



**Universidade Politécnica
A POLITÉCNICA**

CONTENÇÕES PERIFÉRICAS EM MEIO URBANO

**Trabalho de Fim de Curso para obtenção do grau de licenciatura em
Engenharia Civil**

de

IVANDRO DE JESUS CAETANO

Estudante N°: 493072

DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

da

Escola Superior De Gestão, Ciência e Tecnologias

da

UNIVERSIDADE POLITÉCNICA

Supervisor: Engº Ângelo André Sumana

Maputo, Junho de 2022

IVANDRO DE JESUS CAETANO

CONTENÇÕES PERÍFERICAS EM MEIO URBANO

Trabalho de Final do Curso (TFC) de Engenharia Civil apresentado na Universidade Politécnica, A Politécnica, Cidade de Maputo, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título de Engenheira Civil.

Orientador: Eng^o Ângelo André Sumana.

MAPUTO

2022

IVANDRO DE JESUS CAETANO

CONTENÇÕES PERÍFERICAS EM MEIO URBANO

Trabalho de Final do Curso (TFC) de Engenharia Civil apresentado na Universidade Politécnica, A Politécnica, Cidade de Maputo, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título de Engenheira Civil.

Maputo, 20 de Junho de 2022

Banca Examinadora

Eng^o Ângelo André Sumana

(Tutor)

(Juíz)

(Oponente)

DEDICATÓRIA

Dedico o presente trabalho a minha Família, especificamente ao meu falecido pai, **António Fernandes Domingos Caetano**, a minha mãe **Graciete de Jesus Mário Madime**, a minha esposa **Sónia Maida Mendes Caetano** e a minha filha **Ayanna Melanie Caetano**.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a Deus pelo Dom da vida.

Agradeço aos meus pais, António Fernandes Domingos Caetano e Graciete de Jesus Mário Madime que foram as peças chaves para a minha Formação, contribuíram de forma emocional, financeira, sempre acreditaram em mim e apostaram na minha formação.

Agradeço a todos que apoiaram na minha formação, em todas as vertentes, minha irmã Sheila Catarina Adriano Murato Luís , meu Cunhado Edy Luís , meus colegas de faculdade e a minha Esposa Sónia Maida Mendes Caetano.

Agradeço aos docentes que me acompanham durante a minha formação, em especial ao meu supervisor Eng.Ângelo Sumana.

Agradeço também a todos que directamente ou indirectamente contribuíram para que esse sonho se tornasse realidade.

Não é na ciência que está a felicidade, mas na aquisição da ciência

(Edgar Allan Poe)

RESUMO

Autor: Ivandro de Jesus Caetano

Grau Acadêmico: Licenciatura em Engenharia Civil

Título: Contenções Periféricas em Meio Urbano.

Universidade: A Politécnica

Faculdade: Instituto Superior de Gestão, Ciências e Tecnologia

Supervisor da Proposta: Eng. Ângelo André Sumana

Data: Fevereiro de 2022

Palavras-Chave: Escavações. Estabilidade. Contenções Periféricas. Método de Elementos Finitos

A crescente necessidade de se ocupar cada vez mais o subsolo, principalmente em meios urbanos, aliado à evolução das técnicas de contenção periférica, faz com que este tema tenha muita importância na vida profissional do engenheiro civil.

Neste trabalho, fez-se a descrição alargada e pormenorizada dos sistemas construtivos de diversos tipos de estruturas de contenção multi-apoiadas usados em edifícios. São analisadas as paredes tipo berlim, paredes moldadas e cortinas de estacas moldadas. É realizada uma apreciação global de cada solução, sendo apontadas as vantagens e os inconvenientes das diferentes técnicas, bem como os campos de aplicação, as fases construtivas, os elementos constituintes, os materiais e os pormenores construtivos. São analisados com especial detalhe os elementos de apoio provisório das paredes, designadamente as ancoragens pré-esforçadas e apresentado um caso de estudo.

Complementarmente, utiliza-se um programa de cálculo automático Plaxis 2D baseado no método dos elementos finitos, que permite efectuar análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânico-hidráulica. Na modelação do comportamento do solo usa-se um modelo Mohr-Coloumb. Com este programa, procedeu-se à modelação numérica de uma escavação multi-escorada avaliando-se, a importância do bom dimensionamento e boas práticas de engenharia para concepção de contenções periféricas em meio urbano.

ABSTRACT

Author: Ivandro de Jesus Caetano

Academic Degree: Degree in Civil Engineering

Title: Peripheral Containment in Urban Environment.

University: The Polytechnic

Faculty: Higher Institute of Management, Science and Technology

Proposal Supervisor: Eng. Angelo André Sumana

Date: February 2022

Keywords: Excavations. Stability. Peripheral Contents. Finite Element Method

The growing need to occupy more and more the subsoil, especially in urban areas, combined with the evolution of peripheral containment techniques, makes this topic very important in the professional life of the civil engineer.

In this work, an extensive and detailed description of the construction systems of different types of multi-supported retaining structures used in buildings was made. Berlin-type walls, molded walls and molded pile curtains are analyzed. A global assessment of each solution is carried out, pointing out the advantages and disadvantages of the different techniques, as well as the fields of application, the construction phases, the constituent elements, the materials and the construction details. The temporary support elements of the walls are analyzed in special detail, namely the prestressed anchors, and a case study is presented.

In addition, a Plaxis 2D automatic calculation program based on the finite element method is used, which allows for consolidation analysis through a mechanical-hydraulic coupled formulation. In the modeling of soil behavior a Mohr-Coloumb model is used. With this program, the numerical modeling of a multi-propped excavation was carried out, evaluating the importance of good design and good engineering practices for the design of peripheral retaining in urban areas.

ÍNDICE

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO II – METODOLOGIA DE INVESTIGAÇÃO	1
1. O tema e suas delimitações	1
1.1. O tema	1
1.2. Delimitações	1
1.2.1. As limitações do trabalho	1
1.2.2. As delimitações do trabalho	1
2. Problema de Investigação e Hipóteses	1
2.1. Problema de Investigação	1
2.2. Pergunta de Investigação	2
3. Hipóteses	2
3.1. As Hipóteses H0 e H1	2
4. Objectivos	3
4.1. Objectivo Geral	3
4.2. Objectivos Específicos	3
5. Justificativa	3
6. Os capítulos propostos e seus conteúdos	4
CAPÍTULO III– LEITURA BIBLIOGRÁFICA	6
1. Estruturas Flexíveis	7
1.1. Impulsos de Terras	8
1.2. Deslocamentos na cortina e envolvente	10
1.2.1. Influência das escavações nas construções vizinhas	11
2. Tipos de contenções periféricas	12
2.1. Paredes tipo Berlim	12

2.1.1.	Campo de aplicação	13
2.1.2.	Vantagens e desvantagens da solução	13
2.1.3.	Equipamentos	14
2.1.4.	Processo Construtivo	15
2.2.	Paredes Moldadas	19
2.2.1.	Campo de aplicação	19
2.2.2.	Vantagens e desvantagens da solução	20
2.2.3.	Equipamentos	20
2.2.4.	Processo construtivo	22
2.2.5.	Problemas de Execução	23
2.3.	Cortinas de estacas moldadas	24
2.3.1.	Campo de aplicação	24
2.3.2.	Vantagens e Desvantagens	25
2.3.3.	Tipos de cortinas de estacas	25
2.3.3.1.	Cortinas de estacas espaçadas	25
2.3.3.2.	Cortinas de estacas contíguas	26
2.3.3.3.	Cortinas de estacas secantes	26
2.3.4.	Processo construtivo	27
3.	Elementos auxiliares às contenções	38
3.1.	Ancoragens	38
3.1.1.	Constituição das ancoragens	39
3.1.2.	Classificação das ancoragens	40
3.1.2.1.	Quanto ao tempo de vida útil	40
3.1.2.2.	Quanto ao sistema de injeção	40
3.1.3.	Vantagens/Desvantagens da utilização	41

3.2. Escoramento	41
3.2.1. Vantagens/Desvantagens da utilização	42
3.3. Bandas de Laje	43
3.3.1. Vantagens/Desvantagens da utilização	45
CAPÍTULO IV – ESTUDO DE CASO	47
1. Enquadramento	47
2. Definição da Geometria	49
3. Caracterização do solo	50
4. Caracterização dos materiais estruturais	52
5. Geração da malha de elementos finitos	53
6. Faseamento Construtivo e Cálculos	54
7. Resultados obtidos	55
7.1. Deslocamentos	55
7.2. Esforços	59
CAPÍTULO V – ANALISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	62
CAPÍTULO VI – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	64
1. CONCLUSÕES	64
2. RECOMENDAÇÕES	65
3. BIBLIOGRAFIA	66
4. ANEXOS	72
ANEXO I: PLANTA DE LOCALIZAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	72
ANEXO II: ALÇADO -MURO DO ALINHAMENTO A (A1-A2)	73
ANEXO III: ALÇADO - MURO DO ALINHAMENTO G (G1-G2)	74
ANEXO IV- FASEAMENTO CONSTRUTIVO DA MODELAÇÃO NUMÉRICA	75

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Diagramas de pressões aparentes a partir de forças medidas nas escoras [1].	9
Figura 2. Diagramas Terzaghi e Peck [2].	9
Figura 3. Diferenças na deformação horizontal e padrão de assentamento de uma estrutura de suporte em consola e escorada [3].	11
Figura 4- Trado de furação para se introduzir os perfis no terreno [5].	14
Figura 5- Cravação dos perfis metálicos no solo através de uma grua hidráulica [6].	16
Figura 6- Perspectiva da armadura da viga de coroamento [7].	16
Figura 7- Banquetas entre painéis primários [8].	17
Figura 8- Montagem das armaduras nos painéis primários: a) vista de um painel primário em obra ; c) esquema dos painéis primários e secundários [9].	18
Figura 9- Pormenor de maciços de betão como reacção aos escoramentos da cofragem [10]. ...	18
Figura 10- Obra executada com Paredes Moldadas [11].	19
Figura 11 - Balde de maxilas (à esquerda), Hidrofesa (ao centro) e Trépano (à direita) [13].	21
Figura 12- Vista de equipamentos de bombagem de lamas bentoníticas dos reservatórios para a escavação [14].	22
Figura 13- Processo de Instalação de Paredes Moldadas [15].	23
Figura 14- Cortina de estacas moldadas [16].	24
Figura 15- Cortina de estacas espaçadas [18].	26
Figura 16- Cortina de estacas contíguas [19].	26
Figura 17- Cortina de estacas secantes [20].	27
Figura 18- Execução de muros-guia [21].	27
Figura 19- Esquema da execução de estacas com trado contínuo [22].	29
Figura 20- Esquema de execução de estacas com tubo moldador recuperável [23].	30
Figura 21- Esquema de execução de estacas com lamas bentoníticas [24].	31
Figura 22- Remoção da cabeça da estaca contaminada com martelo pneumático [25].	31
Figura 23- Execução da viga de coroamento na Estação de Metro dos Aliados: a) saneamento das estacas; b) arranjo da armadura; c) construção da cofragem; d) betonagem da viga; e) aspecto da viga após betonagem; f) aspecto da viga após descofragem [26].	32
Figura 24- Detalhe de viga de coroamento ancorada [27].	33
Figura 25- Esquema em alçado de uma cortina de estacas com dois níveis de ancoragens [28].	33

Figura 26- pré-esforço das ancoragens [29].....	34
Figura 27- Vista em obra da parede regularizada com betão [30].....	35
Figura 28- Esquema em planta da colocação da tela drenante [31].....	35
Figura 29- Cortina de estacas com drenos entre juntas [32].....	36
Figura 30- Detalhe construtivo da ligação entre a parede e a laje do último piso [33].	36
Figura 31- Bombagem com auxílio de mangueira de água no intradorso de uma cortina de estacas [34].....	37
Figura 32- Rede de drenos horizontais de uma cortina de estacas. [35].....	37
Figura 33- Aplicação de uma ancoragem numa contenção periférica [36].	38
Figura 34- Constituição de uma ancoragem [37].....	39
Figura 35- Representação de um escoramento de uma contenção [39].....	41
Figura 36- Contenção em top-down, através de bandas de laje [41].	44
Figura 37- Exemplo de uso de bandas de laje, (Pinto, et al., 2008) [42].	44
Figura 38- Esquema Constitutivo do suporte com bandas de laje [43].	45
Figura 39- Localização da obra (Google Earth)	47
Figura 40- Planta com indicação da secção a modelar assim como o corte D-D.	48
Figura 41- Corte 2-2.....	48
Figura 42- Geometria da modelação numérica no Plaxis 2D.	50
Figura 43- Deformada da parede de contenção no final de escavação	55
Figura 44-Deslocamentos horizontais no final da escavação	56
Figura 45- Deslocamentos verticais no final da escavação	56
Figura 46- Evolução dos deslocamentos verticais do nível não escavado em comprimento ao longo das diferentes fases construtivas	57
Figura 47- Deslocamentos totais registados na parede de contenção no final da escavação.....	57
Figura 48- Deslocamentos horizontais registados na parede de contenção no final da escavação	58
Figura 49- Deslocamentos verticais registados na parede de contenção no final da escavação...	58
Figura 50- Evolução do deslocamento horizontal da parede de contenção em profundidade ao longo das diferentes fases construtivas	59
Figura 51- Evolução do Esforço axial em profundidade na fase final da escavação.....	60
Figura 52- Momentos fletores instalados na parede de contenção.	60

Figura 53-- Gráfico da evolução dos momentosl da parede de contenção em profundidade ao longo das diferentes fases construtivas 61

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Vantagens/Desvantagens da utilização de Muro de Berlim Definitivo. [4]	14
Tabela 2- Vantagens/Desvantagens da utilização de Parede Moldada. [12].	20
Tabela 3- Vantagens/Desvantagens da utilização de Cortina de Estacas [17].....	25
Tabela 4- Vantagens/Desvantagens da utilização de Ancoragens [38].	41
Tabela 5- Vantagens/Desvantagens da utilização de Escoras [40].....	43
Tabela 6- Vantagens/Desvantagens da utilização de Bandas de Laje. [44].....	46
Tabela 7- Propriedades das ancoragens.	49
Tabela 8- Correlações de NSPT e Cu(Look, 2007)	50
Tabela 9- Correlações entre E(KPa) e NSPT para diversos tipos de solos (Bowles, 2001).	51
Tabela 10- parâmetros do solo.....	51
Tabela 11- Parâmetros da estrutura de contenção.....	52
Tabela 12- Parâmetros da estrutura das microestacas.....	52
Tabela 13- Propriedades do comprimento livre.....	53
Tabela 14- Parâmetros do bolbo de selagem.	53

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO

O rápido crescimento das cidades e a crescente pressão sobre a procura de espaços para habitação, escritórios, serviços públicos, equipamentos sociais, áreas de lazer, estacionamento de viaturas, etc., tem levado a uma sobre utilização dos espaços existentes e/ou disponíveis. Para um melhor aproveitamento dos espaços existentes tem sido uma opção recorrente a construção de edifícios de grande porte em detrimento dos de pequeno e médio portes. Estes edifícios contemplam na maioria das vezes pisos enterrados que muitas das vezes servem de local para estacionamento de viaturas dos utentes. Ademais, a ocupação de espaços subterrâneos exige que sejam feitas escavações que devem ser bem planeadas de modo que não surjam problemas de curto e/ou longo prazo, como é o caso da estabilidade de construções circunvizinhas.

Numa cidade como Maputo, o espaço urbano para edificação encontra-se bastante ocupado, quer por edifícios que na sua maioria datam do tempo colonial e por isso mais sensíveis e com facilidades de apresentar patologias durante a fase de escavação, quer por redes de infraestruturas, o que condiciona de certa maneira o uso do espaço subterrâneo. Para que a estabilidade de bem feitorias, obras de arte ou qualquer construção vizinha sejam asseguradas é necessário que seja elaborado um projecto de contenções periféricas. O projecto de contenções periféricas é obrigatório quando se pretendem executar novos edifícios com caves, nos casos em que estas se apresentam contíguas ou próximas de outras construções (edificações ou arruamentos), em que a execução de taludes não é aceitável ou quando não é economicamente viável. A construção de múltiplas caves exige também estudos de campo de prospecção geotécnica para se ter um conhecimento adequado do comportamento dos solos e experiência por parte do empreiteiro na execução de obras similares.

Para a estabilidade das paredes de uma escavação recorre-se a sistemas de contenção de diferentes tipologias, tais como cortinas de betão armado (paredes moldas e cortinas de estacas), de aço (cortinas de estacas-pranchas), madeira (muros tipo Berlim provisórios) ou mesmo de calda de cimento no caso de execução de colunas de Jet Grouting.

Por fim será feita a modelação e análise do muro de contenção recorrendo ao programa de elementos finitos Plaxis. A vantagem deste programa é de se permitir modelar realisticamente os diversos aspectos envolvidos bem como o faseamento do sistema construtivo adoptado.

Pretende-se com este trabalho, explorar uma área da engenharia civil pouco estudada no nosso país visto que temos deficiência de técnicos com know-how no ramo de contenções periféricas. Esta afirmação é feita na medida em que a maioria das obras dessa tipologia seja executada por empresas portuguesas

CAPÍTULO II – METODOLOGIA DE INVESTIGAÇÃO

1. O tema e suas delimitações

1.1.O tema

Como forma a dar a conhecer as técnicas e métodos de contenção periférica em meio urbano, o tema proposto para esse trabalho é o seguinte:

CONTENÇÕES PERIFÉRICAS EM MEIO URBANO.

1.2.Delimitações

1.2.1. As limitações do trabalho

A grande limitação que pode afectar o decurso normal do trabalho é a falta de material sobre o tema no contexto moçambicano. Outra limitação é a dificuldade em achar um projecto que esteja a decorrer e que ainda esteja na fase inicial para se fazer o acompanhamento dos trabalhos de entivação das paredes de escavação.

1.2.2. As delimitações do trabalho

O trabalho será delimitado a análise de um sistema de contenção periférica no muro tipo Berlim do projecto de um edifício na Costa do Sol.

2. Problema de Investigação e Hipóteses

2.1.Problema de Investigação

O projecto de uma estrutura geotécnica passa pela sua concepção e posterior dimensionamento. O dimensionamento não se restringe somente à componente estrutural referente ao betão e aço, sendo que a componente geotécnica é fulcral para um excelente desempenho da estrutura durante o seu tempo de vida útil.

As perturbações que ocorrem nos solos adjacentes reflectem-se nos assentamentos, no alívio de tensões que resultam em deslocamentos horizontais que devem ser travadas por alguma estrutura geotécnica. Neste sentido, o problema a ser investigado pode ser formulado como abaixo se indica:

“O dimensionamento incorrecto ou a não aplicação de boas práticas de engenharia na concepção de dimensionamento de estruturas de contenção leva a ocorrência de danos desastrosos ao Homem e a economia.”

2.2.Pergunta de Investigação

De modo a dar uma resposta ao problema a ser investigado, a pergunta a investigar será a seguinte:

“Como assegurar que uma escavação, em meio urbano com o propósito de se erguer uma edificação não cause danos a estruturas vizinhas? ”

3. Hipóteses

3.1.As Hipóteses H0 e H1

Para Lakatos e Marconi (2003, p: 161) a hipótese é uma proposição que se faz na tentativa de verificar a validade de resposta existente para o problema. É uma suposição que antecede a constatação dos factos e tem como característica uma formulação provisória e que deve ser testada a sua validade.

De acordo com o problema a ser investigado e em concordância com a pergunta a investigar, consideram-se as seguintes hipóteses de trabalho:

(H0) – Não é a falta de conhecimentos técnicos aprofundados na área de engenharia geotécnica que faz com que estruturas de contenção colapsem.

(H1) – É a falta de conhecimentos técnicos aprofundados na área de engenharia geotécnica que faz com que estruturas de contenção colapsem.

4. Objectivos

4.1.Objectivo Geral

O objectivo geral da investigação é de falar das técnicas e métodos de contenção periférica em meio urbano.

4.2.Objectivos Específicos

- Fazer uma revisão bibliográfica exaustiva concernente a contenções periféricas;
- Diferenciar as diferentes técnicas de contenção periférica;
- Falar da estabilidade de escavações;
- Modelar uma parede de contenção recorrendo a um programa baseado no método de elementos finitos;
- Analisar as tensões e deformações

5. Justificativa

Um facto que se tem verificado nos dias atuais é que nos centros urbanos, o espaço disponível para construção está cada vez mais escasso. E como um dos atributos de um engenheiro é solucionar os problemas da humanidade, ele é aqui chamado na especialidade de engenheiro geotécnico para apresentar uma solução tecnicamente possível e economicamente viável.

Vários são os problemas que pode surgir como consequência de uma escavação “desprotegida”, desde perdas de infraestruturas a perda de vidas humanas. Quando a escavação é feita fora de zonas urbanas, o uso de sistemas de contenção das paredes pode-se revelar desnecessário, mas a partir de uma certa profundidade e considerando a inclinação dos taludes a área ocupada pela escavação pode ser muito grande.

Problemas relacionados com a estabilidade das paredes de uma escavação podem surgir não só pela ausência de algum tipo de contenção, mas também existindo um sistema de contenção, este não ter sido bem dimensionado. Há registro de vários acidentes ocorridos em obras geotécnicas

em meio urbano, no campo da estabilidade de taludes, que podem servir de lições para que acidentes do género possam ser evitados no nosso país. A Figura 1 abaixo mostra um caso ocorrido na cidade de Brasília em Brasil depois do rompimento de uma conduta de abastecimento de água.

A água causa, também, a instabilidade de taludes, por isso, uma medida que deve ser tomada ao se fazerem escavações é a drenagem da água que acede ao interior da mesma, pois esta, pode provocar a instabilidade dos taludes. A água provoca impulsos adicionais aos impulsos de terra e os provocados pelas construções vizinhas e pelo trafego circulante que podem ser reduzidos com eventuais contenções periféricas.

6. Os capítulos propostos e seus conteúdos

A estrutura do trabalho será dividida em V capítulos distintos

RESUMO: apresentará uma breve descrição e introdução do tema sobre contenções periféricas em meio urbano;

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO

No primeiro capítulo faz-se a apresentação do trabalho.

