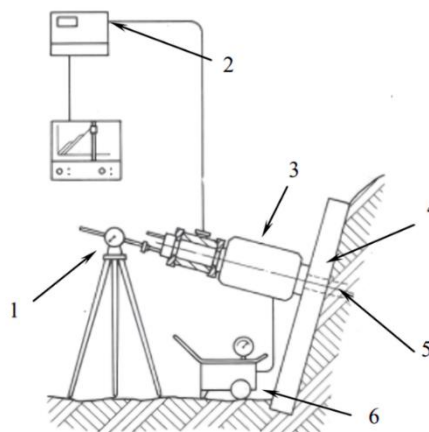


Figura 50 - Esquema tipo do equipamento de ensaio de ancoragens (ISO, 2009).

Os ensaios prévios (Figura 51) implicam a realização de um ensaio de carga para determinar a resistência última de uma ancoragem, no contacto entre a calda de selagem e o terreno, bem como as suas características mecânicas na gama das trações de serviço. Os ensaios de adequabilidade são realizados para confirmar que um dado projeto de ancoragens é adequado às condições particulares de terreno existentes. Os ensaios de receção são realizados para confirmar que cada ancoragem satisfaz os requisitos de projeto.



Figura 51 - Ensaio de ancoragem (Geotech, 2025)

O ensaio prévio pretende avaliar, antes da instalação das ancoragens "finais", o valor da carga correspondente à resistência última para as condições do terreno e materiais utilizados, de forma a comprovar a qualidade de execução ou do tipo de ancoragem. É induzida a rotura na interface calda-terreno e determinada(o) (Carvalho, 2009):

- a resistência da ancoragem na interface calda/terreno (R_a);
- a carga crítica de fluência do sistema de ancoragem, ou as características de fluência do sistema de ancoragem para níveis de carga até à rotura, ou as características de perda de carga do sistema de ancoragem no estado limite de utilização (P_l);
- o comprimento livre aparente da armadura (L_{app}).

O ensaio de adequabilidade é realizado numa fase subsequente ao ensaio prévio, considerando os resultados obtidos anteriormente. Tem como objetivo, para uma situação particular do projeto, confirmar (Carvalho, 2009):

- a capacidade para suportar uma carga máxima de ensaio (P_p);
- as características de fluência ou de perda de carga do sistema de ancoragem até à carga máxima de ensaio;
- o comprimento livre aparente da armadura (L_{app}).

O ensaio de receção é realizado para todas as ancoragens com o objetivo de confirmar se as mesmas estão conforme os critérios de receção previamente definidos. Com este ensaio são confirmados (Carvalho, 2009):

- a capacidade da ancoragem para suportar a carga máxima de ensaio (P_p);
- as características de fluência ou perda de carga no estado limite de utilização;
- o comprimento livre aparente da armadura (L_{app});
- que a carga de blocagem está ao nível da carga de dimensionamento, excluindo o atrito.

O “EC 7” indica que os procedimentos de ensaio devem estar de acordo com a norma EN 1537. A norma NP EN 1537:2016, por sua vez, relativamente aos métodos de ensaio a aplicar, remete para a norma NP EN ISO 22477-5. Neste documento estão previstos três métodos de ensaios distintos:

- Método 1: Teste de tração cíclica com medição de deslocamento na carga máxima;
- Método 2: Teste de tração cíclica com medição de perda de carga na carga máxima;
- Método 3: Teste de tração mantida com carga escalonada.

No método 1, a ancoragem é carregada incrementalmente por ciclos, a partir da carga de referência até à carga máxima de ensaio. O ensaio envolve a medição do deslocamento do ponto de fixação na ancoragem face à carga aplicada, face à carga máxima de cada ciclo e a medição do deslocamento do ponto de fixação na ancoragem face ao tempo.

O ensaio prévio é realizado aplicando um esforço axial em seis patamares, entre a carga inicial (P_o , mínimo entre 50 kN e 10% de P_p) e a carga do patamar até alcançar uma carga máxima de ensaio (P_p). Deve ser mantida uma carga constante, durante um período de tempo especificado pela norma, em função do tipo de terreno, descarregando entre patamares até à carga inicial (Figura 52).

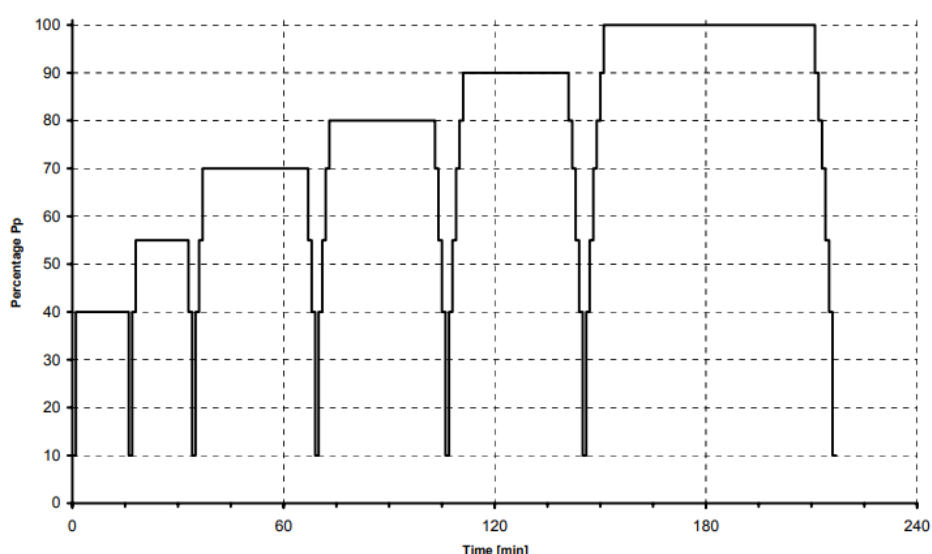


Figura 52 - Procedimento de ensaio pelo método 1 para o ensaio prévio (ISO, 2009).

No caso do ensaio de adequabilidade é realizado aplicando um esforço axial em cinco

patamares, entre a carga inicial (P_o , mínimo entre 50 kN e 10% de P_p) e a carga do patamar até alcançar uma carga máxima de ensaio (P_p). Deve ser mantida uma carga constante durante um período de tempo especificado pela norma em função do tipo de terreno, descarregando entre patamares até à carga inicial (Figura 53).

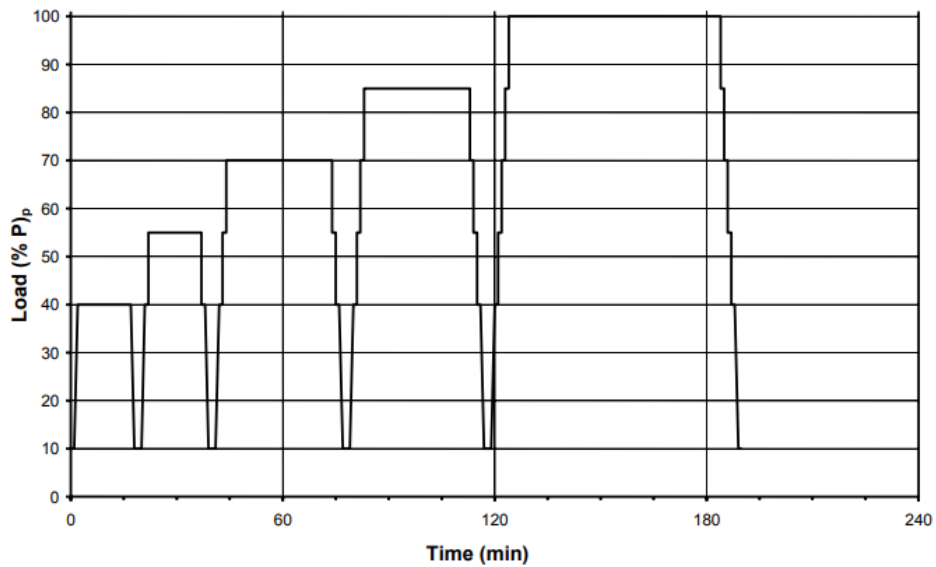


Figura 53 - Procedimento de ensaio pelo método 1 para o ensaio de adequabilidade (ISO, 2009).

O ensaio de receção é efetuado em todas as ancoragens e é realizado aplicando um esforço axial entre a carga inicial (P_o , mínimo entre 50 kN e 10% de P_p) e a carga máxima de ensaio (P_p), de forma crescente, durante o período de tempo especificado pela norma (Figura 54).

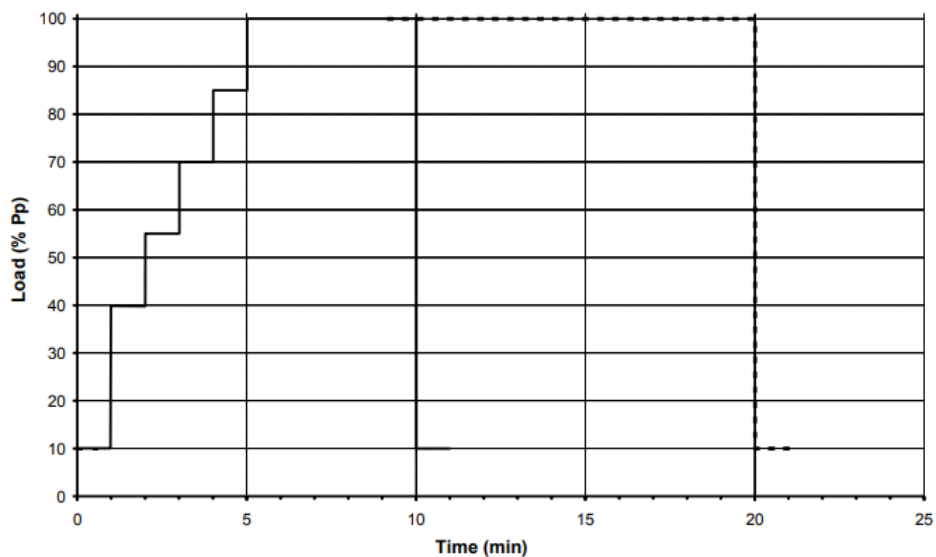


Figura 54 - Procedimento de ensaio pelo método 1 para o ensaio de receção (ISO, 2009).

No método 2, a ancoragem é carregada incrementalmente por ciclos, a partir da carga de referência até à carga máxima de ensaio. A perda de carga na cabeça de ancoragem é medida durante um período de tempo para cada ciclo.

O ensaio prévio é realizado aplicando sete ciclos de esforço axial com cargas crescentes, entre a carga inicial (P_a , mínimo entre 50 kN e 10% de P_p) até à carga máxima de ensaio (P_p), de acordo com o perfil de carregamento especificado pela norma, descarregando entre ciclos até à carga inicial (Figura 55).

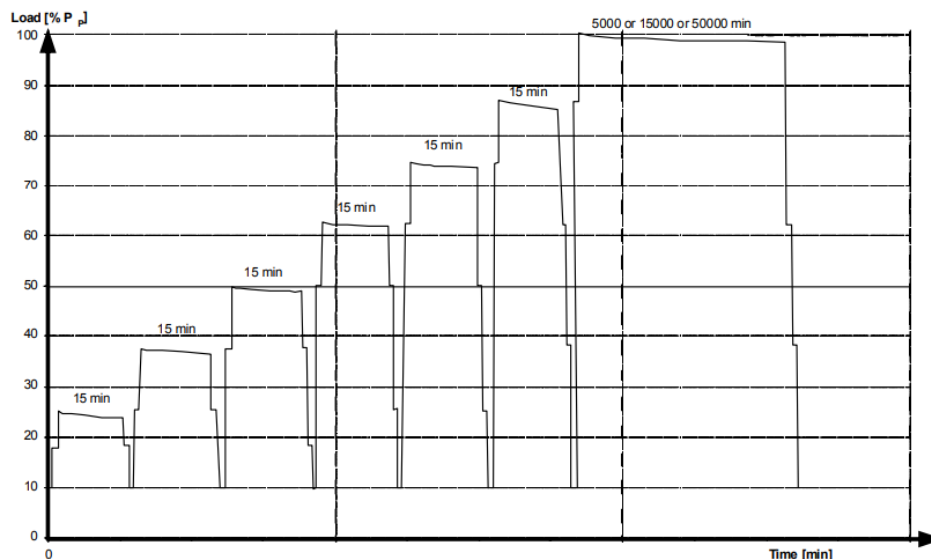


Figura 55 - Procedimento de ensaio pelo método 2 para o ensaio prévio (ISO, 2009).

O ensaio de adequabilidade é realizado aplicando três ciclos de esforço axial com cargas crescentes, entre a carga inicial (P_a , mínimo entre 50 kN e 10% de P_p) até à carga máxima de ensaio (P_p), de acordo com o perfil de carregamento especificado pela norma em função do tipo de ancoragem, descarregando entre ciclos até à carga inicial (Figura 56).

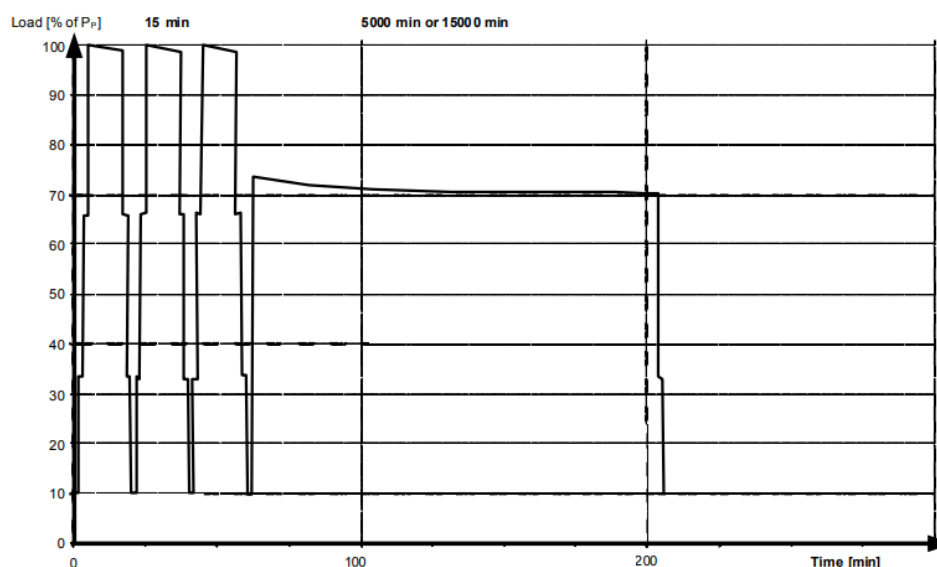


Figura 56 - Procedimento de ensaio pelo método 2 para o ensaio de adequabilidade (ISO, 2009).

O ensaio de recepção é efetuado em todas as ancoragens. É realizado através de dois ciclos de carga entre a carga inicial (10% de P_p) e a carga máxima de ensaio (P_p), de acordo com o perfil

de carregamento especificado pela norma em função do tipo de ancoragem (Figura 57).

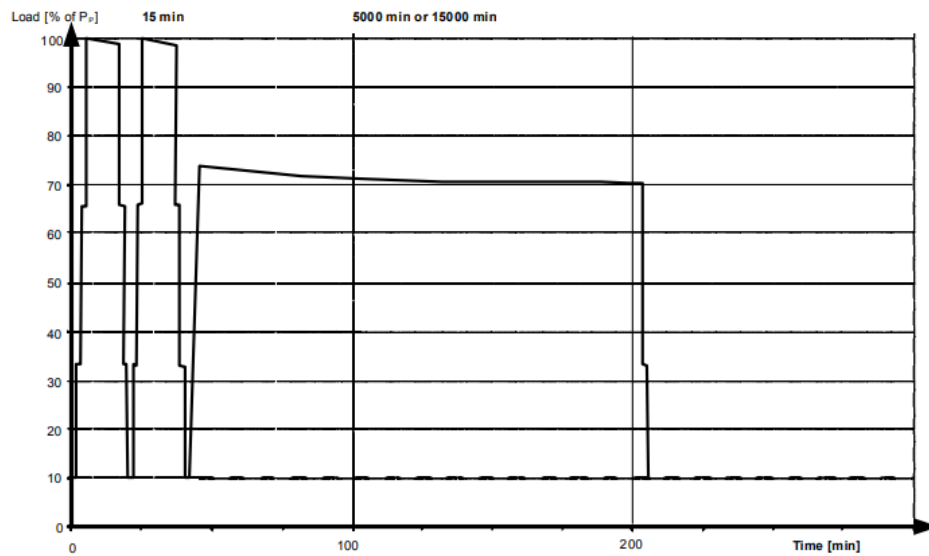


Figura 57 - Procedimento de ensaio pelo método 2 para o ensaio de recepção (ISO, 2009).

No método 3, a ancoragem é carregada incrementalmente por patamares, a partir da carga de referência até à carga máxima. O deslocamento do ponto de fixação da ancoragem é medido sob carga constante em cada patamar de carga.

O ensaio prévio é realizado aplicando um esforço axial com cargas crescentes, entre a carga inicial (P_o , mínimo entre 50 kN e 10% de P_p) até à carga máxima de ensaio (P_p), de acordo com o perfil de carregamento especificado pela norma (Figura 58).

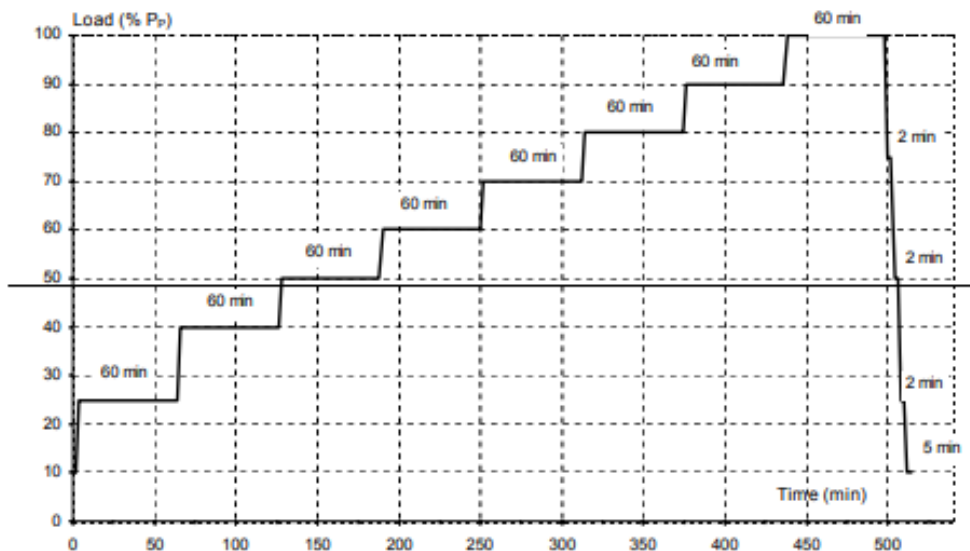


Figura 58 - Procedimento de ensaio pelo método 3 para o ensaio prévio (ISO, 2009).

O ensaio de adequabilidade é realizado aplicando um esforço axial com cargas crescentes, entre a carga inicial (P_o , mínimo entre 50 kN e 10% de P_p) até à carga máxima de ensaio (P_p), de acordo com o perfil de carregamento especificado pela norma (Figura 59).

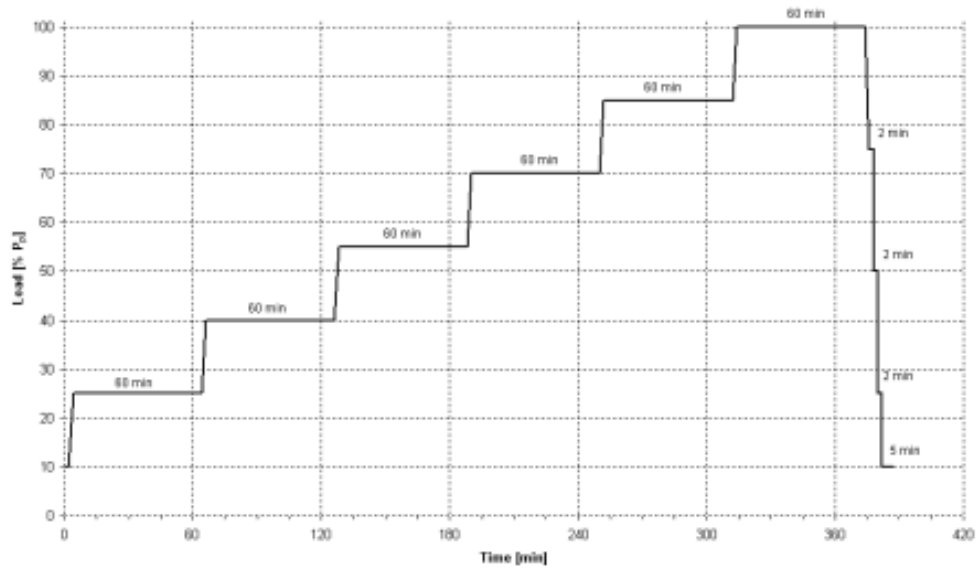


Figura 59 - Procedimento de ensaio pelo método 3 para o ensaio de adequabilidade (ISO, 2009).

O ensaio de receção é efetuado em todas as ancoragens e consiste na aplicação de um esforço axial entre a carga inicial (P_o , mínimo entre 50 kN e 10% de P_p) e a carga máxima de ensaio (P_p), de forma crescente, com ou sem ciclo, de acordo com o perfil de carregamento especificado pela norma (Figura 60).

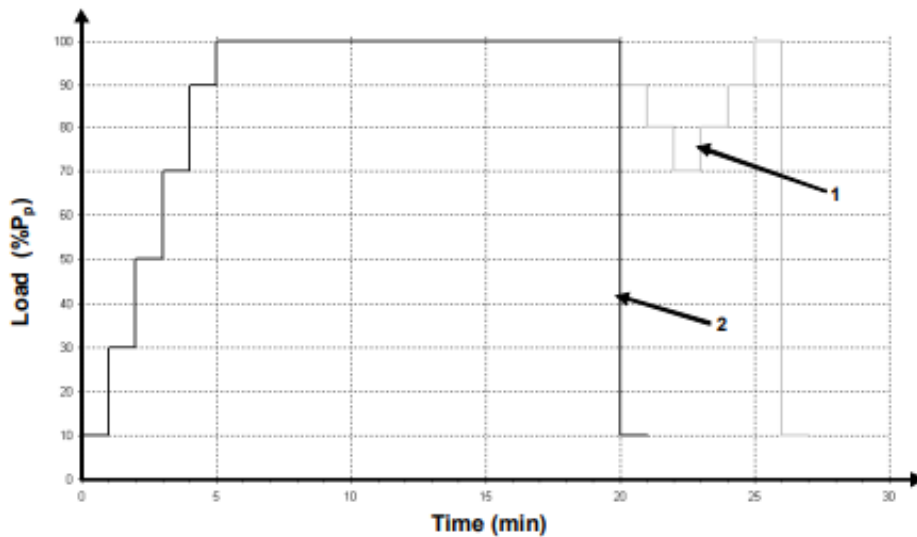


Figura 60 - Procedimento de ensaio pelo método 3 para o ensaio de receção: 1 - com ciclo; 2 - sem ciclo (ISO, 2009).

A carga P_p é definida antes da realização do ensaio, devendo cumprir os requisitos da norma NP EN ISO 22477-5 (Rodrigues, 2023):

$$P_p \leq 0,80 P_{tk} \quad (3)$$

e

$$P_p \leq 0,95 P_{t0,1k} \quad (4)$$

Sendo:

P_{tk} - Carga característica da armadura;

$P_{t0,1k}$ - Carga característica com deformação permanente de 0,1%.

2.4.3 Pregagens

As pregagens permitem realizar a estabilização de taludes de escavação, quer em rocha quer em solo, de forma a melhorar o comportamento global do terreno. Como é baseado na introdução de elementos de reforço, trata-se de uma técnica de melhoramento das propriedades mecânicas do terreno.

Nas pregagens são utilizados elementos passivos (tais como varões de aço nervurado ou cabos de alta resistência) amarrados ao paramento da superfície a estabilizar. Estes são solicitados à tração ou ao corte, apenas com a deformação do maciço, o que permite ligar duas partes do terreno que são atravessadas por uma superfície potencial de rotura.

Esta técnica deu os primeiros passos no início da década de 1960, na Alemanha, derivada do desenvolvimento de outras técnicas já existentes, para o controlo da deformação do terreno na construção de túneis em rocha. Na década de 1970, esta técnica começou a ser explorada em França, na Alemanha e na América do Norte para a estabilização de taludes e escavações (Cheung and Ho, 2021).

As pregagens (Figura 61) podem assumir formas distintas, em função da tecnologia empregue, podendo ser realizadas por perfuração ou através da cravação por percussão no terreno.

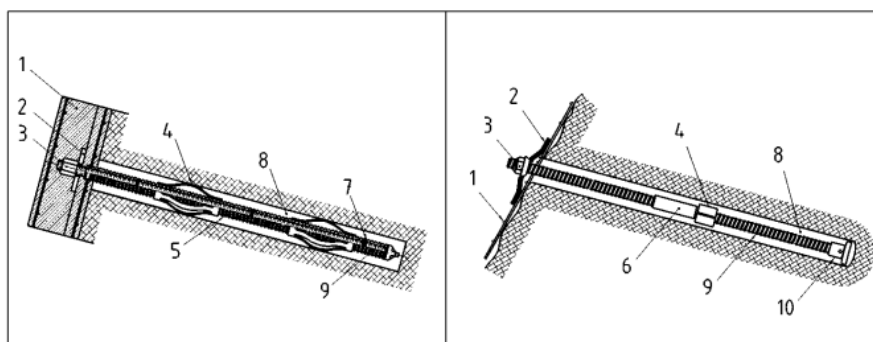
Existem três tipos de pregagens com perfuração: as pregagens seladas, as pregagens com amarração mecânica pontual e as pregagens com amarração mecânica contínua.

A pregagem selada é a mais comum e consiste na introdução de um ligante (calda de cimento ou resina) no furo, após a colocação da armadura ou prego.

A pregagem com amarração mecânica pontual consiste na colocação de uma bucha na extremidade da pregagem que, após sua introdução no furo, é expandida fixando a pregagem às paredes.

A pregagem com amarração mecânica contínua consiste na colocação de um perfil oco, que após a introdução no furo é dilatado com recurso à pressão hidráulica, fixando o perfil às paredes no comprimento da pregagem.

Os principais componentes de uma pregagem são o prego, a cabeça do prego, a selagem e os centralizadores.



a) Pré-furação e selagem

b) Auto-perfuração

Legenda:

1 revestimento	6 acoplador
2 placa de apoio	7 espaçador interior
3 porca de aperto	8 calda de selagem
4 espaçador externo	9 elemento de reforço
5 tubo	10 ferramenta de furação

Figura 61 - Componentes correntes de um sistema de pregagem furado e selado (IPQ, 2023).

No prego é usualmente utilizado aço corrente (uma vez que oferece uma maior ductilidade, uma maior resistência à corrosão e um menor custo, quando comparado com o aço utilizado em ancoragens), sob a forma de varão maciço ou de tubos ocos. Podem ser utilizados cabos de aço ou elementos em GFRP (Polímero Reforçado com Fibra de Vidro).

A cabeça da pregagem é constituída por uma placa de apoio, uma porca e anilha. A placa tem como função distribuir a carga presente no extremo da pregagem para a face temporária de betão projetado ou para o terreno. A porca e a anilha servem para fixar o conjunto. Eventualmente, nos casos onde será executado um muro de betão armado, pode ser prevista a existência de ligadores, soldados à placa, para garantirem a correta transmissão de cargas entre a pregagem e a estrutura de suporte.

Normalmente, a selagem da pregagem é composta por uma calda de cimento e água. Pode ser utilizada resina epóxi, fornecendo uma proteção adicional em relação à corrosão do aço. As propriedades do material utilizado terão influência na resistência da interface calda/terreno e que condiciona a resistência ao arranque da pregagem.

Os centralizadores são colocados de forma espaçada ao longo da pregagem, sendo necessários para garantir o correto posicionamento do varão no interior do furo, de modo a garantir um recobrimento uniforme.

Por fim, normalmente é aplicado um revestimento ao talude, aplicado em duas fases. Numa primeira fase, durante a execução das pregagens é executado um revestimento temporário com betão projetado ou gunitagem (*shotcrete*) reforçado com uma malha metálica, cuja função é proteger a face da erosão, unir as pregagens já executadas e suportar o solo do talude. Na segunda fase, no final da obra, é aplicado o revestimento final que, em função dos requisitos existentes, poderá ser uma segunda camada de betão projetado, um muro de betão armado ou painéis pré-fabricados (Brito *et al.*, 2021).

Em complemento ao sistema de pregagens para contenção de taludes é instalado um sistema de drenagem. Este é composto por drenos colocados na face do talude, no interior do talude e nas valetas, de modo a rebaixar o nível freático no talude e a presença de água no tardo dos muros e das pregagens.

As principais vantagens das pregagens são:

- Técnica simples e versátil;
- Custo baixo, com equipamento ligeiro e com elevada mecanização;
- Fácil de adaptar em obra, face às condições encontradas em zonas localizadas.

As principais desvantagens são:

- Não aplicável a todos os tipos de solos;
- A inclinação máxima do talude de escavação é limitada;
- Originam alguma deformação do terreno, pelo que não é aplicável nos casos onde a deformação do terreno esteja condicionada.

2.4.3.1 Tipos de Pregagens

As pregagens podem ser aplicadas na estabilização de maciços rochosos (*rock bolts*) ou de solos (*soil nailing*), recorrendo a soluções distintas.

As mesmas, à semelhança das ancoragens, podem ser de natureza definitiva ou temporária, se apenas são necessárias para garantir a estabilidade num curto prazo de tempo para a execução dos trabalhos de escavação ou trabalhos de reparação urgentes.

No caso das pregagens em maciços rochosos (Figura 62), é realizada a furação prévia por rotopercussão com martelo com ar comprimido ou água. De seguida é inserido o prego e, por fim, poderá ser inserida calda de cimento no furo para selagem do prego (Brito *et al.*, 2021).

A pregagem em solos (Figura 63) varia em função da natureza da obra (permanente ou temporária) e com as propriedades mecânicas do solo, podendo ser realizada por cravação ou por furação.

Nos casos de obras temporárias em solos areno-argilosos de baixa ou média compactidade, pode recorrer-se à cravação direta, através da percussão com recurso a martelos manuais ou equipamentos especializados, reduzindo a complexidade e o custo desta solução (Brito *et al.*, 2021). Esta solução apresenta o inconveniente dos elementos metálicos da pregagem ficarem em contacto direto com o solo.

Nos casos de solos mais compactos ou em pregagens permanentes é necessário recorrer à furação prévia do maciço. O diâmetro do furo a realizar é determinado pela capacidade resistente da armadura e pelo atrito mobilizável. Em alternativa, o furo é realizado pela própria ancoragem, utilizando perfis ocos e a injeção de água ou calda de cimento durante a inserção da pregagem no terreno (Figura 64).

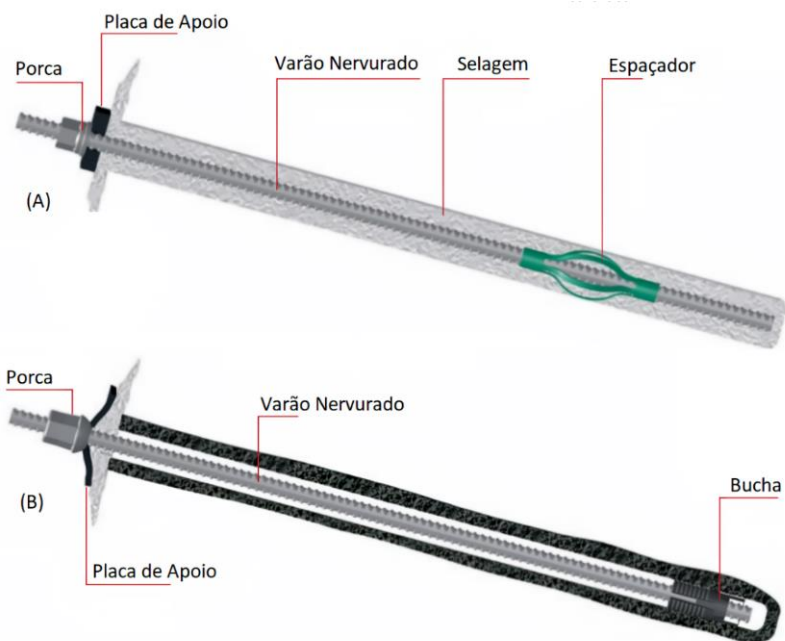


Figura 62 - Pregagens para rocha DYWIDAG: selada (A) ou fixação mecânica (B), adaptado de DYWIDAG (2025b).

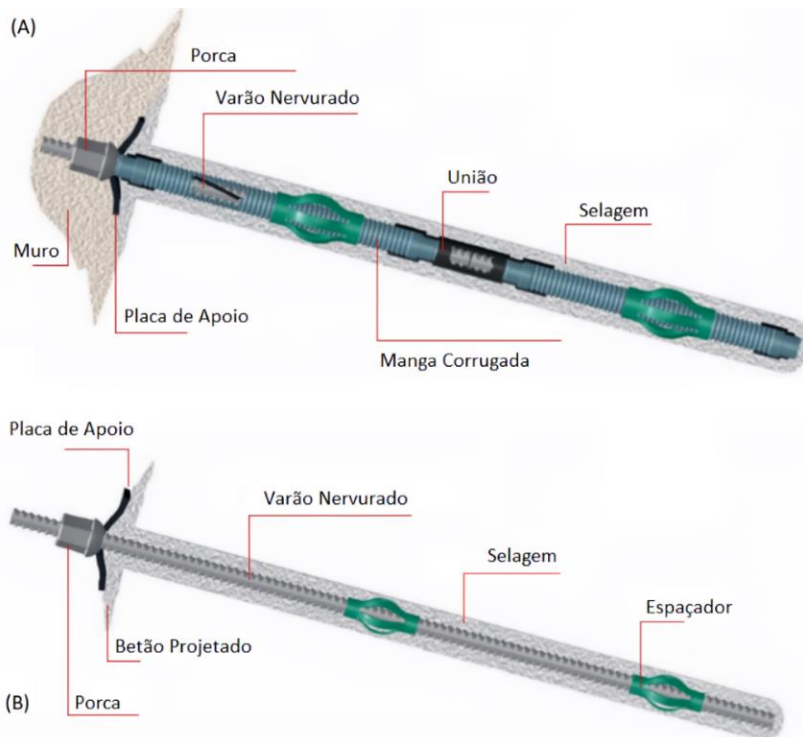


Figura 63 - Pregagens para solo DYWIDAG: permanente (A) ou temporária (B), adaptada de DYWIDAG (2025b).



Figura 64 - Pregagem para solo com auto-perfuração da DYWIDAG (DYWIDAG, 2025a).

2.4.3.2 Faseamento Construtivo

O faseamento típico da execução de pregagens em solos, ilustrado na Figura 65, é baseado na repetição de três fases por cada nível de pregagem executado. As fases são as seguintes:

1. Escavação do terreno (de cima para baixo);
2. Execução dos furos, inserção dos pregos e respetivos acessórios e eventual selagem (por gravidade ou por injeção a baixa pressão);
3. Execução do revestimento temporário e da proteção da cabeça da pregagem.

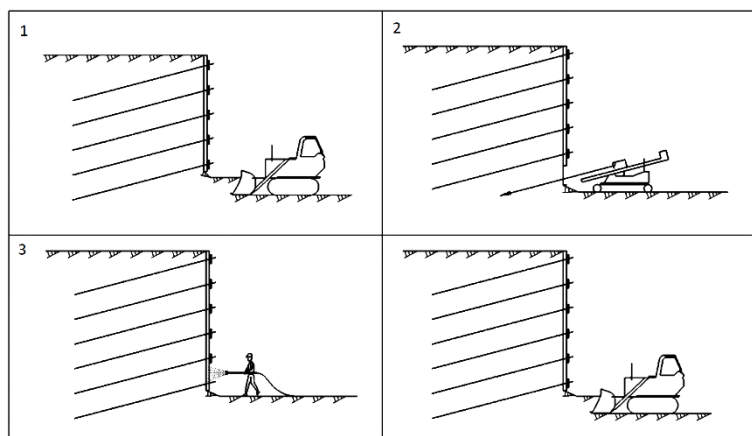


Figura 65 - Faseamento construtivo típico em pregagens no solo adaptado na NP EN 14490:2023 (IPQ, 2023).

2.4.3.3 Dimensionamento

À semelhança do anteriormente observado para as estruturas de suporte ancoradas, o projeto de estruturas de suporte com pregagem deve verificar o prescrito pelos Eurocódigos aplicáveis. O projeto deve também englobar o projeto de dimensionamento individual das pregagens.

Atualmente, a NP EN 1997-1 não é aplicável ao dimensionamento de pregagens em solo. Contudo, com a revisão da presente norma, a revisão do “EC 7” já será aplicável ao dimensionamento destes elementos (Maca, 2024).

O dimensionamento da pregagem não possui apenas um procedimento para ser realizado, sendo necessário recorrer a um dos vários métodos disponíveis. Na Europa são mais utilizados os métodos francês ou alemão, enquanto que nos Estados Unidos da América são utilizados os métodos de *Davis* ou da *FHWA* (Nunes, 2013).

2.4.3.4 Modos de Rotura

O projeto de uma solução de pregagem deve ter em consideração alguns modos de rotura. Estes podem ser considerados como: externos (condicionados pelo terreno), internos (condicionados pela pregagem) ou do revestimento (condicionados pela cortina de betão armado). De seguida estão listados os diferentes modos de rotura das pregagens e ilustrados nas Figuras 66, 67 e 68:

- Rotura global;
- Deslizamento pela base;
- Rotura pelo fundo da escavação;
- Rotura por perda de aderência da interface solo/pregagem;
- Rotura por perda de aderência da interface calda/prego;
- Rotura por tração;
- Rotura por corte e flexão;
- Rotura da face por flexão;
- Rotura da face por punçoamento;
- Rotura dos pinos.



Figura 66 - Modos de rotura externos de muros pregados (Nunes, 2013).

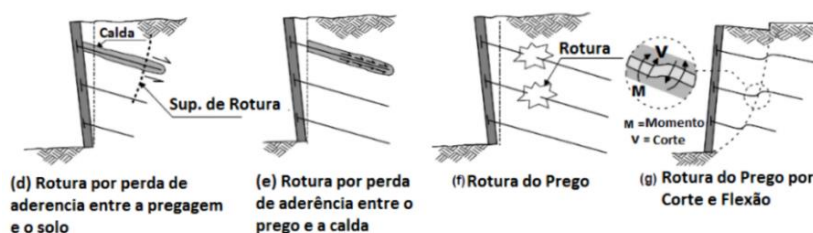


Figura 67 - Modos de rotura internos de muros pregados (Nunes, 2013).

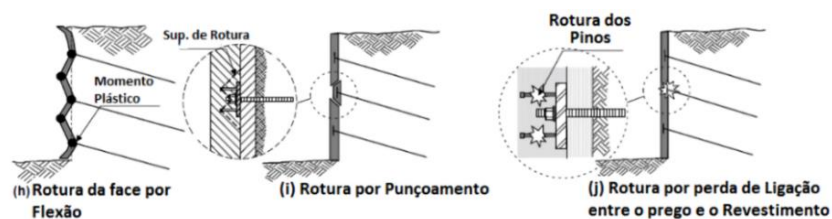


Figura 68 - Modos de rotura pela face de muros pregados (Nunes, 2013).

2.4.3.5 Execução

A execução de pregagens em solos está abrangida pela norma europeia NP EN 14490:2023. Este documento define os princípios gerais para a execução, o ensaio, a supervisão e observação destes trabalhos.

A norma aborda todos os pontos necessários à execução de uma pregagem em solo, nomeadamente as informações prévias necessárias (projeto, condições do local da obra e os requisitos para a execução), os pontos abordados pelos estudos de caracterização prévia, os requisitos mínimos para os materiais a empregar, os elementos constituintes do projeto necessários, as orientações para a execução dos trabalhos e os elementos a registar e a compilar com o decorrer dos trabalhos.

2.4.3.6 Ensaio

A norma europeia NP EN 14490:2023 também define os requisitos para a monitorização de pregagens em solos, através da supervisão e controlo da execução dos trabalhos e dos ensaios (em pregagens de sacrifício ou em pregagens de serviço).

Nesta norma encontram-se indicados três categorias de ensaios:

- Ensaio de carga da pregagem para verificar a resistência última ao arrancamento e as características de fluência;
- Ensaio de materiais para verificar a resistência última ao arrancamento e as características de fluência;
- Ensaio da estabilidade da face de escavação.

Os ensaios de carga de pregagens em solo podem ser divididos em dois tipos, em pregagens de sacrifício e em pregagens de serviço. No Anexo C da norma estão indicados vários aspetos relativos aos ensaios, como os aspetos a ter em conta no projeto (com a indicação dos pontos definidos pelo projetista), requisitos do equipamento de ensaio (com a indicação do esquema típico do sistema de ensaio de carga - Figura 69), procedimentos para os ensaios e elementos que compõem os relatórios de ensaios.

O ensaio em pregagens de sacrifício tem como objetivo avaliar a resistência última da pregagem, ao nível resistência da selagem e do terreno, com recurso a pregagens dedicadas aos ensaios (de sacrifício), que não serão consideradas na estrutura final. Permite dessa forma

aferir se a solução projetada e o método de instalação utilizado atingem o valor pretendido. Caso seja considerado “não conforme” deve ser realizada uma revisão do projeto ou do método de execução.

O valor máximo do ensaio de carga (P_p) é o menor valor entre:

$$P_p < 0,80R_{t,k} \quad (5)$$

e

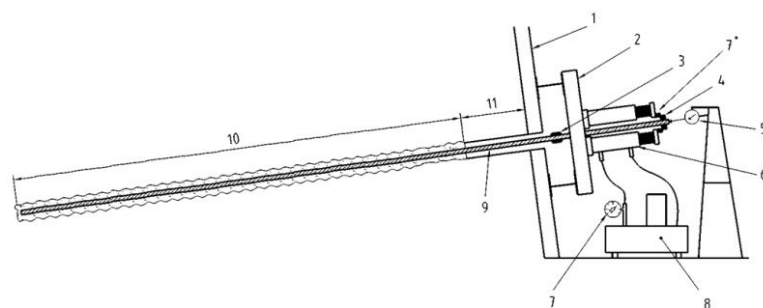
$$P_p < 0,95R_{t0.1,k} \quad (6)$$

Sendo:

$R_{t,k}$ - Valor característico da resistência à tração de uma pregagem de ensaio ou de quaisquer peças de extensão;

$R_{t0.1,k}$ - Valor característico da resistência à tração a 0,1% da tensão de cedência da pregagem de ensaio ou de quaisquer peças de extensão:

O ensaio em pregagens de serviço pretende demonstrar o correto desempenho da pregagem, para uma dada carga (P_p), previamente definida em projeto para as pregagens finais.



Legenda:

- 1 revestimento
- 2 estrutura de reação rígida
- 3 extensão da pregagem para o ensaio
- 4 porca de blocagem e placa de apoio posicionadas na extremidade do macaco
- 5 medidor de deslocamentos apoiado numa estrutura independente
- 6 macaco hidráulico para tensionamento
- 7 manómetro calibrado para controlo da força aplicada pelo macaco (em alternativa pode ser utilizada uma célula de carga, ver 7* na figura)
- 8 bomba
- 9 pregagem
- 10 comprimento selado
- 11 comprimento não selado

Figura 69 - Esquema típico de ensaio de carga de pregagem (IPQ, 2023).

O número mínimo de amostras para os ensaios de carga de pregagens em solo é definido pela norma, em função da categoria geotécnica da obra.

Os ensaios aos materiais pretendem avaliar a conformidade das propriedades dos materiais utilizados, tais como caldas, betão projetado e as armaduras de reforço. Estes devem ser

realizados de acordo com o especificado na norma aplicável ao respetivo material.

Os ensaios de estabilidade da face da escavação são necessários nos casos em que há dúvidas sobre a estabilidade do talude do terreno para a inclinação prevista em projeto, de modo a garantir-se a segurança para os trabalhadores durante a execução das pregagens.

2.4.4 Lâminas de Betão Armado

O suporte das cortinas e paredes associadas às tecnologias referidas em 2.3.2.2 a 2.3.2.5 pode, em alternativa, ser garantido pela utilização de elementos estruturais dos pisos enterrados, neste caso lâminas de betão armado (lajes), como representado na Figura 70.

As lajes, devido à sua elevada rigidez no plano da deformação da estrutura, impedem o deslocamento da cortina para o interior da escavação e transferem os esforços para as paredes dos alçados adjacentes, reduzindo a deformação do terreno no tardo da cortina ao sustentar as pressões do terreno. Através de uma série de vigas horizontais há a criação de um quadro rígido com uma abertura central, que tem como objetivo permitir a instalação de equipamentos pesados como guias e equipamentos de escavação, a remoção do material escavado e o transporte de materiais para as frentes de obra.

Nos locais onde não é possível executar a lâmina de betão, como em caixas de elevadores ou escadas, é usual o recurso a um sistema de vigas metálicas em treliça, que garantem a continuidade da transmissão de cargas na estrutura.

As lâminas de betão encontram-se apoiadas na própria cortina e em pilares. No caso dos pilares, estes podem ser de natureza provisória ou definitiva, caso estejam enquadrados com o definido pela Arquitetura. No caso dos pilares provisórios, é usual estes serem perfis metálicos ou microestacas.



Figura 70 - Cortina suportada por lâminas de betão (Cunha, 2014).

As principais vantagens das lâminas de betão são:

- Menor interferência nas construções adjacentes existentes, pelo que é menos condicionada pelas pré-existências;
- Execução da obra em estaleiros de menores dimensões em meios urbanos;
- Economizar algum tempo com o desmantelamento final, uma vez que as lâminas de betão fazem parte da estrutura final.

As principais desvantagens são:

- Exige um maior esforço no planeamento dos diversos trabalhos e frentes de obra;
- Os níveis de apoios coincidem obrigatoriamente com as cotas dos pisos.

2.5 Eurocódigo 7

O Eurocódigo 7 (“EC 7”) faz parte de um conjunto de normas europeias harmonizadas, designadas por Eurocódigos, que apoiam e orientam o projeto de vários tipos de estruturas.

A referida norma, também designada por EN 1997, está relacionada com o projeto geotécnico. A norma EN 1997-1 está publicada em Portugal, pelo IPQ, como NP EN 1997-1:2010.

Esta norma estabelece as bases para o projeto de fundações diretas ou profundas, estruturas de suporte, ancoragens, estabilidade de taludes, escavações e outras estruturas geotécnicas, definindo os princípios e os requisitos gerais para a segurança, funcionalidade e durabilidade. Está dividida em doze capítulos (Tabela 2) e dez anexos (

Tabela 3), dos quais um é normativo, oito são informativos e um é anexo nacional, específico para Portugal.

Tabela 2 - Capítulos da NP EN 1997-1.

Capítulo	Conteúdo
1	Generalidades
2	Bases do projeto geotécnico
3	Dados geotécnicos
4	Supervisão da construção, observação e manutenção
5	Aterros, rebaixamento freático e melhoramento ou reforço do terreno
6	Fundações superficiais
7	Fundações por estacas
8	Ancoragens
9	Estruturas de suporte
10	Rotura hidráulica
11	Estabilidade global
12	Aterros

Tabela 3 - Anexos da NP EN 1997-1.

Anexo	Conteúdo
A (Normativo)	Coeficientes parciais e de correlação para estados limites últimos e valores recomendados
B (Informativo)	Informação básica sobre os coeficientes parciais a utilizar nas Abordagens de Cálculo 1, 2 e 3
C (Informativo)	Exemplos de procedimentos para a determinação de pressões de terras
D (Informativo)	Exemplo de um método analítico de cálculo
E (Informativo)	Exemplo de um método semi-empírico para a estimativa da capacidade resistente do terreno ao carregamento
F (Informativo)	Exemplos de métodos de avaliação do assentamento
G (Informativo)	Exemplo de um método para a determinação da capacidade resistente presumida do terreno de fundações superficiais em rocha
H (Informativo)	Valores limites da deformação estrutural e dos movimentos das fundações
J (Informativo)	Lista de verificação para a supervisão da construção e a observação do comportamento
NA (Anexo Nacional)	Estabelece as condições para a implementação em Portugal, definindo os Parâmetros determinados a nível nacional (NDP), a utilização dos anexos informativos B a J e indicação de informações complementares.

Em complemento à norma EN 1997-1 foi publicada a norma EN 1997-2, que estabelece os requisitos para a realização e avaliação dos resultados de ensaios de campo e de laboratório.

O “EC 7” não alberga os requisitos especiais para os projetos de sismo-resistentes, devendo ser consultado a NP EN 1998-5 (Tabela 4), que estabelece regras adicionais para os aspetos geotécnicos do dimensionamento sísmico que completam ou adaptam as regras do “EC 7”.

Tabela 4 - Capítulos da NP EN 1998-5.

Capítulo	Conteúdo
1	Generalidades
2	Ação sísmica
3	Propriedades do solo
4	Requisitos para localização e solos de fundação
5	Sistemas de fundação
6	Interação solo-estrutura
7	Estruturas de contenção

2.5.1 Bases do Projeto Geotécnico

Todas as estruturas devem ser projetadas e executadas com objetivo de cumprir os requisitos de resistência estrutural, funcionalidade e durabilidade, de modo económico e com o adequado grau de fiabilidade.

A norma EN 1990 (“EC 0”) estabelece os princípios e os requisitos para a segurança, a

funcionalidade e a durabilidade das estruturas de edifícios e de outras obras de engenharia civil, onde são descritas as bases do projeto dessas estruturas e fornecidas orientações sobre vários aspectos da fiabilidade estrutural.

A resistência estrutural está ligada à capacidade de resistir a todas as ações e todas as influências que possam ocorrer durante a execução e a utilização da estrutura.

A funcionalidade está relacionada com o desempenho das funções requeridas para a estrutura durante a sua utilização de forma conveniente.

A durabilidade está relacionada com o comprimento dos dois requisitos anteriores durante um prazo igual ou maior ao período de vida útil da estrutura (Tabela 5).

Tabela 5 - Valores indicativos do tempo de vida útil do projeto, adaptado de “EC 0”.

Classe	Tempo de vida útil (anos)	Exemplos
1	10	Estruturas temporárias (escoramentos).
2	10-25	Partes substituíveis de estruturas como um tirante de aço, aparelhos de apoio ou guardas
3	15-30	Estruturas agrícolas
4	50	Estruturas de edifícios correntes
5	100	Estruturas de edifícios especiais como hospitais ou monumentos; Outras obras de engenharia civil como pontes ou barragens.

A norma EN 1991 (“EC 1”) define ações e apresenta linhas de orientação para o projeto estrutural de edifícios e de outras obras de engenharia civil, incluindo alguns aspectos geotécnicos.

O projeto deve garantir que, para cada situação de projeto, não é ultrapassado nenhum estado limite relevante. As situações de projeto pretendem sistematizar as várias hipóteses e combinações que possam ser previstas para determinado projeto, relativas a:

- Condições particulares do local de implantação do projeto;
- Tipo, dimensão da estrutura e tempo de vida útil previsto;
- Condições da vizinhança (estruturas próximas, vias de comunicação, infraestruturas, presença de vegetação ou existência de produtos químicos perigosos);
- Propriedades do terreno;
- Existência de água;
- Sismicidade;
- Condições ambientais.

O “EC 7” estabelece requisitos mínimos a respeitar, relativos à quantidade e à qualidade da prospeção geotécnica, dos cálculos e das operações de controlo da construção, em função do grau de complexidade do projeto. É prevista por esta norma a definição de três categorias geotécnicas (CG1, CG2 e CG3). De acordo com o Anexo Nacional do “EC 7”, a classificação pode ser realizada em função da classe de consequência e da complexidade do projeto

geotécnico (Tabela 8).

A classe de consequência (Tabela 6) encontra-se definida pelo “EC 0” e é classificada através de três níveis de classe de consequência (CC1, CC2 e CC3). As classes dependem dos danos resultantes do colapso da estrutura ou do elemento em análise.

Tabela 6 - Classes de consequência previstas pelo “EC 0”.

Classe de Consequências	Descrição	Exemplos de edifícios e de obras de engenharia civil
CC3	Consequência elevada em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais muito importantes	Bancadas, edifícios públicos em que as consequências do colapso são elevadas (por exemplo, uma sala de concertos)
CC2	Consequência média em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais medianamente importantes	Edifícios de habitação e de escritórios, edifícios públicos em que as consequências do colapso são médias (por exemplo, um edifício de escritórios)
CC1	Consequência baixa em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais pouco importantes ou desprezáveis	Edifícios agrícolas normalmente não ocupados permanentemente por pessoas (por exemplo, armazéns), estufas.

Na Tabela 7 são apresentados alguns exemplos de estruturas por categoria geotécnica.

Tabela 7 - Exemplos de estruturas por categorias geotécnicas.

Categoria Geotécnica 1	<ul style="list-style-type: none"> • Edificações simples de 1 e 2 andares e edifícios para fins agrícolas, com uma carga máxima de cálculo de 250 kN, nos pilares e de 100 kN/m, nas paredes, nos quais sejam usados os tipos habituais de fundações superficiais e por estacas; • Muros de suporte de terras nos quais as diferenças entre níveis de terreno não excedam 2 m e pequenas escavações para trabalhos de drenagem, instalação de tubagens.
Categoria Geotécnica 2	<ul style="list-style-type: none"> • Fundações superficiais, fundações por estacas ou ensoleiramentos gerais; • Muros de suporte de terreno ou de água; • Pilares e encontros de pontes; • Escavações, aterros e movimentos de terras; • Ancoragens no terreno e outros sistemas de ancoragem; • Túneis em rocha resistente não fraturada.
Categoria Geotécnica 3	<ul style="list-style-type: none"> • Estruturas de grande dimensão e pouco comuns, que envolvam condições do terreno e de carregamento invulgares ou particularmente difíceis; • Estruturas em áreas de sismicidade elevada; • Estruturas em áreas com provável instabilidade local ou movimentos persistentes do terreno que requeiram estudos específicos de caracterização geotécnica ou medidas especiais.

A complexidade é definida como elevada, média ou baixa, em função do local, das ações previstas e do tipo de estrutura.

Tabela 8 - Atribuição da categoria geotécnica previstas pelo “EC 7”.

		Classe de consequências (CC)		
		CC1	CC2	CC3
Complexidade do projeto geotécnico	Elevada	CG 2	CG 3	CG 3
	Média	CG 2	CG 2	CG 3
	Baixa	CG 1	CG 2	CG 2

Em resumo, a categoria geotécnica 1 é aplicável a estruturas de pequeno porte e com um sistema construtivo simples, que através da experiência e estudos de caracterização geotécnica qualitativos, poderão ser utilizados métodos de rotina para o dimensionamento e para a construção das fundações. A categoria geotécnica 2 é aplicável aos tipos correntes de estruturas e de fundações, que não possuam risco especial ou condições difíceis de terreno ou cargas. A categoria geotécnica 3 é aplicável em casos especiais, com riscos especiais, executadas em terrenos difíceis ou com cargas particulares.

De acordo com o “EC 7” há várias formas de se proceder ao dimensionamento geotécnico. Pode ser realizado através de cálculos, através da utilização de medidas prescritivas, através da realização de modelos experimentais e ensaios de carga ou através do método observacional, onde é verificado os estados limites e evitado o estado de rotura no terreno, na estrutura ou em ambos.

