

PROJECTO DE UMA PASSAGEM INFERIOR RODOVIÁRIA SOB UMA LINHA DO METRO DO PORTO E SOB UMA ARTÉRIA URBANA ADJACENTE

JOÃO HENRIQUE CAMPOS DE ALMEIDA

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Manuel António de Matos Fernandes

FEVEREIRO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição de que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

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

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

À minha Família

Um homem é aquilo em que acredita

Tchékhov

AGRADECIMENTOS

Deseja o autor expressar a sua gratidão a todas a pessoas e entidades que pelo seu contributo permitiram a realização deste trabalho, em particular:

- Ao Professor Manuel de Matos Fernandes, orientador deste trabalho, pelo apoio, permanente disponibilidade e pela pertinência das observações às questões suscitadas pelo autor;
- Ao Professor Rui Calçada, por dispor da sua experiência enquanto projectista no esclarecimento de dúvidas relacionadas com a pormenorização de estruturas de suporte de terras;
- Ao Professor Nelson Vila Pouca, pela prontidão com que acedeu à clarificação de aspectos específicos do domínio do funcionamento de estruturas de betão armado;
- Ao meu amigo Bruno Correia, pela preciosa ajuda que prestou na fase de aprendizagem da modelação em elementos finitos;
- Aos restantes colegas, amigos e professores da secção de geotecnia que, durante o período que envolveu a realização deste trabalho, criaram o contexto para que tal acontecesse de forma menos árdua;
- À empresa Fase, Estudos e Projectos, S.A., pela disponibilização da informação necessária ao arranque deste trabalho;
- Por fim, não pode o autor deixar de manifestar a profunda gratidão e estima a seus Pais e Irmão.

RESUMO

O presente trabalho consiste no estudo das estruturas necessárias à realização de uma nova via rodoviária em meio urbano com cerca de 300 m de extensão, sob uma Linha do Metro e sob uma rua vizinha. A referida via é constituída na parte central por um túnel, de extensão aproximadamente igual a metade da extensão total daquela, sendo a parte inicial e final destinada à realização das rampas de acesso.

Nas rampas de acesso observa-se uma variação significativa da profundidade da rasante. Ora, essa variação tem necessariamente reflexo nas estruturas equacionadas para a contenção da escavação, consumando-se na adopção de diferentes soluções em função da profundidade. Assim, para profundidades reduzidas, são adoptados muros de suporte de betão armado em forma de L. Para profundidades moderadas, cortinas autoportantes, enquanto que para as zonas mais profundas, cortinas monoapoiadas. O túnel, construído através do processo *cut-and-cover*, é de betão armado e apresenta secção transversal rectangular. Por se situar em meio urbano, a escavação foi realizada com face vertical, implicando portanto a previsão de uma estrutura adicional de contenção provisória, que é realizada com uma cortina tipo Berlim de madeira. De forma a assegurar o funcionamento da Linha do Metro, é ainda necessário prever uma estrutura provisória que suporte a via-férrea, permitindo a execução sob a mesma do referido túnel.

Assim, e de uma forma sucinta, este trabalho, baseando-se no conhecimento da geometria da via rodoviária tem como ponto de partida o tratamento dos resultados de ensaios geotécnicos com o objectivo de definir os parâmetros de resistência e de deformabilidade do maciço interessado pela execução da obra, que se desenvolve em solos residuais do granito do Porto. Uma vez definidos, são propostas e discutidas várias soluções estruturais para concretizar cada zona da via, adoptando-se, aquela que, dentro dos critérios considerados, mais se aproxima dos objectivos pretendidos.

Posteriormente, essas soluções são estudadas, na maioria dos casos, por dois métodos distintos. Numa primeira fase, equiparável a um pré-dimensionamento, utilizam-se métodos de equilíbrio limite, de seguida, recorre-se à modelação numérica da solução obtida anteriormente com o intuito de comparar resultados e assim fundamentar o dimensionamento.

O facto da obra se desenvolver em meio urbano significa que o dimensionamento das estruturas não resulta necessariamente das acções obtidas no estado limite último. Na realidade, pela importância que o controlo de deformações passa assumir, em vários casos, conclui-se que o dimensionamento é fortemente condicionado pelo comportamento das estruturas em serviço.

PALAVRAS-CHAVE: escavação urbana, túnel *cut-and-cover*, equilíbrio limite, elementos finitos, redistribuição de tensões.

ABSTRACT

This work consists on the study and design of the necessary structures for the implementation of a new road, of about 300 m in length, underneath a railway and a nearby street. The mentioned road goes through a tunnel on its central part, in a length of approximately half of its totality, being the initial and the final parts committed to the access ramps.

On the access ramps, a significant variation of the road depth can be noticed. So, this characteristic will affect the excavation retaining structures, by adopting different types of solutions as depth increases.

Therefore, for the shorter depths, L shaped concrete walls are adopted; for moderate depths, cantilever retaining walls, while for greater depths single propped retaining walls are the chosen solution.

The tunnel, built under the cut-and-cover process, is made of concrete and has a rectangular transverse section. Due to its location in an urban environment, the excavation had to be done with vertical slope and so an additional, provisory retaining structure – wooden Berlin-type retaining walls – was set. To keep the railway service running, another provisory structure had to be placed in order to allow the construction works beneath it.

In a concise description, and with the road geometry in account, this project started with the geotechnical test results from which the resistance and the deformability characteristic values of the soil – Oporto's granite residual soil – were determined. Once defined, several structural proposals went on discussion until the one whose parameters were closer to the stipulated objectives was finally selected.

Then, the majority of the solutions were studied by two different methods. First, in a process similar to a pre-design, limit equilibrium methods were used and after, with the purpose of comparing solution hypotheses, numeric modulation process of the obtained solution was used.

Being located in an urban environment, it means that the structural design is not based on ultimate limit state loads. In fact, due to the role assumed by the need of controlled deformations, it seems natural that service conditions will rule structural design.

