

## **Soluções de Escavação e Contenção Periférica no Convento de Santa Joana, em Lisboa**

**Inês Filipa Lopes Alveirinho Braz**

Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em

**Engenharia Civil**

Orientador: Professor Alexandre da Luz Pinto

Júri

Presidente: Professor Rui Pedro Carrilho Gomes

Orientador: Professor Alexandre da Luz Pinto

Vogal: Professor Maria Rafaela Pinheiro Cardoso

**Novembro de 2021**



Declaração:

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.



# AGRADECIMENTOS

Findo esta dissertação de mestrado concluo uma das etapas mais importantes para mim, a qual não teria sido possível sem o apoio e orientação dos meus familiares, amigos e professores.

Em primeiro lugar, estou eternamente grata aos meus pais, pelo apoio, motivação e compreensão durante todo o meu percurso, não só académico como pessoal.

Ao meu orientador, Eng.<sup>o</sup> Alexandre Pinto, um enorme agradecimento pela partilha de todas as suas histórias cativantes, pelo conhecimento transmitido e pela confiança que depositou em mim para realizar um trabalho mais autónomo.

À Joana, que foi o meu maior pilar durante todo o processo, tendo feito com que fosse tudo muito mais fácil. 'Obrigada' não chega.

Ao Henrique, pelo apoio, incentivo e carinho ao longo destes anos.

Aos meus queridos avós, sem os quais nada disto teria sido possível.

Aos colaboradores da JETsj, em especial à Eng.<sup>a</sup> Neuza e à Eng.<sup>a</sup> Miriam, por toda a disponibilidade, boa disposição e interesse com que responderam a todas as questões colocadas. Foi um prazer enorme aprender convosco.

Por fim, mas não menos importante, um grande agradecimento ao consórcio - Alves Ribeiro e HCI e ao Dono de Obra, Alphalink- Gestão de Projetos, pela oportunidade de poder acompanhar a obra do antigo Convento de Santa Joana.



## RESUMO

Este trabalho apresenta a análise de uma solução de contenção e recalçamento de um muro centenário, localizado no antigo Convento de Santa Joana, precedido de uma retroanálise da parametrização utilizada na modelação da solução, baseada nos resultados da instrumentação realizada na respetiva obra.

Tem-se como objetivo a avaliação da importância de uma boa caracterização do solo no dimensionamento de soluções, baseada, não só em resultados de prospeções, ensaios de campo e ensaios de laboratório, mas também no estudo de soluções semelhantes em condições geológicas e geotécnicas análogas.

De forma a validar o pressuposto, foi realizada a modelação da secção que se considerou condicionante, recorrendo, para isso, ao programa de elementos finitos, Plaxis 2D.

Posteriormente é proposta uma solução alternativa seguida do seu dimensionamento e comparação dos resultados obtidos.

Conclui-se que, os parâmetros utilizados na modelação das soluções, muitas vezes baseados nos relatórios geológicos e geotécnicos são, em grande parte, bastante conservativos, levando a soluções mais onerosas.

**Palavras-chave:** Muro de Berlim Definitivo; Geotecnia; Contenção Periférica; Modelação Numérica



# ABSTRACT

This thesis presents the analysis of an earth retaining and underpinning solution of a centenary wall, located in the former Convent of Santa Joana, at Lisbon center, preceded by a back analysis of the geotechnical parameters used to model the solution, based on the results of the site monitoring and observation plan.

The objective is to evaluate the importance of the ground characterization for the design of the geotechnical solutions, based not only on the site geological and geotechnical investigation results, field tests and laboratory tests, but also on the study of similar solutions adopted in the same geological and geotechnical conditions.

To validate the main assumptions, the critical cross section was modelled, using a stress – strain finite elements analysis, with the Plaxis 2D software.

Later, an alternative solution was proposed followed by its design, allowing a comparative analysis, technical and economic, with the adopted solution.

It is concluded that the geotechnical parameters used to design the geotechnical solutions, often based on geological and geotechnical site investigation reports, are sometimes quite conservative, leading to unnecessary expensive solutions.

**Keywords:** Reinforced Concrete King Post Wall; Geotechnics; Peripheral Containment; Numerical Modeling



# ÍNDICE

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	iv
<b>RESUMO</b> .....	vi
<b>ABSTRACT</b> .....	viii
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	xiv
<b>ÍNDICE DE TABELAS</b> .....	xviii
<b>LISTA DE ABREVIACÕES E SÍMBOLOS</b> .....	xx
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
<b>2. ENQUADRAMENTO TEÓRICO</b> .....	3
<b>2.1. Muros de gravidade</b> .....	3
<b>2.2. Muro de contenção do tipo Berlim Definitivo</b> .....	3
<b>2.3. Ancoragens</b> .....	4
<b>2.4. Microestacas</b> .....	6
<b>2.5. Impulsos de terras</b> .....	8
<b>2.5.1. Teoria de Coulomb</b> .....	9
<b>2.5.2. Teoria de Rankine</b> .....	9
<b>2.5.3. Diagramas aparentes de Terzaghi e Peck</b> .....	10
<b>2.6. Projeto Geotécnico segundo o EC7</b> .....	10
<b>2.7. Construções em zonas com valor patrimonial</b> .....	12
<b>3. CASO DE ESTUDO</b> .....	15
<b>3.1. Enquadramento geral</b> .....	15
<b>3.2. Contextualização geológico-geotécnico e hidrogeológica</b> .....	18
<b>3.3. Caracterização do muro de suporte</b> .....	21
<b>3.4. Solução inicial para o reforço e recalçamento do muro centenário</b> .....	23
<b>3.5. Solução adotada para o reforço e recalçamento do muro centenário</b> .....	24
<b>3.5.1. Faseamento construtivo da solução adotada</b> .....	27
<b>3.6. Drenagem do muro</b> .....	28

3.7.	<b>Plano de instrumentação e observação</b> .....	30
3.7.1.	<b>Generalidades</b> .....	30
3.7.2.	<b>Aparelhos de medição utilizados e grandezas medidas</b> .....	30
3.7.2.1.	<b>Alvos Topográficos</b> .....	30
3.7.2.2.	<b>Inclinómetros</b> .....	31
3.7.2.3.	<b>Piezómetros</b> .....	31
3.7.2.4.	<b>Células de carga</b> .....	31
3.7.3.	<b>Frequência das leituras e critérios de alerta e de alarme</b> .....	33
4.	<b>MODELAÇÃO NUMÉRICA DA SOLUÇÃO ADOTADA E RESPETIVA RETROANÁLISE</b> .....	35
4.1.	<b>Geometria do modelo</b> .....	36
4.2.	<b>Malha de elementos finitos</b> .....	38
4.3.	<b>Parâmetros do solo e dos elementos estruturais</b> .....	38
4.4.	<b>Fases de cálculo</b> .....	41
4.5.	<b>Análise dos resultados da modelação</b> .....	41
4.5.1.	<b>Comportamento drenado</b> .....	41
4.5.1.1.	<b>Verificação de segurança ao deslizamento e derrubamento do muro de suporte</b> 43	
4.5.1.2.	<b>Modelação da escavação considerando comportamento drenado, após alteração da geometria o muro</b> .....	43
4.5.2.	<b>Comportamento não drenado das zonas ZG3 e ZG2</b> .....	44
4.5.3.	<b>Retroanálise da solução adotada</b> .....	45
4.5.3.1.	<b>Análise da geometria do muro</b> .....	48
4.5.3.2.	<b>Análise paramétrica</b> .....	49
4.5.3.3.	<b>Módulo de deformabilidade</b> .....	49
4.5.3.3.1.	<b>Resistência não drenada</b> .....	51
4.5.3.3.2.	<b>Módulo de deformabilidade e resistência ao corte em condições não drenadas</b> 53	

4.5.3.3.3. Ângulo de resistência ao corte, módulo de deformabilidade e resistência ao corte em condições não drenadas .....	53
<b>5. SOLUÇÕES ALTERNATIVAS.....</b>	<b>57</b>
5.1. Solução alternativa 1 .....	57
5.1.1. Modelação da Solução alternativa 1.....	57
5.1.1.1. Parâmetros dos elementos estruturais .....	57
5.2. Solução alternativa 2 .....	58
5.2.1. Faseamento construtivo da solução alternativa 2.....	60
5.2.2. Modelação da solução alternativa 2.....	60
5.2.2.1. Geometria do modelo .....	60
5.2.2.2. Parâmetros dos elementos estruturais .....	61
5.2.2.3. Fases de cálculo .....	62
5.3. Dimensionamento estrutural da solução .....	62
5.3.1. Ações .....	62
5.3.2. Verificações de segurança.....	63
5.3.2.1. Verificação do <i>Muro de Berlim Definitivo</i> à flexão .....	63
5.3.2.2. Verificação do <i>Muro de Berlim Definitivo</i> ao esforço transverso.....	66
5.3.2.3. Verificação do <i>Muro de Berlim Definitivo</i> ao punçoamento .....	68
5.3.2.4. Verificação das microestacas à encurvadura por varejamento.....	68
5.3.2.5. Verificação das microestacas – Capacidade resistente do terreno....	70
5.3.2.6. Verificação das escoras provisórias à encurvadura.....	72
5.3.2.7. Encurvadura por bambeamento .....	72
5.4. Análise Comparativa entre as soluções modeladas.....	74
<b>6. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>77</b>
6.1. Conclusão.....	77
6.2. Desenvolvimentos futuros.....	77
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>79</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>81</b>

Anexo I.....	81
Anexo II.....	82

# ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1 - Constituição de uma ancoragem (adaptado dos apontamentos da UC Tecnologia da Construção de Edifícios, IST) .....</i>	<i>6</i>
<i>Figura 2 - Constituição de uma microestaca (adaptado dos apontamentos da UC Tecnologia da Construção de Edifícios, IST) .....</i>	<i>8</i>
<i>Figura 3 - Diagramas aparentes de Terzaghi e Peck (Apontamentos teóricos UC Obras Geotécnicas, IST) .....</i>	<i>10</i>
<i>Figura 4 - Localização da obra (Memoria descritiva da obra do antigo convento de Santa Joana, 2020) .....</i>	<i>15</i>
<i>Figura 5 - Planta da solução de contenção periférica com identificação da zona em estudo (JETSj, 2020).....</i>	<i>17</i>
<i>Figura 6 - Vista do muro de gravidade centenário, objeto de análise, datada de novembro de 2019. ....</i>	<i>17</i>
<i>Figura 7 – Execução da viga de reforço e microestacas no topo do muro. Foto datada de dezembro de 2019. ..</i>	<i>17</i>
<i>Figura 8 - Identificação, em planta, da localização das sondagens realizadas (Adaptado do relatório geológico-geotécnico, Geocontrolo, 2016) .....</i>	<i>19</i>
<i>Figura 9 - Perfil geológico-geotécnico da zona em estudo (Relatório geológico-geotécnico, Geocontrolo, 2016)</i>	<i>19</i>
<i>Figura 10 - Perspetiva do muro de gravidade existente antes da demolição das construções confinantes. ....</i>	<i>22</i>
<i>Figura 11 - Possível secção transversal do muro de gravidade centenário.....</i>	<i>22</i>
<i>Figura 12 - Solução de contenção periférica projetada pela DIMECONSULT (Peças desenhadas, DIMECONSULT, 2019) .....</i>	<i>24</i>
<i>Figura 13 - Pormenor de ligação da viga de reforço ao muro de gravidade centenário retirado do Projeto de Execução (JETSj). ....</i>	<i>25</i>
<i>Figura 14 - Solução de contenção periférica projetada pela JETSj (Peças desenhadas, JETSj, 2020) .....</i>	<i>25</i>
<i>Figura 15 - Viga de reforço com microestacas executadas. Foto data de dezembro de 2019. ....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 16 - Muro de Berlim definitivo com os dois primeiros níveis de ancoragens executados. Foto datada de dezembro 2019. ....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 17 - Plataforma de apoio à execução das microestacas de travamento ao muro de gravidade centenário. Foto datada de dezembro de 2019. ....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 18 - Muro de Berlim definitivo, zona 2. Foto datada de dezembro de 2019.....</i>	<i>27</i>
<i>Figura 19 - Execução de ancoragens no Muro de Berlim Definitivo. Foto datada de dezembro de 2019.....</i>	<i>27</i>
<i>Figura 20 - Identificação de bueiros existentes no muro de gravidade centenário. ....</i>	<i>29</i>
<i>Figura 21 - Esquema da solução proposta para drenagem da água existente no tardo do muro. ....</i>	<i>29</i>
<i>Figura 22 - Representação dos diversos ciclos de carga aplicados num ensaio de carga de uma ancoragem (Boletim de ensaio de carga em ancoragem, Teixeira Duarte S.A., 2021) .....</i>	<i>32</i>
<i>Figura 23 - Representação da relação carga-deslocamento obtido num ensaio de carga de uma ancoragem (Boletim de ensaio de carga em ancoragem, Teixeira Duarte S.A., 2021) .....</i>	<i>32</i>
<i>Figura 24 - Gráfico de coeficiente versus carga, com identificação dos valores limites ancoragem (Boletim de ensaio de carga em ancoragem, Teixeira Duarte S.A., 2021). ....</i>	<i>33</i>
<i>Figura 25 - Critérios de alerta e de alarme definidos pela JETSj.....</i>	<i>34</i>

<i>Figura 26 - Modelo de cálculo utilizado para a realização da modelação da solução adotada, no programa PLAXIS 2D.</i> .....	37
<i>Figura 27 - Qualidade da malha de elementos finitos.</i> .....	38
<i>Figura 28 - Evolução do módulo de deformabilidade em função da profundidade - antes da retroanálise realizada.</i> .....	40
<i>Figura 29 - Deslocamentos horizontais totais obtidos através da modelação da solução adotada (comportamento drenado), no PLAXIS 2D.</i> .....	42
<i>Figura 30 - Malha deformada obtida através da modelação da solução adotada, no PLAXIS 2D.</i> .....	42
<i>Figura 31 - Deslocamentos verticais totais derivados da modelação da solução adotada, no PLAXIS 2D.</i> .....	42
<i>Figura 32 - Verificação do derrubamento e deslizamento do muro considerando a geometria inicialmente adotada, no programa GEO5.</i> .....	43
<i>Figura 33 - Verificação do derrubamento e deslizamento do muro considerando a nova geometria, no programa GEO5.</i> .....	43
<i>Figura 34 - Deslocamentos horizontais totais obtidos através da modelação da solução adotada, depois da alteração da geometria do muro (comportamento drenado), no PLAXIS 2D.</i> .....	44
<i>Figura 35 - Deslocamentos verticais totais obtidos através da modelação da solução adotada, depois da alteração da geometria do muro (comportamento drenado), no PLAXIS 2D.</i> .....	44
<i>Figura 36 - Deslocamentos horizontais totais obtidos através da modelação da solução adotada (comportamento não drenado), no PLAXIS 2D.</i> .....	45
<i>Figura 37 - Deslocamentos verticais totais obtidos através da modelação da solução adotada (comportamento não drenado), no PLAXIS 2D.</i> .....	45
<i>Figura 38 - Esquema de implantação dos alvos topográficos da zona em análise e respetivo corte modelado - Zona 2.</i> .....	45
<i>Figura 39 - Localização dos inclinómetros na zona em estudo- Zona 2.</i> .....	46
<i>Figura 40 - Leitura dos deslocamentos perpendiculares à estrutura de contenção através dos alvos topográficos.</i> .....	47
<i>Figura 41 - Leitura dos deslocamentos verticais através dos alvos topográficos.</i> .....	48
<i>Figura 42 - Leituras do inclinómetro I4</i> .....	48
<i>Figura 43 - Deslocamentos horizontais totais obtidos através da modelação da solução adotada com inclusão de socacos no tardo do muro (comportamento não drenado), no PLAXIS 2D.</i> .....	48
<i>Figura 44 - Grau de sobreconsolidação (Maranha das Neves, 2016)</i> .....	50
<i>Figura 45 - Deslocamentos horizontais totais obtidos através da modelação da solução adotada depois da alteração do módulo de deformabilidade do solo (comportamento não drenado), no PLAXIS 2D.</i> .....	50
<i>Figura 46 - Deslocamentos verticais totais obtidos através da modelação da solução adotada depois da alteração do módulo de deformabilidade do solo (comportamento não drenado), no PLAXIS 2D.</i> .....	50
<i>Figura 47 - Evolução do módulo de deformabilidade do solo em profundidade, depois da retroanálise realizada sobre este parâmetro.</i> .....	51

<i>Figura 48 - Deslocamentos horizontais totais obtidos através da modelação da solução adotada depois da alteração do parâmetro Su (comportamento não drenado), no PLAXIS 2D. ....</i>	<i>52</i>
<i>Figura 49 - Deslocamentos verticais totais obtidos através da modelação da solução adotada depois da alteração do parâmetro Su (comportamento não drenado), no PLAXIS 2D. ....</i>	<i>52</i>
<i>Figura 50 - Deslocamentos horizontais totais obtidos através da modelação da solução adotada depois da alteração do módulo de deformabilidade do solo e do parâmetro Su (comportamento não drenado), no PLAXIS 2D. ....</i>	<i>53</i>
<i>Figura 51 - Deslocamentos verticais totais obtidos através da modelação da solução adotada depois da alteração do módulo de deformabilidade do solo e do parâmetro Su (comportamento não drenado), no PLAXIS 2D. ....</i>	<i>53</i>
<i>Figura 52 - Deslocamentos horizontais totais obtidos no final da retroanálise realizada, no PLAXIS 2D. ....</i>	<i>54</i>
<i>Figura 53 - Deslocamentos verticais totais no final da retroanálise realizada, no PLAXIS 2D. ....</i>	<i>54</i>
<i>Figura 54 - Análise comparativa entre os deslocamentos do Muro de Berlim Definitivo, retirados da modelação da solução no Plaxis 2D, e os deslocamentos reais do inclinómetro I4. ....</i>	<i>55</i>
<i>Figura 55 - Análise comparativa entre os deslocamentos de uma secção transversal no tardo da contenção, retirados da modelação da solução no Plaxis 2D, e os deslocamentos reais do inclinómetro I4. ....</i>	<i>55</i>
<i>Figura 56 - Planta da solução proposta 2. ....</i>	<i>58</i>
<i>Figura 57 - Corte da solução proposta 2. ....</i>	<i>59</i>
<i>Figura 58 - Modelo de cálculo utilizado para a realização da modelação da solução alternativa 2 no programa PLAXIS 2D. ....</i>	<i>61</i>
<i>Figura 59 - Esforço transversal no muro de Berlim Definitivo. ....</i>	<i>63</i>
<i>Figura 60 - Momento fletor no muro de Berlim Definitivo. ....</i>	<i>63</i>
<i>Figura 61 - Esforço axial no muro de Berlim Definitivo. ....</i>	<i>63</i>
<i>Figura 62 - Esquematisação do modelo de cálculo utilizado, através da aplicação do método das bandas de laje. ....</i>	<i>64</i>
<i>Figura 63 - Distribuição dos momentos negativos e positivos pelo pórtico equivalente. ....</i>	<i>64</i>
<i>Figura 64 - Secção transversal da viga de coroamento - pormenor de betão armado. ....</i>	<i>66</i>
<i>Figura 65 - Esforço transversal na zona do terceiro travamento do Muro de Berlim Definitivo. ....</i>	<i>67</i>
<i>Figura 66 - Esforço axial considerado para a verificação das microestacas à encurvadura por varejamento. ....</i>	<i>69</i>
<i>Figura 67 - Curva de encurvadura e respetivo fator de imperfeição da secção tubular - Microestaca de fundação do muro de Berlim Definitivo. ....</i>	<i>70</i>
<i>Figura 68 - Coeficiente de expansibilidade de acordo com o tipo de solo e com o tipo de injeção utilizada. ....</i>	<i>71</i>
<i>Figura 69 - Tensão de atrito de acordo com o <math>N_{spt}</math> e com o tipo de solo. ....</i>	<i>71</i>
<i>Figura 70 - Fator de segurança de acordo com tipo de carregamento e o a durabilidade da ação. ....</i>	<i>71</i>
<i>Figura 71 - Curva de encurvadura para secção aberta, perfis laminados - travamento do Muro de Berlim Definitivo e do muro centenário. ....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 72 - Deslocamentos obtidos na direção x, com a modelação da solução alternativa 1. ....</i>	<i>75</i>
<i>Figura 73 - Deslocamentos obtidos na direção x, com a modelação da solução alternativa 2. ....</i>	<i>75</i>



# ÍNDICE DE TABELAS

<i>Tabela 1 - Características das microestacas utilizadas na solução de reforço do muro centenário e de contenção periférica adotada.....</i>	<i>7</i>
<i>Tabela 2 - Lito-Estratigrafia local (Adaptado do Relatório geológico-geotécnico, Geocontrole, 2016).....</i>	<i>19</i>
<i>Tabela 3 - Parâmetros geotécnicos definidos para cada zona geotécnica pela Geocontrole (Relatório geológico-geotécnico, Geocontrole, 2016) .....</i>	<i>21</i>
<i>Tabela 4 - Caracterização mecânica do muro. ....</i>	<i>23</i>
<i>Tabela 5 - Definição dos elementos estruturais da solução no software Plaxis 2D. ....</i>	<i>37</i>
<i>Tabela 6 - Parametrização dos elementos estruturais constituintes da solução adotada.....</i>	<i>39</i>
<i>Tabela 7 - Parametrização do solo utilizada na modelação da solução – parâmetros drenados.....</i>	<i>39</i>
<i>Tabela 8 - Parametrização das zonas geotécnicas ZG3 e ZG2 - parâmetros não drenados.....</i>	<i>39</i>
<i>Tabela 9 - Faseamento construtivo adotado no software Plaxis 2D. ....</i>	<i>41</i>
<i>Tabela 10 - Parâmetros adotados na modelação da solução, após retroanálise do módulo de deformabilidade do solo, no programa de elementos finitos, Plaxis 2D. ....</i>	<i>50</i>
<i>Tabela 11 - Parâmetros adotados na modelação da solução, após retroanálise da resistência ao corte em condições não drenadas das zonas geotécnicas ZG3 e ZG2, no programa de elementos finitos, Plaxis 2D. ....</i>	<i>51</i>
<i>Tabela 12 - Parâmetros adotados na modelação da solução, após retroanálise do módulo de deformabilidade e da resistência não drenada do solo, no programa de elementos finitos, Plaxis 2D. ....</i>	<i>53</i>
<i>Tabela 13 - Parâmetros adotados na modelação da solução, após retroanálise concluída, Plaxis 2D.....</i>	<i>54</i>
<i>Tabela 14 - Parametrização dos elementos estruturais constituintes da solução alternativa 1.....</i>	<i>58</i>
<i>Tabela 15 - Definição dos elementos estruturais no programa de elementos finitos, Plaxis 2D. ....</i>	<i>60</i>
<i>Tabela 16 - Parametrização utilizada no Plaxis 2D para os elementos estruturais da solução alternativa 2.....</i>	<i>61</i>
<i>Tabela 17 - Parametrização das escoras da solução alternativa 2. ....</i>	<i>61</i>
<i>Tabela 18 - Faseamento construtivo adotado no software Plaxis 2D para a modelação da solução alternativa 2. ....</i>	<i>62</i>
<i>Tabela 19 - Resumo dos esforços de dimensionamento do muro de Berlim Definitivos_ Solução variante 2 .....</i>	<i>63</i>
<i>Tabela 20 - Verificação do Muro de Berlim Definitivo à flexão – Armadura extradorso. ....</i>	<i>65</i>
<i>Tabela 21 - Verificação do Muro de Berlim Definitivo à flexão – Armadura intradorso. ....</i>	<i>65</i>
<i>Tabela 22 - Verificação à flexão da viga de coroamento do muro de Berlim Definitivo. ....</i>	<i>66</i>
<i>Tabela 23 - Verificação do Muro de Berlim Definitivo ao esforço transversal. ....</i>	<i>67</i>
<i>Tabela 24 - Verificação da viga de coroamento ao esforço transversal. ....</i>	<i>67</i>
<i>Tabela 25 - Verificação ao punçoamento do parede de contenção do tipo Berlim Definitivo. ....</i>	<i>68</i>
<i>Tabela 26 - Verificação à encurvadura por flexão da secção tubular - Microestaca de fundação do muro de Berlim Definitivo.....</i>	<i>70</i>
<i>Tabela 27 - Verificação de segurança da capacidade de carga do terreno de acordo com o método de Bustamante e Doix. ....</i>	<i>71</i>

<i>Tabela 28 - Esforço axial de dimensionamento das escoras.....</i>	<i>72</i>
<i>Tabela 29 - Parâmetros necessários à verificação da encurvadura lateral para o perfil HEB180.....</i>	<i>73</i>
<i>Tabela 30 - Esforço axial resistente do perfil HEB180, para o comprimento de encurvadura definido para cada eixo.....</i>	<i>73</i>
<i>Tabela 31 - Parâmetros necessários à verificação da encurvadura lateral para o perfil HEB160.....</i>	<i>74</i>
<i>Tabela 32 - Esforço axial resistente do perfil HEB160, para o comprimento de encurvadura definido para cada eixo.....</i>	<i>74</i>
<i>Tabela 33 - Parâmetros necessários à verificação da encurvadura lateral para o perfil HEB200.....</i>	<i>74</i>
<i>Tabela 34 - Esforço axial resistente do perfil HEB200, para o comprimento de encurvadura definido para cada eixo.....</i>	<i>74</i>

# LISTA DE ABREVIações E SÍMBOLOS

A	Área do elemento estrutural
$A_d$	Ações de dimensionamento
$A_G$	Ações permanentes
$A_Q$	Ações variáveis
$A_s$	Área da secção transversal da armadura
$A_{s,x}$	Área de aço na direção x
$A_{s,y}$	Área de aço na direção y
b	Largura da secção de betão
$b_w$	Menor largura da secção transversal na área tracionada
$c'$	Coesão efetiva do solo
$c'_d$	Coesão efetiva do solo, valor de dimensionamento
d	Altura útil da secção do elemento estrutural
$D_d$	Diâmetro de furacão
E	Módulo de deformabilidade
e	Espessura
$E_{50}^{ref}$	Módulo de deformabilidade secante em estado triaxial
EA	Rigidez axial
EC2	Eurocódigo 2
EI	Rigidez de flexão
ELS	Estado limite de utilização
ELU	Estado limite último
$E_{oed}^{ref}$	Módulo de deformabilidade edométrico
$E_{ur}^{ref}$	Módulo de deformabilidade na descarga/carga
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias
FS	Fator de segurança
$f_{yd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de betão armado
H	Altura de escavação
I	Impulso do solo
I	Inércia do elemento
i	Raio de giração
K	Coefficiente de impulso
$K_o$	Coefficiente de impulso em repouso
$K_s$	Coefficiente de fluência
$L_{0y}$	Comprimento de encurvadura segundo o eixo y
$L_{0z}$	Comprimento de encurvadura segundo o eixo z
$L_{cr}$	Comprimento de encurvadura
m	Potência que relaciona o nível de tensão e a deformabilidade do solo (modelo constitutivo de Hardening Soil)
$M_{ed}$	Momento fletor atuante
$M_{rd}$	Momento fletor resistente
$N_{b,rd}$	Esforço axial resistente do perfil metálico
$N_{cr}$	Esforço axial crítico
$N_{ed}$	Esforço axial atuante
NF	Nível freático
$N_{rd}$	Esforço axial resistente
$N_{SPT}$	Número de pancadas do ensaio SPT

$p_0'$	Tensão corrente
$P_p$	Carga de blocagem da ancoragem
$p_y'$	Ponto de cedência que cai na interseção da linha $k$ com a LCN
$q_s$	Valor médio da resistência unitária última da interface calda-terreno
$R_p$	Grau de sobreconsolidação
S275	Aços com tensão de cedência $f_y=275\text{MPa}$
$S_u$	Resistência ao corte em condições não drenadas
$S_{ud}$	Resistência ao corte em condições não drenadas de dimensionamento
$u_1$	Perímetro de controlo
$V_{ed}$	Esforço transversal atuante
$V_{rd}$	Esforço transversal resistente
$w$	Peso por metro do elemento
ZGi	Zona geotécnica $i$
$\alpha$	Fator de imperfeição
$\alpha$	Coefficiente de expansibilidade do furo do perfil
$\gamma$	Peso volúmico do solo
$\gamma_c'$	Coefficiente de segurança para a coesão
$\gamma_{cu}$	Coefficiente de segurança para a resistência ao corte em condições não drenadas
$\gamma_G$	Coefficiente de segurança para as ações permanentes
$\gamma_Q$	Coefficiente de segurança para as ações variáveis
$\gamma_\phi'$	Coefficiente de segurança para o ângulo de atrito
$\delta_i$	Deslocamento no tempo $i$
$\mu$	Valor reduzido do valor de cálculo do momento fletor resistente
$\nu$	Coefficiente de poisson
$\rho^{ref}$	Tensão de referência
$\tau$	Tensão de atrito
$\Phi'$	Ângulo de resistência ao corte efetivo
$\Phi'_d$	Ângulo de resistência ao corte efetivo de dimensionamento
$\chi$	Fator de redução para o modo de encurvadura
$\omega$	Percentagem mecânica de armadura
$\bar{\lambda}$	Esbelteza normalizada

# 1. INTRODUÇÃO

Nas cidades fortemente urbanizadas, o espaço para construção à superfície está cada vez mais escasso surgindo a necessidade de construir em profundidade, no subsolo, de forma a que se consiga um melhor aproveitamento da zona e uma maximização da área útil recorrendo a soluções cada vez mais exigentes do ponto de vista geotécnico. Começa a investir-se na recuperação de património existente de forma a aproveitar espaços que estão em desuso, sendo necessário manter determinados elementos com valor patrimonial associado. Uma vez que estes elementos são antigos, é necessário criar condições para que se possa construir sem prejudicar a integridade dos mesmos, recorrendo a recalçamento de fundações e estruturas de reforço dos elementos existentes, de forma a garantir a sua estabilidade durante o processo de realização da obra.

É importante que durante a execução de uma obra de escavação e contenção periférica se mantenha uma postura flexível em relação às soluções a adotar, uma vez que a incerteza associada ao tipo de solo e ao comportamento do mesmo é bastante elevada. A caracterização do mesmo é, na maior parte das vezes, baseada em sondagens geotécnicas pontuais, não abrangendo todo o terreno e a interpretação dos resultados das sondagens pode variar consoante a pessoa que realiza o relatório geotécnico e o projeto, podendo ser necessário adaptar as soluções à medida que a obra avança. É imperativo fazer um projeto que assegure a segurança de todos os trabalhadores e das estruturas envolventes, mas também é importante que se tenha em conta a economia da solução em termos monetários e ambientais, tentando minimizar ao máximo os custos associados e o impacto visual que a solução poderá ter no futuro.

Nesta dissertação vai ser abordado o caso de estudo de reforço e recalçamento de fundação de um muro de gravidade centenário, que se encontra localizado na Rua Camilo Castelo Branco, em Lisboa, integrado na obra de ampliação com demolição do antigo Convento de Santa Joana, para a realização de um empreendimento hoteleiro. A escavação vai ser feita ao longo do muro, em profundidade, e o principal desafio é garantir que este continua a cumprir a sua função de contenção das terras, sem que sofra algum tipo de danos estruturais e sem que provoque danos nas estruturas vizinhas devido a deslocamentos indesejados.

Uma vez que se vai proceder à escavação na frente do muro, atingindo uma cota inferior à cota de fundação do mesmo, alterando, desta forma, as condições de estabilidade da estrutura, é necessário que se faça o recalçamento da sua fundação de forma a que se garanta que a mesma se mantém em equilíbrio. Para isso é necessário saber quais as características do terreno na envolvente para que se consiga perceber qual o seu comportamento durante a realização dos trabalhos e estabelecer uma solução de recalçamento e reforço adequada e eficaz.

Esta dissertação contempla o estudo da solução adotada assim como o dimensionamento e modelação de uma solução variante. Aquando do dimensionamento da solução variante, irão ser analisados os resultados de instrumentação e monitorização obtidos com a solução adotada, de forma a,

posteriormente, validar o modelo realizado no programa de elementos finitos, PLAXIS 2D, e deste modo realizar o dimensionamento da solução alternativa de forma adequada.

Num primeiro capítulo vai ser feito um enquadramento do tema onde se explica qual o objetivo do trabalho, e onde se expõe a organização de toda a dissertação.

Num segundo capítulo vai ser feito um breve resumo dos conceitos teóricos fundamentais para a compreensão dos restantes capítulos.