O dimensionamento de uma estrutura através de medidas prescritivas envolve a utilização de regras concretas e a especificação de materiais, de métodos de execução, da qualidade de execução, da proteção e da conservação da obra. Esta metodologia pode ser aplicada a elementos simples e correntes, que devido à experiência torna-se desnecessário o recurso a cálculos para o seu dimensionamento.

A utilização de medidas prescritivas também é relevante para assegurar a durabilidade face à ação do gelo e a ataques químicos ou biológicos, para os quais, normalmente, não são apropriados cálculos diretos.

A realização de modelos experimentais e ensaios de carga podem ser utilizados como forma de justificar um dimensionamento ou como apoio no dimensionamento baseado no cálculo ou em medidas prescritivas. Estes ensaios podem ser realizados com uma amostra da obra ou em modelos à escala real ou reduzida. O “EC 7” refere, contudo, que nesta metodologia deve ser tido em consideração as diferenças entre o terreno no local de ensaio e na obra, os efeitos do tempo (uma vez que a duração do ensaio é inferior à do carregamento da obra), os efeitos de escada (se foram utilizados modelos à escala).

O dimensionamento com base em cálculos tem por base os requisitos da NP EN 1990:2002 (“EC 0”) e as regras do “EC 7”. É necessário ter em consideração:

- Ações (forças ou deslocamentos impostos);
- Propriedades do terreno e dos materiais;
- Geometria da estrutura e do terreno;
- Valores limites a considerar para deformações, abertura de fendas ou vibrações;
- Modelo de cálculo.

Na realização dos cálculos são considerados estados limites últimos (ELU) e estados limites de utilização (ELS). Os ELU são relativos à rotura do solo, ao colapso estrutural, à instabilidade global e à perda de capacidade de carga. Os ELS são relativos às deformações excessivas, aos assentamentos diferenciais e a deslocamentos excessivos.

O modelo de cálculo é definido em função do tipo de estrutura, bem como pela experiência e ferramentas de cálculo disponíveis, assumindo desta forma vários graus complexidade.

Os modelos de cálculo previstos pelo “EC 7” são o analítico (onde os elementos da estrutura são caracterizados com as respetivas propriedades e facilmente dimensionados, representando de forma simples a estrutura original), o semi-empírico (onde o dimensionamento é baseado em métodos em que um determinado parâmetro foi ajustado com base em dados experimentais) e numéricos (onde são utilizados algoritmos para simular e analisar o comportamento dos elementos de forma aproximada, utilizando um grande número de cálculos como, por exemplo, o Método dos Elementos Finitos).

As ações a considerar podem ser classificadas como permanentes (peso próprio e assentamentos diferenciais), variáveis (sobrecarga, ação sísmica ou pressão hidrostática) ou acidentais. As ações podem possuir natureza estática ou dinâmica. A definição e os valores das ações devem ser obtidos dos Eurocódigos relevantes.

As propriedades do terreno a utilizar no dimensionamento de uma estrutura devem ser baseadas nos resultados de ensaios elaborados no âmbito do estudo geológico e geotécnico. Estes resultados são obtidos de forma direta ou através de correlação, teorias ou formulações empíricas, devendo ser consideradas as possíveis diferenças entre o valor real do parâmetro e o valor teoricamente estimado.

Os dados geométricos são relativos às cotas do terreno, às inclinações do terreno, ao nível freático, às cotas dos diferentes estratos, às cotas das escavações e às dimensões da estrutura a construir.

O cálculo, de acordo com o “EC 7”, baseia-se na utilização de valores característicos para as ações e para os materiais, aos quais são aplicados coeficientes que majoram ou minoram os valores característicos, obtendo-se os valores de cálculo das ações e dos materiais.

No caso das ações, o valor de cálculo da ação (F_d) é obtido através da expressão:

$$F_d = \gamma_F \times \psi \times F_k \quad (7)$$

Sendo:

γ_F - Coeficiente parcial de segurança relativo à ação

ψ - Coeficiente de combinação

F_k - valor característico da ação.

Em ações variáveis é assumido, para as combinações relativas a ELU, o valor mais desfavorável que possa ocorrer durante o tempo de vida útil da estrutura e, para as combinações relativas a ELS, o valor mais desfavorável que ocorre em circunstâncias normais.

No caso das propriedades do terreno, o valor de cálculo dos parâmetros geotécnicos (X_d) é obtido através da expressão:

$$X_d = X_k / \gamma_M \quad (8)$$

Sendo:

X_k - Valor característico do parâmetro

γ_M - Coeficiente parcial relativo aos materiais

O valor de cálculo dos dados geométricos é obtido diretamente ou, caso seja necessário, utilizando valores nominais e tolerâncias admissíveis.

Os valores de cálculo para as propriedades da resistência dos materiais e os valores de cálculo das capacidades resistentes dos elementos são obtidos pelos respetivos Eurocódigos aplicáveis ("EC 2" para estruturas de betão, "EC 3" para estruturas de aço, "EC 4" para estruturas mistas aço-betão, etc.).

Para que a estrutura garanta as condições de segurança e a de utilização são definidos pelos Eurocódigos os Estados Limites, Últimos e de Utilização, respetivamente.

2.5.2 Nova Geração de Eurocódigos

Com os vários desenvolvimentos do estado de arte da investigação e do projeto de engenharia, os Eurocódigos existentes, de primeira geração, possuem áreas que não acompanham o conhecimento existente. Existindo assim a necessidade de se proceder à revisão destas normas, através de uma segunda geração de normas.

No "EC 7" está previsto uma reformulação profunda, com a divisão do "EC 7" em três partes. Será adicionada uma nova parte e alterada a organização de diversos capítulos (Figura 71).

As três partes previstas para o "EC 7" são: a EN 1997-1:2024 - Regras Gerais, a EN 1997-2:2024 - Propriedades do terreno e a EN 1997-3:2024 - Estruturas geotécnicas.

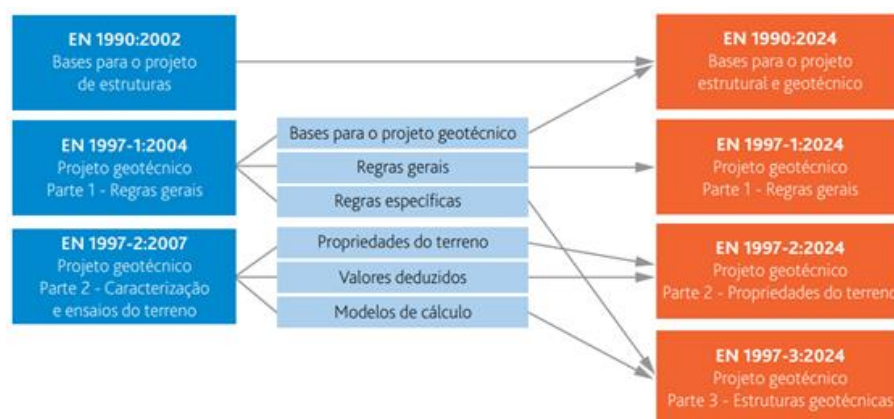


Figura 71 - Alterações da organização “EC 7” e “EC 0” entre a primeira e segunda geração de normas, adaptado de Caldeira and Lamas (2024).

2.5.3 Estados Limites Últimos (ELU)

De acordo com a definição apresentada no “EC 0”, os ELU são estados para além dos quais a estrutura deixa de satisfazer os critérios de projeto relevantes, sendo associados ao colapso e à ruína estrutural de um elemento.

Os tipos de ELU previstos pelo “EC 7” são:

- Perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno (EQU), considerados como corpos rígidos (Figura 72);
- Rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou elementos estruturais (STR), condicionadas pela resistência mecânica dos materiais (Figura 73);
- Rotura ou deformação excessiva do terreno (GEO), condicionadas pelas propriedades do terreno (Figura 74);
- Perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno devido ao levantamento global (UPL), originado pela pressão da água ou outras ações verticais (Figura 75);
- Levantamento hidráulico, erosão interna e erosão tubular no terreno (HYD), causados por gradientes hidráulicos (Figura 76).

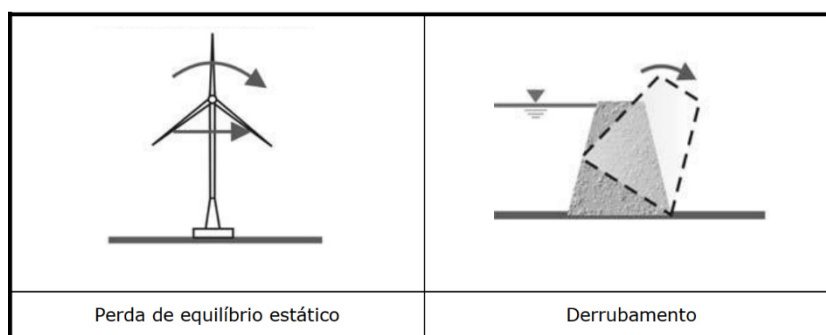


Figura 72 - Estado limite último EQU (Trigo, 2019).

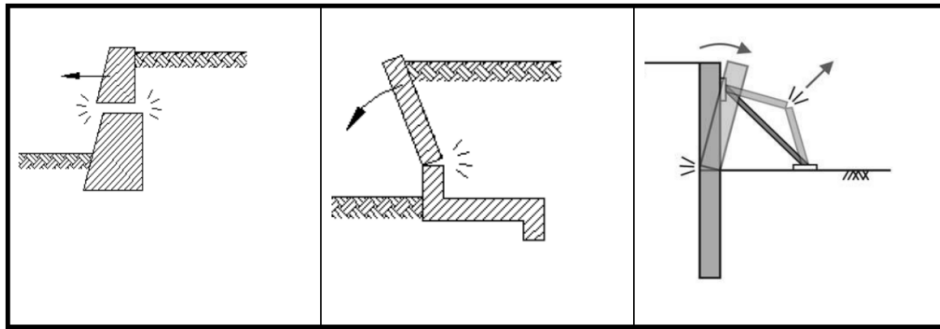


Figura 73 - Estado limite último STR (Trigo, 2019).

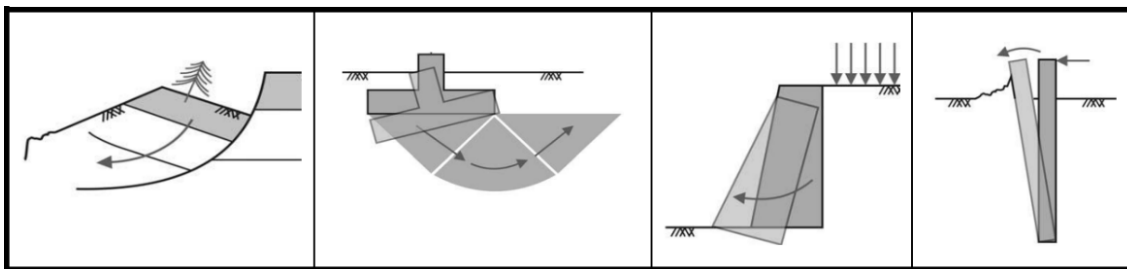


Figura 74 - Estado limite último GEO (Trigo, 2019).

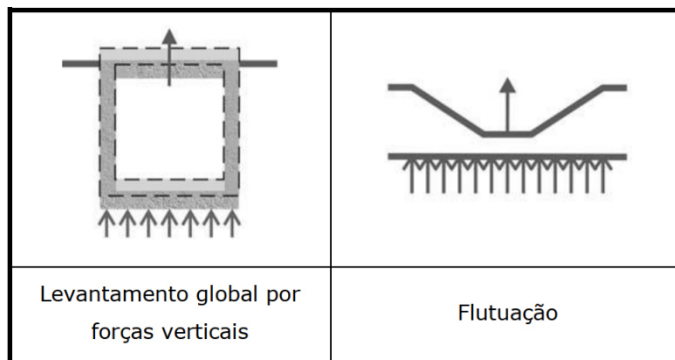


Figura 75 - Estado limite último UPL (Trigo, 2019).

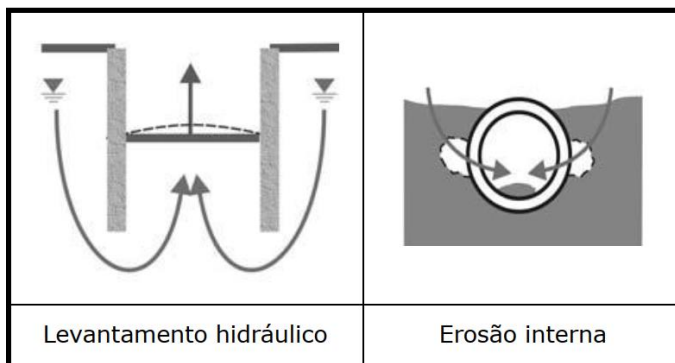


Figura 76 - Estado limite último HYD (Trigo, 2019).

A verificação ELU de perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno é garantida se verificada a condição:

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \quad (9)$$

Sendo:

$E_{dst;d}$ - Valor de cálculo do efeito das ações desestabilizantes;

$E_{stb;d}$ - Valor de cálculo do efeito das ações estabilizantes;

T_d - Valor de cálculo da capacidade resistente total ao corte mobilizável em torno de um bloco de terreno.

Os valores dos coeficientes parciais a considerar para as ações (γ_F) e para os parâmetros do solo (γ_M), podem ser consultados na Tabela 9 e Tabela 10, respetivamente.

Tabela 9 - Coeficientes parciais para as ações (γ_F) para ELU de perda de equilíbrio ("EC 7").

Ação	Símbolo	Valor	
		Sit. Persistente ou Transitória	Situação Acidental
Permanente			
Desestabilizante (Desfavorável)	$\gamma_{G,dst}$	1,1	1,0
Estabilizante (Favorável)	$\gamma_{G,stb}$	0,9	1,0
Variável			
Desestabilizante	$\gamma_{Q,dst}$	1,5	1,0
Estabilizante	$\gamma_{Q,stb}$	0	0

Tabela 10 - Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M) para ELU de perda de equilíbrio ("EC 7").

Ação	Símbolo	Valor	
		Sit. Persistente ou Transitória	Situação Acidental
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas	$\gamma_{\varphi'}$	1,25	1,25
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,25	1,25
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,4	1,4
Resistência à compressão uniaxial	γ_{qu}	1,4	1,4
Peso volúmico	γ_{γ}	1,0	1,0

A verificação do ELU de rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou elementos estruturais e do ELU de rotura ou deformação excessiva do terreno é garantida se verificada a condição:

$$E_d \leq R_d \quad (10)$$

Sendo:

E_d - Valor de cálculo do efeito das ações;

R_d - Valor de cálculo das capacidades resistentes.

O “EC 7” permite para a verificação dos ELU de rotura interna ou deformação excessiva da estrutura e de rotura ou deformação excessiva do terreno a utilização de três abordagens de cálculo, sendo que de acordo com o Anexo Nacional, em Portugal, apenas deverá ser utilizada a abordagem de cálculo 1.

Resultando, assim, nas seguintes expressões para a determinação dos valores de cálculo das ações e das capacidades resistentes:

$$E_d = E\{\gamma_F \times F_{rep} : X_k/\gamma_M ; a_d\} \quad (11)$$

$$R_d = R\{\gamma_F \times F_{rep} : X_k/\gamma_M ; a_d\}/\gamma_R \quad (12)$$

Sendo:

a_d - Valor de cálculo de dados geométricos;

γ_R - Coeficiente parcial para uma capacidade resistente;

A abordagem de cálculo 1 prevê a verificação para duas combinações de conjuntos de coeficientes parciais aplicados às ações, aos parâmetros de resistência do terreno e às capacidades resistentes do terreno, obtendo-se:

- Combinação 1: A1 “+” M1 “+” R1
- Combinação 2: A2 “+” M2 “+” R1

Sendo que, no caso do cálculo de estacas carregadas axialmente e de ancoragens, a combinação 2 assume outra formulação:

- Combinação 2: A2 “+” (M1 ou M2) “+” R4

Os valores dos coeficientes parciais, para situações persistentes ou transitórias, a considerar para as ações (γ_F), para os parâmetros do solo (γ_M) e capacidade resistente (γ_a), podem ser consultados na Tabela 11, Tabela 13 e Tabela 15, respetivamente. Em situações de projeto acidentais, os valores dos coeficientes parciais para as ações (γ_F) assumem os valores presentes na Tabela 12, para os parâmetros do solo (γ_M) os valores da Tabela 14 e para a capacidade resistente (γ_a) os valores da Tabela 16.

Tabela 11 - Coeficientes parciais para as ações (γ) para ELU de rotura interna ou deformação excessiva da estrutura e de rotura ou deformação excessiva do terreno ("EC 7").

Ação	Símbolo	Conjunto	
		A1	A2
Permanente	γ_G	1,35	1,0
Desfavorável			
Favorável		1,0	1,0
Variável	γ_Q	1,5	1,3
Desfavorável			
Favorável		0	0

Tabela 12 - Coeficientes parciais para as ações (γ) para ELU de rotura interna ou deformação excessiva da estrutura e de rotura ou deformação excessiva do terreno em situações acidentais ("EC 7").

Ação	Símbolo	Valor
Permanente	γ_G	1,0
Desfavorável		
Favorável		1,0
Variável	γ_Q	1,0
Desfavorável		
Favorável		0

Tabela 13 - Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M) para ELU de rotura interna ou deformação excessiva da estrutura e de rotura ou deformação excessiva do terreno ("EC 7").

Ação	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,0	1,4
Resistência à compressão uniaxial	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso volúmico	γ_γ	1,0	1,0

Tabela 14 - Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M) para ELU de rotura interna ou deformação excessiva da estrutura e de rotura ou deformação excessiva do terreno em situações acidentais ("EC7").

Ação	Símbolo	Valor
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas	$\gamma_{\phi'}$	1,1
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,1
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,15
Resistência à compressão uniaxial	γ_{qu}	1,15
Peso volúmico	γ_γ	1,0

Tabela 15 - Coeficientes parciais para as capacidades resistentes para ancoragens pré-esforçadas (γ_a) para ELU de rotura interna ou deformação excessiva da estrutura e de rotura ou deformação excessiva do terreno ("EC7").

Ação	Símbolo	Conjunto	
		R1	R4
Provisória	$\gamma_{a,t}$	1,1	1,1
Definitiva	$\gamma_{a,P}$	1,1	1,1

Tabela 16 - Coeficientes parciais para as capacidades resistentes para ancoragens pré-esforçadas em situações acidentais (γ_a) para ELU de rotura interna ou deformação excessiva da estrutura e de rotura ou deformação excessiva do terreno ("EC7").

Ação	Símbolo	Valor
Provisória	$\gamma_{a,t}$	1,1
Definitiva	$\gamma_{a,P}$	1,1

A verificação do ELU de perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno devido ao levantamento global é garantida se verificada a condição:

$$G_{dst;d} + Q_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d \quad (13)$$

Sendo:

$G_{dst;d}$ - Valor de cálculo das ações verticais permanentes desestabilizantes;

$Q_{dst;d}$ - Valor de cálculo das ações verticais variáveis desestabilizantes;

$G_{stb;d}$ - Valor de cálculo das ações verticais permanentes estabilizantes;

R_d - Valor de cálculo de qualquer capacidade resistente adicional ao levantamento global.

Os valores dos coeficientes parciais a considerar para as ações (γ_F) e para os parâmetros do solo (γ_M), podem ser consultados na Tabela 17 e

Tabela 18, respetivamente.

Tabela 17 - Coeficientes parciais para as ações (γ_F) para ELU de levantamento global ("EC 7").

Ação	Símbolo	Valor	
		Sit. Persistente ou Transitória	Situação Acidental
Permanente Desfavorável	$\gamma_{G,dst}$	1,0	1,0
	$\gamma_{G,stb}$	0,9	0,9
Variável Desfavorável	$\gamma_{Q,dst}$	1,5	1,0

Tabela 18 - Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M) para ELU de levantamento global ("EC

7")

Ação	Símbolo	Valor	
		Sit. Persistente ou Transitória	Situação Acidental
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas	$\gamma_{\phi'}$	1,25	1,25
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,25	1,25
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,4	1,4
Resistência à tração de uma estaca	γ_{st}	1,4	1,2
Resistência de uma ancoragem	γ_a	1,4	1,2

A verificação da resistência à rotura por levantamento hidráulico devido à percolação de água no terreno (HYD) é garantida se verificada uma das seguintes condições:

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d} \quad (14)$$

ou

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d} \quad (15)$$

Sendo:

$u_{dst;d}$ - Valor de cálculo da pressão na água dos poros na base da coluna (desestabilizante);

$S_{dst;d}$ - Valor de cálculo da força vertical de percolação na coluna;

$\sigma_{stb;d}$ - Valor de cálculo da tensão total vertical na base da coluna (estabilizante);

$G'_{stb;d}$ - Valor de cálculo do peso submerso da coluna.

Os valores dos coeficientes parciais a considerar para as ações (γ_F) para esta verificação podem ser consultados na Tabela 19.

Tabela 19 - Coeficientes parciais para as ações (γ_F) para ELU de rotura por levantamento hidráulico ("EC 7").

Ação	Símbolo	Valor	
		Sit. Persistente ou Transitória	Situação Acidental
Permanente Desfavorável	$\gamma_{G,dst}$	1,35	1,20
	$\gamma_{G,stb}$	0,9	0,90
Variável Desfavorável	$\gamma_{Q,dst}$	1,5	1,00

No caso concreto das estruturas de suporte de terras flexíveis, escoradas, ancoradas (Figura 49) ou pregadas (Figura 66), os estados limites últimos a considerar no dimensionamento são,

geralmente, a rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou elementos estruturais. Estas estão condicionadas pela resistência mecânica dos materiais (STR), pela rotura ou deformação excessiva do terreno, condicionadas pelas propriedades do terreno (GEO) e pela erosão interna causada por gradientes hidráulicos (HYD).

2.5.4 Estados Limites de Utilização (ELS)

De acordo com a definição apresentada no “EC 0”, os ELS são estados para além dos quais a estrutura deixa de satisfazer os critérios de projeto, relativos à utilização, especificados de forma global para a estrutura ou para um elemento estrutural. A verificação de ELS pode ser efetuada para o terreno, para a estrutura ou parte desta, verificando a expressão $E_d \leq C_d$. Sendo E_d o valor de cálculo do efeito das ações e C_d o valor limite de cálculo do critério relevante de aptidão para a utilização.

Os valores limites são definidos em função do tipo de estrutura, da exigência e dos requisitos estruturais impostos, em fase de projeto de estruturas. Os requisitos podem ser assentamentos (total, relativo ou diferencial), a rotação, a inclinação, deslocamentos horizontais ou amplitude das vibrações.

Associados a estados limites de utilização podem ser definidos, no plano de monitorização de um projeto de escavação e contenção periférica, os limites de alerta e de alarme, para um conjunto de medições, com base em valores determinados para os estados limites e em valores expectáveis na modelação numérica.

Estes limites, à semelhança dos ELS, estão relacionados com assentamentos, rotações, deslocamentos e vibrações, ou ainda, com forças instaladas em elementos da estrutura, de forma a garantir a segurança dos trabalhos e a preservação das estruturas adjacentes.

A monitorização é realizada com recurso a medições obtidas através de equipamentos e técnicos especializados, com um intervalo adequado.

Os deslocamentos verticais do terreno ou o assentamento e rotação da estrutura podem ser avaliados com recurso a estação total e alvos topográficos, fixos nos elementos e instalados em locais críticos da estrutura, de modo a permitir a medição dos movimentos de translação e de rotação. Os deslocamentos horizontais do terreno podem avaliados com inclinómetros, que permitem medir, em intervalos definidos, o deslocamento horizontal entre a base e o topo do inclinómetro. As vibrações podem ser avaliadas com recurso a acelerómetros.

As ancoragens são elementos que requerem a monitorização da carga de pré-esforço instalada, podendo ser definido um critério de alerta e de alarme, tendo em conta o valor da carga instalada nas ancoragens. Para tal, numa estrutura de suporte flexível ancorada é definido um número de ancoragens onde são instaladas células de carga. Este equipamento permite avaliar a carga instalada e comparar com a carga de blocagem. Uma diferença significativa pode indicar que ocorreu uma anomalia na estrutura, como por exemplo, um deslocamento excessivo da estrutura de contenção.

2.5.5 Durabilidade

O projeto geotécnico deve ter em consideração os efeitos das condições ambientais para a durabilidade dos materiais utilizados, de modo a que sejam tomadas medidas preventivas para proteger os materiais ou prever soluções que os protejam.

No caso do betão é necessário ter em conta a existência de ácidos ou de sulfatos, quer no terreno, na água ou em materiais a aplicar em aterro. O aço é afetado por vários fenómenos de corrosão (generalizada ou local), que podem ocorrer em várias situações distintas. Por sua vez, a madeira é suscetível ao ataque por agentes bióticos (como fungos e os insetos xilófagos). Os materiais sintéticos, como os plásticos e os geotêxteis, podem sofrer envelhecimento devido à exposição à radiação solar, temperatura, ozono, tensão ou mesmo sofrer de degradação química.

3 Programa de Cálculo Automático com Formulação por Elementos Finitos

3.1 Enquadramento Geral

O método de elementos finitos (MEF) é uma ferramenta importante para as várias áreas da Engenharia. No caso da Engenharia Civil pode ser especialmente útil para os ramos de Estruturas e Geotecnia, uma vez que permite a modelação, simulação e análise do comportamento de estruturas complexas e dos solos, ajudando no projeto de soluções eficientes, seguras e econômicas.

No caso da Engenharia de Estruturas, este método é relevante para a análise de estruturas complexas, pontes e barragens, uma vez que permite prever o comportamento estrutural para diversos casos de carga, tendo em conta as propriedades dos materiais e da geometria dos elementos.

No caso da Geotecnia, este método é utilizado para a análise da estabilidade de taludes, fundações e de escavações. Um exemplo possível para a aplicação deste método é na análise do comportamento de estruturas flexíveis de suporte de terras. O método permite simular com detalhe a interação entre o solo e a estrutura, contribuindo para a correta definição das cargas aplicadas à estrutura de contenção, prevenindo o colapso e as avarias das estruturas após a construção, sendo também importante para garantir a segurança dos trabalhos durante a execução da estrutura.

A utilização do MEF tem-se disseminado devido ao aumento do poder computacional das máquinas e da disponibilização de programas de cálculo automático, com algoritmos de MEF, que tornam possível aproveitar todas as potencialidades e facilitar a sua implementação no desenvolvimento do projeto estrutural.

3.2 RS2 (Análise bidimensional)

3.2.1 Introdução ao Programa de Cálculo

O programa de cálculo automático RS2 permite a análise com recurso a elementos finitos bidimensionais de estruturas geotécnicas. É empregue para a análise de vários tipos de estruturas e elementos de suporte em solos ou maciços rochosos, sendo utilizado no dimensionamento de estruturas de suporte de terras, de túneis e de fundações (diretas ou indiretas), na avaliação da estabilidade de escavações e taludes, na avaliação de assentamentos elásticos e por consolidação, na análise do fluxo de água subterrânea e na realização de análise dinâmica das estruturas geotécnicas.

O programa é desenvolvido pela empresa *Rocscience Inc.*, com raízes no programa “*PHASES*”, apresentado no início da década de 90 para a análise de maciços rochosos, tendo sofrido diversas melhorias e novas funcionalidades com as várias versões lançadas. Atualmente, encontra-se na versão 11 (Figura 77), lançada em maio de 2020 (Rocscience, 2020).

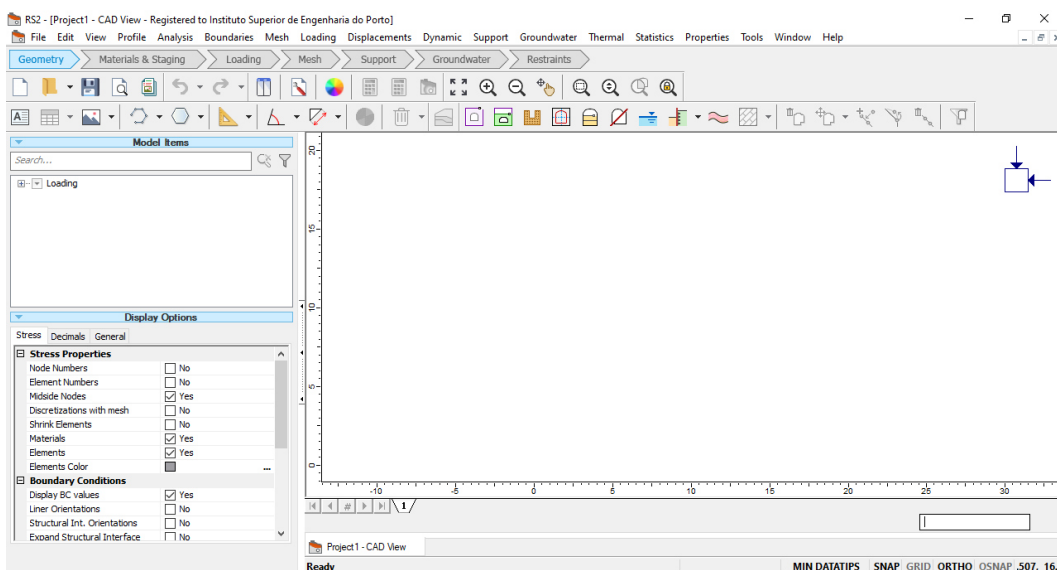


Figura 77 - Interface gráfica do RS2.

3.2.2 Procedimento de Introdução de Dados

A introdução dos dados é iniciada pelas definições do projeto (Figura 78), onde são seleccionadas as unidades pretendidas (comprimentos, pesos, tensão, etc.), a indicação do número de fases a considerar, do nome e da duração de cada fase (nos casos onde o tempo é relevante, como por exemplo, na análise da consolidação e da infiltração de água subterrânea).

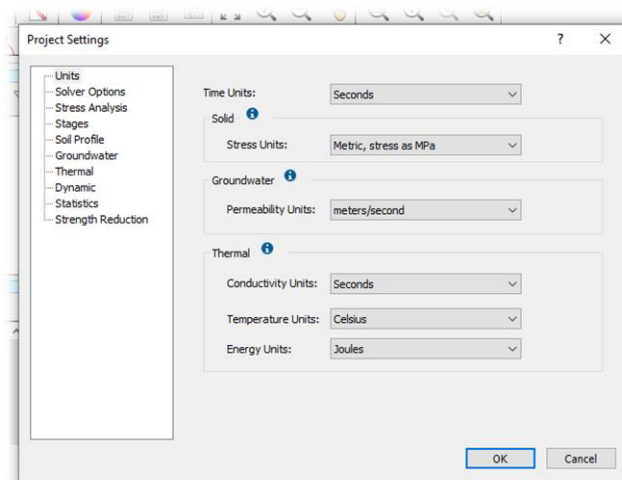


Figura 78 - Introdução das definições de projeto.

De seguida, é necessário definir os limites do caso em análise, este passo é dado através da

introdução do valor das coordenadas dos vértices do terreno - *external boundaries* (Figura 79). São definidas as várias unidades geotécnicas a considerar na análise, de forma manual, onde são criados polígonos fechados e atribuído o respetivo material (**Erro! A origem da referência não foi encontrada.**). Em alternativa, com recurso à ferramenta do perfil geotécnico (*soil profile*), é possível a introdução dos resultados das sondagens e realizada a divisão das várias unidades geotécnicas, de acordo com os valores introduzidos pelo utilizador e do ajuste de definições (Figura 81).

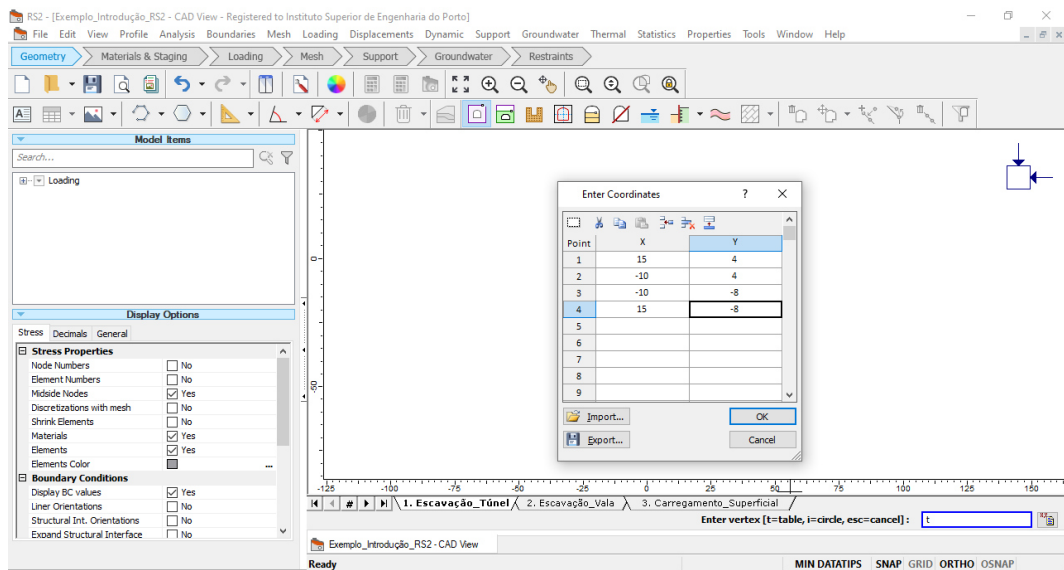


Figura 79 - Introdução dos limites do terreno.

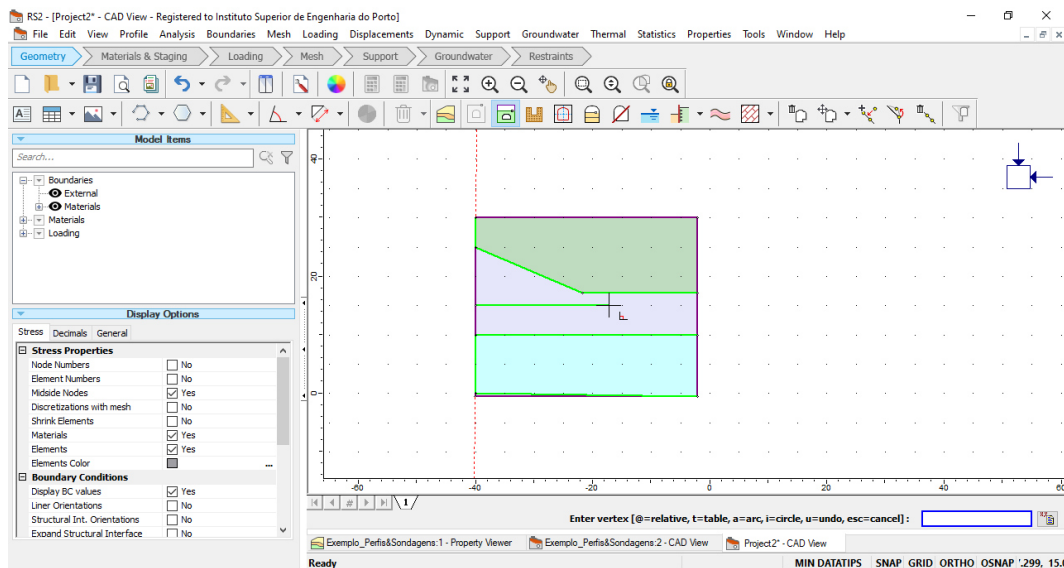


Figura 80 - Introdução das várias unidades geotécnicas de modo manual.

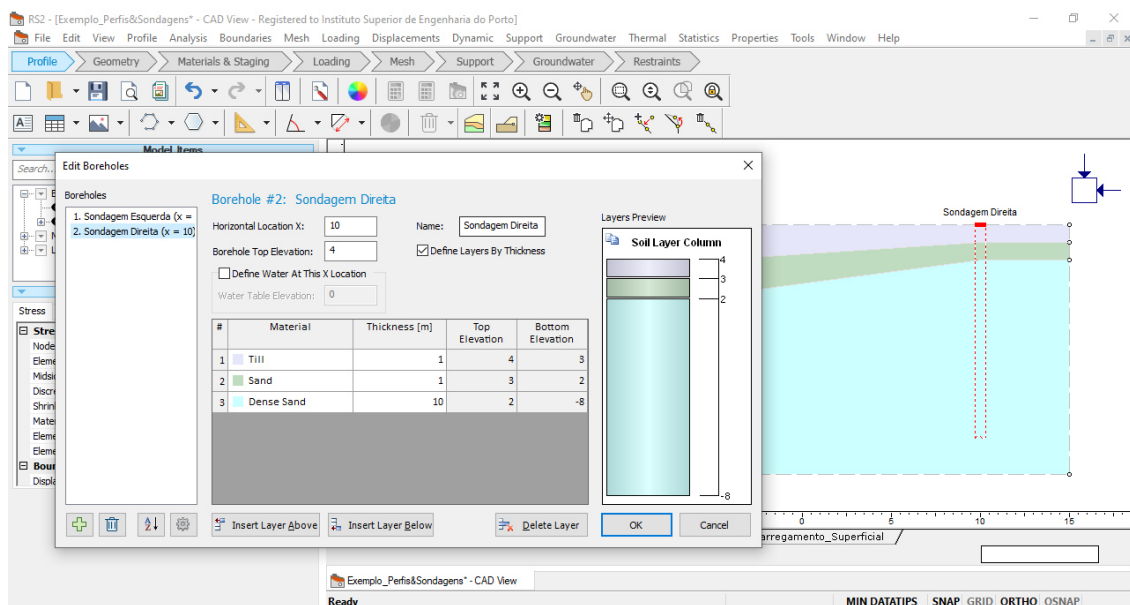


Figura 81 - Introdução das várias unidades geotécnicas com recurso a ferramenta do programa.

Nesta fase, também é definida a geometria das diferentes fases de escavação, através das coordenadas dos vértices dos limites de escavação (Figura 82).

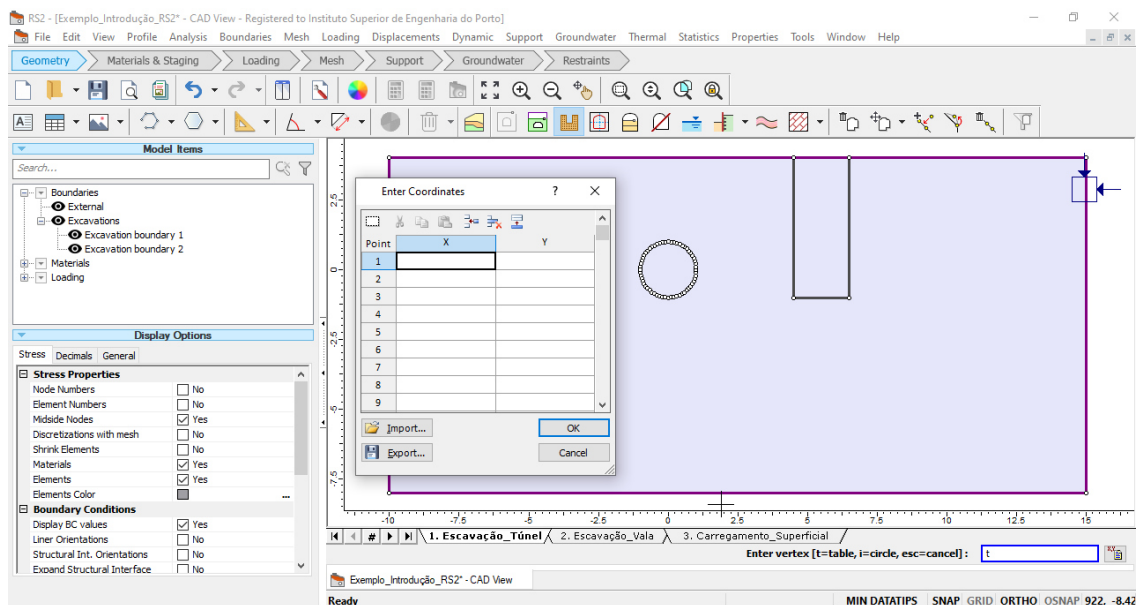


Figura 82 - Introdução da geometria das fases de escavação.

O passo seguinte é a definição das propriedades dos materiais das várias unidades geotécnicas que compõem o terreno (Figura 83). Para cada material são definidos o nome, os parâmetros relativos às condições iniciais, à rigidez, à resistência e às propriedades hidráulicas.

Neste passo também são definidos os materiais que farão parte da estrutura de suporte (Figura 84). É indicado, para cada estrutura de suporte, o material estrutural (*liner*) e as interfaces da estrutura com o terreno (*joints*) pretendidas.

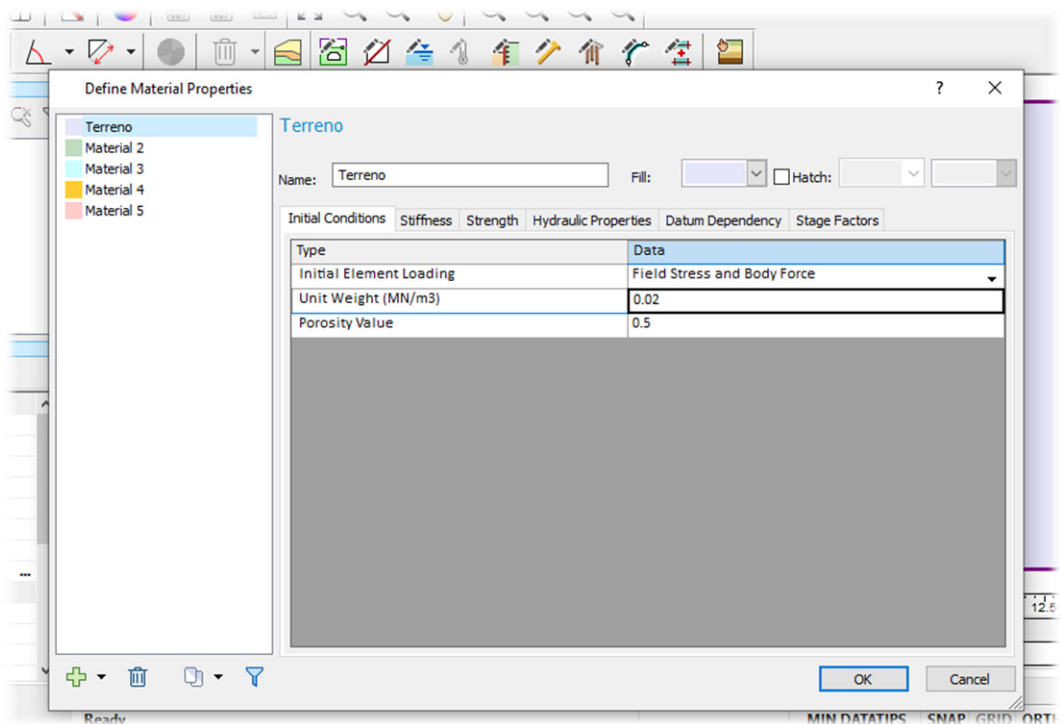


Figura 83 - Introdução das propriedades da unidade geotécnica.

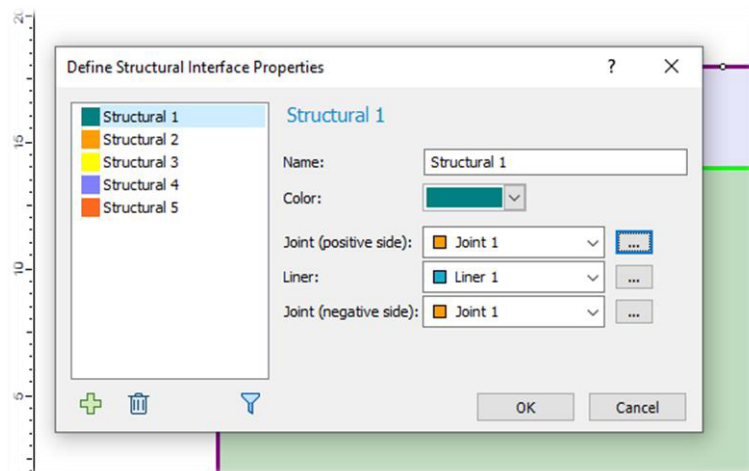


Figura 84 - Definição dos materiais estruturais que compõem o elemento de contenção.

São depois atribuídas as propriedades das juntas (Figura 85), de acordo com o critério de rotura pretendido (*Mohr-Coulomb*, *Barton-Bandis*, *Geosynthetic Hyperbolic*, *Hyperbolic Softening*, *Material Dependent* ou *Displacement Dependent*). Por exemplo, para o critério de *Mohr-Coulomb*, é necessário indicar o ângulo de atrito, a coesão, a rigidez da interface, entre outros parâmetros geotécnicos.

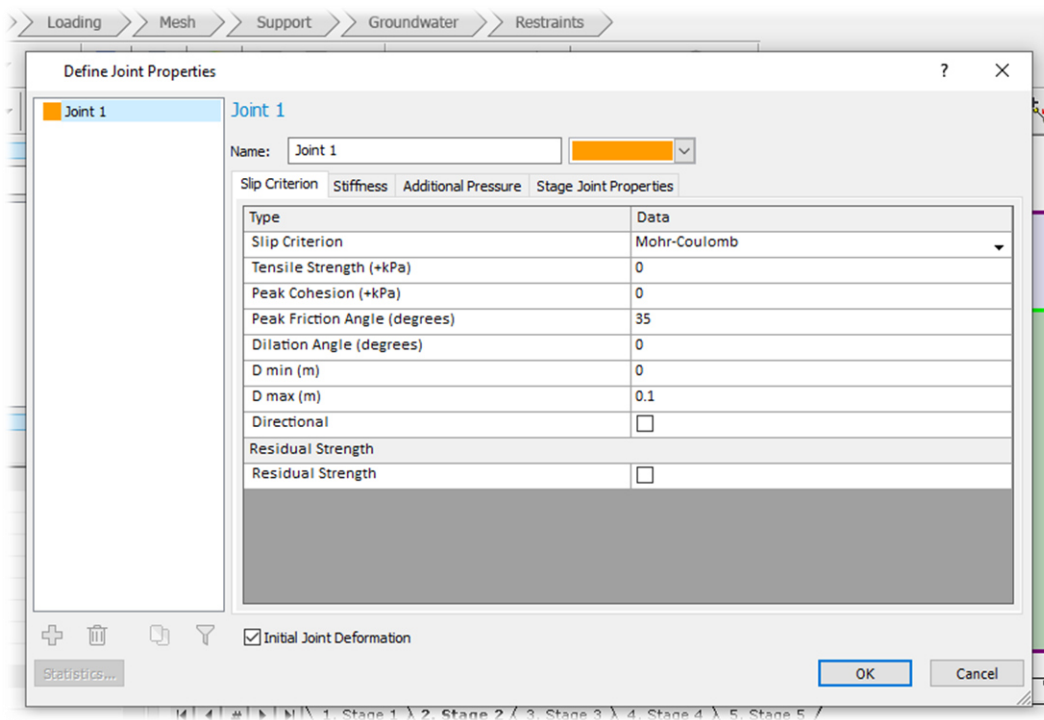


Figura 85 - Propriedades das interfaces solo-elemento de contenção.

São também atribuídas as propriedades mecânicas do material da estrutura de suporte (Figura 86): seleciona-se o tipo de elemento de suporte pretendido para a modelação, de acordo com o tipo de estrutura a desenvolver. O RS2 prevê quatro tipos distintos de elementos de suporte: *standard beam*, *reinforced concrete*, *geosynthetic* ou *cable truss*.

O *Standard Beam* é um tipo de elemento genérico, para o qual são determinadas as suas propriedades e que consegue resistir a esforços de flexão, axiais e de corte (Figura 86).

O *Reinforced Concrete* ou betão armado, é um tipo de elemento específico, para o qual são definidas as propriedades do betão e da armadura. Este consegue resistir a esforços de flexão, axiais e de corte.

O *Geosynthetic* é um tipo de elemento específico destinado aos materiais de reforço do tipo geossintéticos, que se caracterizam por apenas resistir a esforços de tração.

O *Cable Truss* é um tipo de elemento específico destinado aos sistemas de suporte com cabos, que apenas são capazes de resistir a esforços de tração.

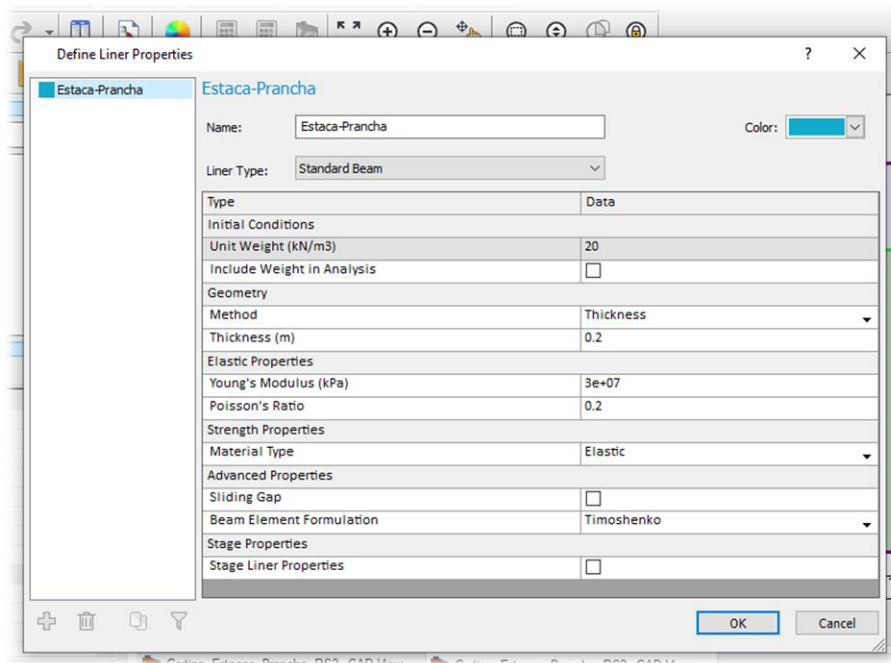


Figura 86 - Propriedades do elemento resistente da estrutura de suporte.

Segue-se a definição do faseamento previsto para o caso em análise, sendo depois atribuídas as escavações ou aterros anteriormente definidos para a respetiva fase (Figura 87).

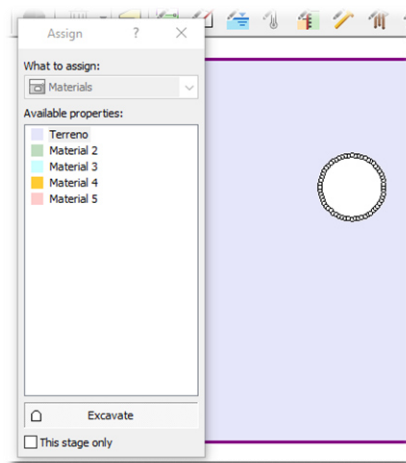


Figura 87 - Definição das propriedades dos materiais para as diversas fases.

Terminado o faseamento, são atribuídas as cargas previstas (Figura 88). A definição de cada carga passa pela indicação do tipo de carga (distribuída ou concentrada), da orientação, do valor para cada fase e do local de aplicação da carga.

Podem igualmente ser definidas outras cargas especiais, como cargas sísmicas, cargas hidrostáticas e molas (permitem simular o apoio por escoras).

O programa permite ajustar o estado inicial de tensões do terreno (Figura 89), de forma a ajustar o modelo às condições do terreno.

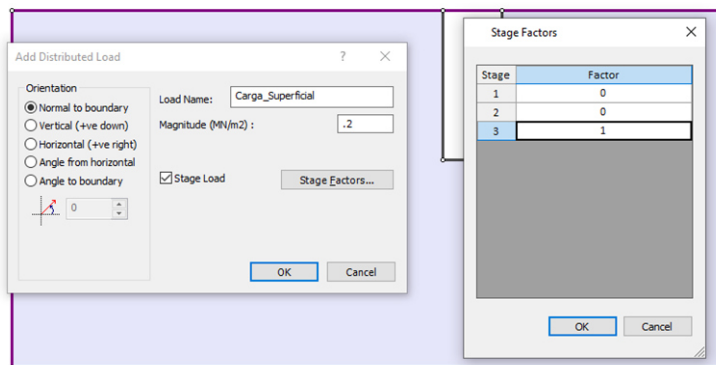


Figura 88 - Introdução de cargas.

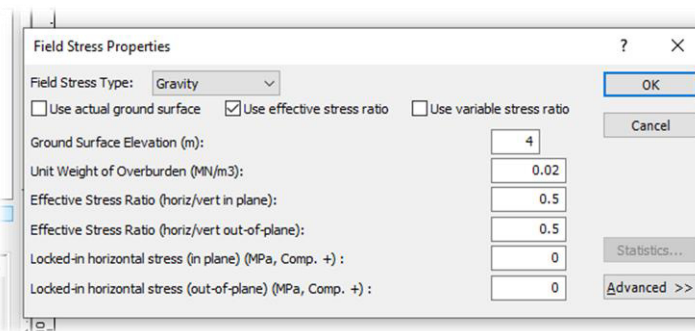


Figura 89 - Estado inicial de tensão.

O passo seguinte passa por definir, caso sejam necessários, os suportes para a estrutura de contenção de terras ou para a superestrutura. O RS2 permite definir os vários tipos de elementos de suporte indicados no ponto 2.2.2, como as ancoragens e pregagens (*bolts*) ou as paredes moldadas, as cortinas de estacas ou as estacas-prancha (*liners*).

Para cada elemento de suporte, do tipo *bolts*, é necessário criar no programa o elemento e definir o seu faseamento construtivo (Figura 90).

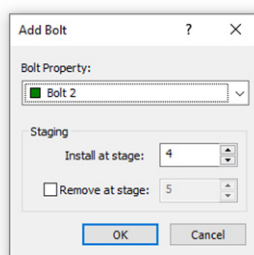


Figura 90 - Inserção de ancoragem ou pregagem.

Para cada elemento é necessário definir o tipo e as propriedades mecânicas pretendidas para o elemento de suporte (Figura 91). O RS2 dispõe de cinco tipos de elementos: pregagem com fixação na extremidade (*End Anchored Bolt*), pregagem totalmente ligada (*Fully Bonded Bolt*), pregagem de cabo liso (*Plain Strand Cable Bolt*), pregagem em Rocha (*Shear Bolt*) e ancoragens (*Tiebacks*).

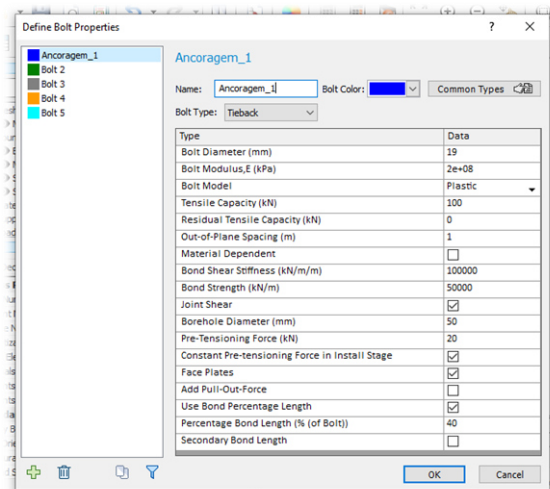


Figura 91 - Propriedades mecânicas da ancoragem ou pregagem.

De seguida, é necessário definir o tipo de malha de elementos finitos a aplicar e ajustar os parâmetros da malha (**Erro! A origem da referência não foi encontrada.**). O programa permite escolher um de três tipos de malhas: a escalonada (*graded*), a uniforme (*uniform*) ou a radial. Dentro de cada tipo de malha é necessário definir o tipo de elemento finito, sendo que o programa permite a escolha entre quatro tipos de elementos: os triângulos de 3 nós, os triângulos de 6 nós, os quadriláteros de 4 nós e os quadriláteros de 8 nós.