CAPÍTULO II – METODOLOGIA DE INVESTIGAÇÃO

Neste capítulo será definido o tópico a ser investigado, o processo de investigação, o problema a investigar, a pergunta a investigar indicando os passos da investigação. Será também definida a metodologia de investigação, a ser usada acompanhada pela explicação e razão da escolha.

CAPÍTULO III – LEITURA BIBLIOGRÁFICA

No terceiro capítulo encontram-se explanados os principais fundamentos teóricos basilares para o enquadramento e compreensão da fenomenologia associada a execução de escavações em meio urbano. A pesquisa é feita recorrendo a artigos da internet, manuais e consulta a profissionais abalizados na matéria.

CAPÍTULO IV – ESTUDO DE CASO

Neste capítulo faz-se a apresentação do caso de estudo, discute-se o método de contenção periférica escolhido, e faz-se a modelação da mesma solução para a obtenção dos tensões e deformações impostas.

CAPÍTULO V – ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Far-se-á a apresentação sumária dos resultados obtidos no capítulo anterior, bem como o desempenho da solução a curto e longo prazo.

CAPÍTULO VI – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Este capítulo trata das conclusões e recomendações para trabalhos futuros que parecerem adequados e pertinentes para responder à pergunta a ser investigada.

CAPÍTULO III– LEITURA BIBLIOGRÁFICA

Tem crescido nos centros urbanos, com destaque para a cidade de Maputo, o uso de espaços subterrâneos seja para construção de depósitos, parques de estacionamento, ou qualquer que seja fim. Nas zonas onde há grande procura de espaços comerciais e de serviços, é visível a dificuldade encontrada pelos utentes no que se refere a estacionamento de viaturas, sendo cada vez mais comum recorrer-se a lojas e garagens subterrâneas com vários níveis de modo a colmatar essa necessidade.

Em Moçambique a expansão das cidades vem sendo um fenómeno que tende a aumentar tendo este sido satisfeito com a remoção de edifícios na horizontal e a construção de edifícios na vertical. Na maioria das vezes essas construções têm sido feitas em zonas habitadas, por isso, há uma necessidade de ter em conta algumas exigências de modo a salvaguardar o estado dos edifícios existentes (CHILENGUE, 2014).

Coelho (1996) assegura que as escavações podem ser feitas sem contenção quando a profundidade da escavação é pequena e existe espaço para executar taludes estáveis. Por razões de economia, os taludes são feitos com a maior inclinação possível compatível com as características do terreno. No entanto, nem sempre é possível ter espaço suficiente para que taludes sejam feitos, recorrendo-se nesse caso a escavações com paredes verticais.

Para a construção de pisos enterrados, é necessário, portanto, a elaboração de um projecto de contenções periféricas que inclui além do projecto de estabilidade, os desenhos de execução. É de salientar que os trabalhos de escavação e construção de pisos enterrados em meio urbano aportam condicionantes relevantes que, sempre que conhecidos, devem ser considerados desde a fase de concepção das soluções a adoptar (TOMÁSIO, R. et al, 2017).

Dada a variabilidade dos maciços onde se pretende construir, é necessário efectuar um estudo rigoroso e uma adequada prospecção geotécnica no local (DOS SANTOS, 2014). As técnicas e equipamentos de prospecção geotécnica e de instrumentação e monitorização de obras tem evoluído bastante ao longo dos últimos anos, o que se reflete no melhor controlo de segurança na construção.

A escolha do tipo de contenção depende de uma série de factores, não havendo regra ou receita que conduza a uma escolha determinada. Normalmente, depende fortemente da tradição regional e da experiência dos envolvidos na solução do problema específico (técnicas e equipamentos disponíveis). As considerações usualmente intervenientes no processo são o custo, a geometria da escavação, as condições do solo, a presença de água, as condições da vizinhança, o canteiro disponível, equipamentos e serviços disponíveis, a durabilidade da solução, a presença de contaminantes e agressividade do meio, a velocidade da construção necessária e a dimensão da obra.

Quando se faz uma escavação há um alívio de tensões que ocorrem no solo adjacente e, como consequência, ocorrem deslocamentos para o interior do recinto da escavação, com consequências, por isso, quando uma escavação é executada em meio urbano, requerem-se geralmente, a utilização de estruturas de suporte de modo a conter as terras adjacentes. No caso de ser necessário conter aterros ou quando existe espaço disponível é frequente recorrer-se a estruturas de suporte rígidas ou no caso de os taludes forem verticais utilizam-se estruturas flexíveis (ISSUFO, 2016). As estruturas de suporte flexíveis são as mais frequentes de ser usadas, sendo que estas são acompanhadas normalmente de elementos de apoio adicionais que podem trabalhar a compressão, no caso de escoras e bandas laje ou a tracção para o caso de ancoragens.

De acordo com Milititsky (2016) a solução do projecto implica a determinação das acções do solo e a execução da escavação nesse material. O autor acrescenta que nele ocorrem a implantação do sistema de contenção e a sua estabilidade, por isso, é fundamental conhecer esse meio físico. A identificação do subsolo deve identificar a natureza das camadas, sua resistência, o estado inicial das tensões, sua permeabilidade, a presença de água e sua natureza, uma eventual contaminado e a presença de obstruções naturais, entre outros. Em situações em que as grandes escavações são feitas em formações naturais desconhecidas, deve haver a preocupação adicional de verificar uma eventual natureza especial dos materiais, tais como a presença de material expansivo, colápsivel, como alta pré-consolidação, etc.

1. Estruturas Flexíveis

De acordo com Terzaghi (1943), estruturas de suporte flexível são aquelas que experimentam em serviço deformações por flexão suscetíveis de condicionar a grandeza e a distribuição das

pressões de terras que atuam sobre elas e, por conseguinte, dos esforços para que são dimensionadas. São geralmente denominadas de cortinas ou paredes.

Estruturas de contenção flexíveis são muito usadas em meio urbano, em detrimento das estruturas rígidas ou escavação em talude, uma vez que não ocupam uma área elevada, permitindo assim aumentar a área útil. Estas são o tipo de estruturas recomendadas para cidades com uma elevada ocupação do solo, pois permitem atingir grandes profundidades e minimizar a interferência com os edifícios adjacentes.

1.1. Impulsos de Terras

O que sucede nas estruturas de suporte rígidas, em que é possível uma teoria de Coulomb calcular os impulsos não sucede nas estruturas de suporte flexíveis. Devido ao facto de estes impulsos dependerem de fatores como as deformações permitidas pelo sistema de suporte, da localização deste, e da rigidez da cortina de contenção. Conclui-se assim que se trata de um problema de interação solo-estrutura que não é possível ser explicado por uma teoria de impulsos (GUERRA, 2008).

Fizeram-se várias experiências, em que se media a força nas escoras dividida pela sua área de influência, tal como representado na figura a seguir, para determinar os diagramas de pressões aparentes em paredes flexíveis escoradas, sendo que se obtinham diferentes valores em diferentes escoras durante os trabalhos de escavação. Este facto deve-se ao procedimento construtivo, que, ao se realizar de forma faseada, vai fazer com que se gerem diferentes pressões à medida que se escava e aplica-se o escoramento (FERNANDES, 1983).

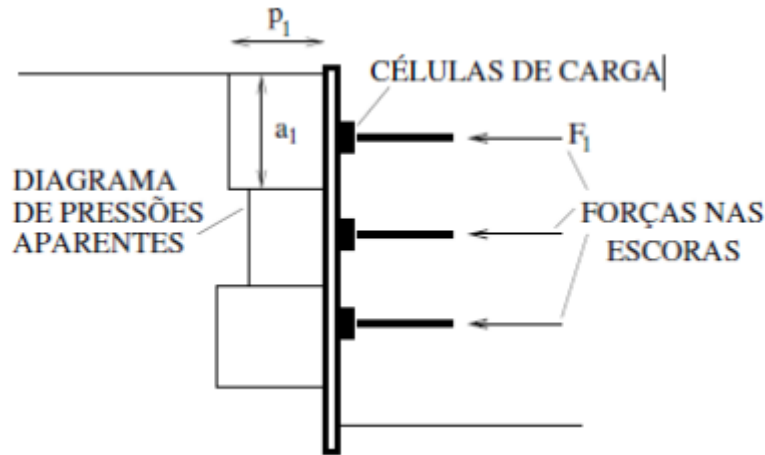


Figura 1. Diagramas de pressões aparentes a partir de forças medidas nas escoras [1].

Após a análise de casos reais Terzaghi e Peck(1967) resumiram os resultados das observações nos diagramas envolventes da figura a seguir, obtendo diagramas cuja forma e a grandeza podem variar substancialmente na mesma escavação devido a fatores relacionados com o processo construtivo. Estes diagramas foram obtidos a partir de casos reais, contudo hoje em dia são muitas vezes utilizados para o pré-dimensionamento de estruturas flexíveis multi-escoradas. É habitual, no dimensionamento, que as cargas de escoras sejam multiplicadas por fatores de segurança na ordem de 1,2 em solos arenosos e 2,0 em solos argilosos.

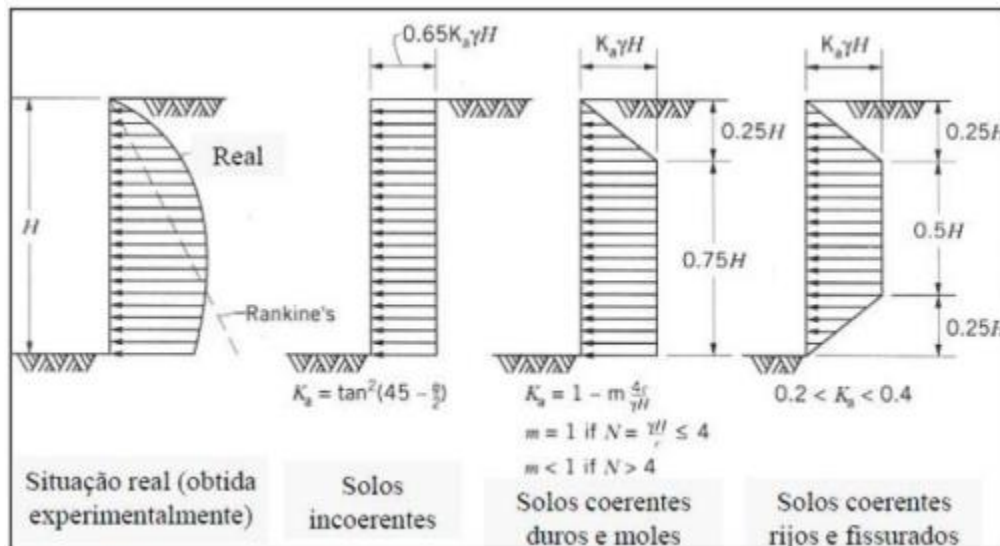


Figura 2. Diagramas Terzaghi e Peck [2].

1.2. Deslocamentos na cortina e envolvente

Em meio urbano fortemente ocupado, a preocupação com os deslocamentos dos solos é elevada, pois os referidos deslocamentos não só põem em risco a segurança do recinto da obra como também colocam em perigo construções vizinhas. Assim, antes do início dos trabalhos, fase de projeto, é feita uma avaliação dos deslocamentos previstos, através de método de elementos finitos e com base em experiências anteriores em obras semelhantes. Para a análise através de elementos finitos são necessários parâmetros provenientes de ensaios no local e obtidos através de correlações empíricas.

A fase de escavação é a mais crítica pois existe um alívio no estado de tensões horizontais e verticais. Nesta fase existe uma maior probabilidade de movimentos na escavação e em redor desta, devido a diversos fatores, como vibrações, variações do nível freático, escavação excessiva, estruturas de suporte inadequadas, sobrecargas inesperadas entre outros. Os movimentos referidos podem ser verticais, como o empolamento na base da escavação porque há alívio das tensões verticais e deslocamentos verticais, assentamentos, a tardoz da cortina devido a alívios de tensões horizontais. Também podem ocorrer deslocamentos horizontais da cortina devido ao alívio das tensões horizontais (KEMPFERT; GEBRESELASSIE, 2006).

Acima do nível de escavação, as características do método escolhido assim como a rapidez de execução da contenção periférica da obra influenciam diretamente os deslocamentos da cortina. Abaixo do nível de escavação, os deslocamentos são permitidos desde que a contenção tenha flexibilidade suficiente para permitir o equilíbrio das tensões horizontais.

Quando é usado um sistema de suporte com elevada rigidez é importante ter em conta que, as deformações tendem a ser maiores antes da instalação do suporte pois os deslocamentos são apenas controlados pela rigidez da parede.

O processo construtivo também é relevante para o controlo de deformações do terreno. Em situações em que é executada a cortina periférica na totalidade antes de se iniciar a escavação, o terreno tende a ter deformações muito diferentes de situações em que se vai construindo a parede à medida que se avança na escavação obtendo-se desta forma deslocamentos inferiores.

Deste modo, os assentamentos a tardoza das cortinas de contenção devem ser estudados e controlados para evitar elevados danos. Os deslocamentos a tardoza da parede de contenção podem ser provocados por (OLIVEIRA, 2012):

- Assentamentos do terreno induzido pela deflexão da cortina;
- Devido à construção da parede de contenção;
- Instalação das estruturas de suporte (ex. ancoragens).

O tipo de movimento e a sua magnitude depende do sistema de suporte, rigidez da parede de contenção e do tipo de solo.

Assim como é possível ver na figura a seguir, o movimento do solo é diferente quando se tem uma parede de contenção em consola ou escorada. Na situação em que a parede funciona como consola, é possível ver que existe possibilidade de haver deslocamentos à superfície, devido à flexão da parede. Contudo se existir um sistema de suporte próximo da superfície, este vai restringir os deslocamentos à superfície levando que as deformações máximas da cortina ocorram a meio vão, diminuindo os deslocamentos nos terrenos vizinhos.

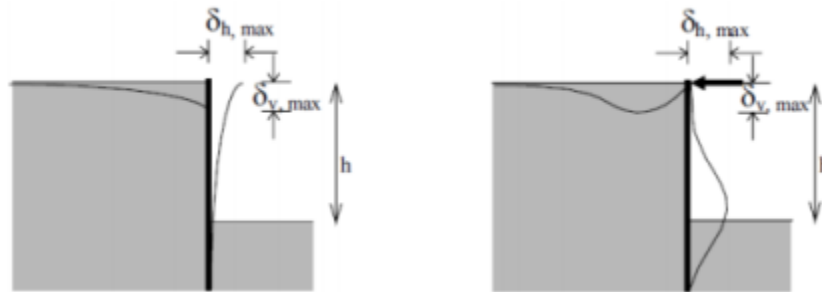


Figura 3. Diferenças na deformação horizontal e padrão de assentamento de uma estrutura de suporte em consola e escorada [3].

1.2.1. Influência das escavações nas construções vizinhas

Devido à descompressão dos solos que se verifica durante a escavação na fase de construção são gerados deslocamentos para o interior da obra. É necessário por isso ter em atenção estes valores de forma a não afetar os edifícios vizinhos, especialmente se estes apresentarem fragilidades estruturais.

Um estudo dos edifícios vizinhos da escavação em execução é fundamental para perceber os assentamentos permitidos e os critérios de alerta e alarme a criar. Os danos causados nos edifícios circundantes podem ir desde fendilhações de pequena relevância a situações de colapso.

Para garantir a segurança do recinto da obra assim como dos edifícios adjacentes, devem ser feitos estudos rigorosos aos solos, às fundações dos referidos edifícios, a criação de um plano de monitorização rigoroso e também rigor no processo construtivo.

Existem diversos fatores que podem influenciar o comportamento das estruturas e serviços vizinhos. Costa (2015) descreve os seguintes:

- **Falhas estruturais**, presentes quer na estrutura de contenção, quer no sistema de travamento, ou ainda ao nível da estabilidade do fundo da escavação;
- **Deslocamentos excessivos**, possivelmente gerados pelo mau dimensionamento da parede de contenção, ou falhas no faseamento construtivo da mesma;
- **Vibrações excessivas**, por exemplo, no caso em que se executam cortinas de estacas cravadas, podendo originar fendilhações nas estruturas vizinhas;
- **Modificação do nível freático**, por exemplo, quando as paredes de contenção são impermeáveis podem fazer alterar o nível freático, levando a levantamentos num lado da escavação e a assentamentos do outro lado. Outro exemplo é quando se faz bombear a água que se encontra no fundo da escavação, levando ao arrastamento de partículas de solo e podendo causar assentamentos diferenciais.

2. Tipos de contenções periféricas

2.1. Paredes tipo Berlim

Berlim Definitivo é uma solução tradicional de contenção periférica, que tem como função a de fundação do edifício e controlo de impulsos do solo. São estruturas flexíveis constituídas por painéis de Betão-armado, apoiados em perfis metálicos ou microestacas e são geralmente ancorados ou escorados. O comportamento deste tipo de contenção assemelha-se ao de uma contenção flexível multi-ancorada, caracterizada pela elevada deformabilidade na fase construtiva e é influenciada pela interação solo-estrutura.

Este tipo de contenção periférica, perpendicularmente ao seu plano é pouco rígida, recorrendo, assim, à cravação de perfis metálicos no solo na vertical. Estes perfis são normalmente em I ou H, sendo que estes, cravados com a função de transmitir ao solo as acções verticais, conferem também alguma resistência da estrutura à flexão quando não são utilizadas ancoragens ou escoramentos em todo o perímetro da contenção.

O preenchimento do espaço deixado entre os perfis é efectuado através da aplicação contínua de elementos, tais como barrotes de madeira, vigotas de Betão armado ou pré-esforçado ou por placas metálicas. Este preenchimento também pode ser efectuado através da colocação de betão projectado contra o solo e uma malha electrossoldada.

A execução da parede é feita de cima para baixo, à medida que se vai efectuando a escavação e executam-se os escoramentos ou as ancoragens. Caso se pretenda transmitir aos perfis metálicos a reacção dos escoramentos e da ancoragem, é necessário para isso efectuar uma viga de distribuição.

No final da execução da escavação e executadas as fundações e da construção da contenção periférica definitiva, é possível desactivar os escoramentos e as ancoragens.

2.1.1. Campo de aplicação

A escolha desta solução está directamente relacionada com as condições hidrogeológicas locais, pois esta é uma solução adequada a um terreno com resposta não drenada para permitir a execução paramentos verticais de pequena largura e altura (entre os 2 e 4 m) durante períodos de tempo limitados, mas não desprezáveis (BRITO, 2011).

2.1.2. Vantagens e desvantagens da solução

As principais patologias detectadas nas paredes tipo Berlim, são a humidade e a rotura da estrutura. A maioria destes efeitos pode ser evitada com um eficaz sistema de drenagem das águas superficiais no tardo destas contenções. A drenagem pode ser realizada com a colocação de um dreno a tardo da parede, constituído por uma manta geotêxtil filtrante e um tubo dreno ao nível do fundo da escavação (BRITO, 2011).

Tabela 1- Vantagens/Desvantagens da utilização de Muro de Berlim Definitivo. [4]

Vantagens	Desvantagens
Processo construtivo económico	Mau desempenho para nível freático elevado e impermeabilização fraca
Permite realizar em simultâneo escavação e a execução da contenção	Não permite contenções a grande profundidade
Não necessita de mão-de-obra e material especializado	Exige terrenos consistentes
Bom rendimento	Cravação de perfis metálicos pode induzir vibrações nos edifícios vizinhos
Não exige grande área de estaleiro	Processo moroso, baixo rendimento diário
Bom acabamento estético	Pode levar à descompressão de solos, danificando construções vizinhas
Aproveitamento de área de implantação	

2.1.3. Equipamentos



Figura 4- Trado de furação para se introduzir os perfis no terreno [5].

Normalmente são usados trados de furação ou brocas de roto-percussão, para que se possam introduzir os perfis. Em caso de os solos serem coerentes com pouca consistência, a introdução dos perfis pode ser feita através da cravação dos mesmos, sendo para isso necessário que exista

um bate-estacas para fazer a cravação por percussão, sendo hoje em dia feito através de vibro cravação, realizando-se esta com recurso a uma simples retroescavadeira.

Para se proceder à elevação e posicionamento dos perfis, é imprescindível que exista uma grua. Geralmente, é preciso soldar os perfis, sendo então necessária uma máquina de soldar. Para se proceder à escavação usam-se normalmente escavadoras giratórias, e ferramentas manuais para fazer os acertos da escavação manual do solo no tardo da parede.

Para a construção da parede é usam-se também serras eléctricas de disco de modo a fazer o acerto dos elementos de madeira para entivação.

Para se executarem as ancoragens, usam-se perfuradoras de brocas de rotopercussão, podendo ser do mesmo tipo que se usou para fazer a furação para colocação dos perfis. Misturadoras e bombas de caldas, para se fazer o bolbo de selagem da ancoragem e de macacos hidráulicos para a aplicação do pré-esforço na ancoragem, bem como para a sua desactivação, quando a contenção deixar de ser necessária.

2.1.4. Processo Construtivo

a) Introdução dos perfis metálicos

A primeira fase, consiste na inserção no terreno dos perfis metálicos verticais. Estes perfis estão geralmente afastados de 1.5 a 3m. Este afastamento varia com o tipo de terreno que se pressupõe existir no local, condições meteorológicas (chuva) previstas, geometria da contenção ou capacidade de carga adoptada nas ancoragens. O tipo de terreno existente é condicionante do afastamento dos perfis na medida em que, “solos particularmente consistentes e condições atmosféricas propícias podem permitir aumentar o espaçamento entre perfis verticais, conduzindo a painéis com duas ancoragens” (BRITO, 2001 - A).

Os perfis são, na maioria do tipo I ou H. No entanto a solução pode também passar pela utilização de perfis metálicos circulares. Embora apresentem vantagens na resistência à compressão, o que permite reduzir a área da secção e conseqüentemente o peso dos perfis, têm como grande desvantagem a perda em resistência à flexão.



Figura 5- Cravação dos perfis metálicos no solo através de uma grua hidráulica [6].

b) Execução da viga de coroamento

Seguidamente, procede-se à execução da viga de coroamento, que solidariza todos os perfis fazendo com que trabalhem em conjunto.



Figura 6- Perspectiva da armadura da viga de coroamento [7].

c) Painéis primários

Executada a viga de coroamento, dá-se início à escavação. Os trabalhos começam pelos painéis primários seguindo-se a estes os painéis secundários realizados intercaladamente com os anteriores. Os painéis de canto (terciários) são executados depois de primários e secundários. Este processo repete-se nível após nível até ser atingida a cota pretendida.