KEYWORDS: urban excavation, cut-and-cover tunnel, limit equilibrium, finite elements, stress redistributions.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. Introdução	1
1.1. ASPECTOS GERAIS	1
1.2. OBJECTIVOS DA TESE	2
2. Descrição da Obra	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. CONDICIONAMENTOS	4
2.2.1. CONDICIONAMENTOS GEOMÉTRICOS	4
2.2.2. CONDICIONAMENTOS CONSTRUTIVOS	5
2.2.3. CONDICIONAMENTOS HIDRÁULICOS	5
2.2.4. CONDICIONAMENTOS FERROVIÁRIOS	5
2.2.5. CONDICIONAMENTOS SÍSMICOS	6
3. Caracterização Geológico-Geotécnica	7
3.1. INTRODUÇÃO	7
3.2. ENSAIOS <i>IN SITU</i>	8
3.2.1. ENSAIO SPT	8
3.2.1.1. Aspectos gerais	8
3.2.1.2. Resultados	9
3.2.2. ENSAIO DPSH	11
3.2.2.1. Aspectos gerais	11
3.2.2.2. Resultados	13
3.3. ENSAIOS DE LABORATÓRIO	14
3.3.1. ASPECTOS GERAIS	14
3.3.2. RESULTADOS	15
3.4. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA	17
3.4.1. CORRELAÇÕES COM O SPT	17

3.4.2. CORRELAÇÕES COM O DPSH	17
3.4.3. AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA	20
3.5. PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE	22
3.5.1. ASPECTOS GERAIS.....	22
3.5.2. AVALIAÇÃO DE PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE	24
3.6. ZONAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	32

4. Zonamento 37

5. Análise Comparativa de Soluções Estruturais 41

5.1. INTRODUÇÃO	41
5.2. ALGUMAS SOLUÇÕES DE ESTRUTURAS DE SUPORTE DE TERRAS.....	41
5.2.1. PAREDES MOLDADAS DE BETÃO ARMADO	41
5.2.2. CORTINAS DE ESTACAS MOLDADAS	45
5.2.3. CORTINAS TIPO BERLIM.....	46
5.3. PROPOSTAS DE SOLUÇÕES ESTRUTURAIS A ADOPTAR	47
5.3.1. RAMPAS DE ACESSO AO TÚNEL	48
5.3.2. TÚNEL	48
5.4. ANÁLISE COMPARATIVA DAS SOLUÇÕES ESTRUTURAIS EQUACIONADAS	61
5.4.1. RAMPAS DE ACESSO	61
5.4.2. TÚNEL	62
5.4.2.1. Controlo de assentamentos.....	62
5.4.2.2. Constrangimentos	62
5.4.2.3. Complexidade do sistema de drenagem.....	63
5.4.2.4. Impulso da água	63
5.4.2.5. Aspectos construtivos.....	63
5.4.2.6. Rapidez de execução, manutenção e custo	64
5.4.2.7. Conclusão.....	67

6. Critérios Gerais de Dimensionamento 69

6.1. DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO	69
6.1.1. ASPECTOS GERAIS.....	69
6.1.2. PARÂMETROS A UTILIZAR NO DIMENSIONAMENTO	70

6.2. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	73
6.2.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	73
6.2.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	74
6.2.2.1. Controlo de tensões	75
6.2.2.2. Controlo da fendilhação e controlo de deformação	76
 7. Dimensionamento	 77
7.1. MUROS DE SUPORTE DE GRAVIDADE DE BETÃO ARMADO	77
7.1.1. INTRODUÇÃO	77
7.1.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO COM BASE NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	78
7.1.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO COM BASE NO ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO (CONTROLO DA DEFORMAÇÃO).....	82
7.1.4. DIMENSIONAMENTO	89
7.1.4.1. Determinação da altura da secção	89
7.1.4.2. Determinação das dimensões da sapata.....	90
7.2. CORTINA AUTOPORTANTE	91
7.2.1. INTRODUÇÃO	91
7.2.2. DETERMINAÇÃO DE ESFORÇOS PELO MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE.....	93
7.2.3. DETERMINAÇÃO DE ESFORÇOS PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS. ANÁLISE COMPARATIVA.	98
7.2.4. CORTINA AUTOPORTANTE COM APOIO NO TOPO EM FASE DE CONSTRUÇÃO.....	101
7.2.4.1. Introdução	101
7.2.4.2. Determinação de esforços pelo Método dos Elementos Finitos.....	102
7.2.4.3. Influência do instante de aplicação da sobrecarga nos esforços	109
7.2.5. ANÁLISE COMPARATIVA DAS SOLUÇÕES EQUACIONADAS	110
7.3. CORTINA MONOAPOIADA	112
7.3.1. INTRODUÇÃO	112
7.3.2. DETERMINAÇÃO DE ESFORÇOS PELO MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE.....	113
7.3.3. DETERMINAÇÃO DE ESFORÇOS PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS. ANÁLISE COMPARATIVA. ..	118
7.3.3.1. Análise comparativa.....	118
7.3.3.2. Redistribuição de tensões. Efeito de arco.....	121
7.3.4. CONTROLO DOS ASSENTAMENTOS.....	124
7.3.4.1. A influência da rigidez à flexão	125
7.3.4.2. A influência do pré-esforço das escoras.....	127
7.3.5. ESFORÇOS FINAIS DE DIMENSIONAMENTO. CONCLUSÃO	129

7.4. CORTINA DE CONTENÇÃO PROVISÓRIA TIPO BERLIM DE MADEIRA.....	131
7.4.1. INTRODUÇÃO	131
7.4.2. DETERMINAÇÃO DO LADO CONDICIONANTE PARA DIMENSIONAMENTO	133
7.4.2.1. Determinação dos impulsos do lado esquerdo da escavação.....	134
7.4.2.2. Determinação dos impulsos do lado direito da escavação	135
7.4.2.3. Comparação dos resultados.....	137
7.4.3. DIMENSIONAMENTO DAS ANCORAGENS PRÉ-ESFORÇADAS	139
7.4.4. DIMENSIONAMENTO DOS PERFIS METÁLICOS VERTICAIS	148
7.4.5. DIMENSIONAMENTO DAS PRANCHAS DE MADEIRA	154
7.4.6. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE REPARTIÇÃO	158
7.4.7. AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO	159
7.5. TÚNEL	160
7.5.1. INTRODUÇÃO	160
7.5.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO	161
7.5.3. DIMENSIONAMENTO	165
7.5.3.1. Método dos Elementos Finitos	165
7.5.3.2. Metodologia adoptada no dimensionamento das secções de betão armado	172
7.5.3.3. Verificação da rotura por levantamento (<i>Uplift</i>).....	176
7.5.3.4. Deformação da laje de cobertura	177
7.6. ESTRUTURA PROVISÓRIA DE SUSPENSÃO DA VIA-FÉRREA	180
7.6.1. INTRODUÇÃO	180
7.6.2. SOLUÇÃO PROPOSTA. FASEAMENTO CONSTRUTIVO.	181
 8. Conclusões	 191
 BIBLIOGRAFIA	 195