Com a definição do tipo de malha e do elemento finito é necessário a introdução dos parâmetros de ajuste da malha, de modo a serem obtidos resultados relevantes e com o detalhe necessário.

Este passo é importante para calibrar a complexidade da malha de elementos finitos com as necessidades do projeto, de forma a evitar a criação de uma malha demasiado grosseira (menor detalhe dos valores obtidos) ou muito fina (maior tempo para obtenção de resultados).

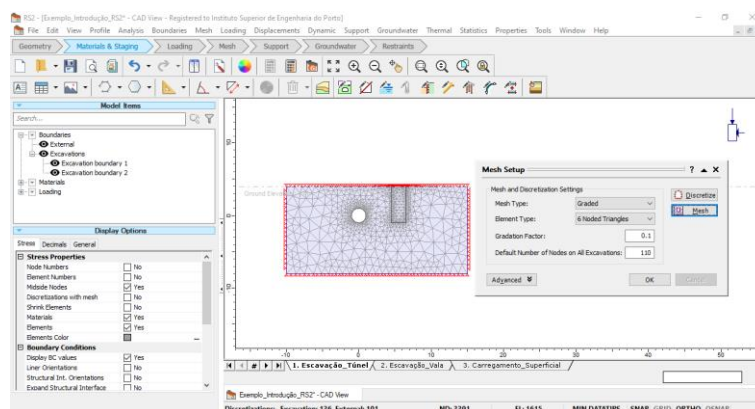


Figura 92 - Configuração da malha de elementos finitos.

Por último, são atribuídas as condições de fronteira (**Erro! A origem da referência não foi encontrada.**), em que para cada limite anteriormente indicado, é definido se o seu deslocamento está bloqueado (no eixo vertical e/ou horizontal) ou se está livre (como por

exemplo, na superfície do terreno).

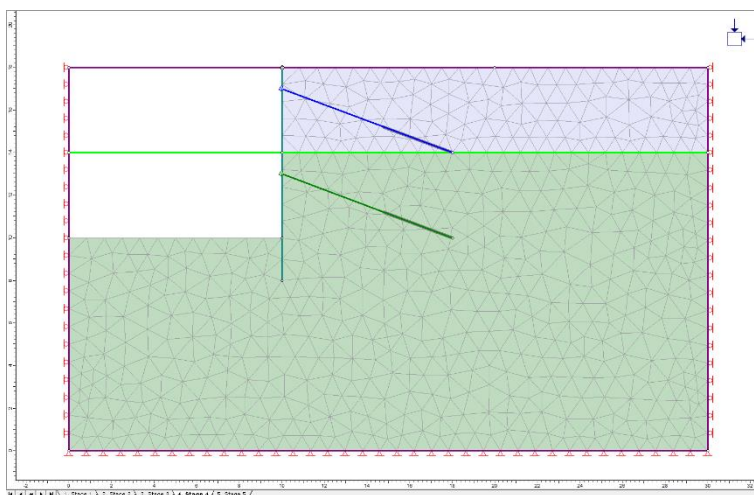


Figura 93 - Modelo após a definição das condições de fronteira.

3.2.3 Procedimento de Cálculo

Após o término da modelação do caso de estudo, no RS2 será possível efetuar a simulação. O processo de cálculo inicia com o comando do utilizador (*compute*) e só é possível após terminar a definição da malha de elementos finitos.

O cálculo é realizado pelo RS2 de forma iterativa, de acordo com os parâmetros e critérios anteriormente selecionados, até à convergência dos resultados. O programa permite monitorizar o estado atual do cálculo, com a indicação do progresso atual, de informações gerais, de informações da fase, de gráficos de convergência e informações do sistema (Figura 94).

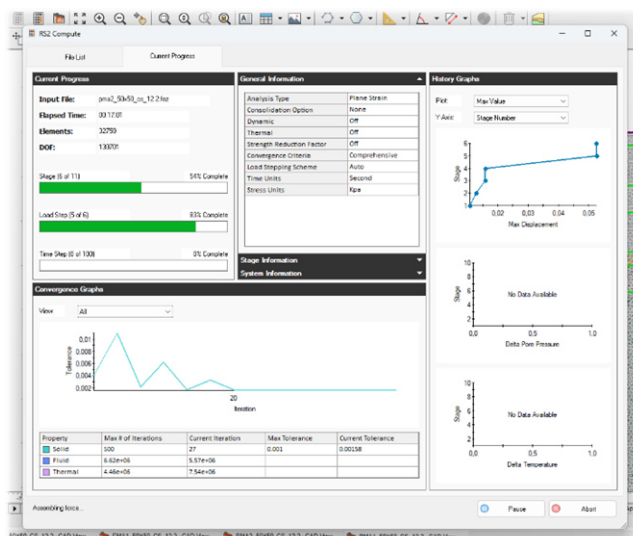


Figura 94 - Interface gráfica do módulo RS2 Compute.

3.2.4 Saída de Resultados

A fase que se segue é a saída dos resultados. Os resultados obtidos permitem avaliar a necessidade de implementar ajustes ao modelo, de modo a garantir a verificação dos estados limites e a otimização da solução obtida.

O programa tem a capacidade de representar os resultados obtidos, sob várias formas. É possível gerar vários tipos de gráficos, como por exemplo o da Figura 95 onde é representado o esforço axial ao longo de uma ancoragem, ou mesmo figuras de diversos parâmetros calculados pelo programa, como por exemplo, a representada na Figura 96, que através de uma escala de cores e da representação da deformada do terreno pretende mostrar os deslocamentos totais do terreno, para determinado caso de carga.

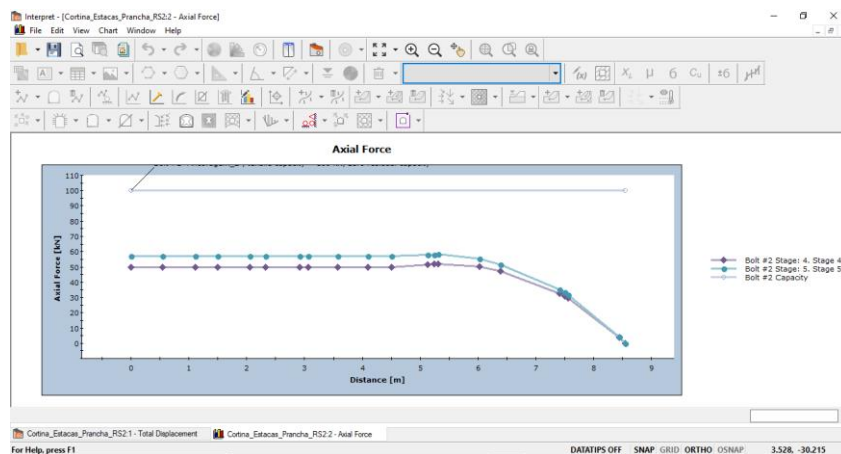


Figura 95 - Exemplo de gráfico do esforço axial ao longo de uma ancoragem.

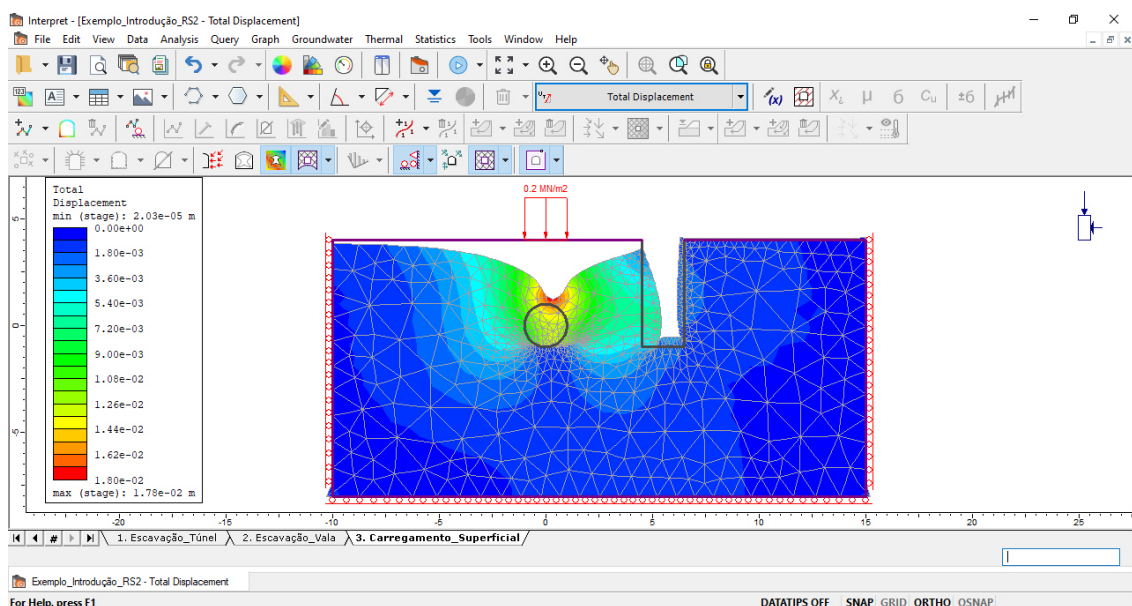


Figura 96 - Representação da deformação do terreno.

O programa permite também representar visualmente o fator de resistência (*strength factor*),

que é determinado para cada ponto da malha de elementos finitos, pela divisão da resistência ao corte mobilizada pela resistência total do material (Figura 97). Este fator permite, de forma expedita, aferir a existência de zonas localizadas em que o material entrou em cedência ($SF < 1,0$) e que podem formar zonas de instabilidade de taludes ou escavações.

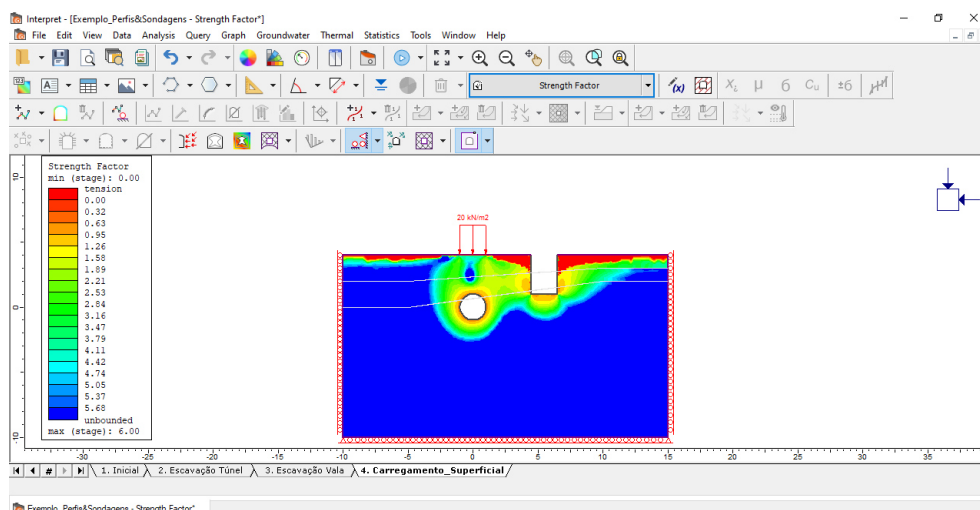


Figura 97 - Determinação do fator de resistência.

Os gráficos e figuras geradas podem ser guardadas ou impressas diretamente, copiadas para a área de transferência ou, no caso dos gráficos, exportados para *Microsoft Excel* para ajustes da formatação.

O RS2 possui o módulo *Report Generator*, ferramenta que permite gerar relatórios, com capacidade de gerir e adicionar vistas e figuras, para depois serem exportados para pdf.

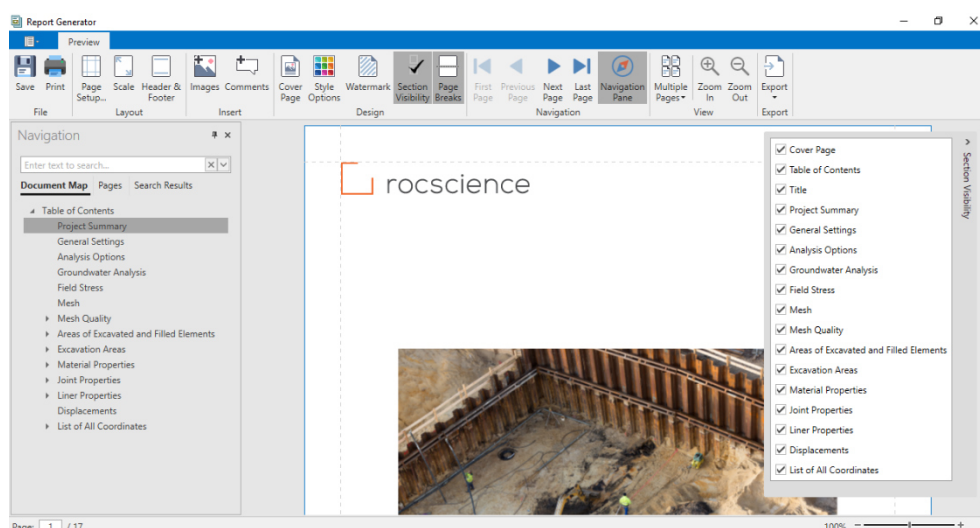


Figura 98 - Interface do módulo *Report Generator*.

O dimensionamento dos elementos que fazem parte da estrutura de suporte, como muros de betão armado, as ancoragens ou as pregagens, é realizado externamente, através de ferramentas adequadas.

3.3 RS3 (Análise tridimensional)

3.3.1 Introdução ao Programa de Cálculo

O programa de cálculo automático RS3 permite uma análise avançada de elementos finitos tridimensionais em estruturas geotécnicas. É utilizado para os mesmos fins que o RS2, contudo, a sua aplicação é mais útil na análise de estruturas geotécnicas mais complexas devido ao seu desenvolvimento irregular ou inseridas em meios com diferentes propriedades mecânicas, necessitando assim duma análise tridimensional para avaliar tensões, deformações e coeficientes de segurança.

O programa é igualmente desenvolvido pela empresa *Rocscience Inc.*, tendo sido lançado ao público em outubro de 2013. Atualmente, encontra-se na versão 4.

3.3.2 Procedimento de Introdução de Dados, de Cálculo e Saída de Resultados

A introdução de dados, o cálculo e a saída de resultados no programa RS3, é semelhante ao que atrás foi referido relativamente ao RS2.

4. Caso de Estudo

4.1 Enquadramento Geral

O objeto de estudo para o presente trabalho é um edifício misto, destinado a habitação, comércio e escritórios. O edifício possui no total 27 pisos, dos quais 4 são enterrados (caves destinadas a estacionamento) - Figura 99. No rés-do-chão existe o acesso automóvel aos estacionamentos, frações de comércio e estacionamento (Figura 100). O 1º andar é destinado a estacionamento e zonas comuns (Figura 101), o 2º andar destinado a escritórios (Figura 102) e do 3º andar até ao 22º andar destinado a habitação e cobertura (Figura 103). A planta dos pisos é retangular. Do piso -4 até ao rés-do-chão, a dimensão (largura x comprimento) de cada piso é de, aproximadamente, 20 x 45 m, no 1º andar a dimensão reduz para 20 x 35 m e, nos restantes pisos, a dimensão é de 20 x 22,5 m. A área de construção é de, aproximadamente, 15500 m².

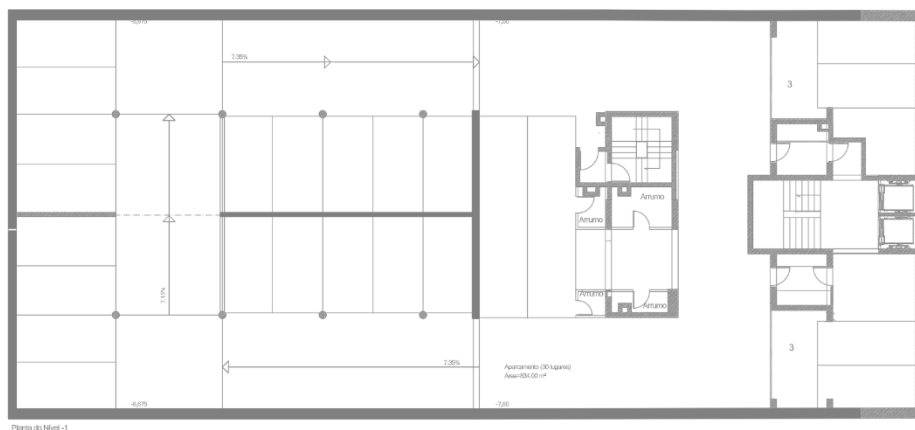


Figura 99 - Planta dos pisos enterrados.

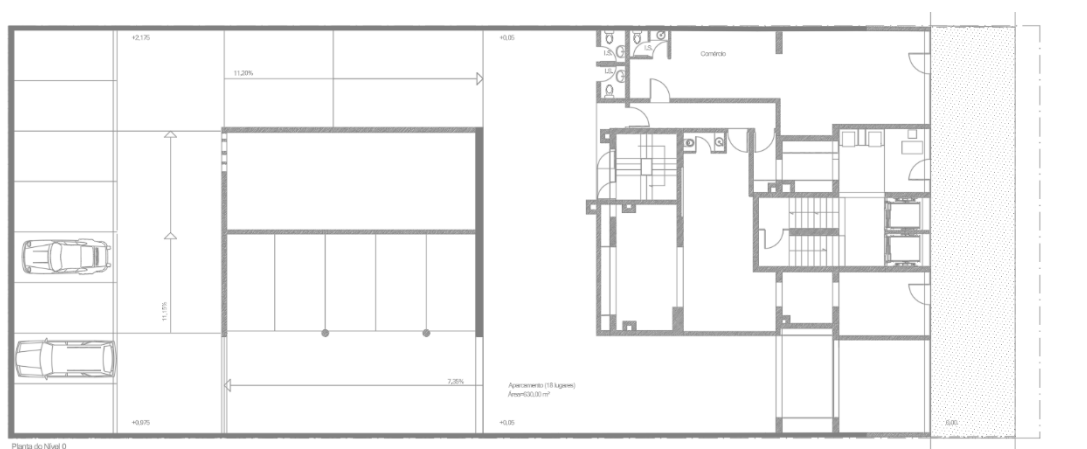


Figura 100 - Planta do rés-do-chão.

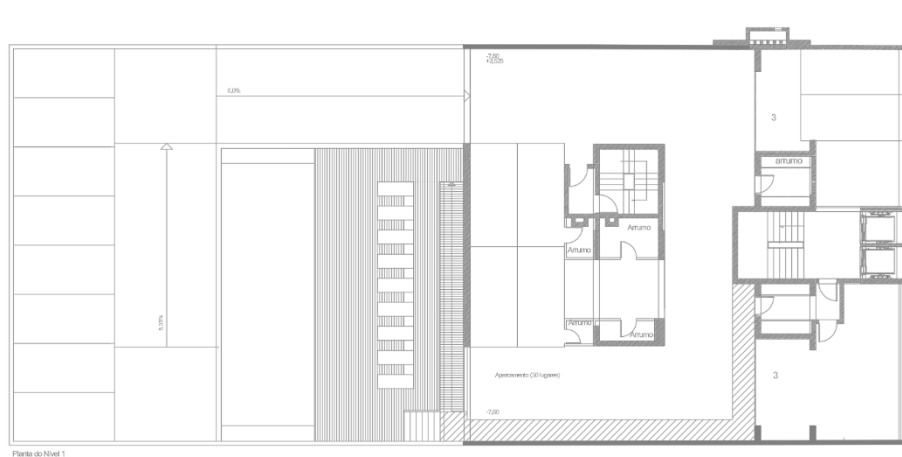


Figura 101 - Planta do 1º andar

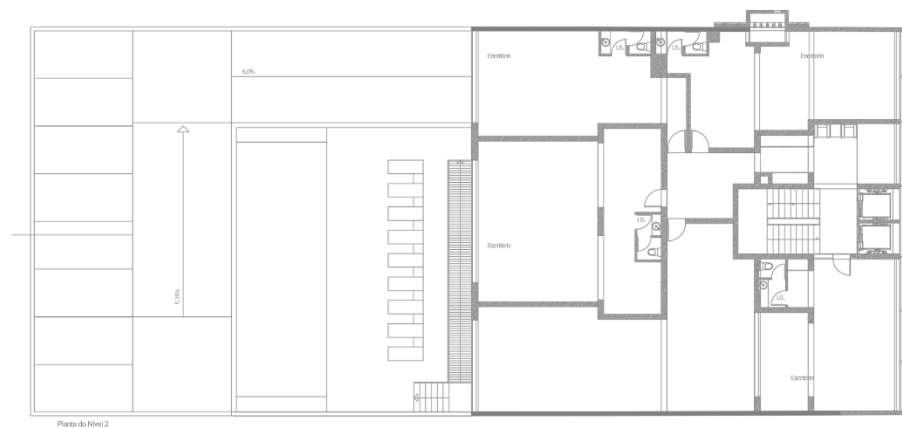


Figura 102 - Planta do 2º andar



Figura 103 - Plantas dos restantes pisos pares (esquerda) e ímpares (direita)

As propriedades do terreno para o local de implantação do caso de estudo foram arbitradas com recurso a uma prospeção geológica-geotécnica realizada no âmbito do projeto de um edifício em Maputo, Moçambique. O estudo realizado incluiu a realização de oito sondagens mecânicas (Figura 104), com profundidades compreendidas entre os 16,50 m e os 40,50 m e de 131 ensaios de penetração dinâmica - SPT.

De acordo com o relatório disponibilizado, o local está situado numa formação designada por “Ponta Vermelha - TeVs”, constituída por areias eólicas, siltitos e grés avermelhado, pertencentes ao Terciário superior.



Figura 104 - Sobreposição da localização de sondagens geotécnicas com a planta do rés-do-chão.

Na Figura 105 é apresentado o registo fotográfico das sondagens S2, S4 e S6, obtidas pela recuperação do material recolhido pelo tubo amostrador do ensaio SPT.



Figura 105 - Registo fotográfico das amostras S2 (esquerda), S4 (centro) e S6 (direita).

Foram igualmente recolhidas oito amostras para realização de ensaios laboratoriais. Na Tabela 20 são indicadas as profundidades em que foram recolhidas as amostras, na respetiva sondagem e as respetivas litologias. Para estas amostras foi realizada uma análise granulométrica, uma avaliação do equivalente de areia, determinados os limites de liquidez e de plasticidade, determinado o teor de humidade e o ensaio de azul de metileno, cujo resumo dos resultados constam da Tabela 21.

Tabela 20 - Descrição das amostras recolhidas.

Amostra	Sondagem	Profundidade	Litologia
1	S2	19,5-21,0	Areia fina, siltosa, vermelha-alaranjada
2	S2	24,0-25,5	Areia fina, siltosa, vermelha-alaranjada
3	S2	27,0-29,5	Areia fina, siltosa, vermelha-alaranjada
4	S2	31,5-33,0	Areia fina, siltosa, vermelha-alaranjada
5	S7	15,0-16,5	Areia fina, siltosa, avermelhada
6	S7	18,0-19,5	Areia fina, siltosa, avermelhada
7	S8	12,0-13,5	Areia fina, siltosa, avermelhada
8	S8	15,0-16,5	Arenito de grão fino, avermelhado e alaranjado, decomposto

Tabela 21 - Resumo dos ensaios laboratoriais.

Amostra	% passados nos peneiros				AM	W_{nat} (%)	EA (%)	LL/LP (%)	IP (%)	Classificação	
	¾"	10	40	200						AASTHO	Unif.
1	100	100	95,8	10,4	0,31	18,3	35	NP/NP	NP	A-3 (0)	SP-SM
2	100	99,8	91,1	2,4	0,24	17,5	68	NP/NP	NP	A-3 (0)	SP
3	100	99,6	74,0	1,3	0,22	16,2	71	NP/NP	NP	A-3 (0)	SP
4	100	100	83,5	1,8	0,20	18,6	66	NP/NP	NP	A-3 (0)	SP
5	100	100	96,6	4,5	0,25	19,5	53	NP/NP	NP	A-3 (0)	SP
6	100	99,8	96,7	7,4	0,28	21,9	47	NP/NP	NP	A-3 (0)	SP-SM
7	100	96,7	87,9	19,6	0,42	17,7	23	NP/NP	NP	A-2-4 (0)	SM
8	100	98,2	89,2	18,4	0,44	19,0	29	NP/NP	NP	A-2-4 (0)	SM

No relatório, com base na campanha de prospeção, foram definidos seis horizontes geotécnicos distintos, G1 a G6, abaixo apresentados, e cujo resumo das propriedades é apresentado na Tabela 22.

- Horizonte Geotécnico 1 (G1): aterros heterogêneos, essencialmente de natureza arenosa, por vezes com presença de fragmentos originários de trabalhos de construção civil. Desenvolvem-se superficialmente, em média até 1,5 m de profundidade, com exceção da sondagem S8, onde se prolonga até cerca de 4,5 m;
- Horizonte Geotécnico 2 (G2): solos arenosos muito soltos com N_{SPT} inferiores a 5 pancadas. Esta zona geotécnica é subjacente à G1, surge apenas em algumas das sondagens (S1, S2, S4 e S6), com uma espessura variável, que em média ronda os 3 m. Nas sondagens S4, S7 e S8 surge também abaixo da zona geotécnica G3, a uma profundidade média de 9,0 m, com uma espessura média de 4 m;
- Horizonte Geotécnico 3 (G3): solos arenosos soltos, com N_{SPT} compreendido entre 5 e 10 pancadas. Este horizonte é comum a todas as sondagens, com uma espessura média de 5,50 m, variando entre 3,0 m (S8) a 9,0 m (S7). Nas sondagens S3, S5, S7 e S8 surge subjacente a G1;
- Horizonte Geotécnico 4 (G4): solos arenosos medianamente compactos, com N_{SPT} compreendido entre 10 e 30 pancadas. Este horizonte é comum a todas as sondagens, com uma grande variação de espessura entre as diferentes sondagens, variando entre 1,0m (S8) a 24,50 m (S2). Esta zona geotécnica surge entre 6,0 m a 13,5m de profundidade;

- Horizonte Geotécnico 5 (G5): solos arenosos compactos e a arenitos decompostos, com N_{SPT} entre as 30 e 60 pancadas. Este horizonte surge em praticamente todas as sondagens, com exceção de S7, com uma espessura variável entre 1,50m e 6,0m e a uma profundidade compreendida entre os 10,5m (S1) e os 34,5 m (S2);
- Horizonte Geotécnico 6 (G6): arenitos muito friáveis a friáveis, com N_{SPT} superiores a 60 pancadas. Esta zona geotécnica é o leito rochoso do local, surge a profundidades muito variadas entre os 13,5 m (S1) até aos 36,0 m (S2).

Tabela 22 - Resumo dos parâmetros geotécnicos dos horizontes geotécnicos.

Horizonte Geotécnico	Descrição	N_{SPT}	γ (kN/m^3)	ϕ' ($^\circ$)	c' (kPa)	E (MPa)	Tensão Admissível (kPa)
G1	Aterro heterogéneo	--	< 18	< 30	--	< 40	--
G2	Solos arenosos muito soltos	< 5	16 a 17	27 a 28	--	< 10	--
G3	Solos arenosos soltos	5 a 10	17 a 18	28 a 30	--	10 a 20	< 50
G4	Solos arenosos medianamente compactos	10 a 30	18 a 19	30 a 32	--	20 a 40	50 a 100
G5	Solos arenosos compactos a arenitos decompostos	30 a 60	19 a 20	32 a 38	--	80 a 200	300 a 500
G6	Arenitos muito friáveis a friáveis	> 60	20 a 22	38 a 42	10 a 20	200 a 500	500 a 600

De acordo com o referido no relatório da prospeção geológico-geotécnica o peso volúmico, o ângulo de resistência ao corte e o valor do módulo de deformabilidade foram estimados por correlação empírica com o valor do N_{SPT} .

Na Figura 106 são apresentados os perfis geotécnicos, retirados do relatório, para os alinhamentos A-A' (S5-S3-S7-S1) e para o alinhamento B-B' (S6-S4-S8-S2).

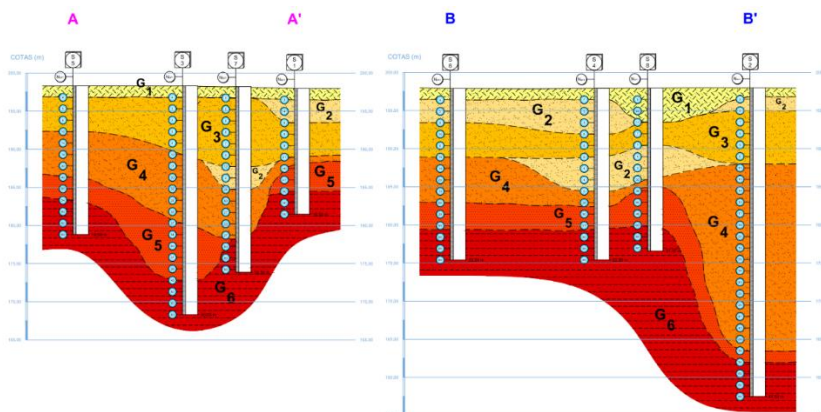


Figura 106 - Perfis geotécnicos do terreno.

Nos resultados da prospeção geológica-geotécnica não foi evidenciada a presença de nível freático nas diversas sondagens.

A nível de condicionantes ao projeto, é assumido que o edifício estará localizado numa área densamente edificada, com a presença de infraestruturas sensíveis e de arruamentos importantes com intenso tráfego rodoviário nas imediações.

Assume-se também que não haverá limitações à realização de ancoragens (como, por exemplo, a presença de caves de edifícios contíguos).

Foi assumido que a cortina a executar para suporte de terras fará parte da estrutura definitiva.

4.2 Modelação da Estrutura

Foi utilizado o programa RS2 para modelar os diversos casos em análise, de acordo com o faseamento construtivo e as cargas indicadas.

Adotou-se uma análise bidimensional e esta foi realizada considerando a seção média da cortina com maior comprimento. Foi assumido que, apesar de se tratar de um caso tridimensional, a geometria simples e regular prevista pela Arquitetura para as caves permite uma análise em estado plano de deformação com recurso ao programa de análise acima referido.

A análise é realizada a meio da cortina, uma vez que esta seção é a mais desfavorável, em termos de deslocamentos e com uma menor influência dos elementos perpendiculares ao plano em análise, ao contrário do que acontece junto dos limites dos painéis. Esta modelação permite também uma obtenção mais expedita de resultados.

Na modelação dos vários casos são adotados alguns pressupostos e decisões, abaixo elencados:

- Adota-se como base para a presente análise o perfil geotécnico S4, que se encontra sensivelmente a meio da cortina a analisar e, comparativamente às restantes sondagens, apresenta o pior cenário para as propriedades do terreno;
- Adotou-se, para as unidades geotécnicas, o modelo constitutivo de *Mohr-Coloumb* em detrimento de outras formulações mais complexas, com comportamentos não lineares para a tensão-deformação, como o *Hardening-Soil Model*. Foi definido uma formulação mais simples por duas razões. Em primeiro, o menor esforço computacional, o que se traduz em resultados mais rápidos e, em segundo lugar, pela não realização de ensaios triaxiais e de ensaios edométricos, importantes para ajustar os parâmetros necessários dos diversos materiais;
- Os valores das propriedades dos diferentes materiais foram introduzidos, admitindo

como valores característicos os valores inferiores indicados na Tabela 22. A exceção ocorre no valor do peso próprio, onde é considerado como valor característico, o valor médio. Relativamente às propriedades mecânicas da unidade geotécnica G1, foram considerados os valores da unidade geotécnica G2, uma vez que a unidade geotécnica G1 apresenta apenas valores máximos, que são superiores aos indicados para a unidade geotécnica G2. Tendo em conta uma abordagem conservativa, considera-se as propriedades da unidade geotécnica inferior. Os valores considerados na modelação numérica encontram-se representados na Tabela 23;

- Adotou-se para o caso de estudo um coeficiente entre tensões efetivas horizontais e verticais de 0,546, correspondente ao coeficiente de impulso em repouso (K_0) da unidade geotécnica G2 (mais preponderante). Uma vez que o RS2, durante a fase de introdução de dados, para a definição do estado de tensão inicial do modelo numérico necessita da definição deste coeficiente.

Tabela 23 - Resumo dos parâmetros geotécnicos considerados na modelação numérica

Horizonte Geotécnico	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E (MPa)	ν
G1*	16,5	27	--	10	0,3
G2	16,5	27	--	10	0,3
G3	17,5	28	--	10	0,3
G4	18,5	30	--	20	0,3
G5	19,5	32	--	80	0,3
G6	21	38	10	200	0,3

É considerada uma sobrecarga no terreno adjacente à escavação, relativa aos veículos na via adjacente, aplicada numa faixa com a largura da via (vinte metros). Esta ação pretende representar a carga provocada pela circulação de veículos. Como referência, é considerado o valor indicado pela NP EN 1991-2, no ponto 4.3.2., para o dimensionamento de muros de encontros de pontes, com o valor de 9 kN/m² (no antigo Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes - Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de maio, é considerado um valor de 10 kN/m² para esta ação).

A janela de análise (*external boundary*) do modelo numérico é definida, de modo a conseguir analisar corretamente toda a zona de influência da escavação da cortina. É considerado, numa fase inicial, um processo iterativo para definir o tamanho da janela, partindo da dimensão 30 por 30 m (cerca de 3 vezes a profundidade da cortina). A paragem ocorre quando o incremento da janela provoca uma pequena diferença entre os valores do deslocamento total de determinados pontos junto da cortina a modelar.

No presente caso de estudo é considerada uma janela de análise com dimensão 50 por 50 m. Como condições de fronteira é admitido que o topo do terreno está livre, o limite lateral esquerdo e o limite inferior têm o deslocamento vertical e horizontal impedido e o limite lateral direito tem apenas o deslocamento horizontal impedido.

No modelo numérico são definidos elementos finitos do tipo triângulos de seis nós, com uma

malha graduada e 500 nós no limite exterior.

São considerados os seguintes materiais estruturais:

- Betão: C30/37
- Armaduras ordinárias: A500 NR
- Armaduras de Pré-esforço: Y 1860

4.3 Modelação de Cortina Escorada

Na modelação de cortina escorada são considerados dois sistemas construtivos:

1. Cortina escorada do tipo parede moldada com uma espessura de 0,40 m;
2. Cortina escorada do tipo estacas moldadas tangentes com um diâmetro de 0,60 m.

Foi admitido que a escavação será realizada até à cota -10,70 m e que a cortina se prolonga até à cota -12,20 m.

São apenas estudados casos com quatro níveis de escoras, para simplificação da análise. Apesar disso salienta-se que um menor número de níveis de escoramento (dois ou três) facilita a execução dos trabalhos de escavação e possibilita uma eventual redução do custo com escoramentos, contudo implica a existência de maiores esforços na cortina.

Os escoramentos são previstos 0,50 m abaixo da cota das lajes, para possibilitar a sua posterior execução; assume-se, portanto, que os escoramentos estão instalados nas cotas: -0,50 m, -3,05 m, - 5,60 m e -8,15 m.

Fixa-se em 3,00 m a distância horizontal entre escoras para todos os casos analisados.

Obteve-se, assim, para o presente caso de cortina escorada, um conjunto de resultados para as paredes moldadas (Tabela 24) e um outro para as estacas moldadas (Tabela 25).

Tabela 24 - Hipóteses consideradas para paredes moldadas escoradas.

Caso	Espessura (m)	N.º de Escoras
PME1	0,40	4

Tabela 25 - Hipóteses consideradas para cortinas de estacas moldadas escoradas.

Caso	Diâmetro (m)	Tipologia	Afastamento entre Centros (m)	N.º de Escoras
CEE1	0,60	Tangente	0,60	4

A modelação numérica da cortina escorada é composta por várias fases para representar, do modo mais aproximado, o faseamento construtivo em obra. Para o presente caso, com quatro níveis de escoramento, são consideradas as seguintes fases:

1. Estado Inicial;
2. Execução da Cortina;

3. Escavação do inicial;
4. Colocação do 1º nível de escoramento;
5. Escavação do 1º nível;
6. Colocação do 2º nível de escoramento;
7. Escavação do 2º nível;
8. Colocação do 3º nível de escoramento;
9. Escavação do 3º nível;
10. Colocação do 4º nível de escoramento;
11. Escavação do 4º nível.

Em todos os casos, na modelação é considerada uma sobreescavação de 0,50 m abaixo da cota de escoramento. Na Figura 107 encontra-se representado um esquema da estrutura de contenção modelada. Os dados geométricos considerados no modelo numérico para as cortinas podem ser consultados na Tabela 26. No caso das paredes moldadas é apenas necessário indicar a espessura, no caso das cortinas de estacas moldadas é preciso indicar a área e a inércia, por metro de desenvolvimento da cortina.

Tabela 26 - Dados geométricos considerados para as cortinas escoradas

Caso	Espessura (m)	Área (m ² /m)	Inércia (m ⁴ /m)
PME1	0,40	0,4000	0,0053
CEE1	-	0,4712	0,0106

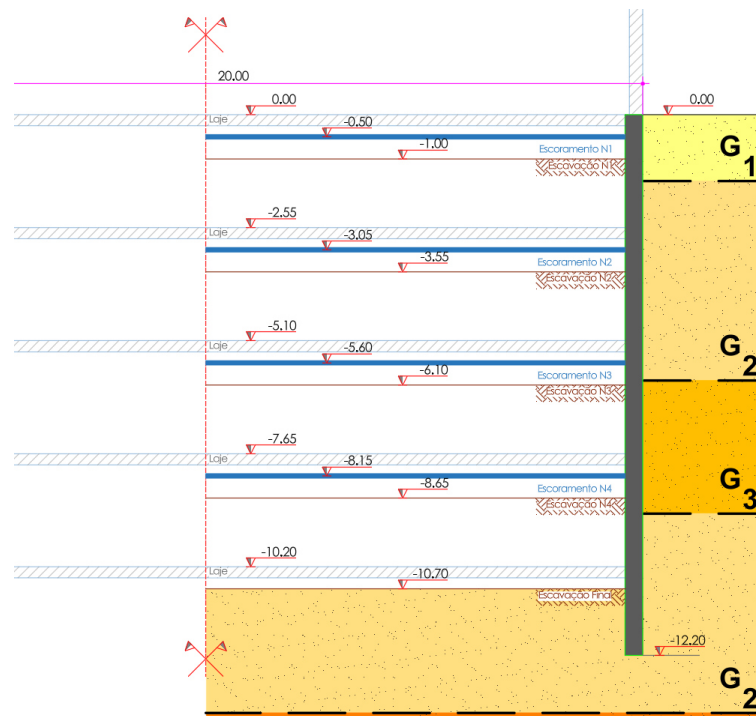


Figura 107 - Esquema da cortina de contenção escorada.

As escoras são inseridas no modelo como molas (*Nodal springs*), permitindo deste modo ajustar o valor da rigidez da escora (k) e, se necessário, introduzir uma carga para representar o seu eventual pré-esforço.

A rigidez da escora considerada na modelação é determinada pela rigidez axial do elemento escora a dividir pelo afastamento entre as escoras, obtendo-se a seguinte equação:

$$k = \frac{EA_s}{Ls} \quad (16)$$

Sendo:

E - Módulo de Elasticidade do material da escora;

A_s - Área transversal da escora;

L - Comprimento da escora;

s - Espaçamento horizontal entre escoras.

Em todos os casos é assumido que as escoras são de aço ($E = 210$ GPa), com um comprimento (L), máximo entre as faces da cortina, igual a 19,2 m e um espaçamento entre escoras (s) de 3,0 m.

O pré-dimensionamento das escoras utilizadas na primeira iteração do modelo numérico é realizado com recurso a diagramas de pressões aparentes. Por simplificação é considerado o diagrama de Terzaghi e Peck para a estimativa dos esforços atuantes em maciços de arenosos (Figura 108).

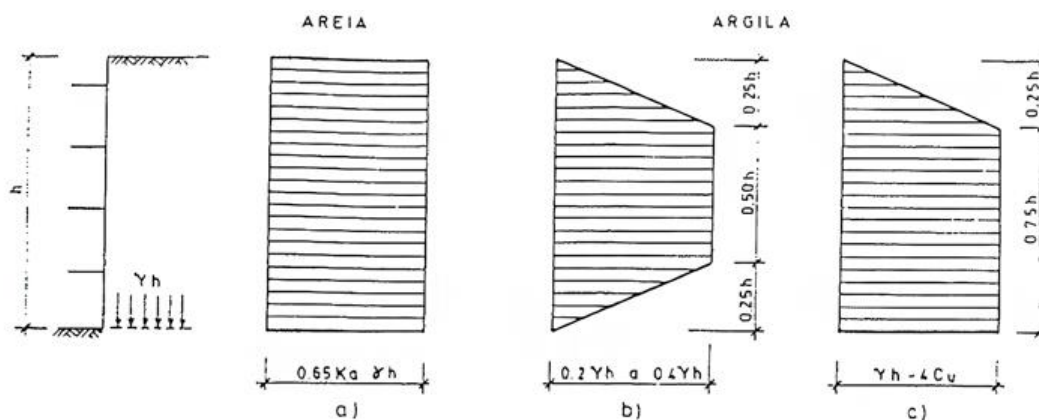


Figura 108 - Diagramas de Terzaghi e Peck para dimensionamento de cortinas escoradas, adaptado de Terzaghi *et al.* (1996).

Este diagrama faz parte de um estudo desenvolvido por estes autores para o dimensionamento de cortinas, com base em resultados da observação de vários casos, em que foram medidos os esforços nos escoramentos e definido uma envolvente para as pressões do solo na cortina. O diagrama a) da Figura 108 é aplicável para maciços

homogêneos de areia seca. O mesmo depende dos valores do peso do solo (γ), da altura de escavação (h) e do valor do coeficiente de impulso ativo de Rankine (K_a).

O valor da pressão do terreno na cortina obtida pelo método de cálculo de Terzaghi e Peck é dado pela expressão:

$$\sigma_{Terzaghi-Peck} = 0,65 K_a \gamma h \quad (17)$$

O valor do coeficiente de impulso ativo (K_a), de acordo com a teoria de Rankine, é dado pela fórmula:

$$K_a = \cos \beta \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{\cos^2 \phi'}{\cos^2 \beta}}}{1 + \sqrt{1 - \frac{\cos^2 \phi'}{\cos^2 \beta}}} \quad (18)$$

Sendo:

β - Ângulo de inclinação da superfície do solo em relação à horizontal;

ϕ' - Ângulo de atrito interno do solo.

Para determinar o valor da pressão do terreno na cortina devida à sobrecarga na superfície do terreno, é assumido o cenário mais gravoso e que origina uma pressão maior, em que a sobrecarga é aplicada sem que tenha ocorrido a deformação do maciço. Pelo que é empregue o valor do impulso em repouso (K_0). O valor da pressão do terreno na cortina originada pela sobrecarga é estimada pela expressão:

$$\sigma_{sobrecarga} = K_0 q \quad (19)$$

O valor do coeficiente de impulso em repouso (K_0) é dado pela fórmula:

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (20)$$

Por simplificação, considera-se os valores das propriedades da unidade geotécnica G2, para o pré-dimensionamento das escoras, uma vez que é o material dominante ($\gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3$ e $\phi' = 27^\circ$). Considera-se que a altura da escavação (h) é 10,70m, a inclinação da superfície do terreno (β) é igual a 0° . Obtendo-se $K_a \approx 0,376$. Resultando em $\sigma_{Terzaghi-Peck}$ de $43,09 \text{ kN/m}^2$ e em $\sigma_{sobrecarga}$ de $4,91 \text{ kN/m}^2$.

A força de dimensionamento da escora (Fd), teoricamente suportada pela mesma, é dada pela multiplicação da pressão na cortina pela área de influência da escora. São majoradas a sobrecarga e a ação permanente, assumindo que se trata de uma situação transitória, é aplicada a expressão 6.10b do "EC 0", resultando num coeficiente parcial relativo às ações permanentes igual a 1,15 (0,85 x 1,35). Sendo obtida a seguinte expressão:

$$Fd = (1,15 \sigma_{Terzagli-Peck} + 1,50 \sigma_{sobrecarga}) A_{inf} \quad (21)$$

Sendo:

A_{inf} - Área de influência da escora (m^2)

Como se referiu, para o presente caso de estudo é considerado um afastamento de 3,00 m entre escoramentos. Obtendo-se as cargas indicadas na Tabela 27.

Tabela 27 - Esforços estimados por escora.

Caso	Escora 1		Escora 2		Escora 3		Escora 4	
	$A_{inf} (m^2)$	$Fd (kN)$	$A_{inf} (m^2)$	$Fd (kN)$	$A_{inf} (m^2)$	$Fd (kN)$	$A_{inf} (m^2)$	$Fd (kN)$
Todos	5,33	303,1	7,65	435,5	7,65	435,5	7,65	435,5

O dimensionamento das escoras, no que diz ao estado limite último, é realizado pela verificação do “EC 3” 1-1. As escoras são elementos que estão sujeitos principalmente a esforços de compressão, pelo que é fundamental verificar a resistência à encurvadura (“EC 3” 1-1, ponto 6.3.1.1 (1)), dada pela expressão.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (22)$$

Sendo:

N_{Ed} - Valor de cálculo do esforço axial de compressão;

$N_{b,Rd}$ - Valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido.

$$N_{b,Rd} = \chi A_s F_y \quad (23)$$

Sendo:

χ - Coeficiente de redução da resistência à encurvadura;

A_s - Área da seção do perfil;

F_y - Tensão de cedência do aço.

O valor de $N_{b,Rd}$ é determinado com recurso ao cálculo de diversos valores (Tabela 28) ou com recurso ao gráfico presente no “EC 3” 1-1.

Tabela 28 - Cálculo de parâmetros de verificação à encurvadura das escoras.

$N_{b,Rd}$	$N_{b,Rd} = \chi A_s f_y$ (24)	A_s - área transversal da seção
fator ε	$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ (25)	$\varepsilon = 0,9244$ (S275)
Esbelteza λ_1	$\lambda_1 = \pi \sqrt{E/f_y} = 93,9 \varepsilon$ (26)	$\lambda_1 = 86,80 \varepsilon$
Esbelteza normalizada $\bar{\lambda}$	$\bar{\lambda} = (L_e/i)/\lambda_1$ (27)	L_e - comprimento efetivo ($L_e = L = 19,20$ m) i - raio de giração da seção
Valor para determinar o coeficiente de redução χ	$\phi = 0,5 (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2)) + \bar{\lambda}^2$ (28)	α - Fator de imperfeição $\alpha = 0,21$ (perfil CHS - curva de encurvadura a)
Coeficiente de redução χ	$\chi = 1/(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}) \leq 1,0$ (29)	

Com base nos valores do pré-dimensionamento, que constam da Tabela 27, foi determinado qual a seção que verifica o valor mais elevado. A verificação efetuada encontra-se resumida na Tabela 29.

Tabela 29 - Verificação à encurvadura das escoras pré-dimensionadas

Seção	A_s (m^2)	i (m)	L_e (m)	λ_1	$\bar{\lambda}$	α	ϕ	χ	$N_{b,Rd}$
CHS 323,9/8	0,007939	0,112	19,2	86,80	1,98	0,21	2,65	0,23	495,82
CHS 323,9/5	0,005009	0,11276	19,2	86,80	1,96	0,21	2,61	0,23	318,22

Para os diversos casos considerados, para o modelo numérico as características geométricas e a rigidez axial admitidas, decorrentes do pré-dimensionamento, podem ser consultadas na Tabela 30. No primeiro cálculo admite-se, em todos os casos, que as escoras são idênticas.

Tabela 30 - Dados de rigidez considerados por escora na 1ª iteração.

Casos	Escora 1		Escora 2		Escora 3		Escora 4	
	EA/L (kN/m)	k ($kN/m.m$)	EA/L (kN/m)	k ($kN/m.m$)	EA/L (kN/m)	k ($kN/m.m$)	EA/L (kN/m)	k ($kN/m.m$)
Todas	5,48E+04	1,83E+04	8,68E+04	2,89E+04	8,68E+04	2,89E+04	8,68E+04	2,89E+04

Após a realização da primeira iteração é realizado um processo cíclico onde são retirados os esforços máximos nas escoras (F) (Tabela 31) e é redefinida a seção das escoras (Tabela 32) até ser encontrada uma solução válida.

Tabela 31 - Esforços máximos por escora após 2ª iteração.

Caso	Escora 1		Escora 2		Escora 3		Escora 4	
	F (kN)	Fd (kN)	F (kN)	Fd (kN)	F (kN)	Fd (kN)	F (kN)	Fd (kN)
PME1	77,55	90,34	296,66	345,60	349,23	406,85	229,72	264,18
CEE1	96,93	112,92	306,48	357,05	341,79	398,19	208,77	243,21

Tabela 32 - Seções consideradas por escora após 2ª iteração.

Casos	Escora 1		Escora 2		Escora 3		Escora 4	
	Seção	$N_{b,Rd}$ (kN)	Seção	$N_{b,Rd}$ (kN)	Seção	$N_{b,Rd}$ (kN)	Seção	$N_{b,Rd}$ (kN)
PME1	CHS 323,9x5	318,22	CHS 323,9/8	495,82	CHS 323,9/8	495,82	CHS 323,9/8	495,82
CEE1	CHS 323,9x5	318,22	2 x CHS 323,3x7	495,82	2 x CHS 323,3x7	495,82	2 x CHS 323,3x7	495,82

De seguida, procede-se a uma segunda iteração, com a rigidez revista (Tabela 33) e são retirados os esforços das escoras.

Tabela 33 - Dados de rigidez considerados por escora na 2ª iteração.

Casos	Escora 1		Escora 2		Escora 3		Escora 4	
	EA/L (kN/m)	k (kN/m.m)	EA/L (kN/m)	k (kN/m.m)	EA/L (kN/m)	k (kN/m.m)	EA/L (kN/m)	k (kN/m.m)
PME1	5,48E+04	1,83E+04	8,68E+04	2,89E+04	8,68E+04	2,89E+04	8,68E+04	2,89E+04
CEE1	5,48E+04	1,83E+04	8,68E+04	2,89E+04	8,68E+04	2,89E+04	8,68E+04	2,89E+04

Na Figura 109 é apresentada a interface gráfica do programa RS2, relativa à modelação numérica desenvolvida para a cortina moldada escorada, após a escavação do último nível.

Para os quatro casos previstos é realizado o cálculo, com os valores característicos das ações e dos parâmetros geotécnicos para determinar os assentamentos, a deformação da cortina, os esforços na cortina e as pressões de terras (correspondendo ao Estado Limite de Utilização, considerando que os coeficientes parciais para ações e materiais são iguais a 1,0). No final do processo iterativo são retirados os resultados finais.

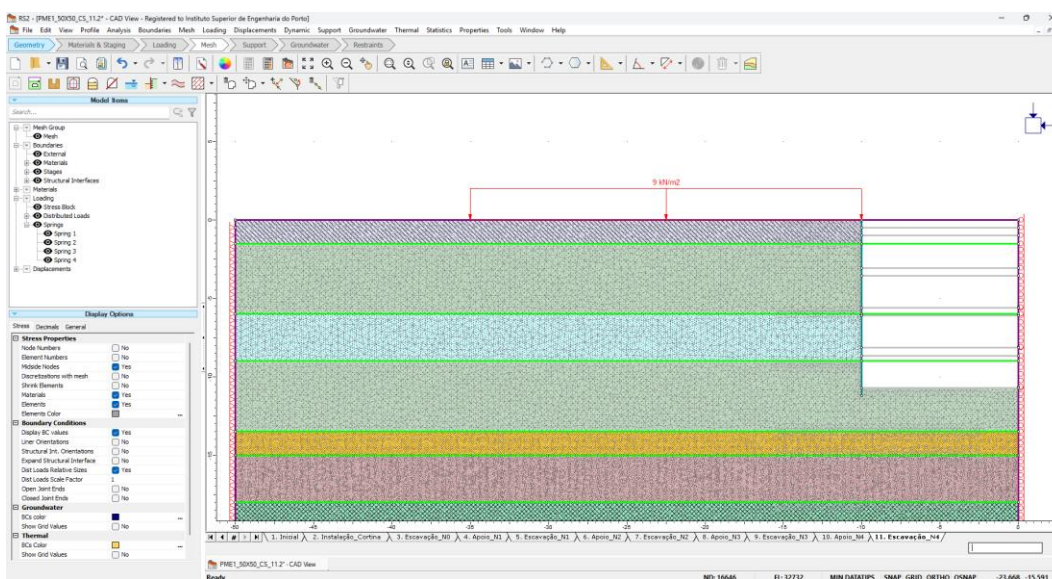


Figura 109 - Modelo numérico desenvolvido para cortina moldada escorada.

4.4 Modelação de Cortina Ancorada

São analisadas duas soluções construtivas para a execução da cortina ancorada:

1. Cortina escorada do tipo parede moldada com uma espessura de 0,40m;
2. Cortina escorada do tipo estacas moldadas secantes com um diâmetro mínimo de 0,60m;

São previstos, para ambas as soluções, quatro níveis de ancoragens para a cortina, com afastamento horizontal de 3,0 m entre si. Assume-se que as ancoragens estão instaladas, aproximadamente, a 0,50 m abaixo da cota dos pisos, nas cotas -0,50 m, -3,05 m- 5,60 m e -8,15 m. É definida a distância horizontal entre ancoragens de 3,00 m, para todos os casos analisados. São considerados dois valores para o pré-esforço aplicado às ancoragens, pelo que se obteve, assim, dois conjuntos de resultados para as paredes moldadas (Tabela 34) e dois conjuntos de resultados para as estacas moldadas (Tabela 35).

Tabela 34 - Hipóteses consideradas para paredes moldadas ancoradas.

Caso	Espessura (m)	N.º de Ancoragens	Pré-Esforço Instalado (kN)
PMA1	0,40	4	300
PMA2	0,40	4	195

Tabela 35 - Hipóteses consideradas para cortinas de estacas moldadas ancoradas.

Caso	Diâmetro (m)	Tipologia	Afastamento entre Centros (m)	N.º de Ancoragens	Pré-Esforço Instalado (kN)
CEA1	0,60	Tangente	0,60	4	300
CEA2	0,60	Tangente	0,60	4	195

A modelação numérica da cortina ancorada é composta por várias fases para representar, do modo mais aproximado, o faseamento construtivo em obra. Para o presente caso, com quatro níveis de ancoragens, são consideradas as seguintes fases:

1. Estado Inicial;
2. Execução da Cortina;
3. Escavação do inicial;
4. Colocação do 1º nível de ancoragem;
5. Escavação do 1º nível;
6. Colocação do 2º nível de ancoragem;
7. Escavação do 2º nível;
8. Colocação do 3º nível de ancoragem;
9. Escavação do 3º nível;
10. Colocação do 4º nível de ancoragem;
11. Escavação do 4º nível.

Em todos os casos, na modelação é considerada uma sobreescavação de 0,50 m abaixo da cota de ancoragem. Na Figura 110 encontra-se representado um esquema da estrutura de contenção modelada. Os dados geométricos considerados no modelo numérico para as

O valor do pré-esforço utilizado no modelo numérico foi definido com base no impulso ativo de terras e ao qual foi adicionada a componente devida à sobrecarga.