No terceiro capítulo começa a abordar-se o tema principal. Fala-se um pouco sobre o enquadramento geral da obra, local onde se encontra o muro centenário que vai ser objeto de análise e analisa-se o terreno existente na zona do ponto de vista geológico-geotécnico e hidrogeológico. Vai ser explicada a solução inicialmente prevista para o reforço e recalçamento do mesmo e a solução efetivamente adotada. Explica-se ainda quais os instrumentos utilizados para realizar a monitorização da obra e analisam-se, de forma generalizada, os resultados obtidos.

Num quarto capítulo será realizada a modelação numérica da solução adotada, seguida de uma retroanálise baseada nos resultados da instrumentação e observação, com conseqüente ajuste dos parâmetros de caracterização do solo, com o intuito de que os resultados do modelo elaborado se aproximem o mais possível dos resultados reais verificados em obra.

No capítulo seguinte (quinto capítulo) será proposta uma solução alternativa à implementada, fazendo o seu dimensionamento, recorrendo, para isso, ao programa de elementos finitos *Plaxis 2D*, versão 19, fazendo uma análise comparativa de ambas as soluções modeladas, incluindo uma análise económica.

Por fim, no capítulo seis, são feitas as considerações finais onde se incluem as conclusões de toda a dissertação.

## 2. ENQUADRAMENTO TEÓRICO

### 2.1. Muros de gravidade

Muros de gravidade são estruturas usadas para contenção de terras e podem ser constituídos por pedra, gabiões e betão não armado. Neste tipo de estruturas as forças gravíticas, principalmente o peso próprio da estrutura, assumem um papel importante na estabilidade da mesma, contrabalançando os impulsos horizontais provocados pelo terreno no seu tardo (Gercovich, 2014).

O muro de gravidade, objeto de estudo desta dissertação, é constituído por alvenaria de pedra argamassada. Apesar de este tipo de construção não ser muito utilizado atualmente, não deixa de ser importante conhecer as suas características e saber quais as preocupações que se devem ter quando é necessário fazer intervenções neste tipo de estruturas. Os muros de alvenaria de pedra podem ter alguma argamassa, preenchendo, deste modo, os vazios entre os blocos constituintes, o que leva a que, nestes casos, seja necessário garantir um bom sistema de drenagem de forma a reduzir os impulsos hidrostáticos provocados no seu tardo.

Relativamente à geometria, a secção transversal deste tipo de estruturas é, normalmente, trapezoidal e com largura da base da ordem de 33% da altura do muro.

No que diz respeito ao dimensionamento deste tipo de estruturas, devem ser verificados os seguintes estados limites:

- Rotura global;
- Deslizamento;
- Capacidade resistente do terreno;
- Derrubamento (Santos, Bourne-Webb, & Freitas, 2021).

Para as verificações de carácter geotécnico deve considerar-se os coeficientes de segurança definidos segundo a abordagem de cálculo 1, combinação 1 e 2, fazendo o dimensionamento de acordo com a combinação que se considere mais condicionante.

No que diz respeito às ações a considerar para realizar o dimensionamento, uma vez que se está a trabalhar com estruturas de suporte rígidas, os movimentos mais importantes a que estas estão sujeitas são, precisamente, movimentos de corpo rígido e como tal pode calcular-se os impulsos de terras de várias formas, como se verá mais adiante.

### 2.2. Muro de contenção do tipo Berlim Definitivo

Apesar desta dissertação ter como foco a análise da solução de reforço e recalçamento do muro de gravidade centenário, vai ser necessário conter as terras abaixo da cota de fundação do mesmo, assim

como nos restantes alçados da obra onde se prevê necessidade de escavação. Para isso, foi equacionada a solução de contenção periférica constituída por *Muro de Berlim Definitivo* (ou *Muro de Munique*). Desta forma, achou-se importante perceber em que consiste e qual o seu processo construtivo, aspeto de extrema importância neste tipo de solução.

*Muro de Berlim Definitivo* é uma estrutura de contenção periférica que se insere na categoria de estruturas de suporte flexíveis multi-apoiadas. Em suma, consiste na execução faseada de painéis de betão armado, que posteriormente são ancorados ou escorados. Os painéis do *Muro de Berlim Definitivo* são escavados (de cima para baixo) e executados de forma alternada de modo a tirar partido do “efeito de arco”, isto é, a zona onde é feita a escavação vai ser descomprimida, tornando-se mais deformável, o que leva a uma redistribuição de esforços para uma zona menos deformável, que, neste caso, será a zona que se encontra ainda por escavar (banqueta). Deste modo é possível reforçar a zona escavada, com a execução do painel de betão armado e respetivo travamento, sem que exista uma grande descompressão do solo, e só depois escavar a banqueta adjacente, tirando partido da redistribuição de esforços gerada pelo faseamento construtivo.

De forma a garantir a estabilidade vertical da estrutura de contenção, são, por norma, utilizadas microestacas ou perfis metálicos no plano da parede, enquanto que a estabilidade horizontal é garantida por ancoragens ou escoras realizadas em cada painel. O número de microestacas, e ancoragens, assim como o seu espaçamento é definido consoante as características do terreno e a necessidade de ajuste às dimensões e geometria da escavação.

Como já foi referido, um dos pontos mais importantes aquando da execução deste tipo de contenção, é o cumprimento integral do faseamento construtivo proposto, para que se consiga tirar proveito do efeito de arco descrito, e em particular que o intervalo de tempo entre as operações de escavação e de betonagem não seja muito díspar.

### **2.3. Ancoragens**

A ancoragem é um elemento estrutural instalado em solo ou maciços rochosos, que permite transmitir, a uma zona interna de qualquer tipo de terreno minimamente competente, uma carga de tração aplicada.

É comum a utilização de ancoragens provisórias em estruturas de contenção periférica uma vez que se consegue ter um melhor aproveitamento da área no interior dos lotes de construção e um melhor controlo dos deslocamentos da estrutura, devido à possibilidade de ajuste do valor do pré-esforço, já em fase de obra, desde que dentro dos limites estipulados.

As ancoragens são pré-esforçadas antes de colocadas em serviço, limitando a deformação da estrutura e em alguns casos, recuperando parte da deformação já existente, sendo, por isso, denominadas de ancoragens ativas.

Pode distinguir-se as ancoragens em ancoragens provisórias e ancoragens definitivas. As ancoragens definitivas devem ser evitadas sempre que possível uma vez que com o passar do tempo agravam-se fenómenos de fluência, que comprometem o seu funcionamento, a menos que haja uma regular fiscalização da carga das mesmas, o que nem sempre se consegue garantir. Como tal, pode tornar-se uma solução perigosa, sendo usada apenas em casos onde não exista outra alternativa viável.

O tipo de ancoragens mais comuns são as ancoragens provisórias. Este tipo de ancoragem é desativada após a construção da estrutura final, que, por norma, serve de travamento da estrutura de contenção, como será o caso das ancoragens que servirão de travamento à estrutura do *Muro de Berlim Definitivo* utilizado no caso em estudo.

Relativamente à constituição das mesmas podem distinguir-se três partes principais:

- **Cabeça:** elemento que transmite a carga da ancoragem para a estrutura através da placa de apoio;
- **Comprimento livre:** comprimento desde a cabeça até ao bolbo de selagem;
- **Bolbo de selagem:** comprimento da ancoragem no qual a força de tração é transmitida ao terreno envolvente através da calda de cimento injetada a alta pressão (Artur Peixoto, Lda, 2012).

Quando se executa um projeto onde se prevê a utilização de ancoragens, é necessário definir a secção da armadura, o comprimento livre, o comprimento do bolbo de selagem, o diâmetro do furo, inclinação, valor de pré-esforço, as características dos materiais que se vão utilizar e a forma como será executada. Note-se que a inclinação das mesmas deve ser a mais pequena possível para que a maior contribuição do pré-esforço seja horizontal, pois os esforços que se querem contrariar são os impulsos horizontais no tardo da estrutura de contenção. Quanto mais inclinada estiver a ancoragem maior a força vertical que vai estar a ser aplicada na parede de contenção, o que pode provocar deslocamentos verticais indesejados. Posto isto, é necessário que se tenha a inclinação mínima, mas de forma a não interferir com estruturas enterradas adjacentes; de forma a alcançar um terreno competente sem que seja necessário um comprimento livre excessivo e cumprindo com a inclinação mínima que permita uma correta execução da mesma.

A armadura é dimensionada para suportar a totalidade de carga prevista para a ancoragem. O comprimento livre é definido de forma a que o bolbo de selagem se encontre fora da cunha ativa e num terreno com características consideradas adequadas. O comprimento do bolbo de selagem e diâmetro de furação são dimensionados de forma a garantir que a carga aplicada é transmitida para o terreno através do atrito lateral. A capacidade de carga é sempre verificada por ensaios prévios e de receção realizados no antes da blocagem da ancoragem.

Relativamente à metodologia de execução, costuma seguir-se a seguinte sequência:

- Perfuração, neste caso com diâmetro de 200 mm e com inclinação de 25° com a horizontal, utilizando tecnologias de acordo com os requisitos do solo;
- Limpeza do furo;

- Colocação da armadura, 1860/1680 - Grade 270 k (ASTM A416);
- Injeção da calda de selagem;
- Após a calda de selagem ganhar presa, é injetada calda de cimento de forma a criar o bolbo de selagem. Poderão ser utilizadas várias metodologias de injeção. Neste caso foi adotada a injeção repetitiva seletiva (IRS);
- Em média, um a sete dias depois, dependendo do solo e tipo de calda, a ancoragem é pré-esforçada com o apoio de macacos hidráulicos e é colocada a cabeça da ancoragem (Artur Peixoto, Lda, 2012).

Existem ainda as chamadas de ancoragens passivas, ou pregagens, que apenas são ativadas com o deslocamento da estrutura. Podem ser, em tudo, semelhantes às ancoragens ativas, no entanto não é aplicado nenhum pré-esforço.

Na Figura 1 é possível observar um esquema das partes constituintes de uma ancoragem.

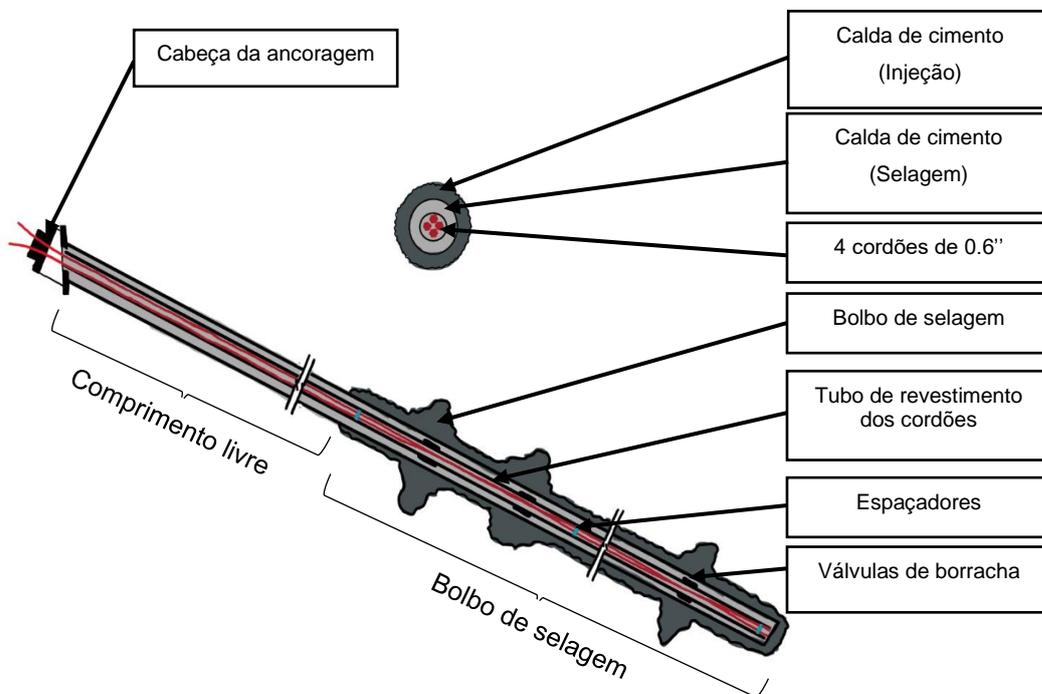


Figura 1 - Constituição de uma ancoragem (adaptado dos apontamentos da UC Tecnologia da Construção de Edifícios, IST)

## 2.4. Microestacas

Uma microestaca é, como o próprio nome indica, uma estaca de pequeno diâmetro, normalmente até 300mm, perfurada no terreno e injetada sob pressão com calda de cimento sendo reforçada estruturalmente através de tubos, perfis metálicos e, caso necessário, varões de aço. Na Figura 2 está representado um esquema das partes constituintes da microestaca para uma visualização mais clara do elemento.

Começou-se a utilizar microestacas com a função de tratamento de solos na altura da reconstrução pós-guerra, no entanto atualmente passou a ter-se uma visão mais abrangente das capacidades deste elemento, sendo agora visto como um elemento com alta capacidade de carga e com inúmeras vantagens de utilização.

Hoje em dia é usual utilizar microestacas para reparar ou reforçar fundações existentes em espaços reduzidos ou com restrições de pé-direito uma vez que as maquinarias utilizadas para a execução das mesmas são de pequenas dimensões quando comparadas com máquinas utilizadas para técnicas alternativas. Podem ainda ser utilizadas como fundações profundas quando o terreno à superfície não tem características competentes para receber as cargas da estrutura a ser construída e o local tem condicionalismos que não permitem recurso a outras técnicas semelhantes (RODIO, s.d.). Por fim, podem ser utilizadas em estruturas de contenção periférica como se irá ver mais à frente.

A principal vantagem da utilização das microestacas é o facto de, como já foi referido, serem executadas com equipamentos leves e de pequenas dimensões, podendo ser utilizadas onde os equipamentos convencionais de estacas não podem trabalhar, acrescendo o facto de não provocarem grandes vibrações nem ruídos. Para além disto, podem ser executados em vários tipos de terreno suportando cargas variáveis, em geral entre 150kN e 2000kN. Têm a vantagem de funcionar bem tanto à compressão como à tração, transmitindo as cargas por atrito lateral na zona do bolbo de selagem (Machado).

É de referir que, no caso em estudo, foram utilizadas com a função de pregagens, cujo objetivo é reforçar a estrutura do muro centenário, e como fundação da estrutura de contenção periférica constituída por *Muro de Berlim Definitivo*.

Relativamente ao processo construtivo, este depende do tipo de terreno em que se vai executar.

Primeiramente é feita a furação até à cota de projeto. Esta furação pode ser feita com recurso a trado ou varas e bits, dependendo do tipo de terreno. Neste caso foi realizada a furação com trado com um diâmetro de 200mm com as características indicadas na Tabela 1.

*Tabela 1 - Características das microestacas utilizadas na solução de reforço do muro centenário e de contenção periférica adotada.*

	<i>Inclinação, com a horizontal</i>	<i>Diâmetro exterior [mm]</i>	<i>Espessura [mm]</i>
<i>Microestacas de reforço do muro centenário</i>	65°	114,3	9
<i>Microestacas de fundação do muro de Berlim Definitivo</i>	90°	139,7	9

Após a colocação da armadura principal, é injetada calda de cimento para fazer o preenchimento inicial entre a armadura principal e o terreno, sendo posteriormente feita uma injeção secundária através da técnica IRS (válvulas antirretorno e obturador duplo) que irá formar o bolbo de selagem da microestaca com o comprimento mínimo, definido em projeto, de 6,0m.

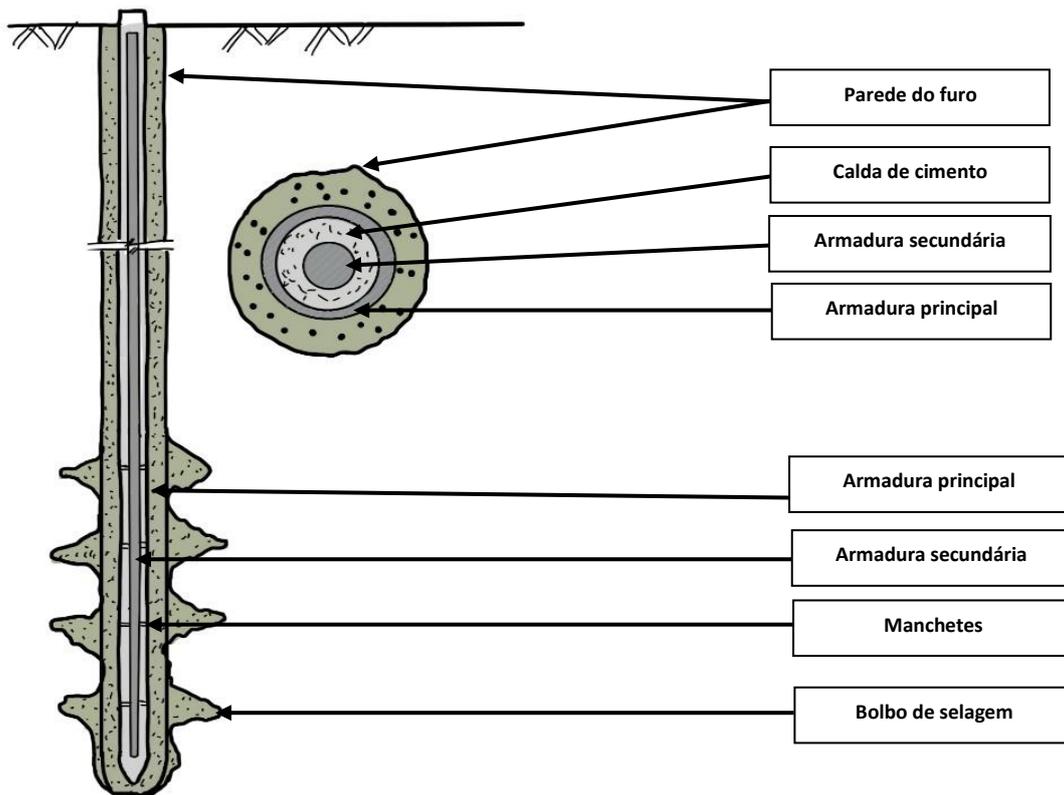


Figura 2 - Constituição de uma microestaca (adaptado dos apontamentos da UC Tecnologia da Construção de Edifícios, IST)

## 2.5. Impulsos de terras

Antes de se começar a fazer a análise de estabilidade ou o dimensionamento de qualquer estrutura de contenção de terras tem de se conhecer as ações que estão a ser aplicadas sobre a mesma. Uma vez que o solo quer “empurrar” a estrutura, é necessário que seja aplicada uma força contrária a esse impulso para que se garanta a estabilidade da mesma.

Existe uma força mínima que a estrutura deve suportar de forma a se manter estável denominada de impulso ativo e existe uma força máxima que pode ser aplicada sem que ocorra o colapso, denominada de impulso passivo. Desta forma, pode dizer-se que os impulsos ativo e passivo correspondem, respetivamente, ao limite inferior e superior da força de interação entre o solo e a estrutura de contenção.

No caso de muros de gravidade, que são estruturas com comportamento de corpo rígido, é usual utilizar-se a teoria de Rankine (1857) e de Coulomb (1773) para a determinação destes impulsos de forma analítica. Os valores obtidos através destas teorias são valores considerados teóricos e não costumam ser utilizados na execução de projetos de escavação e contenção periférica em meio urbano, uma vez que atualmente se utilizam programas computacionais que fazem estimativas do comportamento do solo de forma mais rápida e eficaz, prevendo ainda as deformações. Desta forma, estes resultados analíticos devem ser utilizados como base de validação do nosso modelo de análise numérica, assim como para um possível pré-dimensionamento de soluções.

### 2.5.1. Teoria de Coulomb

A teoria de Coulomb baseia-se na teoria do equilíbrio limite, isto é, na existência de uma superfície de rotura onde, posteriormente, se verifica o equilíbrio através da consideração das forças e/ou momentos aplicados ao bloco considerado como o mecanismo de rotura. Esta teoria considera que o solo é não coesivo, homogéneo e emerso e é baseada na hipótese de que o esforço exercido no paramento é proveniente da pressão do peso de uma cunha de terra (corpo rígido - indeformável) mas que rompe segundo superfícies curvas. Na prática costuma substituir-se esta superfície curva por uma superfície de rotura planar, sendo posteriormente mais fácil de se verificar o equilíbrio da mesma.

A aplicação da teoria de Coulomb tem a vantagem de poder ser facilmente adaptada a diferentes geometrias do problema permitindo uma abordagem simples. No entanto, só pode ser utilizada para a análise dos impulsos de terras em estruturas de suporte rígidas uma vez que se assume que a estrutura pode sofrer rotação e/ou translação em torno da sua base (Santos, Bourne-Webb, & Freitas, 2021).

### 2.5.2. Teoria de Rankine

Tal como na teoria de Coulomb, considera-se que existe uma cunha de solo no tardo do muro, instável, onde é necessário verificar o equilíbrio das forças atuantes, no entanto, para a aplicação da teoria de Rankine é pressupõe-se que são verificadas algumas condições iniciais, restringindo a sua aplicação a problemas com geometrias diferentes:

- O solo no tardo do muro tem de ser horizontal e sem coesão;
- O solo tem de ser formado por uma única e homogénea camada;
- Não se considera atrito entre o muro e o solo;
- O muro tem uma interface vertical com o solo;
- Não existe sobrecarga no tardo do muro.

O impulso do solo aumenta em profundidade de acordo com a seguinte equação:

$$I = \frac{1}{2} K \cdot H^2 \cdot \gamma \quad (1)$$

Onde,

$K$  – Coeficiente de impulso do solo. Pode ser ativo ou passivo dependendo com impulso que se pretende calcular;

$\gamma$  – Peso volúmico do solo [kN/m<sup>3</sup>];

$H$  – Altura de escavação [m].

As questões da sobrecarga e da inexistência de coesão no solo já foram estudadas e podem ser resolvidas com recurso extensões da solução de Rankine, no entanto essas extensões não serão aqui abordadas.

### 2.5.3. Diagramas aparentes de Terzaghi e Peck

As teorias faladas anteriormente são aplicadas quando o objetivo é calcular as ações aplicadas em estruturas de suporte rígidas, no entanto, quando se fala de estruturas flexíveis já não são corretamente utilizadas. Quando a estrutura de suporte é constituída por uma estrutura flexível existe uma interação solo-estrutura que corresponde a uma redistribuição dos esforços dependendo da rigidez da mesma. Quanto mais a estrutura deforma menos carga recebe devido à sua capacidade de redistribuição de esforços. Deste modo, Terzaghi e Peck definiram de forma empírica diagramas aparentes para o cálculo das reações em estruturas de suporte flexíveis e multi-apoiadas. Estes diagramas variam consoante se trata de solos arenosos, ou argilosos, dividindo ainda os solos argilosos em moles e rijos, como é observado na Figura 3.

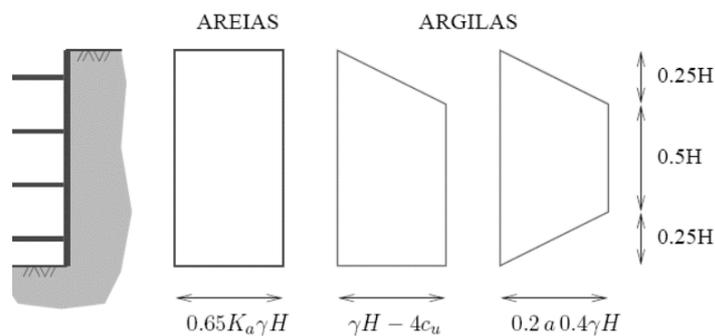


Figura 3 - Diagramas aparentes de Terzaghi e Peck (Apontamentos teóricos UC Obras Geotécnicas, IST)

Com isto, sabendo o posicionamento dos travamentos, estima-se as reações nos mesmos considerando a área de influência para cada um.

É importante referir que estes diagramas apenas se utilizam para pré-dimensionar os travamentos das estruturas de suporte flexíveis, não podendo ser usadas para cálculos os diagramas de esforços reais na cortina.

Atualmente, com a evolução dos programas de cálculo automático, onde é possível uma análise relativamente rápida em regime de tensões-deformações, podem ser verificados os esforços e as deformações em todas as fases construtivas previstas para a obra, resultando numa ferramenta que possibilita um dimensionamento mais simples e mais económico das soluções geotécnicas. Estas ferramentas de cálculo permitem igualmente análises de sensibilidade à variação dos parâmetros geotécnicos, fator fundamental para a calibração dos modelos de cálculo com base nos resultados da instrumentação e observação das obras, como se verá mais adiante.

## 2.6. Projeto Geotécnico segundo o EC7

Como já foi referido anteriormente, o projeto geotécnico encontra-se associado a uma grande incerteza, uma vez que o comportamento do solo é bastante incerto. Por mais intensivo que seja o reconhecimento do terreno, uma vez que os parâmetros que o caracterizam são bastante variáveis - pois não se trata de aço ou betão, onde as características são bem conhecidas e a incerteza associada

é inferior - não é possível uma caracterização e definição exatas e como tal é bastante importante ter alguma experiência e espírito crítico quando se faz este tipo de análise. Reforça-se ainda a ideia de manter uma mente aberta para conceber e aceitar soluções e ideias diferentes que se encaixem em cada situação específica.

Para se fazer o dimensionamento de uma estrutura geotécnica é necessário saber quais são as ações implicadas, as propriedades do terreno e os dados geométricos. Sabendo isto, procede-se às verificações aos estados limites últimos e de utilização estipulando quais ou valores limites de deformações para o caso em estudo.

O Eurocódigo 7 prevê verificações aos seguintes estados limites:

- EQU – Perda de equilíbrio da estrutura;
- STR – Rotura ou deformação excessiva de elementos estruturais;
- GEO – Rotura ou deformação excessiva do terreno;
- UPL – Perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno devido a subpressões ou a outras ações verticais;
- HYD – Instabilidade hidráulica (erosão interna; “piping”) (Santos J. A.).

De forma a que se consiga ter um maior nível de segurança nas estruturas que são dimensionadas, são aplicados coeficientes parciais que majoram as ações e minoram as resistências e as propriedades dos materiais, lidando, deste modo, com as incertezas associadas à modelação do comportamento do solo e aos valores das ações. Estes coeficientes variam consoante a abordagem de cálculo que se utiliza, existindo 3 abordagens de cálculo definidas no Eurocódigo 7, Parte 1.

- ACI (Abordagem de cálculo 1)
  - Combinação 1:  $A1 + M1 + R1$
  - Combinação 2:  $A2 + M2 + R1$

Note-se que, para o caso em que se faz a verificação de estacas carregadas axialmente ou de ancoragens, as combinações têm fatores de segurança diferentes, pelo que as combinações são as seguintes:

- Combinação 1:  $A1 + M1 + R1$
- Combinação 2:  $A2 + (M1 \text{ ou } M2) + R4$
- AC2 (Abordagem de cálculo 2)
  - $A1 + M1 + R2$
- AC3 (Abordagem de cálculo 3)
  - $(A1 \text{ ou } A2) + M2 + R3$

Cada país adota a abordagem de cálculo que considera mais adequada. Portugal adotou a abordagem de cálculo 1 (AC1). Devem verificar-se ambas as combinações e deve dimensionar-se tendo em conta a combinação que dá um resultado mais conservativo. Os fatores de segurança adotados para cada

tipo de verificação encontram-se representados no Anexo A do *Eurocódigo 7: Projeto geotécnico, Parte 1: Regras gerais*.

As ações são majoradas da seguinte forma:

$$A_d = \gamma_G \cdot A_G + \gamma_Q \cdot A_Q \quad (2)$$

Enquanto as propriedades do material e as resistências das estruturas são minoradas por:

$$\phi'_d = \arctg \frac{tg\phi'}{\gamma_{\phi'}} \quad (3)$$

$$c'_d = \frac{c'}{\gamma_{c'}} \quad (4)$$

$$s_{ud} = \frac{s_u}{\gamma_{su}} \quad (5)$$

$$R_d = \frac{R}{\gamma_R} \quad (6)$$

Da aplicação dos referidos coeficientes, passa-se a trabalhar com os valores de cálculo e pode proceder-se às verificações de segurança necessárias, trabalhando com ações majoradas e com resistências minoradas, dando um maior conforto ao projetista relativamente às incertezas associadas a ambos.

É perceptível que as verificações ao Estado Limite de Servido (ELS) de uma escavação realizada num meio não urbanizado, ou seja, sem construções nas proximidades, não serão tão condicionantes como para o caso de uma escavação no centro da cidade, onde existem diversas infraestruturas que se encontram em equilíbrio e cujo mesmo vai ser alterando devido a este tipo de intervenções. Nestes casos, as verificações que determinam o dimensionamento da solução não são as verificações ao Estado Limite Último, mas sim as verificações ao ELS.

## 2.7. Construções em zonas com valor patrimonial

A construção nova tem vindo a aumentar como consequência do aumento da procura. Existem, muitas construções que atualmente estão abandonados, subutilizados ou degradados, ocupando um espaço que pode ser melhorado e tornado apto para uso atual. Assim, tem sido cada vez mais usual a reabilitação e renovação urbana, que têm como objetivo a recuperação destes espaços a fim de os requalificar.

Quando se pretende fazer uma intervenção em zonas com valor patrimonial, é, muitas vezes, necessário que se preserve parte da construção existente. O mais comum é que seja necessário preservar fachadas, mas também é usual a necessidade de conservar elementos estruturais, como é o caso do muro centenário que se encontra presente na obra do Convento de Santa Joana e que vai ser o tema principal abordado nesta dissertação.

Ao longo dos séculos as cidades foram-se consolidando e integrando alterações sociais, tecnológicas e construtivas. Por estas razões, as cidades tornaram-se *testemunhos físicos da cultura do passado* que interessa preservar (Delgado, 2008). No entanto, não interessa deixar as edificações ao abandono, ficando sem nenhuma função útil para a sociedade e constituindo um perigo para a mesma, uma vez que, não tendo qualquer tipo de manutenção e utilização, pode conduzir a derrocadas potencialmente perigosas.

Refere-se ainda que, quando se pretende fazer uma obra de reabilitação numa zona histórica, que implique escavação, é obrigatória a presença de uma equipa de arqueólogos, de forma a que se assegure que não ocorrem danos em elementos com possível valor arqueológico.

Nesta obra em questão, os trabalhos de arqueologia permitiram concluir que o Convento de Santa Joana conserva uma parte substancial da estrutura original, tendo-se identificado elementos patrimoniais muito relevantes. Perante isto, foi necessário definir estratégias claras e vinculativas sobre quais as técnicas e equipamentos a utilizar nos trabalhos de escavação (Dimeconsult, 2020).



## 3. CASO DE ESTUDO

### 3.1. Enquadramento geral

A obra acompanhada e que será objeto de estudo desta dissertação, localiza-se em Lisboa, entre a Rua de Santa Marta (Nordeste) e a Rua Camilo Castelo Branco (Sudoeste), como se pode observar na Figura 4. A área de implantação é de 3 463 m<sup>2</sup>, tendo uma área de construção de 22 271 m<sup>2</sup>, sendo a área de escavação cerca de 2 600 m<sup>2</sup>, visível a verde na Figura 4. O edifício a construir terá 2 a 3 pisos enterrados, dependendo da zona, com uma altura máxima de escavação de 12 metros.



Figura 4 - Localização da obra (Memoria descritiva da obra do antigo convento de Santa Joana, 2020)

O objetivo desta obra é a construção de um empreendimento hoteleiro “Locke Hotel” que será construído no local do antigo *Convento de Santa Joana*, sendo que serão demolidos os edifícios existentes, com exceção da antiga igreja do convento e a fachada do edifício que confronta com a Rua de Santa Marta. Uma vez que o Convento de Santa Joana faz parte do património cultural, é necessário que os procedimentos adotados não destruam determinados elementos constituintes do mesmo. Desta forma, tem que se ter em atenção que, tanto a estrutura do edificado final como as estruturas de contenção periférica, têm de ser adaptadas às restrições e condições dos elementos a serem preservados. No que diz respeito às obras de escavação, para além de ser necessário um acompanhamento permanente por uma equipa de arqueólogos, tem que se garantir que as estruturas centenárias que existem no local e que devem ser preservadas são compatibilizadas com as estruturas de contenção que vão ser executadas.

Uma vez que a obra se realiza no centro de Lisboa, existem algumas condicionantes no que diz respeito à envolvente da mesma. As soluções estudadas têm de ter em conta, não só a preservação dos elementos com valor patrimonial, mas também a garantir que todas as estruturas envolventes não sofrem danos derivados das atividades na obra. Na realização do projeto é necessário considerar as condições de acesso ao local, e as maquinarias com que se pode operar, pois apesar de existirem várias soluções adequadas para determinado cenário geotécnico, nem sempre a melhor solução, em

termos estruturais, é a mais adequada devido a estas condicionantes de acesso ou até mesmo de disponibilidade de equipamentos necessário para realização da mesma.