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Linhas do Metro do Porto no concelho do Porto (www.metrodoporto.pt, 2008).	2
Figura 2.1 – Fotografia aérea da zona interessada pela obra (Google Earth, 2008).	3
Figura 2.2 – Passagem de nível desactivada após reconversão da linha para utilização pelo Metro do Porto.	4
Figura 3.1 – Geomorfologia da freguesia de Ramalde (http://e-geo.ineti.pt, 2008).	7
Figura 3.2 – Localização e identificação dos ensaios realizados <i>in situ</i>	8
Figura 3.3 – Valores obtidos no ensaio SPT.	11
Figura 3.4 – Realização de um ensaio penetrométrico, 2007.	13
Figura 3.5 – Valores obtidos no ensaio DPSH.	14
Figura 3.6 – Identificação dos locais de recolha das amostras.	15
Figura 3.7 – Correlação entre $(N_1)_{60}$ e ϕ' para areias (Décourt, 1989).	17
Figura 3.8 – Amostradores de Terzaghi (Rogers, 2006).	19
Figura 3.9 – Relação entre N_{SPT} e N_{DPSH} (Viana da Fonseca, 1996).	20
Figura 3.10 – Correlação entre q_c e N_{SPT} em função da granulometria do solo proposta por Burland & Burbridge (1985).	23
Figura 3.11 – Correlação entre q_c e N_{SPT} em função da granulometria do solo proposta por Folque (1976).	23
Figura 3.12 – Correlação entre q_c e N_{SPT} em função do diâmetro médio das partículas do solo proposta por Robertson & Campanella (1983).	24
Figura 3.13 – Parte das curvas granulométricas correspondente ao intervalo definido pela abertura mínima e máxima dos peneiros utilizados.	25
Figura 3.14 – Curva granulométrica genérica. Exemplo de determinação de D_{50}	25
Figura 3.15 – Determinação de q_c/N_{SPT} para $D_{50}=0.56$ mm através da correlação de Burland & Burbridge.	28
Figura 3.16 – Determinação de q_c/N_{SPT} para $D_{50}=0.56$ mm através da correlação de Folque.	28
Figura 3.17 – Determinação de q_c/N_{SPT} para $D_{50}=0.56$ mm através da correlação de Robertson & Campanella.	29
Figura 3.18 – Variação de ϕ' em profundidade.	32
Figura 3.19 – Variação de E em profundidade.	33
Figura 3.20 – Corte geológico-geotécnico longitudinal.	35
Figura 4.1 – Exemplo de um perfil transversal.	38
Figura 5.1 – Faseamento construtivo de uma parede moldada de betão armado: a) delimitação da zona a escavar; b) construção dos painéis primários; c) construção dos painéis secundários.	42

Figura 5.2 – Fases da construção um painel de uma parede moldada de betão armado: a) maciço intacto; b) escavação para execução dos muros-guia; c) execução dos muros-guia e posterior aterro do volume em falta; d) colocação de bentonite na vala; e) escavação; f) colocação da armadura; g) início da betonagem; h) conclusão da betonagem.....	42
Figura 5.3 – Equipamentos utilizados na escavação das valas para construção de paredes moldadas:	43
Figura 5.4 – Utilização de lamas bentoníticas na contenção de uma vala – Rebaixamento da linha de Espinho, 2007.....	44
Figura 5.5 – Central de tratamento de lamas bentoníticas – Rebaixamento da linha de Espinho, 2007.	44
Figura 5.6 – Cortina de estacas espaçadas multiapoiada – Biblioteca central e arquivo municipal de Lisboa, 2007.	45
Figura 5.7 – Vários tipos de cortinas de estacas moldadas (em planta): a) espaçadas; b) tangentes; c) secantes.	45
Figura 5.8 – Cortina tipo Berlim provisória ancorada (Guerra, 1999).	47
Figura 5.9 – Cortina tipo Berlim definitiva (www.digger.gr, 2008).	47
Figura 5.10 – Aspecto tridimensional de um troço do túnel.	49
Figura 5.11 – Execução das estacas primárias.	50
Figura 5.12 – Execução das estacas secundárias.	50
Figura 5.13 – Instalação dos perfis metálicos.	50
Figura 5.14 – Início da escavação.....	50
Figura 5.15 – Colocação da viga de distribuição e instalação das ancoragens.	51
Figura 5.16 – Segunda fase da escavação.	51
Figura 5.17 – Construção da laje de cobertura.	51
Figura 5.18 – Escavação do interior do túnel.	51
Figura 5.19 – Construção da laje de fundo.	52
Figura 5.20 – Primeira fase do aterro.....	52
Figura 5.21 – Desactivação das ancoragens e remoção da viga de distribuição.	52
Figura 5.22 – Corte dos perfis metálicos.....	52
Figura 5.23 – Conclusão do aterro.	53
Figura 5.24 – Túnel executado com recurso a estacas moldadas espaçadas. Estrutura de contenção ancorada.....	54
Figura 5.25 – Túnel executado com recurso a estacas moldadas secantes. Estrutura de contenção escorada.	54
Figura 5.26 – Túnel executado com recurso a estacas moldadas espaçadas. Estrutura de contenção escorada.	55
Figura 5.27 – Execução das estacas.	55
Figura 5.28 – Instalação dos perfis metálicos.	55