A resultante das cargas permanentes e da sobrecarga assume um valor de 405,0 kN por metro de desenvolvimento da cortina. Dividindo esta força pelos quatro níveis e multiplicando pelo afastamento horizontal resulta numa força de 303,8 kN.

Definiu-se, contudo, como carga de blocagem (P_0) o valor de 300 kN, para os casos PMA1 e CEA1. Para os PMA2 e CEA2 assumiu-se um P_0 inferior, de 195 kN (correspondente a 65% do valor anterior). Os valores considerados podem ser consultados na Tabela 34 e na Tabela 35.

Definiu-se também que o elemento ativo da ancoragem é composto por três cordões de aço de pré-esforço de baixa relaxação, com diâmetro 0,6", com as propriedades mecânicas indicadas na Tabela 38.

Tabela 38 - Propriedades mecânicas das ancoragens

Ancoragem	Seção (mm ²)	Módulo de Elasticidade E (GPa)	Força de Rotura F_{puk} (kN)	Força máxima de Pré-Esforço - P_0 (kN)
1	420	200	781,20	585,9
2	420	200	781,20	585,9
3	420	200	781,20	585,9
4	420	200	781,20	585,9

Na definição do comprimento do bolbo de selagem, conforme visto em 2.4.2.3., foi assumido o valor de resistência para areias soltas (0,30 MPa), um fator de segurança de 1,5 e um furo com diâmetro 7,5 cm. O que resulta para os casos PMA1 e CEA1 em um L_{tb} estimado de 8,30 m.

Na introdução das características no programa (Figura 111), para além dos valores atrás indicados, foi necessário definir um diâmetro equivalente (diâmetro do círculo com a mesma área de cordões introduzida), o diâmetro do furo e os parâmetros da resistência das ancoragens.

Os parâmetros da resistência ao corte podem ser definidos através da realização de um ensaio prévio, através de valores tabelados (Figura 47) ou, em alternativa, dependentes das propriedades do terreno.

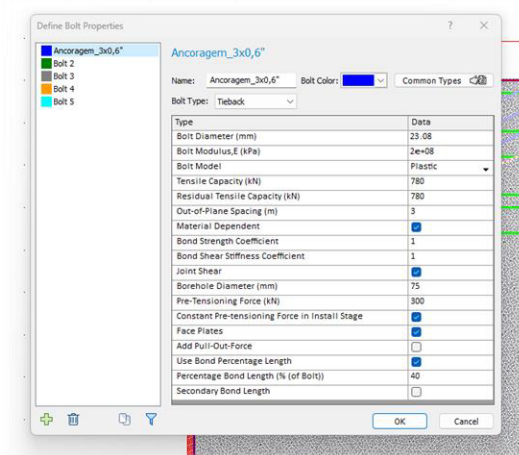


Figura 111 - Propriedades das ancoragens.

A Figura 112 apresenta uma captura de ecrã do modelo numérico desenvolvido para a cortina ancorada, na fase de instalação do quarto nível de ancoragem.

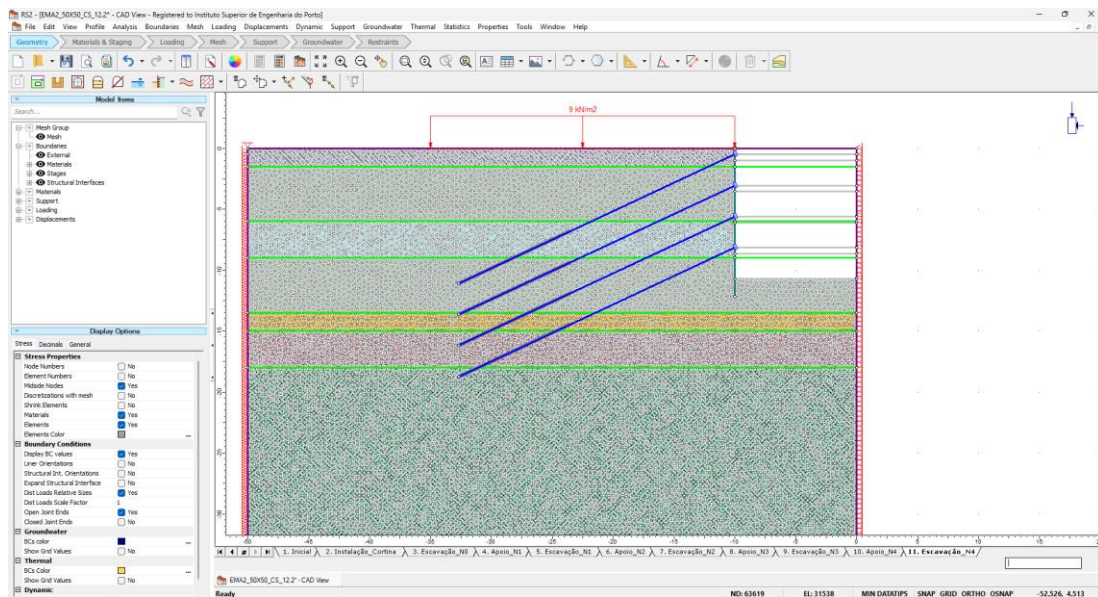


Figura 112 - Modelo numérico desenvolvido para cortina moldada ancorada.

4.5 Modelação de Cortina Suportada por Lâminas de Betão Armado

São avaliadas duas tipologias possíveis para a construção da cortina suportada por lâminas de betão:

1. Cortina suportada por lâminas de betão do tipo parede moldada com uma espessura de 0,40m;
2. Cortina suportada por lâminas de betão do tipo estacas moldadas tangentes com um diâmetro de 0,60m.

É considerada que a escavação será realizada até à cota -10,70 m e que a cortina se prolonga até à cota -12,20 m.

A lâmina de betão tem a altura da laje indicada no projeto de estabilidade (0,25 m); são analisadas duas larguras: 3,0 m (Figura 113) e 5,0 m (Figura 114).

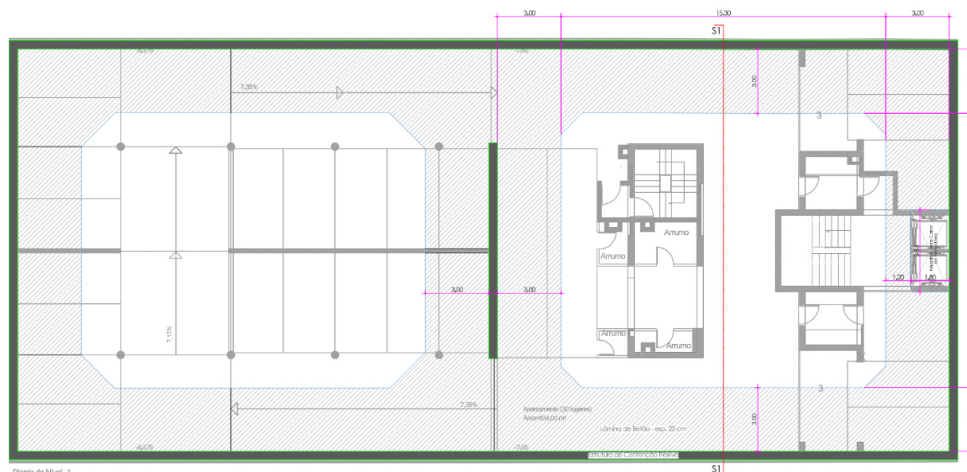


Figura 113 - Esquema da lâmina de betão com largura de 3,0 m.

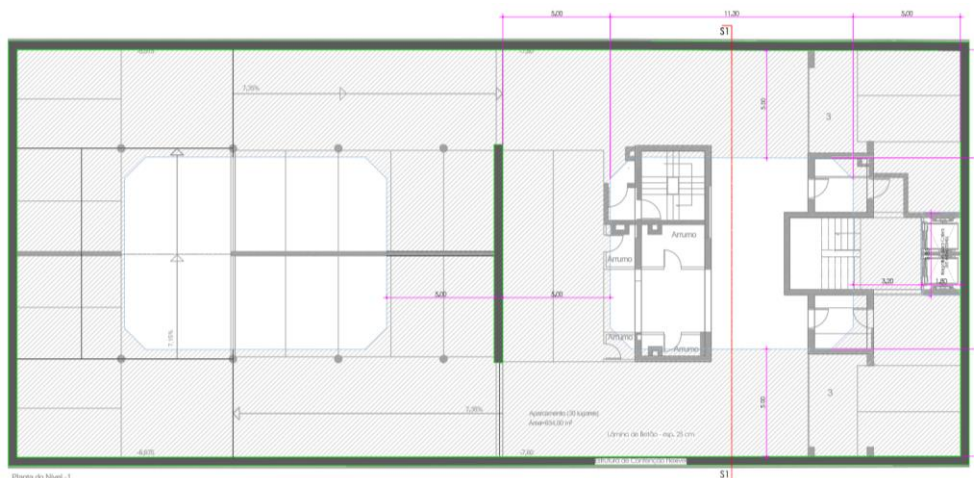


Figura 114 - Esquema da lâmina de betão com largura de 5,0 m.

Resultando para o presente caso em dois conjuntos de resultados para as paredes moldadas (Tabela 39) e em dois conjuntos de resultados para as estacas moldadas (Tabela 40).

Tabela 39 - Hipóteses consideradas para paredes moldadas suportada por lâminas de betão.

Caso	Espessura (m)	Largura Lâmina (m)
PML1	0,40	3,0
PML2	0,40	5,0

Tabela 40 - Hipóteses consideradas para cortinas de estacas moldadas suportada por lâminas de betão.

Caso	Diâmetro (m)	Tipologia	Afastamento entre Centros (m)	Largura Lâmina (m)
CEL1	0,60	Tangente	0,60	3,0
CEL2	0,60	Tangente	0,60	5,0

É previsto em ambos os cenários quatro níveis de apoio para a cortina, coincidentes com as cotas das lajes dos pisos (0m, -2,55m, -5,10m e -7,65m). Os apoios são inseridos no modelo como molas (*Nodal springs*), permitindo ajustar o valor da rigidez do elemento.

A modelação da cortina suportada por lâminas de betão prevê as seguintes fases, de modo a representar o seu faseamento em obra:

1. Estado Inicial;
2. Execução da cortina;
3. Escavação inicial;
4. Construção da laje ao nível do teto do piso -1;
5. Escavação do piso -1;
6. Construção da laje ao nível do teto do piso -2;
7. Escavação do piso -2;
8. Construção da laje ao nível do teto do piso -3;
9. Escavação do piso -3;
10. Construção da laje ao nível do teto do piso -4;
11. Escavação do piso -4.

Por simplificação, é apenas realizada a análise para a seção corrente, não sendo avaliadas zonas particulares. Essas zonas particulares correspondem a aberturas, para a caixa de escada, para o núcleo de elevadores ou a rampas de acesso, locais onde não é prevista uma laje de betão. Nestes casos, é necessário colocar uma treliça metálica provisória para realizar o suporte da cortina ou, em alternativa, realizar uma laje de betão que será demolida posteriormente.

Em todos os casos, na modelação é considerada uma sobreescavação de 0,50 m abaixo da cota das bandas de laje. Na Figura 115 encontra-se representado um esquema da estrutura de contenção modelada.

Os dados geométricos considerados no modelo numérico para as cortinas podem ser consultados na Tabela 41. No caso das paredes moldadas estas são modeladas no programa definindo a sua espessura, no caso das cortinas de estacas moldadas é preciso indicar a área e a inércia, por metro de desenvolvimento da cortina.

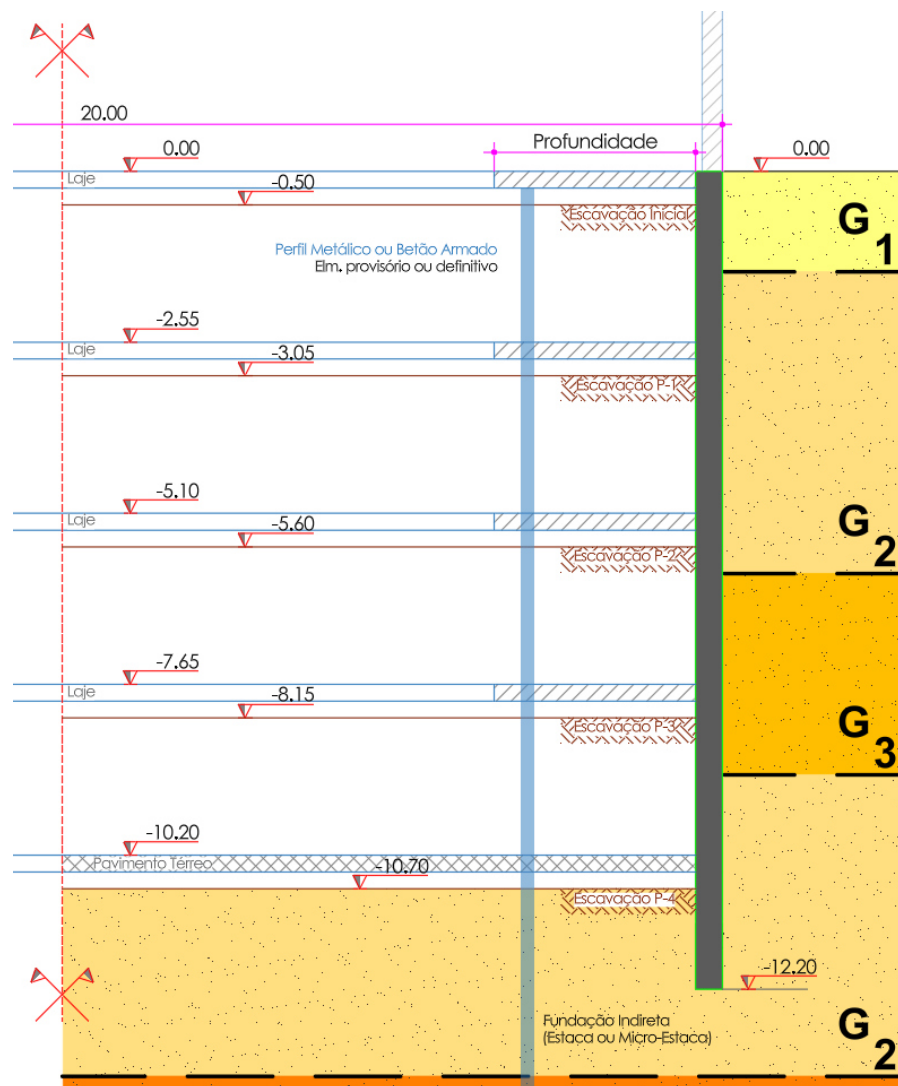


Figura 115 - Esquema da cortina de contenção apoiada em lâminas de betão.

Tabela 41 - Dados geométricos considerados para as cortinas suportadas por lâminas de betão armado.

Caso	Espessura (m)	Área (m ² /m)	Inércia (m ⁴ /m)
PML1	0,40	0,4000	0,0053
PML2	0,40	0,4000	0,0053
CEL1	-	0,4712	0,0106
CEL2	-	0,4712	0,0106

As lâminas de betão são inseridas no modelo como molas (*Nodal springs*), permitindo ajustar a rigidez do elemento (k).

O valor da rigidez das lâminas de betão no RS2 é uma variável a introduzir pelo utilizador, uma vez que este programa, por se tratar de um programa de análise bidimensional, não permite inserir o elemento e, de forma automática, calcular a sua rigidez.

A rigidez do elemento pode ser determinada através de um programa de cálculo automático,

como o *Robot Structural Analysis*, onde são modeladas as lâminas de betão ou, por simplificação, equiparando o elemento a uma viga bi-articulada e utilizando expressões para determinar a rigidez.

Utilizando um programa de cálculo automático, após modelada a geometria da lâmina e as condições de apoio, é aplicada uma carga ao longo de banda e determinado o deslocamento máximo (a meio vão). A rigidez é obtida dividindo a força aplicada (kN/m) pelo deslocamento (m). A rigidez obtida por este método pode ser consultada na Tabela 42.

Tabela 42 - Rigidez das lâminas de betão determinada pelo RSA.

Largura (m)	Determinação da Rigidez
	k (kN/m.m)
3,00	27582
5,00	118734

Utilizando a simplificação, a banda de laje é definida como uma viga. A rigidez é dada pela expressão:

$$k = \frac{384 EI}{5 p L_{eq}^4} \quad (30)$$

Sendo:

E - Módulo de Elasticidade do betão (C30/37 = 33 GPa);

I - Inércia da Viga ($\frac{b h^3}{12}$);

p - Valor da força;

L_{eq} - Comprimento equivalente da viga.

O comprimento da viga equivalente é definido como o comprimento entre os centros das lâminas perpendiculares ao elemento em análise. A rigidez determinada com recurso à expressão (29) pode ser consultada na Tabela 43.

Tabela 43 - Rigidez das lâminas de betão determinada por fórmulas.

Largura (m)	Rigidez	
	L_{eq} (m)	k (kN/m.m)
3,00	17,0	16551
5,00	15,0	126420

Para os diversos cálculos, as características geométricas e a rigidez axial consideradas na modelação numérica para as lâminas de betão podem ser consultadas na Tabela 44. Em cada caso admite-se que todas as lâminas são iguais.

Tabela 44 - Valores da rigidez das lâminas de betão considerados nos modelos numéricos.

Largura (m)	Rigidez k (kN/m.m)
3,00	27582
5,00	118734

Para as quatro hipóteses previstas é realizado um cálculo, com os valores característicos das ações e dos parâmetros geotécnicos para determinar os assentamentos, a deformação da cortina, os esforços na cortina e as pressões de terras (correspondendo ao Estado Limite de Utilização, considerando que os coeficientes parciais para ações e materiais são iguais a 1,0).

A Figura 116 apresenta o modelo numérico desenvolvido para a cortina apoiada em lâminas de betão.

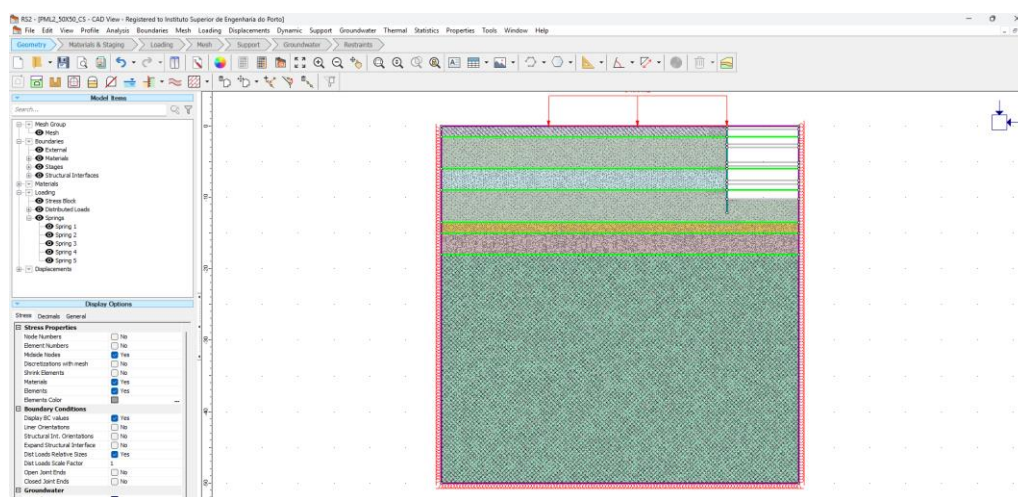


Figura 116 - Modelo numérico desenvolvido para cortina moldada suportada por elementos de betão.

4.6 Análise de Resultados

Com base nos resultados da análise numérica efetuada, é avaliado o comportamento da estrutura de suporte de terras e dos seus componentes para os diversos casos analisados. São, de seguida, apresentados os principais resultados obtidos através do cálculo numérico, como os deslocamentos da cortina, os esforços instalados na cortina ao longo do processo construtivo, os deslocamentos e os assentamentos previstos à superfície do terreno, a evolução dos esforços nos elementos de suporte e o respetivo diagrama de pressões aparentes e, por fim, o diagrama de pressões de terras atuantes na cortina.

Os resultados obtidos pelo módulo *Interpret* do programa RS2 são representados diretamente pela interface gráfica do programa, ou exportados os dados e representados sob a forma de tabela ou de gráfico.

A análise dos resultados obtidos permite elaborar apreciações que são apresentadas em 4.7.

4.6.1 Deslocamentos da Cortina

São apresentados da Figura 117 à Figura 126 os deslocamentos horizontais experimentados pela cortina ao longo do processo construtivo, para os diversos casos apresentados em 4.3, 4.4 e 4.5.

Na Figura 127 é apresentada uma comparação entre os deslocamentos horizontais da cortina para o final da fase provisória.

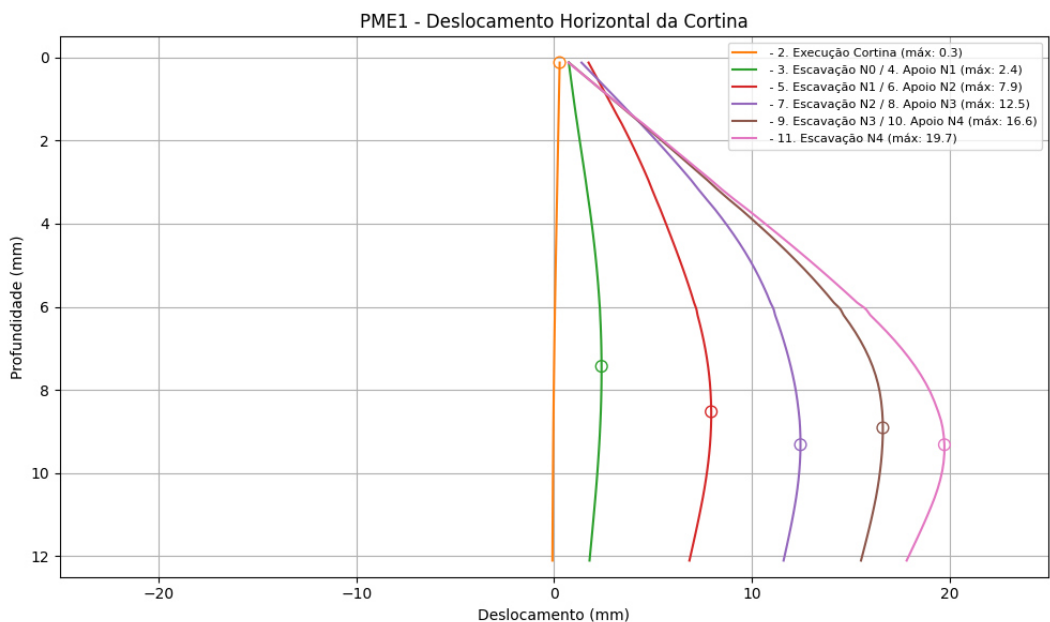


Figura 117 - Deslocamento horizontal da cortina para o caso PME1.

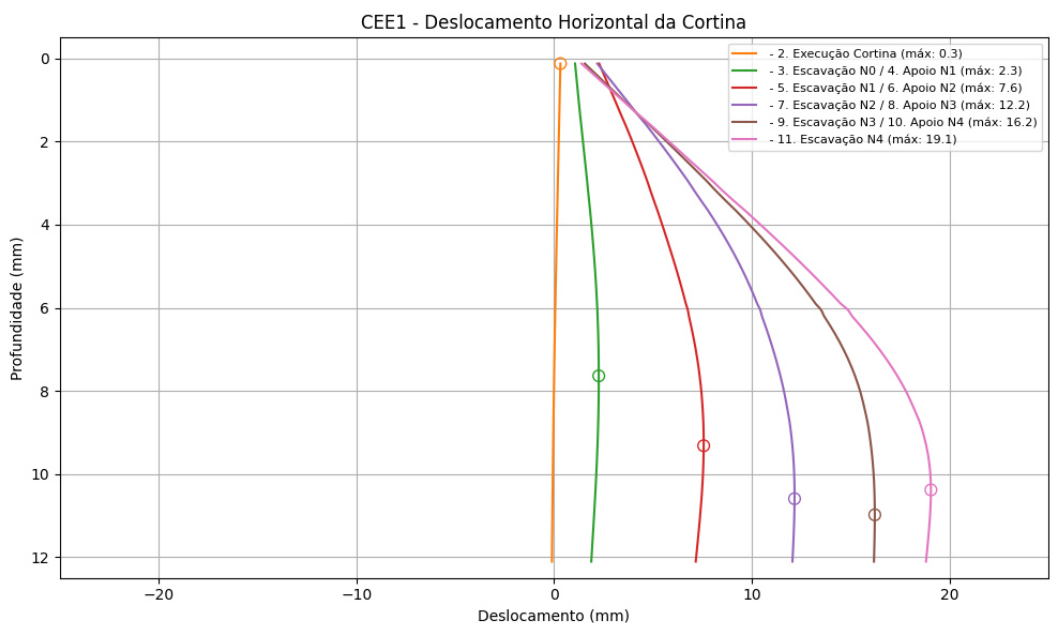


Figura 118 - Deslocamento horizontal da cortina para o caso CEE1.

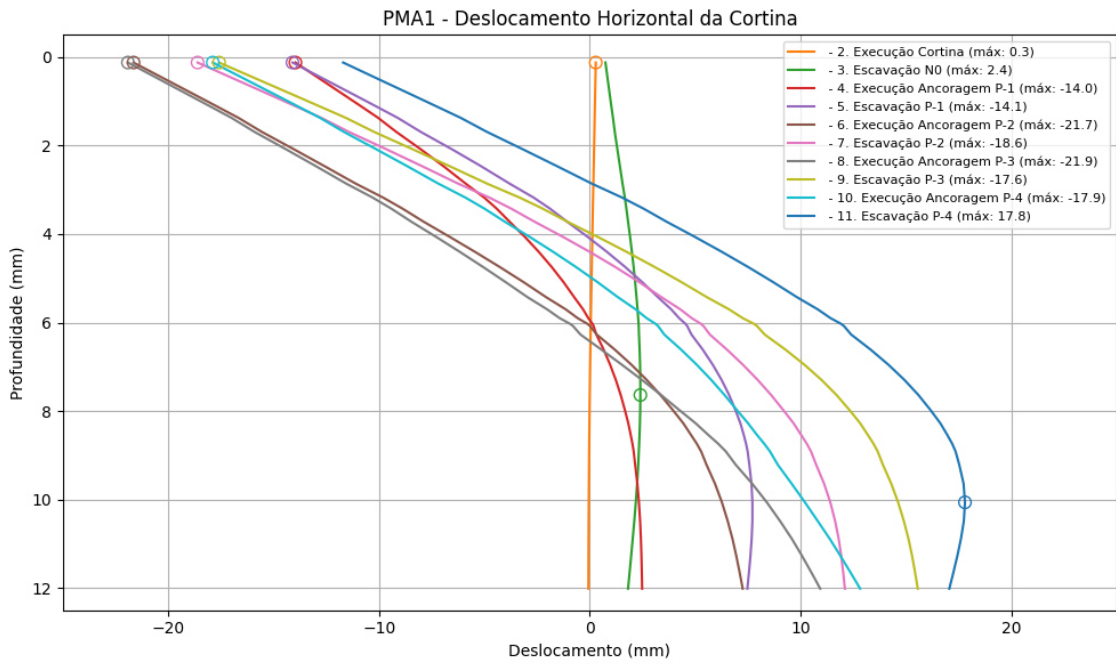


Figura 119 - Deslocamento horizontal da cortina para o caso PMA1.

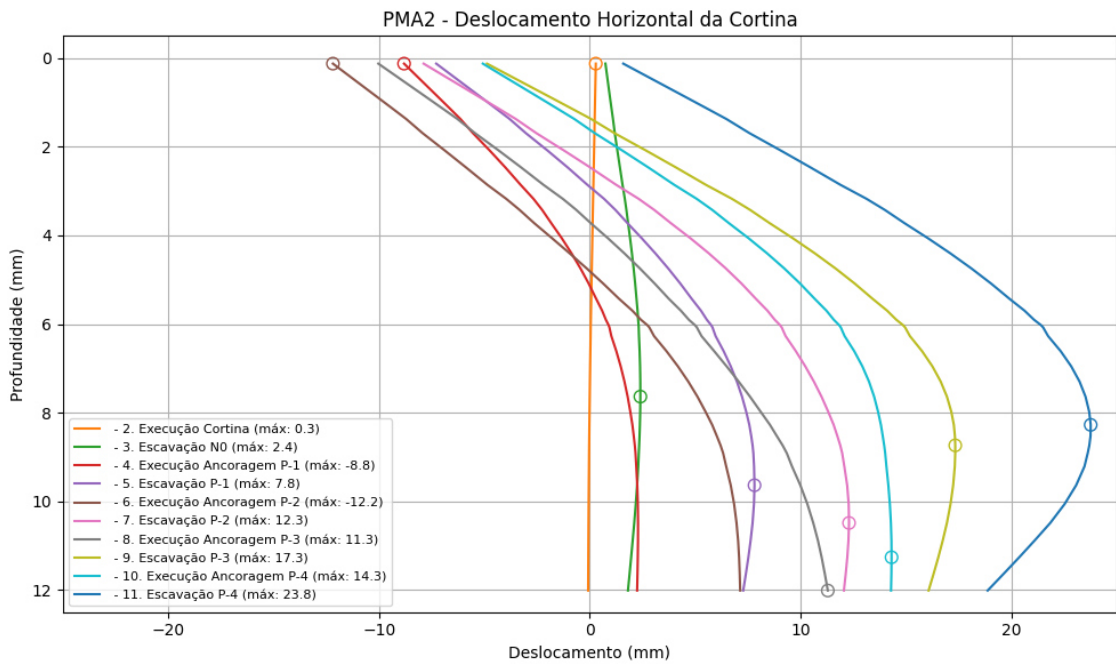


Figura 120 - Deslocamento horizontal da cortina para o caso PMA2.

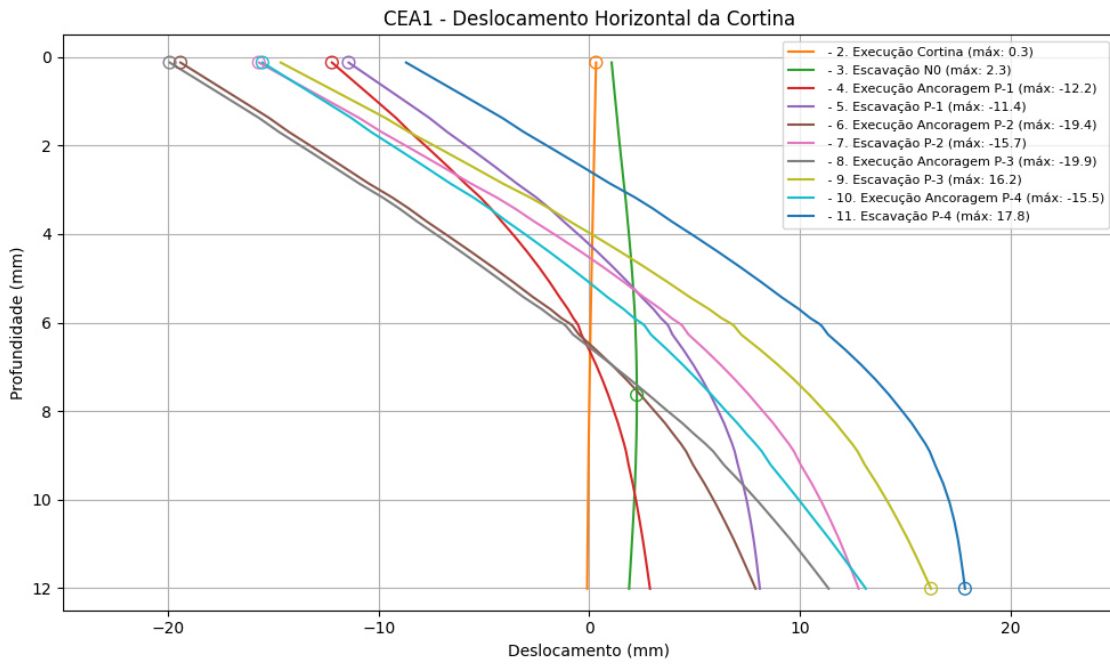


Figura 121 - Deslocamento horizontal da cortina para o caso CEA1.

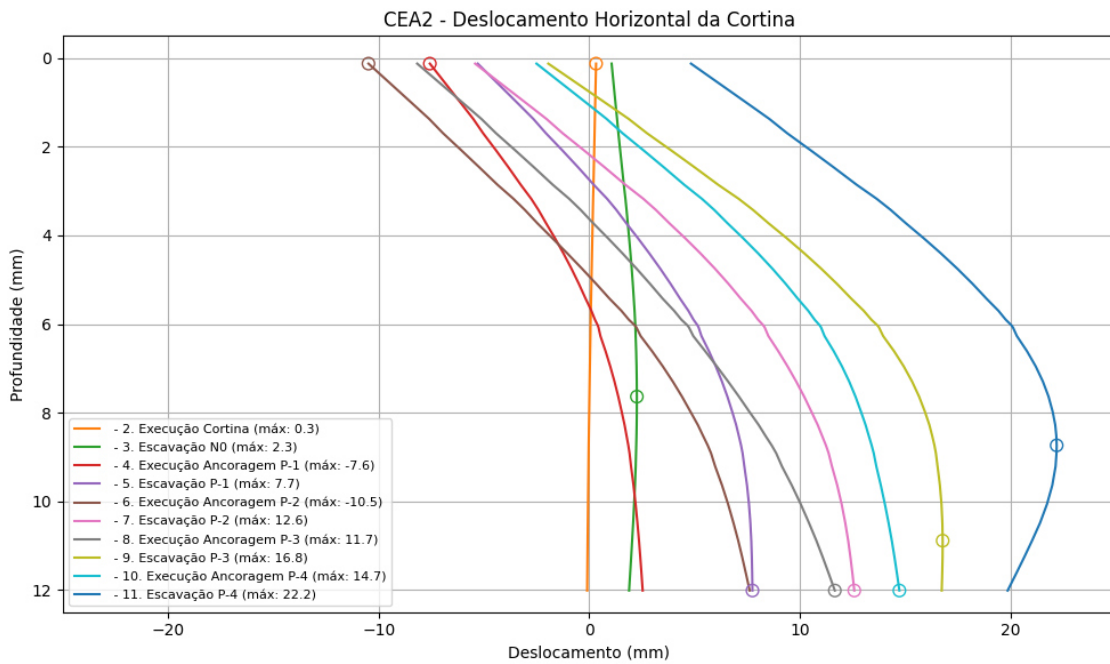


Figura 122 - Deslocamento horizontal da cortina para o caso CEA2.

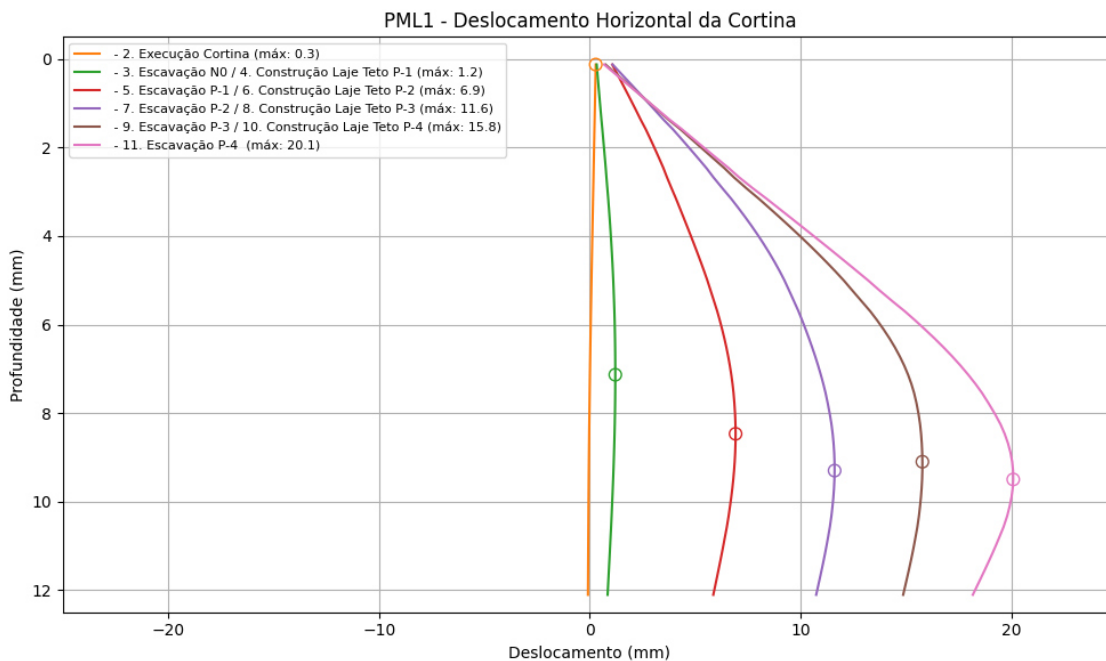


Figura 123 - Deslocamento horizontal da cortina para o caso PML1.

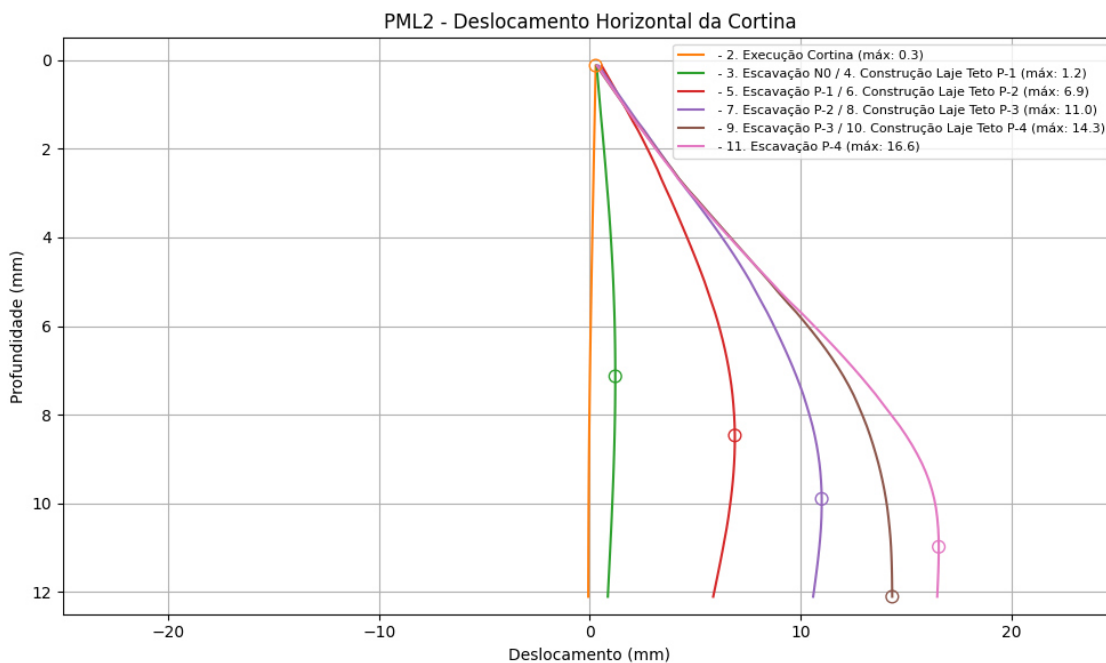


Figura 124 - Deslocamento horizontal da Cortina para o caso PML2.

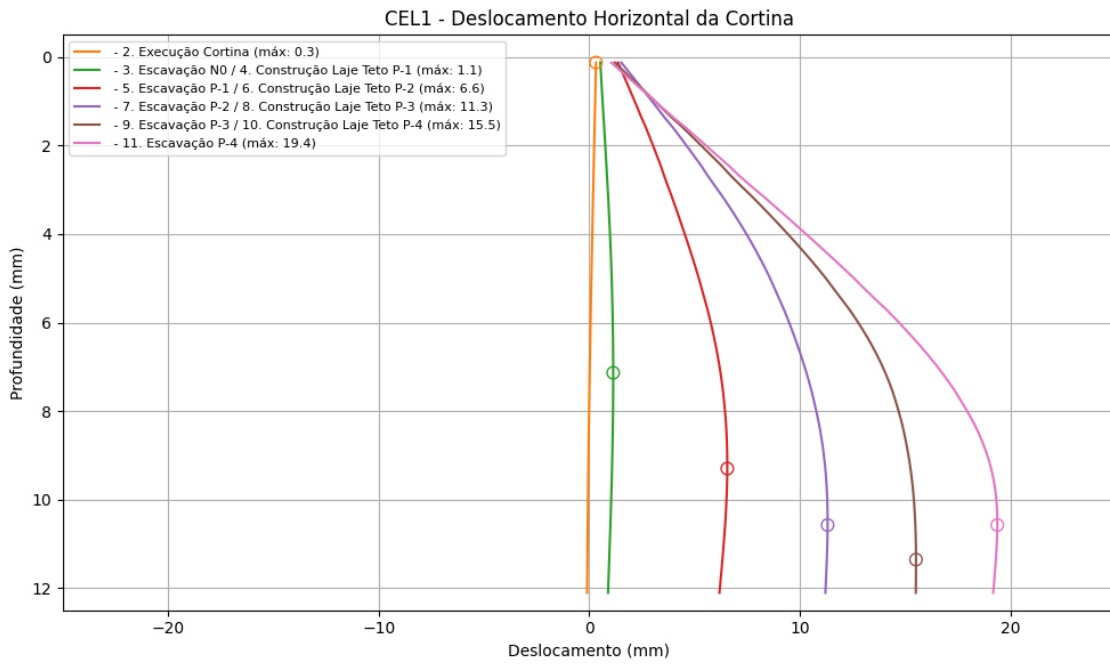


Figura 125 - Deslocamento horizontal da cortina para o caso CEL1.

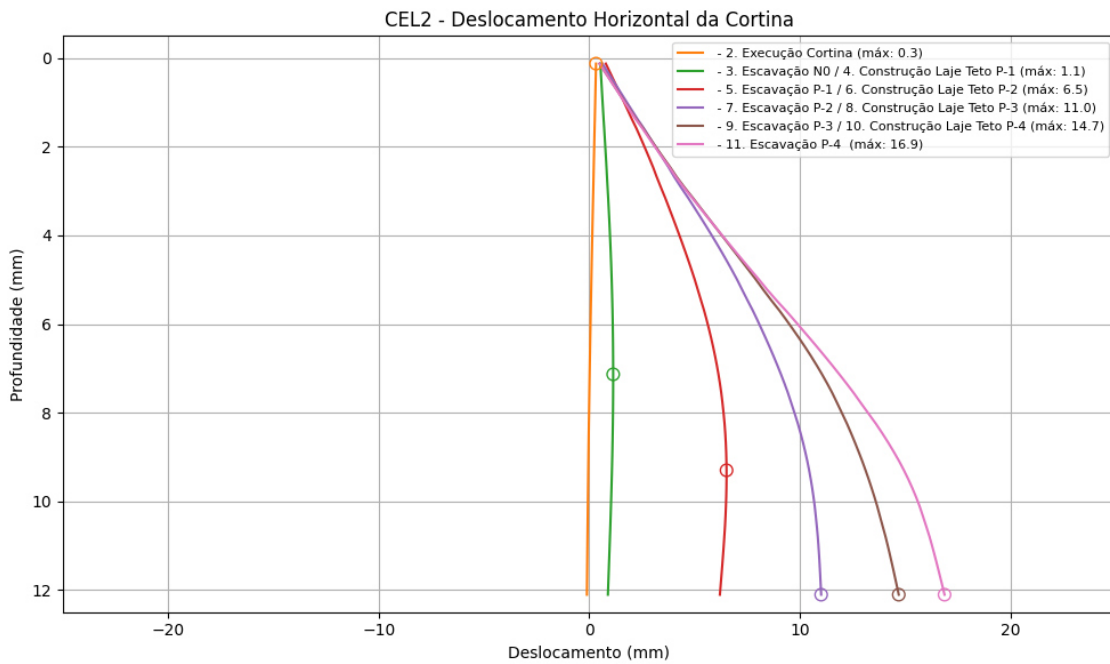


Figura 126 - Deslocamento horizontal da cortina para o caso CEL2.

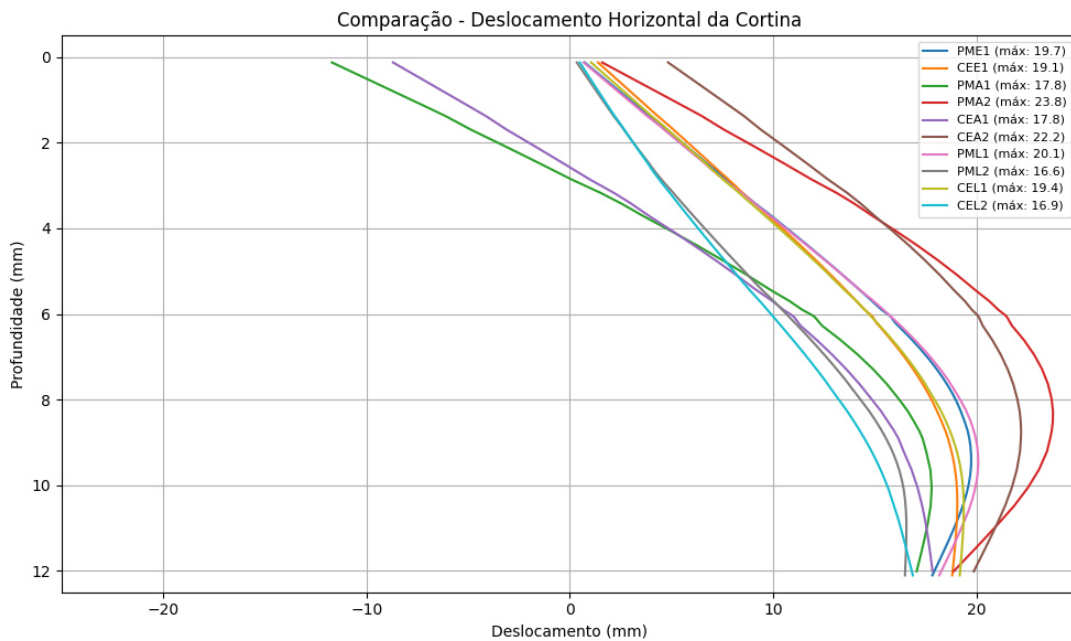


Figura 127 - Comparação do deslocamento horizontal das cortinas para a última fase.

É apresentada, da Figura 128  Figura 137, a evolução dos deslocamentos verticais médios experimentados pela cortina ao longo do processo construtivo, para os diversos casos apresentados em 4.3, 4.4 e 4.5. É utilizado o valor médio, uma vez que se verificou que o deslocamento vertical é praticamente constante para toda a cortina. Na Figura 138 é apresentada uma comparação entre os deslocamentos verticais médios da cortina para o final da fase provisória.

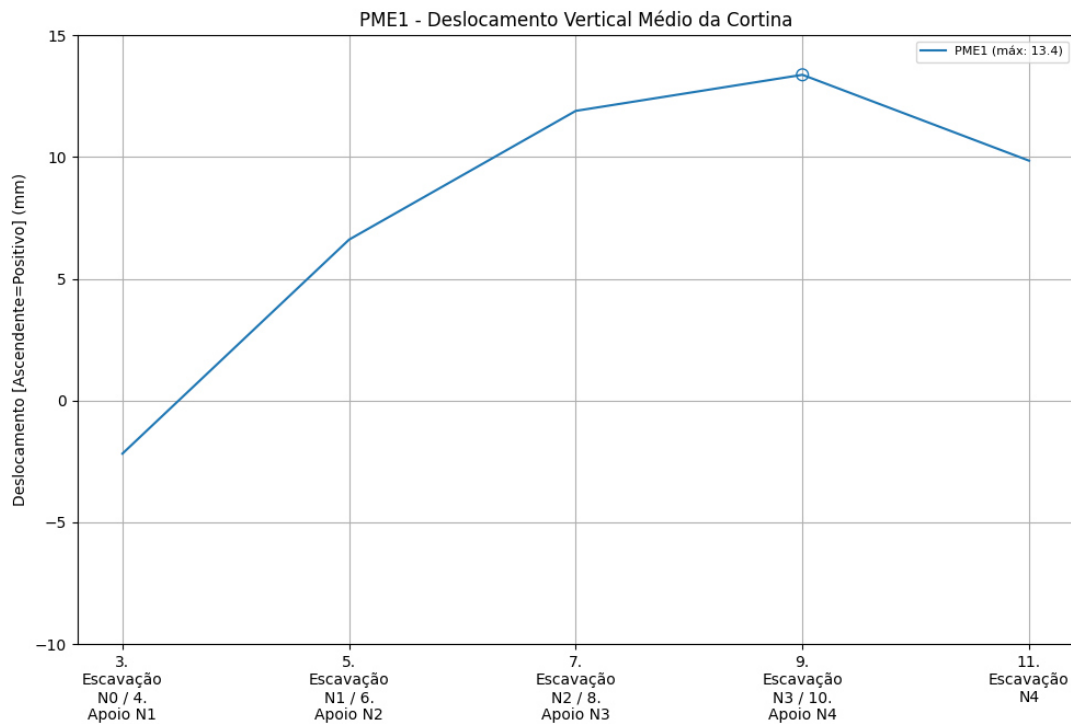


Figura 128 - Deslocamento vertical médio da cortina para o caso PME1.

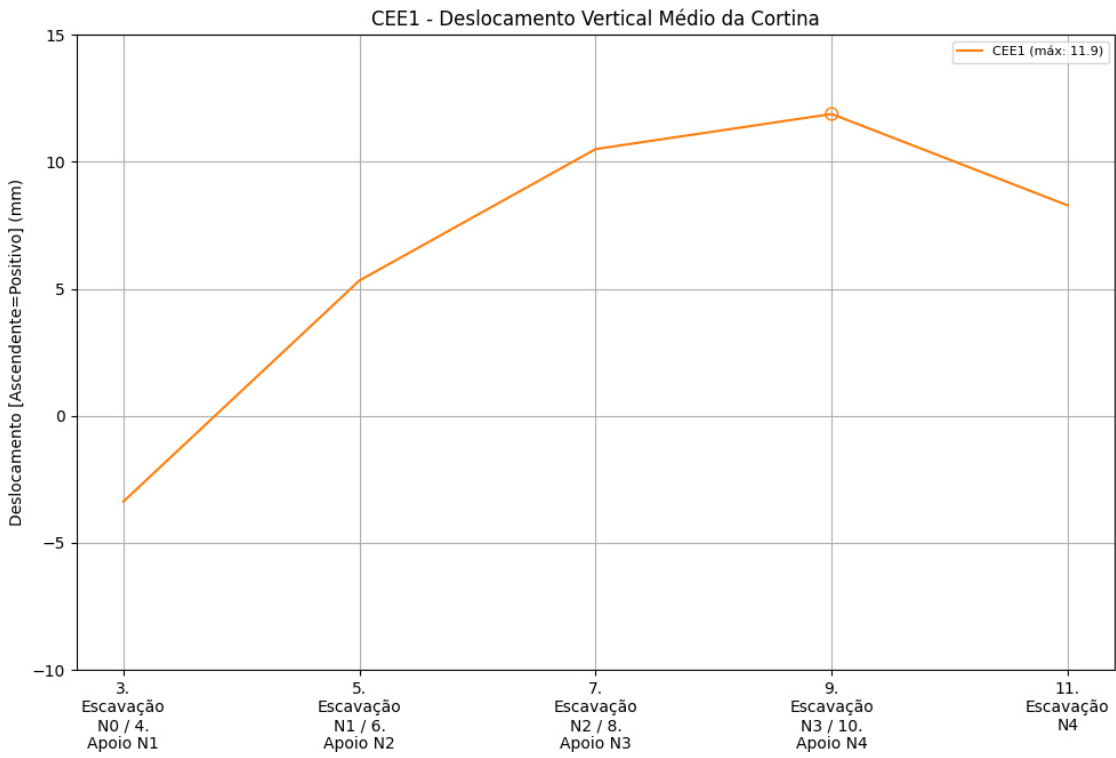


Figura 129 - Deslocamento vertical médio da cortina para o caso CEE1.

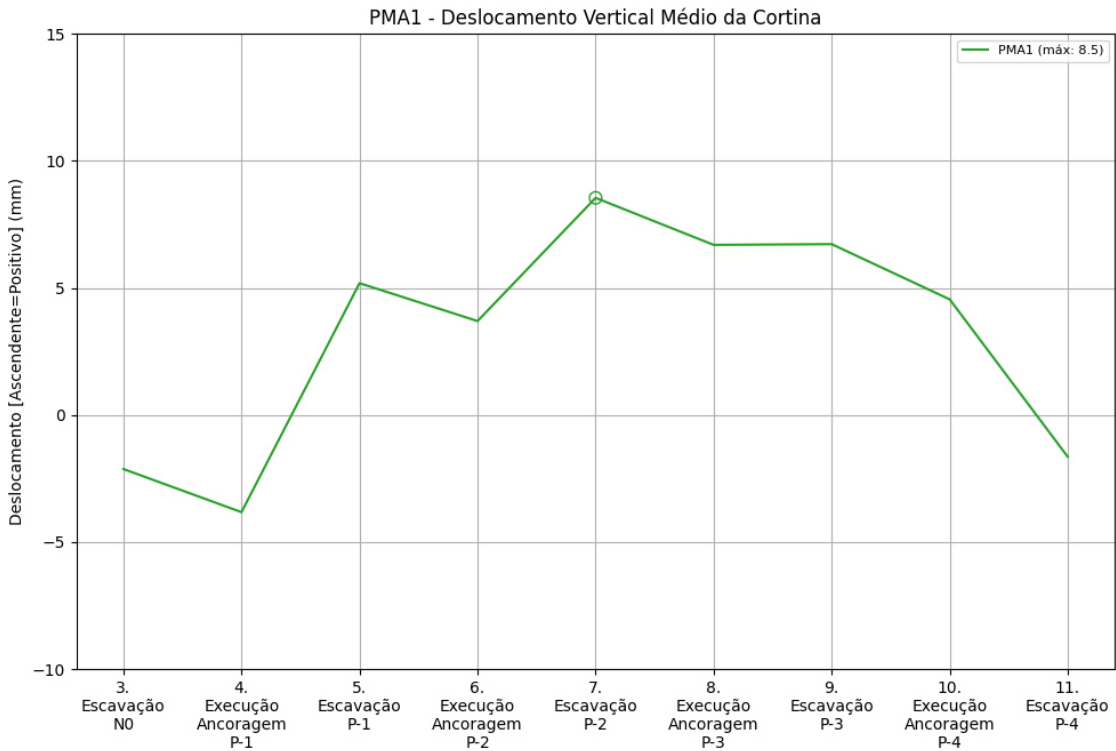


Figura 130 - Deslocamento vertical médio da cortina para o caso PMA1.