- **Escavação**

Inicia-se a escavação pelos painéis primários. Em geral, a largura destes painéis estende-se entre dois perfis metálicos consecutivos. Deste modo, a largura a escavar será aquela que compreenda a distância entre os perfis verticais mais cerca de 0,5m para cada lado para assegurar espaço para a armadura de espera. Adjacentes à escavação ficarão duas banquetas de terreno por escavar, sobre o qual irão incidir as tensões resultantes da descompressão do terreno, tirando-se assim partido do “efeito de arco”. Em teoria, as dimensões de um painel devem corresponder a cerca de 3m de largura e 3m de altura. “A profundidade da escavação, perpendicular ao plano da parede, também é variável até a um máximo de aproximadamente 4m” (BRITO 2001 - A).



Figura 7- Banquetas entre painéis primários [8].

- **Colocação da armadura**

Tal como descrito para a viga de coroamento, também aqui se deve colocar, precedendo a inserção da armadura, uma camada de areia na base do painel. Assim, assegura-se a não infiltração do betão no terreno e garante-se a existência de espaço para a colocação das armaduras verticais de espera que irão servir de amarração ao painel inferior. Após a betonagem, esta camada deverá ser saneada com um jacto de água sobre pressão, no sentido de ser removida a areia e todos os detritos acumulados na base do painel.

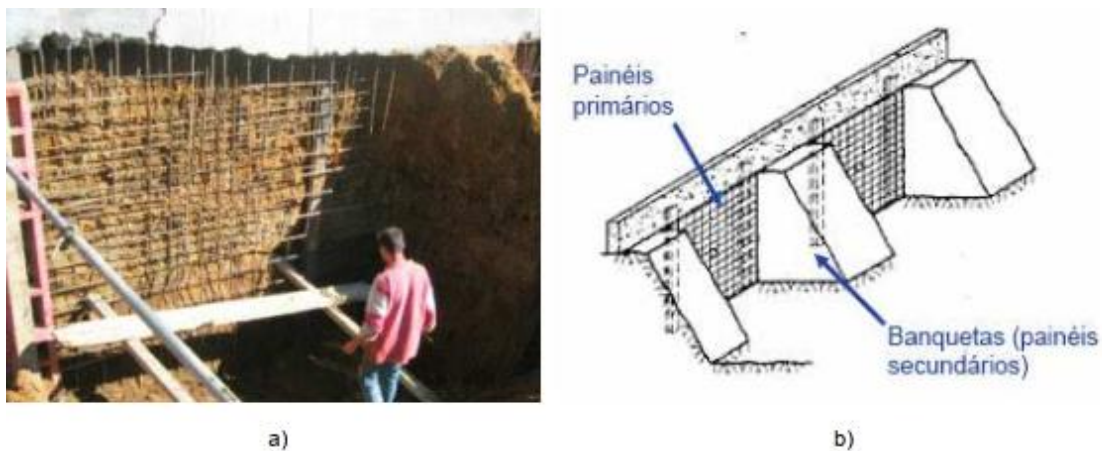


Figura 8- Montagem das armaduras nos painéis primários: a) vista de um painel primário em obra ; c) esquema dos painéis primários e secundários[9].

- **Cofragem e betonagem**

Anteriormente à betonagem, os painéis devem ser cofrados. O tipo de cofragem pode ser metálica, contraplacado marítimo ou em madeira.

A betonagem é o passo seguinte. Este processo é feito a partir do topo do painel, com recurso a mangueira\trémie.



Figura 9- Pormenor de maciços de betão como reacção aos escoramentos da cofragem [10].

2.2. Paredes Moldadas

As paredes moldadas são paredes de contenção definitivas de betão armado, executadas faseadamente em grandes painéis betonados em trincheiras escavadas mecanicamente. Estas são construídas com recurso a lamas bentoníticas, que permitem conter as paredes da escavação durante a fase de execução. Estes elementos são executados enterrados, procedendo-se posteriormente à remoção do terreno do interior da contenção. Este tipo de parede executada em betão armado moldado in situ apresenta espessuras que podem variar entre 40 e 120 cm, e pode alcançar profundidades superiores a 45 m.



Figura 10- Obra executada com Paredes Moldadas [11].

2.2.1. Campo de aplicação

Trata-se de uma solução aplicável a terrenos com fraca coesão, nível freático elevado e na proximidade de construções existentes susceptíveis a deformações (CORTEZ, PAREDES MOLDADAS, 2010).

Geralmente, os projectos de contenção envolvendo a execução de paredes moldadas são frequentes em zonas urbanas, tendo especial atenção para os seguintes casos:

- Quando o terreno apresenta uma fraca coesão, associado a um nível freático elevado;
- Quando nos terrenos envolventes existirem construções demasiado sensíveis a quaisquer deformações, como por exemplo, as que constituem património histórico;

- Como são estruturas muito espessas, com mais de 40cm, e devido às características dos materiais que a compõem, são boas para fazer face à penetração da água para o interior da escavação.

2.2.2. Vantagens e desvantagens da solução

As principais patologias provêm das dificuldades na construção dos painéis de paredes moldadas. Os problemas podem acontecer na recuperação dos tubo-junta, pois existe a possibilidade do betão ainda não apresentar a resistência necessária. Durante a construção da parede é difícil garantir a verticalidade da escavação e colocação dos tubos junta, podem existir irregularidades na espessura da parede criando assim zonas onde com um menor recobrimento das armaduras. Outro problema comum é a fissuração da parede (CORTEZ, PAREDES MOLDADAS, 2010).

Tabela 2- Vantagens/Desvantagens da utilização de Parede Moldada. [12].

Vantagens	Desvantagens
Ausência de ruídos ou vibrações	Necessidade de equipamento específico
Não descomprime o terreno	Mão-de-obra especializada
	Processo oneroso
Faz contenção dos terrenos vizinhos com muito pequenos deslocamentos	Área de estaleiro elevada, para movimento de máquinas e montagem de armaduras
Pode atingir profundidades elevadas	Dificuldade de execução em terrenos rochosos
Pode ser utilizada em quase todos os terrenos	Difícil de executar em terrenos inclinados
Permite várias frentes de trabalho	Solução cara, devido ao uso de lamas bentoníticas
Bom comportamento face à ação sísmica	Existência de juntas

2.2.3. Equipamentos

a) Escavação

O processo da execução das valas exige um conhecimento prévio do tipo de solo para que, desta forma, se escolha o equipamento mais adequado para a escavação. Nos solos mais brandos, como no caso aluvionar, o equipamento mais utilizado para a escavação das valas que irão albergar os painéis de betão armado, são os baldes de maxilas. Contudo, a execução das valas

em solos muito duros a rijos ou em rochas exige outros tipos de equipamentos. Nestes casos é mais utilizada a hidrofresa (escavação por circulação) constituída por duas rodas dentadas que, girando em sentidos opostos, trituram o material, sendo este retirado juntamente com a lama por aspiração através de uma conduta central e levado até uma estação de tratamento. Uma vez separados os detritos, a lama é reenviada para a vala, e assim sucessivamente (ALMEIDA E SOUSA, 2014).

Um outro tipo de equipamento necessário quando se está a utilizar o balde de maxilas e existem elementos rochosos no solo, é o trépano. Esta máquina destrói a rocha para que, de seguida, seja possível a sua recolha com o balde maxilas.

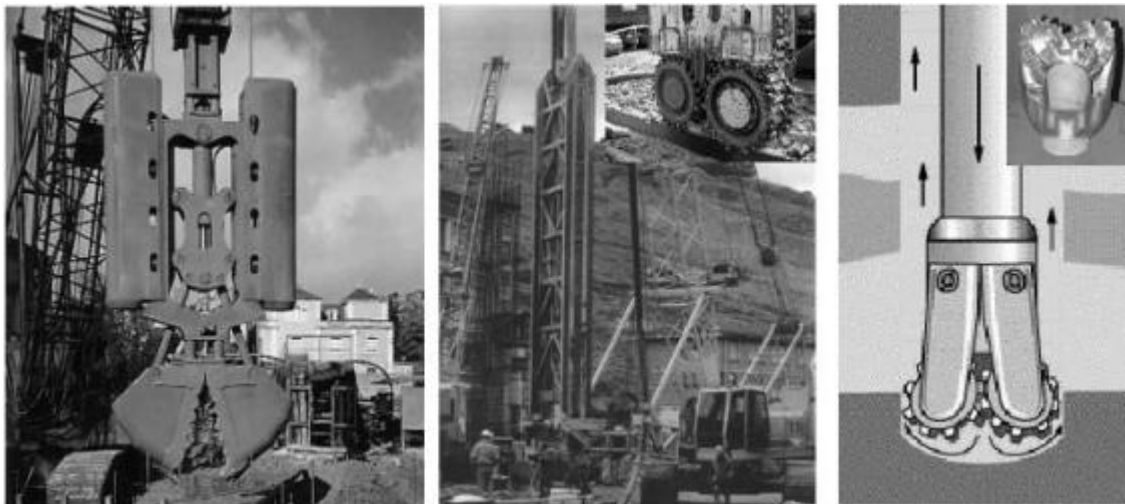


Figura 11 - Balde de maxilas (à esquerda), Hidrofresa (ao centro) e Trépano (à direita) [13].

b) Estabilização da escavação

A estabilização das paredes da vala é executada recorrendo ao uso de lamas bentoníticas. O seu fabrico e reciclagem necessita de equipamento específico, nomeadamente os tanques de mistura dos componentes, uma central de reciclagem, bombas e tubagens para a circulação do fluido.



Figura 12- Vista de equipamentos de bombagem de lamas bentoníticas dos reservatórios para a escavação [14].

c) Colocação de armaduras, tubos de junta na vala e betonagem da parede moldada

A colocação das armaduras e tubos de junta no interior da vala é um processo minucioso que necessita de uma grua para a sua execução. O tubo trémie e os camiões betoneira são os equipamentos utilizados para a betonagem dos painéis de parede moldada.

2.2.4. Processo construtivo

A metodologia ilustrada na figura a seguir, é apresentada de seguida, refere-se a um conjunto de passos essenciais para a concepção de paredes moldadas. Importa salientar que, por vezes, devido a condicionalismos do terreno, esta metodologia poderá variar um pouco (MOREIRA, 2002):

- 1) Construção dos muretes-guia, os quais, para além de definirem todo o perímetro da obra, servem para orientar a ferramenta de escavação empregue, em geral um balde de maxilas;
- 2) Escavação das trincheiras segundo as dimensões dos painéis até à profundidade do projeto com substituição simultânea do material escavado por lamas bentoníticas, lamas estas, que têm como objetivo garantir a estabilidade das paredes das trincheiras uma vez que a escavação é efetuada sem revestimento;
- 3) Instalação dos tubos para a realização das juntas entre as extremidades dos painéis e colocação das armaduras em gaiola (nota: as armaduras podem conter negativos (em geral, em esferovite) ou armaduras de espera, para posterior ligação às lajes dos pisos);
- 4) Introdução do tubo tremonha e betonagem submersa que deve ser feita de forma contínua;

- 5) Retirada dos tubos junta após início da presa do betão;
- 6) Após execução de todos os painéis, demolição dos muretes-guia e da parte superior da parede para remoção do betão pobre e empalme das armaduras com as da viga do coroamento.

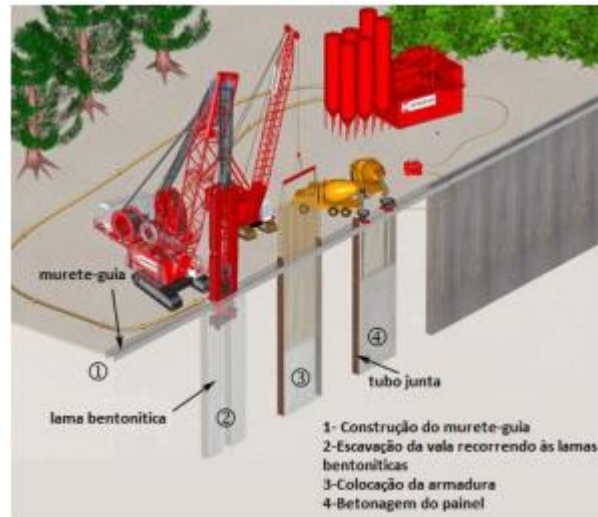


Figura 13- Processo de Instalação de Paredes Moldadas [15].

2.2.5. Problemas de Execução

É normal que durante o processo de execução das paredes moldadas existam alguns problemas:

- Quando se retira tardiamente ou precocemente o tubo-junta, pode ocorrer o deslocamento de um painel em relação ao outro;
- Ocorrência de desvios na verticalidade da parede, podendo ser originados pela escavação dos painéis ou na colocação dos tubos-junta, podendo afectar seriamente o comportamento da estrutura de contenção;
- Ocorrência de um deficiente recobrimento das armaduras;
- Aparecimento de fissurações;
- As paredes podem ficar irregulares;
- A estrutura de contenção pode ficar com menos espessura que a que foi projectada;
- As juntas podem ser menos impermeáveis.

2.3. Cortinas de estacas moldadas

As cortinas de estacas são um tipo de estrutura de contenção flexível, em que, como o próprio nome indica, estas são executadas antes da escavação dos pisos subterrâneos. Trata-se de uma solução cada vez mais em uso nos espaços urbanos, não só pela facilidade e rapidez da sua execução, como também pelo importante desenvolvimento de meios e equipamentos operado nesta área nos últimos anos.



Figura 14- Cortina de estacas moldadas [16].

2.3.1. Campo de aplicação

Os projectos onde as cortinas de estacas moldadas são aplicadas são os seguintes:

- Construções enterradas próximas de vias de comunicação e de edifícios de médio e grande porte, com fundações pouco profundas, não muito susceptíveis a deformações;
- Utilização como obras de apoio para a construção de túneis em zonas urbanas;
- Utilização como suporte de taludes verticais.

Normalmente, este tipo de contenção periférica não só tem a função de suportar os solos, podendo ser adaptada para servir como fundação da estrutura final, sendo assim torna-se uma construção com dupla funcionalidade, mais económica e mais rápida, visto que está a construir-se em simultâneo, a contenção e as fundações laterais da estrutura que se vai instalar no local.

2.3.2. Vantagens e Desvantagens

Na tabela a seguir, são apresentadas as vantagens e desvantagens da utilização de cortina de estacas.

Tabela 3- Vantagens/Desvantagens da utilização de Cortina de Estacas [17].

Vantagens	Desvantagens
Grande variedade de diâmetros disponíveis	Dificuldade em garantir verticalidade
Atingem a grandes profundidades	Equipamento e mão-de-obra especializado
Ausência de ruído e vibrações significativo	Dificuldade de betonagem debaixo de água
Possibilidade de recolha de amostra dos solos atravessados	Dificuldade de controlo de qualidade em relação à dimensão da secção transversal e recobrimento de armadura
Dimensionamento da armadura não depende das condições de manuseamento e cravação	Dificuldade em garantir o recobrimento das armaduras
O alargamento da base pode ir até dois a três diâmetros	Pode existir descompressão nos solos arenosos
	Pode dar-se arrastamento de finos do betão
Não existe risco de levantamento do terreno	Não se pode efetuar alargamento da base em terrenos sem coesão
	Betão não pode ser inspecionado após a colocação

2.3.3. Tipos de cortinas de estacas

A realização de cortinas de estacas moldadas pode ser de três tipos diferentes, sendo estas classificadas a partir do espaçamento que vai existir entre as estacas que a constituem. Distinguem-se, segundo este critério, as cortinas de estacas espaçadas, as cortinas de estacas contíguas ou tangentes e as cortinas de estacas secantes.

2.3.3.1. Cortinas de estacas espaçadas

A cortina cujas estacas se encontram espaçadas ou descontínuas, consistem num alinhamento de estacas espaçadas com uma distância máxima de 1,5m entre eixos, este espaçamento é definido pelo diâmetro das estacas e condições geotécnicas do local. Assim, é possível tirar partido de todos os elementos, como o solo coesivo e efeito de arco presente entre estacas. O espaçamento referido

é estabilizado com recurso a betão projetado com rede de aço electrosoldada. Esta tipologia é adequada para solos coerentes, que oferecem elevada rigidez para estacas de grande diâmetro. Estas estacas são económicas por metro de largura de cortina, contudo obrigam quase sempre à aplicação de ancoragens (MEIRELES, MARTINS, 2005).

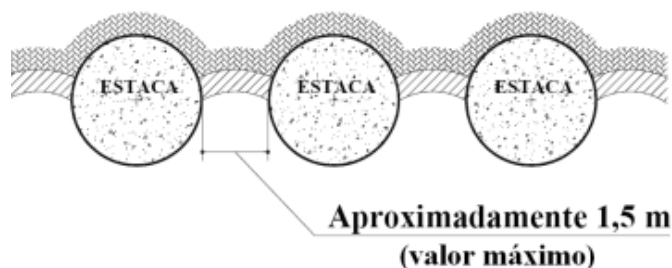


Figura 15- Cortina de estacas espaçadas [18].

2.3.3.2. Cortinas de estacas contíguas

Cortinas de estacas contíguas, também tiram partido do facto de todos os elementos assumirem funções estruturais, as estacas podem ser espaçadas com um intervalo de 75 a 100mm. Esta tipologia é adequada principalmente para solos argilosos onde a afluência de água não constitui um problema, assim como a retenção de solos granulares. Esta opção é pouco utilizada devido ao difícil processo construtivo, pois é necessária uma elevada precisão para garantir uma estaca tangente, a acrescentar ao facto de a estaca previamente construída se encontrar muito suscetível a danos.

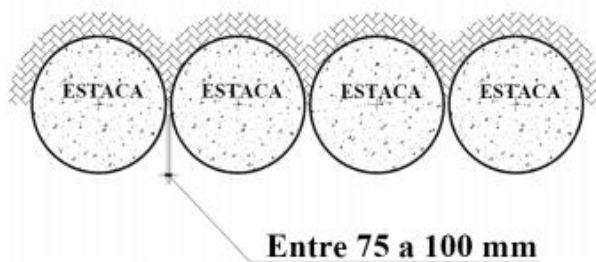


Figura 16- Cortina de estacas contíguas [19].

2.3.3.3. Cortinas de estacas secantes

A intersecção é feita entre dois tipos de estaca. As estacas construídas em primeiro lugar são designadas por estacas fêmeas que são construídas por um betão plástico com menor resistência

que facilita o seu corte na construção das restantes estacas e com menor taxa de armadura, que pode ser substituída por perfis metálicos centrados. Sem que o betão das estacas-fêmeas atinja a sua resistência máxima, são executadas as estacas-macho (encontram-se armadas de forma idêntica às estacas tradicionais) (MEIRELES, A. B., MARTINS, J.G., 2005). É nas estacas-macho que serão instaladas as ancoragens, com o objetivo de controlar as deformações da cortina. As estacas ao intersectarem-se formam uma barreira impermeável à passagem de água e partículas de solo.

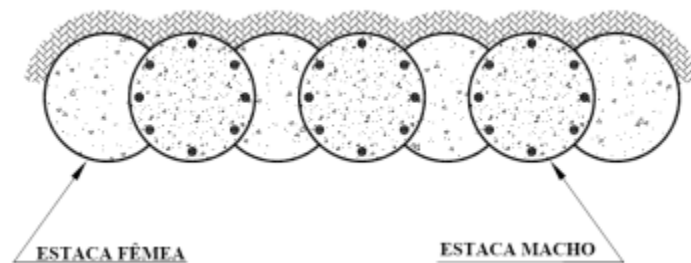


Figura 17- Cortina de estacas secantes [20].

2.3.4. Processo construtivo

A execução de uma cortina de estacas moldadas in situ compreende as seguintes etapas:

a) Execução dos muros-guia

Antes de se iniciar a escavação propriamente dita, deverão ser executados os muros-guia de configuração em corte semelhante à apresentada na figura a seguir.



Figura 18- Execução de muros-guia [21].

A realização destes muros-guia prende-se com o facto de se precisar de garantir o correcto posicionamento das estacas, definindo-se assim as secções que as estacas vão ter em todo o perímetro. Normalmente, estes muros guia têm uma altura mínima de 0,80m e de afastamento entre si igual ao diâmetro da estaca, mas acrescido em cerca de 5cm. A construção dos muros-guia deverá ser realizada, no mínimo, 1,50m acima do nível freático e a sua betonagem é feita contra o terreno. Estes muros-guia tendem a ganhar importância na construção de cortinas de estacas secantes, onde são indispensáveis, pois é necessário que o posicionamento do topo das estacas seja feito com alguma precisão, para assim se garantir que a intersecção das estacas da cortina seja efectuada correctamente.

b) Execução das estacas

Existem três métodos que se utilizam de forma generalizada, e com uma certa flexibilidade, descritos por Brito (2002):

i. Com trado contínuo

Neste método, executa-se o furo por rotação com um trado contínuo de hélice, ao longo de toda a haste do trado. É através desta haste que a betonagem do furo é realizada. As armaduras são colocadas depois de se ter betonado o furo e este tipo de processo não necessita de tubo moldador ou lamas bentoníticas para garantir a estabilidade nas paredes do furo.

Sendo assim, para a realização das estacas, segue-se o seguinte método de execução:

- 1) Escolhe-se um trado contínuo, com as dimensões desejadas para a estaca, diâmetro e comprimento, e faz-se o furo;
- 2) Faz-se a betonagem da estaca, através da parte oca do trado. Dependendo da velocidade a que se consegue bombear o betão, retira-se o trado do furo;
- 3) Vibra-se os três primeiros metros da estaca;
- 4) Coloca-se a armadura antes que o betão ganhe presa;
- 5) Faz-se o saneamento da cabeça da estaca após ter obtido presa, de forma a retirar o betão contaminado.