Antes de se iniciarem os trabalhos, é fundamental que se instalem instrumentos que façam a monitorização das estruturas vizinhas, e que se faça uma leitura que servirá de base para comparar com as leituras efetuadas ao longo de todo o tempo de execução da obra para que seja possível controlar o impacto que os trabalhos executados estão a ter na sua envolvente e reagir atempadamente caso necessário.

Uma vez que esta dissertação vai incidir na fase de escavação da obra, resta entender como vai ser feita a contenção periférica da mesma.

Cada zona tem as suas condicionantes e a estrutura de contenção é adaptada a cada uma, no entanto, de forma geral, a solução adotada será *Muro de Berlim Definitivo* travado por ancoragens e escoras. A zona que vai ser abordada com mais detalhe ao longo desta dissertação será a do alçado que confronta com a *Rua Camilo Castelo Branco* e que terá como desafio o recalçamento e reforço de um muro centenário que aí existe, cuja escavação será realizada até uma cota inferior à cota de fundação do mesmo. Relativamente à geometria da solução, os painéis primários terão 2,50 m de altura e 2,0 m de largura, enquanto que os painéis secundários terão 4 m de largura e 2,5 m de altura. Os painéis vão ser executados até à cota superior da laje de fundação, de forma a que a execução da sapata da parede coincida com a altura de execução da própria laje. As microestacas integrantes da estrutura de contenção terão um comprimento médio de 12,0 m e 6,0 m de bolbo de selagem sendo a escavação feita por níveis de 2,5 m em 2,5 m por forma a acompanhar a execução dos painéis de betão armado.

Na Figura 5 é possível observar as soluções adotadas e localizar a zona de estudo onde se encontra o referido muro centenário. Na Figura 6 e na Figura 7 observa-se o muro localizado no alçado em estudo.

De forma a validar as soluções de contenção periférica projetadas, foram realizadas análises de tensão-deformação de diversos cortes transversais. Ao longo desta dissertação apenas vai ser abordada a zona que confronta com a *Rua Camilo Castelo Branco* (Zona 2) onde se encontra o muro centenário em estudo, pelo que será analisado apenas um corte transversal representativo dessa zona.

Em relação aos principais condicionamentos desta intervenção, para além da necessidade de garantir a integridade do referido muro, tem-se ainda:

- Nível freático acima da cota de escavação;
- Localização no centro de Lisboa, possuindo diversos edifícios confinantes sendo necessário garantir que os deslocamentos dos mesmos não afetam a sua integridade.

Posto isto, conclui-se que é necessário ter em consideração todos estes aspetos aquando da definição da solução de contenção periférica.

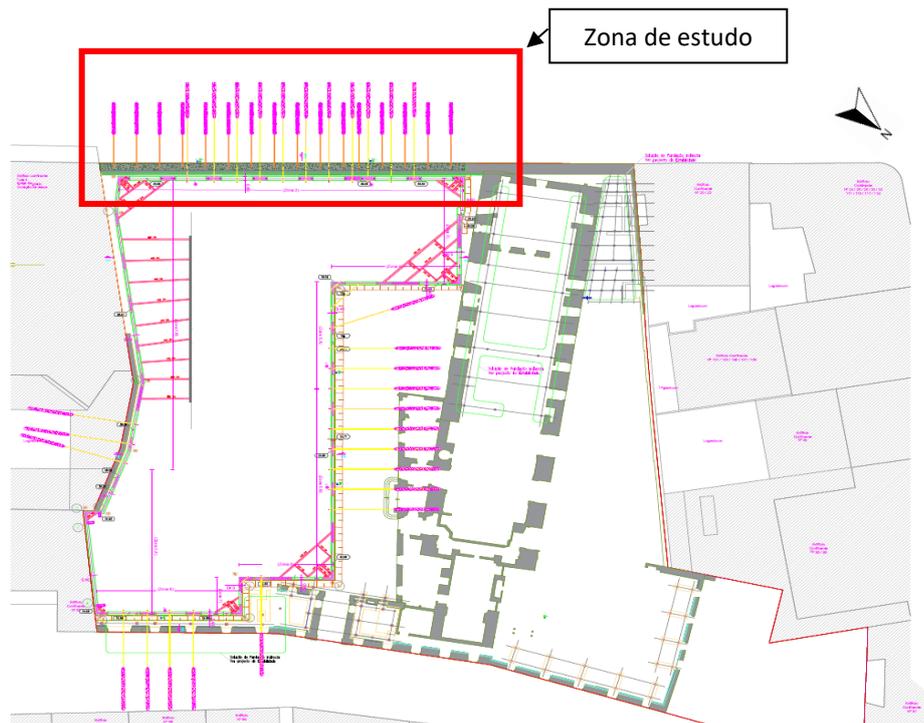


Figura 5 - Planta da solução de contenção periférica com identificação da zona em estudo (JETsj, 2020).



Figura 6 - Vista do muro de gravidade centenário, objeto de análise, datada de novembro de 2019.



Figura 7 - Execução da viga de reforço e microestacas no topo do muro. Foto datada de dezembro de 2019.

### 3.2. Contextualização geológico-geotécnico e hidrogeológica

No presente subcapítulo é apresentado o enquadramento da zona de intervenção do ponto de vista geológico e geotécnico.

Relembra-se que, antes de se começar qualquer projeto relacionado com a construção de uma infraestrutura, é imprescindível que se saiba o tipo de terreno subjacente, pois é um aspeto condicionante para a escolha do tipo de contenção periférica e fundações a adotar.

A fim de conhecer as condições geotécnicas em que a referida obra se vai desenvolver, foram realizadas, pela Geocontrole, treze sondagens (S1-S13), acompanhadas de ensaios de caracterização *in situ* no terreno dentro e fora do lote; duas sondagens inclinadas no muro de suporte que confronta com a Rua Camilo Castelo Branco (CH1-CH2), e uma carote horizontal (CH3) no mesmo muro de forma a que se tivesse uma perceção da sua geometria e qualidade do material constituinte (GEOCONTROLE, 2016). As referidas sondagens foram realizadas conforme disposição apresentada na Figura 8.

As sondagens foram executadas à rotação e com recuperação de testemunho, sendo que no mesmo furo de sondagem foram realizados os ensaios de penetração dinâmica, SPT. Os resultados desses ensaios foram utilizados como base para a estimativa dos parâmetros do terreno, através da aplicação de correlações entre os valores de  $N_{SPT}$  e de ângulo de resistência ao corte do solo. Nas estruturas do muro de suporte, a furação foi realizada com recurso a coroas diamantadas devida à elevada dureza do material, não tendo sido realizado nenhum ensaio SPT, mas sim ensaios UCS de forma a avaliar a resistência à compressão do material e o seu módulo de deformabilidade (GEOCONTROLE, 2016). Da análise das referidas sondagens contemplou-se a existência de diversas unidades lito-estratigráficas cuja sua representação se encontra na Tabela 2.

Da análise do relatório geológico-geotécnico realizado pela *Geocontrole*, que teve como base a consulta da carta geológica da região e a análise de todos os dados provenientes das sondagens realizadas, foi possível eleger o perfil geológico-geotécnicos mais relevante para realizar a análise de estabilidade da solução proposta. Na Figura 9 é possível observar o referido perfil. É importante reforçar que esta caracterização tem como objetivo ter uma noção do tipo de terreno que se vai encontrar e qual a sua geometria espacial, nunca sendo uma certeza, uma vez que a caracterização é baseada nas sondagens pontuais, não abrangendo toda a área em questão.

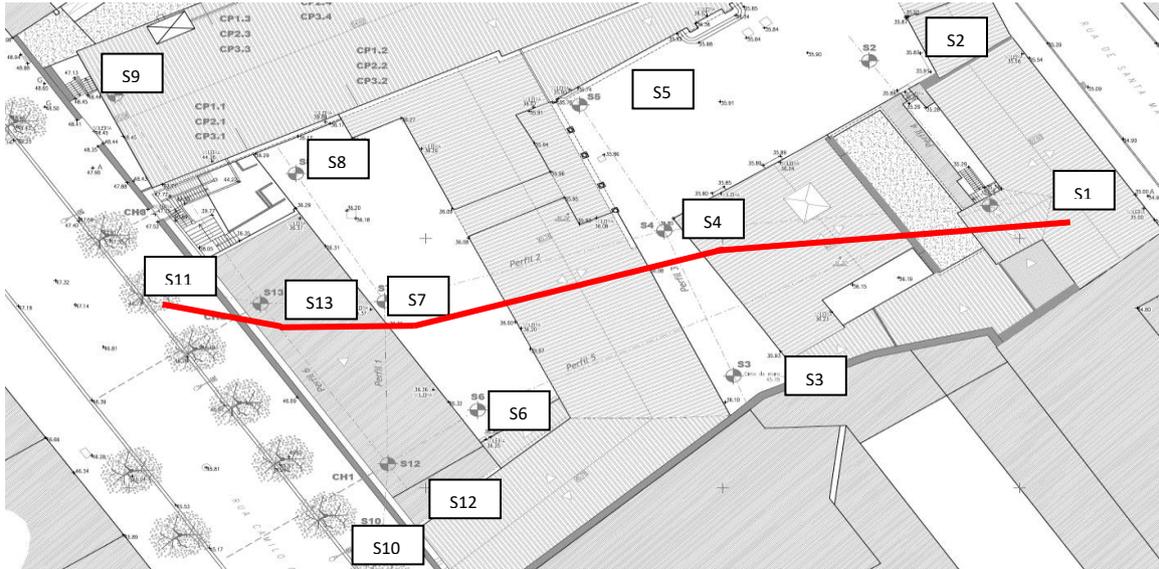


Figura 8 - Identificação, em planta, da localização das sondagens realizadas (Adaptado do relatório geológico-geotécnico, Geocontrole, 2016)

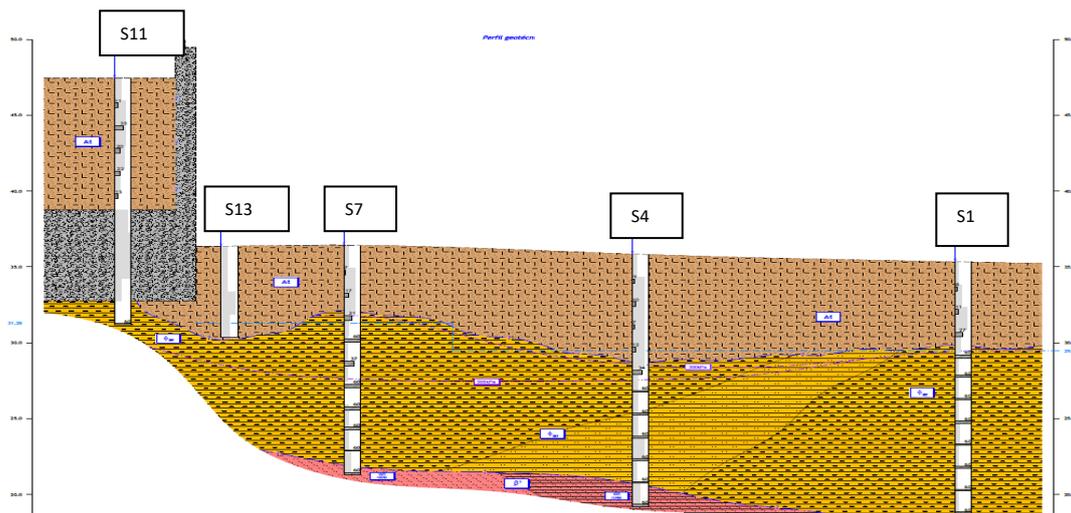
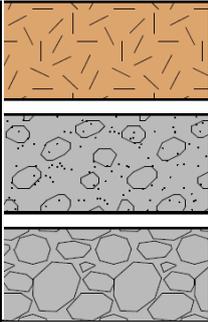
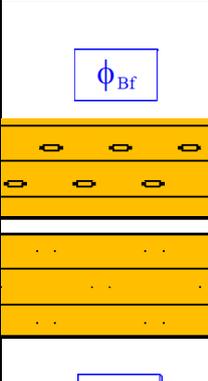
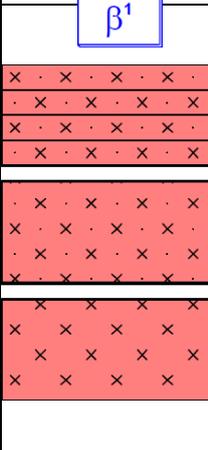


Figura 9 - Perfil geológico-geotécnico da zona em estudo (Relatório geológico-geotécnico, Geocontrole, 2016)

Tabela 2 - Lito-Estratigrafia local (Adaptado do Relatório geológico-geotécnico, Geocontrole, 2016)

Estratigrafia	Símbolo	Formação	Litologia
Recente		Aterros e eventuais aluviões	- Aterro pedregoso com fragmentos rochosos de natureza carbonatada envoltos em matriz silto-argilosa, por vezes arenosa, com passagens de arenito fino silteoso, muito consolidado, com fragmentos rochosos e restos cerâmicos dispersos.

			<ul style="list-style-type: none"> <li>- Blocos vulcânicos e/ou calcários argamassados, com geometria irregular de tonalidade cinzento esbranquiçada. A argamassa aparenta ser pobre e por vezes com elevado estado de deterioração. Pontualmente ocorrem pequenos fragmentos cerâmicos no seio da argamassa.</li> </ul>
Paleogénico		Formação de Benfica	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Arenito fino siltoso, carbonatado, muito consolidado.</li> <li>- Argila siltosa, algo arenosa, com fragmentos calcários e seixo miúdo dispersos.</li> <li>- Seixos e calhaus muito abundantes, de natureza calcária e basáltica, em matriz argilo-siltosa.</li> <li>- Margas calcárias silto-argilosas, por vezes algo arenosa, incorporando fragmentos de calcário nodular.</li> <li>- Areias finas a médias argilosas e siltosas, com fragmentos carbonatados e seixo heterométrico disperso.</li> </ul>
Cretácico		Complexo vulcânico de Lisboa	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tufos vulcânicos, silto-arenosos, algo argilosos, cinzentos arroxeados. Por vezes ocorrem vários fragmentos basálticos dispersos.</li> <li>- Basalto profundamente decomposto deitando-se em solo residual arenosiltoso, ocasionalmente calcítico, cinzento arroxeadado. Por vezes ocorrem vários fragmentos basálticos dispersos.</li> <li>- Basalto calcítico muito a medianamente alterado e muito fraturado, cinzento.</li> </ul>

Para que fosse realizada a análise da solução proposta para recalçamento e reforço do muro centenário foi averiguada cada camada lito-estratigráfica reconhecida no Relatório Geológico-Geotécnico e foi feita uma divisão dos estratos num conjunto de zonas geotécnicas de acordo com a formação geológica a que correspondem e o número de pancadas  $N_{SPT}$  registados. Notou-se a existência de *Aterros e eventuais aluviões* à superfície e com geometria irregular, constituindo a camada mais recente com uma espessura que varia entre os 2.70m e os 10m. A resistência destes aterros varia bastante, devido à heterogeneidade do solo, encontrando-se com  $5 \leq N_{SPT} \leq 40$ . Considerou-se que teria uma forte componente coesiva uma vez que estes depósitos têm uma forte componente silto-argilosa (GEOCONTROLE, 2016). Subjacentemente a esta camada de aterro encontra-se um substrato atribuído ao Oligocénico, representado pela unidade litográfica denominada de *Formação de Benfica*, fundamentalmente *cascalhenta envolta em matriz silto-argilosa por vezes areno-siltosa* (GEOCONTROLE, 2016). Esta camada tem espessuras que variam entre os 8.0m e os 13.0 constituindo a fundação do muro em análise.

De acordo com os resultados das sondagens foi possível verificar que existe uma variação acentuada dos resultados dos ensaios SPT e como tal foram definidas duas zonas com características ligeiramente diferentes em termos de deformabilidade e resistência do solo correspondente a esta camada litológica. Deste modo, considerou-se a existência de duas zonas geotécnicas, a primeira constituída por uma zona mais cascalhenta com valores de  $N_{SPT}$  mais baixos e a segunda constituída por uma zona mais conglomerática com valores de  $N_{SPT} \geq 60$ .

No que diz respeito ao *Complexo Vulcânico de Lisboa*, considerou-se uma única zona geotécnica representativa desta unidade lito-estratigráfica.

Para que a caracterização do terreno fosse o mais completa possível, foi realizado um estudo hidrogeológico com o objetivo de determinar a posição do nível freático e as características hidráulicas do solo. Foi reconhecido o nível de água ocorrente no local através de leituras nos piezómetros instalados. Verificou-se que as cotas piezométricas variam entre +32,17m e +33,00m, tendo um escoamento de norte para sul com velocidades muito baixas uma vez que a condutividade hidráulica média é de  $3,39 \times 10^{-7} \text{m/s}$  para a Formação de Benfica e de  $2,06 \times 10^{-7} \text{m/s}$  para os aterros. Com estes valores de condutibilidade pode ainda aferir-se que a presença de finos é considerável, tendo, por isto, assumido que o comportamento destas duas zonas seria aproximado a um comportamento não drenado, a curto prazo.

Na Tabela 3 estão apresentados os parâmetros geotécnicos definidos, pela Geocontrolo, para cada zona, que serão alvo de análise mais à frente nesta dissertação.

*Tabela 3 - Parâmetros geotécnicos definidos para cada zona geotécnica pela Geocontrolo (Relatório geológico-geotécnico, Geocontrolo, 2016)*

Zona Geotécnica	Litologia	$N_{SPT}$	Peso Volúmico ( $\text{kN/m}^3$ )	Ângulo de atrito interno $\phi'$ ( $^\circ$ )	Coesão (kPa)	Módulo de Deformabilidade $E'$ (MPa)
<b>ZG3</b>	Aterros silto-argilosos, algo pedregosos	5-17	18	25	0	5
<b>ZG2-B</b>	Cascalheira envolta em matriz argilo-arenosa, por vezes algo argilosa	< 60	20	32	5	50
<b>ZG2-A</b>	Silte-arenoso e/ou areia siltosa. Conglomerados fortemente cimentados	> 60	20	34	15	50
<b>ZG1</b>	Basalto calcítico, rochoso	> 60	21	37	20	70

### 3.3. Caracterização do muro de suporte

Ao longo desta dissertação tem-se como objetivo analisar a solução de recalçamento e reforço do muro de gravidade centenário, assim como sugerir uma solução alternativa para a estrutura de contenção da zona em estudo. Como referido anteriormente, foram realizadas duas carotagens inclinadas e uma horizontal no muro de suporte, de forma a aferir qual o material constituinte do mesmo, a sua geometria e por forma a estimar alguns dos seus parâmetros mecânicos.

O muro existente é enquadrado nas estruturas de suporte rígidas, sendo constituído por alvenaria de pedra argamassada, mais especificamente por *Blocos vulcânicos e/ou calcários argamassados* (GEOCONTROLE, 2016), supondo uma altura de 15m, dos quais 10m fazem a transição entre a cota da *Rua Camilo Castelo Branco* e a cota existente no interior do lote. Estima-se a base com 5m de largura, sendo a sua secção trapezoidal e com uma fundação direta na unidade lito-estratigráfica *Formação de Benfica*. Uma vez que se trata de um muro de gravidade, a estabilidade do mesmo é garantida através das forças gravíticas e como tal, é imperativo que o muro tenha peso suficiente para resistir às forças de tração provocadas pelo impulso de terras no teu tardoz.

Na Figura 10 é possível observar 2 edifícios confinantes (à direita) com o paramento do muro, com um piso, que serão demolidos e que, através da análise da sua geometria e rigidez, foi possível constatar que não constituem um travamento ao muro. Na Figura 11 representa-se a secção transversal considerada para o referido muro (Dimeconsult, 2020).

É de notar que há centenas de anos atrás já se tinham determinadas preocupações na construção destas estruturas, tais como a realização de sistemas de drenagem de forma a minimizar os impulsos no seu tardoz, assim como a ligeira inclinação do seu paramento.

A fim de modelar a solução proposta, é necessário que se estime as características do material constituinte do mesmo, tendo sido, para isso definidos os seguintes parâmetros (Tabela 4). Estes valores foram baseados nos resultados dos ensaios UCS que foram realizados para o material do muro centenário, de onde se obteve uma estimativa do peso volúmico e do módulo de deformabilidade do mesmo. Uma vez que o modelo constitutivo adotado para a modelação do muro foi o modelo elástico linear, apenas foi necessário definir o valor do coeficiente de Poisson. Para isto considerou-se um valor próximo do valor utilizado para agregados de rocha (Teixeira Duarte, Engenharia e Construções, S.A., 2020)

Muro de gravidade centenário



Figura 10 - Perspetiva do muro de gravidade existente antes da demolição das construções confinantes.

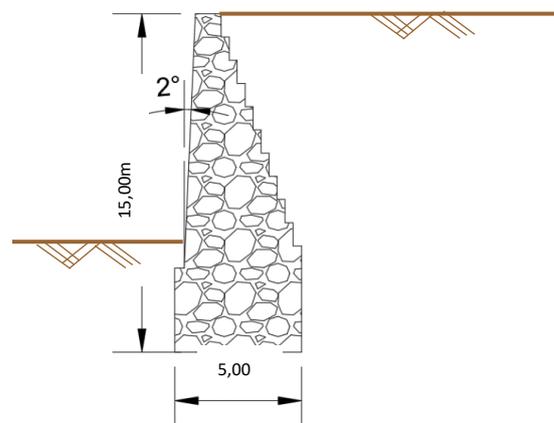


Figura 11 - Possível secção transversal do muro de gravidade centenário.

Tabela 4 - Caracterização mecânica do muro.

Muro centenário	
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	22
$E_{ref}$ [GPa]	7
$\nu$	0,25

### 3.4. Solução inicial para o reforço e recalçamento do muro centenário

A solução adotada para a execução da escavação e contenção periférica não foi a solução que estava prevista numa fase inicial. Primeiramente, a empresa *DIMECONSULT* desenvolveu um projeto que mais tarde foi otimizado pela empresa *JETSj*.

Para que seja mais fácil perceber a razão desta mudança de solução, vai ser explicada de forma resumida a solução inicial e mais tarde a solução adotada.

A solução inicial consistia na realização de 3 a 4 níveis de pregagens, com 12 m de comprimento, numa malha 2,00x2,00 m, cujo bolbo de selagem seria localizado no aterro no tardo do muro, o que fez com que a solução necessitasse de pregagens com espaçamento muito reduzido, traduzindo-se numa solução semelhante ao tratamento do terreno no tardo do muro, saindo muito dispendioso e pouco eficiente. Apesar de eficaz, a solução poderia ter um desempenho muito superior, caso o bolbo de selagem das pregagens realizadas se localizasse num terreno competente.

Para fazer o reforço da fundação do muro, seria executado 1 nível de ancoragens espaçadas de 2,5 m longitudinalmente, localizadas a 1,00 m da cota do início da escavação.

Por fim, de forma a conter a porção de terras localizadas abaixo da cota da base do muro, seria utilizado *Muro de Berlim Definitivo*, com 0,60 m de espessura, com 3 níveis de ancoragens com 2,50 m de espaçamento longitudinal aplicadas no centro de cada painel. Nos cantos, a utilização de ancoragens seria substituída por escoras metálicas.

Para uma melhor compreensão da solução referida é possível observar um esquema da mesma na Figura 12.

É possível observar as pregagens realizadas ao longo do muro, assim com as ancoragens e os níveis de escavação. À direita é bastante perceptível a densa malha de pregagens e de ancoragens projetada.

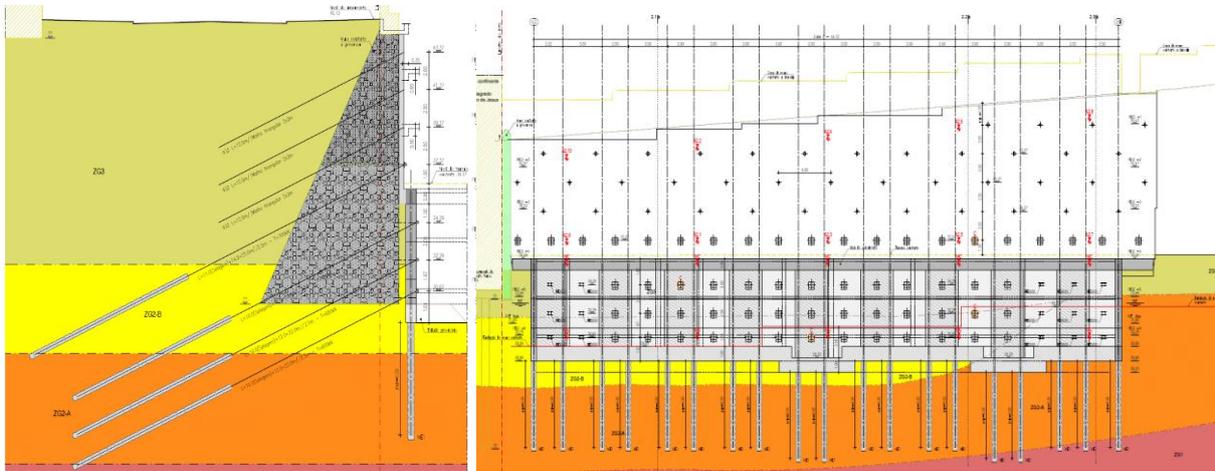


Figura 12 - Solução de contenção periférica projetada pela DIMECONSULT (Peças desenhadas, DIMECONSULT, 2019)

### 3.5. Solução adotada para o reforço e recalçamento do muro centenário

A solução que foi de facto adotada para o reforço e recalçamento do muro, foi conceptualmente a mesma que tinha sido proposta pela *DIMECONSULT*, tendo sido otimizada pela *JETSj*, como referido anteriormente. A principal diferença entre ambas as soluções centrou-se na eliminação das pregagens seladas no aterro e a substituição das mesmas por uma fiada de microestacas executada no coroamento do muro e seladas no terreno natural e com competência para o efeito, assim como uma alteração na posição e número das microestacas que servem de fundação para o muro de contenção do tipo Berlim definitivo, bem como de recalçamento do muro existente.

Nesta solução, as pregagens que vão ser realizadas não se encontram dispostas na face do muro, mas sim numa viga de reforço que será executada no topo do mesmo (Figura 13). Nessa viga são executadas pregagens materializadas por microestacas espaçadas de 3,0 m longitudinalmente, com o bolbo de selagem localizado na *Formação de Benfica* ( $N_{SPT} > 60$ ).

Chegando à cota +34,40 m (a aproximadamente 3,0 m da base do muro) executa-se uma viga de recalçamento, com 0,60 m de altura e 0,60 m de espessura, onde será realizado o primeiro nível de ancoragens, desfasadas das ancoragens localizadas no centro dos painéis de betão armado. Em média as ancoragens são espaçadas de 3 em 3 metros. Depois de executada a viga e as ancoragens, cuja função é o reforço da fundação, executam-se os painéis primários (2,00x2,70 m), seguidos dos secundários (4,40x2,70 m) e, por fim, os terciários, constituídos por betão armado. À medida que são executados os painéis vão sendo colocadas as ancoragens e aplica-se o pré-esforço assim que possível. As ancoragens são realizadas no centro de cada painel sendo que, na zona em estudo, ter-se-ão 3 níveis de ancoragens, contando com o nível executado na viga de coroamento. Por fim, refere-





Figura 15 - Viga de reforço com microestacas executadas. Foto data de dezembro de 2019.



Figura 16 - Muro de Berlim definitivo com os dois primeiros níveis de ancoragens executados. Foto datada de dezembro 2019.



Figura 17 - Plataforma de apoio à execução das microestacas de travamento ao muro de gravidade centenário. Foto datada de dezembro de 2019.

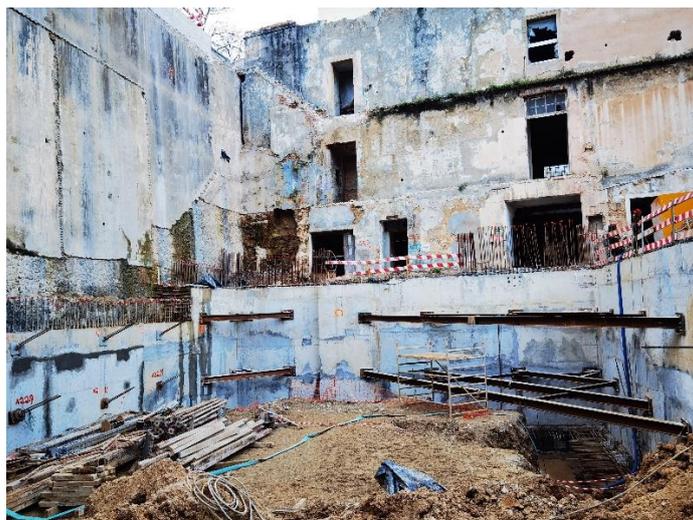


Figura 18 - Muro de Berlim definitivo, zona 2. Foto datada de dezembro de 2019.



Figura 19 - Execução de ancoragens no Muro de Berlim Definitivo. Foto datada de dezembro de 2019.

São notórias algumas das alterações realizadas:

- Alteração da métrica dos painéis da parede de contenção com conseqüente diminuição das microestacas onde os mesmos se apoiam, tendo passado de 20 microestacas para 15;
- Otimização das ancoragens, incluindo dos níveis de pré-esforço e da posição dos respetivos bolbos de selagem;
- Introdução de um travamento passivo no coroamento do muro, com recurso a microestacas solidarizadas entre si através de uma viga de reforço.

### 3.5.1. Faseamento construtivo da solução adotada

Antes de se proceder à execução da solução é necessário que se faça uma inspeção às estruturas localizadas na periferia do recinto de escavação de forma a identificar patologias já existentes e comparar com as que irão existir no final da obra. Para isso, é feita uma vistoria das estruturas, seguida da instalação dos aparelhos de instrumentação e monitorização nas mesmas, assim como nos elementos que se pretendem preservar dentro do lote.

Após a instalação dos aparelhos necessários é essencial que se proceda à zeragem dos mesmos, para que se possam prosseguir com os trabalhos pela seguinte ordem:

1. Demolição do paramento do muro existente até à cota da *Rua Camilo Castelo Branco*;
2. Realização das microestaca inclinadas localizadas no topo do muro;
3. Colocação de ferrolhos que posteriormente irão fazer a ligação entre o muro existente e a viga de reforço;
4. Execução da viga de reforço localizada no topo do muro;
5. Execução das microestacas que irão estar incorporadas na estrutura de contenção com a função de transmitir ao terreno as cargas provenientes da mesma;
6. Início da escavação dentro do lote, de forma a que seja possível executar a viga de coroamento e de recalçamento da fundação do muro existente;
7. Colocação de ferrolhos que posteriormente irão fazer a ligação entre o muro existente e a viga de recalçamento;
8. Execução da viga de recalçamento do muro;
9. Execução do primeiro nível de ancoragens na viga de recalçamento do muro;
10. Continuação da escavação dentro do lote respeitando as dimensões e a ordem de execução dos painéis da estrutura de Berlim Definitivo.
11. Execução das ancoragens no centro dos painéis à medida que vão sendo executados;
12. Colocação do pré-esforço nas ancoragens assim que o betão tiver as características adequadas para tal;
13. Realização do ensaio de receção das ancoragens e respetiva blocagem;
14. Instalação das células de carga nas ancoragens em que foi definido;
15. Repetição dos passos 10 a 14 até chegar à cota correspondente à face superior da fundação;
16. Execução do ensoleiramento geral onde irá apoiar o último nível de painéis;
17. Execução da estrutura final que servirá de travamento definitivo à estrutura de contenção periférica;
18. Desativação das ancoragens e dos escoramentos de canto.

### **3.6. Drenagem do muro**

Um muro de suporte constitui uma barreira ao escoamento da água superficial ou freática, ficando submetido a pressões hidrostáticas. De forma a poder desprezar os impulsos provocados pela água que se encontre no tardo do mesmo, tem que se garantir existe um sistema de drenagem eficiente. Durante as operações de demolição das estruturas que se encontravam encostadas ao muro centenário foi possível observar a existência de bueiros (Figura 20) que se assumiram realizados com a função de drenagem das águas localizadas no seu tardo. Com o passar do tempo e sem manutenção, estes bueiros ficaram inutilizados devendo ser realizadas novas carotagens com o objetivo de limpar os furos e os tornar novamente funcionais. Uma vez que os dispositivos de drenagem são muito suscetíveis a entupimentos é importante que se implemente um programa de manutenção e fiscalização da funcionalidade dos mesmos.