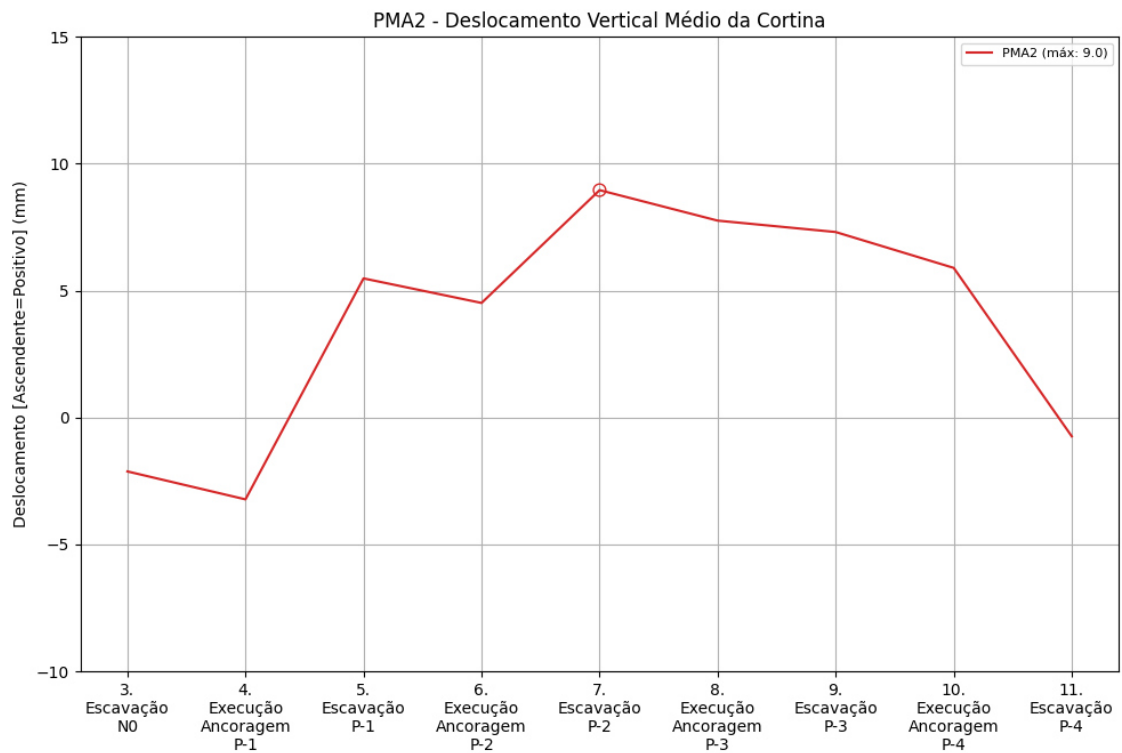


Figura 131 - Deslocamento vertical médio da cortina para o caso PMA2.

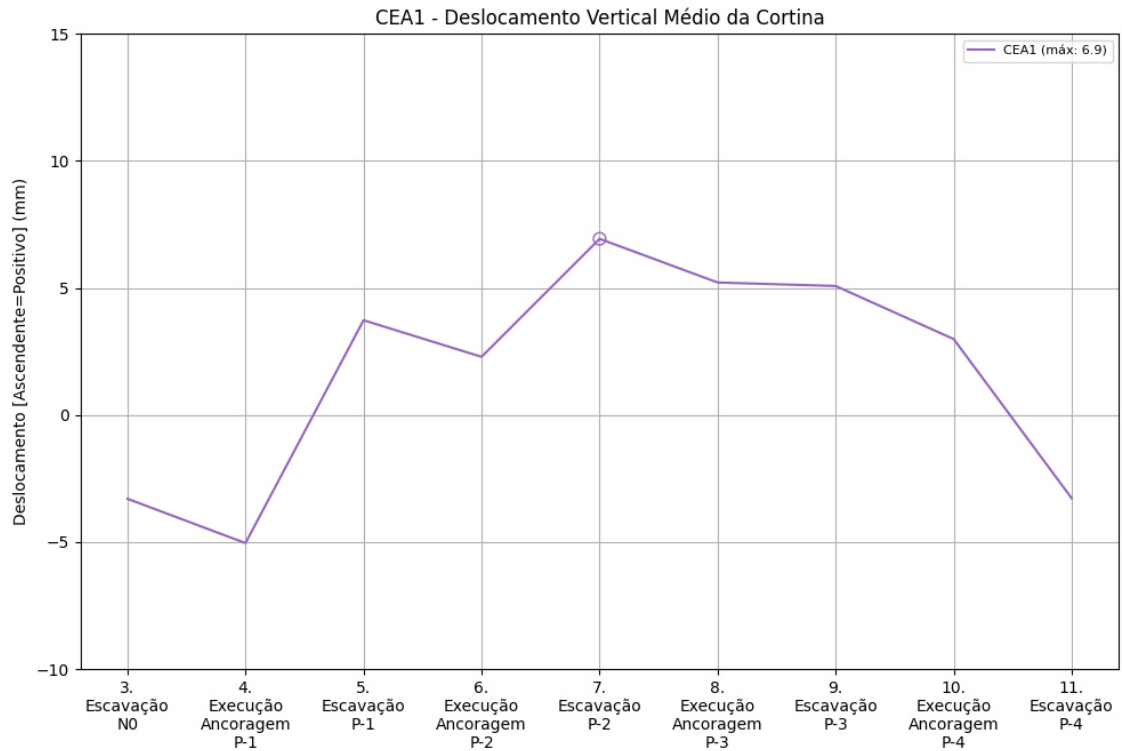


Figura 132 - Deslocamento vertical médio da cortina para o caso CEA1.

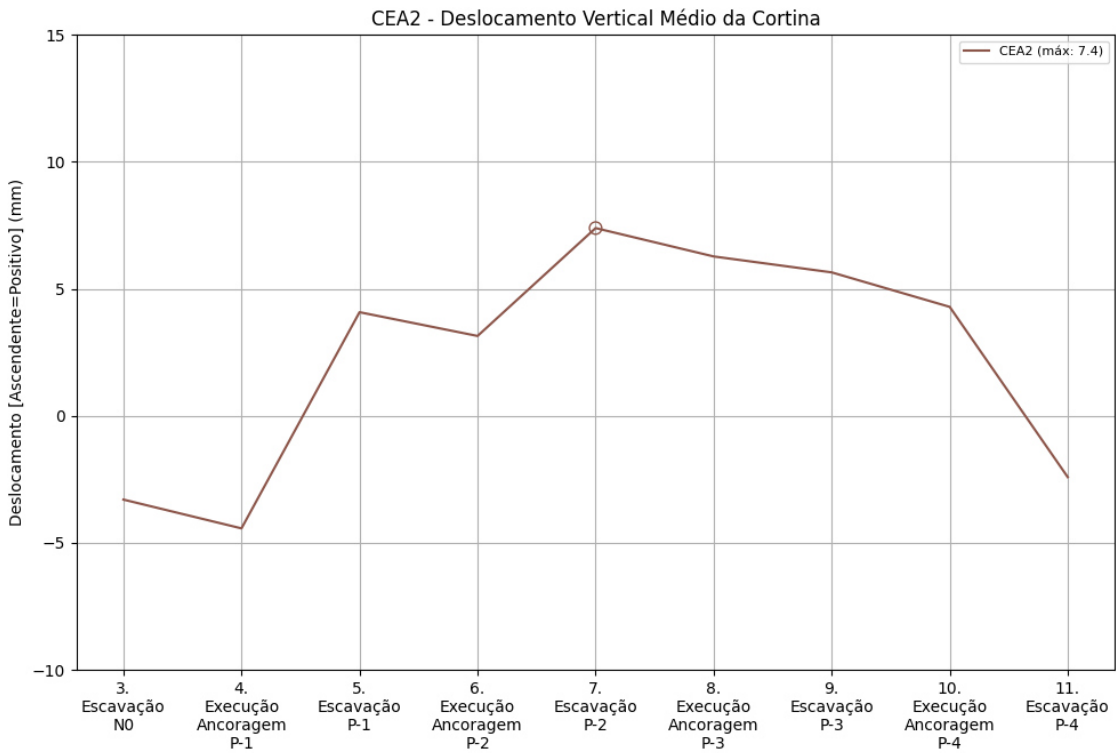


Figura 133 - Deslocamento vertical médio da cortina para o caso CEA2.

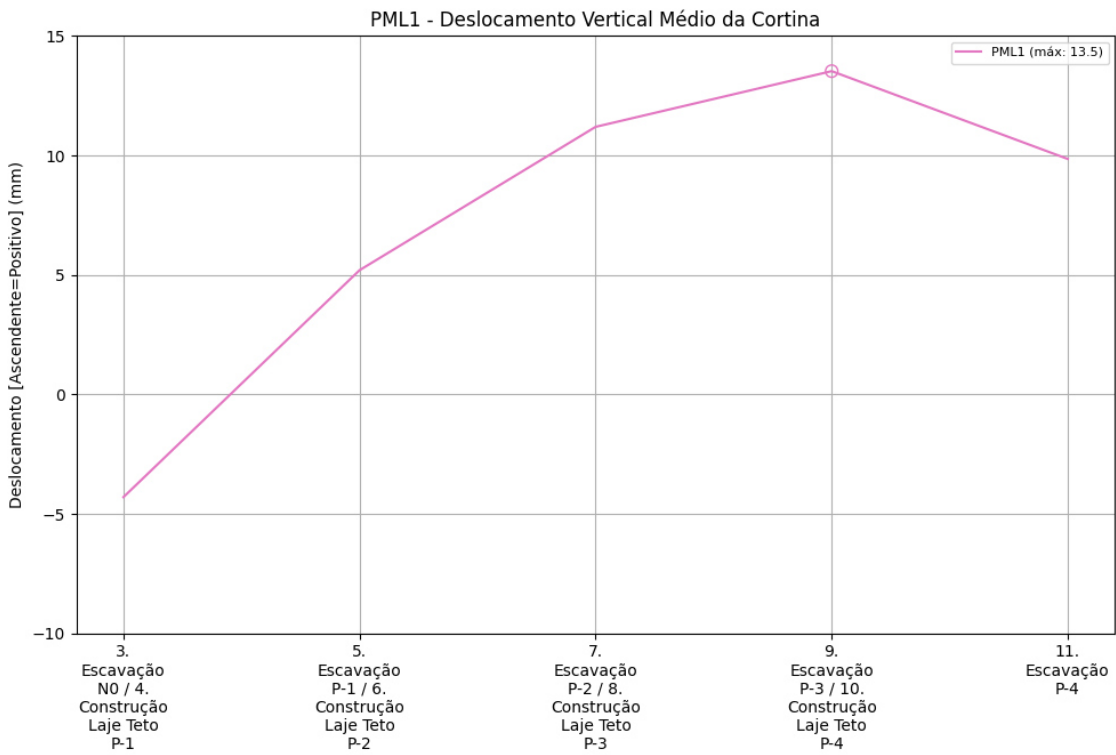


Figura 134 - Deslocamento vertical médio da cortina para o caso PML1.

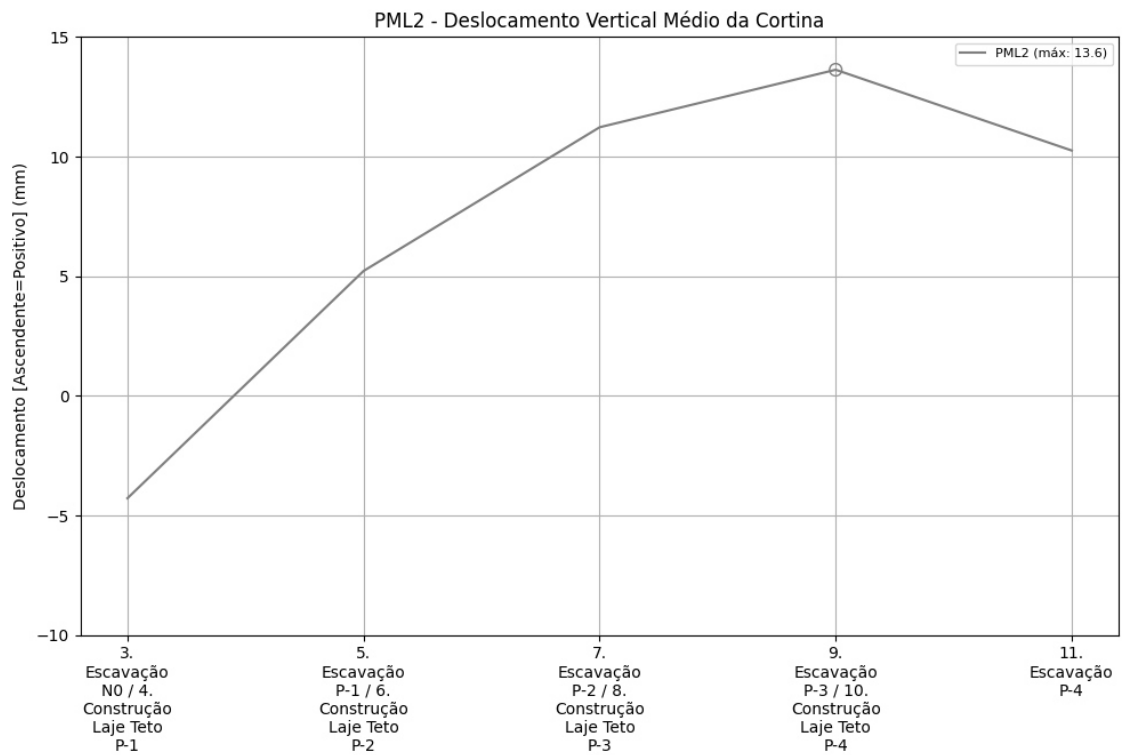


Figura 135 - Deslocamento vertical médio da cortina para o caso PML2.

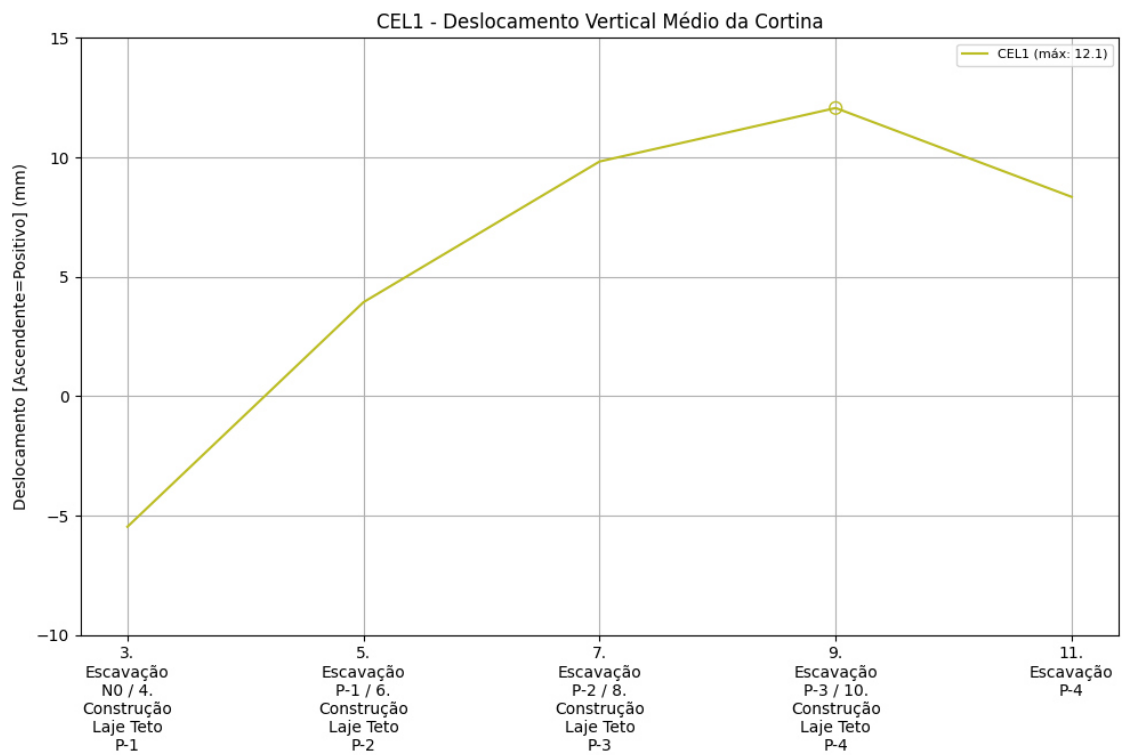


Figura 136 - Deslocamento vertical médio da cortina para o caso CEL1.

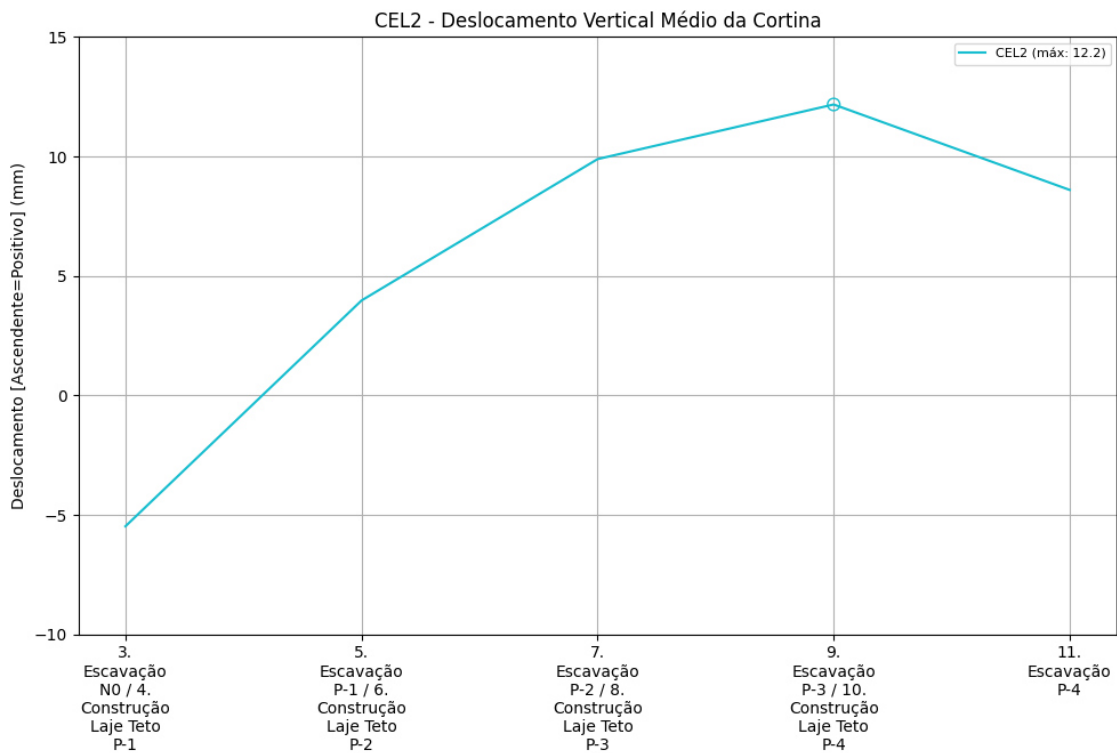


Figura 137 - Deslocamento vertical médio da cortina para o caso CEL2.

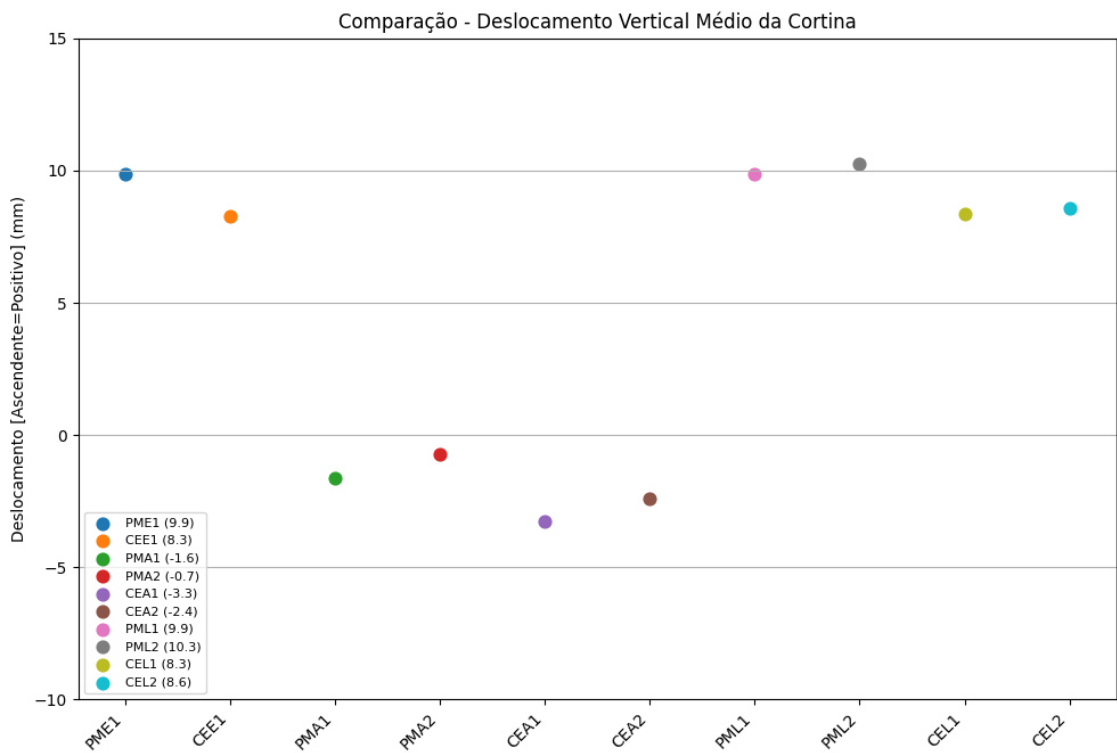


Figura 138 - Comparação do deslocamento vertical médio da cortina para a última fase.

São apresentados, da Figura 139 à Figura 148, os deslocamentos totais experimentados pela cortina ao longo do processo construtivo, para os diversos casos apresentados em 4.3, 4.4 e

4.5.

Na Figura 149 é apresentado uma comparação entre os deslocamentos totais da cortina para o final da fase provisória.

O deslocamento total é dado pela expressão:

$$D = \sqrt{D_x^2 + D_y^2} \quad (31)$$

Sendo:

D - Deslocamento total;

D_x - Deslocamento horizontal;

D_y - Deslocamento vertical.

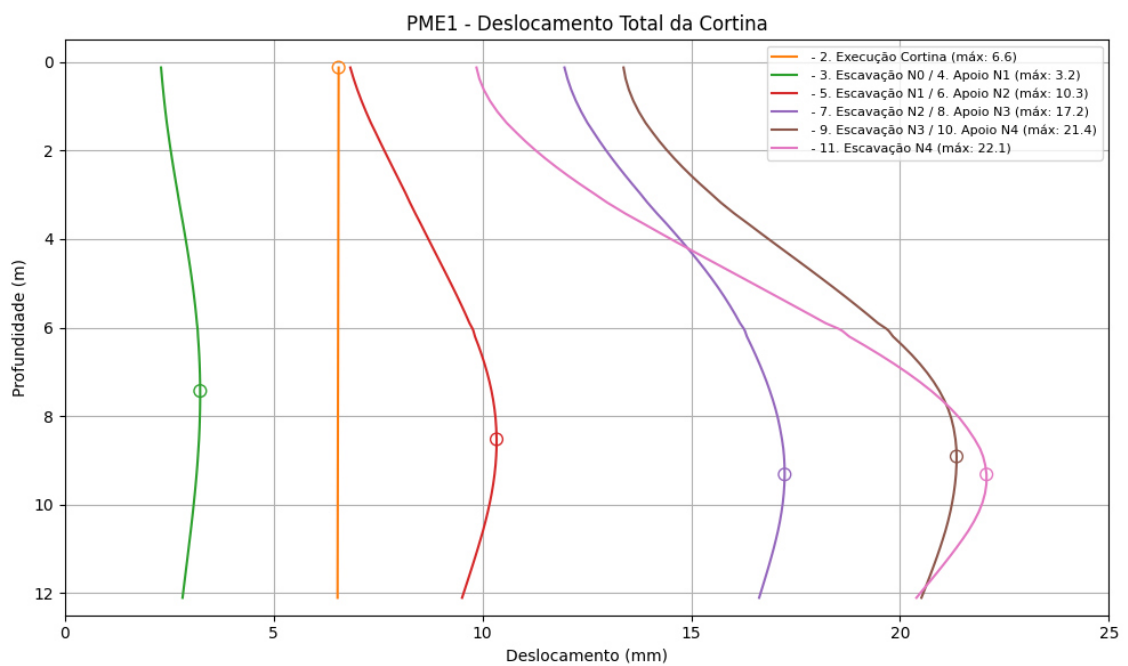


Figura 139 - Deslocamento total da cortina para o caso PME1.

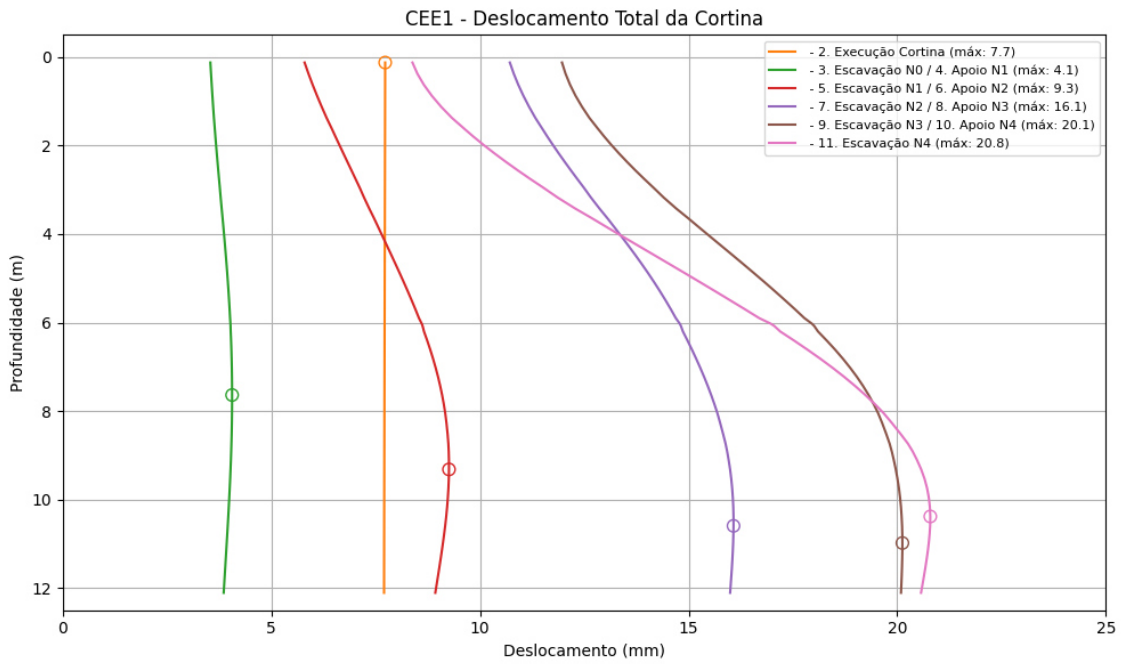


Figura 140 - Deslocamento total da cortina para o caso CEE1.

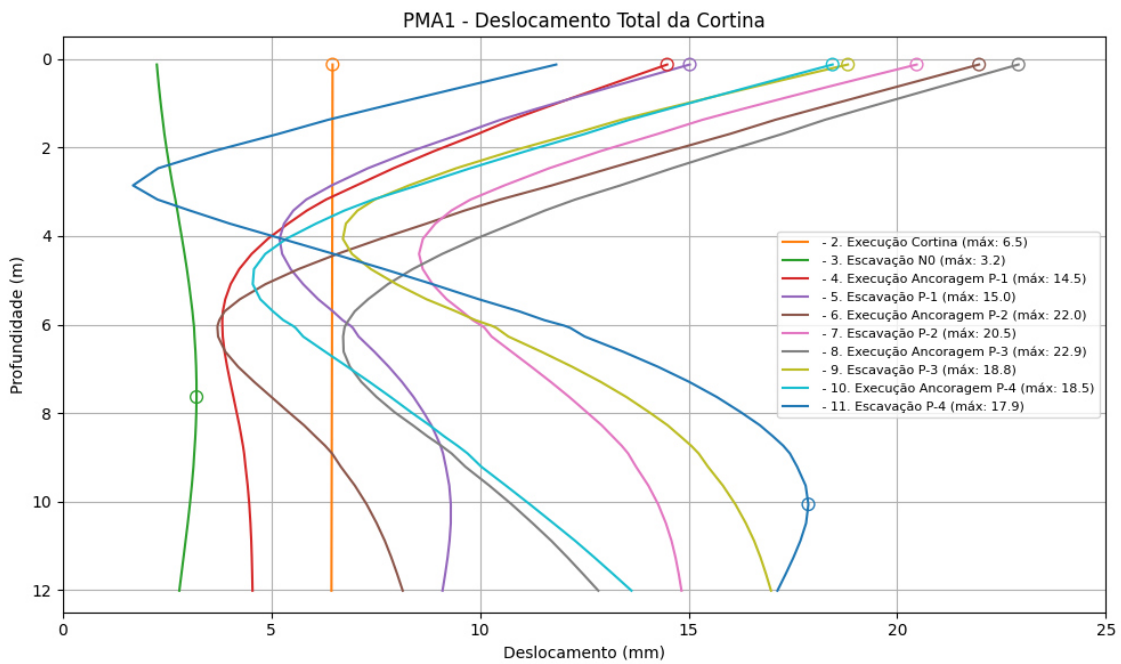


Figura 141 - Deslocamento total da cortina para o caso PMA1.

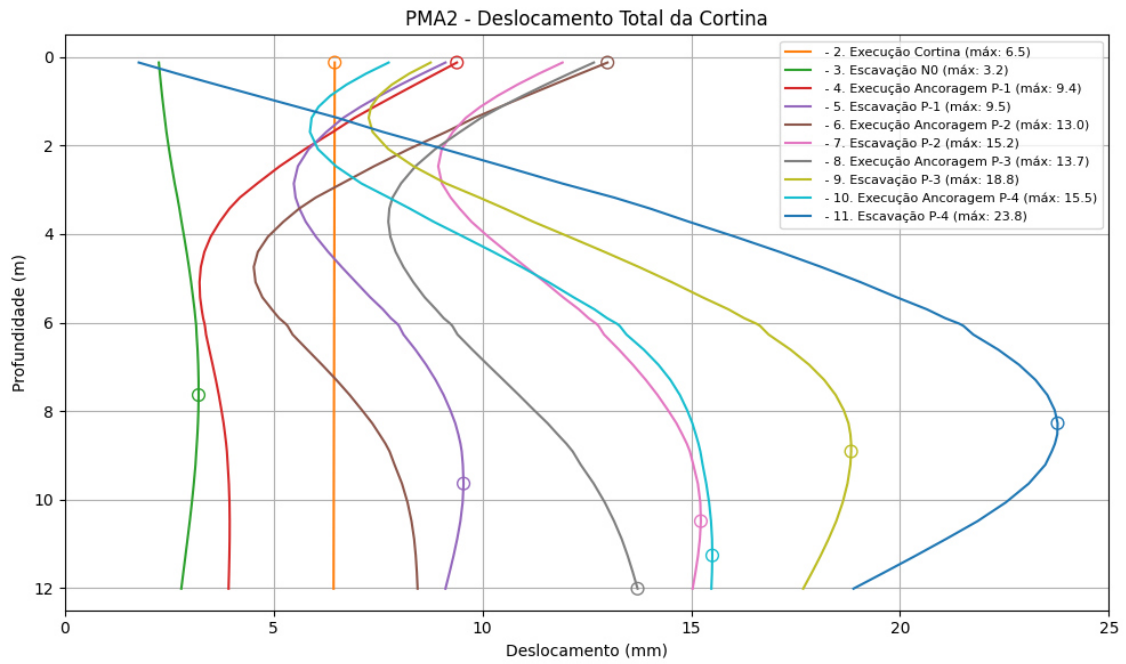


Figura 142 - Deslocamento total da cortina para o caso PMA2.

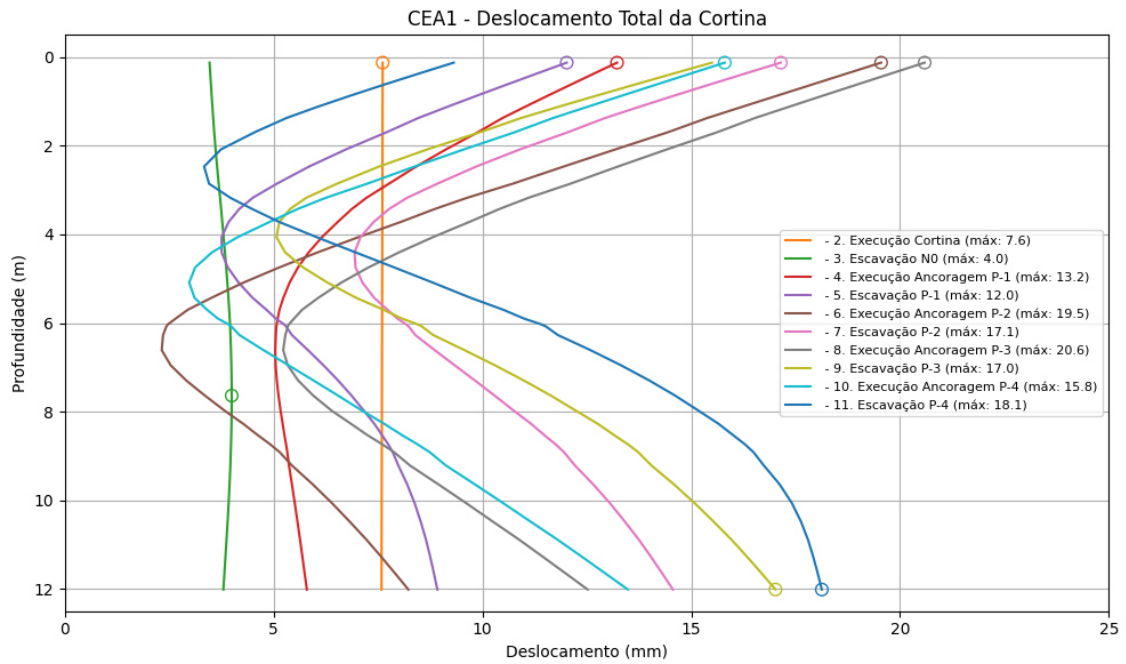


Figura 143 - Deslocamento total da cortina para o caso CEA1.

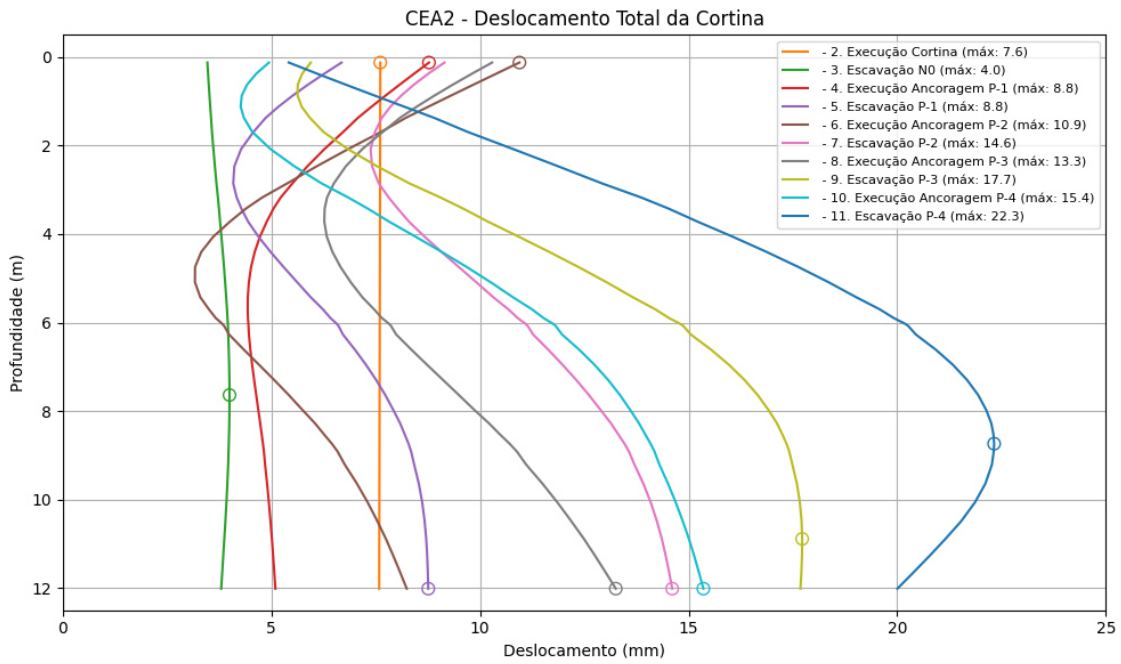


Figura 144 - Deslocamento total da cortina para o caso CEA2.

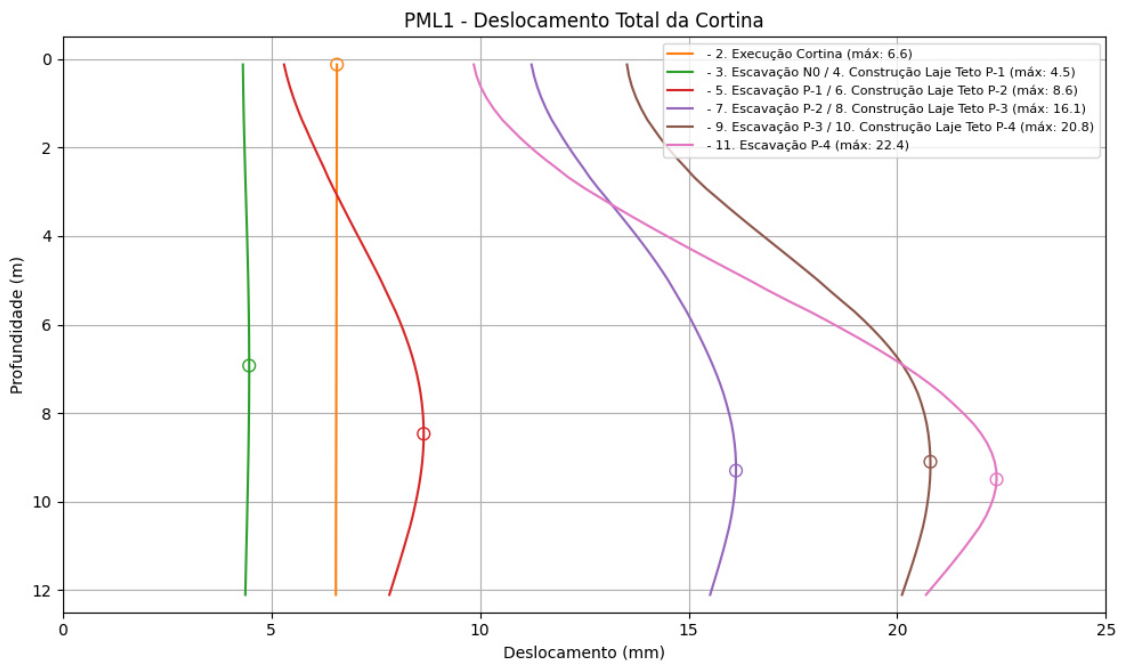


Figura 145 - Deslocamento total da cortina para o caso PML1.

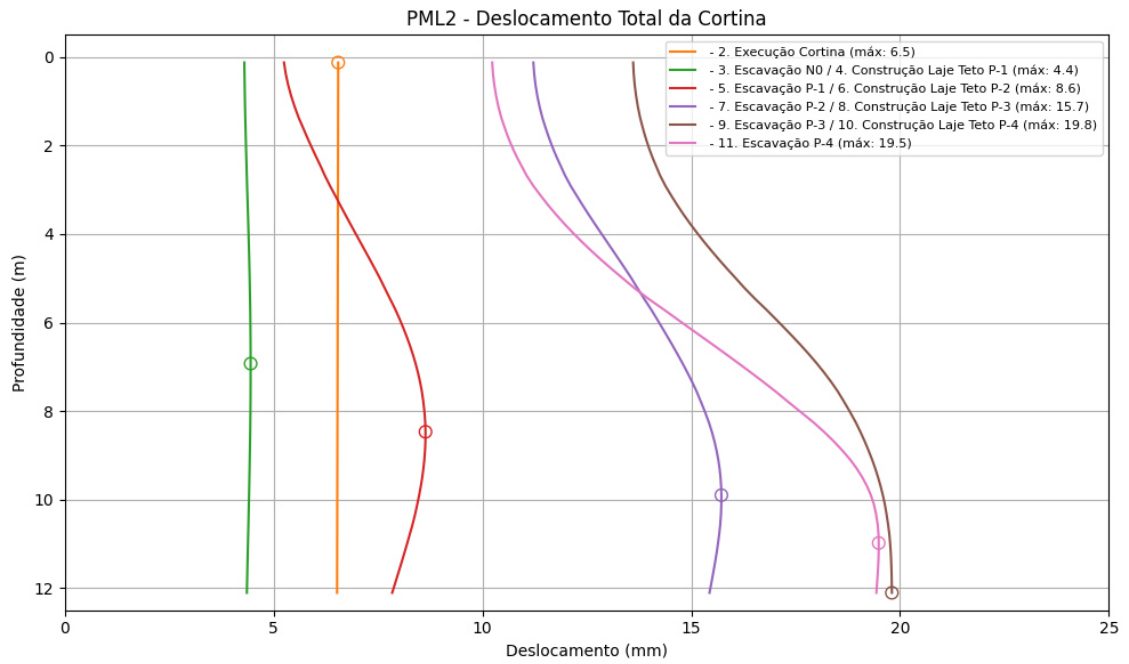


Figura 146 - Deslocamento total da cortina para o caso PML2.

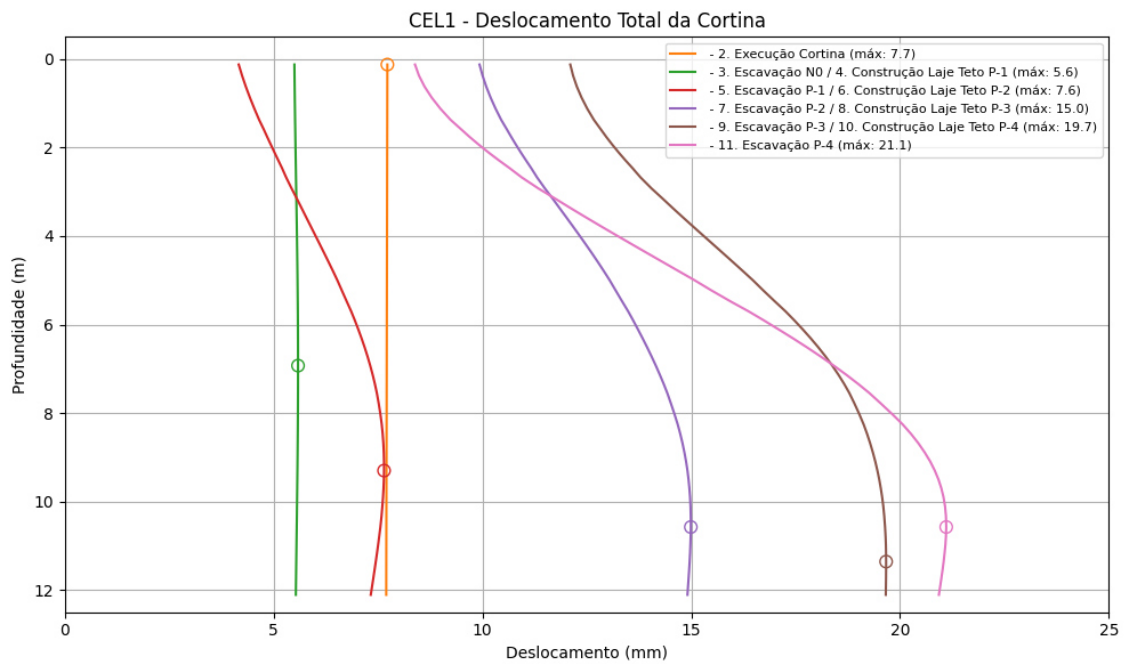


Figura 147 - Deslocamento total da cortina para o caso CEL1.

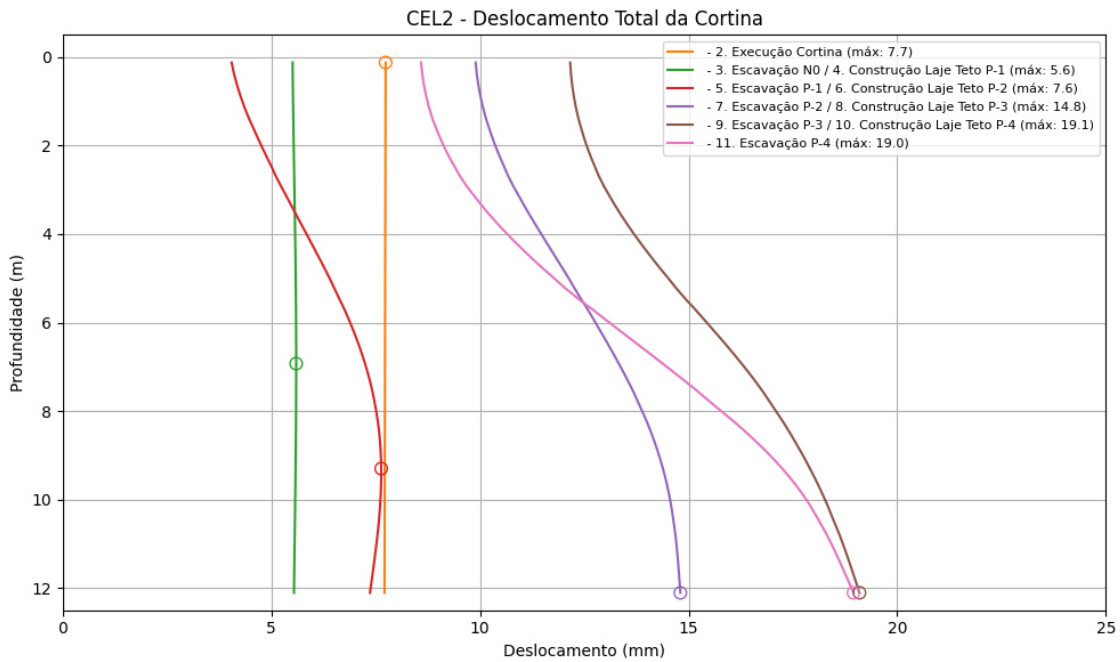


Figura 148 - Deslocamento total da cortina para o caso CEL2.

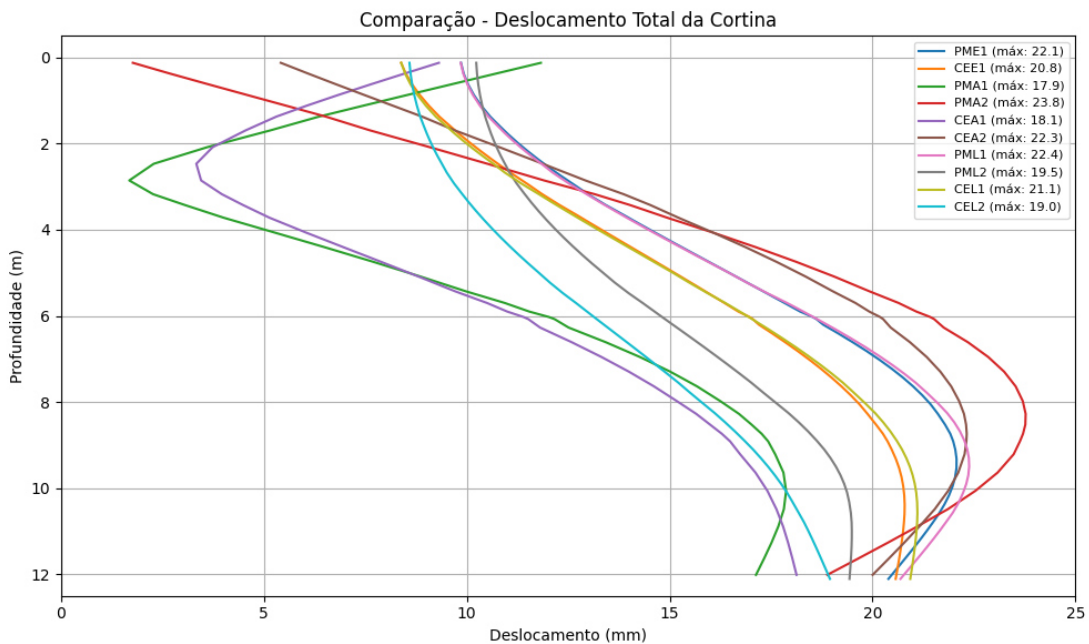


Figura 149 - Comparação do deslocamento total da cortina para a última fase.

4.6.2 Esforços na Cortina

São apresentados da Figura 150 à Figura 159, os diagramas de momentos fletores para a cortina, relativos aos diferentes casos analisados e ao longo do processo construtivo.

Na Figura 160 é apresentado um gráfico comparativo do momento fletores instalado na cortina para o final da fase provisória.

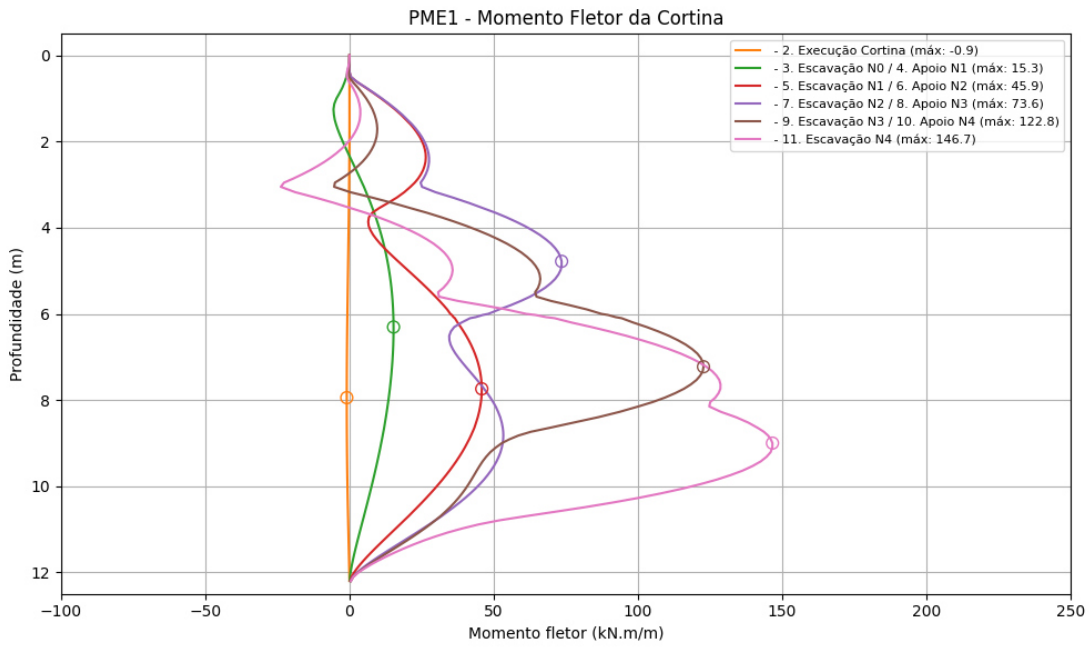


Figura 150 - Momento fletor da cortina para o caso PME1.

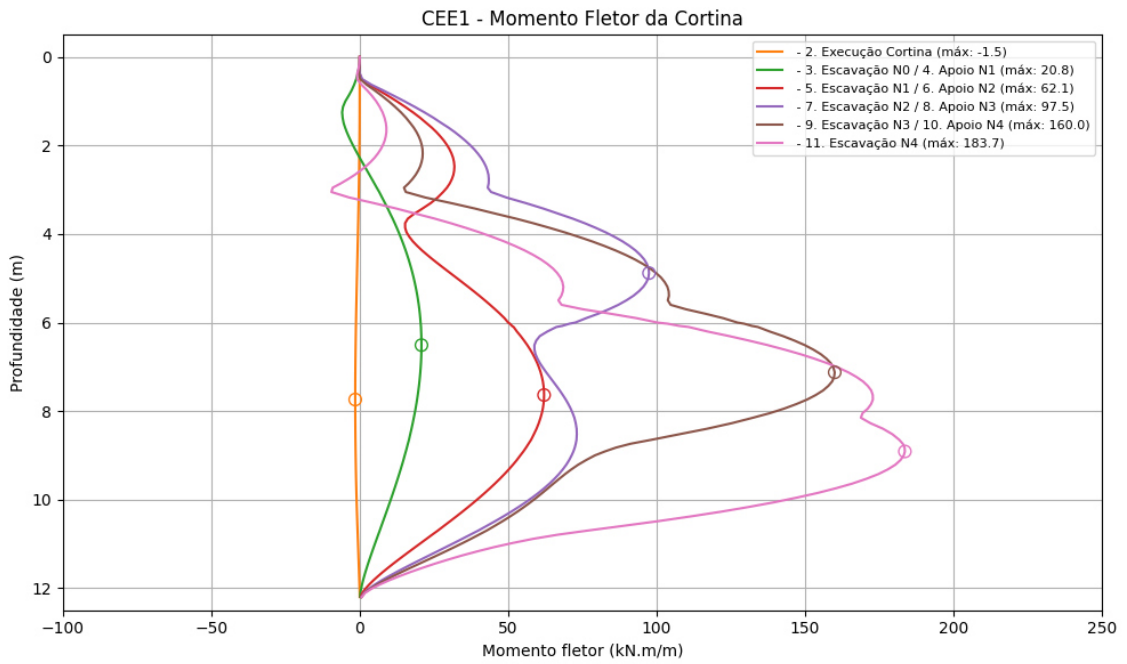


Figura 151 - Momento fletor da cortina para o caso CEE1.

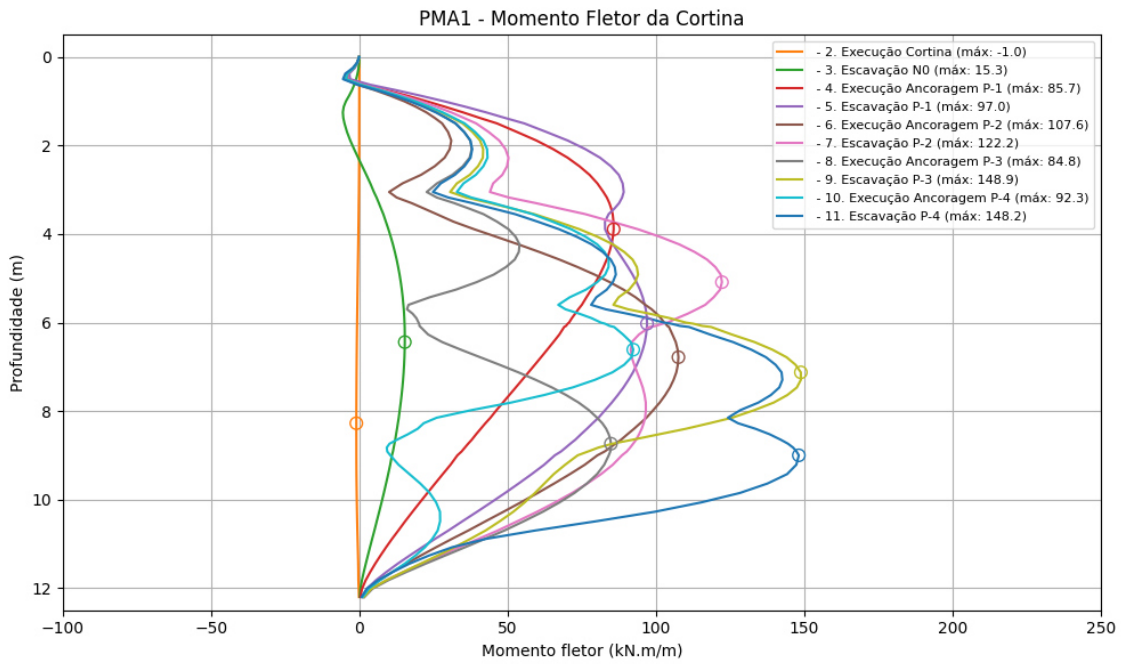


Figura 152 - Momento fletor da cortina para o caso PMA1.