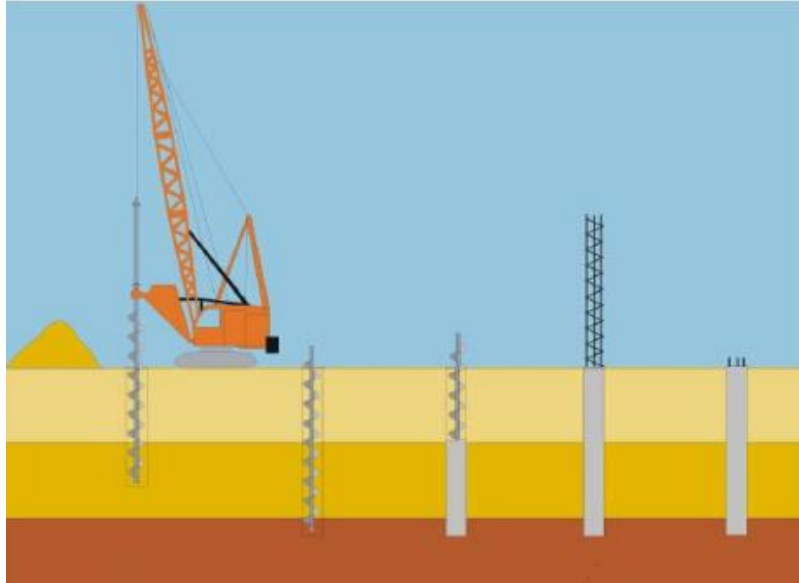


Figura 19- Esquema da execução de estacas com trado contínuo [22].

ii. Com tubo moldador (geralmente recuperável)

Neste método, utiliza-se um tubo moldador metálico com o diâmetro definido para a estaca, com a função de suportar as paredes do furo até se fazer a betonagem do mesmo. Consoante a betonagem vai sendo realizada, o tubo moldador é retirado e recuperado, sendo esta a fase crítica deste processo.

Sendo assim, para a realização destas estacas, segue-se o seguinte método de execução:

- 1) Faz-se uma escavação prévia no solo (2 a 4 metros de profundidade e diâmetro do tubo moldador), fazendo-se de seguida a colocação do primeiro troço deste;
- 2) Inicia-se a escavação através de um trado ou de um balde suspenso no mastro da máquina;
- 3) Coloca-se a armadura, com os respectivos espaçadores para se garantir o recobrimento;
- 4) Faz-se a betonagem do furo através de uma coluna de betonagem, retirando-se o tubo moldador conforme for decorrendo a betonagem;
- 5) Faz-se a vibração do betão, podendo ser feita através da retirada do próprio tubo com vibroextração;
- 6) Realiza-se, por fim, o saneamento da cabeça da estaca.

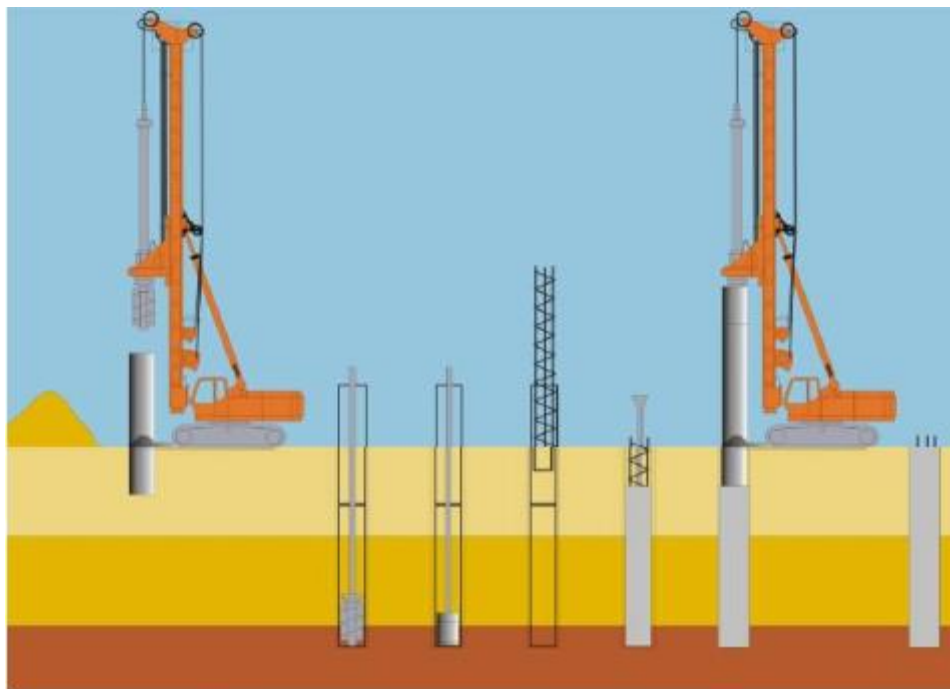


Figura 20- Esquema de execução de estacas com tubo moldador recuperável [23].

iii. Com lamas bentoníticas

Este método utiliza-se em solos que não têm capacidade de se sustentar nas paredes da escavação, fazendo-se assim a sustentação com o auxílio das lamas bentoníticas.

Sendo assim, para a execução das estacas, segue-se o seguinte método:

- 1) Deve-se, antes de iniciar a escavação, proceder à montagem e instalação do equipamento necessário para o fabrico, distribuição, recuperação e reciclagem das lamas bentoníticas;
- 2) Executam-se os muros-guia para que não ocorra a contaminação nem perda de lamas bentoníticas para o terreno;
- 3) Inicia-se a escavação, através do trado suspenso, fazendo-se a substituição do solo por lamas bentoníticas;
- 4) Faz-se a betonagem através de uma coluna de betonagem, sendo esta efectuada no sentido ascendente (betão é colocado de baixo para cima), possibilitando assim a recolha das lamas;
- 5) Colocam-se as armaduras;
- 6) Efectua-se o saneamento da cabeça da estaca.

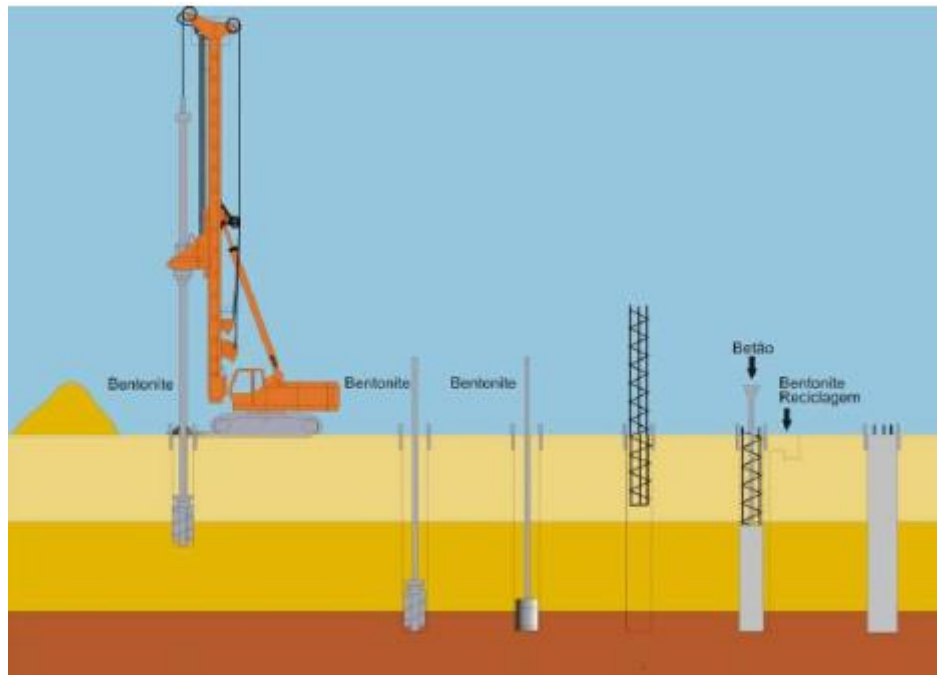


Figura 21- Esquema de execução de estacas com lamas bentoníticas [24].

c) Saneamento da cabeça das estacas

Durante a execução da cortina e após a escavação no intradorso da cortina, geralmente até 0,60 m de profundidade, a partir da plataforma de trabalho, é realizado o saneamento da cabeça das estacas. Este consiste em demoli-las, de modo a retirar o betão contaminado à superfície pelas impurezas do solo e que confere menor resistência à estaca.



Figura 22- Remoção da cabeça da estaca contaminada com martelo pneumático [25].

d) Execução da viga de coroamento

A viga de coroamento, para além de fazer parte da estrutura definitiva, garante uma distribuição de esforços mais uniforme sobre as estacas e serve de apoio à colocação de ancoragens, se necessário.

Com as estacas saneadas, procede-se de seguida ao endireitamento dos varões, colocação das cintas e construção da cofragem da viga de coroamento, de modo a proceder então à betonagem desta.

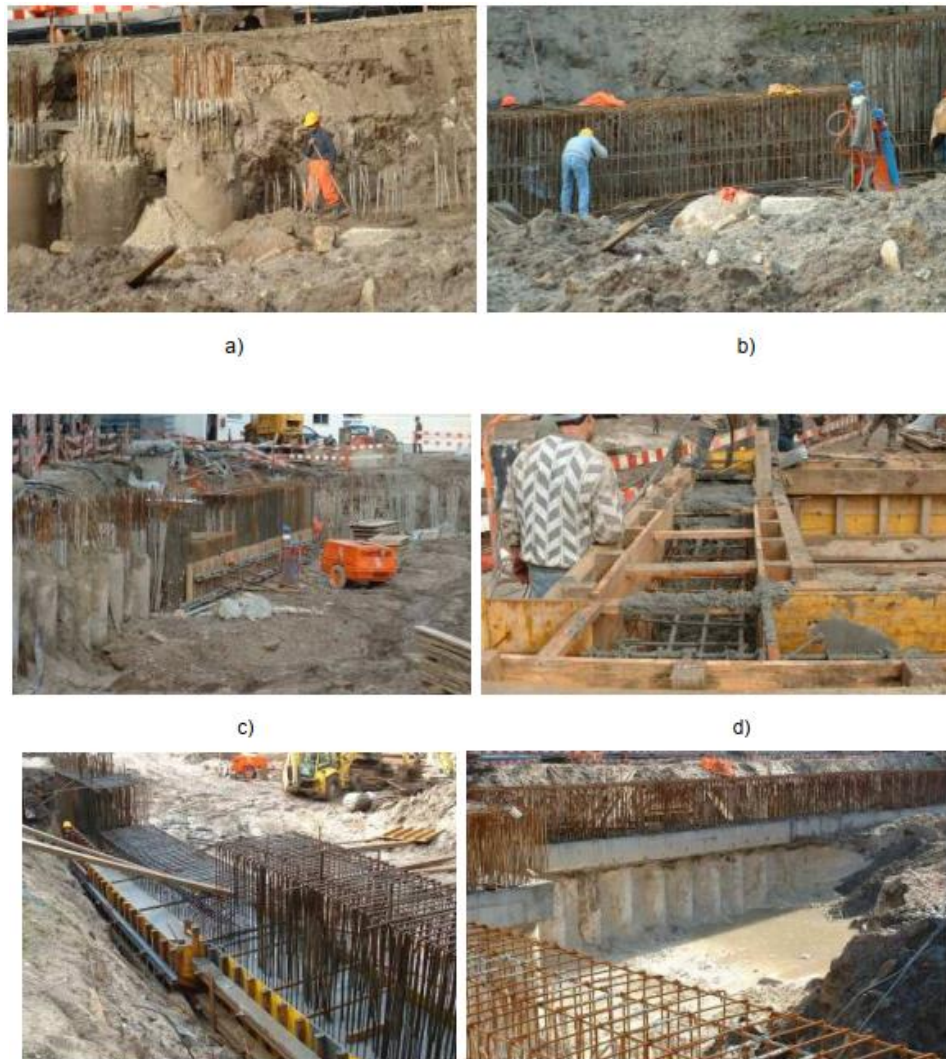


Figura 23- Execução da viga de coroamento na Estação de Metro dos Aliados: a) saneamento das estacas; b) arranjo da armadura; c) construção da cofragem; d) betonagem da viga; e) aspecto da viga após betonagem; f) aspecto da viga após descofragem [26].

e) Escavação até à cota de projecto. Execução de ancoragens

O primeiro nível de ancoragens pode ser executado na própria viga de coroamento, caso assim o projecto o determine. Contudo, durante a construção da viga, é necessário marcar com negativos as ancoragens nas suas posições devidas, antes de se betonar a mesma.

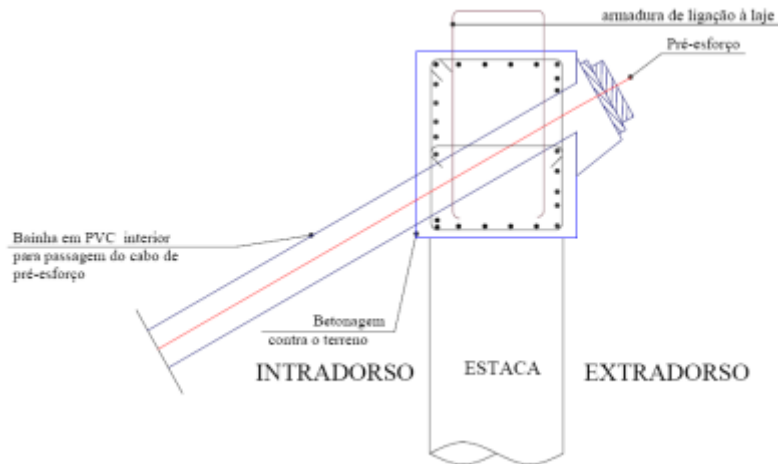


Figura 24- Detalhe de viga de coroamento ancorada [27].

As ancoragens poderão estar ligadas directamente às estacas, ou entre estas, caso se executem vigas de coroamento ou vigas de solidarização intermédias para níveis inferiores, de forma a absorver as cargas actuantes e distribuir os esforços transmitidos para essas mesmas estacas.



Figura 25- Esquema em alçado de uma cortina de estacas com dois níveis de ancoragens [28].

A escavação realiza-se à medida que se vai executando, num nível inicial, a viga de coroamento, e progride faseadamente por níveis, à medida que se vão construindo as vigas de

solidarização intermédias e ancoragens (dependendo da altura da cortina em causa), até se chegar à cota final de projecto.

Na hipótese de estarem previstos vários níveis de ancoragens, o final da escavação de cada um dos níveis intermédios previstos é atingido assim que se escava até ao nível da base da viga ou de cada uma das vigas de solidarização intermédias previstas, encontrando-se as respectivas operações ilustradas na figura a seguir.



Figura 26- pré-esforço das ancoragens [29].

f) Estabilização da cortina de estacas

Tal como já foi referido anteriormente, no caso das estacas espaçadas, existe a necessidade de preenchimento dos espaços entre estacas, principalmente nos casos em que o solo em questão seja pouco estável, como é o caso de argilas moles ou areias pouco densas. A estabilização é conseguida através da execução de abóbadas, com espessura entre 50 e 150 mm. Inicialmente é executada uma primeira camada de betão projectado contra a parede, sobre a qual é colocada uma malha electrossoldada. Por fim é aplicada sobre a malha uma camada final de betão projectado.



Figura 27- Vista em obra da parede regularizada com betão [30].

g) Drenagem e impermeabilização da cortina

As estacas moldadas conferem uma estanqueidade deficiente, em função do espaçamento existente entre estacas, sendo as soluções de impermeabilização e drenagem possíveis também complicadas e pouco eficientes.

Na drenagem definitiva de águas, não sendo possível efectuar-se aberturas ou tubos de saída de água para o exterior, obriga a que as águas sejam transportadas para o lado interior da parede, de onde são drenadas através de um dreno horizontal colocado, para o efeito, na base da parede. De modo a evitarse o arrastamento de finos para o intradorso da cortina, é obrigatória a colocação de uma tela drenante (geralmente uma manta de geotêxtil), antes de se executar a primeira camada de betão projectado.

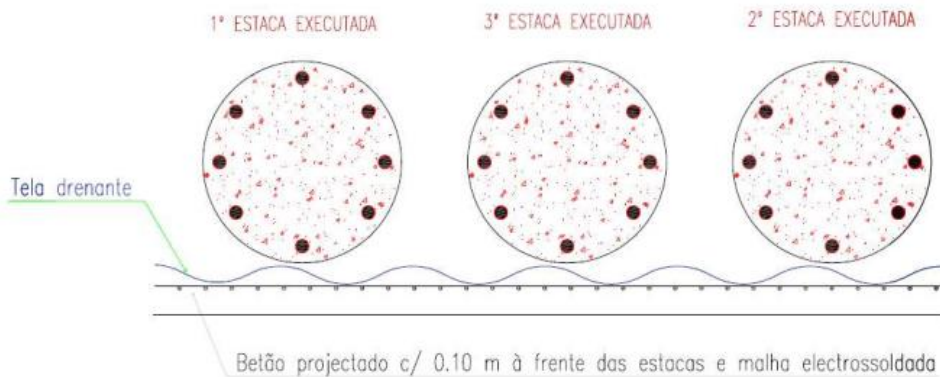


Figura 28- Esquema em planta da colocação da tela drenante [31].

Outra possibilidade poderá ser a execução de canais de drenagem em PVC, armados com arame de aço, cujas secções variam entre 6 a 19 mm (MEIRELES E MARTINS, 2006). Trata-se, no entanto, de um sistema mais apropriado para túneis do que para edifícios.



Figura 29- Cortina de estacas com drenos entre juntas [32].

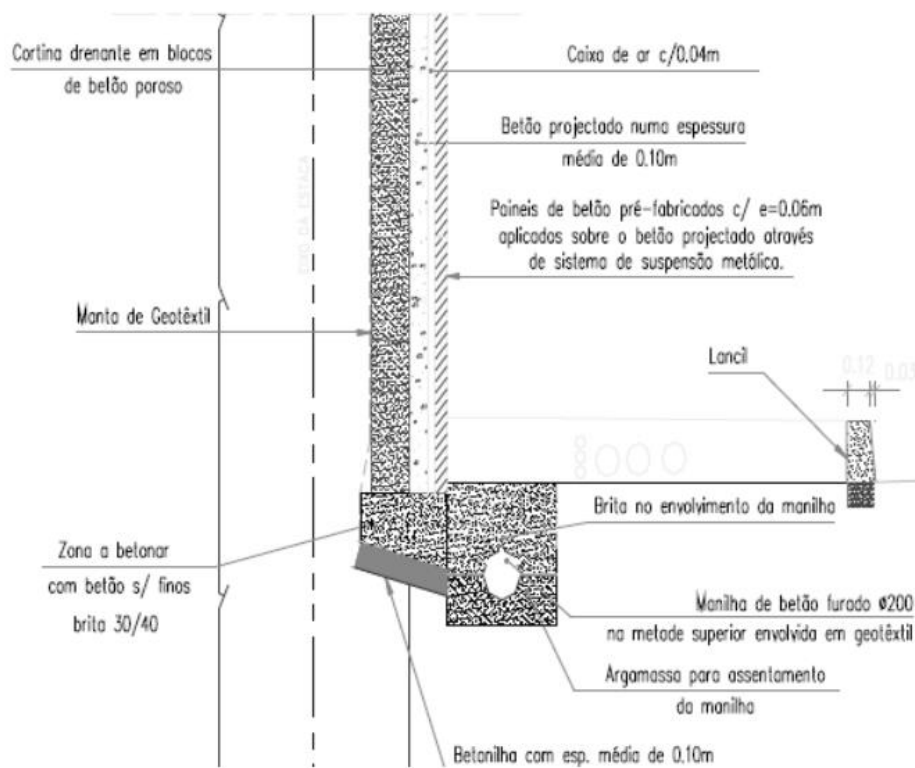


Figura 30- Detalhe construtivo da ligação entre a parede e a laje do último piso [33].

h) Métodos de rebaixamento do nível freático de cortinas de estacas moldadas

A fraca estanqueidade inerente ao sistema de cortinas de estacas moldadas obriga a uma atenção especial relativamente aos métodos de controlo de água e de rebaixamento do nível freático, caso a água naturalmente interfira com a escavação. Dadas as condições de impermeabilidade deficiente, é essencial que se preveja um sistema de bombagem directa, podendo este ser complementado com outros sistemas correntes de rebaixamento, tais como agulhas filtrantes, poços de bombagem e bombas submersíveis.



Figura 31- Bombagem com auxílio de mangueira de água no intradorso de uma cortina de estacas [34].

Em alternativa ou juntamente com um ou mais dos sistemas referidos, pode-se dimensionar uma rede temporária ou definitiva de drenos horizontais, conectados a poços profundos, ou a colectores por gravidade.



Figura 32- Rede de drenos horizontais de uma cortina de estacas. [35].

3. Elementos auxiliares às contenções

3.1. Ancoragens

As ancoragens, independentemente do terreno onde serão executadas (solo ou rocha), são elementos estruturais que transmitem uma força da estrutura principal ao terreno envolvente, mobilizando a resistência de corte desse terreno, a uma distância considerada suficiente da estrutura (COELHO 1996).

Com aplicação muito comum em contenções periféricas, ancoragens têm como função ajudar a estabilizar a cortina face aos impulsos causados pelo terreno. Trata-se de uma solução que proporciona uma maior flexibilidade, redução dos tempos de construção e vantagens económicas (GUERRA, 2014).

As ancoragens são elementos estruturais de transferência de carga, compostas por três partes: cabeça, comprimento livre e comprimento de selagem, tal como é possível observar na figura a seguir. A capacidade de carga desta por sua vez irá depender de cada uma das suas componentes, quer da preservação da resistência intrínseca desta, quer das reações mobilizadas no terreno ao longo do comprimento de selagem e na zona da cabeça (CARVALHO, 2009).



Figura 33- Aplicação de uma ancoragem numa contenção periférica [36].