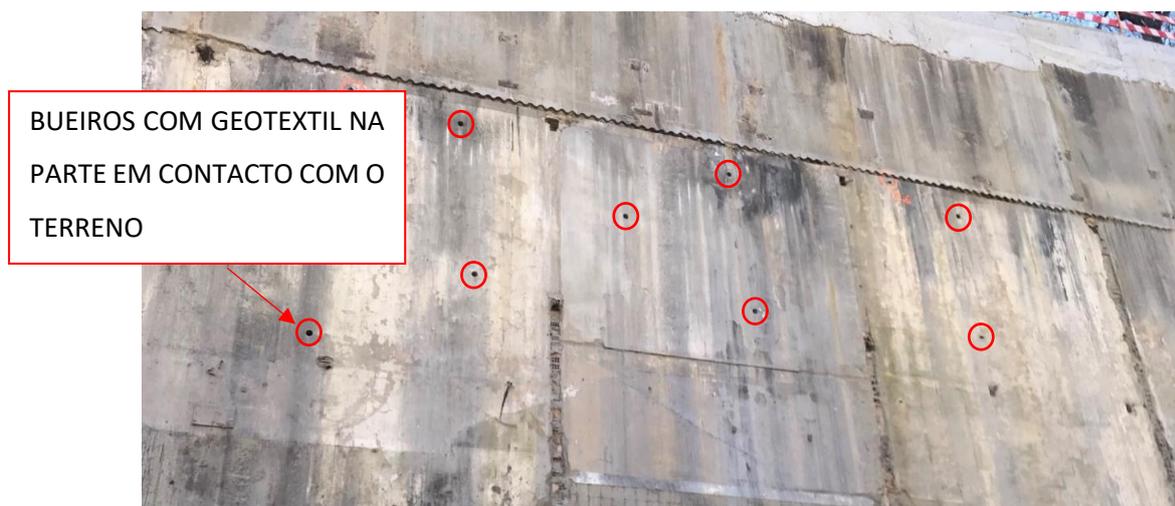


Figura 20 - Identificação de bueiros existentes no muro de gravidade centenário.

Por conseguinte, é necessário pensar numa forma de escoar a água que aflui aos referidos bueiros. A forma mais eficaz de realizar esse procedimento é a execução de uma caleira na base da escavação com a função de encaminhar a água para uma zona apropriada onde posteriormente será bombada.

Deste modo, considera-se que a solução mais eficaz será a solução esquematizada na Figura 21, com posterior definição da solução de bombagem da água afluyente à caleira na base da escavação.

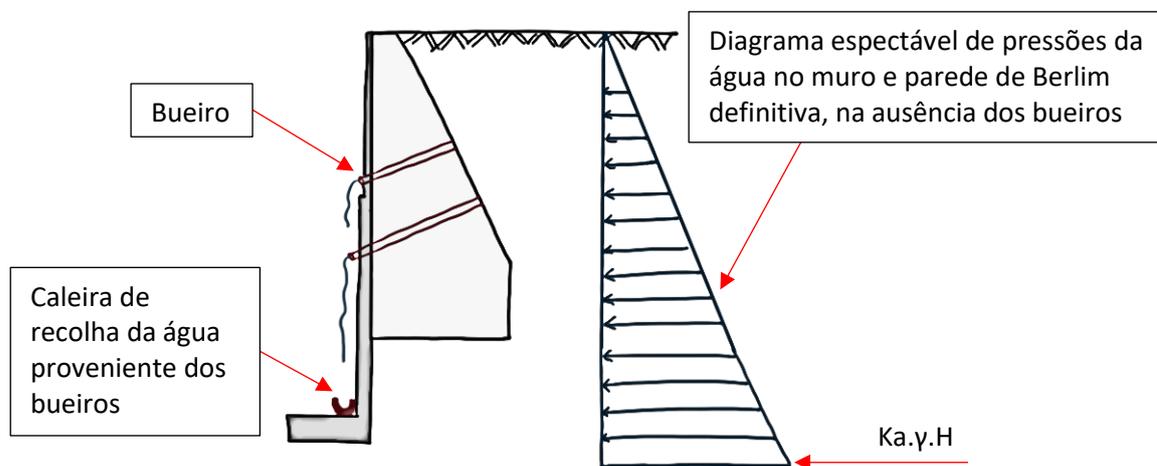


Figura 21 - Esquema da solução proposta para drenagem da água existente no tardo do muro.

Refere-se que a solução é pensada para um muro de gravidade já existente, o que torna condicionante a sua definição, não sendo viável uma solução de drenagem pelo tardo do mesmo, com recurso, por exemplo, a mantas drenantes. No entanto, para este caso específico, pensa-se que a estética da solução não será um problema, uma vez que será, posteriormente, construída a parede do edifício nessa zona, ocultando os elementos de drenagem referidos.

## **3.7. Plano de instrumentação e observação**

### **3.7.1. Generalidades**

Como já havia sido mencionado anteriormente, é de extrema importância que se tenha um plano de instrumentação e observação bem elaborado para que se consiga acompanhar as exigências da obra em tempo real. Com um plano de instrumentação que transmita um bom grau de confiança ao projetista, é possível que se faça um projeto mais otimista, sempre com alternativas em mente que permitam reagir atempadamente caso se verifique necessário. Não havendo este plano de instrumentação, ou caso este não transmita a confiança necessária ao projetista, a solução adotada será muito mais conservativa pois não há forma de controlar o comportamento ao longo do desenvolvimento da obra e como tal, a tendência é adotar uma posição mais 'agressiva' aquando do dimensionamento da solução, por forma a ter a certeza que tudo decorre em condições de segurança.

### **3.7.2. Aparelhos de medição utilizados e grandezas medidas**

Em geral, os aparelhos mais utilizados são alvos topográficos, inclinómetros e piezómetros. Estes instrumentos são utilizados em praticamente todas as obras em que é necessário realizar escavações e contenções periféricas, podendo ser complementados com outro tipo de aparelhos caso seja necessário.

Nas obras realizadas no Convento de Santa Joana, os instrumentos utilizados para fazer a monitorização da obra foram:

- Alvos topográficos;
- Inclinómetros;
- Piezómetros;
- Células de carga.

#### **3.7.2.1. Alvos Topográficos**

Alvos topográficos são instrumentos colocados em determinados pontos onde se pretende medir movimentos.

A sua instalação é feita com recurso a colagem ou selagem de placas metálicas planas que contêm o referido alvo, ou, quando possível, são colocados os alvos diretamente na estrutura que está a ser monitorizada. Deve ter-se em atenção a localização do mesmo, uma vez que a leitura tem de ser efetuada a partir de um ponto que seja fixo, para que a análise entre as diferentes leituras seja fiável.

Como é de esperar, todas as fachadas a preservar, edifícios adjacentes, e estruturas de contenção periférica têm de ter os movimentos controlados e para isso foram colocados alvos topográficos em pontos estratégicos para que se conseguisse analisar o seu movimento ao longo das operações em obra. Em determinados locais onde não era possível fazer a leitura a partir de um ponto fixo, isto é, um ponto onde se tivesse a certeza de que não havia nenhuma deformação altimétrica e planimétrica, foram medidos deslocamentos relativos através do sistema de convergência 3D de cordas.

### **3.7.2.2. Inclínómetros**

Os inclinómetros são constituídos por um tubo inclinométrico, torpedo, e unidade de leitura. Podem ser instalados verticalmente ou horizontalmente, medido deslocamentos horizontais e assentamentos diferenciais, respetivamente (Baião, 2017).

Uma vez que os inclinómetros medem ângulos de inclinação, foram colocados no tardo de todas as estruturas de contenção que se consideraram críticas, para que se conseguisse analisar qual a rotação, para dentro ou para fora da obra, que estava a ocorrer e, deste modo, reforçar a solução, com o aumento de pré-esforço das ancoragens, por exemplo.

É imperativo que o inclinómetro fique encastrado na sua base de forma a que se tenha um ponto fixo de referência para a análise dos deslocamentos relativamente a esse ponto.

### **3.7.2.3. Piezómetros**

Uma vez que esse trata de uma obra de escavação, é sempre importante ter conhecimento da posição do nível freático na zona em questão para que se tenha uma solução adequada às características do terreno. Ao longo da escavação, a posição do nível freático vai ser perturbada, sendo necessário controlar essa alteração de forma a reagir atempadamente, ou até mesmo otimizar a solução.

Deste modo, foram colocados piezómetros na periferia da escavação, tendo sido aproveitados, para o efeito, os furos realizados aquando da execução das sondagens geotécnicas.

### **3.7.2.4. Células de carga**

As células de carga foram colocadas em algumas ancoragens de forma a ir controlando o nível de pré-esforço através da medição da tensão na cabeça das ancoragens. Sabendo que o aço sofre fenómenos de relaxação, é importante medir o estado de tensão nas mesmas, para que se garanta que estas estão a cumprir bem a sua função e, caso necessário, devem ser novamente pré-esforçadas.

Para além do controlo do nível de tensão na ancoragem ao longo do desenvolvimento da obra, também é usual a realização de ensaios de carga detalhados, que se baseiam numa análise mais pormenorizada da qualidade da mesma. Esse tipo de ensaios ocorre, por norma, nos casos em que

existe um maior nível de incerteza relativamente à capacidade resistente do terreno na zona do bolbo de selagem, tendo como objetivo analisar o comportamento do mesmo aquando da aplicação do pré-esforço, de forma a detetar eventuais fenómenos de fluência ao nível do bolbo de selagem.

Os ensaios de carga são realizados através da aplicação de forças de tração, de forma incremental, deste a carga inicial até à carga máxima ( $P_p$ ) a que a ancoragem estará sujeita em fase de obra. Os deslocamentos da cabeça da ancoragem são medidos durante o intervalo de tempo em que a ancoragem se encontra sujeita a determinado nível de tensão. A força de blocagem ( $P_p$ ) deve ser atingida até, um máximo, de 6 ciclos de carga (Santa, 2010).

Na Figura 22 é possível observar os diversos ciclos realizados numa das ancoragens, localizadas no alçado em análise, até que se atingisse a carga de blocagem definida em projeto, assim como os deslocamentos obtidos em cada ciclo de carga (Figura 23).

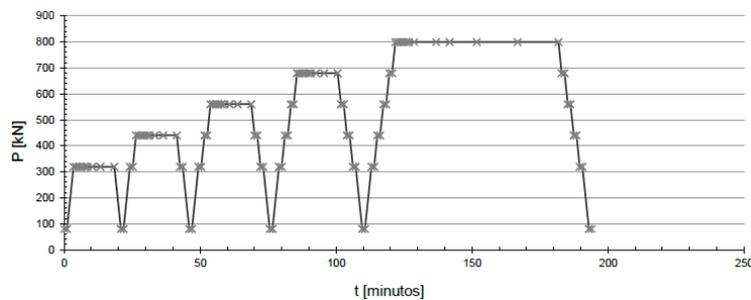


Figura 22 - Representação dos diversos ciclos de carga aplicados num ensaio de carga de uma ancoragem (Boletim de ensaio de carga em ancoragem, Teixeira Duarte S.A., 2021)

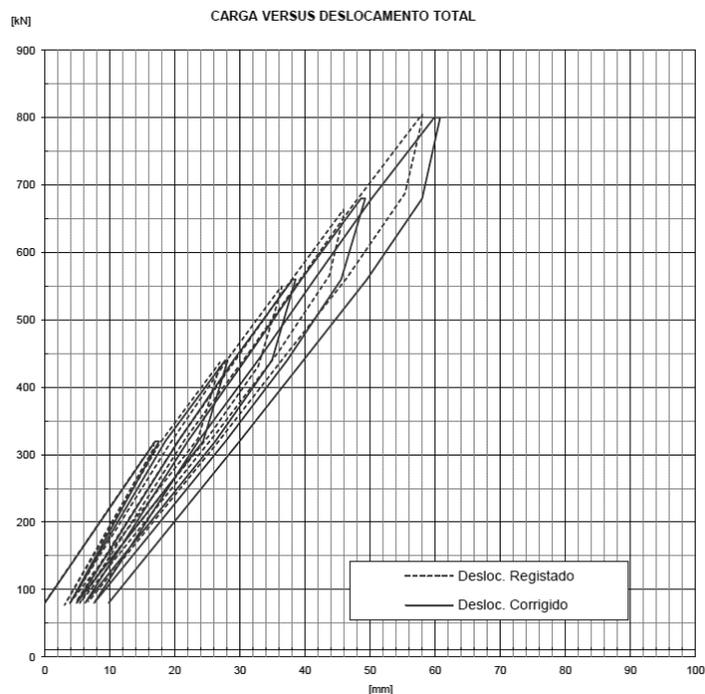


Figura 23 - Representação da relação carga-deslocamento obtido num ensaio de carga de uma ancoragem (Boletim de ensaio de carga em ancoragem, Teixeira Duarte S.A., 2021)

Da análise da Figura 23 é possível constatar que existe um deslocamento plástico de, aproximadamente, 1 cm.

O coeficiente de fluência da ancoragem pode ser calculado com uma taxa de deslocamento constante em dois intervalos de tempo consecutivos, através da equação (7).

$$K_s = \frac{\delta_2 - \delta_1}{\log \frac{t_2}{t_1}} \quad (7)$$

Onde,

$K_s$  – Coeficiente de fluência (mm);

$\delta_i$  – Deslocamento na cabeça da ancoragem no tempo  $t_i$  (mm);

$t_i$  – Tempo após a aplicação do incremento de carga (minutos);

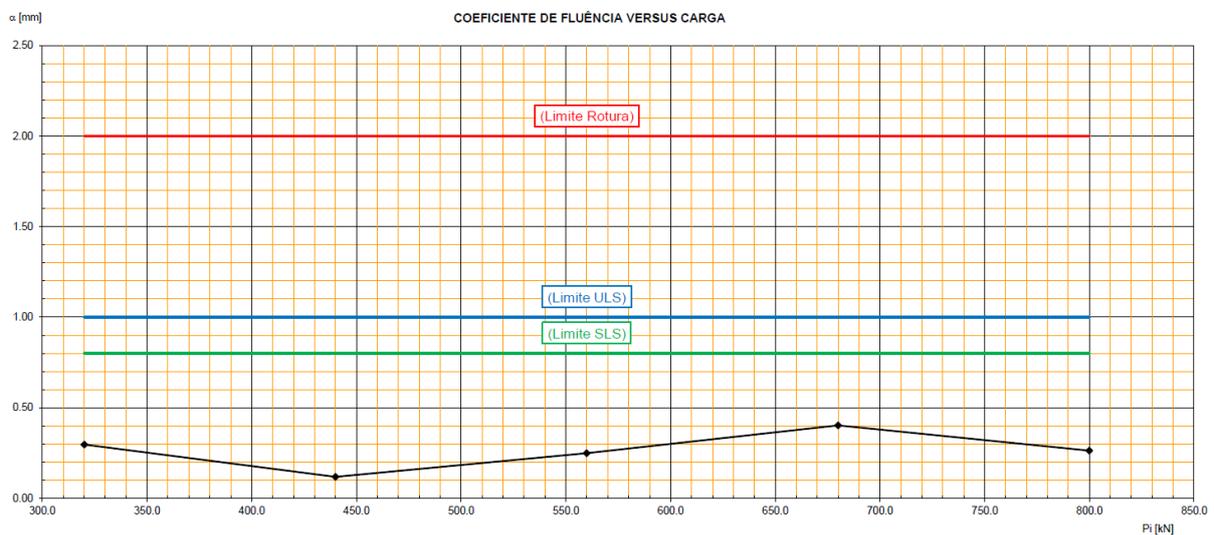


Figura 24 - Gráfico de coeficiente versus carga, com identificação dos valores limites ancoragem (Boletim de ensaio de carga em ancoragem, Teixeira Duarte S.A., 2021).

Da análise da Figura 24 conclui-se que os coeficientes de fluência obtidos durante o ensaio são bastante inferiores aos máximos admitidos, pelo que o comportamento do solo se considera adequado para a execução das ancoragens.

### 3.7.3. Frequência das leituras e critérios de alerta e de alarme

Depois de instalados os aparelhos necessários para fazer o controlo dos movimentos das estruturas envolventes e constituintes da obra, as leituras dos mesmos foram feitas semanalmente. Nos locais onde os deslocamentos se desenvolviam de forma mais acentuada verificou-se que seria necessário um controlo mais rigoroso da evolução dos mesmos, pelo que, em algumas zonas, as leituras passaram a ser feitas duas vezes por semana. Para a definição dos critérios de alerta e de alarme foram tomados

como base os valores obtidos através da modelação, no programa de elementos finitos, da solução adotada, executada pelo projetista.

Esses valores são especificados pelo projetista, servindo de guia para a análise dos resultados obtidos através das leituras dos instrumentos.

Os critérios de alerta e de alarme definidos encontram-se apresentados na Figura 25.

Nível	Critérios		Acção
	Topografia		
	Taxa de deformação	Deformação máxima	
1	< 1 mm/dia	$\delta_H < 25 \text{ mm}$ $\delta_V < 25 \text{ mm}$	Estável.
2 (Alerta)	1-5 mm/dia	$\delta_H = 25 - 50 \text{ mm}$ $\delta_V < 25 - 50 \text{ mm}$	Comunicação às entidades envolvidas, acompanhamento especial, verificação das leituras, elaboração de plano de acção.
3 (Alarme)	> 5 mm/dia	$\delta_H > 50 \text{ mm}$ $\delta_V > 50 \text{ mm}$	Comunicação às entidades envolvidas, verificação das leituras, aumento da frequência de leituras e aplicação de medidas de reposição de segurança.

Figura 25 - Critérios de alerta e de alarme definidos pela JETsj.

Destaca-se que os deslocamentos obtidos, aquando da modelação da solução num programa de elementos finitos, devem ser analisados com julgamento crítico antes de se proceder à definição dos critérios de alerta e de alarme. A análise deve ter em conta os deslocamentos provocados na periferia da zona de intervenção de forma a não provocar assentamentos indesejáveis nas edificações vizinhas. Se a solução proposta for adequada, e se o modelo de cálculo estiver bem definido, os resultados obtidos no programa serão próximos dos resultados obtidos em obra, ainda que, de forma geral, a modelação seja conservativa. Deste modo, definindo os critérios de alerta e de alarme com base nesses resultados, sabe-se que, em princípio, até que se atinja o nível de deslocamentos obtidos através da modelação, a obra se encontra em condições de segurança, tendo de ser analisada a situação no caso em que esse nível é ultrapassado.

## 4. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA SOLUÇÃO ADOTADA E RESPECTIVA RETROANÁLISE

Para fazer a modelação da solução proposta para o reforço e recalçamento do muro recorreu-se ao programa de elementos finitos *Plaxis 2D*, versão 19, de forma a simular o comportamento do solo durante a execução da obra. Modelou-se a secção com maior altura de escavação por se considerar que seria a mais condicionante, uma vez que as características do solo são mais ou menos constantes ao longo de todo o muro.

Com a realização deste tipo de análise, no programa de elementos finitos, é possível obter todos os esforços nas estruturas de contenção e, deste modo, avaliar as cargas a que os travamentos da mesma estão sujeitos, sendo posteriormente realizadas as verificações de segurança necessárias para o dimensionamento da solução.

Na modelação desenvolvida simulou-se o comportamento do solo através do modelo constitutivo *Hardening Soil* que contabiliza com deformações plásticas desde o início da modelação assim como um comportamento não linear do solo. À medida que o material é sujeito a tensões de corte crescentes, considera-se uma diminuição da sua rigidez provocando deformações plásticas (irreversíveis). Para além disto, o aumento do módulo de deformabilidade com o aumento da tensão normal evolui de forma hiperbólica e não de forma linear, como acontece com o modelo de Mohr-Coulomb. Deste modo, considerou-se que seria mais adequado considerar o modelo *Hardening Soil* que utiliza a teoria da plasticidade ao contrário do modelo de Mohr-Coulomb que utiliza a teoria da elasticidade. Para a definição completa deste modelo foi necessário definir os seguintes parâmetros (Bentley, 2021):

- $C'$  – Resistência ao corte não drenada/Coesão efetiva;
- $\phi'$  – Ângulo de resistência ao corte efetivo;
- $\psi$  – Ângulo de dilatância;
- $m$  – Potência que relaciona o nível de tensão e a deformabilidade do solo (power);
  - $$E = E_{ref} \cdot \left( \frac{c \cdot \cos\phi - \sigma_3 \cdot \sin\phi}{c \cdot \cos\phi + \rho^{ref} \cdot \sin\phi} \right)^m$$
- $E_{50}^{ref}$  – Módulo de deformabilidade secante em estado triaxial (corresponde a 50% da tensão de rotura) para a tensão de referência  $\rho^{ref}$ , que está definida por defeito igual a 100 kPa;
- $E_{oed}^{ref}$  – Módulo de deformabilidade edométrico tangente para a tensão vertical igual à tensão de referência,  $\rho^{ref}$ ;
- $E_{ur}^{ref}$  – Módulo de deformabilidade na descarga/recarga, em estado triaxial, para uma tensão de referência,  $\rho^{ref}$ ;
- $\nu$  – Coeficiente de Poisson;
- $\rho^{ref}$  – Tensão de referência;

- $K_0^{nc}$  – Coeficiente de impulso em repouso, com o valor padrão obtido pela equação de Jaky;
- $R_f$  – Coeficiente que caracteriza a relação hiperbólica entre a tensão deviatórica e a extensão.

Os parâmetros que foram definidos estão sempre sujeitos a alguma incerteza uma vez que não foram realizados ensaios para determinar com rigor todos estes valores. Mesmo com ensaios realizados a incerteza associada, apesar de menor, existe, não sendo possível afirmar com certeza que os parâmetros estão corretos devido à elevada heterogeneidade do solo e ao facto de os ensaios serem realizados numa amostra de solo recolhida pontualmente, e submetida a perturbações aquando da recolha da mesma assim como do seu transporte. Para os diferentes valores do módulo de deformabilidade, é proposto no Manual do utilizador do Plaxis que se admitam, como aproximações, as seguintes relações (Bentley, 2021):

$$E \approx E_{50}^{ref}$$

$$E_{ur}^{ref} \approx 3E_{50}^{ref}$$

$$E_{oed}^{ref} \approx E_{50}^{ref}$$

Optou-se por realizar duas análises distintas, considerando comportamento do solo drenado e não drenado. O autor considera que o comportamento não drenado é mais adequado pelo facto de existir uma forte componente argilosa na constituição dos solos em análise, o que se comprova também pelo facto de, nos ensaios de permeabilidade realizados aquando do estudo hidrogeológico, se ter obtido uma condutividade hidráulica, na ordem dos  $10^{-7}$ , correspondente a um material composto por partículas minerais muito finas. Apesar disto, achou-se que seria interessante realizar as duas análises e comparar os resultados obtidos.

## 4.1. Geometria do modelo

Relativamente à geometria do modelo numérico, tendo definido a geometria do mesmo no programa de desenho assistido por computador, *AutoCAD*, determinaram-se as coordenadas dos pontos considerados relevantes e passou-se a geometria definida no *AutoCAD* para o *Plaxis 2D*. Foi importante definir os limites das zonas geotécnicas, a localização e geometria das pregagens e ancoragens, a geometria do muro centenário em análise, a posição das sobrecargas e a área de influência da escavação.

Para definir as fronteiras do modelo tomou-se como referência aproximadamente 6 vezes a altura da escavação para definir o limite lateral (esquerda) e 3 vezes a altura de escavação para definir o limite inferior. Desta forma, definiu-se a fronteira a 50 m para o lado esquerdo e a 26 m abaixo da cota do fundo de escavação para o limite inferior. Relativamente ao limite do lado direito, considerou-se 30 m uma vez que corresponde a metade do comprimento do lote nessa direcção.

De forma sumária apresentam-se, na Tabela 5, os elementos estruturais utilizados e a forma como foram definidos no programa de elementos finitos, Plaxis 2D.

Tabela 5 - Definição dos elementos estruturais da solução no software Plaxis 2D.

Comprimento livre das ancoragens e microestacas	Node-to-node anchor
Bolbo de selagem das ancoragens	Embedded beam row
Paredes, vigas de betão armado e microestacas	Plate
Sobrecargas	Load line

Na Figura 26 encontra-se representada a geometria do modelo de cálculo que foi utilizado para a realização da análise de estabilidade da solução.

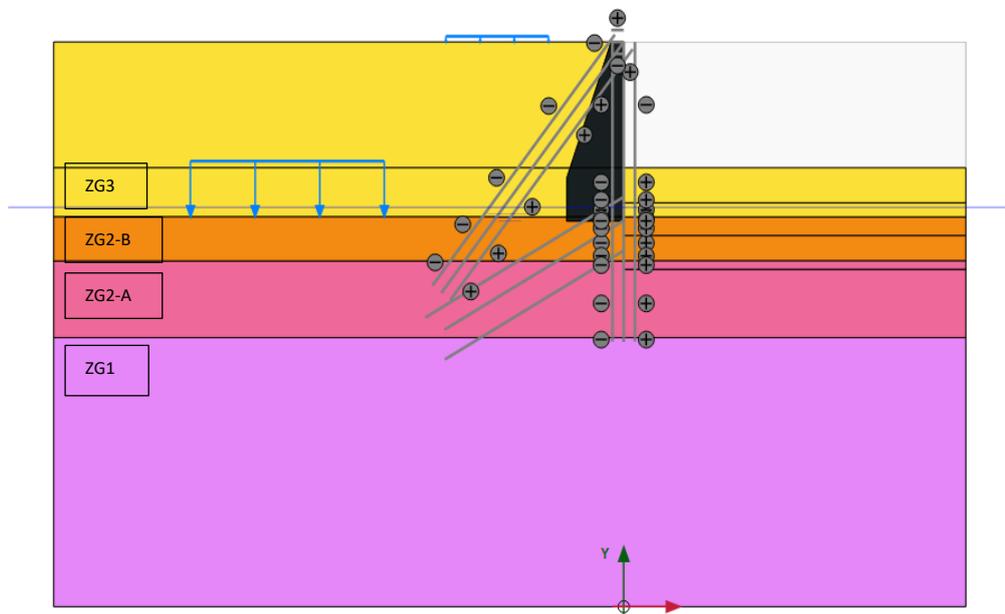


Figura 26 - Modelo de cálculo utilizado para a realização da modelação da solução adotada, no programa PLAXIS 2D.

Relativamente à definição das sobrecargas adotadas, considerou-se que a rodovia corresponderia a 10 kN/m e que o edifício adjacente localizado a uma distância de 21 m do coroamento do muro corresponderia a uma carga de aproximadamente 100 kN/m uma vez que, o mesmo, é constituído por 10 pisos acima do solo. Note-se que seria de esperar que se considerasse uma sobrecarga de 100 kN/m no topo do aterro de forma a materializar o referido edifício, no entanto, sabendo que, muito provavelmente, o edifício deverá dispor de fundações indiretas apoiadas na Formação de Benfica (ZG2B), achou-se conveniente considerar a aplicação desta carga num substrato mais resistente e mais profundo, partindo do pressuposto que o mesmo será fundado com fundações indiretas.

## 4.2. Malha de elementos finitos

Para realizar a modelação da solução recorreu-se a um programa de elementos finitos, PLAXIS 2D, como descrito anteriormente. A base do programa consiste na análise de diversos pontos que constituem uma malha previamente definida. Quanto mais refinada for a malha mais precisa é a análise uma vez que mais nós são considerados para a mesma, sendo, no entanto, realizada uma análise mais pesada do ponto de vista computacional, o que nem sempre é compensado pela qualidade dos resultados obtidos. De forma a definir a malha a utilizar, realizou-se uma análise de 5 malhas distintas. As malhas analisadas foram:

- I. Malha grossa composta por 968 elementos definida por 8106 nós;
- II. Malha média, constituída por 1156 elementos e definida por 9678 nós;
- III. Malha fina, constituída por 1709 elementos e definida por 14208 nós;
- IV. Malha muito fina, constituída por 2327 elementos e definida por 19280 nós;
- V. Por último considerou-se uma malha fina, refinando apenas os pontos em que se achou que a relação tensão-deformação poderia ser mais significativa e que mereciam especial cuidado, tendo obtido uma malha composta por 4935 elementos definida por 40692 nós.

A última malha analisada foi adotada para prosseguir com a análise da solução e encontra-se representada na Figura 27. As restantes malhas podem ser consultadas no Anexo I.

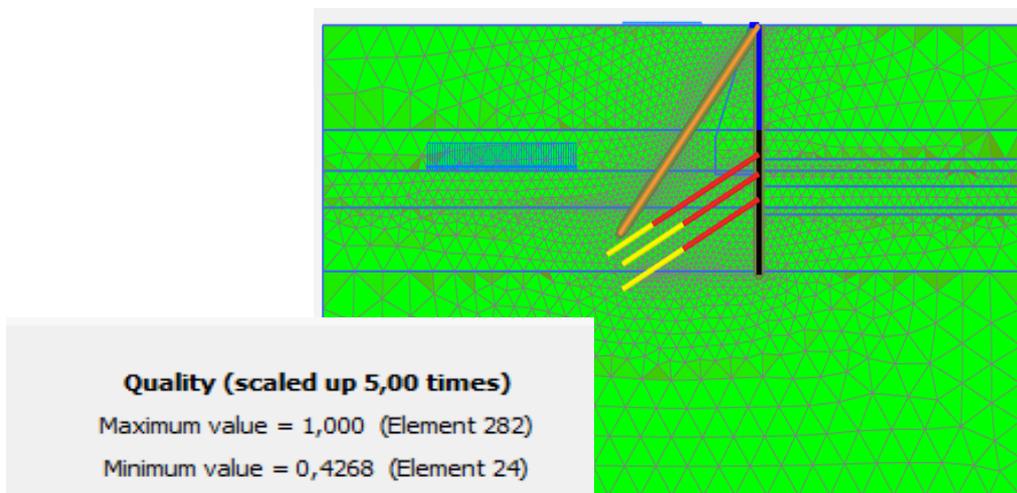


Figura 27 - Qualidade da malha de elementos finitos.

## 4.3. Parâmetros do solo e dos elementos estruturais

Para que o resultado da modelação seja o mais realista possível é necessário que se estudem quais os parâmetros que vão ser utilizados na definição dos elementos e do solo. Deste modo, calcularam-se os parâmetros necessários, apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Parametrização dos elementos estruturais constituintes da solução adotada.

	Módulo de elasticidade [GPa]	Inércia [m <sup>4</sup> ]	Área [m <sup>2</sup> /m]	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	ν	W [kN/m <sup>2</sup> ]	EA	EI
Aço	210	-	-	78,5	0,3	-	-	-
Betão C30/37	33	-	-	25	0,15	-	-	-
Muro de Berlim Definitivo (e=0,6)	-	0,018	0,6	-	-	4,2	1,98E+07	5,94E+05
Microestacas Φ114,3x9mm	-	4,20E-06	2,98E-03	-	-	0,23	2,08E+05	2,94E+02
Microestacas Φ139,7x9mm	-	7,90E-06	3,70E-03	-	-	0,28	2,59E+05	5,53E+02
Ancoragens	-	-	7,00E-04	-	-	-	1,47E+05	-
Bolbo de selagem	7,07E+06	-	-	-	-	-	-	-

Para a caracterização do modelo constitutivo do solo é necessário proceder à parametrização do mesmo. Uma vez que se considerou que os parâmetros definidos segundo a GEOCONTROLE, no relatório geológico-geotécnico, eram muito conservativos, realizou-se uma análise tendo como base algumas correlações empíricas, para o ajuste dos mesmos.

No Anexo II encontram-se as diversas análises realizadas, as quais incidem na determinação dos parâmetros de ângulo de atrito e resistência não drenada. Note-se que, os resultados das correlações empíricas não foram adotados à risca na definição dos parâmetros, no entanto, comparando os valores propostos pela GEOCONTROLE, e os resultados obtidos através dessas correlações, assumiram-se valores que o autor considerou que poderiam ser adequados e que são apresentados na Tabela 7 e Tabela 8.

Tabela 7 - Parametrização do solo utilizada na modelação da solução – parâmetros drenados.

	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	P <sub>ref</sub> [kPa]	E <sub>50</sub> <sup>ref</sup> [MPa]	E <sub>oed</sub> <sup>ref</sup> [MPa]	E <sub>ur</sub> <sup>ref</sup> [MPa]	m	C <sub>r</sub>	Φ'
<b>ZG3 – B</b> (Aterro)	18	100	15	15	45	0,8	5	30
<b>ZG2 – B</b> (Formação de Benfica N <sub>SPT</sub> <60)	20	300	40	40	120	0,7	10	34
<b>ZG2- A</b> (Formação de Benfica N <sub>SPT</sub> >60)	20	355	60	60	180	0,7	15	34
<b>ZG1</b> (Complexo Vulcânico de Lisboa)	21	500	100	100	300	0,3	20	35

Uma vez que, em acréscimo, se irá realizar a análise da solução considerando as zonas ZG2 e ZG3 com comportamento não drenado, foi necessário definir os seguintes parâmetros:

Tabela 8 - Parametrização das zonas geotécnicas ZG3 e ZG2 - parâmetros não drenados.