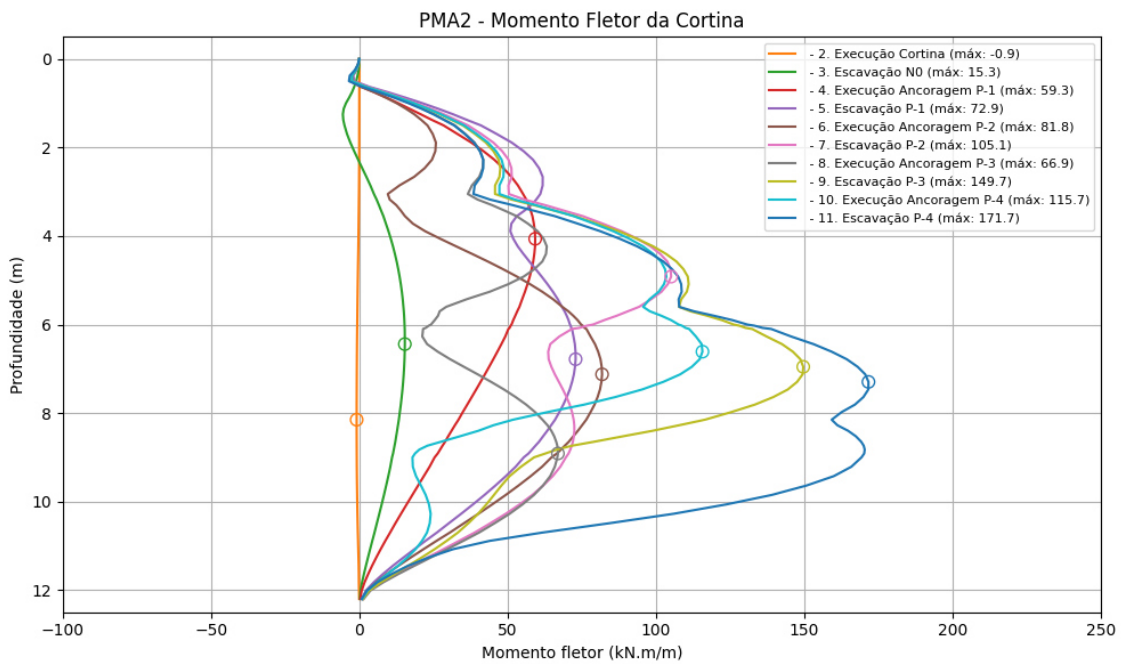


Figura 153 - Momento fletor da cortina para o caso PMA2.

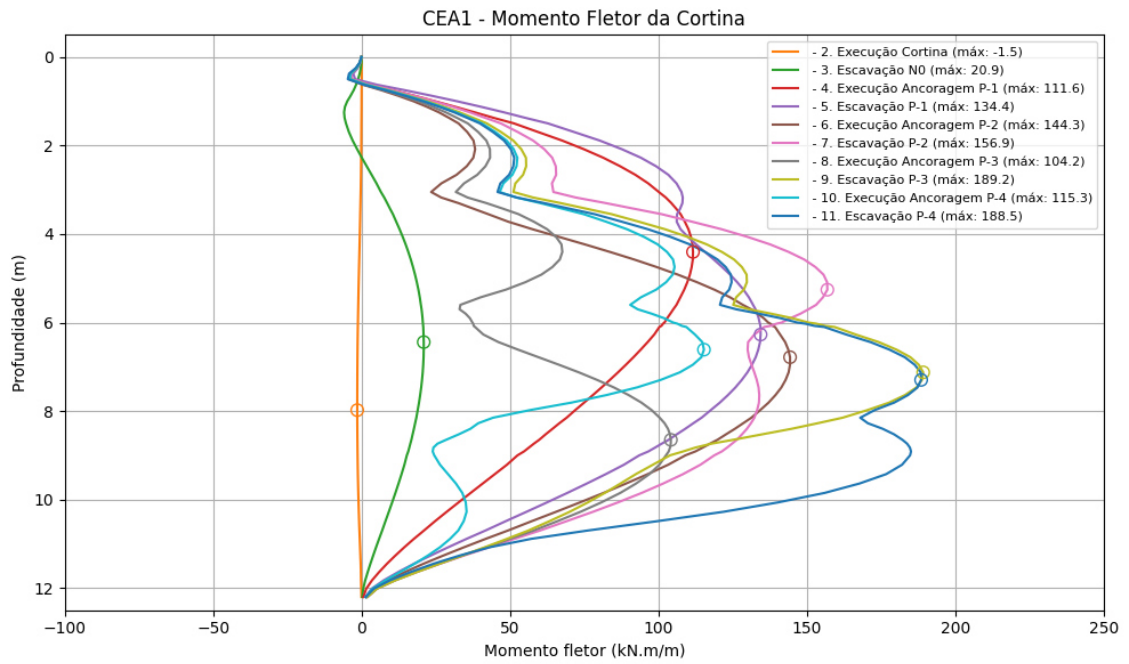


Figura 154 - Momento fletor da cortina para o caso CEA1.

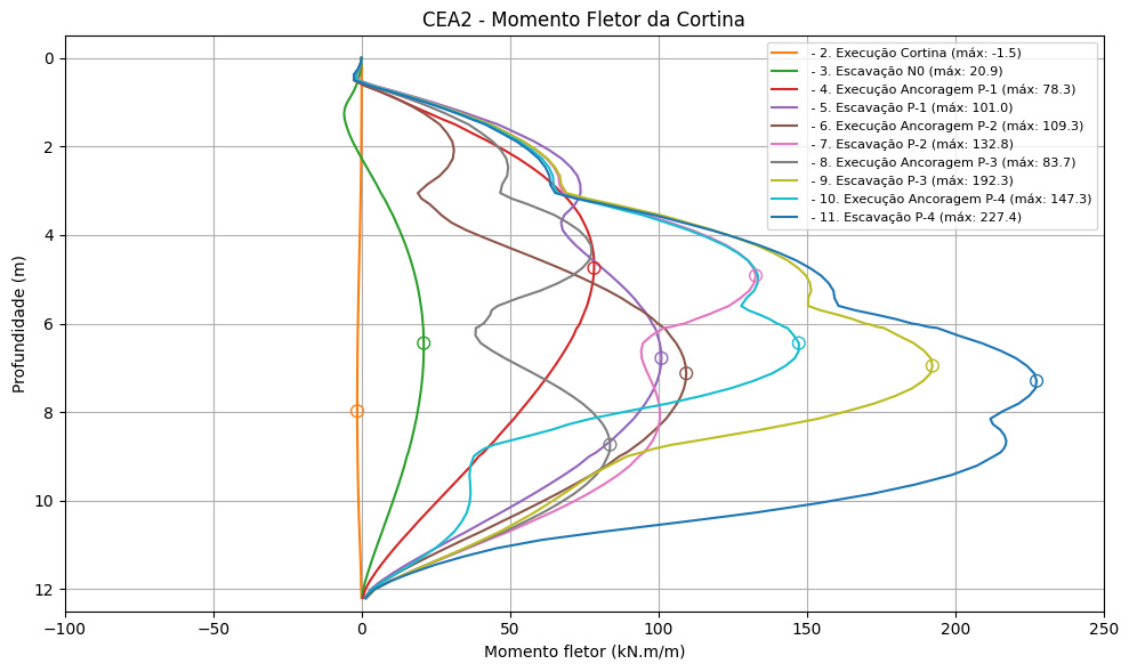


Figura 155 - Momento fletor da cortina para o caso CEA2.

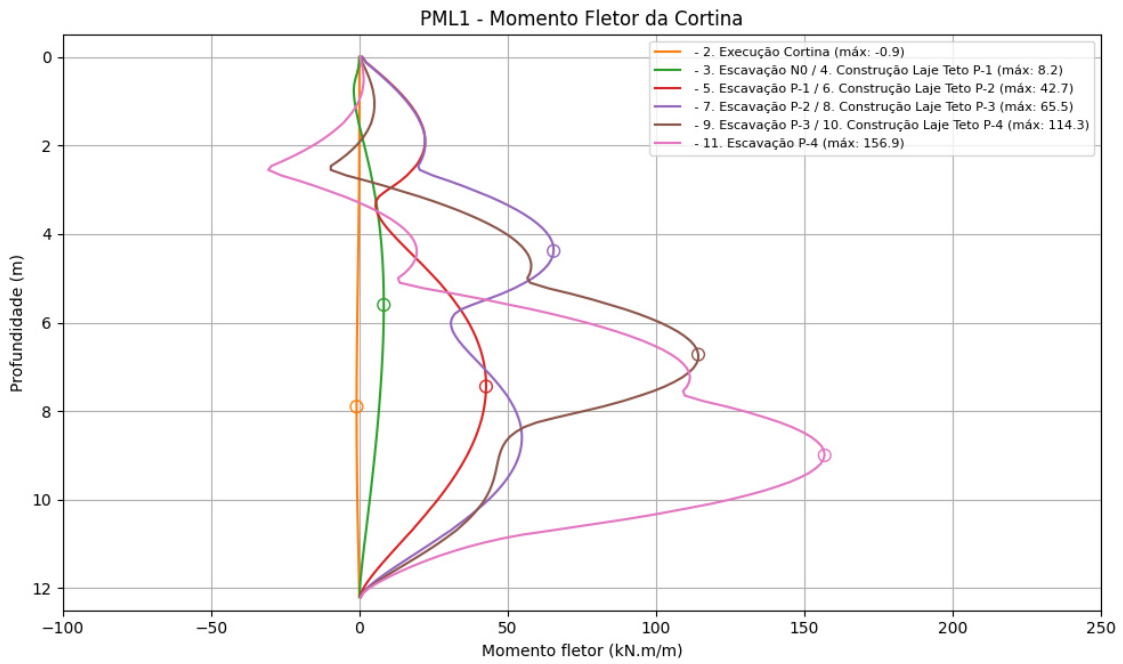


Figura 156 - Momento fletor da cortina para o caso PML1.

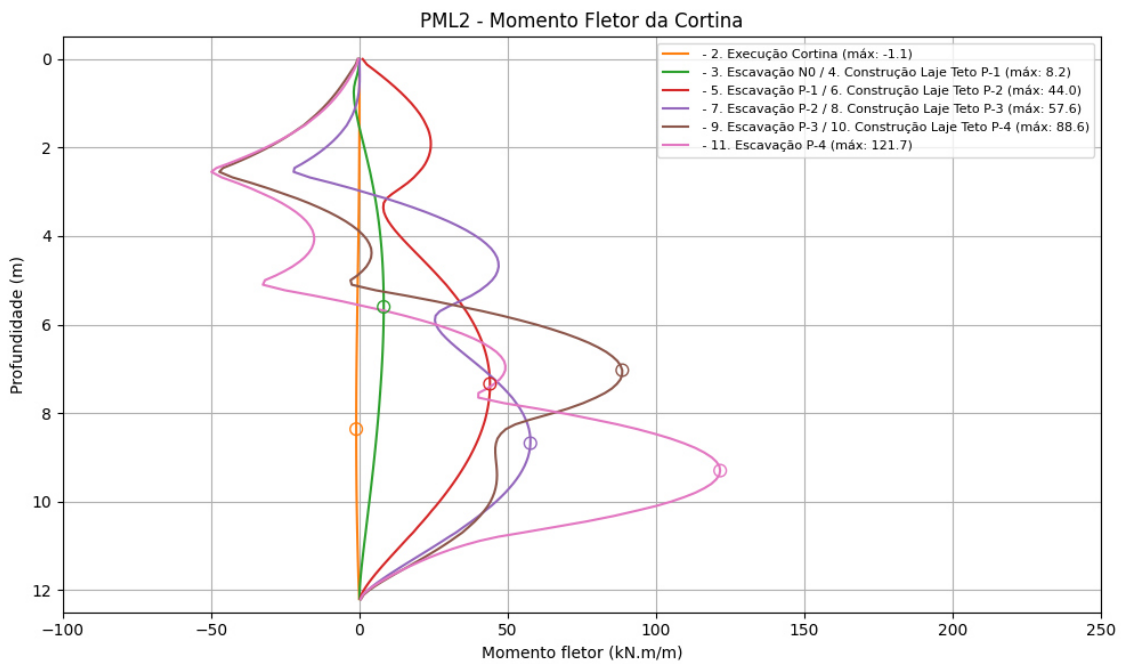


Figura 157 - Momento fletor da cortina para o caso PML2.

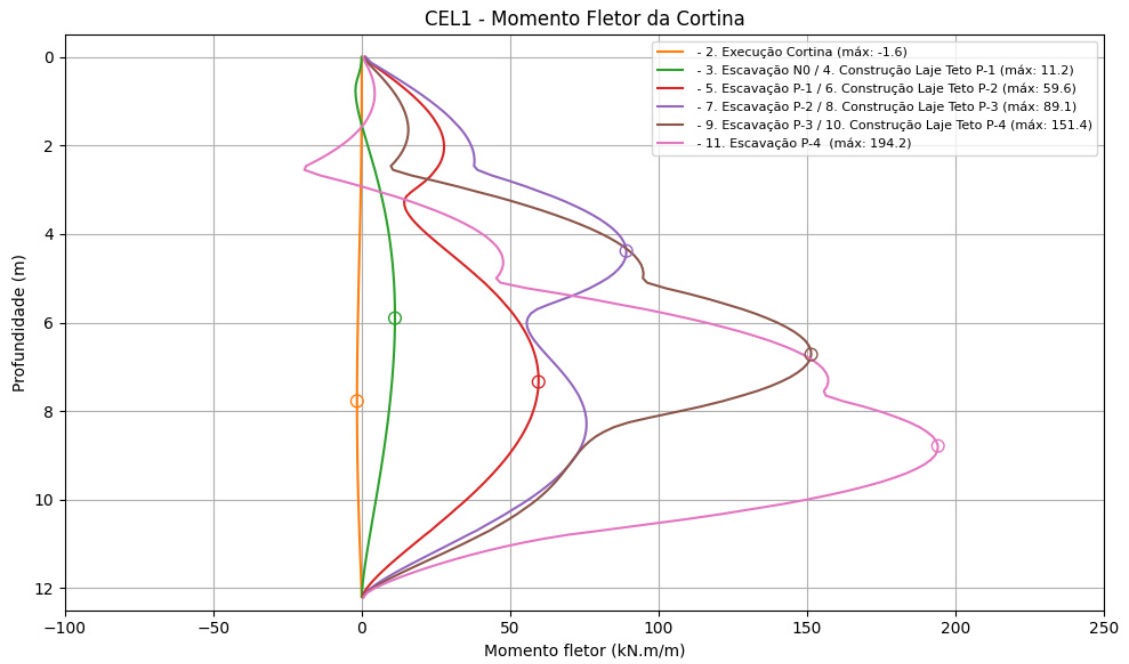


Figura 158 - Momento fletor da cortina para o caso CEL1.

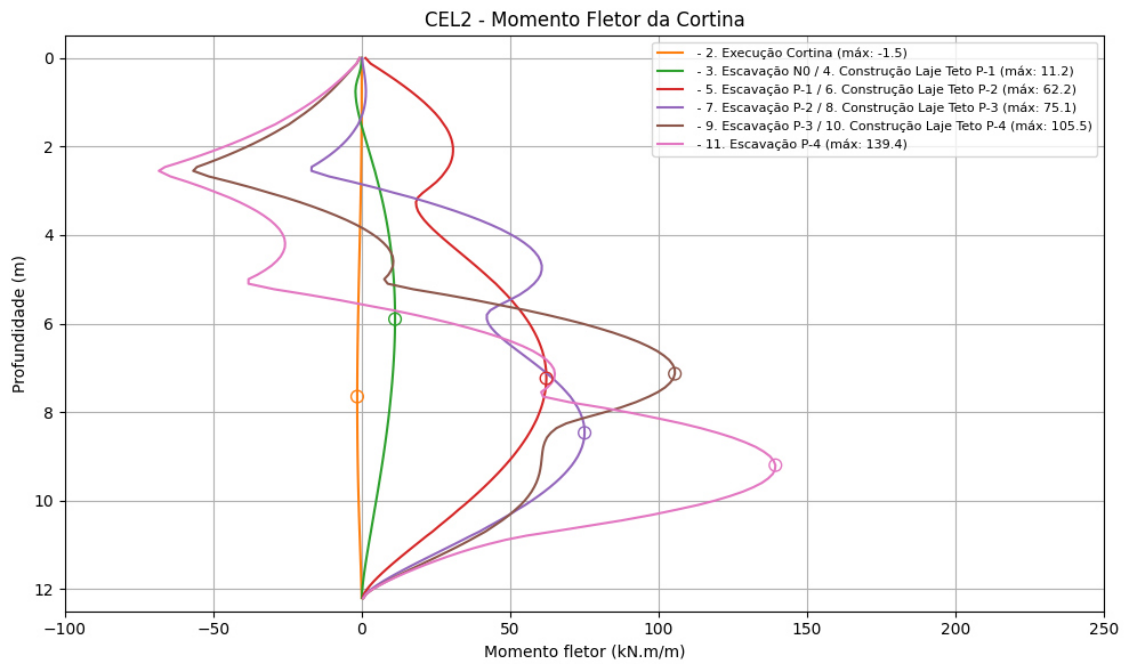


Figura 159 - Momento fletor da cortina para o caso CEL2.

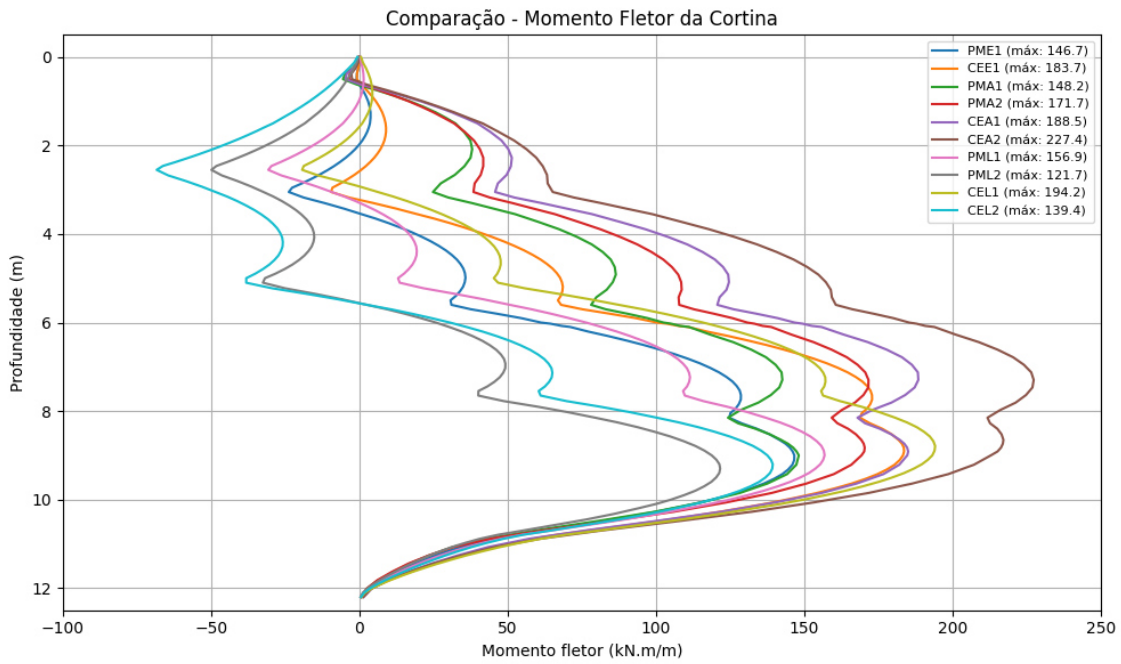


Figura 160 - Comparação do momento fletor das cortinas para a última fase.

Na Figura 161 é apresentado uma comparação do esforço axial instalado na cortina para o final da fase provisória.

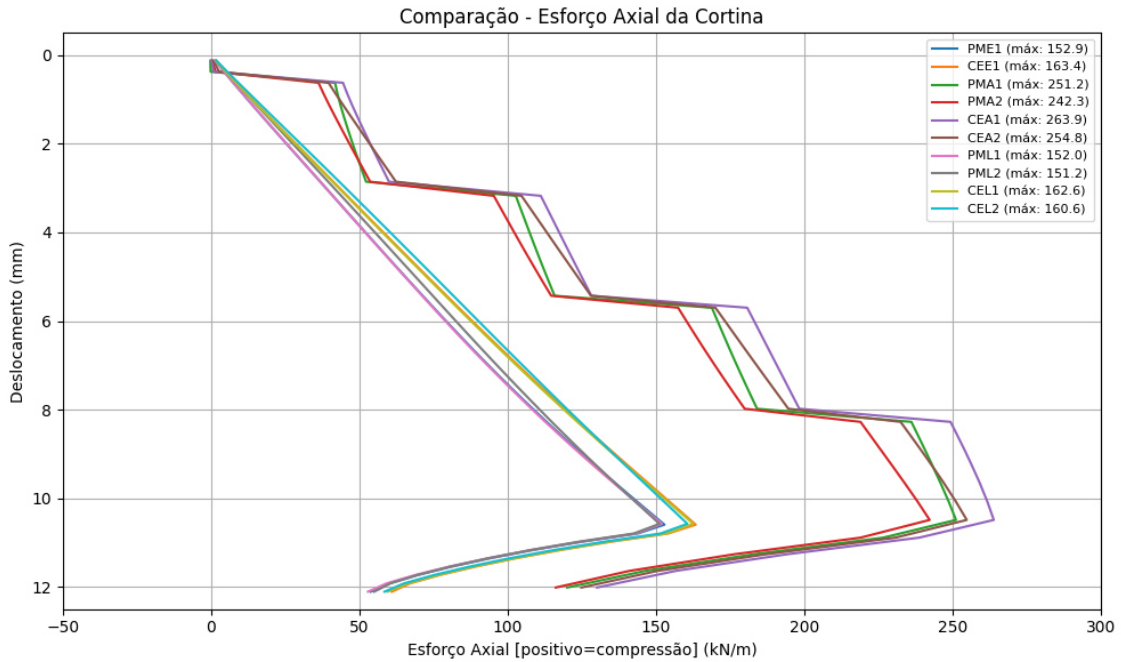


Figura 161 - Comparação do esforço axial das cortinas para a última fase.

Na Figura 162 é apresentado uma comparação do esforço transversal instalado na cortina para o final da fase provisória.

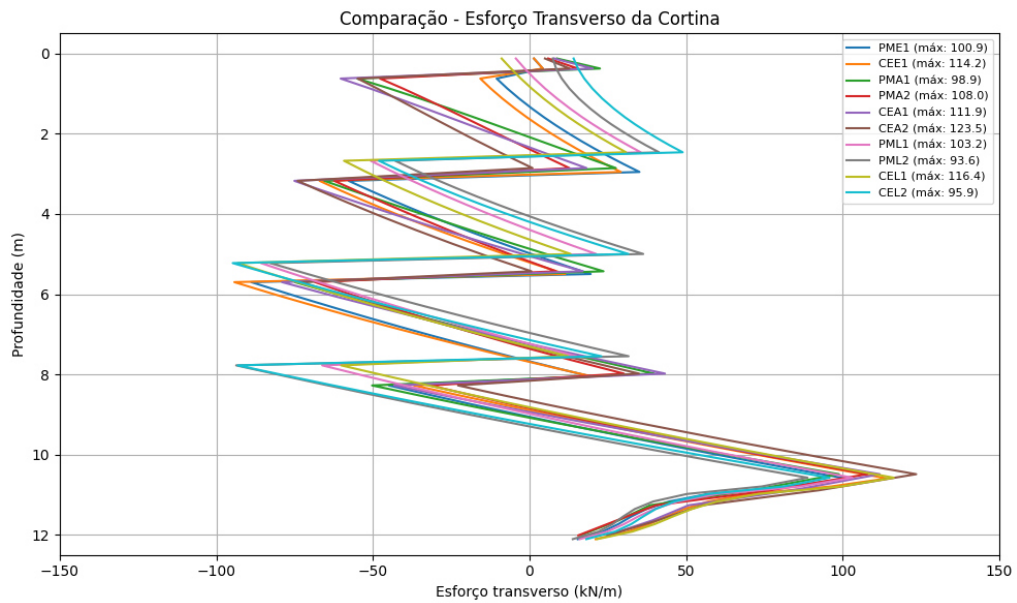


Figura 162 - Comparação do esforço transverso das cortinas para a última fase.

4.6.3 Deslocamentos do Terreno

São representados, da **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** à Figura 172, a evolução dos deslocamentos verticais (assentamentos) esperados à superfície do terreno, entre a instalação da cortina e a fase final da execução da estrutura de contenção periférica, na zona tardoz da cortina, para os vários casos analisados. Na Figura 173 é apresentado um gráfico comparativo de todas as soluções analisadas para o final da fase provisória. É considerado como positivo o deslocamento ascendente do terreno.

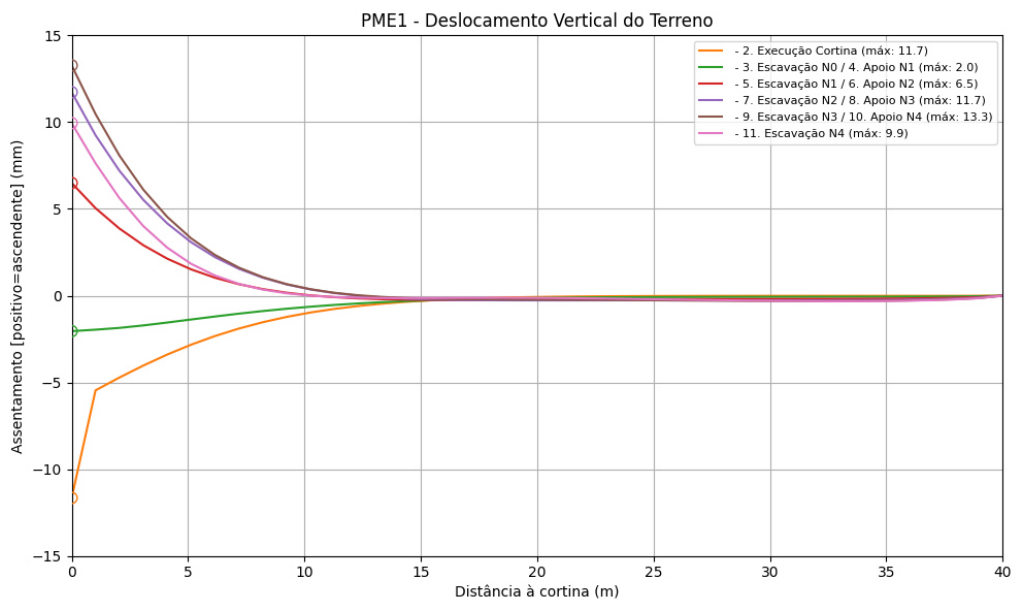


Figura 163 - Deslocamento vertical da superfície do terreno para o caso PME1.

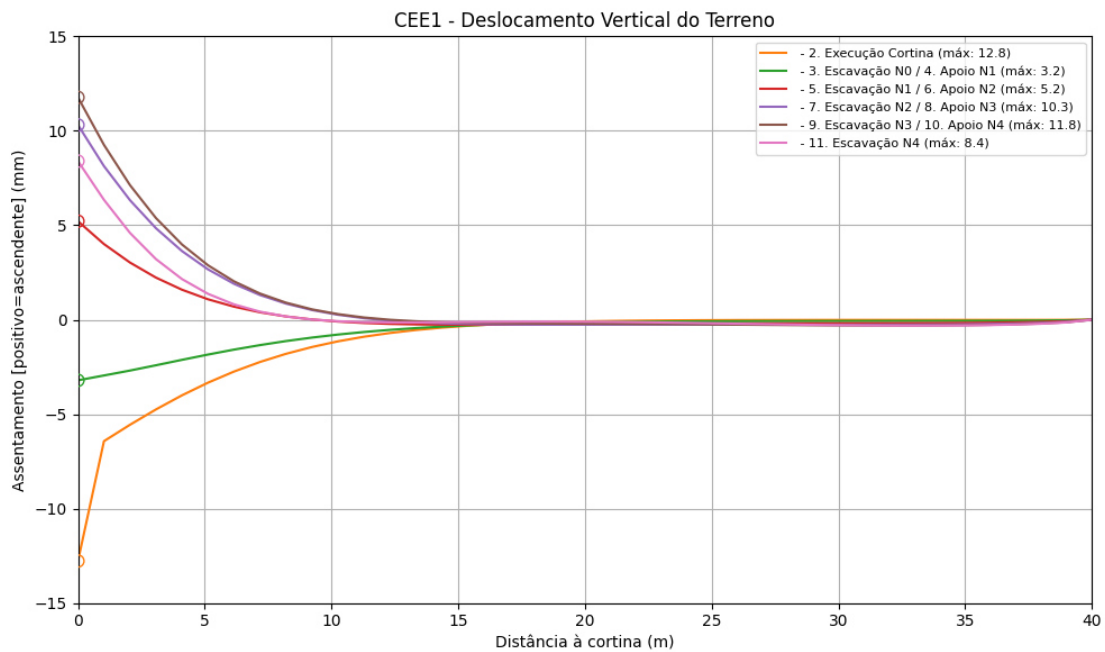


Figura 164 - Deslocamento vertical da superfície do terreno para o caso CEE1.

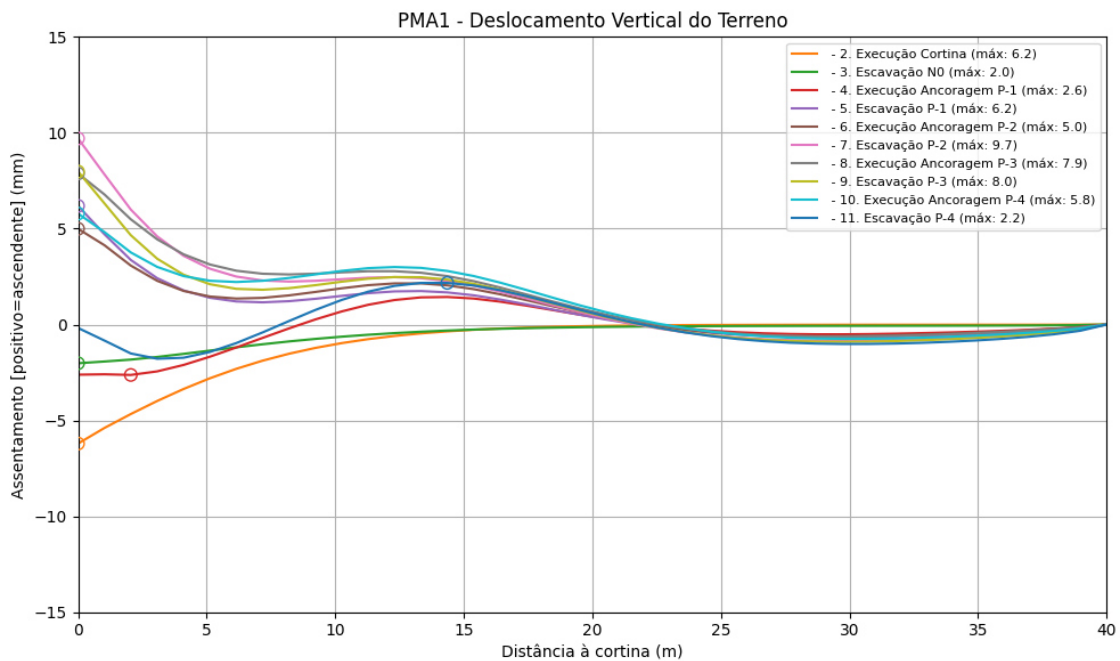


Figura 165-Deslocamento vertical da superfície do terreno para o caso PMA1.

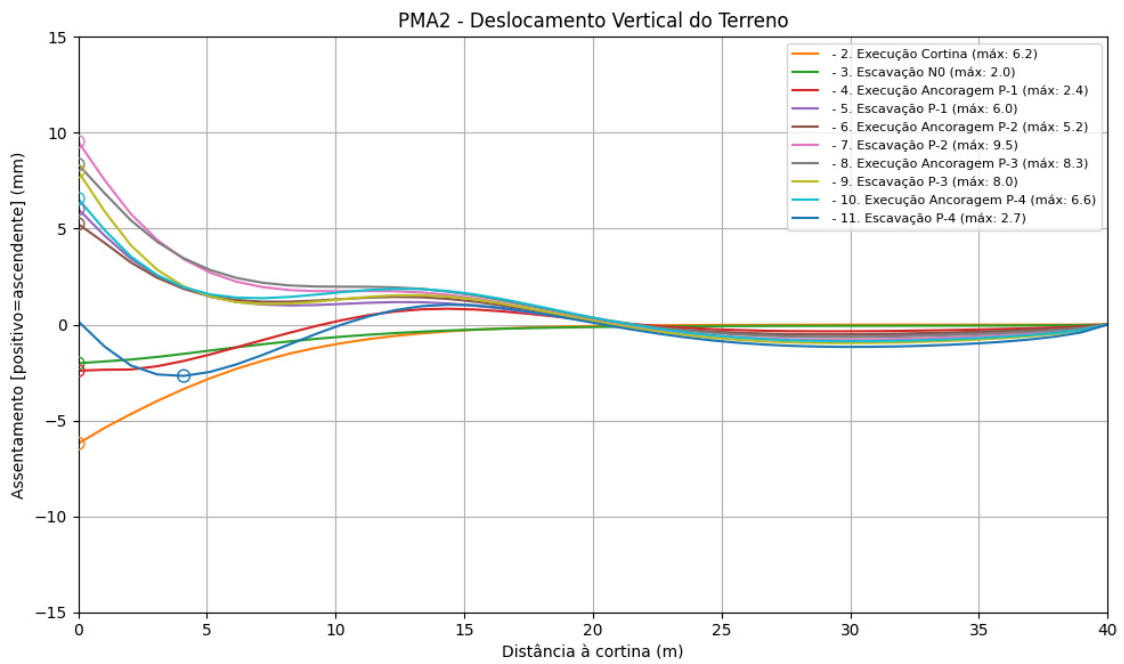


Figura 166 - Deslocamento vertical da superfície do terreno para o caso PMA2.

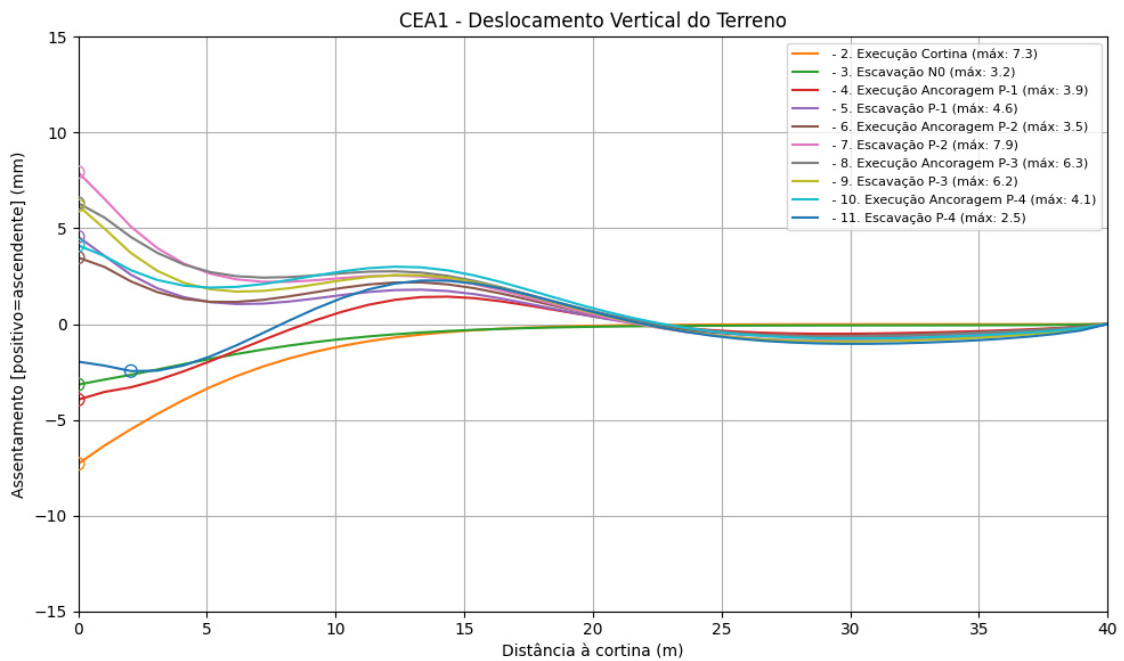


Figura 167 - Deslocamento vertical da superfície do terreno para o caso CEA1.

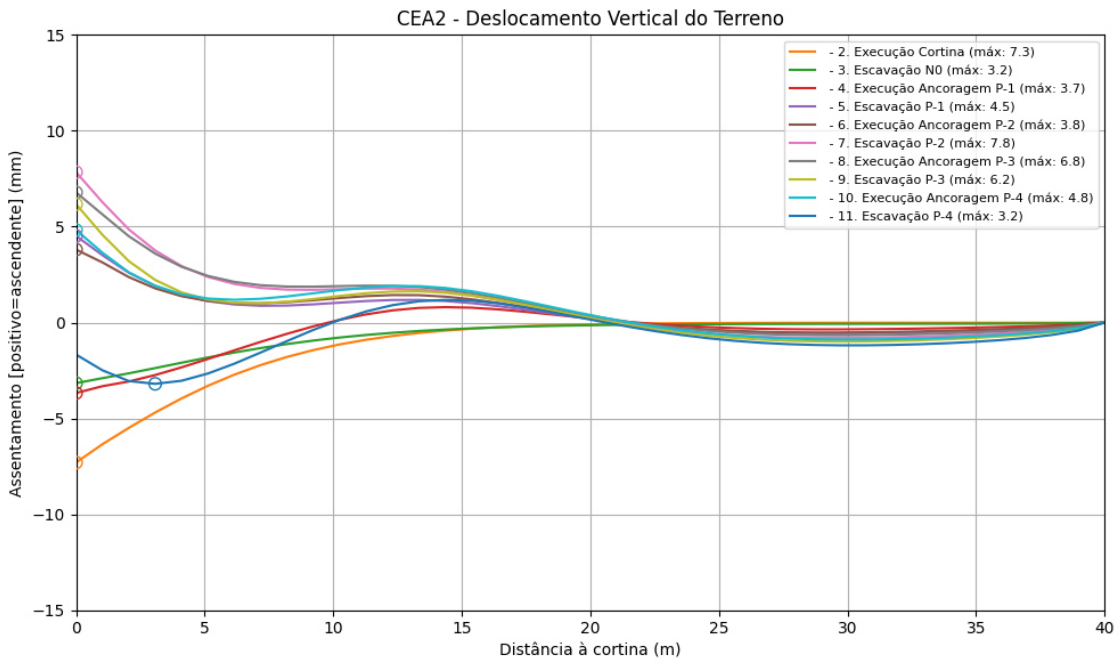


Figura 168 - Deslocamento vertical da superfície do terreno para o caso CEA2.

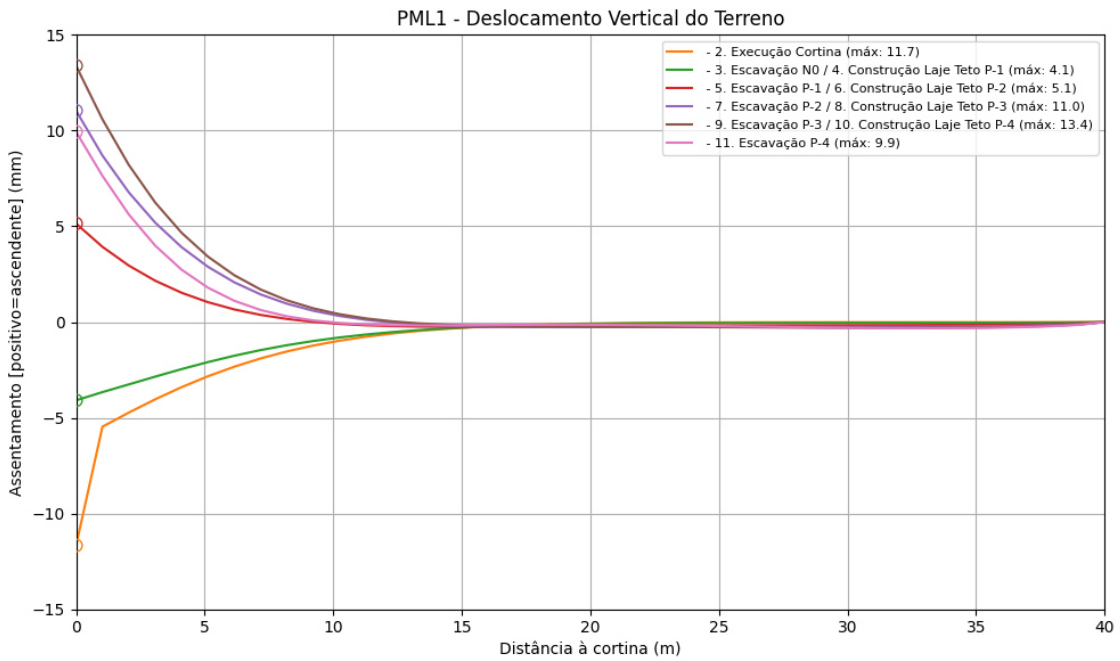


Figura 169 - Deslocamento vertical da superfície do terreno para o caso PML1.

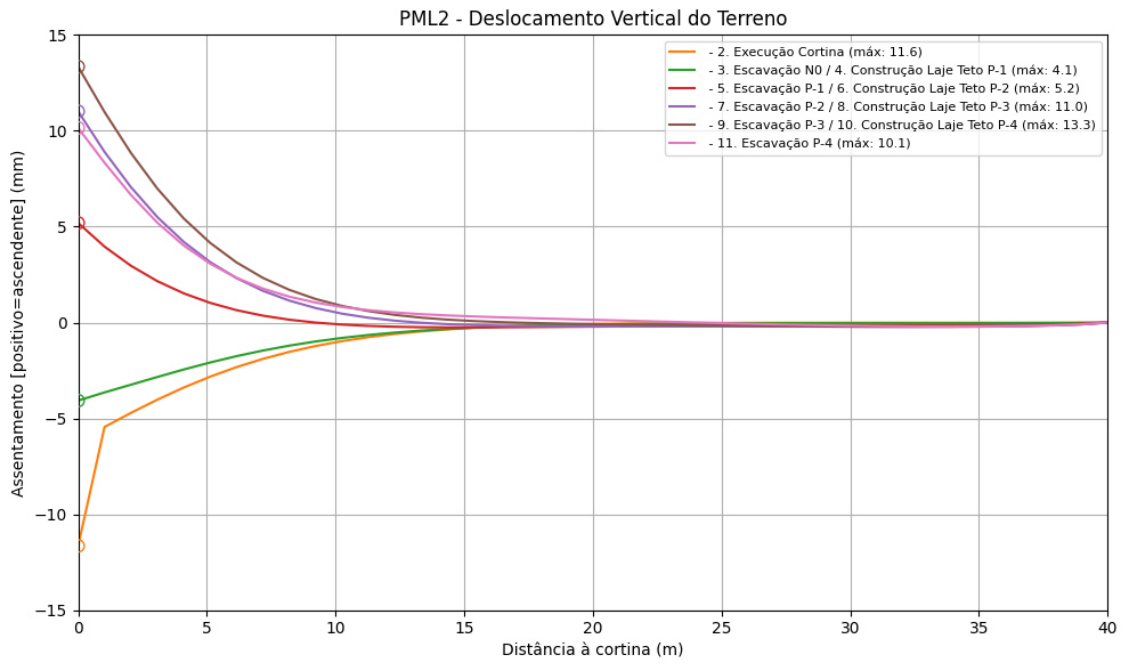


Figura 170 - Deslocamento vertical da superfície do terreno para o caso PML2.

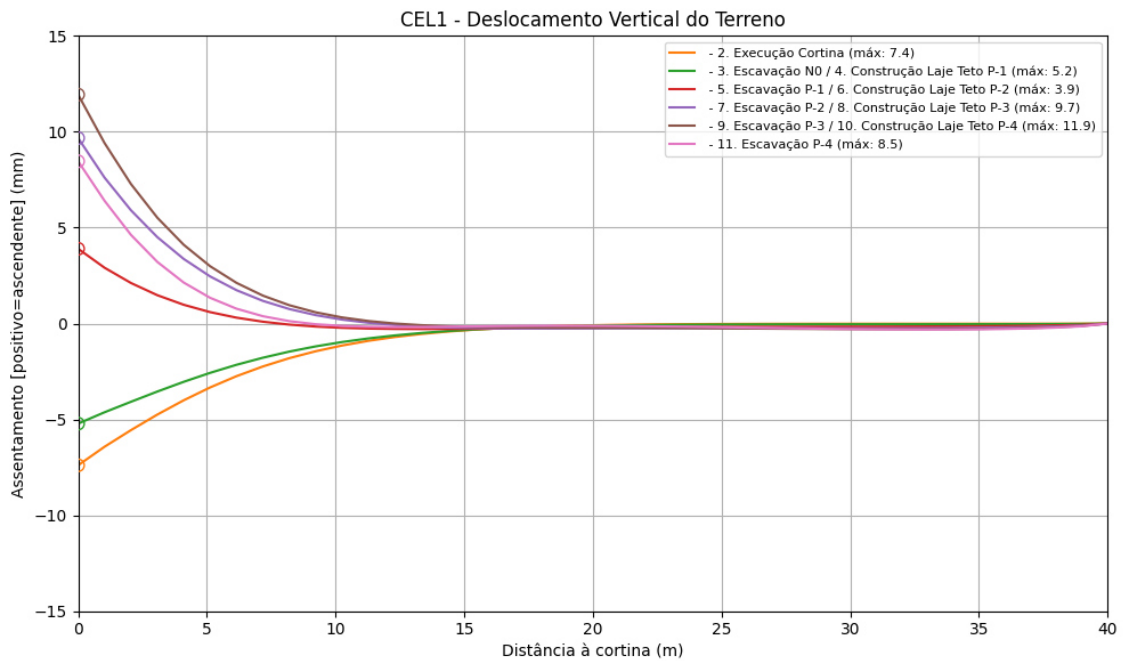


Figura 171 - Deslocamento vertical da superfície do terreno para o caso CEL1.

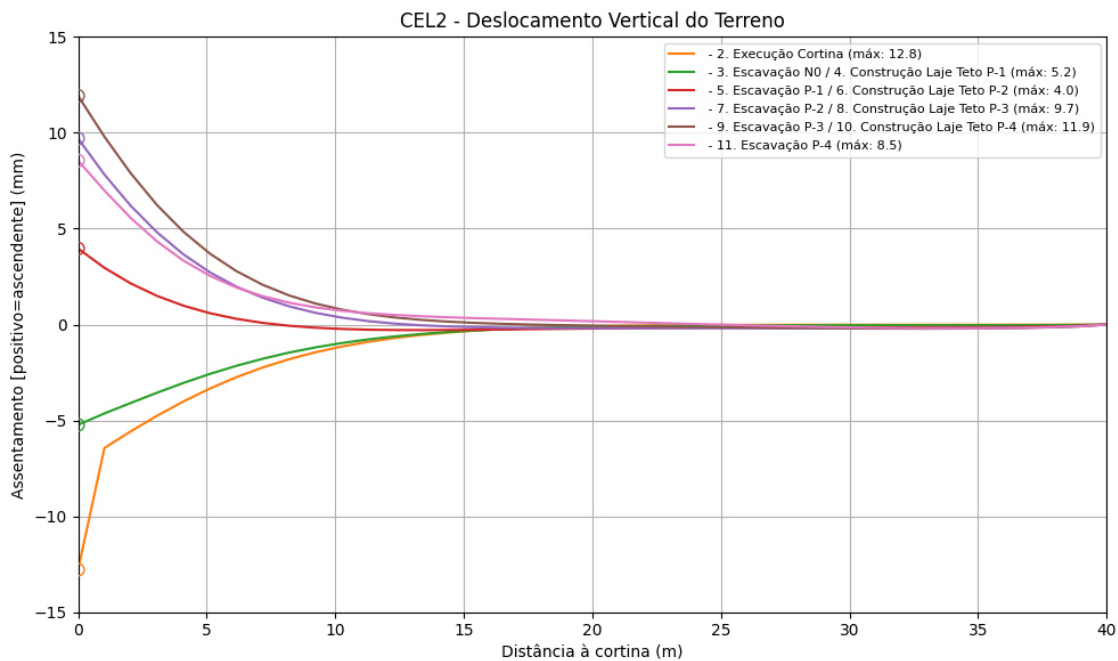


Figura 172 - Deslocamento vertical da superfície do terreno para o caso CEL2.

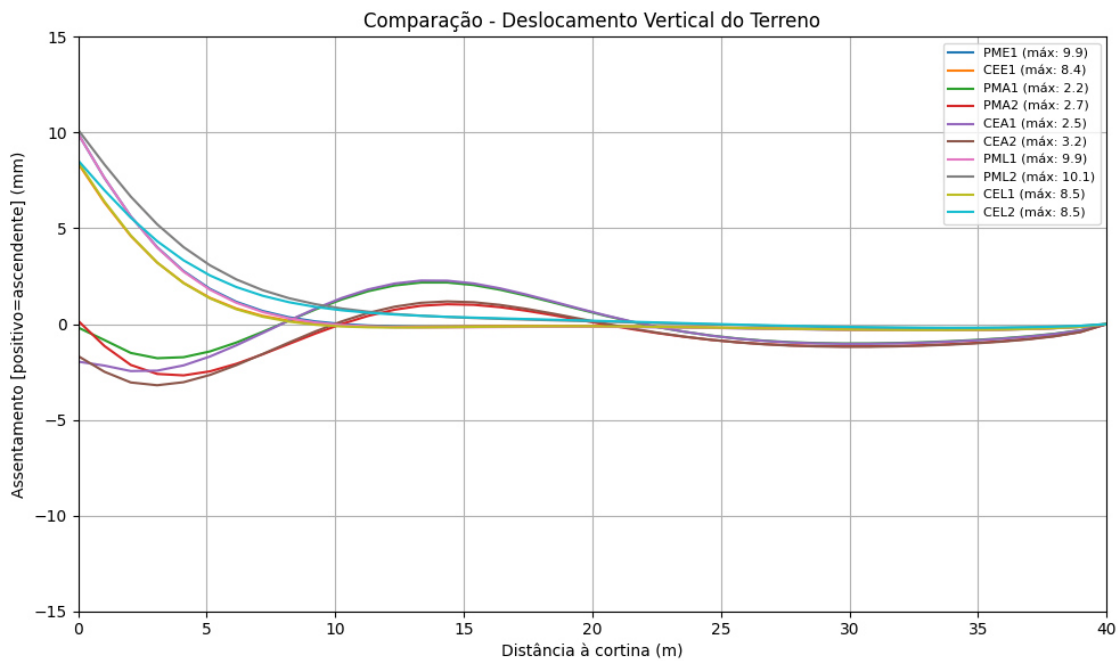


Figura 173 - Comparação do deslocamento vertical da superfície do terreno para a última fase.

Na Figura 174 é apresentado a comparação do deslocamento horizontal da superfície do terreno de todas as soluções analisadas para o final da fase provisória.

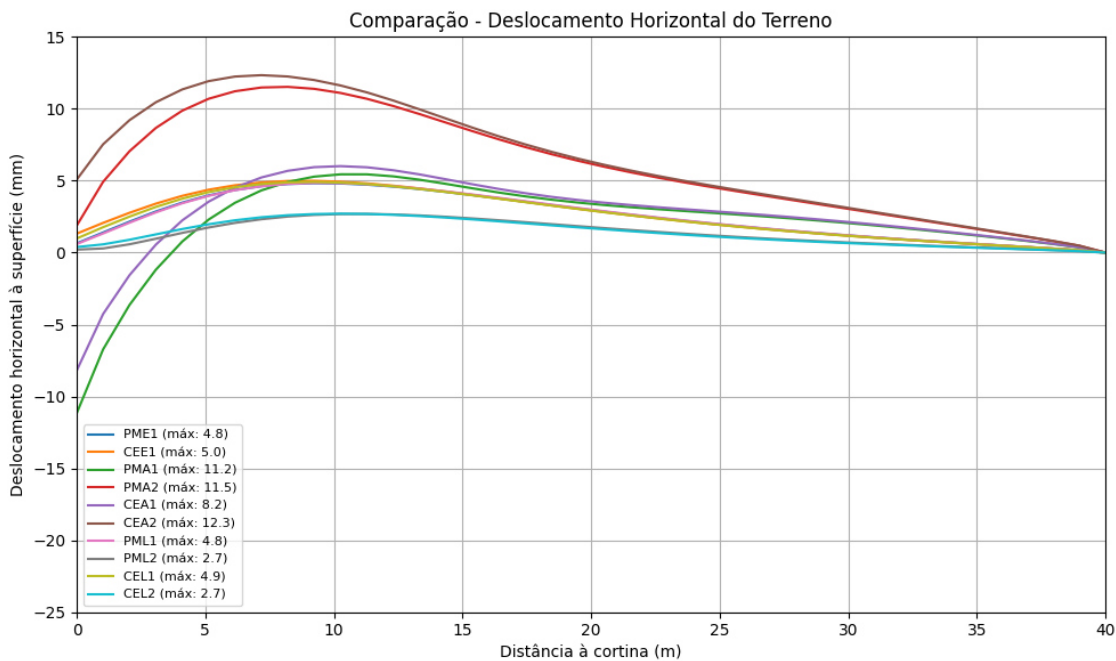


Figura 174 - Comparação do deslocamento horizontal da superfície do terreno para a última fase.

Na Figura 175 é apresentado a comparação do deslocamento total da superfície do terreno de todas as soluções analisadas para o final da fase provisória.

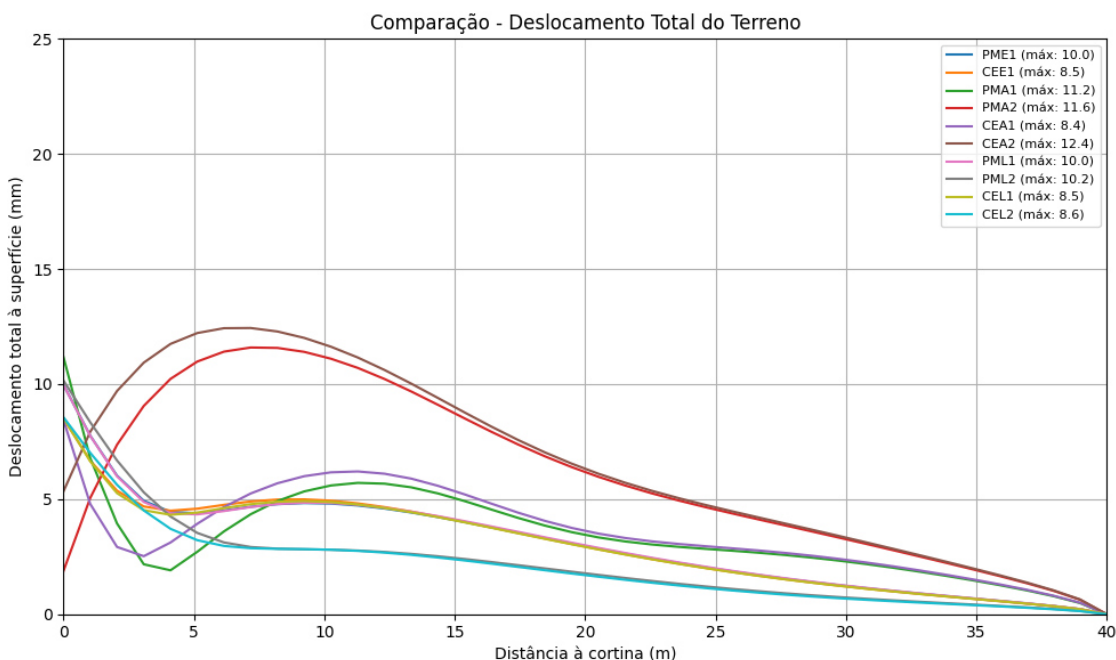


Figura 175 - Comparação do deslocamento total da superfície do terreno para a última fase.