Figura 5.29 – Início da escavação.	56
Figura 5.30 – Colocação da viga de distribuição e instalação das escoras.	56
Figura 5.31 – Segunda fase da escavação.....	56
Figura 5.32 – Construção da laje de cobertura.....	56
Figura 5.33 – Escavação do interior do túnel.....	57
Figura 5.34 – Construção da laje de fundo.	57
Figura 5.35 – Primeira fase do aterro.	57
Figura 5.36 – Remoção das escoras e da viga de coroamento.	57
Figura 5.37 – Corte dos perfis metálicos.	58
Figura 5.38 – Conclusão do aterro.....	58
Figura 5.39 – Aspecto tridimensional de um troço do túnel em que a execução da escavação e a construção da estrutura acontecem em fases completamente distintas.	58
Figura 5.40 – Instalação dos perfis metálicos.....	59
Figura 5.41 – Início da escavação.	59
Figura 5.42 – Aplicação da primeira viga de distribuição e instalação do primeiro nível de ancoragens.....	59
Figura 5.43 – Continuação da escavação.....	59
Figura 5.44 – Aplicação da segunda viga de distribuição e instalação do segundo nível de ancoragens.....	59
Figura 5.45 – Continuação da escavação até atingir a base da escavação.	59
Figura 5.46 – Construção do túnel.	60
Figura 5.47 – Primeira fase do aterro.	60
Figura 5.48 – Desactivação do segundo nível de ancoragens e remoção da respectiva viga de distribuição.	60
Figura 5.49 – Continuação do aterro	60
Figura 5.50 – Desactivação do primeiro nível de ancoragens e remoção da viga de distribuição correspondente.....	61
Figura 5.51 – Conclusão do aterro.....	61
Figura 5.52 – Recalce de uma parede moldada na estação 24 de Agosto - Conceição <i>et al.</i> (2006).	61
Figura 5.53 – Saneamento de uma cortina de moldada de betão armado, rebaixamento da linha de Espinho, 2007.....	64
Figura 5.54 – Fases da construção de uma cortina de estacas moldadas secantes: a) execução das estacas primárias; b) execução das estacas secundárias.....	65
Figura 6.1 – Componente horizontal do coeficiente de impulso activo.	71
Figura 6.2 – Componente horizontal do coeficiente de impulso passivo.....	71
Figura 7.1 – Corte transversal de um muro de suporte de betão armado.	77

Figura 7.2 – Evolução em profundidade do momento flector em serviço para a Combinação quase-permanente e para os momentos flectores de cálculo para as Combinações 1.1 e 1.2 do EC7.	79
Figura 7.3 – Corte horizontal genérico de um muro de suporte de betão armado. Especificação dos vários tipos de armaduras.	80
Figura 7.4 – Altura da secção de betão em função de M_{Sd}	81
Figura 7.5 – Altura da secção de betão em função da altura do muro de suporte.	82
Figura 7.6 – Identificação dos diagramas de momentos flectores a considerar na aplicação do TTV.	83
Figura 7.7 – Secção não fendilhada.	85
Figura 7.8 – Secção fendilhada.	85
Figura 7.9 – Deslocamento horizontal do topo do muro considerando a secção não fendilhada, fendilhada e interpolação utilizando o Método Bilinear.	86
Figura 7.10 – Comparação entre o momento de fendilhação e o momento da combinação quase-permanente em função da altura do muro.	87
Figura 7.11 – Comparação do deslocamento obtido pelo Método Bilinear com o limite previsto pelo EC2.	88
Figura 7.12 – Hipótese consideradas: a) com sobrecarga; b) sem sobrecarga.	90
Figura 7.13 – Identificação da localização das secções condicionantes para dimensionamento.	92
Figura 7.14 – Perfis transversais condicionantes: a) rampa Sul; b) rampa Norte.	93
Figura 7.15 – Distribuição das pressões do solo: a) Método Britânico; b) caso real.	94
Figura 7.16 – Pormenorização da idealização dos esforços que ocorrem abaixo do ponto de rotação.	94
Figura 7.17 – Perfil geotécnico da rampa Sul. Identificação dos impulsos considerados.	95
Figura 7.18 – Perfil geotécnico da rampa Norte. Identificação dos impulsos considerados.	95
Figura 7.19 – Momentos flectores de cálculo para o perfil da rampa Sul e para o perfil da rampa Norte para os Casos 1.1 e 1.2 do EC7.	97
Figura 7.20 – Esforço transversal de cálculo para o perfil Sul para os Casos 1.1 e 1.2 do EC7.	98
Figura 7.21 – Modelo de cálculo.	100
Figura 7.22 – Malha de elementos finitos.	100
Figura 7.23 – Comparação de M_{Sd} entre o Método de Equilíbrio Limite e o Método dos Elementos Finitos para o Caso 1.1 do EC7.	100
Figura 7.24 – Comparação de V_{Sd} entre o Método de Equilíbrio Limite e o Método dos Elementos Finitos para o Caso 1.1 do EC7.	100
Figura 7.25 – Comparação de M_{Sd} entre o Método de Equilíbrio Limite e o Método dos Elementos Finitos para o Caso 1.2 do EC7.	100
Figura 7.26 – Comparação de V_{Sd} entre o Método de Equilíbrio Limite e o Método dos Elementos Finitos para o Caso 1.2 do EC7.	100
Figura 7.27 – Faseamento construtivo de uma cortina autoportante com apoio superior em fase de construção: a) condições iniciais; b) escavação pouco profunda para colocação da escora; c)	