	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	P <sub>ref</sub> [kPa]	E <sub>50</sub> <sup>ref</sup> [MPa]	E <sub>oed</sub> <sup>ref</sup> [MPa]	E <sub>ur</sub> <sup>ref</sup> [MPa]	m	Su [kPa]
<b>ZG3-B</b> (Aterro)	18	100	15	15	45	0,8	113
<b>ZG2-B</b> (Formação de Benfica N <sub>spt</sub> <60)	20	300	40	40	120	0,7	270
<b>ZG2-A</b> (Formação de Benfica N <sub>spt</sub> >60)	20	355	60	60	180	0,7	350

É possível que se considere que o valor do módulo de deformabilidade dos aterros é um pouco elevado, no entanto deve-se ao pressuposto de que, sendo um aterro centenário, já se encontra muito compactado, apresentando, em consequência, um comportamento mais rígido, menos deformável, que o esperado para aterros convencionais.

Como já tinha sido referido anteriormente, separou-se a unidade litológica designada por Formação de Benfica em duas zonas geotécnicas distintas, uma vez que se considerou que teriam características de resistência e de deformabilidade diferentes devido à análise dos resultados dos ensaios SPT realizados.

Considerou-se que o valor do parâmetro  $m$  seria diferente do definido por defeito pelo PLAXIS uma vez que o aumento do módulo de deformabilidade com o aumento da tensão efetiva é mais acentuado em solos contendo partículas finas, como é o caso das zonas ZG3 e ZG2. Para além do aumento deste parâmetro nas referidas zonas, fez-se a redução do mesmo, para 0,3, para a ZG1 por se considerar que a evolução do módulo de deformabilidade não seria muito acentuada em profundidade.

Relativamente ao parâmetro  $P_{ref}$ , foi definido com base nas tensões existentes num ponto central de cada zona geotécnica considerada de forma a que o módulo de deformabilidade adotado fosse verídico nesse ponto.

Na Figura 28 encontra-se representada a evolução do módulo de deformabilidade do solo em profundidade, para os valores de  $m$ ,  $E_{50}$  e  $P_{ref}$  definidos.

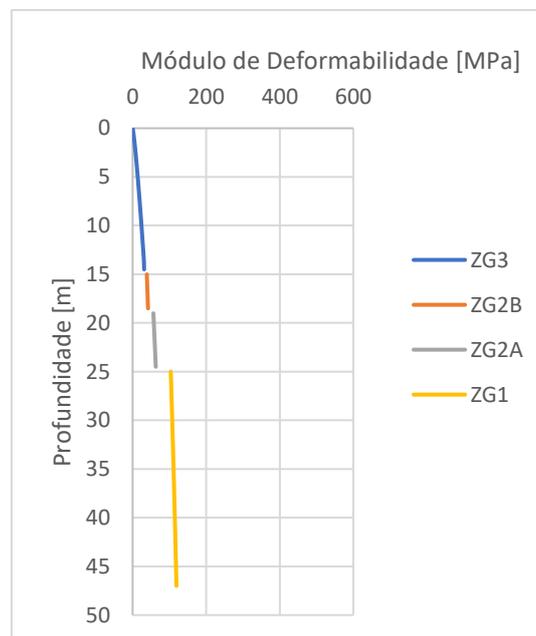


Figura 28 - Evolução do módulo de deformabilidade em função da profundidade - antes da retroanálise realizada.

Alerta-se ainda para o facto de ser importante a análise dos deslocamentos em fase de obra, comparando os deslocamentos estimados, através da modelação realizada e em cada fase de escavação, com os deslocamentos observados, de forma a poder calibrar, em tempo útil, os parâmetros do modelo e, se necessário, adaptar a solução prevista aos reais condicionalismos do local.

## 4.4. Fases de cálculo

De forma a ter um comportamento o mais realista possível é necessário que se tente ajustar as fases de cálculo do programa ao faseamento construtivo previsto em obra. Uma vez que é realizada uma análise em apenas duas dimensões vai tentar representar-se o efeito da terceira dimensão que se traduz no efeito de arco que é mobilizado pelo faseamento construtivo do *Muro de Berlim Definitivo*.

É de referir que existe uma diferença de cotas entre a Rua Camilo Castelo Branco e o interior do lote de escavação, o que pode levar a gerações de tensões iniciais pouco realistas, pelo que, se decidiu simular a construção do mesmo, não contabilizando com as deformações geradas por essa etapa para a análise da solução de estabilização e reforço do muro. Na Tabela 9 resume-se as diferentes fases modeladas no PLAXIS 2D.

Tabela 9 - Faseamento construtivo adotado no software Plaxis 2D.

<b>Fase 0</b>	Geração das tensões iniciais considerando a cota do terreno correspondente à cota da zona ZG2-B, pelo método de cálculo Gravity loading.
<b>Fase 1</b>	Construção do muro de gravidade;
<b>Fase 2</b>	Ativação das camadas de aterro;
<b>Fase 3</b>	Ativação das sobrecargas localizadas no tardo do muro;
<b>Fase 4</b>	Reset displacements to zero para que as deformações obtidas até esse momento não sejam consideradas na análise dos deslocamentos finais;
<b>Fase 5</b>	Ativação das microestacas, da viga de reforço do muro das microestacas de apoio ao <i>Muro de Berlim Definitivo</i> ;
<b>Fase 6</b>	Escavação do primeiro nível considerando um $\sum M_{stage} = 0,5$ , para ter em conta o efeito tridimensional (efeito de arco);
<b>Fase 7</b>	Ativação do <i>Muro de Berlim Definitivo</i> e da primeira ancoragem com um valor de pré-esforço de 600kN;
<b>Fase 8</b>	Repetição de 7) e 8) até chegar à cota da laje de fundo.

## 4.5. Análise dos resultados da modelação

### 4.5.1. Comportamento drenado

Da análise do output da modelação desenvolvida, foi possível obter os deslocamentos resultantes da solução proposta em cada uma das fases referidas anteriormente e com isso analisar a evolução dos mesmos ao longo do tempo de execução. Comparou-se os valores obtidos no final da modelação com os critérios de alerta e de alarme definidos em projeto uma vez que é baseado nos resultados da modelação que se costuma definir os mesmos.

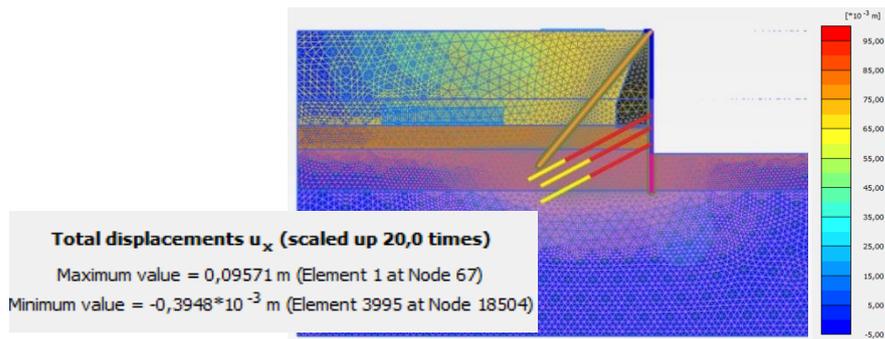


Figura 29 - Deslocamentos horizontais totais obtidos através da modelação da solução adotada (comportamento drenado), no PLAXIS 2D.

Na Figura 29 observa-se o resultado da primeira modelação, no que diz respeito aos deslocamentos horizontais obtidos no final da escavação, correspondendo a um valor máximo de 9,6cm para dentro da escavação. Nesta análise, considerou-se comportamento drenado de todas as zonas geotécnicas, tendo sido realizada com base nos parâmetros e faseamento construtivo descritos anteriormente.

A zona onde ocorrem os maiores deslocamentos localiza-se no topo do muro de gravidade. Através da análise da malha deformada (ampliada 50x), representada na Figura 30, consegue perceber-se que existe um movimento de corpo rígido na zona do muro. Relativamente ao Muro de Berlim Definitivo, assim que se inicia a escavação abaixo da cota de fundação do mesmo, a parede deforma nas zonas menos rígidas, ou seja, entre ancoragens.

Uma vez que o critério de alerta e de alarme é, por norma, baseado nos resultados da modelação, e que os valores obtidos, e representados na Figura 29, são consideravelmente superiores aos valores definidos para esses mesmos critérios, ponderou-se a hipótese de existir um desequilíbrio do muro devido à sua geometria, pelo que se verificou a sua estabilidade através do software GEO5.

No que diz respeito aos deslocamentos verticais (Figura 31), considera-se que os mesmos são algo elevados (7,0 cm), não só para os assentamentos como para os empolamentos pelo que se considerou nas restantes análises que  $E_{ur}^{ref} \approx 4E_{50}^{ref}$ , de forma a ter um comportamento mais rígido durante a fase de escavação e desta forma serem mobilizados empolamentos de menor valor.

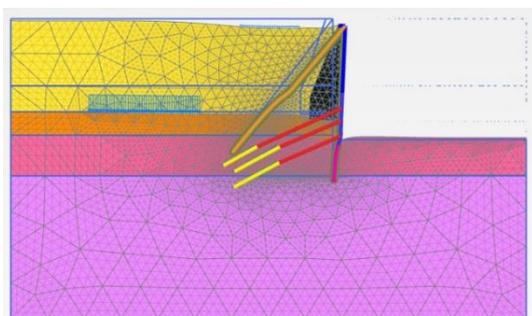


Figura 30 - Malha deformada obtida através da modelação da solução adotada, no PLAXIS 2D.

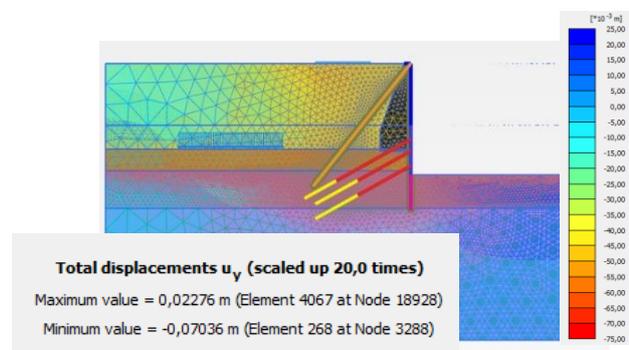


Figura 31 - Deslocamentos verticais totais derivados da modelação da solução adotada, no PLAXIS 2D.

#### 4.5.1.1. Verificação de segurança ao deslizamento e derrubamento do muro de suporte

De forma a confirmar a geometria do muro de suporte centenário, foi efetuada uma análise da estabilidade do mesmo, através do programa de cálculo automático Geo5, considerando a geometria assumida no modelo do programa Plaxis 2D, assim como os mesmos parâmetros mecânicos para a caracterização do solo. Deste modo, constatou-se que o muro não verificaria a segurança ao derrubamento, nem ao deslizamento, pelo que, a geometria do muro e/ou os parâmetros geotécnicos deveriam ser revistos. Os resultados desta análise encontram-se apresentados na Figura 32.

Alterou-se a geometria da fundação do mesmo até que a segurança fosse verificada, o que levou a uma alteração da largura da base do muro de 5 m para 6,3 m e da altura da fundação de 3,6 m para 4,85 m. Na Figura 33 encontra-se a verificação ao derrubamento e deslizamento considerando esta nova geometria.

Com esta nova geometria foi novamente feita a análise da solução, no PLAXIS 2D, considerando o comportamento drenado de todas as camadas geotécnicas, de forma a analisar a influência desta alteração no estudo desenvolvido.

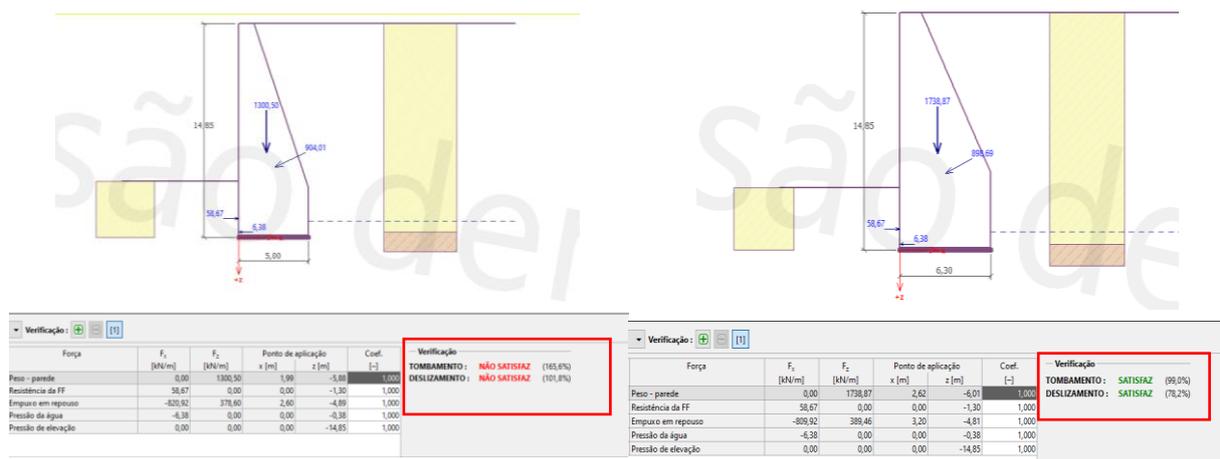


Figura 32 - Verificação do derrubamento e deslizamento do muro considerando a geometria inicialmente adotada, no programa GEO5.

Figura 33 - Verificação do derrubamento e deslizamento do muro considerando a nova geometria, no programa GEO5.

#### 4.5.1.2. Modelação da escavação considerando comportamento drenado, após alteração da geometria o muro

Após a alteração da geometria do muro de suporte, os resultados apresentados para as deformações do mesmo são apresentados nas Figura 34 e Figura 35.

Com esta alteração conseguiu-se reduzir 0,687 cm no deslocamento horizontal, e 0,562 cm no assentamento no muro, correspondendo a alterações pouco significativas.

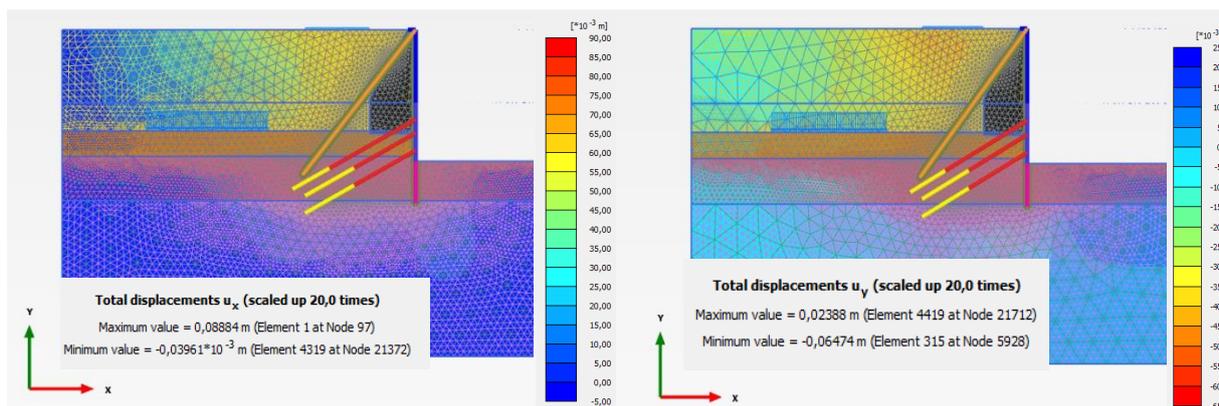


Figura 34 - Deslocamentos horizontais totais obtidos através da modelação da solução adotada, depois da alteração da geometria do muro (comportamento drenado), no PLAXIS 2D.

Figura 35 - Deslocamentos verticais totais obtidos através da modelação da solução adotada, depois da alteração da geometria do muro (comportamento drenado), no PLAXIS 2D.

Apesar de ainda se verificar que os valores de deslocamentos horizontais são superiores aos estabelecidos nos critérios de alerta e de alarme, considerou-se que esta geometria seria mais adequada que a anterior. Pensa-se que esta discrepância possa estar relacionada com os parâmetros do solo utilizados, modelos constitutivos adotados, definição das diferentes zonas geotécnicas, geometria da escavação, entre outros fatores, para a realização da modelação no processo de Projeto de Execução da solução.

#### 4.5.2. Comportamento não drenado das zonas ZG3 e ZG2

Considerando que as ZG3 e ZG2 apresentam um comportamento não drenado durante o tempo de execução da obra, realizou-se a análise atendendo aos parâmetros não drenados dessas zonas. O faseamento de cálculo definido foi o mesmo para a situação em que se considerou comportamento drenado, assim como os parâmetros da zona ZG1 e dos elementos estruturais. Na Figura 36 e Figura 37 é possível observar os deslocamentos horizontais e verticais obtidos.

Adotando este novo modelo de cálculo, obtém-se um deslocamento horizontal máximo de 3,5 cm e um deslocamento vertical máximo de 2,0 cm, valores substancialmente inferiores aos obtidos aquando da consideração do comportamento drenado do solo.

Ao ser considerado um comportamento drenado do solo, espera-se que a resistência ao corte diminuía, com o alívio das tensões, que acontecem quando se procede à escavação do terreno. Por outro lado, considerando um comportamento não drenado, prevê-se que não exista alteração do índice de vazios durante o carregamento/descarga, mantendo a resistência ao corte constante durante todo o processo, pelo que, a diminuição dos deslocamentos face ao modelo anterior, era espectável.

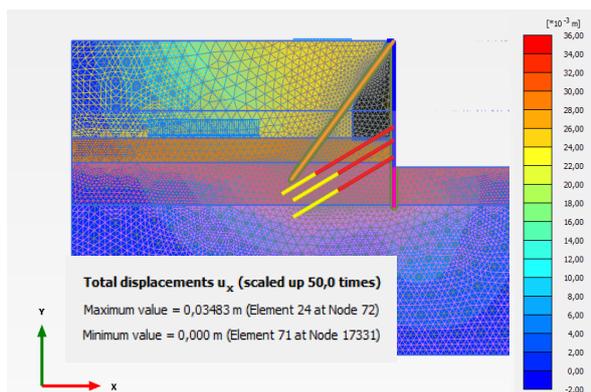


Figura 36 - Deslocamentos horizontais totais obtidos através da modelação da solução adotada (comportamento não drenado), no PLAXIS 2D.

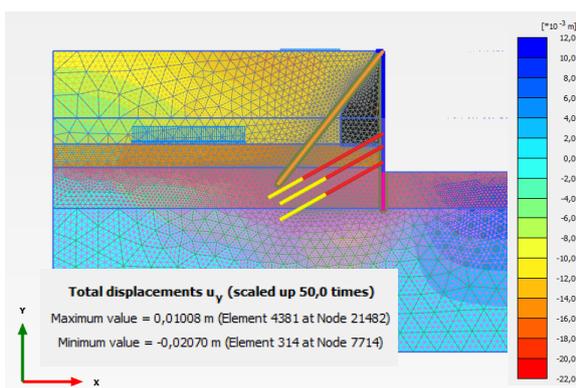


Figura 37 - Deslocamentos verticais totais obtidos através da modelação da solução adotada (comportamento não drenado), no PLAXIS 2D.

Uma vez que os deslocamentos obtidos se encontram mais próximos dos deslocamentos que se verificam, de facto, em obra, considerou-se que esta análise representaria melhor o comportamento real do solo em questão. Com isto, as restantes análises de sensibilidade efetuadas têm como base este modelo.

#### 4.5.3. Retroanálise da solução adotada

De forma a validar o modelo adotado, foi realizada uma retroanálise baseada nos resultados da instrumentação e observação obtidos até à presente à data 24/07/2021. Analisaram-se os resultados do inclinómetro mais próximo da zona em estudo, assim como os alvos topográficos de forma a validar não só os deslocamentos horizontais, mas também os assentamentos da estrutura de contenção executada e do próprio muro centenário. Foram ainda verificadas as células de carga das ancoragens nas proximidades, de forma a comparar com os resultados obtidos no programa PLAXIS 2D.

Relativamente aos alvos topográficos, como referido anteriormente, considerou-se que os mais relevantes seriam os alvos 2.3 e 2.4 por se localizarem bastante próximos da zona do corte modelado, conforme mostra a Figura 38.

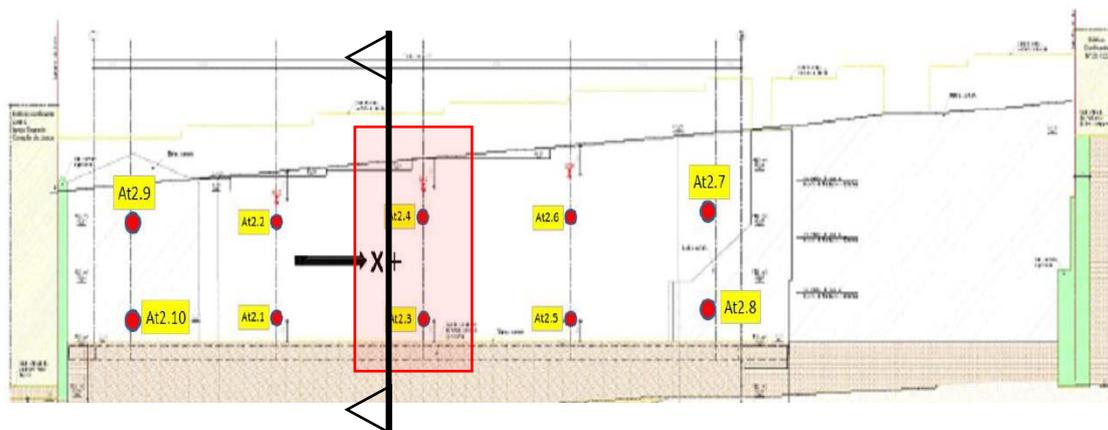


Figura 38 - Esquema de implantação dos alvos topográficos da zona em análise e respetivo corte modelado - Zona 2.

No que diz respeito aos dados dos inclinómetros, o mais adequado para o efeito seria utilizar o inclinómetro I5. Este inclinómetro deveria ter 24 m de comprimento, garantindo o encastramento da sua base, no entanto, na data da primeira leitura verificou-se que o torpedo apenas descia até aos 14 m, pelo que a sua base estaria dentro do muro centenário em análise, o que faz com que os resultados obtidos não sejam passíveis de utilização, tendo sido, em alternativa, analisado o inclinómetro I4. A localização dos inclinómetros mencionados está representada na Figura 39.

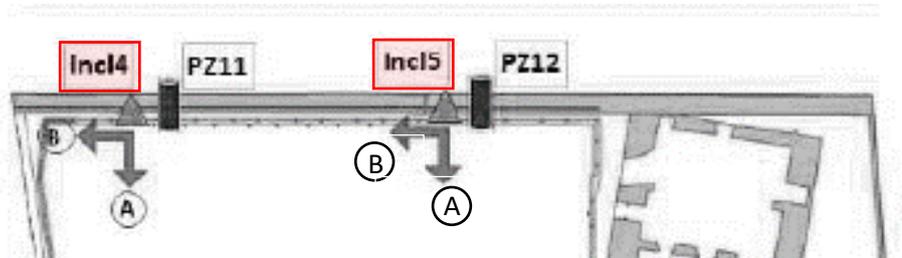


Figura 39 - Localização dos inclinómetros na zona em estudo- Zona 2.

Por fim, comparando os dados recolhidos das células de carga com os valores de pré-esforço obtidos no final da modelação, conclui-se que as diferenças são pouco relevantes uma vez que, segundo as leituras realizadas, o decréscimo de pré-esforço é da ordem dos 3%, podendo ser derivado da precisão do aparelho de leitura.

As diferenças encontradas entre os resultados reais e os resultados provenientes da modelação podem estar relacionados com diversos fatores uma vez que são assumidas simplificações no modelo, tanto ao nível da geometria do terreno e dos elementos estruturais, como na caracterização dos parâmetros dos mesmos, assim como na estimativa dos parâmetros do solo baseados em ensaios pontuais e pouco representativos de todo o terreno. Para além disto, os resultados da modelação do corte analisado estão a ser comparados com os resultados de deslocamentos de alvos topográficos de zonas que não coincidem exatamente com essa zona.

O objetivo desta análise não é chegar rigorosamente aos valores da instrumentação, mas sim conseguir representar o melhor possível o comportamento do solo, apenas utilizando estes resultados como base da análise.

Deste modo, vai analisar-se não só a geometria do muro centenário, pois sendo um muro sobre o qual se tem pouca informação também poderá ser objeto de estudo, assim como os parâmetros do solo, uma vez que são aspetos com um considerável nível de incerteza associado.

Todos os parâmetros relacionados com as características do Muro de Berlim Definitivo, ancoragens e pregagens foram mantidos ao longo das várias simulações por se considerar menos provável que as características adotadas para os mesmos sejam diferentes das reais, pelo menos, em termos significativos.

Uma vez que o Plaxis 2D realiza uma análise em apenas duas dimensões, examinaram-se os movimentos em YY' e em ZZ' correspondendo aos deslocamentos perpendiculares à estrutura de contenção e assentamentos, respetivamente. As leituras realizadas até à presente data são apresentadas nas Figura 40 e Figura 41.

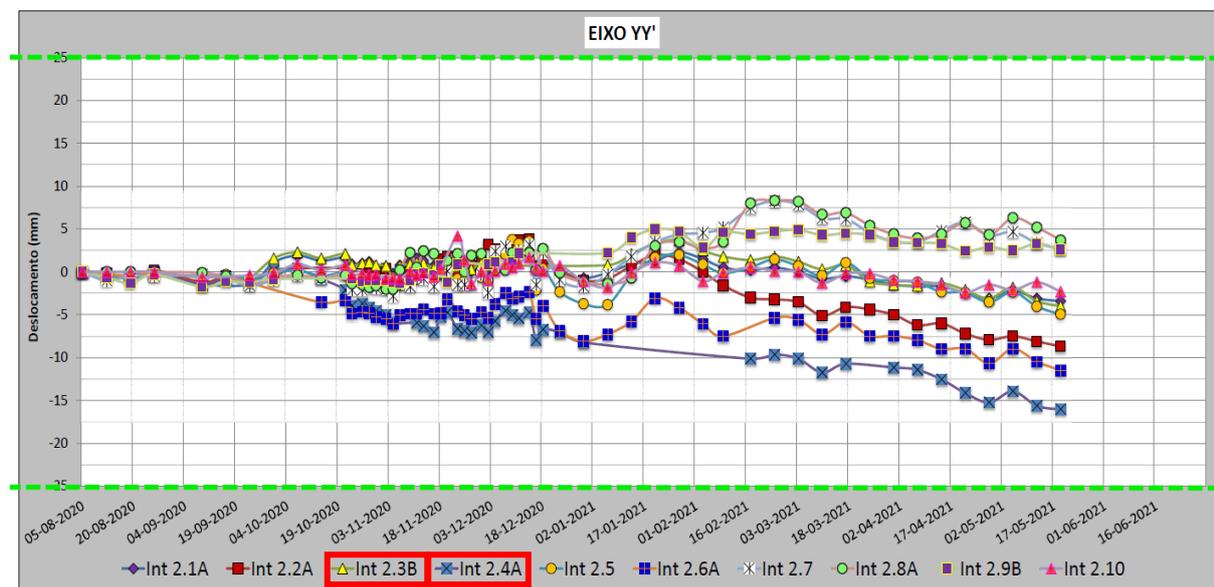


Figura 40 - Leitura dos deslocamentos perpendiculares à estrutura de contenção através dos alvos topográficos.

Na Figura 40 é visível, a verde, os limites definidos para o nível de alerta que não chegaram a ser atingidos, até à data. O deslocamento máximo registado é de 1,7 cm correspondendo ao alvo topográfico Int2.4A. Chama-se a atenção do leitor para a particularidade de alguns alvos serem referenciados com letras depois do número que os identifica. Isto deve-se ao facto de muitos destes alvos sofrerem danos que inviabilizam a sua leitura, sendo necessário a sua substituição ao longo da execução da obra. Não obstante, as leituras realizadas não partem do zero, uma vez que a sua zeragem é feita com base na última leitura realizada antes da danificação do mesmo. Deste modo, apenas se perdem os deslocamentos entre a última leitura realizada e a primeira leitura do novo alvo.

O alvo Int2.3B aparenta deslocamentos inferiores, na ordem dos 0,5 cm, o que é confirmado no modelo de cálculo utilizado, através da observação da malha deformada apresentada na Figura 30.

Na Figura 41 encontram-se assentamentos para cada alvo localizado na Zona 2 – zona em estudo. Conclui-se que o assentamento máximo ocorre para o alvo 2.6 correspondendo a um valor de 0,75 cm. Apesar de não ser um dos alvos definidos para análise, considera-se que, estando nas imediações do corte em estudo e possuindo valores muito próximos dos alvos Int2.3B e Int2.4A, é aceitável assumir este valor como base da análise.

No que diz respeito aos dados do inclinómetro I4, nota-se que o deslocamento máximo ocorre no topo do mesmo, correspondendo a um valor de 9,7 mm (Figura 42), inferior ao verificado através da leitura dos alvos topográficos. No entanto, é novamente referido que não se encontram localizados no mesmo local, assim como nenhum destes se encontra exatamente no local do corte em estudo, servindo, estes valores, apenas como base de comparação.

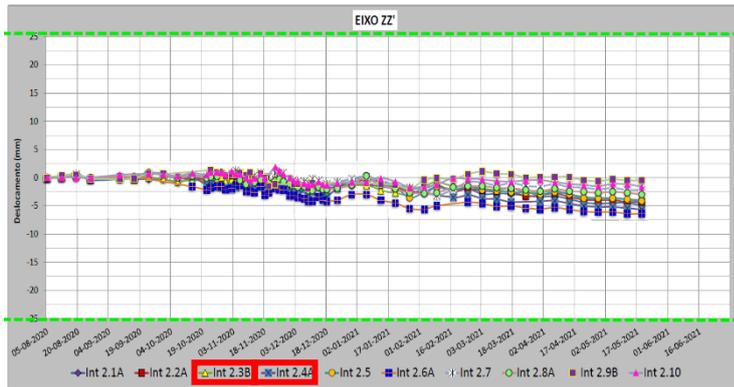


Figura 41 - Leitura dos deslocamentos verticais através dos alvos topográficos.

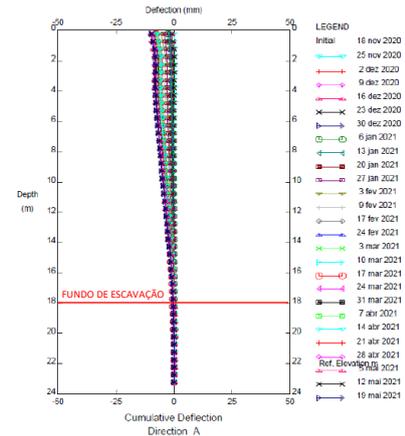


Figura 42 - Leituras do inclinômetro

14

Fazendo uma análise destes resultados, percebe-se que os resultados obtidos, através da modelação no programa de elementos finitos, são algo superiores, pelo que se procede à análise dos pontos referidos anteriormente: parâmetros que caracterizam o comportamento do solo e geometria do muro.

#### 4.5.3.1. Análise da geometria do muro

De forma a otimizar a geometria do muro e de a tornar mais realista, considerou-se a existência de socalcos no seu tardo que permitem uma maior área de contacto entre o terreno e a estrutura, mobilizando mais atrito, contribuindo para a estabilidade do mesmo. Os resultados obtidos apresentam-se de seguida (Figura 43).

Observa-se que o deslocamento horizontal no topo do muro diminui, de facto, no entanto, a contribuição desta alteração para a melhoria dos resultados é muito pouco significativa, sendo apenas de 0,08 cm.

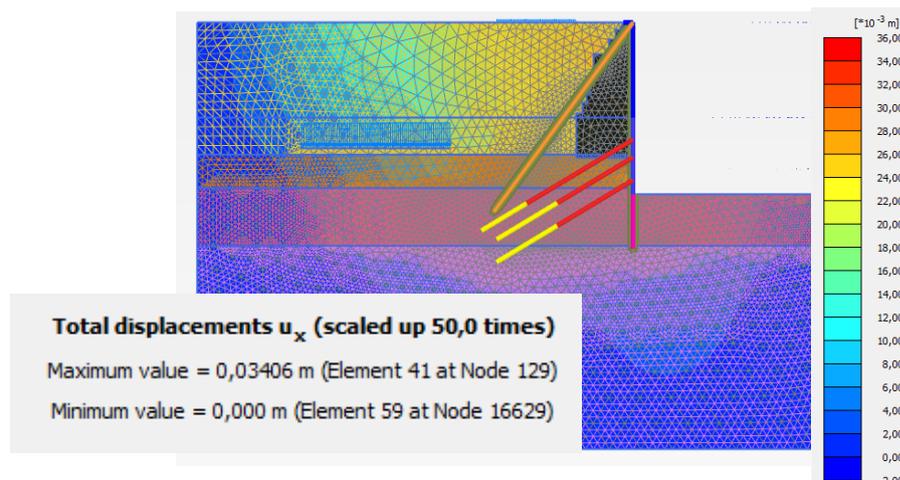


Figura 43 - Deslocamentos horizontais totais obtidos através da modelação da solução adotada com inclusão de socalcos no tardo do muro (comportamento não drenado), no PLAXIS 2D.