De seguida, da Figura 176 à Figura 185, são exibidos os valores do deslocamento total do terreno em análise, através da captura de ecrã do programa realizada na última fase do processo construtivo.

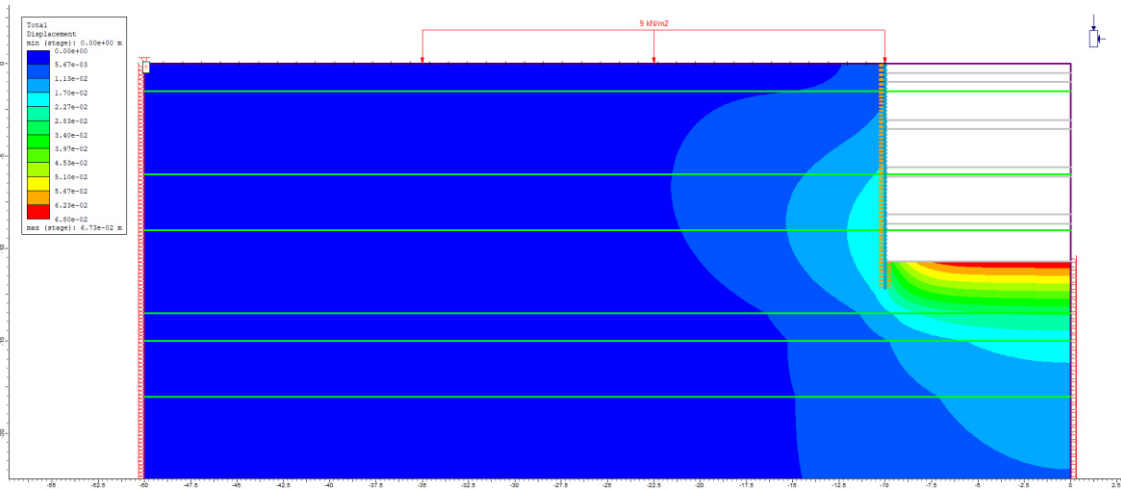


Figura 176 - Deslocamento total do terreno para o caso PME1.

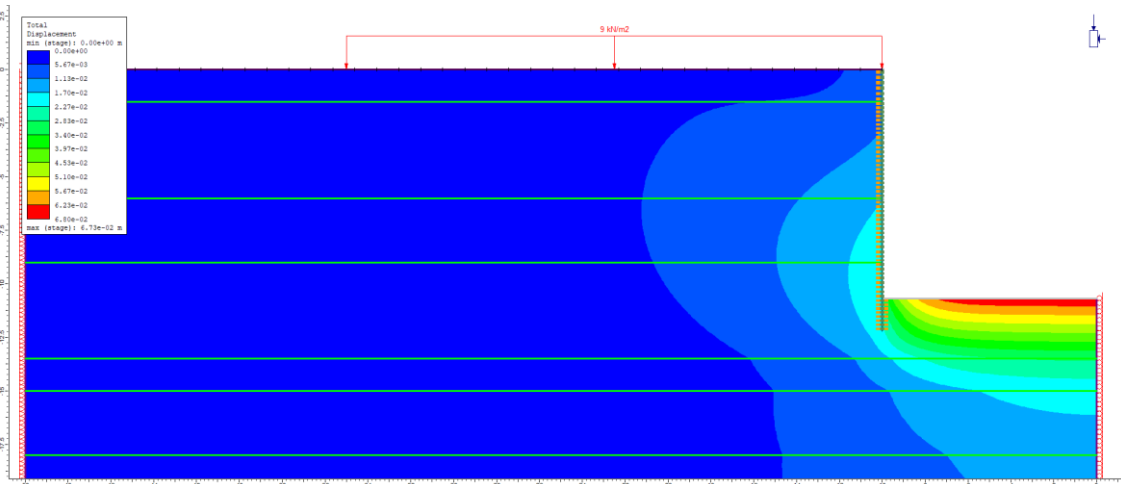


Figura 177 - Deslocamento total do terreno para o caso CEE1.

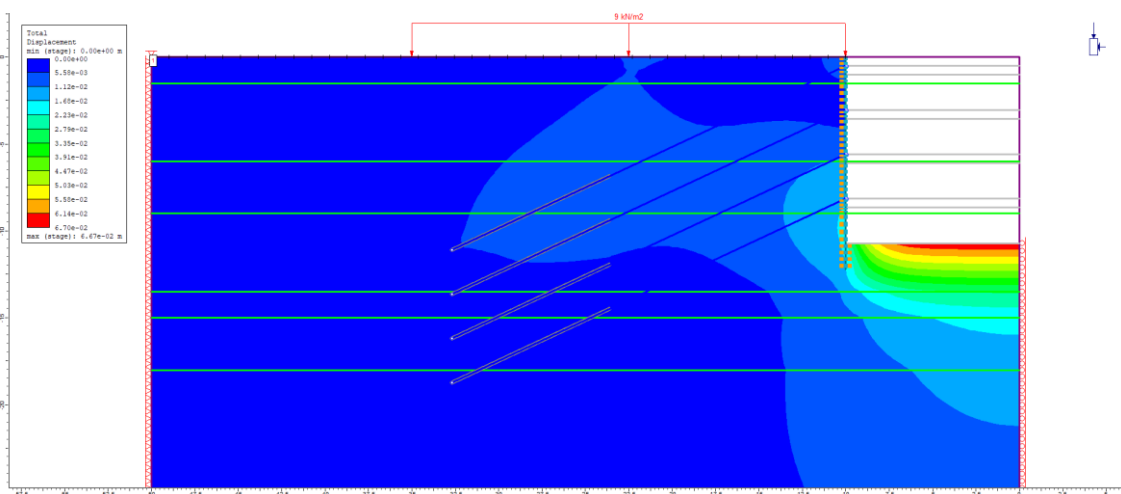


Figura 178 - Deslocamento total do terreno para o caso PMA1.

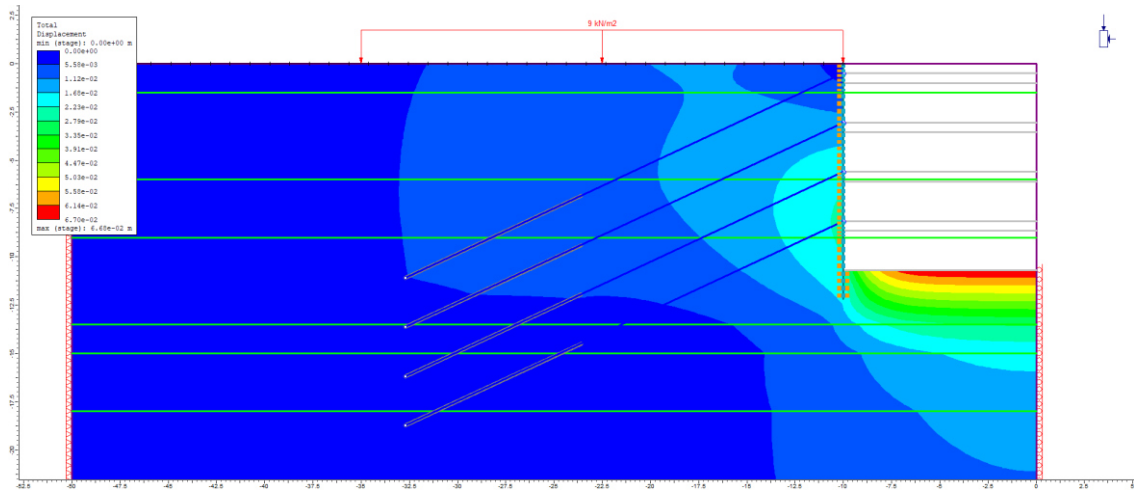


Figura 179 - Deslocamento total do terreno para o caso PMA2.

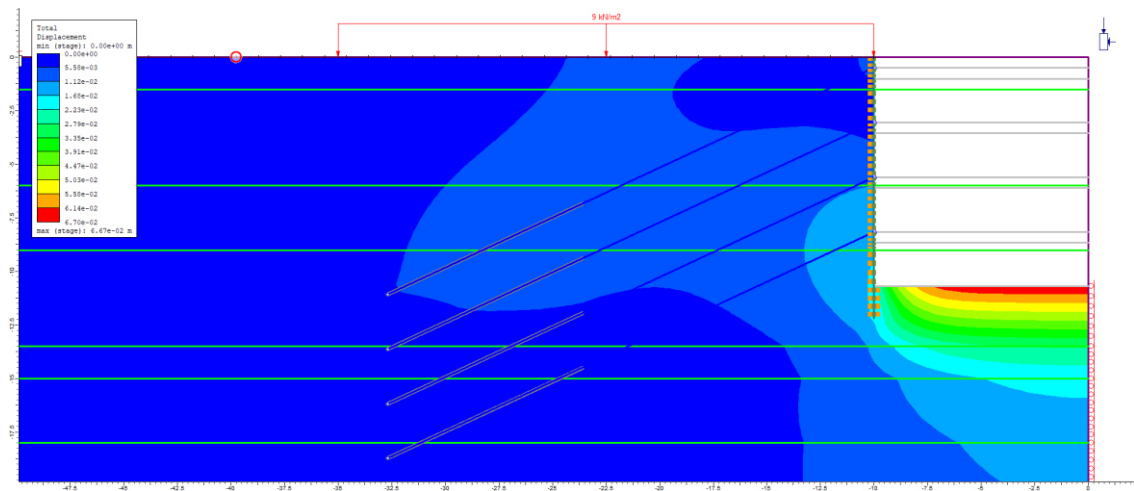


Figura 180 - Deslocamento total do terreno para o caso CEA1.

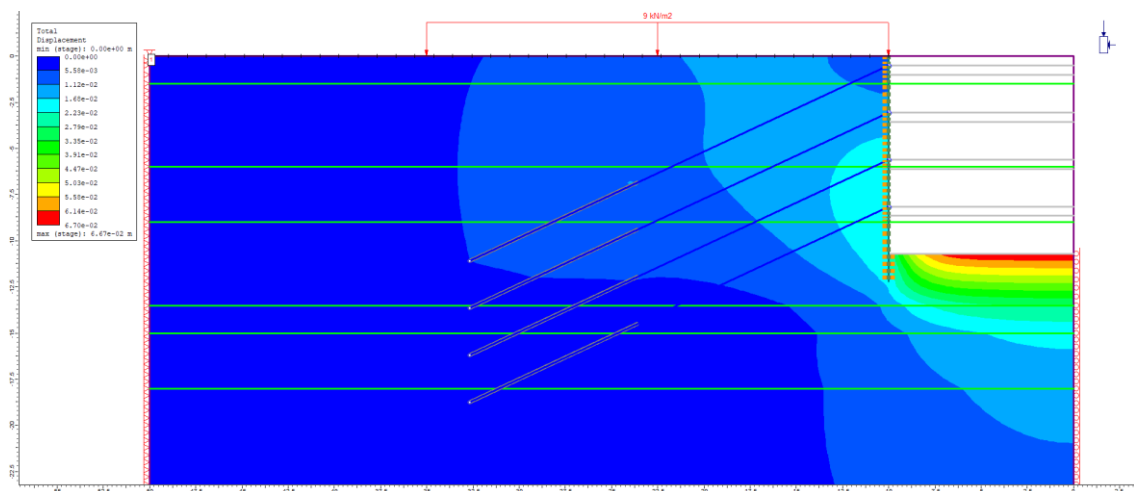


Figura 181 - Deslocamento total do terreno para o caso CEA2.

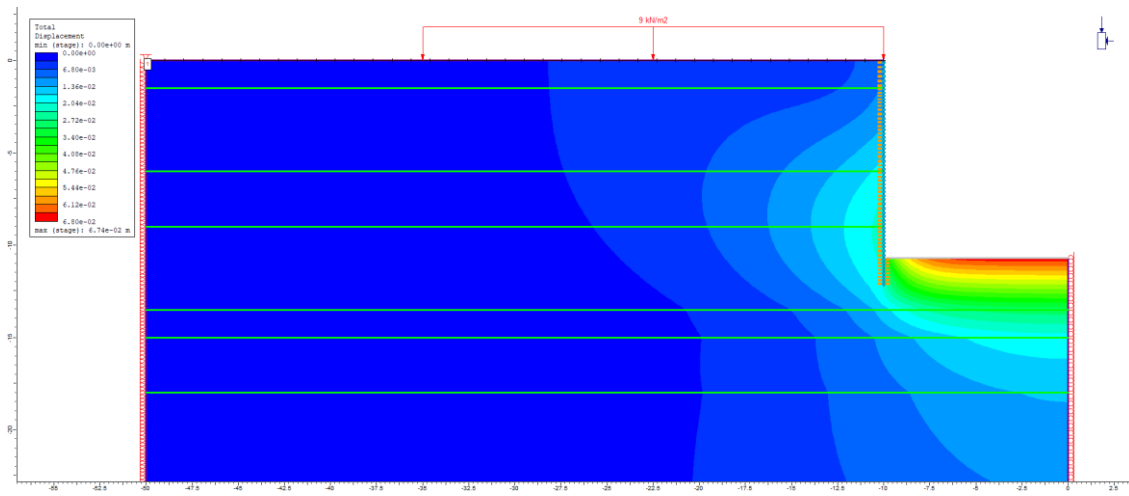


Figura 182 - Deslocamento total do terreno para o caso PML1.

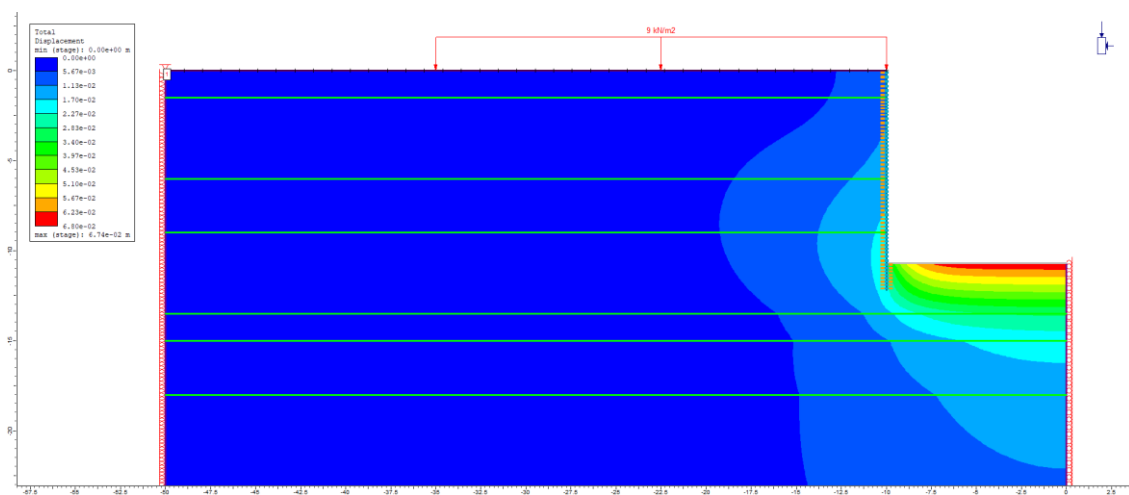


Figura 183 - Deslocamento total do terreno para o caso PML2.

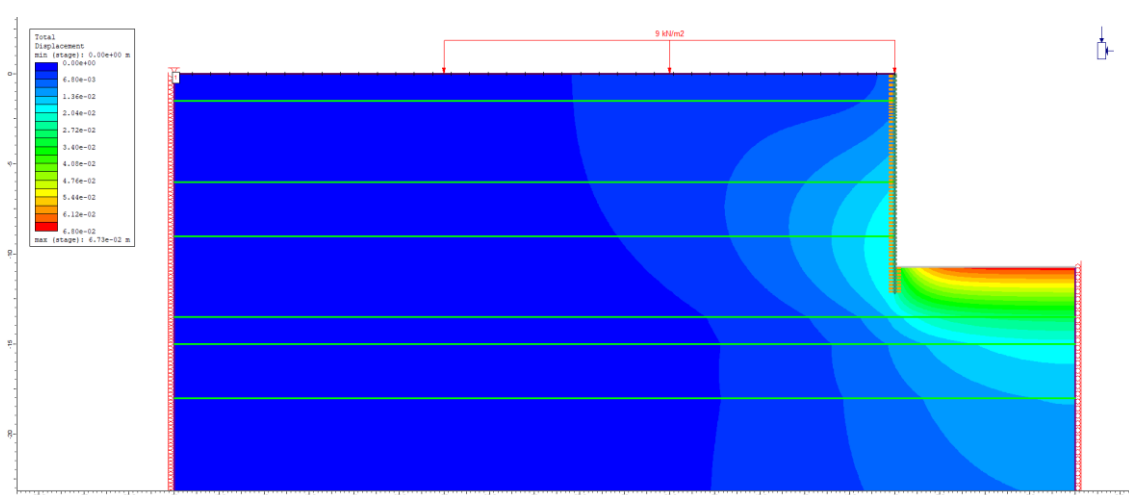


Figura 184 - Deslocamento total do terreno para o caso CEL1.

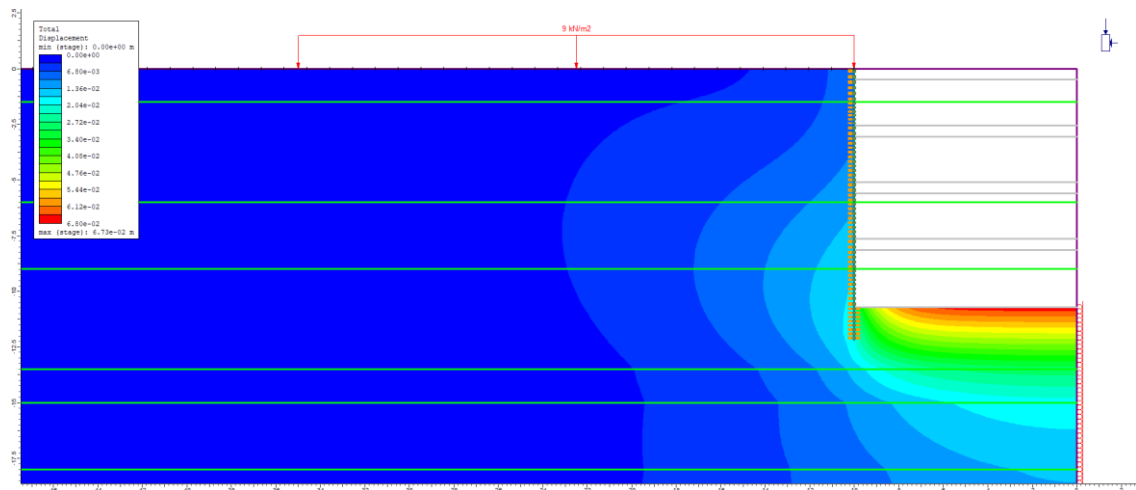


Figura 185 - Deslocamento total do terreno para o caso CEL2.

4.6.4 Esforços nos Elementos de Suporte e Pressões Aparentes

É apresentada a evolução dos esforços, ao longo do faseamento construtivo, nos elementos de suporte (escoras - Figura 186 e Figura 187, ancoragens - Figura 188 à Figura 191, e bandas de laje - Figura 192 à Figura 195) das diferentes hipóteses consideradas.

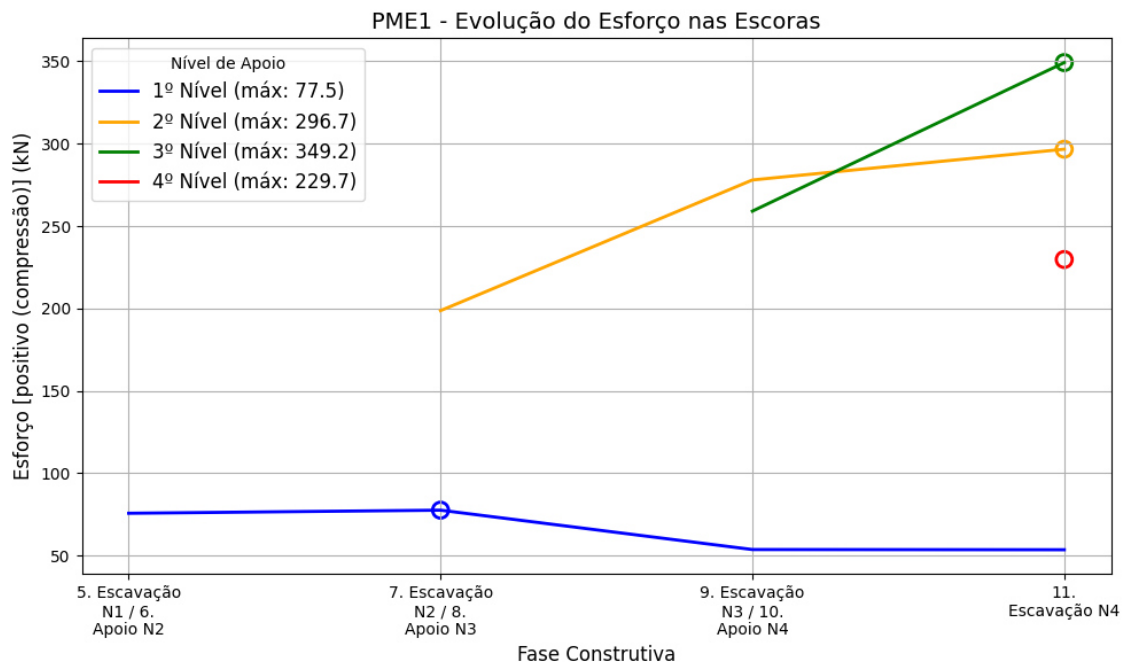


Figura 186 - Esforço axial das escoras para o caso PME1.

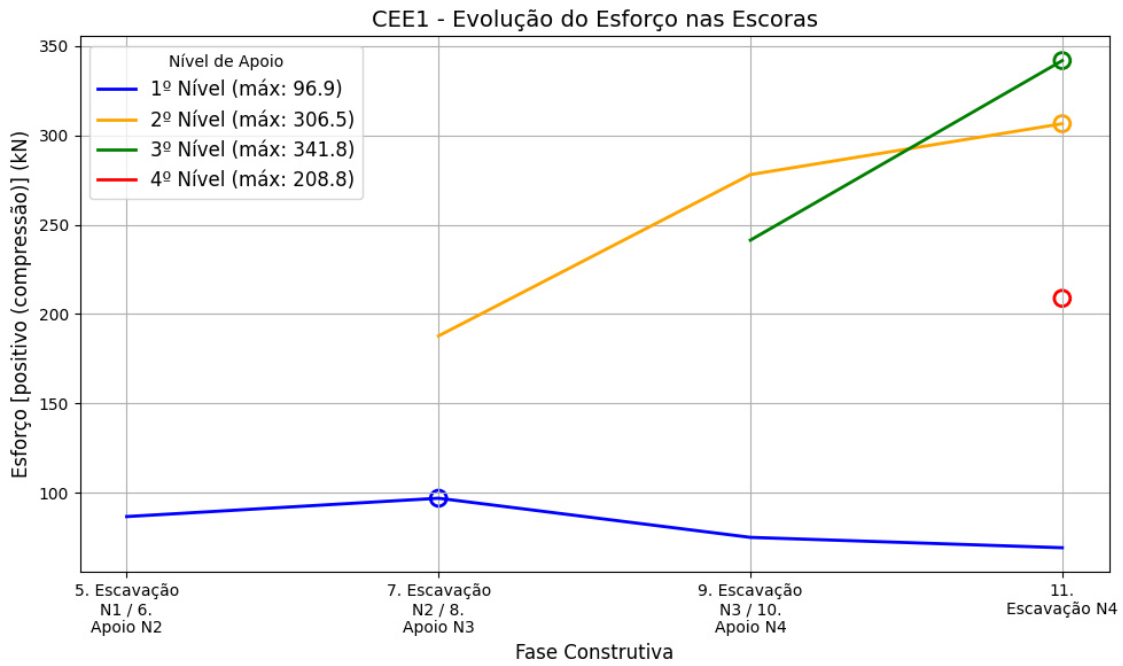


Figura 187 - Esforço axial das escoras para o caso CEE1.

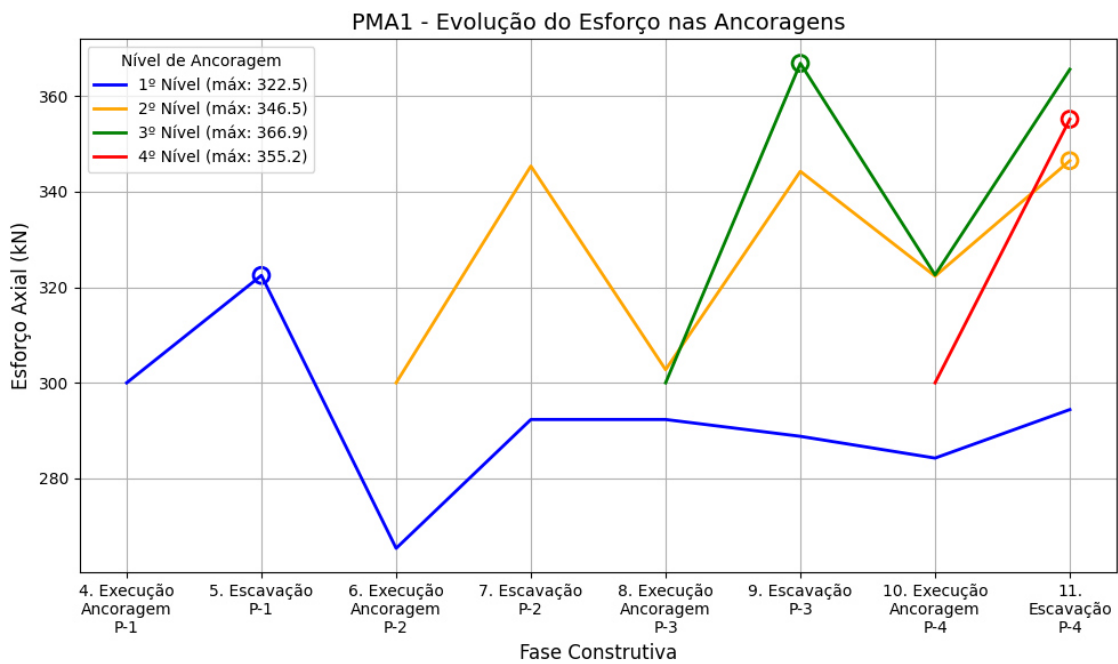


Figura 188 - Esforços nas cabeças das ancoragens para o caso PMA1.

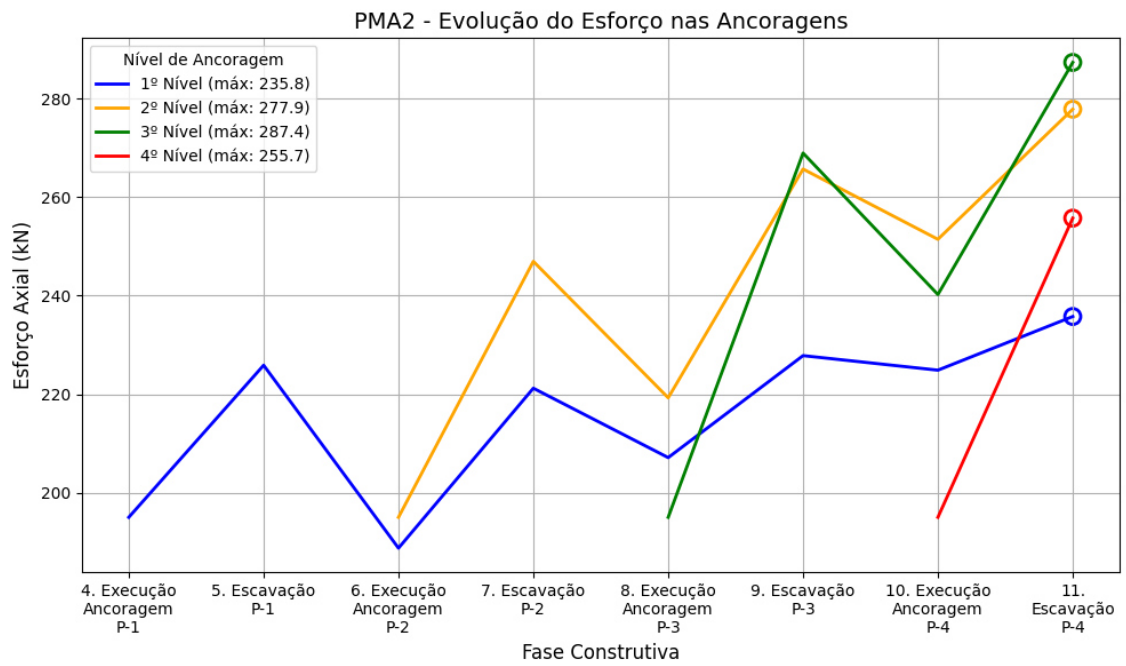


Figura 189 - Esforços nas cabeças das ancoragens para o caso PMA2.

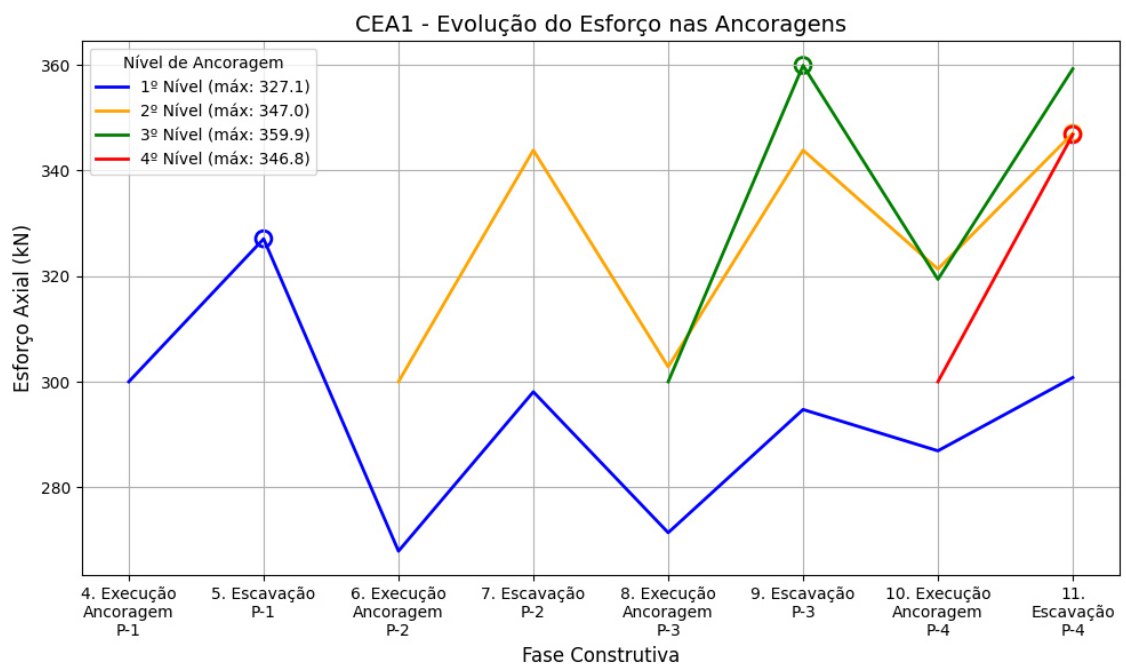


Figura 190 - Esforços nas cabeças das ancoragens para o caso CEA1.

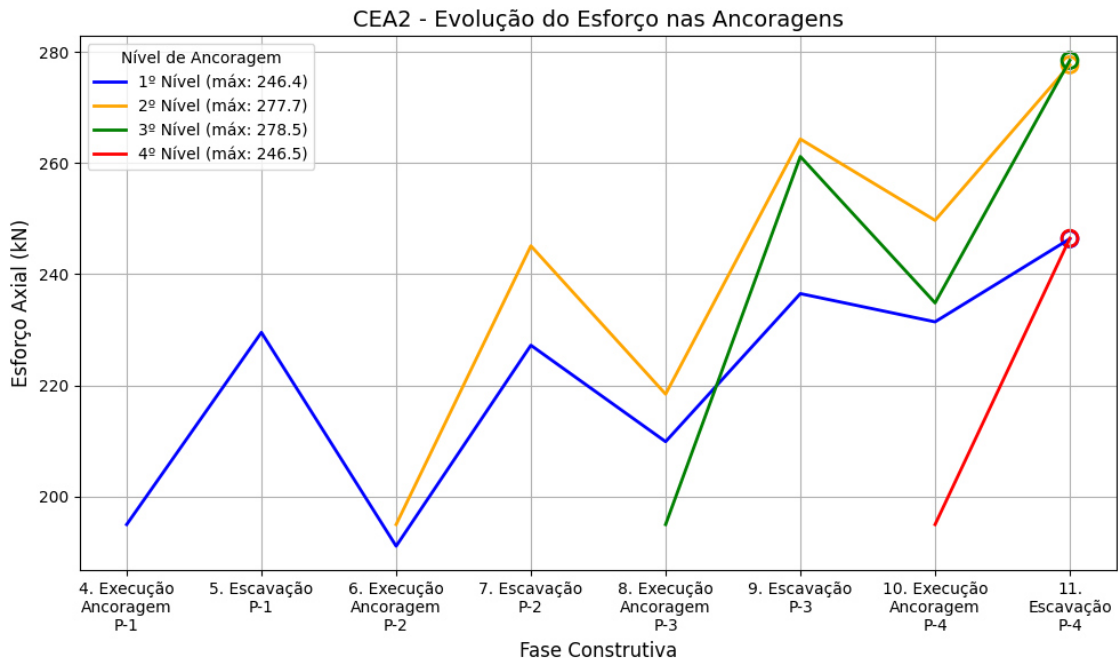


Figura 191 - Esforços nas cabeças das ancoragens para o caso CEA2.

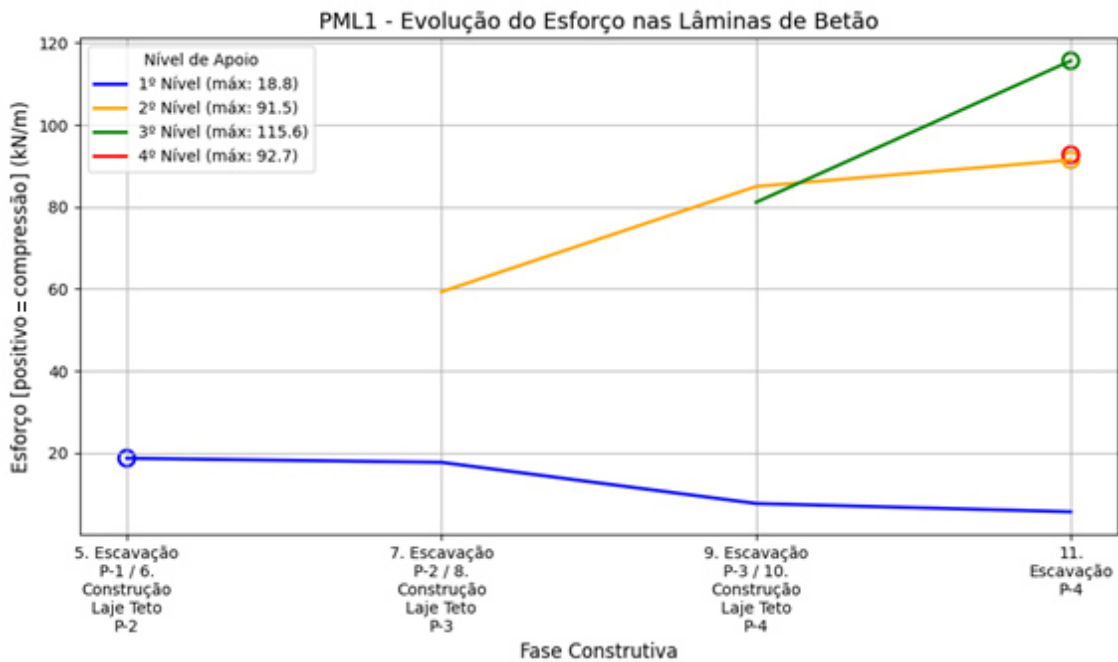


Figura 192 - Esforços nas lâminas de betão para o caso PML1.

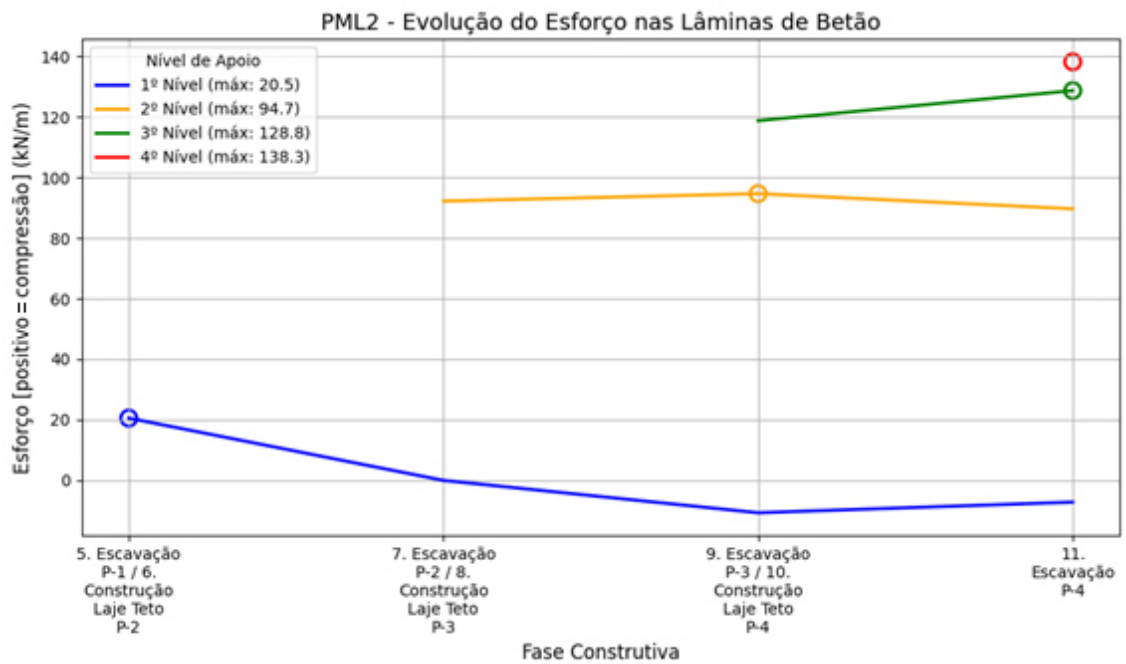


Figura 193 - Esforços nas lâminas de betão para o caso PML2.

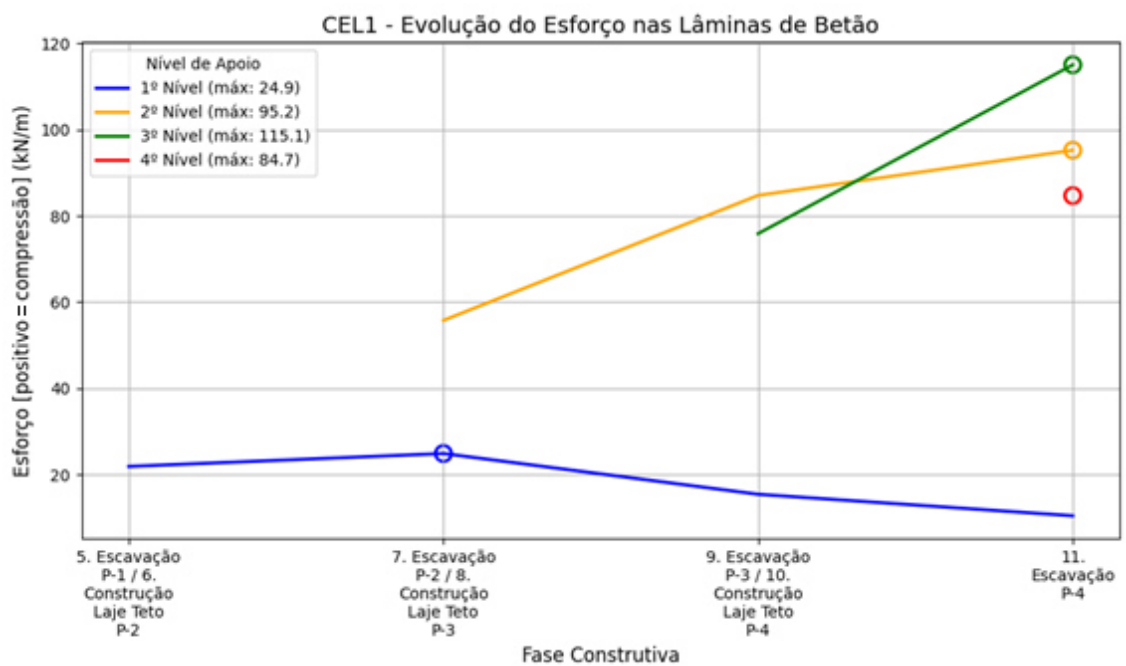


Figura 194 - Esforços nas lâminas de betão para o caso CEL1.

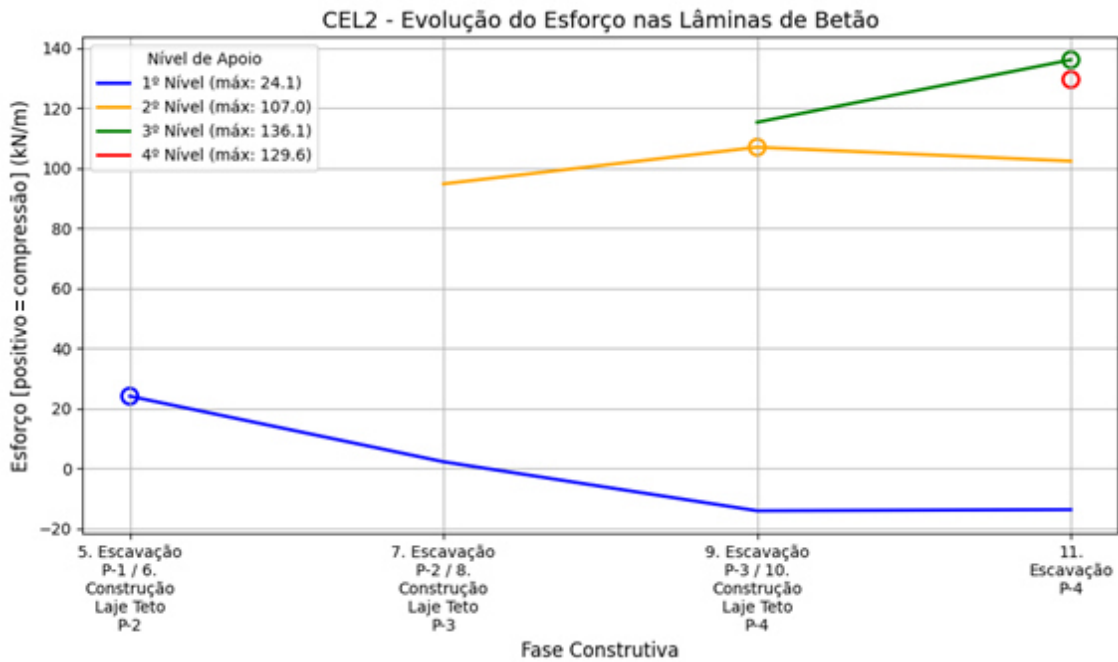


Figura 195 - Esforços nas lâminas de betão para o caso CEL2.

Os diagramas de pressões aparentes são apresentados para a fase final, para os dois casos considerados com apoios por escoras (Parede Moldada - Figura 196 e Cortina de Estacas Moldadas - Figura 197). A pressão aparente é definida pela divisão da força instalada no elemento de suporte pela sua área de influência.

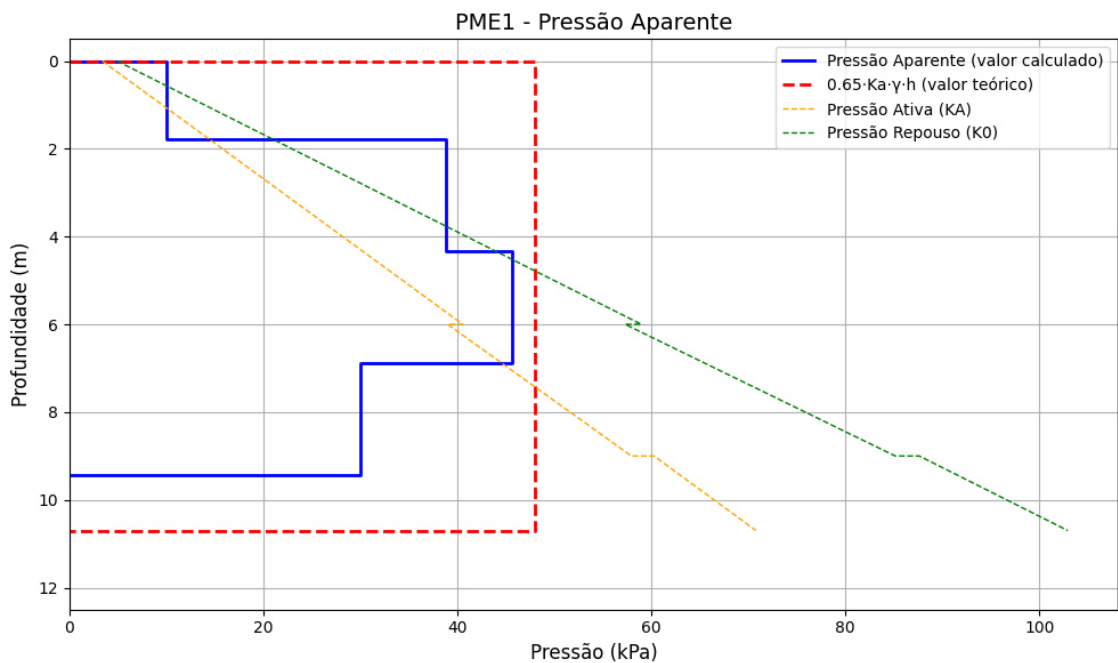


Figura 196 - Diagrama de pressões aparentes para o caso PME1.

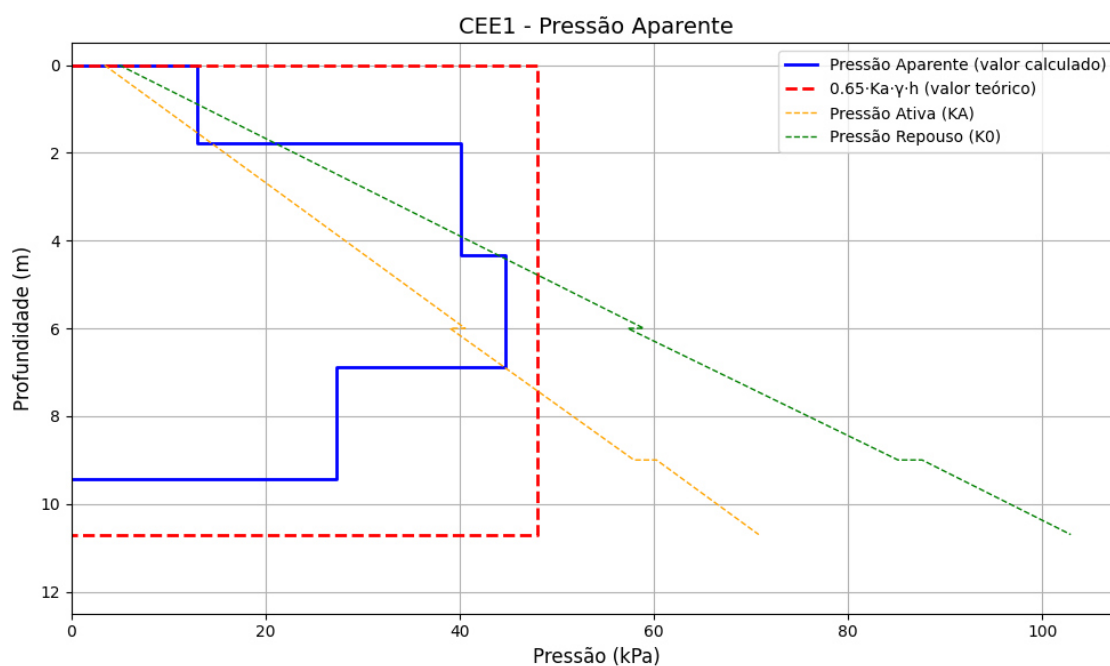


Figura 197 - Diagrama de pressões aparentes para o caso CEE1.

4.6.5 Pressões do Terreno sobre a Cortina

É apresentada, da Figura 198 à Figura 207, a tensão normal sobre as faces (tardoz e frontal) da cortina, para o final da fase provisória.

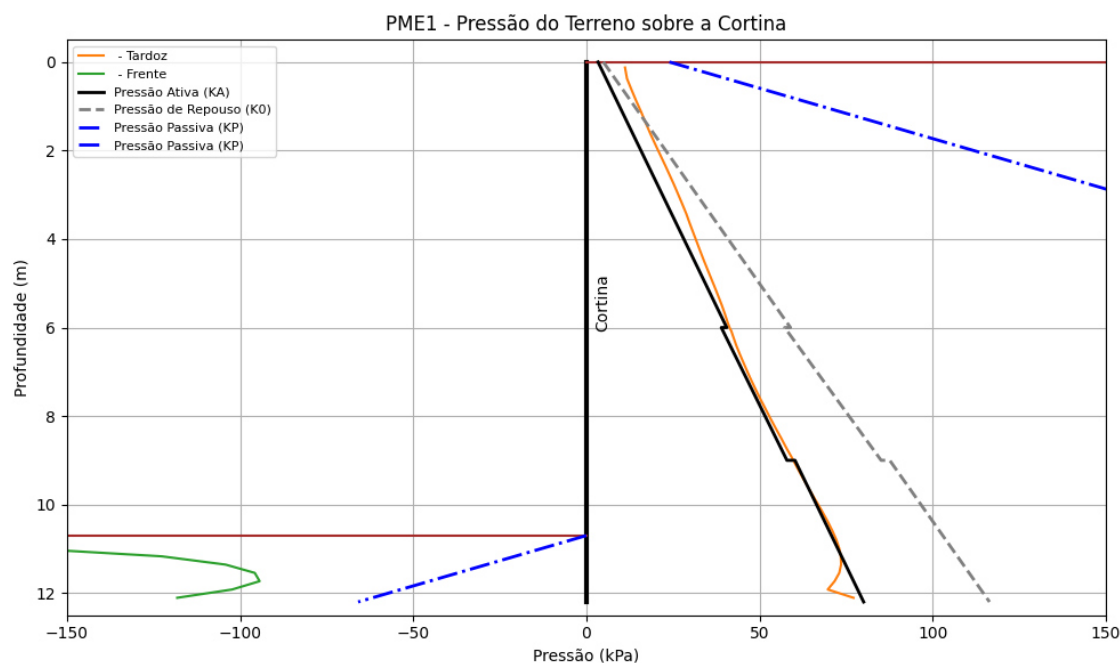


Figura 198 - Tensão normal nas faces da cortina para o caso PME1.

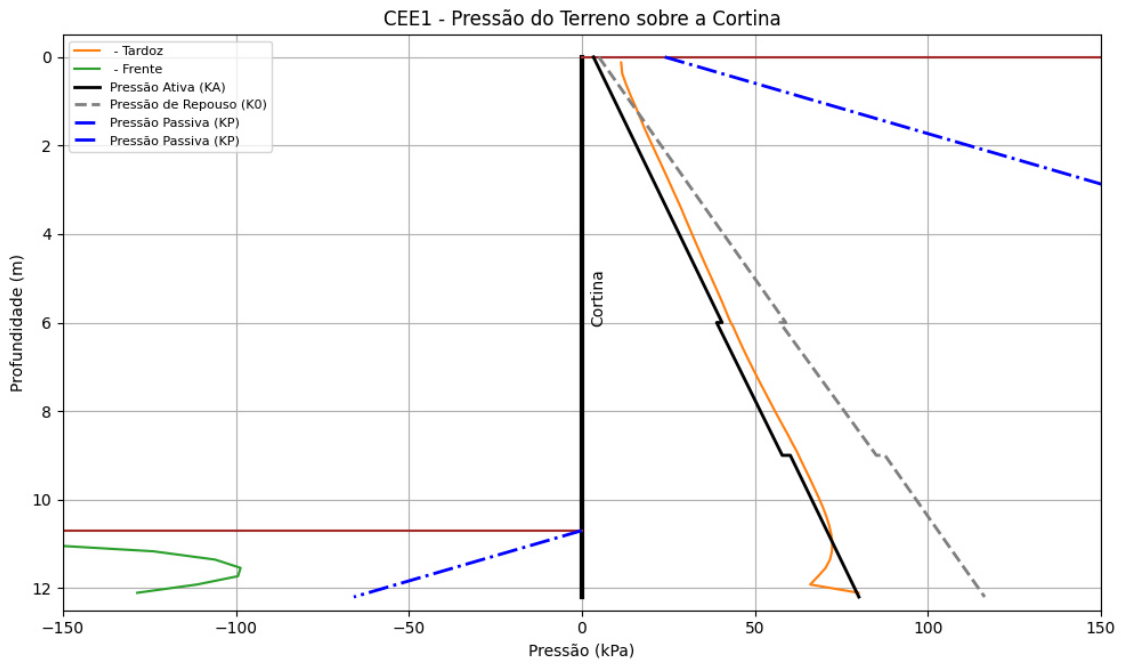


Figura 199 - Tensão normal nas faces da cortina para o caso CEE1.

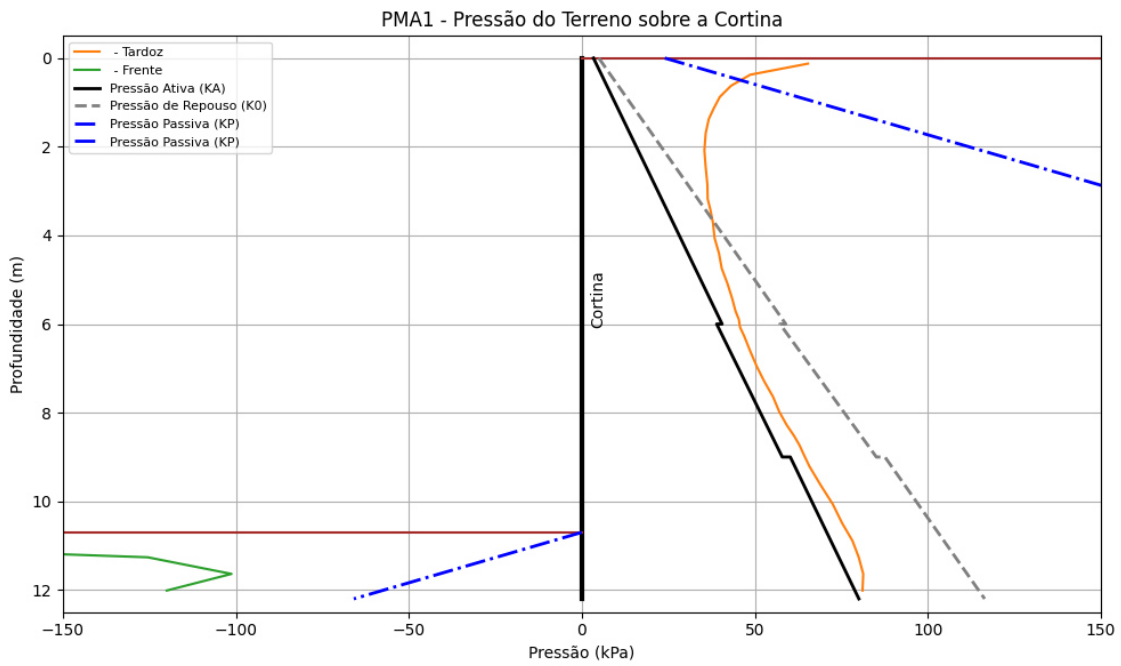


Figura 200 - Tensão normal nas faces da cortina para o caso PMA1.