instalação da escora; d) conclusão da escavação; e) construção da laje de pavimento; f) remoção da escora e execução do pavimento.....	102
Figura 7.28 – Malha de elementos finitos. Fase imediatamente anterior à remoção do apoio.	103
Figura 7.29 – Malha de elementos finitos. Fase posterior à remoção do apoio.	103
Figura 7.30 – Envolvente do faseamento construtivo de M_{Sd} para o Caso 1.1.	103
Figura 7.31 – Envolvente do faseamento construtivo de V_{Sd} para o Caso 1.1.	103
Figura 7.32 – Diagrama de M_{Sd} fase da imediatamente anterior à remoção do apoio para o Caso 1.1.	104
Figura 7.33 – Diagrama de V_{Sd} da fase imediatamente anterior à remoção do apoio para o Caso 1.1.	104
Figura 7.34 – Diagrama de M_{Sd} da fase posterior à remoção do apoio para o Caso 1.1.	104
Figura 7.35 – Diagrama de V_{Sd} da fase posterior à remoção do apoio para o Caso 1.1.	104
Figura 7.36 – Diferença de M_{Sd} entre a fase posterior e a anterior à remoção do apoio para o Caso 1.1.	105
Figura 7.37 – Diferença de V_{Sd} entre a fase posterior e a anterior à remoção do apoio para o Caso 1.1.	105
Figura 7.38 – Representação da força associada à remoção do apoio	105
Figura 7.39 – Envolvente do faseamento construtivo de M_{Sd} para o Caso 1.2.	106
Figura 7.40 – Envolvente do faseamento construtivo de V_{Sd} para o Caso 1.2.	106
Figura 7.41 – Diagrama de M_{Sd} da fase imediatamente anterior à remoção do apoio para o Caso 1.2.	106
Figura 7.42 – Diagrama de V_{Sd} da fase imediatamente anterior à remoção do apoio para o Caso 1.2.	106
Figura 7.43 Diagrama de M_{Sd} da fase posterior à remoção do apoio para o Caso 1.2.	107
Figura 7.44 – Diagrama de V_{Sd} da fase posterior à remoção do apoio para o Caso 1.2.	107
Figura 7.45 – Diferença de M_{Sd} entre a fase posterior e a anterior à remoção do apoio para o Caso 1.2.	107
Figura 7.46 – Diferença de V_{Sd} entre a fase posterior e a anterior à remoção do apoio para o Caso 1.2.	107
Figura 7.47 – Envolvente do faseamento construtivo de M_{Sd} para os dois casos do EC7.	108
Figura 7.48 – Envolvente do faseamento construtivo de V_{Sd} para os dois casos do EC7.	108
Figura 7.49 – Deformadas das duas soluções analisadas para a combinação quase-permanente.	111
Figura 7.50 – Assentamento associado a cada solução para a combinação quase-permanente.	111
Figura 7.51 – Deslocamentos horizontais para a combinação quase-permanente.	112
Figura 7.52 – Deslocamentos verticais para a combinação quase-permanente.	112
Figura 7.53 – Identificação da localização das secções condicionantes para dimensionamento.	112
Figura 7.54 – Perfis transversais condicionantes: a) rampa Sul; b) rampa Norte.	113
Figura 7.55 – Identificação dos impulsos considerando a extremidade da ficha situada no horizonte G3.	114

Figura 7.56 – Identificação dos impulsos considerando a extremidade da ficha situada no horizonte G4.	115
Figura 7.57 – Diagramas de momentos flectores.	117
Figura 7.58 – Diagramas de esforço transverso.	117
Figura 7.59 – Modelo de cálculo.	119
Figura 7.60 – Malha de elementos finitos.	119
Figura 7.61 – Comparação de M_{Sd} entre o Método de Equilíbrio Limite e o Método dos Elementos Finitos para o Caso 1.1 do EC7.	119
Figura 7.62 – Comparação de V_{Sd} entre o Método de Equilíbrio Limite e o Método dos Elementos Finitos para o Caso 1.1 do EC7.	119
Figura 7.63 – Comparação de M_{Sd} entre o Método de Equilíbrio Limite e o Método dos Elementos Finitos para o Caso 1.2 do EC7.	120
Figura 7.64 – Comparação de V_{Sd} entre o Método de Equilíbrio Limite e o Método dos Elementos Finitos para o Caso 1.2 do EC7.	120
Figura 7.65 – Razão, em função da rigidez, entre o momento flector máximo obtido no Plaxis® e o determinado pelo Método de Equilíbrio Limite, para o Caso 1.1 do EC7.	122
Figura 7.66 – Razão, em função da rigidez, entre o esforço na escora obtido no Plaxis® e o determinado pelo Método de Equilíbrio Limite, para o Caso 1.1 do EC7.	122
Figura 7.67 – Razão, em função da rigidez, entre o momento flector máximo obtido no Plaxis® e o determinado pelo Método de Equilíbrio Limite, para o Caso 1.2 do EC7.	122
Figura 7.68 – Razão, em função da rigidez, entre o esforço na escora obtido no Plaxis® e o determinado pelo Método de Equilíbrio Limite, para o Caso 1.2 do EC7.	122
Figura 7.69 – Distribuição das pressões efectivas horizontais para a cortina de estacas $\phi 500$ mm espaçadas de 0.72 m.	124
Figura 7.70 – Distribuição das pressões efectivas horizontais para a cortina de estacas $\phi 1000$ mm espaçadas de 1.20 m.	124
Figura 7.71 – Deformadas das cortinas para a combinação quase-permanente.	124
Figura 7.72 – Identificação da direcção considerada na avaliação dos assentamentos.	125
Figura 7.73 – Assentamento da zona adjacente à via-férrea em função da rigidez da solução estrutural adoptada.	126
Figura 7.74 – Assentamento dos carris em função da solução adoptada.	126
Figura 7.75 – Assentamento da zona adjacente à via-férrea em função do valor do pré-esforço.	127
Figura 7.76 – Assentamento dos carris em função do valor do pré-esforço.	127
Figura 7.77 – Deformada para a combinação quase-permanente de uma cortina de estacas $\phi 600$ mm, espaçadas de 0.85 m, em função do valor do pré-esforço adoptado.	128
Figura 7.78 – Deslocamentos horizontais para a combinação quase-permanente.	129
Figura 7.79 – Deslocamentos verticais para a combinação quase-permanente.	129