Uma vez que a alteração da geometria da fundação do muro já foi alvo de análise no ponto 4.5.3.1, não se considera relevante nenhuma outra alteração às características do mesmo. Deste modo, procedeu-se à análise de sensibilidade dos parâmetros do solo.

#### **4.5.3.2. Análise paramétrica**

Para que se consiga comparar os resultados obtidos através da modelação realizada no PLAXIS 2D com os resultados da instrumentação e observação, tem que se simular o que de facto foi executado até à data de leitura dos mesmos. Deste modo, realizou-se uma análise não considerando o pré-esforço da última ancoragem por, até hoje, ainda não ter sido executada. Uma vez que são introduzidos vários parâmetros aquando da definição do modelo, escolheram-se apenas alguns para analisar, considerando que serão os mais relevantes nos resultados dos deslocamentos da parede de Berlim definitiva.

As relações entre o módulo de deformabilidade secante em estado triaxial, o módulo de deformabilidade edométrico e o módulo de deformabilidade de carga-descarga mantiveram-se constantes durante todo o processo de retroanálise.

#### **4.5.3.3. Módulo de deformabilidade**

Tendo em conta que este parâmetro aumenta em profundidade, não se considerou o aumento na mesma proporção em todas as zonas geotécnicas. Apesar de ser pouco comum, para um aterro, um módulo de deformabilidade superior a 15MPa, considerou-se que, neste caso, devido ao carácter centenário do mesmo e ao facto de existir uma estrada bastante movimentada sobre o mesmo, será provável que o aterro esteja muito bem compactado, pelo que o módulo de deformabilidade foi aumentado de forma a que seja representado um comportamento mais rígido do mesmo aquando do alívio de tensões devido à escavação.

Uma vez que o grau de sobreconsolidação é dado pela equação (8):

$$R_p = \frac{p'_y}{p'_o} \quad (8)$$

Onde,

$p'_y$  – corresponde ao ponto de cedência que cai na interseção da linha  $k$  com a LCN;

$p'_o$  – corresponde à tensão corrente.

Assumindo que o solo esteve sujeito a níveis de tensão bastante mais elevados do que aqueles a que está na atualidade, considera-se que não é seguida a trajetória definida pela linha de compressão normal (LCN) mas sim pelas designadas linhas  $k$ , caracterizadas por um grau de sobreconsolidação superior a 1, materializando um comportamento mais rígido do solo quando sujeito a um carregamento/descarregamento (Maranha das Neves, 2016).

Na Figura 44 é possível entender graficamente o pressuposto assumido. Os solos nos estados N1 e R2 encontram-se sujeitos ao mesmo estado de tensão, mas têm deformabilidades muito diferentes quando sujeitos a alterações do estado de tensão. No fundo, estariam à mesma profundidade em terreno com diferentes histórias de tensões (Neves, 2016).

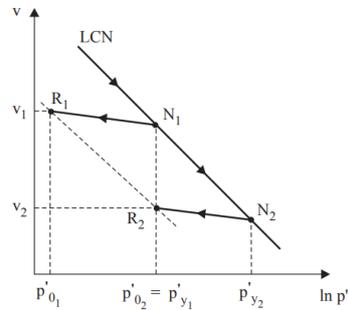


Figura 44 - Grau de sobreconsolidação (Maranha das Neves, 2016)

Foram realizadas diversas análises, variando o módulo de deformabilidade, sendo apresentada apenas uma delas, contendo a análise final relativamente a este parâmetro.

Os parâmetros adotados neste modelo são apresentados na Tabela 10, sobressaindo os valores alterados entre modelações.

Tabela 10 - Parâmetros adotados na modelação da solução, após retroanálise do módulo de deformabilidade do solo, no programa de elementos finitos, Plaxis 2D.

	Su (kPa)	E50 (MPa) (antes)	E50 (MPa) (depois)	Eur (MPa)
ZG3	113	15	25	100
ZG2-B	290	40	70	280
ZG2-A	350	60	110	440
ZG1	-	100	150	600

Os resultados obtidos encontram-se representados na Figura 45 e Figura 46.

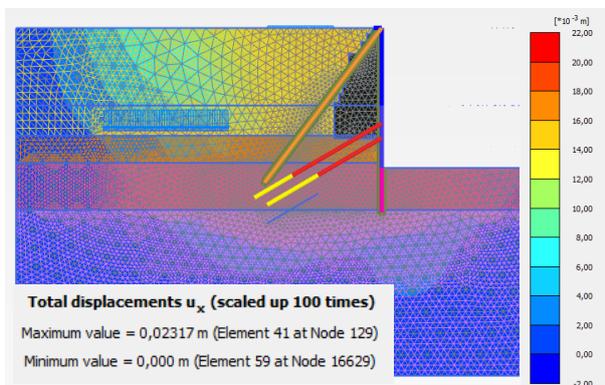


Figura 45 - Deslocamentos horizontais totais obtidos através da modelação da solução adotada depois da alteração do módulo de deformabilidade do solo (comportamento não drenado), no PLAXIS 2D.

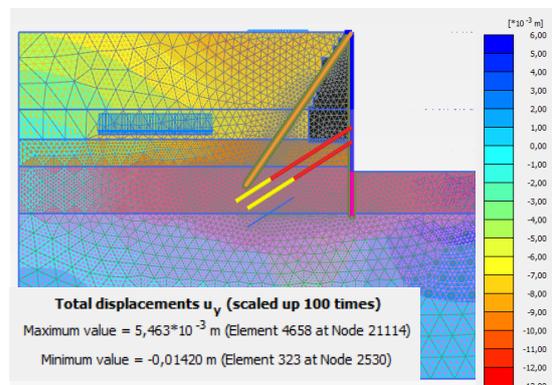


Figura 46 - Deslocamentos verticais totais obtidos através da modelação da solução adotada depois da alteração do módulo de deformabilidade do solo (comportamento não drenado), no PLAXIS 2D.

Com esta alteração reduziu-se o deslocamento horizontal em, aproximadamente 1,1 cm, e o deslocamento vertical em, aproximadamente, em 0,7 cm.

Na Figura 47 é possível analisar a evolução do módulo de deformabilidade adotado no modelo, depois da retroanálise efetuada, relativamente a este parâmetro.

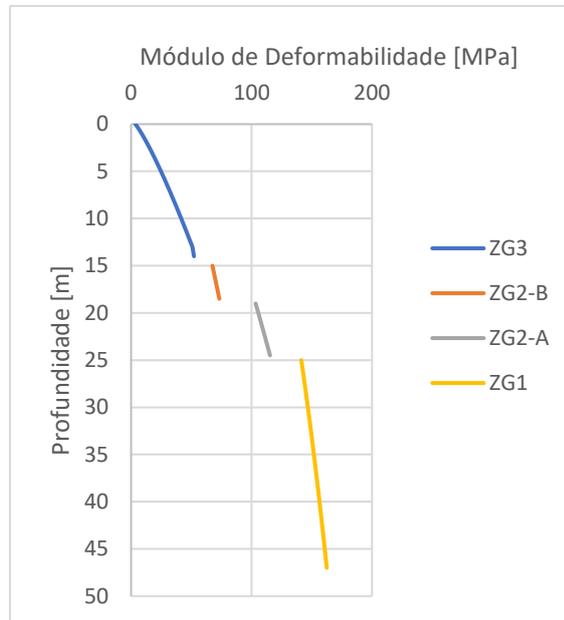


Figura 47 - Evolução do módulo de deformabilidade do solo em profundidade, depois da retroanálise realizada sobre este parâmetro.

#### 4.5.3.3.1. Resistência não drenada

Uma vez que o modelo adotado foi o modelo em que se considera um comportamento não drenado das zonas geotécnicas ZG3 e ZG2, e que estas camadas são as que mais impacto têm nos resultados do deslocamento do muro em análise, assim como da estrutura de contenção executada, achou-se que o parâmetro com maior influência nos resultados, para além do módulo de deformabilidade, seria a resistência não drenada,  $S_u$ . De igual modo ao que acontece com o módulo de deformabilidade, apresentam-se os resultados da última iteração feita relativamente a este parâmetro.

Tabela 11 - Parâmetros adotados na modelação da solução, após retroanálise da resistência ao corte em condições não drenadas das zonas geotécnicas ZG3 e ZG2, no programa de elementos finitos, Plaxis 2D.

	Su (kPa) (antes)	Su (kPa) (depois)	E50 (MPa)	Eur (MPa)
ZG3	113	150	15	60
ZG2-B	290	300	40	160
ZG2-A	350	500	60	240
ZG1	-	-	100	400

É de notar, que a análise realizada não contém o módulo de deformabilidade proveniente do estudo anterior, uma vez que se tem como objetivo comparar os resultados das duas análises, de forma a confirmar qual o parâmetro com maior influência nos resultados.

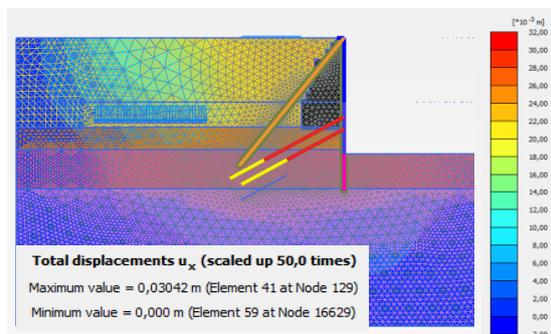


Figura 48 - Deslocamentos horizontais totais obtidos através da modelação da solução adotada depois da alteração do parâmetro  $S_u$  (comportamento não drenado), no PLAXIS 2D.

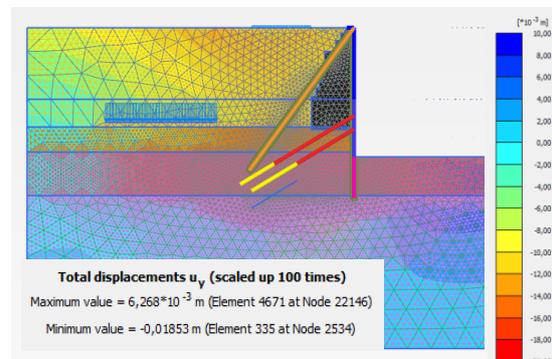


Figura 49 - Deslocamentos verticais totais obtidos através da modelação da solução adotada depois da alteração do parâmetro  $S_u$  (comportamento não drenado), no PLAXIS 2D.

Refere-se ainda, que uma vez que a cota do nível freático se encontra perto da base do muro, o solo localizado acima dessa mesma cota se encontra não saturado, o que poderá determinar a mobilização de pressões neutras negativas (sucção), entrando na temática dos solos não saturados.

Segundo *Neves (2016)*, a sucção afeta os solos de forma diferente consoante a dimensão dos poros (a qual está associada à dimensão dos grãos e à compactidade) e à superfície específica das partículas (ou capacidade de interação com a água). Assim, nos solos mais grosseiros (areias e cascalhos) serão mais importantes os fenómenos de capilaridade, ao passo que nos solos finos (siltes e argilas), embora a capilaridade tenha de ser tida em conta, a parcela osmótica pode ter relevância.

Uma vez que o solo em estudo é constituído por partículas de dimensões variadas, considera-se que a sucção pode ter influência nos resultados dos deslocamentos obtidos em obra.

Quanto maior o nível de sucção, maior a rigidez do solo e maior o valor da coesão do mesmo. Aquando do dimensionamento das soluções de escavação e contenção, este pressuposto deve ser ignorado uma vez que se trata de uma coesão aparente que depende do grau de saturação do solo, não podendo ser controlado em fase de obra. No entanto, para a retroanálise desenvolvida considerou-se que poderia ser aplicado um incremento de resistência não drenada derivada deste fenómeno de sucção na ZG3 (*Cardoso, 2021*).

O aumento da resistência não drenada na ZG2B foi pouco significativo uma vez que se considerou que o valor adotado numa fase inicial já era elevado.

Os resultados obtidos revelam um decréscimo de deslocamento horizontal insignificante, concluindo que o parâmetro com maior influência nas deformações da cortina e do muro de gravidade é o módulo de deformabilidade, como era espectável.

#### 4.5.3.3.2. Módulo de deformabilidade e resistência ao corte em condições não drenadas

Após a realização da análise da influência de cada parâmetro, em separado, analisa-se o resultado das alterações propostas, em conjunto. Os parâmetros adotados são apresentados na Tabela 12, traduzindo-se nos resultados da modelação apresentados na Figura 50 e Figura 51.

Tabela 12 - Parâmetros adotados na modelação da solução, após retroanálise do módulo de deformabilidade e da resistência não drenada do solo, no programa de elementos finitos, Plaxis 2D.

	Su (kPa) (antes)	Su (kPa) (depois)	E50 (MPa) (antes)	E50 (MPa) (depois)	Eur (MPa)
ZG3	113	150	15	25	100
ZG2-B	290	300	40	70	280
ZG2-A	350	500	60	110	440
ZG1	-	-	100	150	600

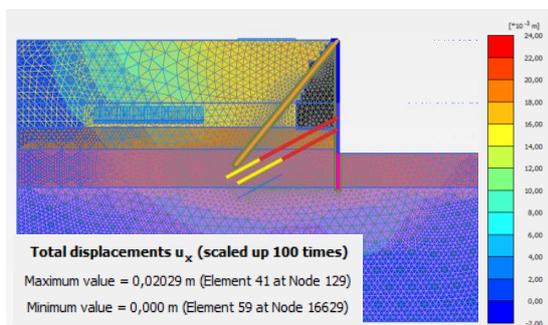


Figura 50 - Deslocamentos horizontais totais obtidos através da modelação da solução adotada depois da alteração do módulo de deformabilidade do solo e do parâmetro Su (comportamento não drenado), no PLAXIS 2D.

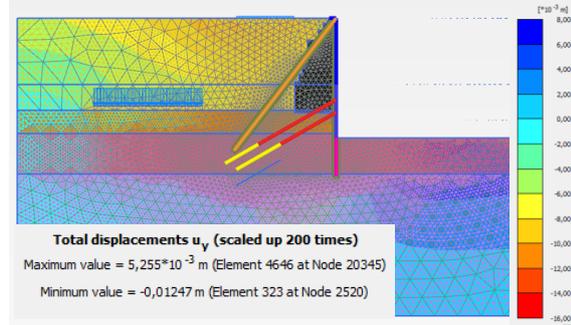


Figura 51 - Deslocamentos verticais totais obtidos através da modelação da solução adotada depois da alteração do módulo de deformabilidade do solo e do parâmetro Su (comportamento não drenado), no PLAXIS 2D.

É possível verificar uma diminuição dos deslocamentos horizontais de 1,38 cm e uma diminuição de deslocamentos verticais de 0,83 cm, demonstrando que, quando aplicadas as alterações do módulo de deformabilidade e da resistência não drenada em conjunto, os resultados obtidos são melhores do que a soma dos resultados dos modelos onde se aplicam as alterações em separado.

#### 4.5.3.3.3. Ângulo de resistência ao corte, módulo de deformabilidade e resistência ao corte em condições não drenadas

Por fim, após a análise da influência dos módulos de deformabilidade e da resistência não drenada do solo, considerou-se que os parâmetros de resistência representativos da zona geotécnica ZG1 poderia ser alvo de otimização. Deste modo, correu-se novamente o programa com a alteração do ângulo de resistência ao corte e da coesão do mesmo. Considerou-se que estes parâmetros poderiam ser superiores aos inicialmente estabelecidos uma vez que se trata de solos correspondentes ao Complexo Vulcânico de Lisboa, compostos, em parte por solos silto-arenosos, e fragmentos basálticos.

Na Tabela 13 encontra-se os parâmetros utilizados na última modelação realizada.

Os resultados da última modelação efetuada apresentam-se na Figura 52 e na Figura 53.

Apesar de os resultados não coincidirem exatamente com os resultados da instrumentação, considerou-se que o modelo de cálculo se encontra validado com a parametrização adotada. Relembra-se que o objetivo não é obter exatamente os valores lidos nos aparelhos de instrumentação, mas sim conseguir reproduzir o comportamento do solo verificado em obra.

Tabela 13 - Parâmetros adotados na modelação da solução, após retroanálise concluída, Plaxis 2D.

	Su (kPa)	E50 [MPa]	Eur [MPa]
ZG3	150	25	100
ZG2-B	300	70	280
ZG2-A	500	110	440
ZG1	$\Phi=37$ ; $c=40$	150	600

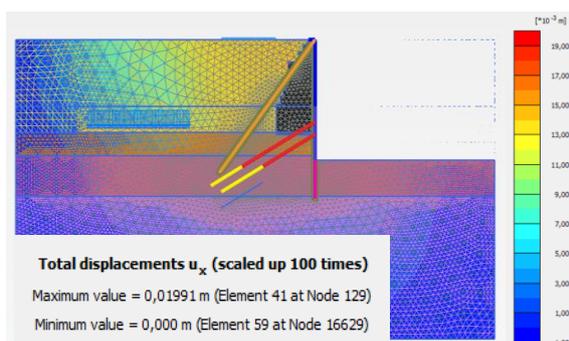


Figura 52 - Deslocamentos horizontais totais obtidos no final da retroanálise realizada, no PLAXIS 2D

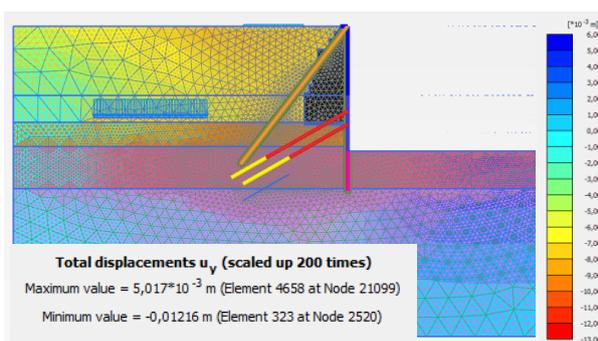


Figura 53 - Deslocamentos verticais totais no final da retroanálise realizada, no PLAXIS 2D.

Comparando os resultados obtidos no programa com os resultados do inclinómetro I4 (Figura 54), observa-se que a tendência é semelhante, havendo, no entanto, algumas direções, principalmente na zona das ancoragens e do deslocamento da parede no fundo de escavação.

As diferenças apresentadas podem ser justificadas por diversos fatores:

- O inclinómetro não se localiza dentro da parede de contenção, pelo que os deslocamentos medidos não serão exatamente os correspondentes aos observados na mesma;
- Os parâmetros que caracterizam o comportamento do solo, assim como os modelos constitutivos adotados não são totalmente realistas;
- O faseamento construtivo adotado em obra pode não ter sido definido aquando da modelação da solução;
- Entre outras.

De forma a analisar a veracidade do ponto i. analisou-se o deslocamento de um corte localizado ligeiramente atrás do Muro de Berlim Definitivo. Os resultados desta análise apresenta-se na Figura 55.

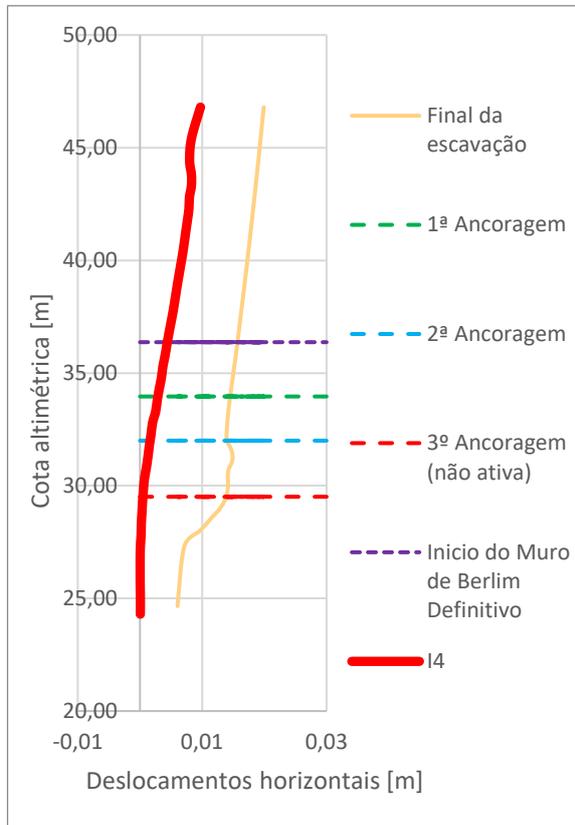


Figura 54 - Análise comparativa entre os deslocamentos do Muro de Berlim Definitivo, retirados da modelação da solução no Plaxis 2D, e os deslocamentos reais do inclinómetro I4.

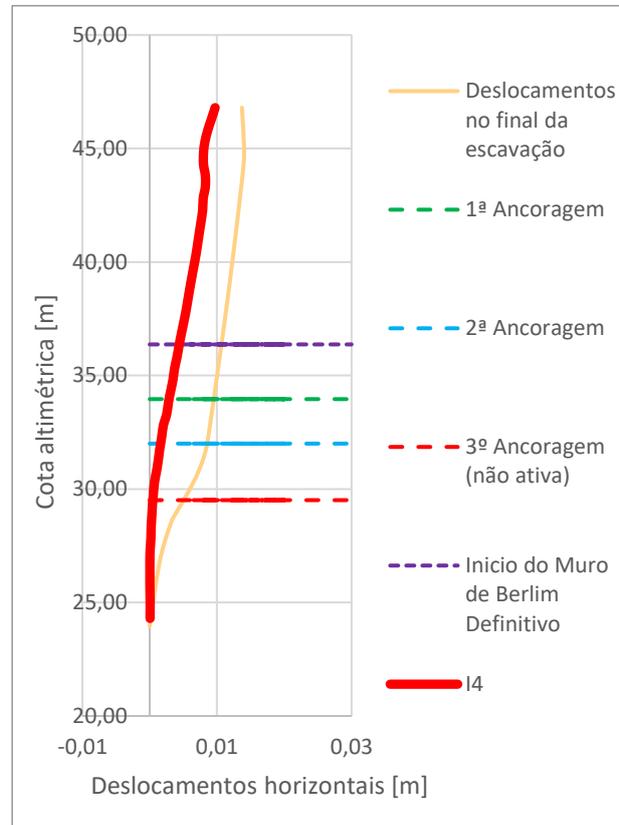


Figura 55 - Análise comparativa entre os deslocamentos de uma secção transversal no tardo da contenção, retirados da modelação da solução no Plaxis 2D, e os deslocamentos reais do inclinómetro I4.

É possível constatar que, de facto os resultados apresentados na Figura 55 são mais semelhantes, havendo uma maior proximidade entre os deslocamentos obtidos em obra (Inclinómetro I4) e os deslocamentos obtidos através da modelação realizada no programa de elementos finitos Plaxis 2D. Refere-se ainda que o inclinómetro I4 se localiza mais próximo de uma zona de canto, pelo que será de esperar que os deslocamentos sejam inferiores aos obtidos no centro do alçado (corte modelado). Deste modo, considera-se que o modelo se encontra validado e prossegue-se à definição e validação de duas soluções alternativas.



## 5. SOLUÇÕES ALTERNATIVAS

Pela análise dos relatórios de instrumentação é possível constatar que a solução definida poderia ter sido otimizada, uma vez que os deslocamentos obtidos são bastante inferiores aos valores máximos admissíveis.

Deste modo, considera-se que, dentro das várias soluções alternativas que poderiam ser equacionadas, existem duas consideradas mais relevantes.

Para começar, serão analisados os resultados da modelação de uma solução igual, do ponto de vista conceptual, à solução executada, contemplando otimizações relativamente ao espaçamento entre ancoragens e microestacas, assim como na dimensão dos painéis de betão armado. Posteriormente será analisada uma solução alternativa tendo como base o sistema construtivo top-down.

### 5.1. Solução alternativa 1

De forma a otimizar a solução executada e analisada anteriormente foram consideradas as seguintes alterações:

- a) Aumento do espaçamento das microestacas na viga de coroamento executada no topo do muro centenário, para 7 m;
- b) Diminuição da espessura do *Muro de Berlim Definitivo* para 0.4 m;
- c) Aumento da dimensão dos painéis primários para 3 m;
- d) Colocação de ancoragens apenas nos painéis primários, não obstante na viga de recalçamento manter as ancoragens com o espaçamento definido na solução executada;
- e) Retirar o último nível de ancoragem, que, na realidade, nunca chegou a ser executado.

Com estas alterações os resultados da modelação da solução demonstram que a solução é viável e mais económica, poupando não só nos materiais como no tempo de execução. As comparações que se apresentam de seguida não têm em conta a redução de custo devido à diminuição do tempo de execução da obra, referindo-se exclusivamente a custos de materiais.

#### 5.1.1. Modelação da Solução alternativa 1

##### 5.1.1.1. Parâmetros dos elementos estruturais

Uma vez que as alterações se baseiam na redução da espessura do *Muro de Berlim Definitivo*, no aumento das dimensões dos painéis, aumento da distância entre microestacas e ancoragens, as características destes elementos foram alterados e são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 - Parametrização dos elementos estruturais constituintes da solução alternativa 1.

	Módulo de elasticidade [GPa]	Inércia [m <sup>4</sup> ]	Área [m <sup>2</sup> /m]	Y [kN/m <sup>3</sup> ]	v	W [kN/m <sup>2</sup> ]	EA	EI
<b>Aço</b>	210	-	-	78,5	0,3	-	-	-
<b>Betão C30/37</b>	33	-	-	25	0,15	-	-	-
<b>Muro de Berlim Definitivo (e=0,4)</b>	-	5,33E-03	0,4	-	-	2,8	1,32E+07	1,76E+05
<b>Microestacas Φ139,7x9mm</b>	-	7,93E-06	3,6E-03	-	-	0,25	2,59E+05	5,55E+02
<b>Microestacas Φ114,3x9mm</b>	-	4,16E-06	2,9E-03	-	-	0,20	8,9E+04	1,25E+02

Aumentou-se ainda o valor de  $m_{staged}$ , para 0,7, aquando das fases de escavação dos painéis, de forma a que seja modelada uma maior descompressão do terreno, uma vez que os painéis serão maiores. Os resultados obtidos serão analisados no ponto 5.4.

## 5.2. Solução alterativa 2

Como solução alternativa considerou-se que seria uma boa opção utilizar o sistema top-down, onde parte da estrutura seria construída antes de se realizar a escavação na periferia do muro centenário, de forma a que não haja uma grande perturbação do estado de tensões na zona de fundação do mesmo, sendo posteriormente executada a solução constituída por *Muro de Berlim Definitivo*, travada por escoras, que reagem contra a laje dos pisos da estrutura final. Para uma compreensão mais clara da solução que está a ser proposta, é possível observar a solução em planta, na Figura 56 e um corte na Figura 57.

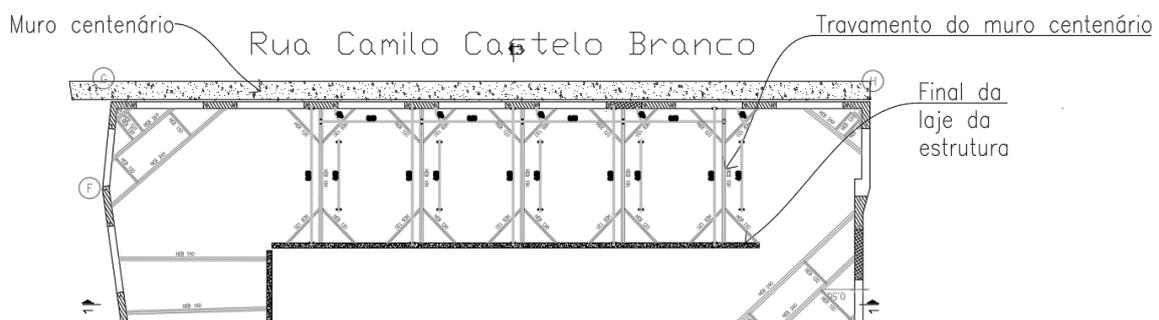


Figura 56 - Planta da solução proposta 2.

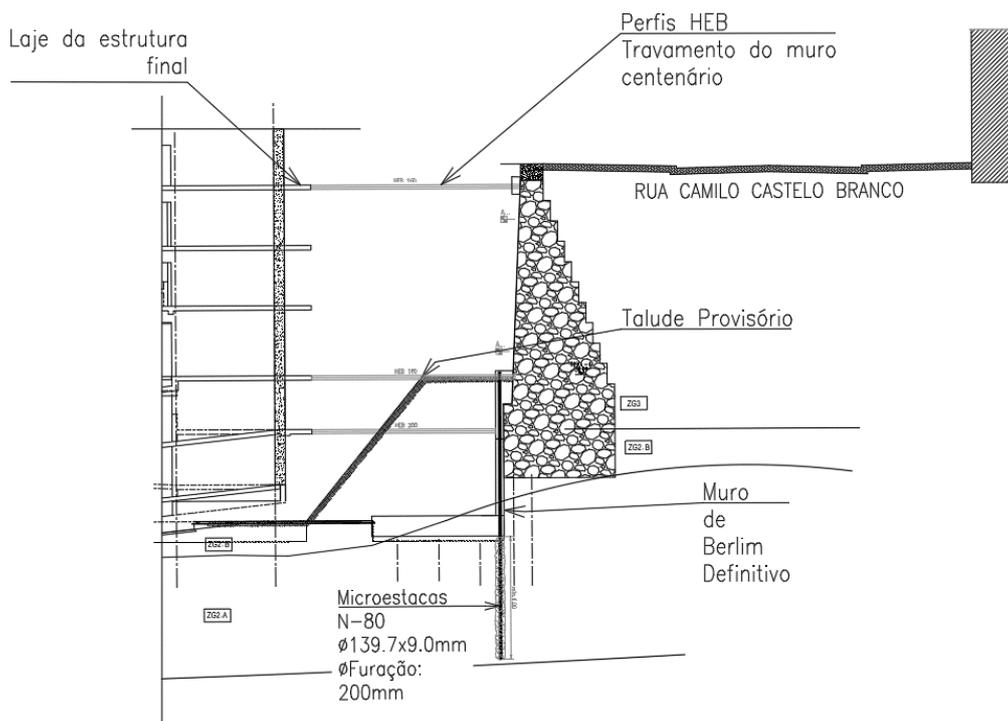


Figura 57 - Corte da solução proposta 2.

No dimensionamento e modelação da solução proposta foi necessário definir qual o afastamento entre escoras, tendo começado por uma solução inicial onde o afastamento entre escoras seria de 3 metro longitudinalmente e de 3 metros em altura, correspondendo à largura dos painéis de betão armado e à altura entre pisos, respetivamente. No entanto, através da análise dos resultados considerou-se que seria muito conservativo tendo aumentado a distância de 3 metros para 6 metros, longitudinalmente. Uma vez que o muro vai ser descalçado, considerou-se seria importante existir um forte travamento do mesmo na zona da fundação, pelo que se manteve o afastamento de 3m, em altura, a partir do momento em que se começa a escavar o talude provisório, tendo retirado as duas escoras localizadas entre o topo do muro e a cota do terreno natural, como se pode observar na Figura 57.

Uma vez que o comprimento de encurvadura do perfil de travamento, em ambas as direções, é de 8.0 m, considerou-se que seria adequado a execução de uma estrutura que diminuísse esse comprimento no sentido da direção de menor inércia, com a execução de 'patas de galinha', visíveis na Figura 56. Esta estrutura acaba por ser benéfica, não só para reduzir o comprimento de encurvadura da escora metálicas, mas também para o travamento dos painéis secundários, havendo uma maior distribuição de escorços ao longo da viga de distribuição, uma vez que se materializam mais apoios. É de referir que, aquando da primeira modelação desta solução, considerou-se o espaçamento entre escoras sem contabilizar com os pés de galinha. Este pressuposto, para as verificações ao ELS, é conservativo, porém, para as verificações ao ELU dos elementos estruturais, acaba por ser prejudicial, uma vez que, ao ter maiores deformações, têm-se menos esforços na parede e nas escoras. Deste modo, realizou-se uma segunda análise, onde o espaçamento entre travamento é inferior, de forma analisar as diferenças obtidas.