3.1.1. Constituição das ancoragens

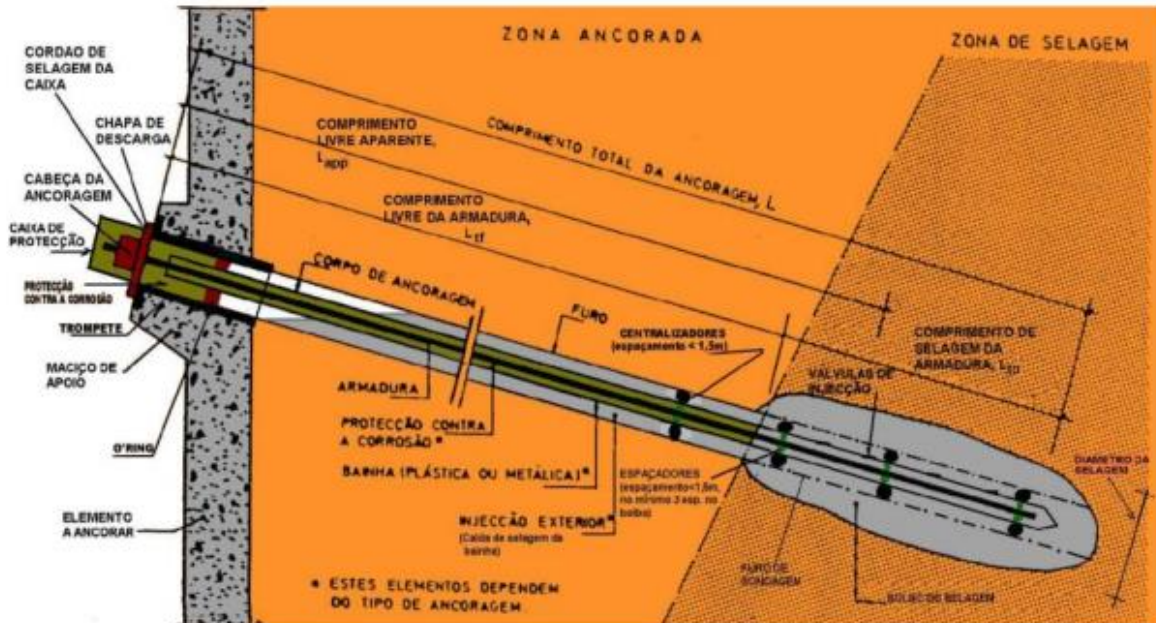


Figura 34- Constituição de uma ancoragem [37].

- a) **A cabeça da ancoragem** tem como objetivo prender a armadura da ancoragem a um suporte através de uma blocagem mecânica simples, sendo que no caso das ancoragens pré-esforçadas esta também é a zona onde é aplicado o pré-esforço através do macaco hidráulico. Para além disso, esta deve permitir que se atinja a tração característica da armadura. Trata-se por isso de um elemento que distribui a tensão proveniente da armadura em conformidade com o previsto no projeto, sendo que um comportamento inadequado desta pode comprometer toda a obra de suporte (CARVALHO, 2009).
- b) **O comprimento livre de uma ancoragem** corresponde à zona entre a secção de início de selagem e a cabeça da armadura, isto é, “corresponde ao troço de armadura de pré-esforço que se encontra livre para se deformar elasticamente e transferir para a estrutura a carga proveniente da resistência da selagem” (CARVALHO, 2009). Para proteger o aço de pré-esforço contra a corrosão é utilizada uma bainha lisa ou corrugada, sendo que devido à exigência das ancoragens definitivas, nestas são necessárias medidas adicionais, tais como bainhas individuais preenchidas por massa anticorrosiva (CARVALHO, 2009).
- c) **O bolbo de selagem da ancoragem** é constituído por injeções de calda de cimento, que para além de terem como objetivo transferir a carga, irão funcionar também como proteção contra a corrosão da armadura de aço. Nas ancoragens definitivas é exigida uma proteção

adicional conferida com o objetivo de isolar a armadura em relação ao meio envolvente através de um tubo corrugado (CARVALHO, 2009). Esta zona é materializada através de múltiplas injeções de calda de cimento, a altas pressões, que através do aumento de área de contacto entre o bolbo e o terreno irá possibilitar uma melhor transmissão de esforços. Este deve localizar-se fora da cunha de rotura da escavação de modo a que não haja problemas de instabilidade global (COSTA, 2015).

3.1.2. Classificação das ancoragens

3.1.2.1. Quanto ao tempo de vida útil

- a) **As ancoragens provisórias** apresentam uma vida útil máxima de 2 anos;
- b) **As ancoragens definitivas** apresentam uma vida útil mínima de 2 anos, sendo que por isso apresentam maiores exigências em relação às primeiras. Estas devem apresentar proteção contra a corrosão devido ao seu tempo de vida, devem apresentar instrumentação, e deve ser garantido o seu acesso de forma a ser possível fazer o seu retensionamento e/ ou substituição.

3.1.2.2. Quanto ao sistema de injeção

Segundo Oliveira (2012), quanto ao sistema de injeção as ancoragens podem ser classificadas em:

- a) **Sistema IGU** a injeção da calda de cimento é feita de uma só vez a partir das válvulas antirretorno presentes nos tubos de injeção. Um dos problemas desta técnica é o facto de a calda poder ficar acumulada perto das saídas ou seguir por um caminho preferencial, diminuindo assim a eficácia;
- b) **Sistema IRS** implica que a calda seja introduzida de forma seletiva ao longo do comprimento de selagem, e dividida por várias injeções, permitindo que se atinja as características de resistência pretendidas. As injeções são feitas recorrendo-se a um obturador duplo que irá permitir isolar o trajeto da calda de cimento, de baixo para cima. Em cada série de injeção é feito o controlo do volume da calda de cimento e da pressão de injeção desta.

3.1.3. Vantagens/Desvantagens da utilização

Na tabela seguinte, enumeram-se algumas vantagens e desvantagens do uso de ancoragens, como estrutura auxiliar de suporte.

Tabela 4- Vantagens/Desvantagens da utilização de Ancoragens [38].

Vantagens	Desvantagens
Elevada capacidade resistente por tração	Necessita de equipamento e mão-de-obra especializada
Não introduz constrangimento no interior do recinto	Podem provocar danos em estruturas vizinhas
Processo seguro quando comparado com escoramentos	Limitadas pela existência de caves vizinhas
	Elevado desperdício de material perdido no terreno quando se trata de ancoragens provisórias
	Execução demorada
	Execução muito difícil abaixo do nível freático
	Provocam maior perturbação no terreno
	Custo associado

3.2. Escoramento

Os escoramentos são normalmente estruturas de carácter provisório, removidas quando a estrutura escorada tiver capacidade suficiente para se sustentar.



Figura 35- Representação de um escoramento de uma contenção [39].

Existem escoramentos de aço, betão, betão armado e madeira, sendo que estes últimos foram os primeiros a ser utilizados. A escolha do material irá depender dos esforços atuantes. De modo

a reduzir os deslocamentos dos solos nos terrenos circundantes e na parede de contenção poder-se-á recorrer à utilização de pré-esforço nas escoras, que desta forma irá permitir um aumento da rigidez do sistema (MATEUS, 2010).

O sistema de pré-esforço numa escora pressupõe a instalação, após a compressão da escora com recurso a macacos hidráulicos, de elementos de ajuste que substituem os macacos na sua retirada, por exemplo, cunhas. Estes elementos são essenciais uma vez que irão permitir reduzir as perdas de carga resultantes da retirada dos macacos e ainda o aumento da rigidez efetiva da escora (PERDIGÃO, 1999).

A aplicação do pré-esforço irá ainda permitir um controlo das deformações provocadas pelas variações de temperatura, o que é verificado principalmente em escoramentos metálicos com dimensões consideráveis (CUNHA, 2014).

3.2.1. Vantagens/Desvantagens da utilização

Em comparação com as ancoragens, este sistema de suporte de estruturas de contenção em algumas situações pode ser vantajoso, como é o caso de quando existem infraestruturas enterradas na proximidade da escavação, que por isso não permitirão recurso a ancoragens por estas provocarem perturbações no terreno. Outra situação é por exemplo quando não é possível efetuar ancoragens devido à camada competente para executar o bolbo de selagem se encontrar a grande profundidade. É ainda importante referir que este tipo de sistema de suporte também se torna muito útil na realização de escavações estreitas e extensas como em túneis pouco profundos, em que é possível apoiar as escoras entre duas paredes longitudinais. Estas podem ser integradas em vigas ou lajes da estrutura definitiva, o que se torna também uma vantagem (MATEUS, 2010).

Apesar da eficiência verificada deste sistema, do custo reduzido em termos de material e de mão-de-obra, os curtos tempos de execução, este também apresenta limitações, tais como o facto da sua utilização se verificar maioritariamente nos cantos ou em situações que as paredes que se pretende suportar se encontrarem relativamente próximas. Desta forma, há uma limitação da utilização deste sistema quando se verificam escavações com dimensões consideráveis, uma vez que devido ao grande vão deixa de ser verificada a segurança em relação à encurvadura e à flexão, tendo que se usar um sistema complicado de travamento nas escoras, o que vai trazer custos acrescidos, ao mesmo tempo que dificulta o processo construtivo. Assim, como processo

alternativo tem surgido a solução de apoiar as paredes a suportar em escoras inclinadas apoiadas na base da escavação (CUNHA, 2014).

De forma resumida, o recurso a escoramentos apresenta vantagens e desvantagens, representada na tabela a seguir, que devem ser tidas em conta na sua utilização.

Tabela 5- Vantagens/Desvantagens da utilização de Escoras [40].

Vantagens	Desvantagens
Não necessita de equipamento e mão-de-obra especializada	Ocupa espaço no interior do recinto de escavação
Não é necessário ocupar terrenos vizinhos	Se for necessário recorrer ao pré-esforço
Procedimento de montagem simples e rápido	
Baixo custo associado	
Reutilizável	

3.3. Bandas de Laje

As bandas de laje são estruturas de betão armado geralmente apoiadas em microestacas ou perfis metálicos colocados previamente à escavação, cujo funcionamento mecânico se assemelha a vigas de forte rigidez no plano perpendicular à parede de contenção, devido à elevada dimensão nesta direção (TEIXEIRA, 2014).

Executando este tipo de apoio ao longo do perímetro de escavação, cria-se um quadro fechado bastante rígido com um espaço central livre para o avanço da escavação que irá minimizar os movimentos da parede de contenção. O seu faseamento construtivo é análogo ao da técnica conhecida por top-down (Figura a seguir), procedendo-se também nesta técnica à integração das soluções estruturais dos pisos enterrados na estrutura final (PINTO ET AL, 2008).



Figura 36- Contenção em top-down, através de bandas de laje [41].

Se por imposição do projeto de arquitetura não for possível construir uma banda de laje em todos os alçados de contenção, estas podem ser substituídas por vigas treliçadas metálicas que garantem a continuidade do sistema e transmissão das reações laterais, de modo a que todos os elementos de travamento funcionem em conjunto, como um quadro fechado de travamento rígido e simultâneo de todos os alçados (PINTO, ET AL., 2008). Esta situação acontece em locais onde se pretenda construir escadas ou rampas de acesso a pisos inferiores. Para estas situações também é possível fazer a banda de laje com a inclinação da rampa definida em projeto, figura a seguir.



Figura 37- Exemplo de uso de bandas de laje, (Pinto, et al., 2008) [42].

Esta técnica é uma alternativa às ancoragens, quando é impossível utilizar terrenos vizinhos e se o nível freático se encontrar nas proximidades da superfície, como não é necessário perfurar a estrutura de contenção, esta torna-se mais impermeável. Esta solução pode ser utilizada em substituição dos escoramentos, quando a geometria da área de implantação não é a adequada para o uso destes.

3.3.1. Vantagens/Desvantagens da utilização

O recurso ao travamento de contenções periféricas através de troços de laje, apresenta-se como uma solução vantajosa e de maior previsibilidade de comportamento em cenários onde, por razões de natureza técnica e/ou administrativa, a realização de travamento generalizado das paredes com recurso a ancoragens, pode apresentar dificuldades ou até mesmo não ser exequível (PINTO, PITA, TEIXEIRA, & ROSA, 2010).

Existem algumas desvantagens, como por exemplo, o facto da escavação abaixo dos elementos de contenção decorrer num espaço menor, o que pode atrasar os trabalhos (figura a seguir). Para um correto funcionamento das bandas de laje são também necessários elementos de travamento vertical como microestacas ou perfis metálicos, realizados à superfície e antes da escavação. Estes elementos podem vir a incorporar elementos verticais definitivos, permitindo uma poupança de meios e tempo. Este método implica uma boa coordenação entre as especialidades de arquitetura e estabilidade (PINTO, ET AL., 2008).

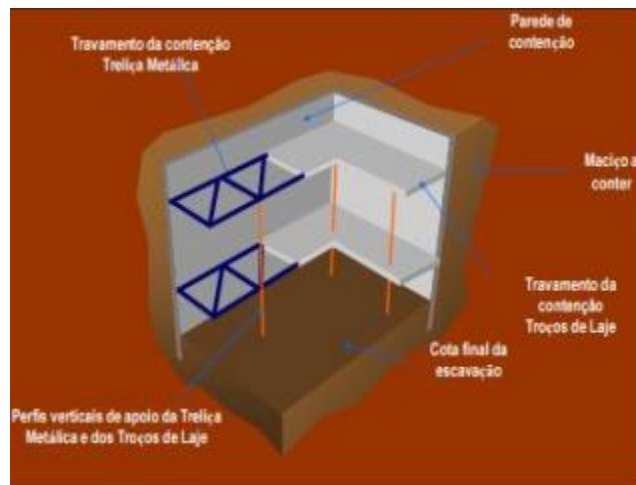


Figura 38- Esquema Constitutivo do suporte com bandas de laje [43].

De forma resumida, a tabela a seguir apresenta algumas das vantagens e desvantagens da utilização desta técnica.

Tabela 6- Vantagens/Desvantagens da utilização de Bandas de Laje. [44].

Vantagens	Desvantagens
Não utilização do subsolo e, conseqüentemente, menor impacto nas estruturas vizinhas	Escavação mais condicionada, em particular sob os elementos estruturais adotados como sistema de travamento
Não determina a furação da parede de contenção, em particular a tardoza da mesma existem solos permeáveis e saturados	Necessidade de adotar elementos verticais de apoio provisório dos elementos estruturais adotados como sistema de travamento
Maximização da incorporação de elementos da estrutura definitiva na fase provisória da obra	Maior exigência de compatibilização com soluções arquitetônicas e estruturais
Maior rigidez	

CAPÍTULO IV – ESTUDO DE CASO

1. Enquadramento

Neste capítulo apresenta-se a modelação numérica efetuada para o caso em estudo referente a um projecto executivo de um edifício habitacional projectado pela SIGMA, Lda..

O projecto será executado no bairro da costa do sol, com coordenadas $25^{\circ}56'41.80''S$; $32^{\circ}36'50.58''L$. O edifício será limitado pela rua do rio Raraga, pequenas ruas e por habitações como ilustra afigura a seguir.



Figura 39- Localização da obra (Google Earth)

Utilizou-se o programa de cálculo automático Plaxis 2D, que recorre ao método de elementos finitos, com o objetivo de determinar o estado de deformação e tensão dos solos, simulando o comportamento plástico não linear dos solos assim como o faseamento construtivo. Para isso terá que se ter em atenção alguns aspetos essenciais para uma boa caracterização da zona em estudo, tais como a definição da geometria quer da estrutura quer do cenário geológico, assim como a definição dos parâmetros geotécnicos.

A secção a modelar é o corte 2-2, uma vez que se trata de um corte que contém quer ancoragens, assim como microestacas.

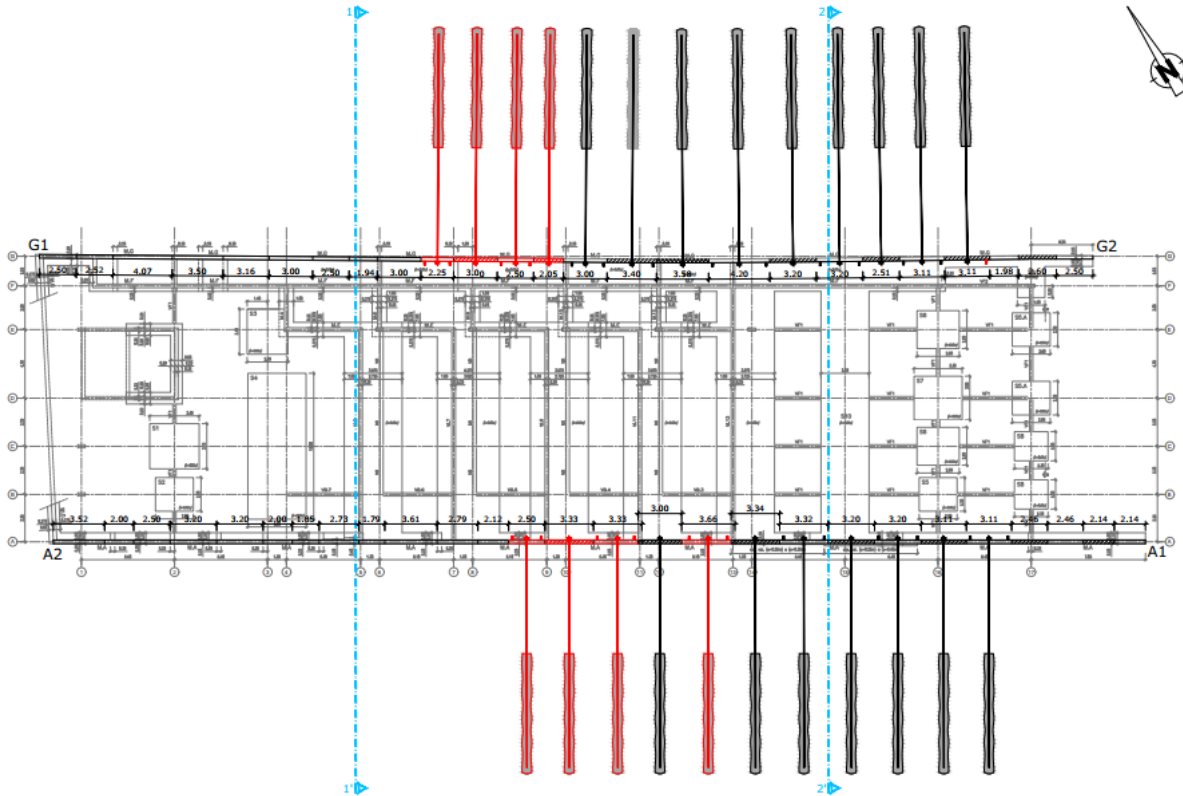


Figura 40- Planta com indicação da seção a modelar assim como o corte D-D.

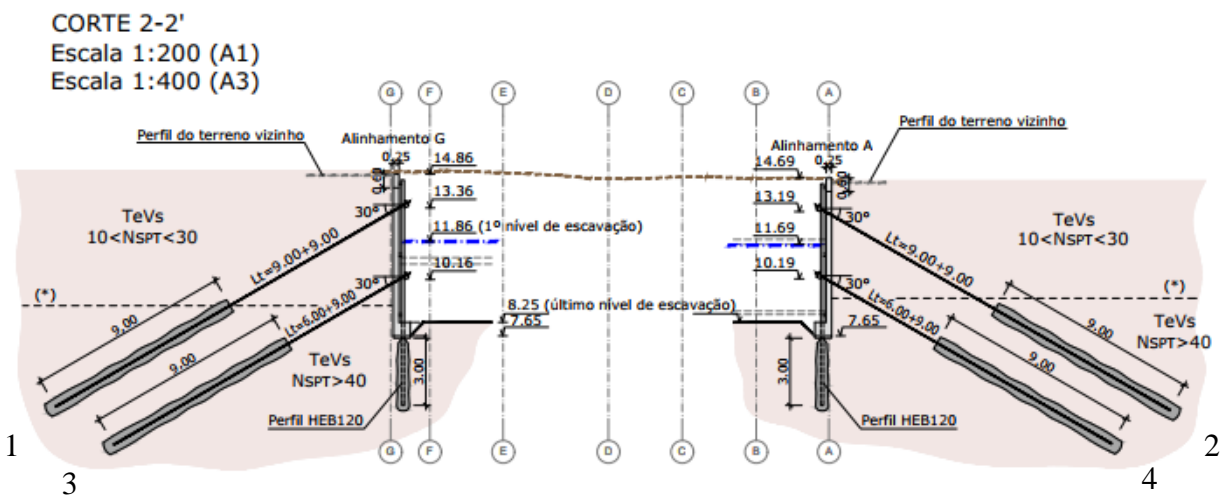


Figura 41- Corte 2-2.

A estrutura de suporte analisada é materializada por uma parede de contenção tipo Berlin Definitiva, com profundidade de 6.4m, travada horizontalmente com 2 níveis de ancoragens e

suportada por microestacas que irão recalcar as paredes existentes e suportar o peso próprio da parede de contenção durante a sua construção.

2. Definição da Geometria

De modo a construir um modelo o mais aproximado possível às condições reais adotou-se um modelo com a geometria de 80 x 30 metros de modo a que as fronteiras se encontrassem a uma distância razoável da contenção. Foram adotados elementos finitos triangulares de 15 nós uma vez que conduz a resultados mais refinados.

Utilizou-se o comando *Geometry line* para representar as três camadas de solo distintas e também as linhas auxiliares que simulam as diferentes fases de escavação.

Em relação à sobrecarga admitiu-se o valor de 10 kN/m² a tardoz das paredes de contenção utilizando para isso o comando *Distributed load – load system*, a este valor, deve-se sobretudo à circulação automóveis, arruamentos, assim como aos edifícios vizinhos. Relativamente às cargas provenientes da fachada, estas não serão contabilizadas uma vez que se considera o seu encaminhamento direto para o subsolo através das microestacas.

Em relação às ancoragens, utiliza-se o comando *node-to-node anchor* para o seu comprimento livre, e o comando *Embed beam* para o seu bolbo de selagem. Os ângulos das ancoragens e os valores para o comprimento livre e para o comprimento de selagem são os seguintes:

Tabela 7- Propriedades das ancoragens.

Ancoragem	Tensão (KN)	Comprimento livre (m)	Comprimento de selagem (m)	Inclinação (°)
1	600	9	9	30
2	600	9	9	30
3	600	6	9	30
4	600	6	9	30

A figura a seguir, apresenta a geometria do modelo de cálculo utilizado, que incorpora todos os elementos já mencionados.