Figura 7.80 – Envolvente de M_{Sd} para o Caso 1.1 do EC7 para um pré-esforço de 100 kN/m.	130
Figura 7.81 – Envolvente de V_{Sd} para o Caso 1.1 do EC7 para um pré-esforço de 100 kN/m.	130
Figura 7.82 – Envolvente de M_{Sd} para o Caso 1.2 do EC7 para um pré-esforço de 100 kN/m.	130
Figura 7.83 – Envolvente de V_{Sd} para o Caso 1.2 do EC7 para um pré-esforço de 100 kN/m.	130
Figura 7.84 – Envolvente de M_{Sd} para os dois casos do EC7, para um pré-esforço de 100 kN/m.	130
Figura 7.85 – Envolvente de V_{Sd} para os dois casos do EC7, para um pré-esforço de 100 kN/m.	130
Figura 7.86 - Identificação da localização da secção condicionante para dimensionamento.	131
Figura 7.87 – Perfil transversal condicionante para dimensionamento.	132
Figura 7.88 – Esquema de rotura por falta de estabilidade global quando a escavação abrange um maciço rochoso (White, 1975).	133
Figura 7.89 – Diagramas de tensões de Terzaghi e Peck e da sobrecarga uniformemente distribuída.	134
Figura 7.90 – Solução da Teoria da Elasticidade para uma carga uniformemente distribuída numa faixa de comprimento infinito.	134
Figura 7.91 – Tensões efectivas horizontais do lado esquerdo da escavação para o Caso 1.1 do EC7.	135
Figura 7.92 – Tensões efectivas horizontais do lado esquerdo da escavação para o Caso 1.2 do EC7.	135
Figura 7.93 – Valor do impulso em função da largura considerada para o edifício mais alto.	136
Figura 7.94 – Tensões efectivas horizontais do lado direito da escavação para o Caso 1.1 do EC7.	137
Figura 7.95 – Tensões efectivas horizontais do lado direito da escavação para o Caso 1.2 do EC7.	137
Figura 7.96 – Tensões efectivas horizontais para os dois lados da escavação segundo o Caso 1.1 e 1.2 do EC7.	138
Figura 7.97 – Condicionalismos respeitados na localização das ancoragens pré-esforçadas (Littlejohn, 1972; Ostermayer, 1976).	140
Figura 7.98 – Representação dos vários níveis de ancoragens pré-esforçadas.	140
Figura 7.99 – Altura de influência das ancoragens.	141
Figura 7.100 – Modelo de cálculo utilizado na modelação numérica.	142
Figura 7.101 – Malha de elementos finitos utilizada na modelação numérica.	142
Figura 7.102 – Assentamento do terreno na fase inicial.	142
Figura 7.103 – Deformada da cortina na fase inicial.	142
Figura 7.104 – Tensões efectivas horizontais devido às terras.	143
Figura 7.105 – Tensões efectivas horizontais devido ao edifício (r/c +3 pisos).	143
Figura 7.106 – Tensões efectivas horizontais devido à sobrecarga.	144
Figura 7.107 – Tensões efectivas horizontais totais.	144
Figura 7.108 – Deformada da cortina em função da fase considerada.	146
Figura 7.109 – Assentamento do terreno em função da fase considerada.	147
Figura 7.110 – Variação da componente horizontal do pré-esforço ao longo das fases.	147

Figura 7.111 – Identificação dos esforços que intervêm na verificação do critério de cedência de Von Mises.	149
Figura 7.112 – Modelo estrutural dos perfis verticais.....	150
Figura 7.113 – Envolventes do esforço axial considerando perfis HEB 200.	151
Figura 7.114 – Envolventes do esforço transversal considerando perfis HEB 200.....	151
Figura 7.115 – Envolventes do momento flector considerando perfis HEB 200.....	151
Figura 7.116 – Envolventes do esforço axial considerando perfis HEB 180.	152
Figura 7.117 – Envolventes do esforço transversal considerando perfis HEB 180.....	152
Figura 7.118 – Envolventes do momento flector considerando perfis HEB 180.....	152
Figura 7.119 – Assentamento do terreno na fase inicial.	153
Figura 7.120 – Deformada da cortina na fase inicial.....	153
Figura 7.121 – Deslocamentos horizontais para a combinação quase-permanente.....	154
Figura 7.122 – Deslocamentos verticais para a combinação quase-permanente.	154
Figura 7.123 – Distribuição da tensão efectiva horizontal para os Casos 1.1 e 1.2 do EC7.	156
Figura 7.124 – Espessura das pranchas de madeira em função da envolvente das tensões efectivas horizontais.	156
Figura 7.125 – Modelo estrutural da viga de repartição (em planta).	158
Figura 7.126 – Diagrama de momentos flectores na viga de repartição considerando cargas unitárias nas ancoragens.	159
Figura 7.127 – Diagrama de esforços transversos na viga de repartição considerando cargas unitárias nas ancoragens.	159
Figura 7.128 – Identificação da localização da secção condicionante para dimensionamento.....	160
Figura 7.129 – Perfil transversal condicionante.	161
Figura 7.130 – Modelo e solicitação considerados para o pré-dimensionamento da laje de cobertura (valores em kNm/m).	162
Figura 7.131 – Representação das pressões que solicitam o túnel.	163
Figura 7.132 – Identificação de várias dimensões utilizadas na determinação das pressões que solicitam o túnel.....	164
Figura 7.133 – Diagramas de momentos flectores (valores em kNm/m).....	165
Figura 7.134 – Malha de elementos finitos utilizada na modelação numérica.	165
Figura 7.135 – Direcção das tensões principais.	166
Figura 7.136 – Algumas fases consideradas na modelação numérica.....	167
Figura 7.137 – Diagramas de momentos flectores da laje de cobertura das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.1.....	168
Figura 7.138 – Envolvente de momentos flectores da laje de cobertura de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.1.....	168