## 5.2.1. Faseamento construtivo da solução alternativa 2

O faseamento construtivo adotado, de forma sumária, deverá ser o seguinte:

- i. Escavação do talude provisório, identificado na Figura 57;
- ii. Construção da estrutura definitiva até ao piso -1, como representado na Figura 57.;
- iii. Execução dos escoramentos provisórios localizados ao nível do piso -1;
- iv. Execução da viga de distribuição à cota do piso -4;
- v. Execução dos escoramentos provisórios localizados ao nível do piso -4;
- vi. Escavação do talude até à cota do piso -5, com execução do *Muro de Berlim Definitivo*, materializado por painéis primários e secundários;
- vii. Execução do último nível de escoramento;
- viii. Escavação até à cota de fundação da estrutura;
- ix. Execução da laje de fundo;
- x. Levantamento da estrutura definitiva, incorporando os perfis metálicos (escoras) na estrutura, quando possível.

## 5.2.2. Modelação da solução alternativa 2

### 5.2.2.1. Geometria do modelo

Relativamente à geometria do modelo numérico, considerou-se, como base, a geometria do modelo utilizado após a retroanálise realizada aos parâmetros do solo, para solução executada. As alterações entre ambos os modelos baseia-se na exclusão dos elementos representativos das ancoragens e microestacas, e na introdução dos elementos representativos das escoras. Para além disso, foi ainda adicionada uma carga cujo objetivo é representar a estrutura definitiva até ao piso -1, cuja cota é bastante próxima à cota de topo do muro em análise.

A geometria do muro centenário, assim como a parametrização do terreno manteve-se inalterada.

Apresenta-se, na Tabela 15, os elementos estruturais utilizados e a forma como foram definidos no programa de elementos finitos utilizado, Plaxis 2D.

*Tabela 15 - Definição dos elementos estruturais no programa de elementos finitos, Plaxis 2D.*

<b>Escoramentos</b>	Fixed end anchor
<b>Paredes, vigas de betão armado e microestacas</b>	Plate
<b>Sobrecargas</b>	Load line

Na Figura 58 é possível observar o modelo de cálculo utilizado para a última análise realizada para a modelação da solução alternativa 2.

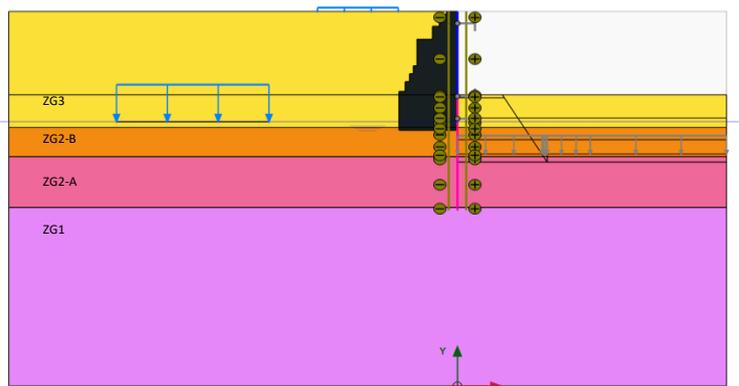


Figura 58 - Modelo de cálculo utilizado para a realização da modelação da solução alternativa 2 no programa PLAXIS 2D.

A sobrecarga adotada para representar a estrutura corresponde aos 5 pisos elevados que são necessário de forma a que se consiga escorar o topo do muro contra a laje do piso -1. Deste modo, considerou-se uma sobrecarga de 50 kN/m.

#### 5.2.2.2. Parâmetros dos elementos estruturais

Para a definição dos elementos estruturais foram definidos os parâmetros apresentados na Tabela 16 e na Tabela 17.

Tabela 16 - Parametização utilizada no Plaxis 2D para os elementos estruturais da solução alternativa 2.

	Módulo de elasticidade [GPa]	Inércia [m <sup>4</sup> ]	Área [m <sup>2</sup> /m]	Y [kN/m <sup>3</sup> ]	v	W [kN/m <sup>2</sup> ]	EA [kN/m]	EI [kNm <sup>2</sup> /m]
<b>Aço</b>	210	-	-	78,5	0,3	-	-	-
<b>Betão C30/37</b>	33	-	-	25	0,15	-	-	-
<b>Muro de Berlim Definitivo (e=0,4)</b>	-	5,33E-03	0,4	-	-	2,8	1,32E+07	1,76E+05
<b>Microestacas Φ139,7x12mm</b>	-	9,89E-06	4,8E-03	-	-	0,25	3,37E+05	6,93E+02

Tabela 17 - Parametização das escoras da solução alternativa 2.

	Módulo de elasticidade [GPa]	Inércia y [m <sup>4</sup> ]	Inércia z [m <sup>4</sup> ]	Área [m <sup>2</sup> /m]	Y [kN/m <sup>3</sup> ]	v	W [kN/m <sup>2</sup> ]	EA	EI <sub>y</sub>
<b>Perfil HEB 160</b>	210	2,4E-05	8,9E-06	5,4E-03	78,5	0,3	-	1,1E+06	5,2E+03
<b>Perfil HEB 180</b>	210	3,83E-05	1,36E-05	6,5E-03	78,5	0,3	-	1,4E+06	8,0E+03
<b>Perfil HEB 200</b>	210	5,7E-05	2,0E-05	7,8E-03	78,5	0,3	-	1,6E+06	1,2E+04

### 5.2.2.3. Fases de cálculo

A modelação da solução proposta foi executada no programa de elementos finitos, PLAXIS 2D de forma a que se conseguisse comparar o resultado entre as soluções apresentadas. Para tal, foram definidas as fases de cálculo apresentadas de seguida (Tabela 18).

Tabela 18 - Faseamento construtivo adotado no software Plaxis 2D para a modelação da solução alternativa 2.

<b>Fase 0</b>	Geração das tensões iniciais considerando a cota do terreno correspondente à cota da zona ZG2-B, pelo método de cálculo Gravity loading.
<b>Fase 1</b>	Construção do muro de gravidade;
<b>Fase 2</b>	Ativação das camadas de aterro - Parte 1;
<b>Fase 3</b>	Ativação da camada de aterro - Parte 2;
<b>Fase 4</b>	Ativação das sobrecargas localizadas non tardoz do muro;
<b>Fase 5</b>	Reset displacements to zero para que as deformações obtidas até esse momento não sejam consideradas na análise dos deslocamentos finais + Ativação das microestacas de suporte ao muro de Berlim Definitivo;
<b>Fase 6</b>	Execução do talude provisório - Parte 1;
<b>Fase 7</b>	Execução do talude provisório – Parte 2;
<b>Fase 8</b>	Execução do talude provisório até atingir a cota de fundação da estrutura definitiva;
<b>Fase 9</b>	Execução da laje de fundo;
<b>Fase 10</b>	Ativação da carga correspondente aos 5 pisos que vão ser construídos;
<b>Fase 11</b>	Ativação do elemento <i>fixed end anchor</i> , representativo da escora, para o nível correspondente ao piso -1 e para o piso -3;
<b>Fase 12</b>	Escavação do talude provisório até à cota da última escora;
<b>Fase 13</b>	Ativação do muro de Berlim Definitivo, até à cota escavada;
<b>Fase 14</b>	Ativação do elemento <i>fixed end anchor</i> , representativo da escora, para o nível correspondente ao piso -5;
<b>Fase 15</b>	Escavação do talude provisório - Parte 1;
<b>Fase 16</b>	Ativação do muro de Berlim Definitivo;
<b>Fase 17</b>	Escavação até à cota de fundação da estrutura;
<b>Fase 18</b>	Ativação do muro de Berlim Definitivo;
<b>Fase 19</b>	Execução da laje de fundo;
<b>Fase 20</b>	Substituição da escora pela laje definitiva da estrutura para o escoramento do piso -5;
<b>Fase 21</b>	Substituição da escora pela laje definitiva da estrutura para o escoramento do piso -3;
<b>Fase 22</b>	Substituição da escora pela laje definitiva da estrutura para o escoramento do piso -1.

## 5.3. Dimensionamento estrutural da solução

### 5.3.1. Ações

Para fazer o dimensionamento do *Muro de Berlim Definitivo* assim como dos perfis de travamento da estrutura, analisaram-se os esforços obtidos no programa de elementos finitos, Plaxis 2D.

Desta forma, os valores utilizados para o dimensionamento da solução, foram os valores retirados da modelação realizada, afetados de um coeficiente de 1,35, uma vez que o programa não aplica fatores de segurança. Os resultados retirados do modelo são apresentados na Figura 59, Figura 60 e Figura 61.

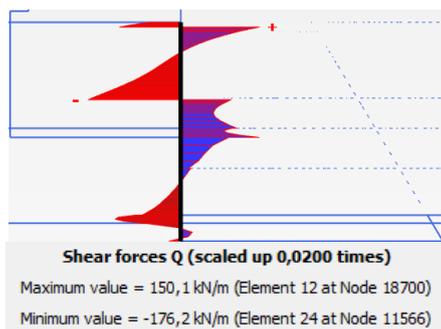


Figura 59 - Esforço transverso no muro de Berlim Definitivo.

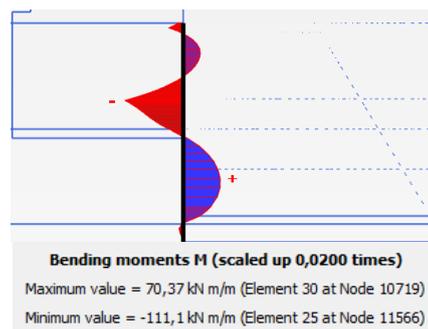


Figura 60 - Momento fletor no muro de Berlim Definitivo.

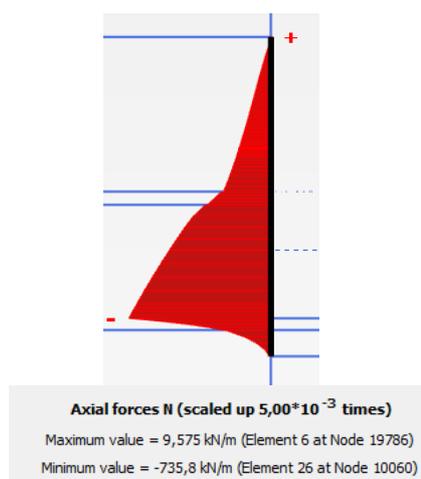


Figura 61 - Esforço axial no muro de Berlim Definitivo.

Na Tabela 19 são apresentados os esforços de dimensionamento.

Tabela 19 - Resumo dos esforços de dimensionamento do muro de Berlim Definitivos\_ Solução variante 2

Esforços de dimensionamento	
Momento fletor (-) [kNm]	150
Momento fletor (+) [kNm]	95
Esforço transverso [kN]	238
Esforço axial [kN]	993

## 5.3.2. Verificações de segurança

### 5.3.2.1. Verificação do Muro de Berlim Definitivo à flexão

Para verificar a resistência do *Muro de Berlim Definitivo* à flexão foi calculada, segundo o Eurocódigo 2, a armadura mínima necessária para que este resista ao momento máximo atuante, obtido pela majoração do momento máximo retirado da modelação realizada no Plaxis 2D.

É de notar que o *Muro de Berlim Definitivo* funciona como uma laje fungiforme, pelo que, a verificação será efetuada pelo método dos pórticos equivalentes.

É apresentada, na Figura 62, de forma esquemática, a definição do pórtico com o enquadramento do respetivo diagrama de momentos.

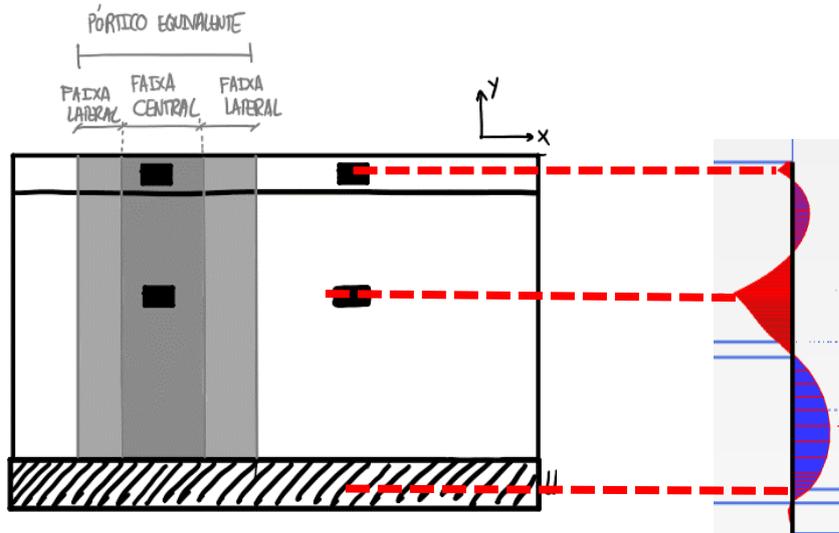


Figura 62 - Esquematização do modelo de cálculo utilizado, através da aplicação do método das bandas de laje.

Sabe-se que existe uma uniformidade maior na distribuição dos momentos positivos pela faixa central e pelas faixas laterais do que na distribuição do momento negativo. A percentagem adotada para a distribuição do momento negativo e do momento positivo apresenta-se na Figura 63.

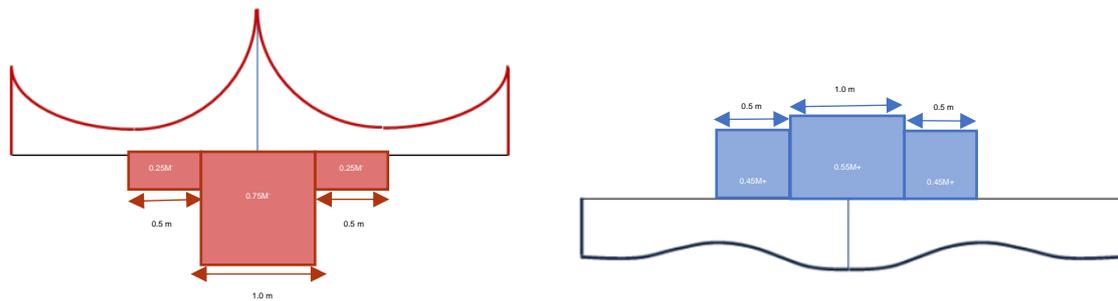


Figura 63 - Distribuição dos momentos negativos e positivos pelo pórtico equivalente.

Para a determinação da quantidade de armadura necessária para resistir aos momentos atuantes, calculou-se o momento reduzido e a percentagem mecânica de armadura, através das equações (9) e (10).

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (9)$$

$$\omega = \frac{A_s}{b \cdot d} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (10)$$

Onde,

$\mu$  – Valor reduzido do valor de cálculo do momento fletor resistente;

$\omega$  – Percentagem mecânica de armadura;

$b$  – Largura da secção de betão;

$d$  – Altura útil da secção do elemento estrutural;

$A_s$  – Área da secção transversal da armadura;

$f_{cd}$  – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias;

$f_{yd}$  – Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de betão armado; neste caso  $f_{yd}=435\text{MPa}$  – A500NR SD.

Tendo o momento reduzido e a relação entre a armadura nas duas faces do muro, é possível determinar a percentagem mecânica de armadura e por conseguinte determinar a área de armadura necessária para resistir ao momento atuante definido. Considerando que o betão é um C30/37 e o aço A500, demonstra-se na Tabela 20 a verificação de segurança da armadura localizada no extradorso (momento negativos) e na Tabela 21, a verificação da armadura localizada intradorso (momento positivos).

Na zona dos apoios (escoras), deve existir um reforço de  $\varnothing 20//0,10$  na armadura do extradorso. Este valor pode, nesta fase, parecer algo exagerado, no entanto, uma vez que o valor do esforço transversal é elevado, assumiu-se que a armadura necessária para resistir ao momento fletor seria insuficiente para resistir ao esforço transversal, de modo que, para evitar a colocação de estribos na parede, aumentou-se a área de armadura longitudinal.

Tabela 20 - Verificação do Muro de Berlim Definitivo à flexão – Armadura extradorso.

	$e$ [m]	$M_{sd}$ [kNm/m]	$\mu$	$\omega$	$A_{s,req}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,adopt}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$M_{rd}$ [kNm]
<b>Vertical</b>	0,4	112,5	0,043	0,044	7,35	5,43	$\varnothing 16//0,15+\varnothing 20//0,1$ 44,82	587
<b>Horizontal</b>	0,4	42,75	0,016	0,017	2,75	5,43	$\varnothing 12//0,2$ 5,65	86

Tabela 21 - Verificação do Muro de Berlim Definitivo à flexão – Armadura intradorso.

	$e$ [m]	$M_{sd}$ [kNm/m]	$\mu$	$\omega$	$A_{s,req}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,adopt}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$M_{rd}$ [kNm]
<b>Vertical</b>	0,4	37,5	0,014	0,015	2,41	5,43	$\varnothing 16//0,15$ 13,4	197
<b>Horizontal</b>	0,4	42,75	0,016	0,017	2,75	5,43	$\varnothing 12//0,2$ 5,65	86

Chama-se à atenção para o facto do dimensionamento à flexão ter sido realizado apenas na direção vertical, uma vez que, em fase definitiva, o comportamento da parede será o de uma laje vigada, funcionando na mesma direção vertical, entre as lajes dos pisos do edifício. Deste modo, adotou-se uma armadura geral de  $\varnothing 12\text{mm}/0,20\text{cm}$  no extradorso e no intradorso para a armadura horizontal.

Realça-se o facto de se ter realizado uma verificação à flexão simples, uma vez que o esforço axial atuante, sendo de compressão, é benéfico, pelo que a análise realizada se encontra do lado da segurança.

Note-se que os momentos negativos obtidos para a zona onde se localiza a primeira escora são resistidos pela viga de coroamento e não pelo *Muro de Berlim Definitivo*.

Deste modo, apresenta-se na Tabela 22 a verificação à flexão da viga de coroamento. Na Figura 64 é possível observar a armadura definida a referida viga.

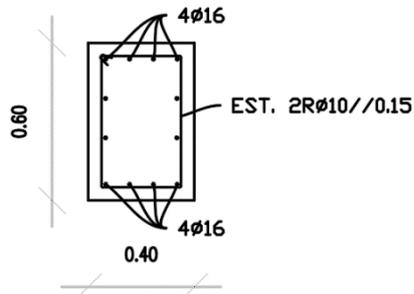


Figura 64 - Secção transversal da viga de coroamento - pormenor de betão armado.

Tabela 22 - Verificação à flexão da viga de coroamento do muro de Berlim Definitivo.

<b>b</b> [m]	<b>h</b> [m]	<b>M<sub>sd</sub></b> [kNm]	<b>μ</b>	<b>ω</b>	<b>A<sub>s,req</sub></b> [cm <sup>2</sup> ]	<b>A<sub>s,min</sub></b> [cm <sup>2</sup> ]	<b>A<sub>s,adopt</sub></b> [cm <sup>2</sup> ]	<b>M<sub>rd</sub></b> [kNm]
<b>0,60</b>	0,40	36,18	0,023	0,024	2,34	3,26	4Ø16 8,04	114

### 5.3.2.2. Verificação do Muro de Berlim Definitivo ao esforço transversal

O valor do esforço transversal resistente é o máximo entre o valor obtido pela equação (11) e o valor obtido pela equação (12), definida no EC2.

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (11)$$

$$V_{Rd,c} = [v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (12)$$

Onde,

$f_{ck}$  – em MPa;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ com } d \text{ em mm};$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$$

$A_{sl}$  – Area da armadura de tração;

$b_w$  – menor largura da secção transversal na área tracionada [mm];

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{cd} [MPa];$$

$N_{Ed}$  – Esforço normal na secção devido às ações aplicadas [em N];

$A_c$  – Area de secção transversal de betão [mm<sup>2</sup>];

$V_{Rd,c}$  – Esforço transversal resistente em N;

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c};$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}};$$

$$k_1 = 0,15.$$

A verificação ao esforço transversal é feita com base nos valores de esforço transversal correspondentes às zonas dos apoios.

Não é considerado o valor de pico apresentado na Figura 59, uma vez que se localiza numa zona onde ocorre uma mudança de rigidez brusca, pelo que a sua mobilização será consequência do comportamento elástico linear assumido pelo modelo. Deste modo, apresentam-se, na Figura 65, o valor de esforço transversal que foi tido em consideração para a verificação do *Muro de Berlim Definitivo*.

A verificação ao esforço transversal encontra-se resumida na Tabela 23 e na Tabela 24, para o *Muro de Berlim Definitivo* e para a viga de coroamento, respetivamente.

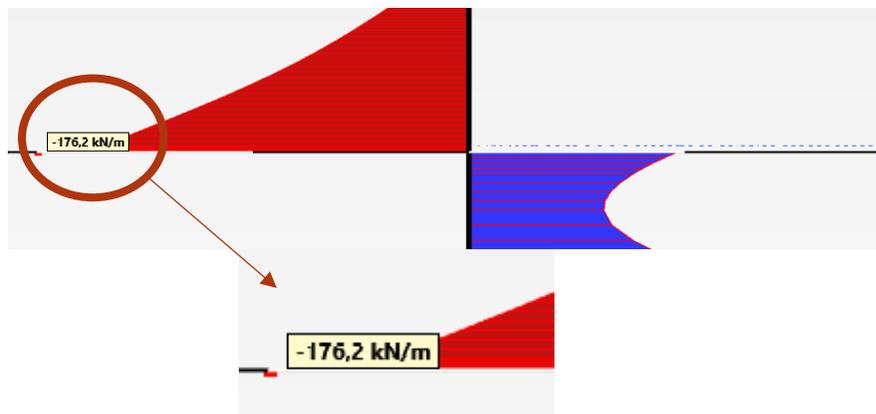


Figura 65 - Esforço transversal na zona do terceiro travamento do Muro de Berlim Definitivo.

Tabela 23 - Verificação do Muro de Berlim Definitivo ao esforço transversal.

e [m]	V <sub>sd</sub> [kNm]	C <sub>Rd,c</sub>	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>rd,c</sub> [kN/m]
0,4	238,0	2	Ø16//0,15+Ø20//0,1	44,82
				252,0

Tabela 24 - Verificação da viga de coroamento ao esforço transversal.

b [m]	h [m]	V <sub>sd</sub> [kN]	Θ [°]	A <sub>sw,req</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	A <sub>sw,adopt</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	V <sub>rd</sub> [kN]
0,60	0,40	199,0	30	8,16	Ø10//0,15	10,47
						255,5

### 5.3.2.3. Verificação do Muro de Berlim Definitivo ao punçoamento

Uma vez que o último nível de escoras é executado diretamente no *Muro de Berlim Definitivo*, é necessário realizar a verificação ao punçoamento. Deste modo, o procedimento é semelhante ao realizado para a verificação do esforço transversal, considerando a carga máxima obtida no escoramento distribuída pelo perímetro de controlo.

O perímetro de controlo é definido segundo a equação (13).

$$u_1 = 2a + 2b + 4\pi d \quad (13)$$

Onde,

$u_1$  – Perímetro de controlo;

$a$  – largura da chapa de ligação da escora à parede;

$b$  – comprimento da chapa de ligação da escora à parede;

$d$  – Espessura útil da parede.

A tensão de corte resistente da parede é dada pelo máximo entre a equação (11) e a equação (12).

Na Tabela 25 encontram-se resumidos os parâmetros utilizados na verificação ao punçoamento assim como o esforço máximo na escora do 3º nível de travamento.

*Tabela 25 - Verificação ao punçoamento do parede de contenção do tipo Berlim Definitivo.*

<b>d [mm]</b>	<b>360</b>
<b>u1 [mm]</b>	4500
<b>As,x [cm<sup>2</sup>]</b>	51
<b>As,y [cm<sup>2</sup>]</b>	51
<b>fck [MPa]</b>	30
<b>a – Chapa escora [mm]</b>	250
<b>b – Chapa escora [mm]</b>	250
<b>k</b>	1,75
<b><math>\rho_l</math></b>	0,014
<b>Vrd,c [kN]</b>	1453
<b>Vsd [kN]</b>	737

### 5.3.2.4. Verificação das microestacas à encurvadura por varejamento

O aspeto mais condicionante no que diz respeito ao dimensionamento das microestacas, está relacionado com a encurvadura do elemento. O caso mais condicionante é o caso em que se realiza o último nível de escavação, antes de se proceder à betonagem do último painel.

O comprimento de encurvadura será a distância entre o último painel betonado e o final da escavação, correspondente a 3m, apesar de ser conservativo, pois, de certo modo, a microestaca não se encontra simplesmente apoiada nesses dois pontos.

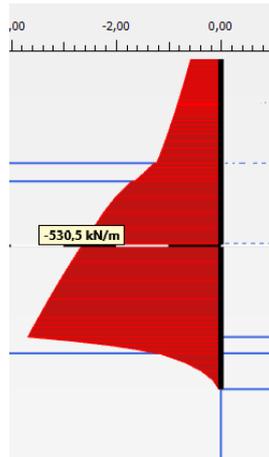


Figura 66 - Esforço axial considerado para a verificação das microestacas à encurvadura por varejamento.

Na Figura 66 é possível verificar que o esforço axial na zona mais condicionante é de 530,5kN. Deste modo, a verificação será feita considerando o esforço axial de  $530,5 \times 1,35 = 716,18 \text{ kN}$ .

A resistência à encurvadura é verificada se:

$$N_{b,Rd} = \chi \times A_s \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \geq N_{sd} \quad (14)$$

Onde,

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad (15)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} \quad (17)$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (16)$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,3\varepsilon \quad (18)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, \text{ com } f_y \text{ em } N/mm^2 \quad (19)$$

$A_s$  – Área da secção transversal;

$f_y$  – Tensão de cedência do aço. Considerou-se 560 MPa;

$\gamma_{M1}$  – Coeficiente parcial de segurança. Considerou-se 1,0;

$\chi$  – Fator de redução para o modo de encurvadura.

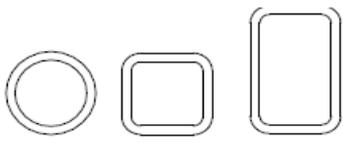
$\alpha$  – Fator de imperfeição, determinado com base no tipo de secção e tipo de aço (Figura 67);

$N_{cr}$  – Valor de esforço axial crítico, associado ao modo de encurvadura elástica relevante, baseado nas propriedades da secção transversal bruta.

$\bar{\lambda}$  – Esbelteza normalizada;

$L_{cr}$  – Comprimento de encurvadura no plano de encurvadura considerado;

$i$  – Raio de giração em relação ao eixo apropriado, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta.

Secções tubulares	Secção transversal	Limites	Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
		acabadas a quente	qualquer	a	$a_0$
		enformadas a frio	qualquer	c	c

Curva de encurvadura	$a_0$	a	b	c	d
Factor de imperfeição $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Figura 67 - Curva de encurvadura e respetivo fator de imperfeição da secção tubular - Microestaca de fundação do muro de Berlim Definitivo

Os parâmetros necessários à verificação de segurança efetuada, assim como o esforço axial resistente, encontram-se apresentados na Tabela 26.

Tabela 26 - Verificação à encurvadura por flexão da secção tubular - Microestaca de fundação do muro de Berlim Definitivo.

$\alpha$	$\lambda_1$	Área da secção [mm <sup>2</sup> ]	$i$ (mm)	$L_{cr}$ [m]	$\bar{\lambda}$	$\Phi$	$\chi$	Nb,rd [kN]	Nsd [kN]
0,21	60,84	4814,18	45,35	3	1,09	1,18	0,60	1617,6	717

### 5.3.2.5. Verificação das microestacas – Capacidade resistente do terreno

De forma a definir o comprimento de selagem necessário para que a carga aplicada à microestaca seja transmitida ao terreno por atrito lateral na zona do bolbo, é necessário calcular a resistência do mesmo. Deste modo, aplicou-se a equação (20).

$$R_{bolbo\ de\ selagem} = (\pi \times \alpha \times D_d \times q_s \times L_{selagem}) / FS \quad (20)$$

Em que:

$\alpha$  – Coeficiente de expansibilidade do furo do perfil.

$D_d$  – Diâmetro de furacão, neste caso foi considerado igual a 200mm;

$q_s$  – Valor médio da resistência unitária última da interface calda-terreno, obtido a partir dos ábacos de Bustamante e Doix (1985) em função do tipo de terreno e do tipo de re-injeção;

$L_{selagem}$  – Comprimento do bolbo de selagem;

*FS* – Fator de segurança que depende do tipo do carregamento e do tipo de ação a que a microestaca estará sujeita.

Para a escolha do método de injeção da calda de cimento, considerou-se injeção IRS pois é o sistema que garante uma melhor qualidade do bolbo de selagem devido à injeção faseada, com controlo da calda de cimento injetada em cada uma das injeções, que se sabe exatamente em que zona se localiza.

Relativamente à definição do parâmetro  $q_s$ , considerou-se que o tipo de terreno seria uma marga ou calcário margoso, uma vez que se trata de um bolbo localizado nas Formações de Benfica, sendo constituída por *margas calcárias silto-argilosas, por vezes algo arenosa, incorporando fragmentos de calcário nodular*.

Terreno	$\alpha$	
	IRS	IGU
Seixo	1,8	1,3 a 1,4
Seixo arenoso	1,6 a 1,8	1,2 a 1,4
Areia com seixo	1,5 a 1,6	1,2 a 1,3
Areia	1,4 a 1,5	1,1 a 1,2
Silte	1,4 a 1,6	1,1 a 1,2
Argila	1,8 a 2,0	1,2
Marga	1,8	1,1 a 1,2
Calcário margoso	1,8	1,1 a 1,2
Grés alterado ou	1,8	1,1 a 1,2
Rocha alterada ou	1,2	1,1

Figura 68 - Coeficiente de expansibilidade de acordo com o tipo de solo e com o tipo de injeção utilizada.

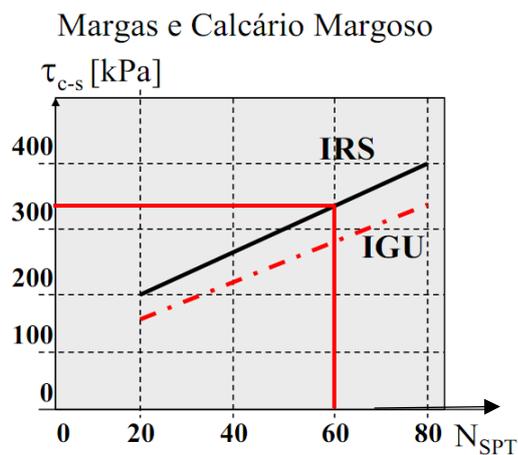


Figura 69 - Tensão de atrito de acordo com o  $N_{spt}$  e com o tipo de solo.

Factor de Segurança	Duração	Duração	
		Prov.	Def.
Esforço	Tracção	2,0	2,2
	Comp.	1,8	2,0

Figura 70 - Fator de segurança de acordo com tipo de carregamento e o a durabilidade da ação.

Uma vez que as microestacas se encontram à compressão e que a estrutura de contenção será temporária, considerou-se um fator de segurança de 1,8.

Na Tabela 27 encontra-se apresentada a verificação da segurança relativamente à capacidade resistente do terreno.

Tabela 27 - Verificação de segurança da capacidade de carga do terreno de acordo com o método de Bustamante e Doix.

$N_{sd}$ [kN]	$\varnothing_{furação}$ [mm]	$\alpha$	$\tau_{c-s}$ [kPa]	FS	$L_{adopt}$ [m]	$N_{rd}$ [kN]
1000,0	200,0	1,8	320,0	1,80	5,00	1005,31

Com um comprimento do bolbo de selagem de 5 m garante-se que o terreno tem capacidade resistente para degradar os esforços provenientes da microestaca. Realça-se que, na solução executada as estacas necessitavam de um comprimento de bolbo de selagem superior uma vez que, para além da espessura do *Muro de Berlim Definitivo* ser superior, ainda se contabilizava com a componente vertical da força das ancoragens.

#### 5.3.2.6. Verificação das escoras provisórias à encurvadura

Para a verificação da encurvadura dos perfis metálicos HEB180, obteve-se os esforços nas escoras através da modelação realizada no Plaxis 2D e da aplicação de um fator de segurança igual a 1,35.

Uma vez que o objetivo é dimensionar uma solução que fique integrada na estrutura definitiva, de forma a minimizar os custos associados à mesma, definiu-se, à priori que os escoramentos seriam constituídos por perfis HEB180. A metodologia utilizada é semelhante à descrita no ponto 5.3.2.4, com as devidas alterações.

Os esforços de dimensionamento das escoras são apresentados na Tabela 28.