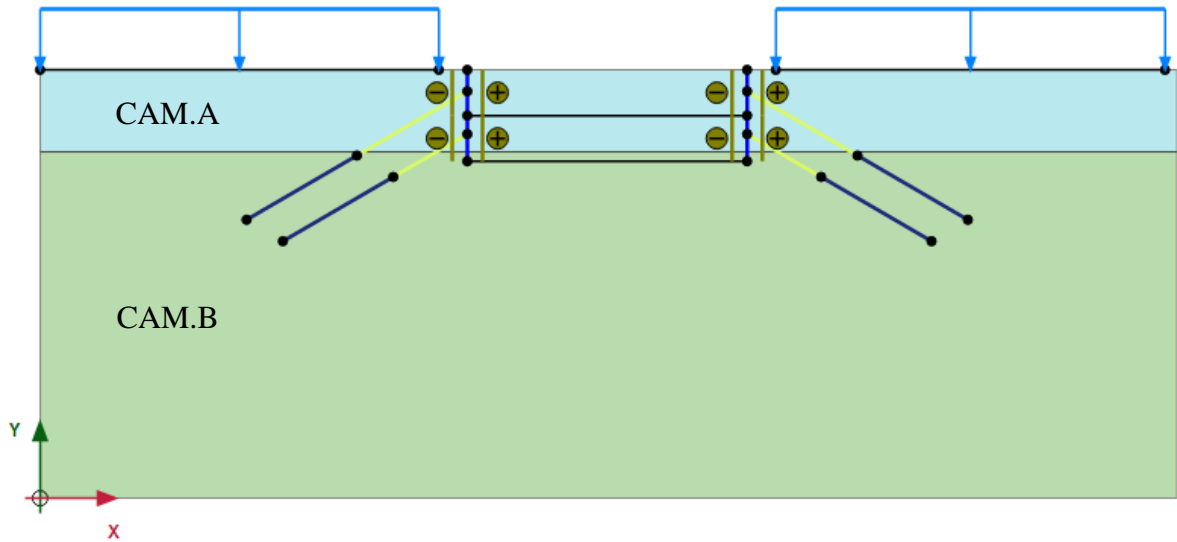


Figura 42- Geometria da modelação numérica no Plaxis 2D.

3. Caracterização do solo

As camadas A e B são constituídas por argilas, com SPT's médios de 20 e 40 pancadas respectivamente.

Para a caracterização do solo, foi adotado o modelo do solo Mohr-Coulomb com os parâmetros mostrados na tabela 10. A obtenção da coesão não drenada e do módulo de elasticidade baseou se nas tabelas 8 e 9.

Tabela 8- Correlações de NSPT e C_u (Look, 2007)

Consistência	$N_{SPT,60}$	S_u (kPa)
Muito Mole	<2	0-12
Mole	2-5	12-25
Média	5-10	25-50
Rija	10-20	50-100
Muito Rija	20-40	100-200
Dura	>40	>200

Tabela 9- Correlações entre E(KPa) e NSPT para diversos tipos de solos (Bowles, 2001).

Tipo de Solo	SPT
Areia normalmente consolidada	$E = 500 \cdot (N_{SPT} + 15)$
	$E = 7000 \cdot \sqrt{N_{SPT}}$
	$E = 6000 \cdot N_{SPT}$
	$E = (15000 \text{ a } 22000) \cdot \ln N_{SPT}$
Areia Saturada	$E = 250 \cdot (N_{SPT} + 15)$
Areia sobreconsolidada	$E = 40000 + 1050 \cdot N_{SPT}$
	$E = 1200 \cdot (N_{SPT} + 6)$
Cascalho arenoso	$E = 600 \cdot (N_{SPT} + 6) \quad N_{SPT} \leq 15$
	$E = 600 \cdot (N_{SPT} + 6) + 2000 \quad N_{SPT} > 15$
Areia Argilosa	$E = 320 \cdot (N_{SPT} + 15)$
Areia siltosa	$E = 300 \cdot (N_{SPT} + 6)$

A tabela a seguir indica os parâmetros do solo para o modelo constitutivo:

Tabela 10- parâmetros do solo

Parâmetro	CAM. A	CAM. B	Símbolo	Unidade
Modelo constitutivo	M-C	M-C	Modelo	-
Tipo de drenagem	Não drenado B	Não drenado B	Tipo	-
Peso específico	19	21	γ	KN/m^3
Modulo de Young	11.20	17.60	E'	MN/m^2
Coefficiente de Poisson	0.2	0.2	ν'	-
Coesão não drenada	100	200	c_u'	KN/m^2
Ângulo de atrito interno	0	0	ϕ'	°

4. Caracterização dos materiais estruturais

A partir do comando *Plate* foram definidas as características para a parede de Betão armado. Esta parede para o caso em estudo apresenta 0,25 m de espessura, e um módulo de elasticidade de 32 GPa, sendo o Betão da classe 30/37.

Tabela 11- Parâmetros da estrutura de contenção.

PARAMETROS	NOME	VALOR	UNIDADE
Tipo de material	Tipo	Elastico, Isotropico	-
Rigidez axial	EA	7655500	KN/m
Rigidez de flexão	EI	39872.39583	$KN/m^2/m$
Peso	w	6	KN/m/m
Coefficiente de Poisson	ν	0.15	-

Para a microestaca considerou-se conservativamente que apenas o aço trabalhava, utilizando-se por isso o valor de módulo de elasticidade de 210GPa, e sabendo as dimensões desta (TM80 101,6x9//3.20) foi possível conhecer os valores de rigidez axial e de flexão. Estes valores encontram-se definidos na figura seguir.

Tabela 12- Parâmetros da estrutura das microestacas.

PARAMETROS	NOME	VALOR	UNIDADE
Tipo de material	Tipo	Elastico, Isotropico	-
Rigidez axial	EA	171806	KN/m
Rigidez de flexão	EI	170	$KN/m^2/m$
Peso	w	1.76	KN/m/m
Coefficiente de Poisson	ν	0.2	-

O valor do módulo de elasticidade para o comprimento livre foi de 195 GPa, fornecido no projeto, e a sua secção de 6 cm^2 para um pré-esforço de 600 kN, sendo que o espaçamento entre estas é de 3,2 m. A tabela a seguir mostra as propriedades do comprimento livre.

Tabela 13- Propriedades do comprimento livre.

PARAMETROS	NOME	VALOR	UNIDADE
Tipo de material	Tipo	Elástico	-
Rigidez axial	EA	91764.70588	KN/m
Espaçamento	L_s	3.2	m

Para o bolbo de selagem considerou-se a utilização de um betão mais fraco com módulo de elasticidade de 25 GPA, e um diâmetro de 152mm, perfazendo uma secção com área de 18145,84 mm^2 .

Tabela 14- Parâmetros do bolbo de selagem.

PARAMETROS	NOME	VALOR	UNIDADE
Espaçamento	L_s	3.2	m
Atrito axial	EA	453646	KN/m

5. Geração da malha de elementos finitos

Para finalizar a modelação procedeu-se à geração da malha de elementos finitos recorrendo-se ao comando *Mesh*, em que se optou por usar uma malha *Medium*.

De seguida gerou-se as pressões iniciais do terreno recorrendo ao comando *Initial Conditions*. Nesta fase poder-se-ia introduzir o nível freático, o que não se aplica ao caso em estudo uma vez que este encontra-se abaixo da cota final de escavação. Desta forma é apenas necessário recorrer ao comando *Generate Initial stresses* de forma a obter a distribuição das pressões efetivas, horizontais e verticais para o modelo em causa.

6. Faseamento Construtivo e Cálculos

Nesta fase é possível proceder-se ao cálculo do modelo de forma faseada, o que permite uma simulação próxima da realidade da execução dos Muros Berlim definitivo. O programa define por defeito a *Initial phase*, sendo a partir desta fase que começa o *faseamento* construtivo.

O procedimento construtivo que foi adotado ao longo da modelação consiste em executar as microestacas até ao fundo da escavação, e à medida que se ia procedendo à escavação, ia-se ativando o material *Plate* para betão armado, simulando assim a escavação e uma solução próxima da realidade.

Devido ao facto do procedimento construtivo utilizado nas paredes tipo Berlim ser feito de forma alternada, isto é, executando-se os painéis primários e secundários em diferentes fases, com o objetivo de evitar a descompressão do solo, é necessário ter em conta este facto na modelação do programa, mais precisamente nas fases de escavação. Desta forma, é adotado um valor de $\sum M_{stage}$ de 0,7 em vez de 1 nas fases em que se procede à escavação, conseguindo-se assim simular melhor o fenómeno da transferência de pressão no solo.

De seguida apresentam-se todas as fases realizadas:

- **Fase 1**- Ativação da sobrecarga, ativação do material *Plate* para as microestacas;
- **Fase 2** – Escavação da zona correspondente à viga de coroamento;
- **Fase 3** – Execução da viga de coroamento, em que se substitui o material microestaca por parede de Betão armado;
- **Fase 4** - Escavação do 1º nível de painéis de 2,4 m;
- **Fase 5** – Ativação do primeiro troço de parede de Betão armado, em que é substituído o material microestaca por parede de Betão armado e activação do primeiro nível de ancoragem, com um pré-esforço de 600 kN;
- **Fase 6** – Escavação do 2º nível de painéis de 3.60 m de altura;
- **Fase 7**- Ativação do 2º nível de painéis e ativação da ancoragem de 600 kN;
- **Fase 14** – Escavação ao nível da sapata, de 0,60 m de altura;
- **Fase 15** – Ativação da sapata assim como do material do tipo *Anchors* que corresponde ao prolongamento desta

7. Resultados obtidos

Podem ser consultados os resultados na interface *Output* de modo a analisar o comportamento da estrutura de contenção, em que é possível obter os deslocamentos da estrutura, a sua deformada, as tensões instaladas assim como é possível fazer uma análise de cada elemento.

7.1.Deslocamentos

É possível observar no subprograma *Output* a configuração da deformada da malha de elementos finitos no final da escavação, tal como pode ser observado nas figuras a seguir. O deslocamento total máximo na fase 9 é de 5.50 cm no fundo da escavação.

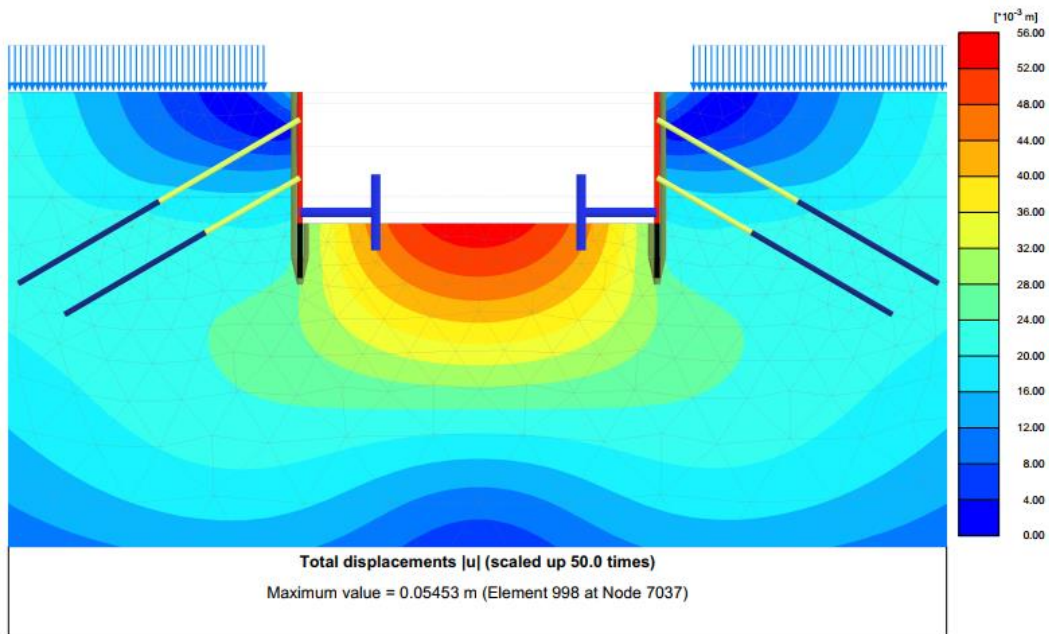


Figura 43- Deformada da parede de contenção no final de escavação

O deslocamento máximo horizontal na fase 9 da escavação é de 2.60 cm abaixo das paredes de contenção, na fase 9 como ilustra a figura a seguir.

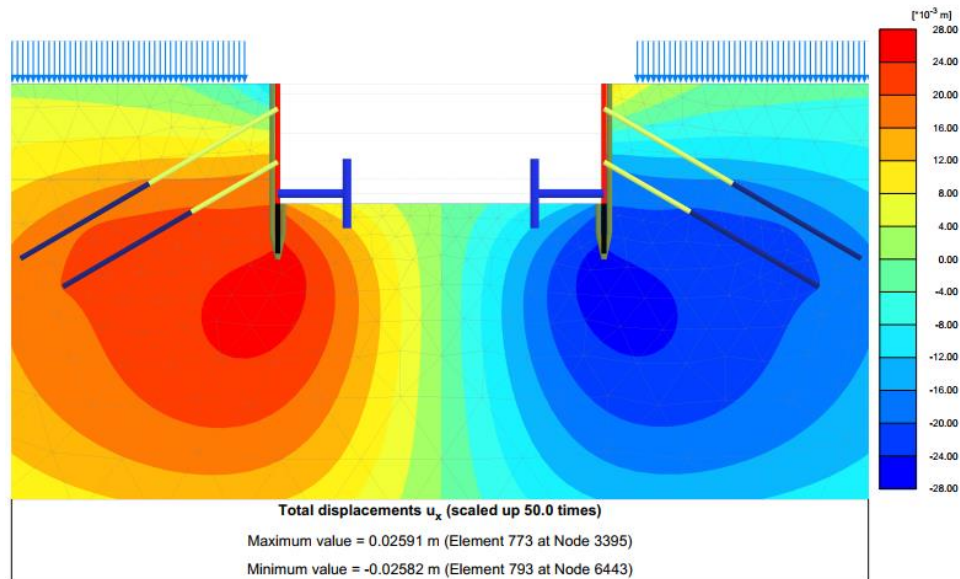


Figura 44-Deslocamentos horizontais no final da escavação

O deslocamento máximo vertical da escavação na fase 9 é de 5.45 cm, no final da escavação como ilustra a figura a seguir. Trata-se de um empolamento e é devido ao facto do terreno no final da escavação sofrer um alívio de tensões com a retirada do terreno. Isto é, por outras palavras, como durante a escavação estamos a retirar carga aos solos escavados, estes recuperam deformações elásticas, o que faz com que se descomprimam.

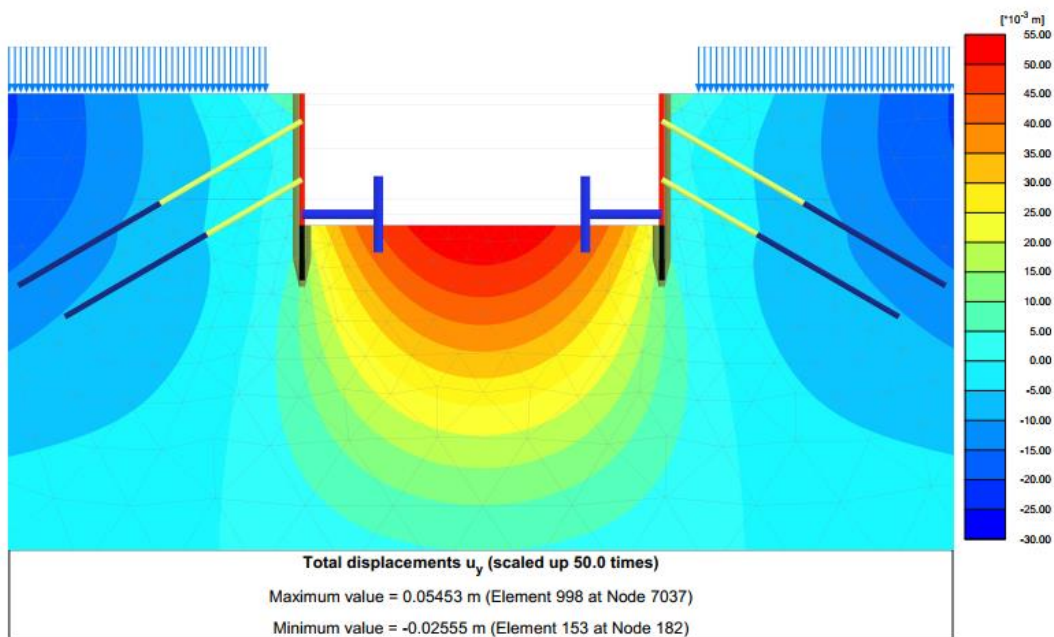


Figura 45- Deslocamentos verticais no final da escavação

A figura a seguir, ilustra o gráfico dos deslocamentos verticais do nível não escavado para as diferentes fases construtivas. O deslocamento máximo é de 2.50 cm correspondente a fase 9 da escavação.

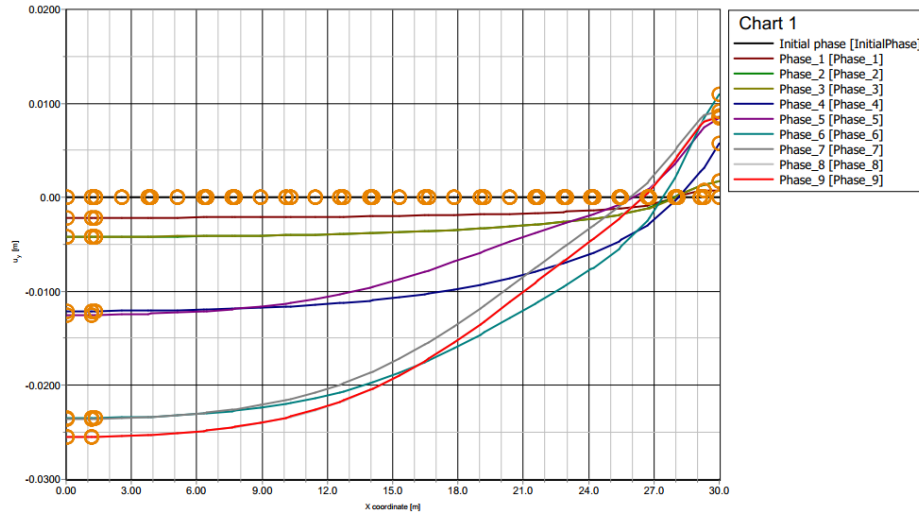


Figura 46- Evolução dos deslocamentos verticais do nível não escavado em comprimento ao longo das diferentes fases construtivas

Procedeu-se da mesma forma à análise dos deslocamentos na parede de contenção no final da escavação, nas figuras a seguir, encontram-se representados os deslocamentos obtidos assim como os respetivos diagramas.

A figura a seguir, ilustra o deslocamento total da parede de contenção na fase 9. O deslocamento total máximo registado na parede de Betão é de 2.03 cm.

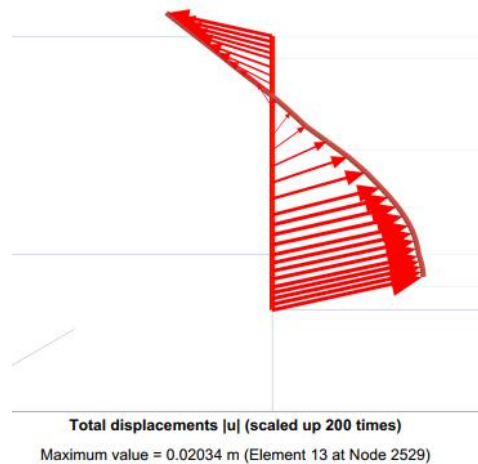


Figura 47- Deslocamentos totais registados na parede de contenção no final da escavação

De acordo com a figura a seguir, o deslocamento horizontal máximo registado na parede de Betão na fase 9 da escavação é de 1.99 cm.

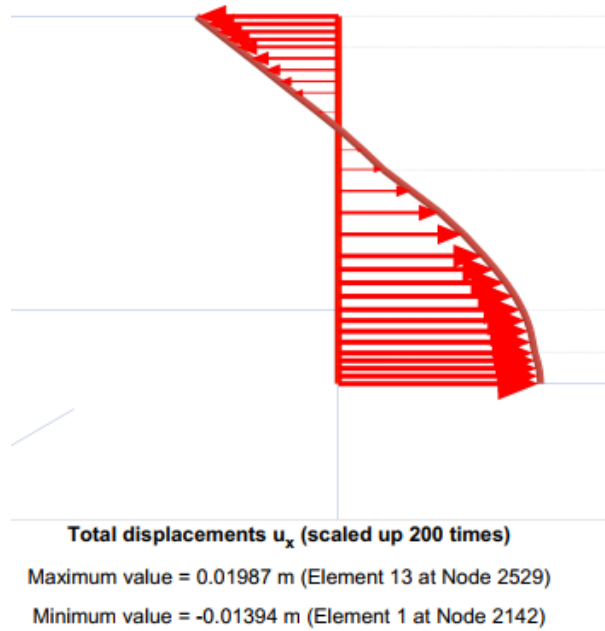


Figura 48- Deslocamentos horizontais registados na parede de contenção no final da escavação

Quanto ao deslocamento vertical máximo este foi de 4.34 mm e verificou-se no fundo da estrutura de contenção.

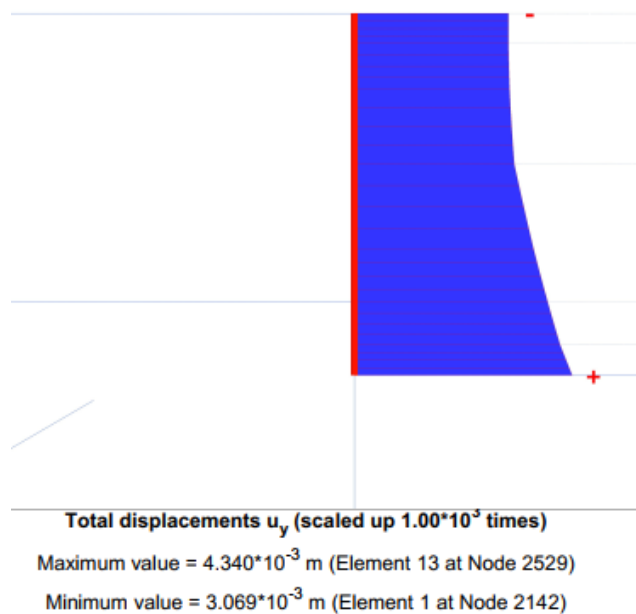


Figura 49- Deslocamentos verticais registados na parede de contenção no final da escavação

Para além das análises efetuadas anteriormente torna-se também indispensável perceber o comportamento da estrutura de contenção periférica ao longo de todo o seu processo construtivo. Desta forma, foram considerados apenas os deslocamentos horizontais nesta análise por estes serem os mais condicionantes (figura a seguir).