Figura 7.139 – Diagramas de esforços transversos da laje de cobertura das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.1.....	168
Figura 7.140 – Envolvente de esforços transversos da laje de cobertura de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.1.....	168
Figura 7.141 – Diagramas de esforços axiais da laje de cobertura das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.1.....	169
Figura 7.142 – Envolvente de esforços axiais da laje de cobertura de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.1.....	169
Figura 7.143 – Diagramas de momentos flectores da laje de cobertura das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.2.....	169
Figura 7.144 – Envolvente de momentos flectores da laje de cobertura de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.2.....	169
Figura 7.145 – Diagramas de esforços transversos da laje de cobertura das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.2.....	170
Figura 7.146 – Envolvente de esforços transversos da laje de cobertura de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.2.....	170
Figura 7.147 – Diagramas de esforços axiais da laje de cobertura das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.2.....	170
Figura 7.148 – Envolvente de esforços axiais da laje de cobertura de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.2.....	170
Figura 7.149 – Comparação, em termos de esforços de flexão, da envolvente dos Casos 1.1 e 1.2 com a combinação característica e a quase-permanente.....	171
Figura 7.150 – Comparação, em termos de esforços transversos, da envolvente dos Casos 1.1 e 1.2 com a combinação característica e a quase-permanente.....	171
Figura 7.151 – Comparação, em termos de esforços axiais, da envolvente dos Casos 1.1 e 1.2 com a combinação característica e a quase-permanente.....	172
Figura 7.152 – Âbaco utilizado no dimensionamento das secções rectangulares solicitadas à flexão composta, em que a área da armadura de compressão é igual a metade da área da armadura de tracção, para classes de betão compreendidas entre C12 e C50 e para aço da classe S500 (Barros e Figueiras, 2007).....	173
Figura 7.153 – Pontos no plano μ - v de acordo com as fases identificadas na Figura 7.136 para laje de cobertura para o Caso 1.1.....	175
Figura 7.154 – Pontos no plano μ - v de acordo com as fases identificadas na Figura 7.136 para laje de cobertura para o Caso 1.2.....	175
Figura 7.155 – Pontos no plano μ - v de acordo com as fases identificadas na Figura 7.136 para as paredes para o Caso 1.1.....	175
Figura 7.156 – Pontos no plano μ - v de acordo com as fases identificadas na Figura 7.136 para as paredes para o Caso 1.2.....	175
Figura 7.157 – Pontos no plano μ - v de acordo com as fases identificadas na Figura 7.136 para laje de fundo para o Caso 1.1.....	176

Figura 7.158 – Pontos no plano μ - v de acordo com as fases identificadas na Figura 7.136 para laje de fundo para o Caso 1.2.	176
Figura 7.159 – Detalhe da secção da laje de cobertura.....	178
Figura 7.160 – Deformada da laje de cobertura para a combinação quase-permanente.	179
Figura 7.161 – Deslocamentos verticais para a combinação quase-permanente.	180
Figura 7.162 - Identificação da localização da secção.....	181
Figura 7.163 – Perfil transversal.....	181
Figura 7.164 – Condições iniciais, sem qualquer intervenção.....	182
Figura 7.165 – Execução das estacas moldadas de betão armado e dos perfis metálicos.	183
Figura 7.166 – Seccionamento e remoção da parte da via-férrea que será substituída pela estrutura de suspensão provisória. Pequena escavação de forma a permitir o início da instalação das vigas metálicas que servirão de apoio à estrutura de suspensão.	184
Figura 7.167 – Conclusão da instalação das vigas metálicas que servirão de apoio à estrutura de suspensão.	185
Figura 7.168 – Instalação da estrutura de suspensão.	186
Figura 7.169 – Conclusão da escavação.	187
Figura 7.170 – Execução da estrutura de betão armado.	188
Figura 7.171 – Colocação de macacos entre a laje de cobertura e as vigas metálicas.	189
Figura 7.172 – Remoção da viga e estacas centrais.	190

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Factores correctivos de N_{SPT} segundo Skempton (1986).	9
Quadro 3.2 – Síntese dos valores obtidos no ensaio SPT.	10
Quadro 3.3 – Características dos vários tipos de penetrómetros - Matos Fernandes (1995).	12
Quadro 3.4 – Síntese dos valores obtidos no ensaio DPSH.	13
Quadro 3.5 – Resultados dos ensaios de laboratório.	16
Quadro 3.6 – Tratamento dos resultados das sondagens SPT5 e SPT6.	21
Quadro 3.7 – Tratamento dos resultados das sondagens SPT7 e SPT8.	21
Quadro 3.8 – Tratamento dos resultados das sondagens SPT9 e SPT10.	21
Quadro 3.9 – Tratamento dos resultados da sondagem DPSH2.	22
Quadro 3.10 – Tratamento dos resultados da sondagem DPSH3.	22
Quadro 3.11 – Valor de D_{50} para as amostras analisadas.	27
Quadro 3.12 – Análise estatística dos resultados associados à determinação do valor de D_{50} .	27
Quadro 3.13 – Valor da relação q_c/N_{SPT} para $D_{50}=0.56$ mm segundo várias propostas.	29
Quadro 3.14 – Determinação de E a partir dos resultados de SPT5, SPT6 e SPT7.	30
Quadro 3.15 – Determinação de E a partir dos resultados de SPT8, SPT9 e SPT10.	31
Quadro 3.16 – Determinação de E a partir dos resultados de DPSH2 e DPSH3.	31
Quadro 3.17 – Descrição dos vários horizontes geológico-geotécnicos.	34
Quadro 3.18 – Características dos vários horizontes geológico-geotécnicos.	36
Quadro 5.1 – Comparação das várias soluções estruturais.	67
Quadro 6.1 – Coeficientes parciais para as acções (γ_F) ou para os efeitos das acções (γ_E).	69
Quadro 6.2 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M).	70
Quadro 6.3 – Casos a verificar no dimensionamento.	70
Quadro 6.4 – Valores de diversos parâmetros de natureza geotécnica a utilizar no dimensionamento.	73
Quadro 7.1 – Valores do comprimento da sapata, L .	91
Quadro 7.2 – Valores dos impulsos identificados na Figura 7.17 e na Figura 7.18.	96
Quadro 7.3 – Resultados condicionantes para dimensionamento.	97
Quadro 7.4 – Altura e esforços obtidos para a cortina do perfil Sul pelos Casos 1.1 e 1.2 do EC7.	98
Quadro 7.5 – Valores de μ em função do diâmetro e do espaçamento entre eixos das estacas.	99
Quadro 7.6 – Valores utilizados na modelação numérica.	99
Quadro 7.7 – Comparação dos valores dos esforços determinados pelo Método de Equilíbrio Limite com os fornecidos pelo programa Plaxis® para os Casos 1.1 e 1.2 do EC7.	101
Quadro 7.8 – Valores de alguns parâmetros associados à remoção do apoio.	106