*Tabela 28 - Esforço axial de dimensionamento das escoras.*

Elemento estrutural	N [kN]	Comprimento [m]
Escoramento piso -1	-498	8
Escoramento piso -4	-879	8
Escoramento piso -5	-1021	8

#### 5.3.2.7. Encurvadura por bambeamento

Na Figura 71 encontra-se parte do EC3, onde se demonstra a curva de encurvadura utilizada para a verificação do perfil à encurvadura por flexão, para ambos os eixos.

Uma vez que para a modelação da solução no programa de elementos finitos Plaxis 2D se contabilizou com o espaçamento entre escoras sem contar com as “patas de galinha”, os esforços obtidos não se encontram aplicados ao longo de toda a escora. No entanto, para a verificação de segurança do perfil, será assumida, como simplificação, que o esforço axial é constante e que corresponde ao valor máximo.

Considerou-se, como primeira abordagem o perfil HEB180, de forma a que posteriormente se pudesse ser incluído na laje da estrutura final.

Considerando que o perfil tem uma classe de resistência S275, obtêm-se os seguintes esforços resistentes do perfil, tendo em conta a encurvadura por flexão do mesmo.

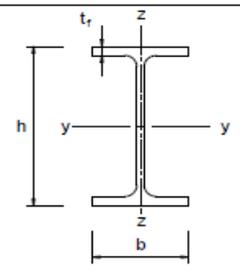
Secção transversal		Limites	Ecurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Perfis laminados		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a <sub>0</sub>
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c

Figura 71 - Curva de encurvadura para secção aberta, perfis laminados - travamento do Muro de Berlim Definitivo e do muro centenário.

Apresenta-se na Tabela 29 e na Tabela 30 os parâmetros necessário para a verificação à encurvadura lateral para o perfil HEB180, assim como os respetivos esforços resistentes.

Tabela 29 - Parâmetros necessários à verificação da encurvadura lateral para o perfil HEB180.

Fatores de Redução HEB180			
$\chi_y$		$\chi_z$	
$L_{0,y}$ [m]	8,00	$L_{0,z}$ [m]	4,00
Curva	b	Curva	c
$N_{cr,y}$ [kN]	1240,7	$N_{cr,z}$ [kN]	1765,6
$N_{Rk}$ [kN]	1794,4	$N_{Rk}$ [kN]	1794,4
$\lambda_y$	1,2	$\lambda_z$	1,0
$\bar{b}$	0,34	c	0,49
$\phi$	1,4	$\phi$	1,2
$\chi_y$	0,477	$\chi_z$	0,535

Tabela 30 - Esforço axial resistente do perfil HEB180, para o comprimento de encurvadura definido para cada eixo.

Resistência do Elemento	
$N_{y,b,Rd}$ [kN]	855,38
$N_{z,b,Rd}$ [kN]	960,43

Deste modo, verifica-se que, para o último nível de escoramento, cujo esforço atuante é de 1021 kN, não será possível a utilização do perfil definido. De forma a otimizar o mais possível a solução proposta, considera-se que será adequado utilizar perfis HEB160 para o primeiro nível de travamento, perfis HEB180 para o segundo nível de travamento e, por fim, perfis HEB200 para o último nível. Assumindo os mesmos pressupostos, apresenta-se na Tabela 31 os esforços resistentes para o perfil HEB160.

Tabela 31 - Parâmetros necessários à verificação da encurvadura lateral para o perfil HEB160.

<b>Fatores de Redução HEB160</b>			
$\chi_y$		$\chi_z$	
<b>L<sub>0,y</sub> [m]</b>	8,00	L <sub>0,z</sub> [m]	4,00
<b>Curva</b>	b	Curva	c
<b>N<sub>cr,y</sub> [kN]</b>	807,0	N <sub>cr,z</sub> [kN]	1151,9
<b>N<sub>Rk</sub> [kN]</b>	1491,9	N <sub>Rk</sub> [kN]	1491,9
$\lambda_y$	1,4	$\lambda_z$	1,1
<b>b</b>	0,34	<b>c</b>	0,49
$\phi$	1,6	$\phi$	1,4
$\chi_y$	0,399	$\chi_z$	0,464

Tabela 32 - Esforço axial resistente do perfil HEB160, para o comprimento de encurvadura definido para cada eixo.

<b>Resistência do Elemento</b>	
<b>N<sub>y,b,Rd</sub> [kN]</b>	595,59
<b>N<sub>z,b,Rd</sub> [kN]</b>	692,81

Por último, demonstra-se que o perfil HEB200 resiste aos esforços atuantes no último nível de travamento do muro de Berlim Definitivo. Os resultados apresentam-se na Tabela 33 e na Tabela 34.

Tabela 33 - Parâmetros necessários à verificação da encurvadura lateral para o perfil HEB200.

<b>Fatores de Redução HEB200</b>			
$\chi_y$		$\chi_z$	
<b>L<sub>0,y</sub> [m]</b>	8,00	L <sub>0,z</sub> [m]	4,00
<b>Curva</b>	b	Curva	c
<b>N<sub>cr,y</sub> [kN]</b>	1844,6	N <sub>cr,z</sub> [kN]	2594,7
<b>N<sub>Rk</sub> [kN]</b>	2147,2	N <sub>Rk</sub> [kN]	2147,2
$\lambda_y$	1,1	$\lambda_z$	0,9
<b>b</b>	0,34	<b>c</b>	0,49
$\phi$	1,2	$\phi$	1,1
$\chi_y$	0,548	$\chi_z$	0,594

Tabela 34 - Esforço axial resistente do perfil HEB200, para o comprimento de encurvadura definido para cada eixo.

<b>Resistência do Elemento</b>	
<b>N<sub>y,b,Rd</sub> [kN]</b>	1176,52
<b>N<sub>z,b,Rd</sub> [kN]</b>	1275,19

## 5.4. Análise Comparativa entre as soluções modeladas

Depois de analisar no programa de elementos finitos a solução adotada para a estrutura de contenção periférica, reforço e recalçamento do muro centenário que confronta com a *Rua Camilo Castelo Branco* foi possível constatar que as soluções alternativas propostas também constituem soluções possíveis de executar, conduzindo a resultados satisfatórios em termos de deslocamentos máximos atingidos.

É possível observar na Figura 72 e na Figura 73 os deslocamentos obtidos no final na modelação da solução alternativa 1 e da solução alternativa 2, respetivamente.

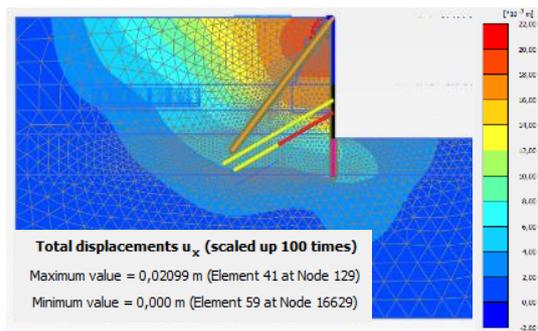


Figura 72 - Deslocamentos obtidos na direção  $x$ , com a modelação da solução alternativa 1.

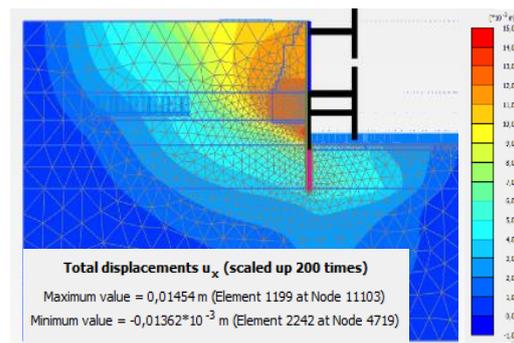


Figura 73 - Deslocamentos obtidos na direção  $x$ , com a modelação da solução alternativa 2.

É notória a diferença nos valores obtidos, sendo que a solução alternativa supõe a ocorrência de deslocamentos superiores, não sendo, no entanto, deslocamentos excessivos, pelo que se conclui que são soluções passíveis de adotar que levam a resultados semelhantes à solução que de facto foi adotada em obra.

Note-se que o movimento de corpo rígido do muro é alterado da solução 1 para a solução 2. Tendo as ancoragens ativas na solução 1, acaba por se ter um maior controlo dos deslocamentos da base do mesmo, pois existe uma carga que está a ser aplicada de forma a contrariar a tendência de escorregamento da base para dentro do lote aquando do alívio de tensões devido à escavação.

O mesmo não acontece quando a solução alternativa 2 é adotada, uma vez que se deixa de ter travamentos ativos passando a ter travamentos passivos, que apenas são ativados com o deslocamento da estrutura. Deste modo, nota-se que, com o início da escavação, o muro tem tendência a deslocar-se para dentro do lote mais rapidamente na base do que no topo, havendo uma ligeira rotação, no sentido positivo, do mesmo, o que provoca com que o último nível de escoras seja mais solicitado.

Relativamente ao método construtivo, nenhuma das soluções traz maiores dificuldades que a solução adotada, tendo a vantagem de se reduzir substancialmente nos materiais utilizados e no tempo de execução da escavação e contenção periférica.

Tendo analisado em termos de deslocamentos e de metodologia de execução ambas as soluções, resta agora realizar, de forma simplificada, uma análise económica entre a solução adotada em obra e a solução alternativa 2. Não será abordada a comparação entre a solução adotada e a solução alternativa 1, uma vez que, tratando-se de uma otimização, em que parte dos elementos de tratamento são retirados, é certo que existirá uma redução dos custos.

Para isso foi realizado um mapa de quantidades da solução adotada e da solução alternativa 2 e feita uma estimativa dos custos de ambas as soluções. Para a realização desta etapa foram utilizados preços unitários fornecidos pela empresa JETsj.

Analisou-se a diferença de custos entre os elementos que variam entre ambas as soluções, tendo dispensado a análise dos trabalhos considerados semelhantes.

SOLUÇÃO ADOTADA EM OBRA

	Quantidades	Custo unitário	Custo total €
<b>Muro de Berlim Definitivo</b>			
Betão [m3]	148,2	100	14820
Aço [kg]	22230	1,1	24453
<b>Viga de coroamento e reforço</b>			
Betão [m3]	31,7	100	3170
Aço [kg]	4755	1,1	5230,5
<b>Elementos de travamento</b>			
Microestacas $\Phi$ 114,3,7X9,0mm [m]	368	80	29440
Ancoragens [m]	410	80	32800
Custo total €			109913,5

SOLUÇÃO ALTERNATIVA 2

	Quantidades	Custo unitário	Custo total €
<b>Muro de Berlim Definitivo</b>			
Betão [m3]	98,8	100	9880
Aço [kg]	16796	1,1	18475,6
<b>Viga de coroamento</b>			
Betão [m3]	16	100	1600
Aço [kg]	1920	1,1	2112
<b>Elementos de travamento</b>			
HEB200 - 61,3 kg/ml	2452	2,5	6130
HEB180 - 51,2 kg/ml	7680	2,5	19200
HEB140 - 26,7 kg/ml	2536,5	2,5	6341,25
Custo total €			63738,85

Com isto, conclui-se que a redução dos custos é de 46 174,65€, correspondente a 42% do custo da solução adotada. No fundo, a redução seria ligeiramente inferior, uma vez que o custo da escavação não foi considerado nesta análise.

De facto, o processo de escavação da solução alternativa 2 terá um maior custo associado devido ao condicionamento provocado pelos travamentos da estrutura de contenção, que dificultam a execução dos trabalhos. Não obstante, a solução mostra ser mais económica.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 6.1. Conclusão

Após o término deste trabalho, conclui-se que os objetivos definidos foram atingidos, sendo o objetivo principal, a análise do caso de estudo de uma estrutura de contenção periférica num cenário desafiante, onde subsiste um muro de gravidade centenário que será descalçado.

A fim de avaliar a estabilidade da solução adotada em fase de obra, realizou-se um modelo da solução num programa de elementos finitos, Plaxis 2D. Desta análise conclui-se que para fazer este tipo de projetos de forma económica e segura, é bastante importante que se tenha espírito crítico na definição dos parâmetros do modelo, pressupondo algum conhecimento do ponto de vista geotécnico. Note-se que ao adotar a parametrização definida no relatório geológico-geotécnico os deslocamentos obtidos para a modelação da mesma solução são substancialmente maiores, não correspondendo à realidade.

Deste modo, reforça-se a necessidade de uma boa caracterização do terreno, baseados em sondagens geotécnicas, ensaios de campo e ensaios de laboratório de forma a recolher o máximo de informação possível que nos leve a perceber qual o comportamento que se pode esperar do terreno.

No entanto, apesar do espírito crítico e do conhecimento geotécnico do projetista, é indispensável um bom plano de instrumentação e observação, uma vez que os resultados obtidos na modelação dificilmente vão corresponder exatamente à realidade, sendo necessário controlar os deslocamentos de forma a reagir atempadamente a situações não previstas e potencialmente perigosas, ou até mesmo à otimização da solução, quando os resultados se apresentam melhores que o espectável.

A solução adotada poderia ter sido otimizada caso a parametrização do modelo adotado não fosse excessivamente conservativa, no entanto, em casos tao delicados como o presente caso de estudo, não é possível tomar uma atitude demasiado positiva, podendo, sim, ser otimizada a solução proposta posteriormente, em fase de obra.

As soluções alternativas propostas visam uma diminuição do custo de execução, não alterando de forma significativa o comportamento da estrutura, garantindo a verificação ao ELS e ao ELU. No entanto, entende-se que em fase de projeto a solução alternativa 2 fosse demasiado otimista pois tem um carácter passivo, sendo apenas ativado o escoramento com o movimento do muro centenário. Esta situação poderia, contudo, ser devidamente compensada pela rigidez dos escoramentos.

### 6.2. Desenvolvimentos futuros

Neste capítulo são apresentados alguns pontos que podem ser objeto de análise em estudos futuros:

- Analisar as soluções propostas considerando um comportamento drenado do solo, uma vez que se considerou comportamento não drenado devido ao carácter provisório da mesma,

partindo do pressuposto que a escavação e contenção seria executada num curto período de tempo, o que na realidade não se verifica devido ao elevado número de estudos arqueológicos executados;

- Análise de um corte transversal correspondente a outro alçado, e respetivos resultados da instrumentação, de forma a consolidar a retroanálise da parametrização do solo realizada;
- Avaliar a rigidez da estrutura de forma a ser contabilizada aquando da definição da rigidez das escoras metálicas;
- Análise do comportamento sísmico da solução, face à localização da obra em zona densamente urbana.

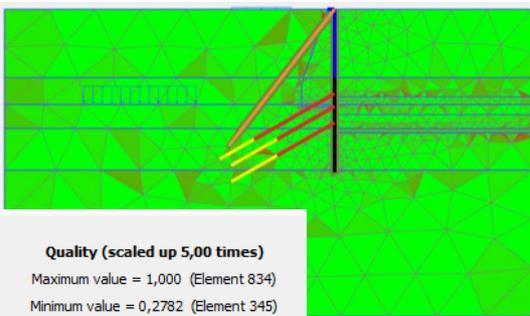
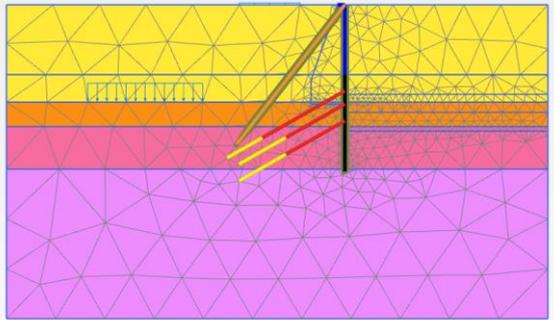
## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Artur Peixoto, Lda. (2012). *Artur Peixoto, Consultores Geotecnia*. Obtido em 11 de Maio de 2021, de <http://www.apgeotecnia.pt/geotechnics/anchors.html>
- Baião, D. I. (2017). *Dissertação de mestrado "Soluções de Escavação e Contenção Periférica por Bandas de Laje: Avenida Fontes Pereira de Melo, 41 em Lisboa"*. Lisboa: IST.
- Bentley. (2021). *Plaxis : Material Models Manual*.
- Brito, J. d. (2001). *Apontamentos teóricos da cadeira de construção de edifícios "Ancoragens"*. Lisboa.
- Cardoso, M. R. (2021). *Apontamentos teóricos da cadeira de Obras de Aterro: "A importancia da água"*. Lisboa .
- Coelho, S. (1996). *Tecnologia de Fundações*. Amadora: Escola Profissional Gustave Eiffel.
- Delgado, M. J. (2008). *Dissertação de mestrado "A Requalificação Arquitectónica na Reabilitação de Edifícios. Critérios Exigênciais de Qualidade; Estudo de casos"*. Porto.
- Dimeconsult. (2020). *Convento de Santa Joana Investimentos Imobiliarios Unipessoais Lda, Memoria Descritiva e Justificativa R-01*. Lisboa.
- Fernandes, M. d. (2006). *Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais (Volume 1)*. Porto: Universidade do Porto Editorial.
- Fernandes, M. d. (2009). *Deep urban excavations in Portugal: practice, design, research and perspectives*.
- Fernandes, M. d. (2011). *Mecânica dos Solos: Introdução à Engenharia Geotécnica (Volume II)*. Porto: Universidade do Porto Editorial.
- F.H.Kulhawy e P.W.Mayne (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*
- Geocontrole - Geotecnia e Estruturas de Fundação S.A. . (2016). *Estudo Geológico-Geotecnico do antigo Convento de Santa Joana*. Lisboa.
- GEOCONTROLE. (2016). *Santa Joana Residence, Estudo geológico-geotécnico*.
- Gercovich, D. M. (2014). *Estruturas de contenção, Murros de Arrimo*. Rio de Janeiro.
- Guerra, N. M. (2012). *Análise de Estruturas Geotécnicas*. Lisboa.

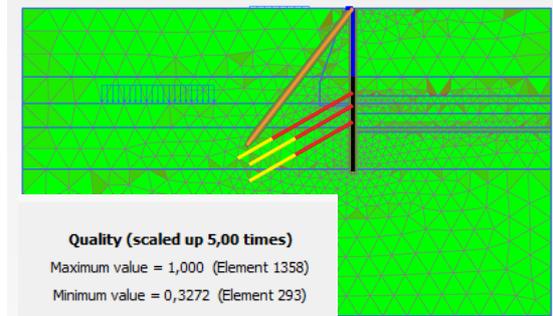
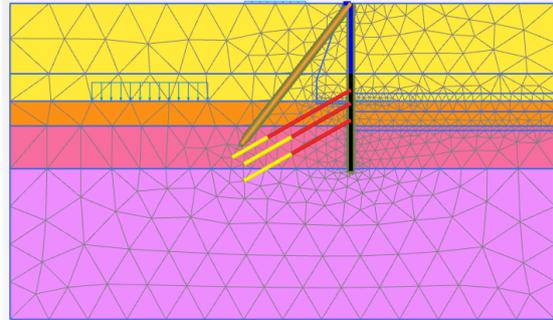
- JETSj. (2020). *Cálculos Justificativos*. Lisboa.
- Machado, R. (s.d.). *Micro-estacas*. Lisboa: Folhas de apoio à cadeira de Tecnologia de Construção de Edifícios, IST.
- Marinho, F. (19 de Março de 2019). *Empuxos de terra: conceitos iniciais*. Obtido em 22 de Junho de 2021, de <https://www.guiadaengenharia.com/empuxos-terra-conceitos-iniciais/>
- Maranha das Neves, E. (2007) *Modelação Avançada em Geotecnia*. Instituto Superior Técnico
- Neves, E. M. (2016). *Mecânica dos estados críticos, solos saturados e não saturados*. Lisboa: IST Press.
- Pereira, M. (2013). *Glossário Geológico*. Obtido em 11 de Maio de 2021, de <http://rusoares65.pbworks.com/w/page/62770345/Gloss%C3%A1rio%20geol%C3%B3gico%2011%C2%BAB%202012%202013>
- Pinto, A. (2020). *Apontamentos teóricos da cadeira de Taludes e Estruturas de Suporte*. Lisboa .
- Pinto, A. (2021). *Apontamentos do curso de Formação Avançada "Concepção, dimensionamento e execução de soluções com recurso a microestacas"*. Lisboa.
- RODIO. (s.d.). *Microestacas*. Obtido em 30 de Maio de 2021, de <https://rodio.pt/cimentaciones/micropilotes/>
- Santa, V. B. (2010). *Dissertação de Mestrado "Controlo de Qualidade de Ancoragens Passivas e Activas"*. Lisboa: IST.
- Santos, J. A. (s.d.). *Slides de apoio às aulas da cadeira de Fundações de Estruturas, Bases do Projeto Geotécnico Eurocódigo 7*. Lisboa.
- Santos, J., Bourne-Webb, P., & Freitas, T. (2021). *Folhas de apoio à cadeira de Análise de Estruturas Geotécnicas, Verificação de Segurança de Estruturas de Suporte*. Lisboa.
- Schnaid, F., & Odebrecht, E. (2012). *Ensaios de campo e as duas aplicações à engenharia de fundações, 2ª Edição*. São Paulo: Oficina de textos.
- Teixeira Duarte, Engenharia e Construções, S.A. (2020). *Prospecção através de execução de carotes para a caracterização de materiais, Relatório de Ensaios*. Porto Salvo.

## Anexo I

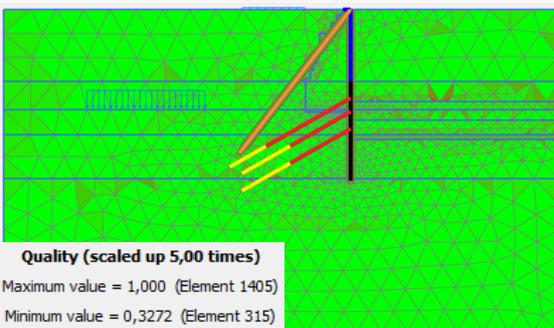
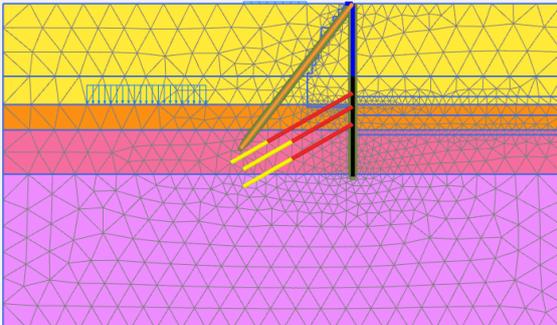
### MALHA GROSSA



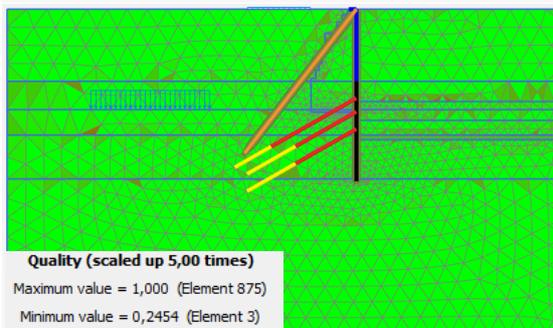
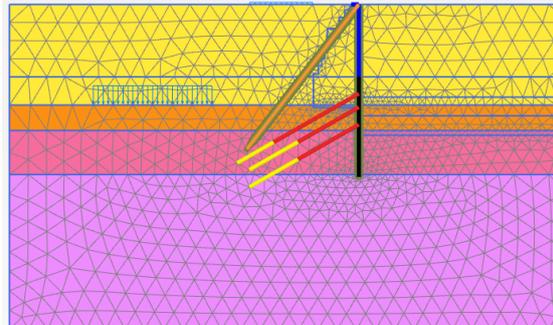
### MALHA MÉDIA



### MALHA FINA



### MALHA MUITO FINA



## Anexo II

Uma vez que existem diversas fórmulas empíricas que relacionam os resultados dos ensaios SPT com o ângulo de resistência ao corte dos solos, foi feita uma análise de algumas dessas formulações. As seguintes análises foram baseadas nos resultados de 3 sondagens que se consideraram representativas do terreno na zona onde se localiza o muro centenário.

### Correlações do $N_{SPT}$ com o ângulo de atrito por Alonso (1943)

Numa primeira abordagem foram consultas as tabelas de correlação apresentadas por Alonso (1943) para solos arenosos, de forma a conseguir uma estimativa do ângulo de resistência ao corte.

Tabela 2: Correlações de  $N_{SPT}$  e ângulo de atrito de areias

Areias	Standart Penetration Testt (SPT)	ângulo de atrito $\phi$ (°)
Fofa	< 4	< 30
Pouco compacta	4 a 10	30 a 35
Medianamente compacta	10 a 30	35 a 40
Compacta	30 a 50	40 a 45
Muito compacta	> 50	> 45

Fonte: Alonso (1943).

Desta análise chegou-se aos seguintes resultados:

S10	NSPT	Média	$\phi'$
ZG3	5,00	11,33	35
	13,00		
	16,00		
Muro	-	-	-
ZG2-B	+60,00	60	45

S11	NSPT	Média	$\phi'$
ZG3	11,00	19,80	35
	33,00		
	20,00		
	22,00		
	13,00		
Muro	-	-	-
ZG2-B	+60,00	60,00	45

S7	NSPT	Média	$\phi'$
ZG3	7,00	12,00	35
	17,00		
ZG2-B	31,00	42,67	40
	60,00		
	37,00		
ZG2-A	60,00	60,00	45
	60,00		
	+60,00		
	+60,00		
ZG1	+60,00	60,00	45

$\phi$ médio'	
ZG3	35
ZG2-B	43,33
ZG2-A	45
ZG1	45

É de notar que para os casos em que se tem um número de pancadas superior a 50 apenas se sabe que o ângulo de resistência ao corte será superior a 45°, não sendo muito explícito qual o valor a considerar depois deste patamar. De forma conservadora foi adotado o valor mais baixo de cada intervalo.

### Método de Gibbs e Holtz (1957) associado à de Mello (1971)

O segundo método analisado é o método de Gibbs e Holtz (1957) associado à de Mello (1971) para solos não coesivos.

$$Dr = \left( \frac{Nspt}{0.23 \times \sigma' + 16} \right)^{0.5}$$

$$\phi' = \tan^{-1} \left( \frac{0.712}{1.49 - Dr} \right)$$

Onde,

$Dr$  – Densidade relativa do solo não coesivo;

$\sigma'$  – Tensão efetiva na camada;

$Nspt$  – Número de pancadas até se atingir o critério de paragem do ensaio SPT;

$\phi'$  – Ângulo de resistência ao corte obtido através da correlação.

S10	NSPT	$\sigma'$	Dr	$\phi'$	Média
ZG3	5	27	0,47	35,03	39,18
	13	54	0,68	41,19	-
	16	81	0,68	41,31	-
Muro	-	-	-	-	-
ZG2-B	60	300	0,84	47,61	47,61

S11	NSPT	$\sigma'$	Dr	$\phi'$	Média
ZG3	11	27	0,70	42,16	45,22
	33	54	1,08	59,92	
	20	81	0,76	44,28	
	22	108	0,73	43,28	
	13	135	0,53	36,44	
Muro	-	-	-	-	-
ZG2-B	60	300	0,84	47,61	47,61

S7	NSPT	$\sigma'$	Dr	$\phi'$	Média
ZG3	7	27	0,56	37,48	41,15
	17	54	0,77	44,82	
ZG2-B	31	90	0,92	51,27	55,20
	60	120	1,17	66,01	
	37	150	0,86	48,31	
ZG2-A	60	180	1,02	56,71	52,71
	60	210	0,97	53,65	
	60	240	0,92	51,22	
	60	270	0,88	49,25	
ZG1	60	300	0,84	47,61	47,61

Concluindo que:

	$\phi'$
ZG3	41,85
ZG2-B	50,14
ZG2-A	52,71
ZG1	47,61

Pode observar-se que, a partir do momento em que o número de pancadas chega aos 60 e o ensaio termina por não se terem atingido os 15 cm iniciais previstos na primeira fase, esta formulação empírica não traduz bons resultados uma vez que se considera o número de pancadas igual a 60 mas a tensão efetiva continua a aumentar em profundidade, reduzindo o valor da densidade relativa, o que se sente posteriormente na determinação do ângulo de resistência ao corte.

### Metodo de Skempton (1967) associado à de Mello (1971) para solos não coesivos

O terceiro método analisado é o método de Skempton (1967) associado à de Mello (1971) para solos não coesivos.

$$Dr = \left( \frac{Nspt}{0.28 \times \sigma' + 27} \right)^{0.5}$$

$$\phi' = \tan^{-1} \left( \frac{0.712}{1.49 - Dr} \right)$$

S10	NSPT	$\sigma'$	Dr	$\Phi'$	Média
ZG3	5,00	27,00	0,38	32,69	35,88
	13,00	54,00	0,56	37,31	
	16,00	81,00	0,57	37,66	
Muro	-	-	-	-	-
ZG2-B	60,00	300,00	0,74	43,33	43,33

S11	NSPT	$\sigma'$	Dr	$\Phi'$	Média
ZG3	11,00	27,00	0,56	37,56	40,12
	33,00	54,00	0,89	49,65	
	20,00	81,00	0,63	39,77	
	22,00	108,00	0,62	39,30	
	13,00	135,00	0,45	34,34	
Muro	-	-	-	-	-
ZG2-B	60,00	300,00	0,74	43,33	43,33

S7	NSPT	$\sigma'$	Dr	$\Phi'$	Média
ZG3	7,00	27,00	0,45	34,40	37,10
	17,00	54,00	0,64	39,80	
ZG2-B	31,00	90,00	0,77	44,70	47,71
	60,00	120,00	1,00	55,19	
	37,00	150,00	0,73	43,22	
ZG2-A	60,00	180,00	0,88	49,43	46,79
	60,00	210,00	0,84	47,44	
	60,00	240,00	0,80	45,82	
	60,00	270,00	0,76	44,47	
ZG1	60,00	300,00	0,74	43,33	43,33

Concluindo que:

	$\Phi'$
ZG3	37,70
ZG2-B	44,79
ZG2-A	46,79
ZG1	43,33

### Metodo Teixeira (1996) agrupado com Cintra (2003)

O quarto método analisado é o método Teixeira (1996) associado a Cintra (2003) para solos não coesivos.

$$\phi' = \sqrt{20N_{SPT}} + 15$$

S10	NSPT	$\Phi'$ (graus)	Média
ZG3	5,00	25,00	29,67
	13,00	31,12	
	16,00	32,89	
Muro	-	-	-
ZG2-B	60,00	49,64	49,64

S11	NSPT	$\Phi'$ (graus)	Média
ZG3	11,00	29,83	34,52
	33,00	40,69	
	20,00	35,00	
	22,00	35,98	
	13,00	31,12	
Muro	-	-	-
ZG2-B	60,00	49,64	49,64

S7	NSPT	$\Phi'$ (graus)	Média
ZG3	7,00	26,83	30,14
	17,00	33,44	
ZG2-B	31,00	39,90	43,91
	60,00	49,64	
	37,00	42,20	
ZG2-A	60,00	49,64	49,64
	60,00	49,64	
	60,00	49,64	
	60,00	49,64	
ZG1	60,00	49,64	49,64

Concluindo que:

	$\Phi'$
ZG3	31,44
ZG2-B	47,73
ZG2-A	49,64
ZG1	49,64

### Correlações do $N_{spt}$ com a resistência não drenada por Alonso (1943)

Numa segunda abordagem foram consultas as tabelas de correlação apresentadas por Alonso (1943) para solos coesivos, de forma a conseguir uma estimativa do parâmetro  $S_u$ , parâmetro necessário à definição do modelo no programa de elementos finitos, para um comportamento não drenado.

Tabela 1: Correlações de  $N_{spt}$  e coesão de argilas

Argilas	Standart Penetration Testt (SPT)	Coesão c (kPa)
Muito mole	< 2	< 10
Mole	2 a 4	10 a 25
Média	4 a 8	25 a 50
Rija	8 a 15	50 a 100
Muito rija	15 a 30	100 a 200
Dura	> 30	> 200

Fonte: Alonso (1943).

Desta análise chegou-se aos seguintes resultados:

S10	NSPT	Média	$S_u$ [kPa]
ZG3	5,00	11,33	71
	13,00		
	16,00		
Muro	-	-	-
ZG2-B	+60,00	60	300

S11	NSPT	Média	$S_u$ [kPa]
ZG3	11,00	19,80	133
	33,00		
	20,00		
	22,00		
	13,00		
Muro	-	-	-
ZG2-B	+60,00	60,00	300

S7	NSPT	Média	$S_u$ [kPa]
ZG3	7,00	12,00	78
	17,00		
ZG2-B	31,00	42,67	200
	60,00		
	37,00		
ZG2-A	60,00	60,00	300
	60,00		
	+60,00		
	+60,00		
ZG1	+60,00	60,00	300

	$S_u$ [kPa]
ZG3	94
ZG2-B	267
ZG2-A	300
ZG1	300