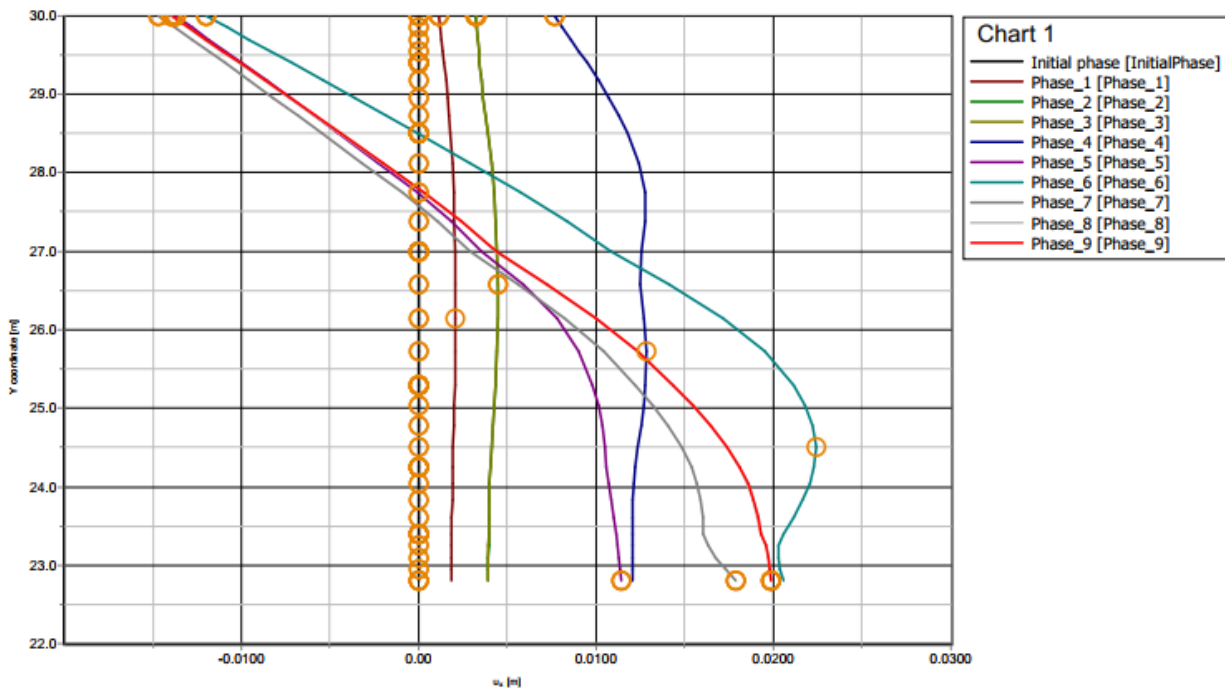


Figura 50- Evolução do deslocamento horizontal da parede de contenção em profundidade ao longo das diferentes fases construtivas

7.2.Esforços

Para fazer uma análise detalhada dos esforços instalados na parede de contenção para a fase final da escavação recorreu-se ao esquema representado na figura a seguir em que é possível perceber a distribuição destes em profundidade.

Quanto ao esforço axial máximo este foi de 17.84 KN/m e verificou-se no fundo da estrutura de contenção como ilustra a figura a seguir.

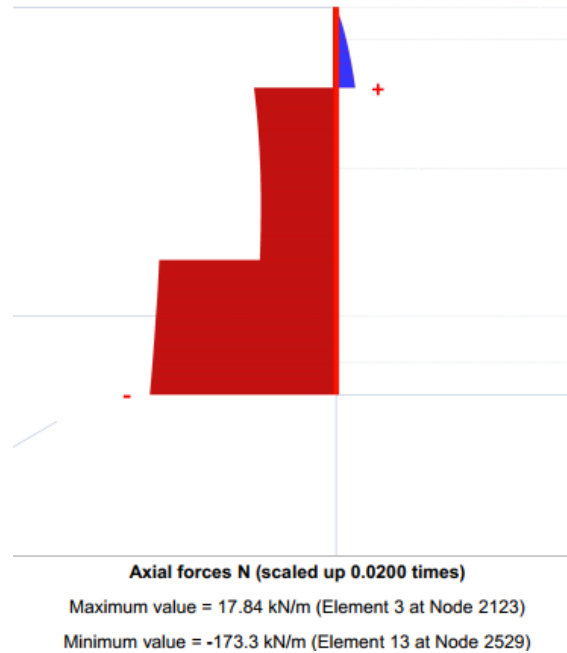


Figura 51- Evolução do Esforço axial em profundidade na fase final da escavação.

Também para a fase final da escavação foi feita uma análise dos momentos flectores instalados na parede de contenção. O momento fletor máximo é de 102.50 kNm/m no segundo nível de ancoragens tal como se pode ver na figura seguinte.

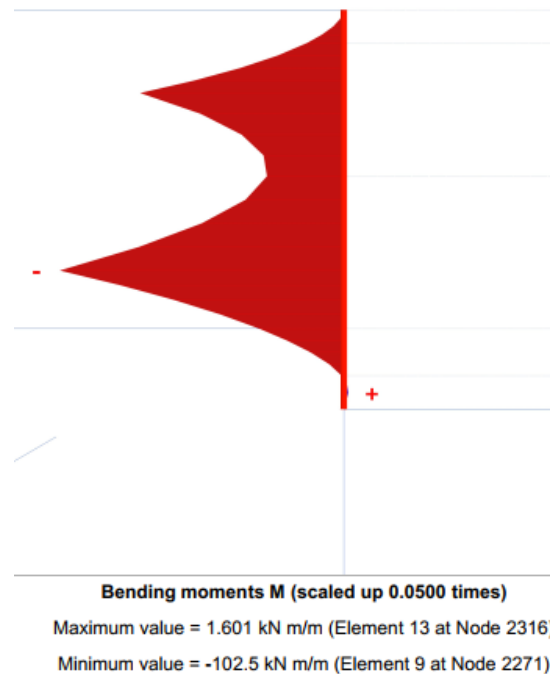


Figura 52- Momentos flectores instalados na parede de contenção.

Para além das análises efetuadas anteriormente torna-se também indispensável perceber o comportamento da estrutura de contenção periférica ao longo de todo o seu processo construtivo. Desta forma, foram considerados os momentos nesta análise (figura a seguir).

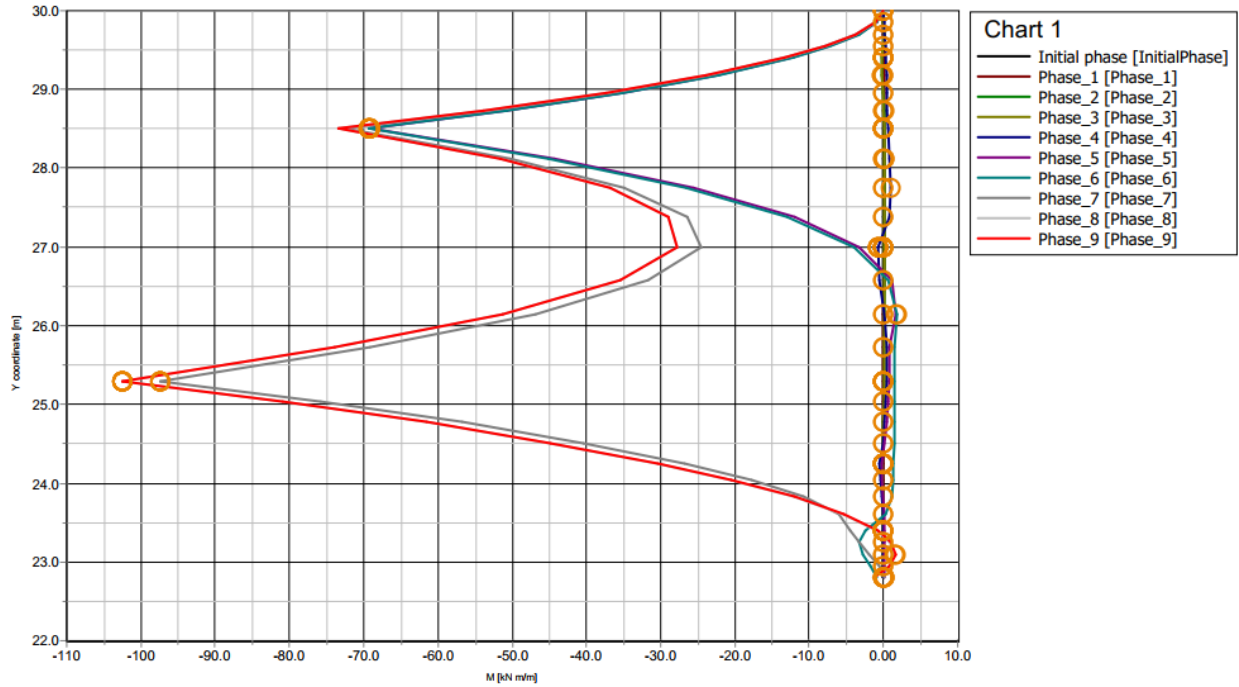


Figura 53-- Gráfico da evolução dos momentos da parede de contenção em profundidade ao longo das diferentes fases construtivas

CAPÍTULO V – ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Com base na figura 46 o assentamento máximo nas estruturas vizinhas é de 2.50 cm.

Através da análise do gráfico representado na figura 50 é possível concluir que:

- Na fase 6 verifica-se o deslocamento horizontal máximo da estrutura de aproximadamente 2.20 cm para o interior da obra, este deslocamento é devido à descompressão do solo ao ser escavado 3.6 m para posteriormente ser executada a parede de contenção e ancoragem na fase 7;
- Quando são executadas as ancoragens do 1º nível é aplicado um pré-esforço de 600 KN (fase 5 da escavação), verifica-se um deslocamento do topa da estrutura de contenção para o interior do terreno de aproximadamente 1.20 cm. É notória na passagem destas fases a capacidade que as ancoragens possuem de alterarem o estado de tensão induzido ao terreno, sendo que se verifica um aumento da tensão horizontal na parede de contenção;
- É ainda visível que existe uma maior recuperação de deslocamentos entre as fases da 1ª escavação e da execução da 1ª ancoragem do que na 2ª fase de escavação e execução de ancoragem, o que mostra como a ação do pré-esforço vai sendo diminuída à medida que a escavação aumenta. Este facto é justificado pelo aumento de rigidez em profundidade, que faz com que o solo consiga absorver mais esforços na fase de aplicação do pré-esforço e se descomprima menos nas fases de escavação.
- Á medida que se procede ao avanço da escavação a parede de contenção tende a rodar em torno da primeira ancoragem, que tem como consequências a diminuição da tensão horizontal do solo contido pela escavação e aumento das deformações. Estas deformações irão provocar deslocamentos laterais no nível de escavação seguinte, que posteriormente serão aliviados pela aplicação do pré-esforço à ancoragem do nível seguinte.
- Á medida que a escavação aumenta em profundidade são verificados movimentos de rotação e translação em torno da parede de contenção. Estes movimentos devem-se sobretudo às condições de apoio no final da parede, à altura de parede enterrada, a distribuição das pressões de contacto na interface solo-parede, a inclinação das ancoragens, a espessura e rigidez à flexão da parede, valores de sobrecarga, as propriedades do solo, o processo construtivo adotado, entre outros fatores.

Apartir do gráfico representado na figura 51 é possível concluir que:

- Quando é instalado o pré-esforço nas ancoragens ocorre um aumento do esforço axial, visível no diagrama representado. Trata-se de um comportamento esperado neste tipo de estruturas multi-ancoradas, uma vez que é de valor considerável a componente da carga das ancoragens aplicada paralelamente à parede de contenção.
- O valor máximo de esforço normal dá-se na base da escavação, com o valor de 173.3 kN/m sendo um valor negativo, de compressão.
- À medida que se desce em profundidade para a zona da microestaca é visível um decréscimo no diagrama de esforço axial uma vez que são geradas nesta zona forças de atrito que irão contrariar o esforço normal.

Com base na figura 53 é possível concluir que:

- O momento fletor máximo verifica-se na fase 9 no segundo nível de ancoragem, de valor de 103 KNm/m;
- Os momentos junto à base da escavação são muito inferiores uma vez que a sapata, como mais rígida que o solo, irá concentrar maiores esforços nessa zona.

CAPÍTULO VI – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

1. CONCLUSÕES

Este trabalho de conclusão de curso apresenta a comparação entre os diferentes métodos de contenção periférica e elementos auxiliares as contenções, apresentando um resumo teórico coeso, indicando o campo de aplicação, os equipamentos, as características, metodologias de construção, vantagens e desvantagens.

Recorrendo ao programa de elementos finitos PLAXIS 2D, procedeu-se à realização de modelação numérica do caso de estudo, concluindo-se que a modelação de escavações e contenções periféricas é importante para garantir a segurança das estruturas de contenção e das infraestruturas da vizinhança.

Parâmetros como deformação vertical da vizinhança, deformações horizontais e verticais da parede de contenção, momentos fletores na parede de contenção foram alvos de análise, a fim de avaliar a sua adequabilidade da contenção periférica, tendo se verificado que a altura de parede enterrada, a distribuição das pressões de contacto na interface solo-parede, a inclinação das ancoragens, a espessura e rigidez à flexão da parede, valores de sobrecarga, as propriedades do solo, o processo construtivo adotado tem grande influência sobre os parâmetros de deformação do solo, da estrutura e momentos fletores sobre o muro de contenção.

2. RECOMENDAÇÕES

Recomenda-se:

- Ensaios laboratoriais efetuados ao solo em estudo, com o intuito de se poderem confirmar os valores dos parâmetros utilizados na modelação obtidos por correlação;
- Considera-se importante a modelação da solução recorrendo a um programa de cálculo de elementos finitos em 3D, de forma a poder considerar todos os fenómenos tridimensionais presentes e não ser necessário recorrer a aproximações destes a elementos 2D. Assim, poderia ser simulado uma melhor aproximação do comportamento da solução adoptada;
- Sendo a Instrumentação e Monitorização essencial neste tipo de caso de estudo, uma vez que irá permitir a previsão do comportamento das fachadas a manter, assim como das estruturas de contenção e edifícios vizinhos, não deixa de ser importante um maior investimento num plano mais rigoroso. Poderia ser incluído neste caso instrumentos tais como inclinómetros, que ao permitirem medir deslocamentos horizontais iriam permitir o controlo das estruturas de contenção;
- O estudo idêntico ao problema, mas com aplicação da laje de *jet grouting* como reforço da base da escavação;
- Comparar as soluções de contenção.

3. BIBLIOGRAFIA

1.1.REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Almeida e Sousa, J. (2014). "*Estruturas de suporte flexíveis*". Apontamentos de Obras de Escavação e Contenção.
2. Brito, J. d. (2002). *Paredes tipo Munique*. Cadeira de Tecnologia de Contenções e Fundações. IST.
3. Brito, J. (2011). *Paredes Tipo Munique*. Texto de apoio à cadeira de Tecnologia de Contenções e Fundações. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
4. Carvalho, M. d. (2009). *Ancoragens Pré-esforçadas em Obras Geotécnicas - Construção, ensaios e análise comportamental*. Teses e Programas de Investigação LNEC. LNEC.
5. COELHO, S. (1996) – *Tecnologias de Fundações*, Lisboa, Edições Escola Profissional Gustavo Eiffel (EPGE).
6. Cortez, R. (2010). *Paredes Moldadas*. Textos de Apoio à Disciplina Tecnologias da Construção de Edifícios. IST.
7. Costa, P. A. (2015). *Soluções de escavação e contenção periférica com preservação de fachadas centenárias*. Tese de Mestrado em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa.
8. Da Cunha, C. S. (2014). *Execução de Pisos Enterrados em Edifícios Existentes*. Dissertação de Mestrado. IST
9. Fernandes, M. (1983). "*Estruturas flexíveis para suporte de terras: novos métodos de dimensionamento*". Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
10. Guerra, N. (2008). Obtido em 3 de novembro de 2015, de "*Estruturas de contenção flexíveis: cortinas multi-escoradas*": <http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/capitulo5.pdf>
11. Guerra, N. (2014). Capítulo 5 - *Estruturas de contenção flexíveis: Cortinas multi-escoradas*. In *Apontamentos da disciplina Obras Geotécnicas*. Lisboa: IST.
12. Kempfert, H.-G., & Gebreselassie, B. (2006). *Excavations and Foundations in Soft Soils*. New York: Springer.
13. Mateus, R. (2010). "*Escavações Multi-Escoradas em Solos Moles Incorporando Laje de Fundo de Jet Grout e Pré-Esforço nas Escoras*". Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

14. Meireles, A. B., Martins, J.G. (2005). *Fundações e Contenção Lateral de Solos - Execução de Cortinas de Estacas*.
15. Oliveira, I. N. (2012). *Soluções de Escavação e Contenção Periférica em Meio Urbano*. Dissertação de Mestrado. Universidade de Lisboa: IST
16. Pinto, A., Pita, X. and Tomásio, R. (2008). "*Soluções de Travamento de Contenções Periféricas recorrendo a Elementos Estruturais*". Encontro Nacional de Betão Estrutural Guimarães.
17. Pinto, A. (2010). *Muros e estruturas de contenção*. In Apontamentos da Disciplina de Escavações e Obras Subterrâneas. Lisboa: IST.
18. PLAXIS *Material Models Manual* (2015). PLAXIS B. V, Netherlands.
19. Terzaghi, K. (1943). "*Theoretical Soil Mechanics*". John Wiley and Sons, Inc., New York.
20. Terzaghi, K., Peck, R. (1967). "*Soil Mechanics in Engineering Practice*". John Wiley and Sons, Inc., New York.
21. Teixeira, F. P. (2014). *Modelação Numérica de Paredes de Contenção Apoiadas em Bandas de Laje*. Dissertação de Mestrado. Porto: FEUP.
22. Almeida e Sousa, J. (2014). "*Estruturas de suporte flexíveis*". Apontamentos de Obras de Escavação e Contenção.
23. Brito, J. d. (2002). *Paredes tipo Munique*. Cadeira de Tecnologia de Contenções e Fundações. IST.
24. Brito, J. (2011). *Paredes Tipo Munique*. Texto de apoio à cadeira de Tecnologia de Contenções e Fundações. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
25. Carvalho, M. d. (2009). *Ancoragens Pré-esforçadas em Obras Geotécnicas - Construção, ensaios e análise comportamental*. Teses e Programas de Investigação LNEC. LNEC.
26. COELHO, S. (1996) – *Tecnologias de Fundações*, Lisboa, Edições Escola Profissional Gustavo Eiffel (EPGE).
27. Cortez, R. (2010). *Paredes Moldadas*. Textos de Apoio à Disciplina Tecnologias da Construção de Edifícios. IST.
28. Costa, P. A. (2015). *Soluções de escavação e contenção periférica com preservação de fachadas centenárias*. Tese de Mestrado em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa.

29. Da Cunha, C. S. (2014). *Execução de Pisos Enterrados em Edifícios Existentes*.
Dissertação de Mestrado. IST
30. Fernandes, M. (1983). "*Estruturas flexíveis para suporte de terras: novos métodos de dimensionamento*". Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
31. Guerra, N. (2008). Obtido em 3 de novembro de 2015, de "*Estruturas de contenção flexíveis: cortinas multi-escoradas*": <http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/capitulo5.pdf>
32. Guerra, N. (2014). Capítulo 5 - Estruturas de contenção flexíveis: Cortinas multi-escoradas. In *Apontamentos da disciplina Obras Geotécnicas*. Lisboa: IST.
33. Kempfert, H.-G., & Gebreselassie, B. (2006). *Excavations and Foundations in Soft Soils*. New York: Springer.
34. Mateus, R. (2010). "*Escavações Multi-Escoradas em Solos Moles Incorporando Laje de Fundo de Jet Grout e Pré-Esforço nas Escoras*". Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
35. Meireles, A. B., Martins, J.G. (2005). *Fundações e Contenção Lateral de Solos - Execução de Cortinas de Estacas*.
36. Oliveira, I. N. (2012). *Soluções de Escavação e Contenção Periférica em Meio Urbano*.
Dissertação de Mestrado. Universidade de Lisboa: IST
37. Pinto, A., Pita, X. and Tomásio, R. (2008). "*Soluções de Travamento de Contenções Periféricas recorrendo a Elementos Estruturais* ". Encontro Nacional de Betão Estrutural Guimarães.
38. Pinto, A. (2010). *Muros e estruturas de contenção*. In *Apontamentos da Disciplina de Escavações e Obras Subterrâneas*. Lisboa: IST.
39. PLAXIS *Material Models Manual* (2015). PLAXIS B. V, Netherlands.
40. Terzaghi, K. (1943). "*Theoretical Soil Mechanics*". John Wiley and Sons, Inc., New York.
41. Terzaghi, K., Peck, R. (1967). "*Soil Mechanics in Engineering Practice*". John Wiley and Sons, Inc., New York.
42. Teixeira, F. P. (2014). *Modelação Numérica de Paredes de Contenção Apoiadas em Bandas de Laje*. Dissertação de Mestrado. Porto: FEUP.