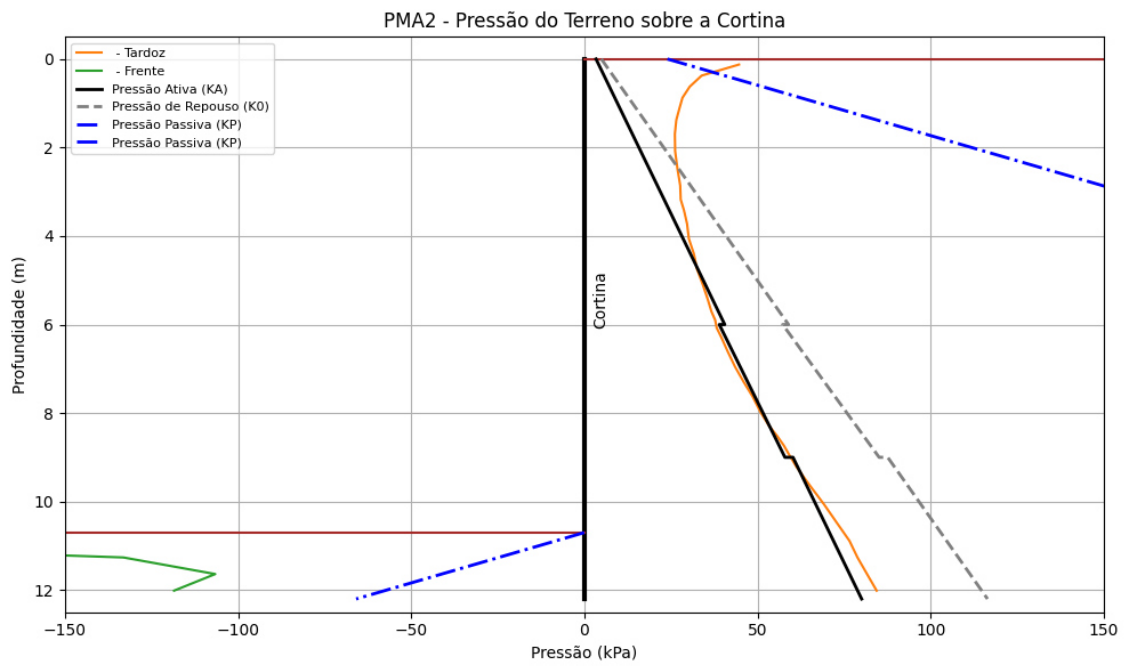


Figura 201 - Tensão normal nas faces da cortina para o caso PMA2.

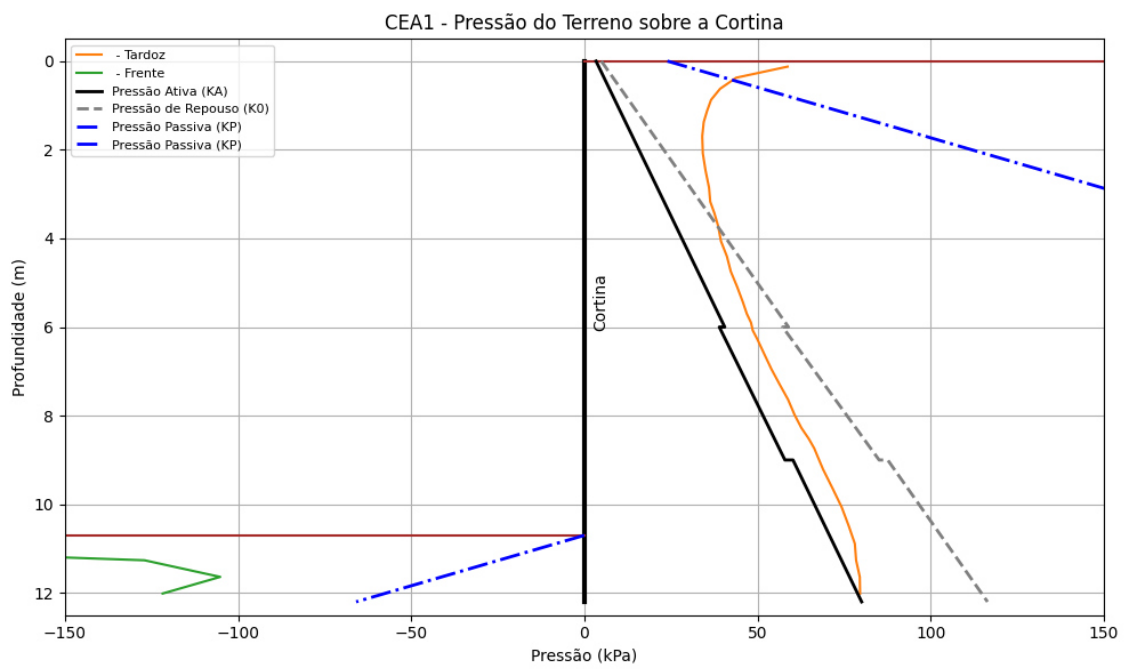


Figura 202 - Tensão normal nas faces da cortina para o caso CEA1.

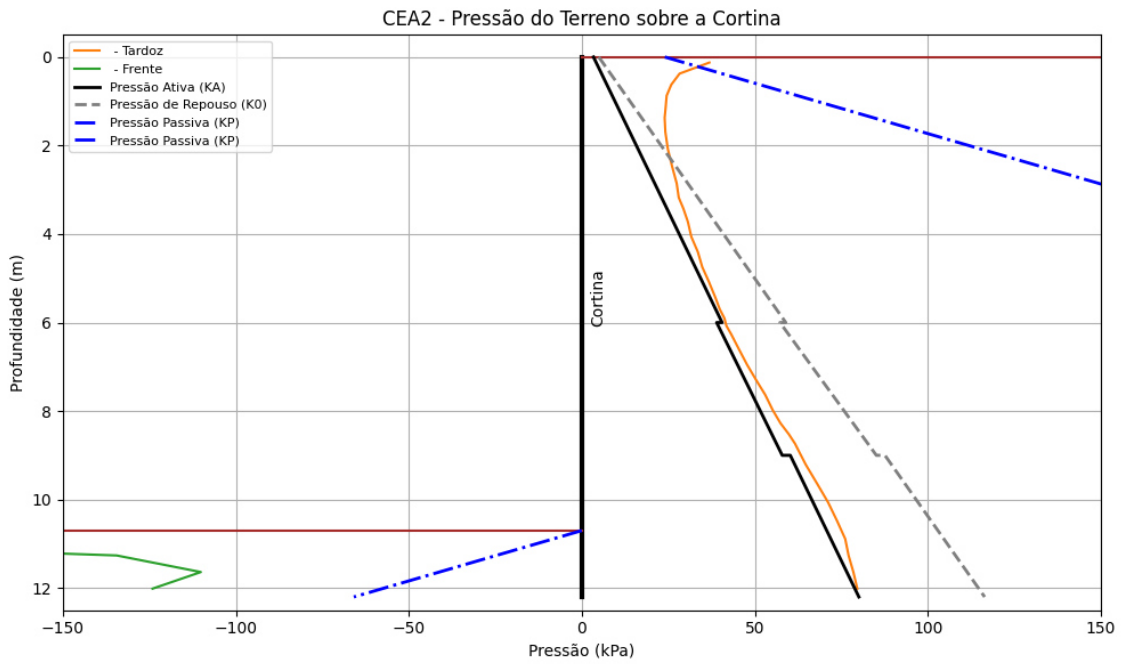


Figura 203 - Tensão normal nas faces da cortina para o caso CEA2.

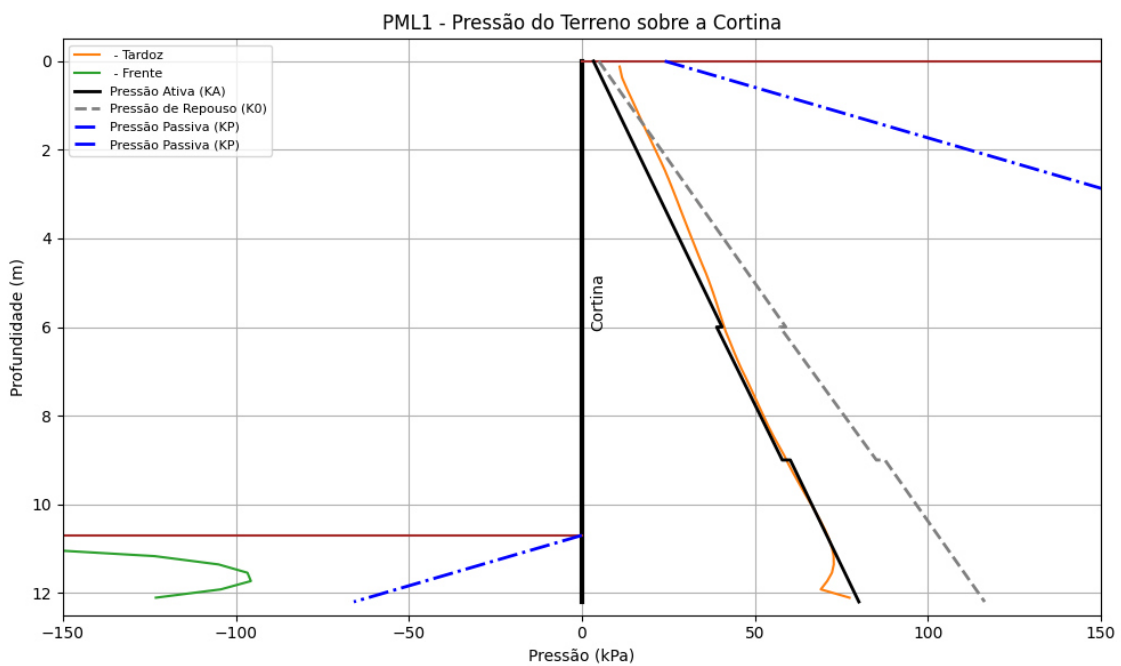


Figura 204 - Tensão normal nas faces da cortina para o caso PML1.

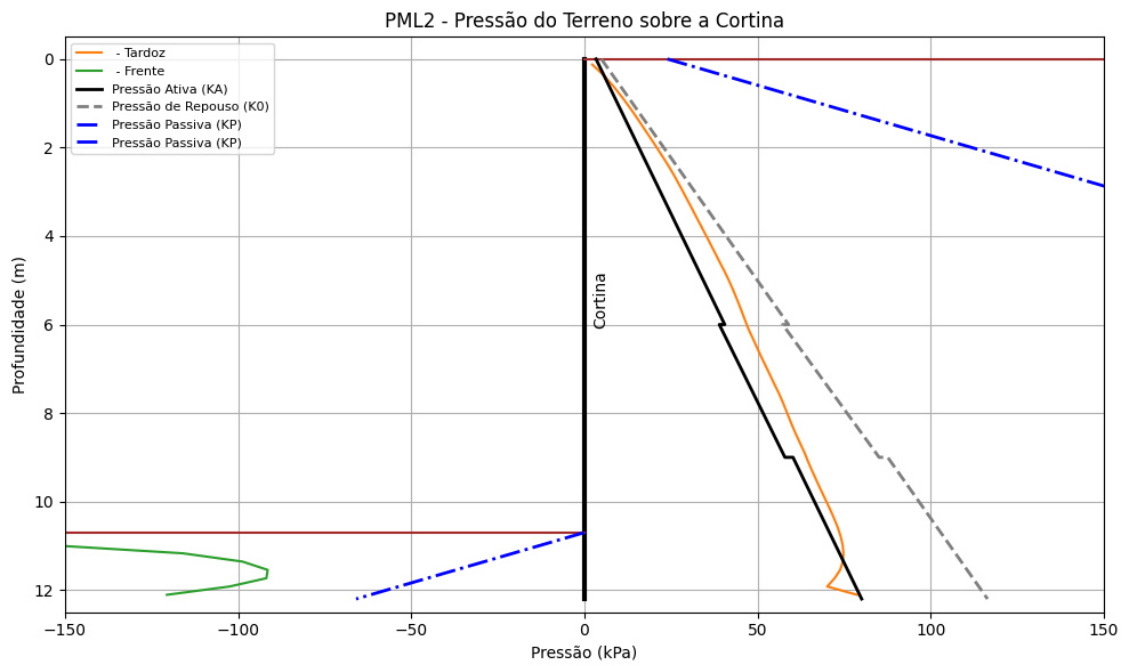


Figura 205 - Tensão normal nas faces da cortina para o caso PML2.

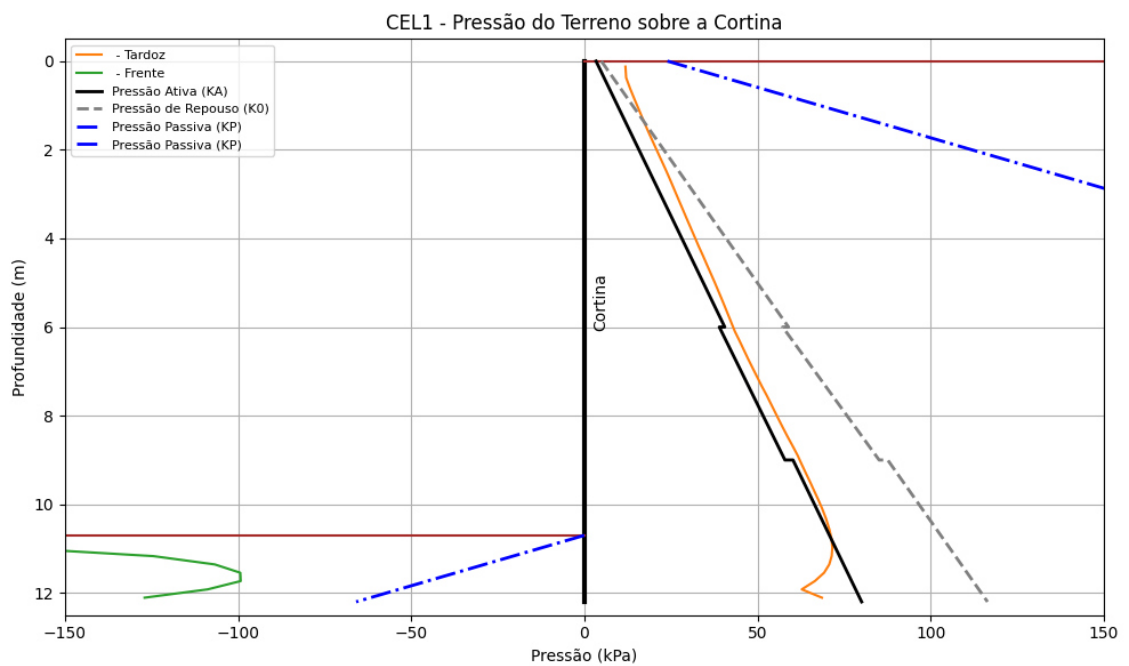


Figura 206 - Tensão normal nas faces da cortina para o caso CEL1.

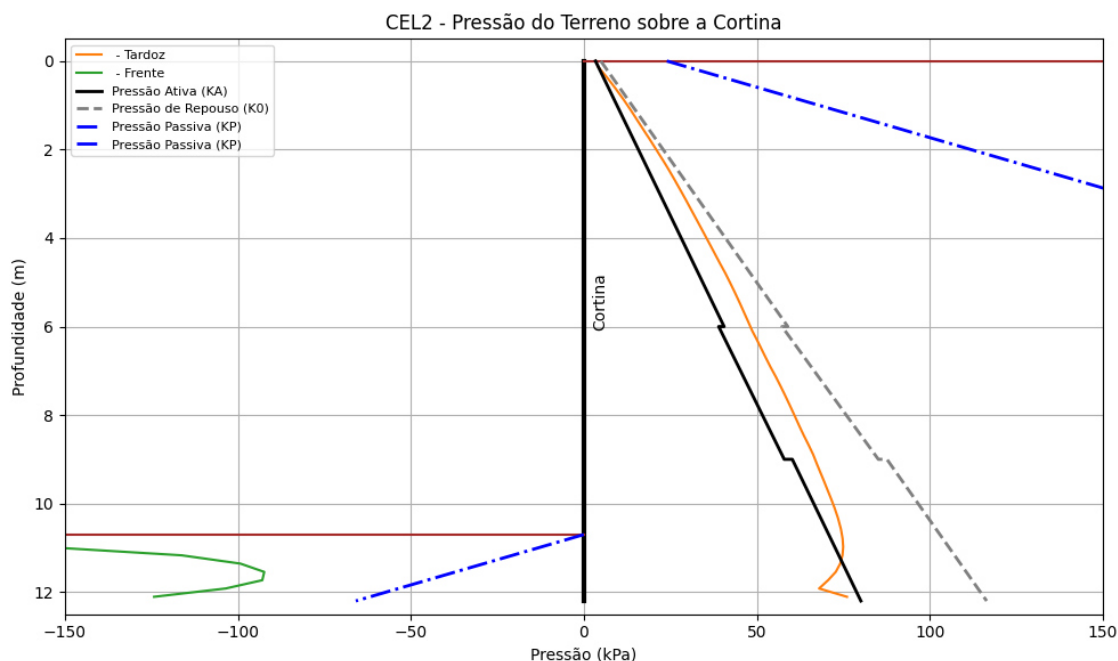


Figura 207- Tensão normal nas faces da cortina para o caso CEL2.

4.7 Discussão de Resultados

4.7.1 Deslocamentos das Cortinas

4.7.1.1 Deslocamentos horizontais

É visível, para todos os casos, um acréscimo da deformação para o interior da zona escavada, com o decorrer dos trabalhos.

Analisando, para o final da fase provisória, o deslocamento horizontal máximo (face ao estado inicial - Figura 127), varia entre 16,6 mm (PML2) e 23,8 mm (PMA2). Se observado o deslocamento horizontal em ambos os extremos, no topo, este varia entre 4,8 mm (CEA2 e CEL2) e -11,7 mm (PMA1), na base, este varia entre 16,5 mm (PML2) e 19,9 mm (CEA2). Em todos os cálculos com cortinas ancoradas é verificado um movimento do topo da cortina contra o terreno suportado, atingindo o valor máximo de -21,9 mm, para o caso PMA1, durante a execução do terceiro nível de ancoragem.

Observa-se nas cortinas escoradas e nas suportadas por lâminas de betão, que o deslocamento horizontal da cortina é algo progressivo, isto é, o valor máximo do deslocamento horizontal da cortina aumenta com o avanço dos trabalhos e, geralmente, este valor ocorre a uma profundidade crescente.

No caso das cortinas ancoradas, os deslocamentos horizontais não apresentam uma evolução

linear, como se observa nas Figuras 117 a 119. Há fases em que o deslocamento aumenta (durante a remoção do terreno de um nível, a cortina deforma-se para o interior da zona escavada) e noutras o deslocamento da cortina diminui, ocorrendo fases em que este é mesmo negativo (durante a aplicação do pré-esforço das ancoragens, a cortina deforma-se para o interior do maciço). É possível afirmar que o pré-esforço aplicado permite recuperar, em parte ou na totalidade, o deslocamento da cortina ocorrido durante a escavação que precede a sua aplicação.

Com base nos resultados obtidos é possível concluir, para o presente caso de estudo, que:

- Para o mesmo elemento de suporte, o deslocamento horizontal máximo da cortina diminui com o aumento da rigidez da cortina;
- Para a mesma cortina, o acréscimo da rigidez dos elementos de apoio provoca uma grande diminuição do deslocamento horizontal;
- No caso da cortina ancorada, o aumento da rigidez da cortina conduz a um acréscimo do deslocamento horizontal nos extremos, mas a uma diminuição do valor máximo na zona central da cortina;
- Nas cortinas ancoradas, a redução da carga de pré-esforço conduz a um aumento da deformação da cortina, com maior significado no topo e reduzindo-se até à base da cortina.

4.7.1.2 Deslocamentos verticais

Observa-se um comportamento distinto entre as soluções de cortinas escoradas ou suportadas por lâminas de betão e as cortinas ancoradas.

Analisando, para o final da fase provisória, o deslocamento vertical médio (face ao estado inicial - Figura 138), varia entre -3,3 mm (CEA1) e 10,3 mm (PML2).

É observado que nas cortinas escoradas e nas suportadas por lâminas de betão, o deslocamento vertical apresenta o mesmo comportamento. Durante a execução da cortina ocorre um assentamento vertical desta, que é anulado durante a escavação, uma vez que a cortina tende a deslocar-se para cima, atingindo o valor máximo no momento da escavação do piso -3. O deslocamento é motivado pela descompressão do maciço na zona escavada que “empurra” a cortina no sentido ascendente.

Verifica-se que nas cortinas ancoradas, o deslocamento vertical da cortina apresenta um comportamento distinto. Numa etapa inicial, durante as fases que envolvem a escavação, a cortina move-se para cima e afunda durante a aplicação de pré-esforço nas ancoragens. Após a escavação do piso -2, a cortina apenas possui assentamentos até ao final da fase provisória. Confirma-se o efeito causado pela componente vertical da força de pré-esforço, que promove o deslocamento vertical da cortina no sentido descendente.

Com base nos resultados obtidos é possível concluir, para o presente caso de estudo, que:

- Nas cortinas escoradas e nas suportadas por lâminas de betão armado, o

deslocamento vertical é em grande parte influenciado pelas propriedades mecânicas do terreno, pois para diferentes cortinas e diferentes elementos de suporte obtém-se um deslocamento vertical da mesma ordem de grandeza. Uma maior massa ou menor rigidez dos elementos de apoio traduz-se num deslocamento vertical ascendente ligeiramente inferior;

- Nas cortinas ancoradas, o deslocamento vertical é influenciado em grande parte pela componente vertical do pré-esforço, dependendo, portanto, da força aplicada na ancoragem e da inclinação da ancoragem. Uma maior massa da cortina traduz-se num deslocamento vertical ascendente ligeiramente inferior.

4.7.1.3 Deslocamentos totais

É observado, para todos os casos, um acréscimo da deformação total com o avanço da obra.

Analisando, para o final da fase provisória, o deslocamento total máximo (face ao estado inicial - Figura 149), varia entre 17,9 mm (PMA1) e 23,8 mm (PMA2). Se observado o deslocamento total em ambos os extremos, no topo este varia entre 1,8 mm (PMA2) e 11,8 mm (PMA1), e na base este varia entre 17,0 mm (PMA1) e 20,9 mm (CEL1).

Com base nos resultados obtidos é possível concluir, para o presente caso de estudo, que:

- Em todos os casos os valores máximos dos deslocamentos totais são condicionados pela componente horizontal do deslocamento da cortina;
- Nas cortinas escoradas e nas suportadas por lâminas de betão armado, o deslocamento total da parte superior da cortina é condicionado pelo deslocamento vertical da cortina;
- As cortinas ancoradas apresentam os menores e os maiores deslocamentos, em função do valor considerado para o pré-esforço. Um maior valor de pré-esforço conduz a deformações totais inferiores;
- Para o mesmo elemento de suporte, o deslocamento total da cortina diminui com o aumento da rigidez desta;
- Para a mesma cortina, o acréscimo da rigidez dos elementos de apoio provoca uma grande diminuição do deslocamento total.

4.7.2 Esforços na Cortina

4.7.2.1 Momento fletor

É visível para todos os casos um acréscimo deste esforço, com o decorrer dos trabalhos.

Analisando, para o final da fase provisória, o esforço máximo (Figura 160) varia entre 121,7 kN.m/m (PML2) e 227,4 kN.m/m (CEA2).

Verifica-se, em todos os casos, que o valor absoluto máximo deste esforço vai aumentando e

ocorre a uma profundidade crescente, geralmente no tramo imediatamente acima da cota escavada.

Com base nos resultados obtidos é possível concluir, para o presente caso de estudo, que:

- Para o mesmo elemento de suporte, o momento fletor máximo da cortina aumenta com o aumento da rigidez da cortina;
- Para a mesma cortina, o acréscimo da rigidez dos elementos de apoio provoca uma diminuição do momento fletor máximo da cortina;
- Para a mesma cortina ancorada, a diminuição da força de pré-esforço origina momentos fletores superiores;
- As soluções de cortinas ancoradas conduzem a maiores valores máximos de momento fletor da cortina.

4.7.2.2 Esforço axial

É observado valores distintos entre as soluções de cortinas escoradas ou as suportadas por lâminas de betão e as cortinas ancoradas.

Analisando para o final da fase provisória, o esforço axial máximo (Figura 161) varia entre 151,2 kN/m (PML2) e 263,9 kN/m (CEA1).

Verifica-se que nas cortinas ancoradas, o esforço axial da cortina atinge valores mais significativos.

Com base nos resultados obtidos é possível concluir, para o presente caso de estudo, que:

- Nas cortinas escoradas e nas suportadas por lâminas de betão armado, o esforço axial é em grande parte influenciado pela massa da cortina, pois para a mesma seção de cortina e diferentes elementos de suporte obtêm-se valores de esforço axial da cortina semelhantes;
- Nas cortinas ancoradas, o esforço axial é influenciado pela componente vertical do pré-esforço, dependendo, portanto, da força aplicada na ancoragem e da inclinação da ancoragem.

4.7.2.3 Esforço transverso

É observado um comportamento muito similar para todas as soluções, sendo que a maior diferença ocorre nas soluções ancoradas, ao nível do primeiro nível de apoio, onde as ancoragens geram um esforço transverso significativo.

Em todos os casos, o esforço transverso aumenta ao longo da profundidade da cortina, atingindo o valor máximo na cota final de escavação.

Analisando para o final da fase provisória, o esforço transverso máximo (Figura 162) ocorre junto ao último nível de escavação e varia entre 93,6 kN/m (PML2) e 123,5 kN/m (CEA2).

Constata-se que nas cortinas escoradas e nas suportadas por lâminas de betão, o esforço transversal apresenta o mesmo comportamento, variando ligeiramente entre elementos de suporte e dependendo da massa da cortina e do valor das reações dos apoios.

É observado que nas cortinas ancoradas, o esforço transversal da cortina está diretamente relacionado com o valor aplicado do pré-esforço, devido à componente horizontal desta força.

Com base nos resultados obtidos, é possível concluir, para o presente caso de estudo, que:

- Para o mesmo elemento de suporte, o esforço transversal máximo da cortina aumenta com o aumento da rigidez da cortina;
- Para a mesma cortina, o acréscimo da rigidez dos elementos de apoio provoca uma diminuição do esforço transversal máximo;
- Nas cortinas ancoradas, um maior pré-esforço origina um valor superior para o esforço transversal máximo da cortina nas fases onde este é aplicado, mas um menor valor para as fases de escavação.

4.7.3 Deslocamentos do Terreno

4.7.3.1 Deslocamentos horizontais do terreno à superfície

Relativamente aos deslocamentos horizontais do terreno, junto à superfície, no tardo do muro, é visível, para todos os casos, um acréscimo do deslocamento da superfície do terreno no sentido da escavação, com o decorrer dos trabalhos.

Analisando, para o final da fase provisória, o deslocamento horizontal máximo (face ao estado inicial - Figura 174), varia entre os -11,2 mm (PMA1) e os 12,3 mm (CEA2).

A extensão da zona em que se manifesta a influência da escavação é menor nas cortinas escoradas e suportadas por lâminas de betão, sendo desprezável o deslocamento (inferior a 1 mm) a cerca de 35 m de distância da cortina. Nas cortinas ancoradas há uma maior perturbação da superfície do terreno.

Verifica-se que nas cortinas escoradas e nas suportadas por lâminas de betão, o deslocamento horizontal da cortina é algo progressivo, isto é, o valor máximo do deslocamento horizontal da cortina aumenta com o avanço dos trabalhos e, geralmente, este valor ocorre a uma profundidade crescente.

No caso das cortinas ancoradas, os deslocamentos horizontais na superfície do terreno, não apresentam uma evolução linear. Há fases em que o deslocamento da superfície é positivo (desloca-se no sentido da escavação) e noutra é negativo (desloca-se no sentido oposto).

Com base nos resultados obtidos é possível concluir, para o presente caso de estudo, que:

- Para o mesmo elemento de suporte, o deslocamento horizontal da superfície do

terreno é semelhante e independente da rigidez da cortina;

- Para a mesma cortina, o acréscimo da rigidez dos elementos de apoio provoca uma diminuição do deslocamento horizontal da superfície do terreno;
- No caso da cortina ancorada, o aumento da força aplicada na ancoragem diminui o deslocamento horizontal do terreno na sua globalidade, embora o terreno junto da cortina sofra maior deformação devido à maior pressão da cortina contra o terreno;
- A solução de cortina ancorada conduz a maiores deformações horizontais do terreno.

4.7.3.2 Deslocamentos verticais do terreno à superfície

No que diz respeito aos deslocamentos verticais do terreno, junto à superfície, no tardo do muro, é observado um comportamento diferente entre as soluções de cortinas escoradas ou suportadas por lâminas de betão e as cortinas ancoradas.

Analisando para o final da fase provisória, o deslocamento vertical da superfície do terreno (face ao estado inicial - Figura 173) varia entre -2,5 mm (CEA1) e 10,1 mm (PML2).

Verifica-se que nas cortinas escoradas e nas suportadas por lâminas de betão, o deslocamento vertical do terreno no tardo da cortina apresenta o comportamento semelhante. Durante a execução da cortina ocorre um assentamento vertical do terreno junto da cortina, que é anulado durante a escavação, uma vez que o solo no tardo junto da cortina ascende, atingindo o valor máximo no momento da escavação do piso -3. O deslocamento é motivado pela descompressão do maciço na zona escavada que “empurra” a cortina no sentido ascendente, arrastando consigo o terreno no tardo da cortina.

Constata-se que nas cortinas ancoradas, o deslocamento vertical da cortina apresenta um comportamento distinto. Numa fase inicial, durante a escavação, o terreno no tardo da cortina sobe e afunda durante a aplicação do pré-esforço. Após a escavação do piso -2, o terreno no tardo do muro apenas possui assentamentos, até ao final da fase provisória.

Observa-se o efeito causado pela aplicação de pré-esforço, à superfície do terreno, promovendo o assentamento desta superfície a partir dos 15 m de distância da cortina até ao limite da zona de estudo definida.

Com base nos resultados obtidos é possível concluir, para o presente caso de estudo, que:

- Nas cortinas escoradas ou suportadas por lâminas de betão armado, o deslocamento vertical do terreno no tardo é, em grande parte, influenciado pelo ocorrido na cortina;
- Nas cortinas ancoradas, o deslocamento vertical do terreno é influenciado, junto da cortina, pelo deslocamento desta;
- A solução de cortina ancorada conduz a menores deformações verticais à superfície do terreno junto da cortina.

4.7.3.3 Deslocamentos totais do terreno à superfície

No que diz respeito aos deslocamentos totais do terreno, junto à superfície, no tardo do muro, é observado para todos os casos um acréscimo da deformação total com o avanço da obra.

Analisando, para o final da fase provisória, o deslocamento total máximo da superfície do terreno (face ao estado inicial - Figura 175), varia entre 8,4 mm (CEA1) e 12,4 mm (CEA2).

Com base nos resultados obtidos é possível concluir, para o presente caso de estudo, que:

- Nas cortinas ancoradas, os deslocamentos totais da superfície do terreno são influenciados pela carga aplicada nas ancoragens; uma carga maior origina menores deformações no terreno;
- Nas cortinas escoradas e nas suportadas por lâminas de betão armado, os deslocamentos totais da superfície do terreno são condicionados pela componente vertical do deslocamento junto da cortina;
- Nas cortinas escoradas e nas suportadas por lâminas de betão armado, elementos de apoio mais rígidos originam menores deslocamentos totais do terreno;
- Comparativamente, a solução de cortina ancorada conduz a maiores deformações totais do terreno à superfície.

Analisando os deslocamentos totais da globalidade da zona em análise, representados da Figura 176 à Figura 185, é observado que o valor máximo do deslocamento do terreno ronda 67 mm e ocorre no centro da zona escavada, devido ao empolamento do terreno nessa zona.

Com base nos resultados obtidos, é possível concluir, para o presente caso de estudo, que:

- O deslocamento do terreno na zona escavada é equivalente em todas as soluções analisadas;
- Nas cortinas escoradas ou suportadas por lâminas, o deslocamento máximo do terreno, no tardo da cortina, ocorre entre a cota final da escavação e o último nível de apoio. Verifica-se que o aumento da rigidez da cortina ou dos elementos de suporte, fazem baixar a posição deste máximo;
- Nas cortinas ancoradas, o deslocamento do terreno no tardo da cortina é mais significativo e mais generalizado. Pode afirmar-se que conduz a maiores deformações do maciço suportado no tardo do muro. Um menor valor da carga das ancoragens origina uma maior deformação do terreno no tardo do muro.

4.7.4 Esforços nos Elementos de Suporte e Pressões Aparentes

Quanto aos esforços nos elementos de suporte (escoras, ancoragens e lâminas de betão) é visível para todos os casos um acréscimo dos esforços na generalidade dos elementos de suporte, com o decorrer dos trabalhos.

No caso do primeiro nível de apoio das cortinas escoradas e nas apoiadas por lâminas de betão é observada uma diminuição do esforço suportado pelos elementos de apoio.

Com base nos resultados obtidos é possível concluir, para as cortinas escoradas do presente caso de estudo, que:

- Uma cortina mais rígida origina esforços maiores nas escoras superiores e menores esforços nas inferiores;
- A escora mais solicitada é a do 3º nível. A escora do 2º nível apresenta um esforço semelhante.

No que às pressões aparentes diz respeito, em cortinas escoradas, tal como apresentado na Figura 196 e na Figura 197, foram obtidos valores inferiores ao valor teórico do diagrama de Terzaghi e Peck. No caso PME1 o valor máximo foi 45,62 kN/m² e para o caso CEE1 44,68 kN/m².

Com base nos resultados obtidos é possível concluir, para as cortinas ancoradas do presente caso de estudo, que:

- Nos casos PMA1 e CEA1, a carga instalada na maioria das ancoragens é crescente ao longo do processo construtivo, com exceção da 1ª ancoragem em que a carga diminui ligeiramente no final da fase provisória. Em ambos os casos a ancoragem mais solicitada é a prevista para o nível do piso -3. As ancoragens do piso -2 e do -piso -4 tem uma carga menor;
- Nos casos PMA2 e CEA2, a carga instalada nas ancoragens é crescente ao longo do processo construtivo. As ancoragens mais solicitadas são as dos pisos -2 e -3.

Com base nos resultados obtidos é possível concluir, para as cortinas apoiadas em lâminas de betão do presente caso de estudo, que:

- Uma cortina menos rígida transmite uma carga maior às lâminas de betão;
- Uma lâmina de betão com maior rigidez origina uma carga superior na própria lâmina.

4.7.5 Pressões do Terreno Sobre a Cortina

É observado, do lado ativo (tardoz do muro), o valor das pressões do terreno sobre a cortina é da mesma ordem de grandeza para todas as cortinas. De salientar que nas cortinas ancoradas há um acréscimo da pressão junto da superfície resultado do pré-esforço da ancoragem. Nas cortinas ancoradas verifica-se uma pressão ativa maior do que a encontrada nas cortinas escoradas ou suportadas por lâminas de betão.

Com base nos resultados obtidos é possível concluir, para o presente caso de estudo, que:

- Para a mesma cortina, o acréscimo da rigidez dos elementos de apoio provoca um pequeno acréscimo da pressão do terreno sobre a cortina do lado ativo;
- Para o mesmo elemento de suporte, a pressão do terreno sobre a cortina diminui ligeiramente, do lado ativo, com a diminuição da rigidez da cortina;
- Nas cortinas escoradas e nas suportadas por lâminas de betão, o valor da pressão do terreno sobre a cortina está situada entre o valor da tensão correspondente ao estado de repouso e a tensão correspondente a um estado de equilíbrio limite ativo;
- Nas cortinas ancoradas, o valor da tensão do terreno junto da superfície é superior ao

valor da tensão correspondente ao estado de repouso;

- Em todos os casos na base da cortina é ultrapassada a resistência ao corte da unidade geotécnica;
- Nas cortinas ancoradas, no tardo do muro junto à superfície é ultrapassada a resistência ao corte da unidade geotécnica.

5. Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

Ao finalizar-se a presente dissertação, cujo principal objetivo foi o estudo paramétrico da influência do elemento de suporte no comportamento da cortina, através de modelos numéricos com formulação por elementos finitos, torna-se necessário fazer, de forma resumida, algumas considerações finais.

Neste trabalho foi realizada uma breve descrição das diferentes soluções existentes de estruturas flexíveis de suporte de terras, referindo o respetivo campo de aplicação e o processo construtivo.

Foi igualmente efetuada uma descrição dos vários elementos de suporte nestas estruturas, abordando aspetos como o dimensionamento, a execução e os ensaios.

A partir da pesquisa realizada, apresentam-se as seguintes conclusões:

- As estruturas flexíveis de suporte de terras assumem grande relevo para a engenharia civil, maioritariamente em contexto urbano, onde a falta de espaço origina a necessidade de ocupação de espaços subterrâneos e a execução de escavações profundas, tornando estas soluções indispensáveis à viabilização de projetos complexos. Este facto reforça a importância de aprofundar o conhecimento técnico sobre estas estruturas, de modo a definirem-se soluções seguras e eficientes para escavações profundas;
- A revisão do estado de arte permitiu compreender a diversidade de abordagens disponíveis, a nível de técnicas construtivas, para resolver determinado problema. Desde as entivações às cortinas do tipo Berlim definitivo, cada uma com as suas vantagens e limitações, que devem ser ponderadas em função das propriedades do terreno, das exigências do projeto e das condicionantes económicas. Esta miríade de soluções exige do projetista uma capacidade crítica e uma base sólida de conhecimento para selecionar a solução mais apropriada;
- A inclusão da análise do Eurocódigo 7 reforçou o papel fundamental das normas europeias na definição de critérios de segurança, no dimensionamento e na verificação de segurança de estruturas. A aplicação do “EC 7” para além de garantir a conformidade legal do projeto, assegura a utilização de uma abordagem sistemática e rigorosa no dimensionamento das estruturas flexíveis de suporte de terras;
- O estudo realizado no capítulo 2 serviu como base teórica para o desenvolvimento do caso prático apresentado. A relação entre os conceitos estudados e a aplicação num caso prático permitiu validar a pertinência da metodologia adotada, ao ser demonstrada a sua aplicabilidade num caso concreto. A conjugação entre a teoria e a prática é um aspeto importante na formação em Engenharia, para fornecer a capacidade da resposta a um desafio com uma solução fundamentada e eficaz.

Foi desenvolvida uma apresentação resumida do programa de cálculo automático com formulação de elementos finitos bidimensionais, utilizado no caso de estudo, sendo abordados os procedimentos de introdução de dados, de cálculo e de saída dos resultados.

De seguida, foi feita uma análise, com o referido programa, a um caso de estudo representativo, cujo projeto de Arquitetura previa vários pisos enterrados, que obrigariam à realização de escavação profunda e à adoção de soluções de estruturas flexíveis para o suporte de terras. De modo a que os resultados fossem representativos e conservativos, foram assumidas as propriedades geotécnicas da sondagem geotécnica mais desfavorável.

Foram desenvolvidos vários modelos numéricos, assumindo diferentes cenários para dois tipos de estruturas de contenção e para três tipos de elementos de suporte, de modo a permitir uma análise comparativa do desempenho das várias soluções. Sendo possível retirar da análise do caso analisado uma série de conclusões, de entre as quais sobressaem as seguintes:

- A utilização de modelos numéricos baseados em elementos finitos demonstrou-se uma ferramenta importante para simular o comportamento das cortinas e a interação entre a estrutura flexível de suporte de terras e o solo. A sua utilização permite antecipar os cenários críticos, otimizar o dimensionamento e obter informação que poderá ser útil para acompanhar os trabalhos, através da comparação de medições no local com os dados obtidos na simulação;
- Para o presente caso, a parede moldada suportada por lâminas de betão com 5 m de desenvolvimento (PML2) revela-se como a solução que é tecnicamente mais vantajosa, devido à menor deformação do terreno à superfície, ao menor deslocamento horizontal de cortina e aos menores momentos fletores instalados na cortina e ao facto de não ser condicionada por eventuais obstáculos existentes nos terrenos adjacentes. Esta solução tem, no entanto, a desvantagem de obrigar a uma maior compatibilização com o restante Projeto de Estruturas e com a Arquitetura;
- A solução escorada tem um comportamento semelhante, sendo ligeiramente mais deformável. A largura da escavação obriga a uma solução robusta de escoramento e a um maior atravancamento do estaleiro de obra;
- A solução de cortina ancorada tem como vantagens a não criação de obstáculos no interior do estaleiro de obra e a necessidade de um menor esforço de compatibilização com o restante projeto de Estruturas e com a Arquitetura. Apresenta a desvantagem de a sua adoção estar dependente das condições de vizinhança, não podendo ser utilizada em todas as situações.;
- Contudo, a solução a utilizar num contexto real pode passar por uma conjugação destas tecnologias, de modo a superar os constrangimentos que ocorrem no estaleiro ou nas imediações.
- A par da análise técnica efetuada, o estudo da solução de uma estrutura flexível de suporte de terras necessita da análise económica das alternativas. Para além da vertente de Engenharia, há outras variáveis como o custo de mão de obra, equipamentos e materiais disponíveis e o tempo de execução, que poderão ter um peso relevante na decisão. A análise completa destes aspetos pode levar a uma

decisão distinta.

Salienta-se, como conclusão ao presente trabalho, que ficou testemunhada a importância do uso de ferramentas para modelação numérica no apoio à escolha da solução de contenção mais eficaz para determinado caso. Estas ferramentas permitem estimar, de forma expedita, o comportamento e a capacidade para o cenário existente, otimizar a solução e realizar o ajuste às condicionantes do local.

A presente Dissertação possui diversas possibilidades para serem aprofundadas. Apresenta a possibilidade do desenvolvimento de novas abordagens, quer ao nível da modelação numérica, quer ao nível da integração de novas tecnologias ou da otimização da solução.

Identificam-se quatro possíveis vertentes para desenvolvimentos futuros, que se consideram particularmente interessantes:

1. Desenvolver o presente caso de estudo em programa de cálculo automático que permita modelos tridimensionais e comparar com os resultados obtidos na presente dissertação:

A utilização de programas que permitam uma análise tridimensional, como por exemplo o *Rocscience RS3*, permitirá uma modelação mais precisa do comportamento do terreno e da estrutura de suporte. Tal acontece devido há possibilidade de representar o terreno de forma mais fiel e permite considerar as heterogeneidades e descontinuidades do maciço, com base nos resultados das sondagens. Também permite considerar a totalidade da geometria da estrutura, ao invés de apenas se considerar uma zona concreta da mesma.

No caso das estruturas flexíveis de suporte de terras apoiadas em bandas de laje há uma grande dependência das bandas de laje com a estrutura. No caso do programa utilizado *RS2* não há possibilidade de considerar diretamente este elemento, sendo necessário calcular de forma separada a rigidez para uma determinada seção. Em contraste, num programa de análise tridimensional, estes elementos já podem ser modelados e considerados diretamente pelo programa.

2. Realizar uma análise técnico-económica das soluções:

Um aspeto essencial na definição da solução mais eficiente, para além da vertente técnica, será a vertente económica. A vertente económica deve incidir nos custos diretos (mão de obra, materiais e equipamentos) e indiretos (duração da obra, segurança e ambiente). Esta análise permite selecionar a solução mais vantajosa para as condições específicas de cada trabalho

3. Explorar a automatização da simulação de cenários:

A versão mais recente do programa *RS2* já permite a integração de programação em linguagem Python. A programação, através da criação de *scripts*, permite automatizar a geração e análise de múltiplos cenários de projeto.

Os *scripts* ajudam na variação dos parâmetros geotécnicos, geométricos e estruturais, aumentando a velocidade da análise paramétrica para determinado caso. O que pode ser muito útil em fase de estudo prévio, pois permite explorar de forma rápida várias alternativas, ou mesmo realizar uma análise probabilística com elevado número de simulações.

4. Utilização de ferramentas de Inteligência Artificial no apoio ao projeto:

As tecnologias ligadas à IA assumem, cada vez mais, um papel mais preponderante na sociedade atual, com o constante desenvolvimento e disponibilização de novas ferramentas de IA. Estas ferramentas podem apresentar uma oportunidade promissora para a Engenharia, com a criação e a otimização de cenários de projeto.

Podem ser empregues técnicas de otimização paramétrica baseadas em IA para encontrar as configurações estruturais que minimizem os custos, os tempos de execução ou o impacto ambiental e que cumpram com os requisitos de segurança e de desempenho.

Na análise de determinado problema pode ser aplicado um algoritmo de *machine learning*, treinado com a informação de projetos anteriores para prever o desempenho das soluções.

Referências

- ACT 2025. *Acidentes de trabalho - inquéritos* [Online]. Autoridade para as Condições do Trabalho. Disponível em: <https://portal.act.gov.pt/Pages/acidentes-trabalho-inqueritos.aspx> [Acedido a 20/05/2025].
- ANCORPOR 2020a. 14052010308. Disponível em: <https://ancorpor.pt/wp-content/uploads/2020/10/14052010308-min.jpg>
- ANCORPOR 2020b. 18295929610_0131aa2677_o-min. Disponível em: https://ancorpor.pt/wp-content/uploads/2020/10/18295929610_0131aa2677_o-min.jpg
- ANCORPOR 2020c. Colina-do-Cruzeiro. Disponível em: <https://ancorpor.pt/wp-content/uploads/2020/08/Colina-do-Cruzeiro-scaled.jpg>
- ANCORPOR 2020d. DSC00374-min. Disponível em: <https://ancorpor.pt/wp-content/uploads/2020/10/DSC00374-min.jpg>
- ANCORPOR 2020e. DSC00375-min. Disponível em: <https://ancorpor.pt/wp-content/uploads/2020/10/DSC00375-min.jpg>
- ANCORPOR 2020f. DSC_0663. Disponível em: https://ancorpor.pt/wp-content/uploads/2020/10/DSC_0663.jpg
- ANCORPOR 2020g. PICT2376. Disponível em: <https://ancorpor.pt/wp-content/uploads/2020/10/PICT2376.jpg>
- ANCORPOR 2020h. soerad-2. Disponível em: <https://ancorpor.pt/wp-content/uploads/2020/08/soerad-2.jpg>
- BRITO, J. 2002. *Cortina de Estacas Moldadas*. Lisboa: Universidade de Lisboa.
- BRITO, J. 2015. *Tipologia das Estacas*.
- BRITO, J., GOMES, R. & SILVESTRE, J. 2021. *Tecnologia de contenções e fundações*, Lisboa, Editora Lidel–Edições Técnicas, Lda–1ª Edição, Lisboa.
- BUMI 2013. Diaphragm wall - Chennai Metro Work. Disponível em: https://www.bumigrp.com/chennai_metro_project.html
- CALDEIRA, L. & LAMAS, L. 2024. 2.ª geração do Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas* [Online]. Disponível em: http://rpee.lnec.pt/Ficheiros/rpee_serieIII_n25/rpee_sIII_n25_pg91_98.pdf [Acedido a 09/05/2025].
- CARLDORA 2013. Entivação de Valas. Disponível em: https://www.carldora.com/pt/produtos/entivacoes-de-valas/entivacao-de-valas-carl-8060_1393584975
- CARVALHO, M. 2009. *Ancoragens pré-esforçadas em obras geotécnicas: construção, ensaios e análise comportamental*. Doutoramento, Universidade do Porto (Portugal).
- CARVALHO, M., SALGADO, F. & MATOS FERNANDES, M. A. D. 2012. Dimensionamento de Ancoragens Pré-Esforçadas.
- CHEUNG, R. & HO, K. 2021. *Soil nailing: a practical guide*, CRC press.
- CORREIA, P. 2024. Empreitada para desviar o túnel do rio de Vila é a que regista maior atraso, diz Moreira. jn.pt: Jornal de Notícias.
- CUNHA, C. S. R. A. D. 2014. Execução de pisos enterrados em edifícios existentes. Caso de Estudo - Hotel Porto Bay Liberdade.
- DANIELS, E.-J. 2023. Trench Sheets – Meever & Meever. Disponível em: <https://www.meever.nl/products/trench-sheets/>
- DAS, B. M. & SIVAKUGAN, N. 2018. *Principles of foundation engineering*, Cengage learning.
- DYWIDAG 2025a. DYWI-Drill-Drill-Hollow-Bar_grey. Disponível em: <https://dywidag.com/products/soil-nails/hollow-bar>
- DYWIDAG 2025b. DYWIDAG Geotechnical Product Range Brochure. DYWIDAG.
- EVANS PILING LTD 2022. Steel Pile. Disponível em: <https://www.evanspiling.co.uk/wp-content/uploads/2022/12/steel-pile.jpg>
- GEOTECH 2025. Testing of ground anchors. Disponível em: https://www.geotech.hr/wp-content/uploads/2019/03/ispitivanje_geotehnickih_sidara_2.jpg

- GOMES, P. M. 2009. *Cortinas escoradas para suporte de escavações O pré-esforço do escoramento por via do subfaseamento da escavação*. Mestrado, Universidade do Porto (Portugal).
- GUERRA, N., FERNANDES, M., CARDOSO, A. & CORREIA, A. 2003. Dimensionamento expedito dos perfis verticais de estruturas de contenção tipo Berlim definitivas. *Geotecnia*, 81-103.
- IPQ 2016. NP EN 1537: 2016 - Execução de Obras Geotécnicas Especiais Ancoragens no Terreno : . Caparica: IPQ.
- IPQ 2023. Execução de obras geotécnicas especiais : Pregagens em solos : NP EN 14490: 2023. Caparica: IPQ.
- IRONLOT 2025. Sheet Pile Bracing. Disponível em: <https://www.ironlot.com/wp-content/uploads/2023/07/Sheet-Pile-Bracing-1024x683.jpg>
- ISO 2009. Geotechnical investigation and testing — Testing of geotechnical structures — Part 5: Testing of anchorages - prEN ISO 22477-5:2009. Geneva: INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION.
- LIEBHERR 2025a. HSG 5-18 C/L Slurry wall grab. Disponível em: <https://www.liebherr.com/en-us/p/hsg518-4424932>
- LIEBHERR 2025b. LSC 8-18 Slurry wall cutter. Disponível em: <https://www.liebherr.com/en-pt/p/lsc818-5988380>
- MACA, N. 2024. Eurocode 7—Second generation: anchors, rock bolts and soil nailed structures. *Geotechnical Engineering Challenges to Meet Current and Emerging Needs of Society*. CRC Press.
- MATOS FERNANDES, M. A. D. 1983. *Estruturas flexíveis para suporte de terras Novos métodos de dimensionamento*. Doutoramento, Universidade do Porto (Portugal).
- MATOS FERNANDES, M. A. D. 2020. *Analysis and design of geotechnical structures*, CRC Press.
- MURLAC 2022. Water Dam with Excavator. Disponível em: <https://murlac.com/wp-content/uploads/2022/06/Water-Dam-with-Excavator.jpg>
- NUNES, J. F. D. 2013. *Métodos de análise de estabilidade de escavações suportadas com pregagens*. Mestrado, Universidade de Coimbra (Portugal).
- ROCHA, R. J. F. D. 2010. *Paredes moldadas em escavações cilíndricas em maciços arenosos*. Mestrado, Universidade do Porto (Portugal).
- ROCSCIENCE 2020. *The RS2 Evolution: From Inception to Version 11* [Online]. Disponível em: <https://www.rocscience.com/learning/history-of-rs2> [Acedido a 01/05/2025].
- RODIO 2019a. Estacas Rodiostar®. Disponível em: https://rodio.pt/wp-content/uploads/2019/03/SOLU_PILOTE_RODIOSTAR_02.jpg
- RODIO 2019b. Parede Moldada. Disponível em: https://rodio.pt/wp-content/uploads/2019/03/SOLU_MURO_PANTALLA_03.jpg
- RODRIGUES, D. S. 2023. *Metodologia de cálculo para atribuição de estados de conservação e de manutenção de ancoragens nas estruturas geotécnicas rodoviárias da rede Ascendi: Caso de estudo*. Mestrado, Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- SABATINI, P., PASS, D. & BACHUS, R. C. 1999. Ground anchors and anchored systems. United States. Federal Highway Administration. Office of Bridge Technology.
- SANTOS, E. 2020. Região do Alto Douro Vinhateiro e as Misturas do Rio e da Vinha. Disponível em: https://www.infusoescomhistoria.pt/wp-content/uploads/2020/04/museu-do-douro-foto-egidio-santos_08-1140x760.jpg
- SILVA, F. 2022. Escavação dos túneis que vão ligar a Galiza ao Santo António. Disponível em: https://www.jpn.up.pt/wp-content/uploads/2022/09/tunel_escavacao.jpg
- SPADA, M. 2017. Stop-End-Element. n.1, 17-18.
- TAUROSEMPREENDIMENTOS 2019. VALA COM ESCORAMENTO REDE DE ESGOTO – OBRA 1004. Disponível em: <https://taurosengenharia.com.br/vala-com-escoramento-rede-de-esgoto-obra-1004/>
- TEIXEIRA DUARTE CONSTRUÇÃO 2025. Estação do Terreiro do Paço da Linha Azul do Metropolitano de Lisboa. Disponível em: [https://teixeiraduarteconstrucao.com/projetos/estacao-do-terreiro-do-paco-da-linha-azul-do-metropolitano-de-lisboa/#prettyPhoto\[coregallery\]/3/](https://teixeiraduarteconstrucao.com/projetos/estacao-do-terreiro-do-paco-da-linha-azul-do-metropolitano-de-lisboa/#prettyPhoto[coregallery]/3/)
- TERZAGHI, K., PECK, R. B. & MESRI, G. 1996. *Soil mechanics in engineering practice*, John wiley & sons.
- TGEOTECNIA 2021. Túnel Ceuta. Disponível em: https://tgeotecnia.pt/pt_PT/portfolio/contencao-tipo-berlim-provisorio/

- TREVIICOS 2025. Slurry walls. Disponível em: <https://www.treviicos.com/Technologies/SlurryWalls>
- TRIGO, J. F. C. 2019. Apontamentos de Fundações e Estruturas de Suporte: Dimensionamento de acordo com o Eurocódigo 7. Porto: ISEP.
- VOLCKE, J. P. 2021. Ground Anchors-TA 2020. ENGINEERING, F. C. O. S. M. A. G. Paris: CFMS (Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique).
- XANTHAKOS, P. P. 1991. *Ground anchors and anchored structures*, John Wiley & Sons.