- [1] Guerra, 2008
- [2] Lopes, 2012
- [3] Kempfert; Gebreselassie, 2006
- [4] Brito, 2011.
- [5] <http://www.dicionariogeotecnico.com.br/album/fundacoes/escavada/images/image/DG%20-%202006%20%20Trado%20Continuo.jpg> Acessado no dia 02-05-2022
- [6] <http://www.kspilingco.com/> Acessado no dia 02-05-2022
- [7] Kempfert; Gebreselassie, 2006
- [8] Brito, 2001 - A
- [9] <http://kirk.estig.ipbeja.pt/> Acessado no dia 04-05-2022
- [10] Brito, 2001
- [11] BAGTC@, 2015
- [12] Cortez, Paredes Moldadas, 2010.
- [13] <http://www.civil.ist.utl.pt/~joaof/tcpb/12%20Paredes%20moldadas%20%202016%C2%AA%20aula%20te%C3%B3ricaJGF-1.pdf> Acessado no dia 07-05-2022
- [14] <http://en.wikipedia.org>
- [15] Bachy Soletanche
- [16] <http://www.sopecate.pt/> Acessado no dia 12-05-2022
- [17] <http://www2.ufp.pt/~jguerra/> Acessado no dia 18-05-202
- [18] <http://www2.ufp.pt/~jguerra/> Acessado no dia 02-05-2022
- [19] <http://www2.ufp.pt/~jguerra/> Acessado no dia 12-05-2022
- [20] <http://www2.ufp.pt/~jguerra/> Acessado no dia 12-05-2022

- [21] Bessa Meireles, (2006)
- [22] Bessa Meireles, (2006)
- [23] Bessa Meireles, (2006).
- [24] Bessa Meireles, (2006)
- [25] <http://www.projest-engenharia.com> Acessado no dia 18-05-2022
- [26] <http://www2.ufp.pt/~jguerra/> Acessado no dia 18-05-2022
- [27] <http://www2.ufp.pt/~jguerra/> Acessado no dia 18-05-2022
- [28] <http://www2.ufp.pt/~jguerra/> Acessado no dia 18-05-2022
- [29] <http://www.civil.ist.utl.pt/> Acessado no dia 20-05-2022
- [30] <http://www2.ufp.pt/~jguerra/>. Acessado no dia 20-05-2022
- [31] <http://www2.ufp.pt/~jguerra/>. Acessado no dia 20-05-2022
- [32] <http://www2.ufp.pt/~jguerra/>. Acessado no dia 20-05-2022
- [33] <http://www.civil.ist.utl.pt/>. Acessado no dia 22-05-2022
- [34] <http://www2.ufp.pt/~jguerra/>. Acessado no dia 23-05-2022
- [35] <http://www.pilingcontractors.com.au/>. Acessado no dia 23-05-2022
- [36] https://lh5.googleusercontent.com/_mYTyDHbfQCY/TGKL9bJdBUI/AAAAAAAAACQw/WKYmxQqkOno/01.JPG Acessado no dia 25-05-2022
- [37] Carvalho, 2009
- [38] Oliveira, 2012
- [39] <http://www.engenhariacivil.com/imagens/estacas-prancha-escoramento.jpg> Consultado no dia 19-09-2012 Acessado no dia 27-05-2022
- [40] Oliveira, 2012

[41] Costa et al, 2010

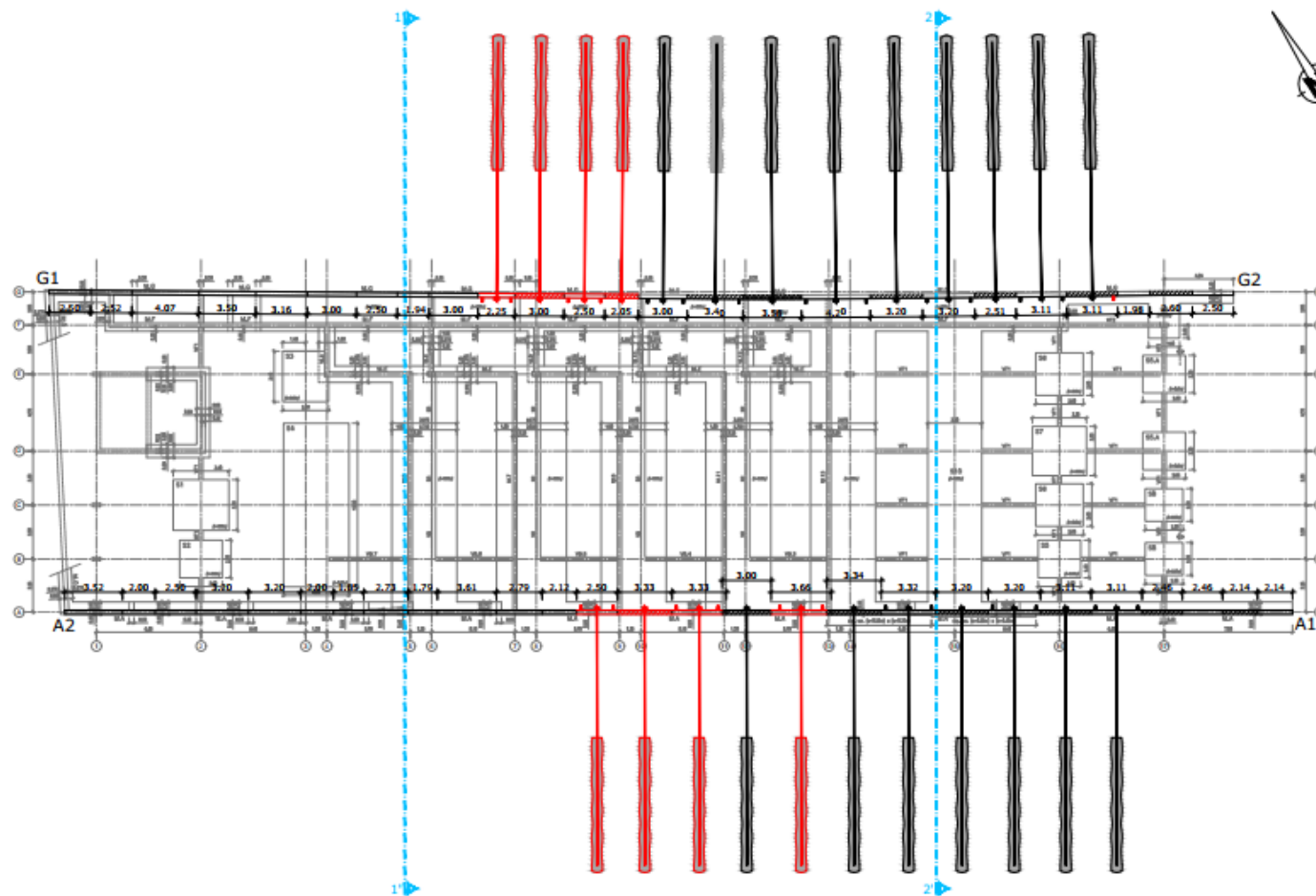
[42] https://www.google.com/imgres?imgurl=x-rawimage%3A%2F%2F%2F85283731c539ea9afc1d068fba8fc22aeb6a406ac2b9fb2ddd2d41f3741cc0ab&imgrefurl=http%3A%2F%2Fwww.hms.civil.uminho.pt%2Fevents%2Fbe2008%2F409.pdf&tbnid=muo5xTE3KIW7nM&vet=12ahUKEwjhrPH_dL3AhUWaRoKHWlcCg0QMygBegUIARC9AQ..i&docid=g_mTTSIb44vQJM&w=480&h=360&q=Banda%20de%20laje&hl=pt-PT&ved=2ahUKEwjhrPH_dL3AhUWaRoKHWlcCg0QMygBegUIARC9AQ Acessado no dia 25-05-2022

[43] https://www.google.com/imgres?imgurl=https%3A%2F%2Fdocplayer.com.br%2Fdocs-images%2F71%2F64052695%2Fimages%2F33-0.jpg&imgrefurl=https%3A%2F%2Fdocplayer.com.br%2F64052695-Solucao-de-contencao-periferica-em-meio-urbano-recorrendo-a-bandas-de-laje.html&tbnid=ezbrc9bGoiblpM&vet=12ahUKEwjhrPH_dL3AhUWaRoKHWlcCg0QMygAegUIARC7AQ.i&docid=kRiYhIygrCYoGM&w=378&h=253&q=Banda%20de%20laje&hl=pt-PT&ved=2ahUKEwjhrPH_dL3AhUWaRoKHWlcCg0QMygAegUIARC7AQ. Acessado no dia 13-05-2022

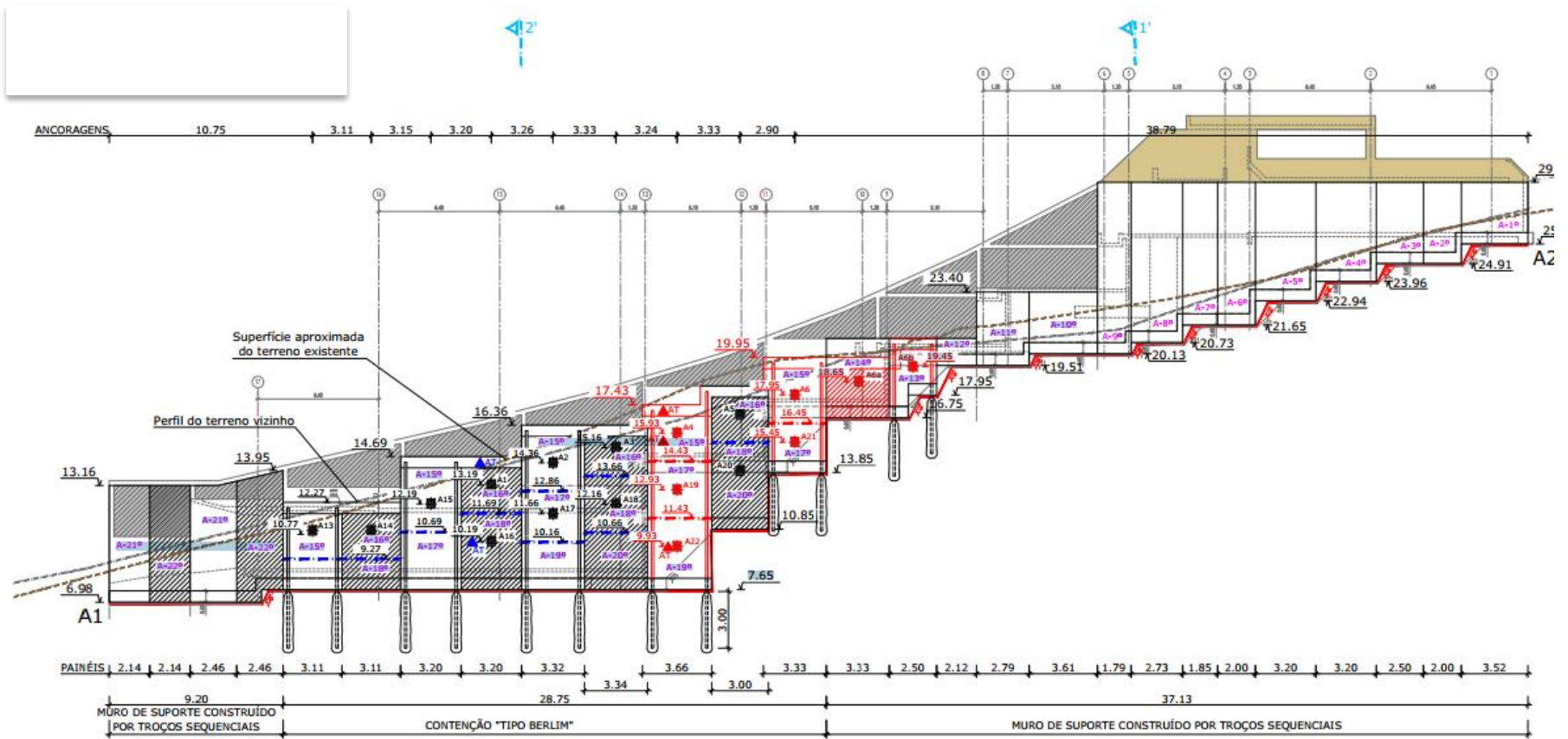
[44] Pinto, et al., 2008.

4. ANEXOS

ANEXO I: PLANTA DE LOCALIZAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

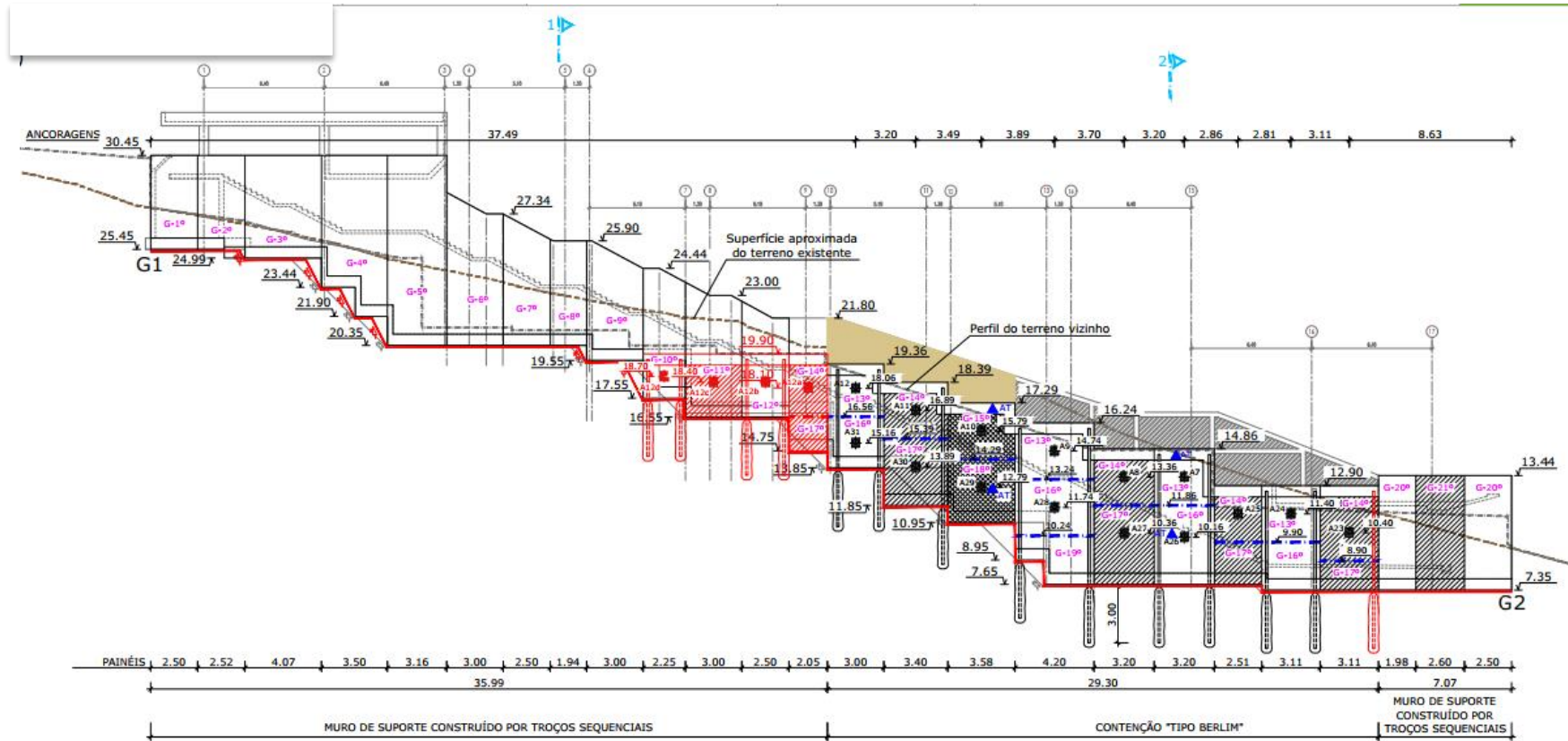


ANEXO II: ALÇADO - MURO DO ALINHAMENTO A (A1-A2)

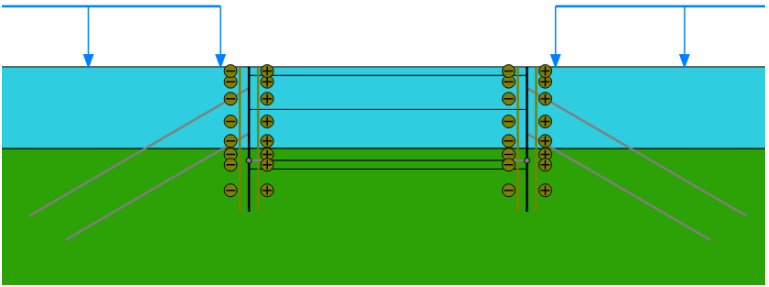
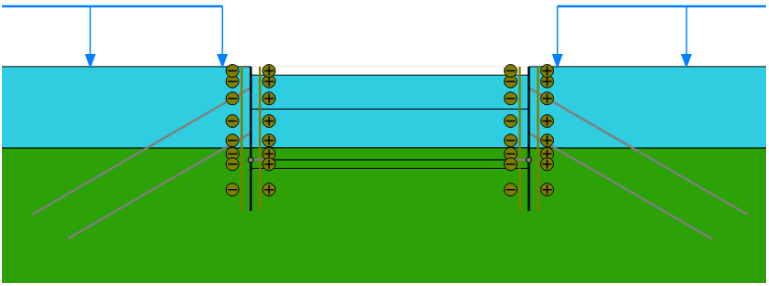
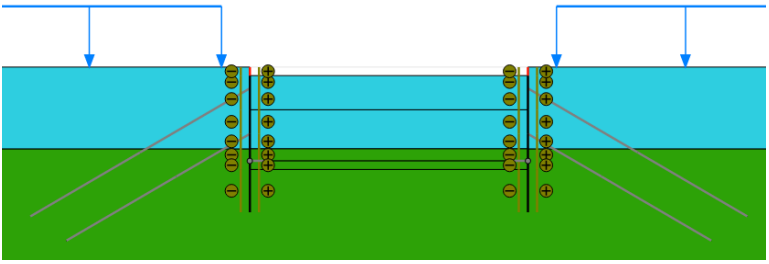
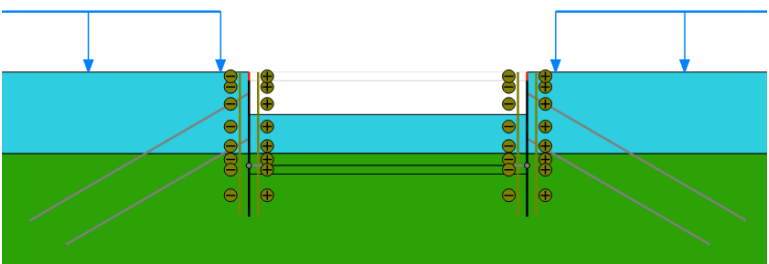
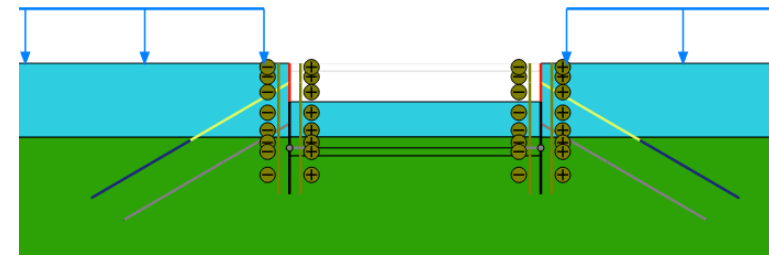


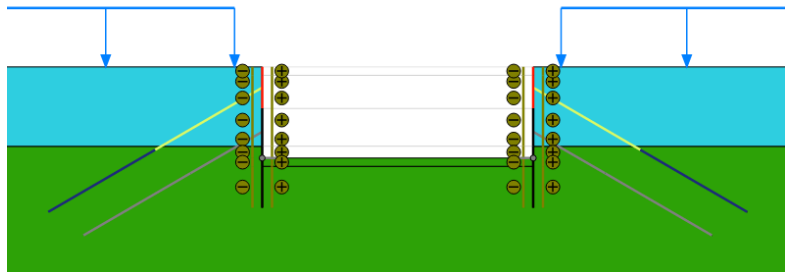
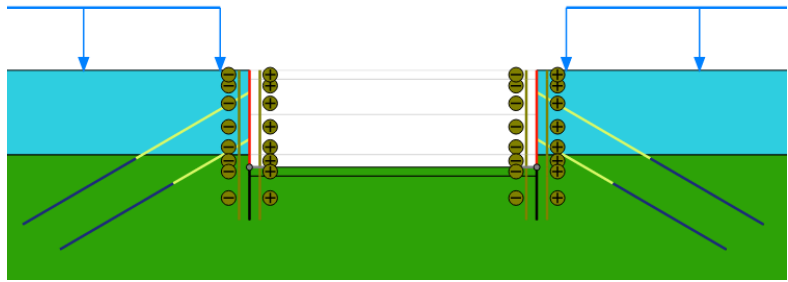
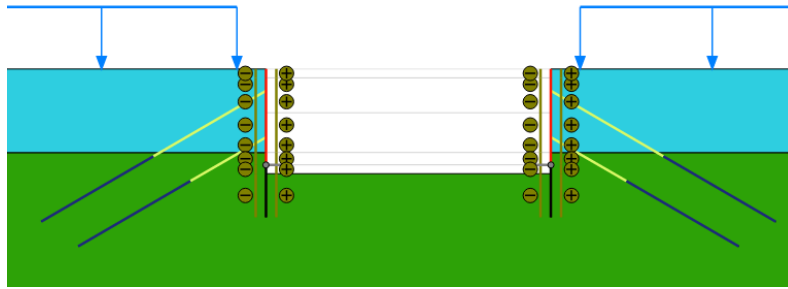
Ativar o Windows

ANEXO III: ALÇADO - MURO DO ALINHAMENTO G (G1-G2)



ANEXO IV- FASEAMENTO CONSTRUTIVO DA MODELAÇÃO NUMÉRICA

<p>Fase 1- Ativação da sobrecarga, introdução das microestacas (zerando os deslocamentos)</p>	
<p>Fase 2 – Escavação da zona correspondente á viga de coroamento</p>	
<p>Fase 3 – Execução da viga de coroamento, em que substitui-se o material microestaca por parede de betão armado.</p>	
<p>Fase 4 - Escavação do 1º nível de painéis de 2.4 m.</p>	
<p>Fase 5 – Ativação do primeiro troço de parede de betão armado, em que é substituído o material microestaca por parede de betão armado. Ativação do primeiro nível de ancoragem, com um pré-esforço de 600 kN.</p>	

<p>Fase 6 – Escavação do 2º nível de painéis de 3.6 m de altura</p>	
<p>Fase 7- Ativação do 2º nível de painéis e ativação da ancoragem de 600 kN.</p>	
<p>Fase 8 – Escavação ao nível da sapata, de 0.8 m de altura</p>	
<p>Fase 9- Ativação da sapata assim como do material do tipo <i>Anchors</i> que corresponde ao prolongamento desta.</p>	