Quadro 7.9 – Valores μ em função do espaçamento entre eixos para estacas com 500 mm de diâmetro.....	108
Quadro 7.10 – Características da escora utilizada na modelação e parâmetros associados.	109
Quadro 7.11 – Avaliação da influência do instante de aplicação da sobrecarga nos esforços.	110
Quadro 7.12 – Comparação dos esforços condicionantes para dimensionamento das duas soluções.	111
Quadro 7.13 – Valor da ficha e da altura cortina.....	115
Quadro 7.14 – Valores finais dos impulsos, da ficha e da altura da cortina para os Casos 1.1 e 1.2 do EC7.	116
Quadro 7.15 – Esforços condicionantes para dimensionamento determinados pelo <i>Free Earth Support Method</i> para os Casos 1.1 e 1.2 do EC7.	118
Quadro 7.16 – Valores de μ em função do diâmetro e do espaçamento entre eixos das estacas.....	118
Quadro 7.17 – Características da escora utilizada na modelação e parâmetros associados.	118
Quadro 7.18 – Comparação dos valores dos esforços determinados pelo Método de Equilíbrio Limite com os fornecidos pelo Método dos Elementos Finitos para os Casos 1.1 e 1.2 do EC7.	120
Quadro 7.19 – Características das soluções utilizadas no estudo paramétrico.	121
Quadro 7.20 – Assentamentos da via esquerda em função da solução estrutural.	127
Quadro 7.21 – Assentamentos da via esquerda em função do valor do pré-esforço.	128
Quadro 7.22 – Esforços relevantes para dimensionamento em função do valor do pré-esforço.	129
Quadro 7.23 – Características da escora utilizada na modelação e parâmetros associados.	131
Quadro 7.24 – Impulsos do lado esquerdo da escavação.	138
Quadro 7.25 – Impulsos do lado direito da escavação.	138
Quadro 7.26 – Características dos vários níveis de ancoragens pré-esforçadas.	140
Quadro 7.27 – Valor do impulso a equilibrar por ancoragem.	141
Quadro 7.28 – Comparação dos impulsos obtidos no pré-dimensionamento com os fornecidos pelo Plaxis® para o Caso 1.1 do EC7.....	144
Quadro 7.29 – Primeiro ajuste do valor do pré-esforço das ancoragens.....	145
Quadro 7.30 – Segundo ajuste do valor do pré-esforço das ancoragens.....	146
Quadro 7.31 – Terceiro ajuste do valor do pré-esforço das ancoragens.....	146
Quadro 7.32 – Comparação entre o somatório das componentes horizontais do pré-esforço e o impulso.	148
Quadro 7.33 – Valores máximos dos esforços e das tensões verificadas nos perfis verticais HEB 200.	151
Quadro 7.34 – Comparação dos valores máximos dos esforços e das tensões verificadas nos perfis verticais HEB 200 e HEB 180.....	152
Quadro 7.35 – Valor do pré-esforço para os vários níveis de ancoragens considerando um espaçamento longitudinal, entre ancoragens, de 2.0 m.....	157
Quadro 7.36 – Características dos cordões de pré-esforço.....	157

Quadro 7.37 – Solução de execução das ancoragens.	158
Quadro 7.38 – Valor da tensão vertical total ao nível da face superior da laje de cobertura.	162
Quadro 7.39 – Valores das pressões identificadas na Figura 7.131.	164
Quadro 7.40 – Valores dos coeficientes parciais de segurança.....	177
Quadro 7.41 – Acções envolvidas na verificação da rotura por levantamento.....	177

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Alfabeto latino

a - flecha

A^* - área de corte

A_{DPSH} - área da base do cone do DPSH

A_p - área de um cordão de pré-esforço

c - coeficiente que distingue entre barras de nós móveis e barras de nós fixos

C_d - valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização

C_I - factor correctivo do ensaio SPT que tem em conta o comprimento das varas

C_N - factor correctivo do ensaio SPT que tem em conta tensão efectiva vertical de repouso

C_ϕ - factor correctivo do ensaio SPT que tem em conta o diâmetro do furo

c_{nom} - valor da espessura do recobrimento

$D_{\%}$ - dimensão correspondente à % de material passado numa curva granulométrica

d - distância entre o centro de gravidade da armadura traccionada até à fibra de betão mais comprimida; comprimento da ficha da cortina

D_{50} - diâmetro a que corresponde uma percentagem de passados igual a 50%

$D_{50\ inf}$ - abertura do peneiro onde se verifica o maior valor da percentagem de passados inferior a 50%

$D_{50\ sup}$ - abertura do peneiro onde se verifica o menor valor da percentagem de passados superior a 50%;

E - módulo de elasticidade; módulo de deformabilidade

E_c - módulo de elasticidade do betão

$E_{c,eff}$ - módulo de elasticidade efectivo do betão

E_d - valor de cálculo do efeito das acções especificadas no critério de utilização

$E_{d,c}$ - valor de cálculo para a combinação característica

$E_{d,freq}$ - valor de cálculo para a combinação frequente

$E_{d,qp}$ - valor de cálculo para a combinação quase-permanente

E_s - módulo de elasticidade do aço

F_{anc} - valor de cálculo do pré-esforço

$F_{anc, eff}$ - valor de projecto do pré-esforço

f_{cd} - valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

f_{ck} - valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade

F_e - esforço da escora

$f_{p0.1k}$ - tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.1%

f_{yk} - valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão

g - aceleração da gravidade

$G_{dst,d}$ - valor de cálculo das acções permanentes com carácter desestabilizador

$G_{dst,d}$ - valor de cálculo das acções permanentes com carácter estabilizador

$G_{k,j}$ - valor característico da acção permanente j

h - altura da secção de betão armado

H - altura total

I - momento de inércia

I_a - impulso activo

I_p - impulso passivo

k - coeficiente de bambeamento

K_0 - coeficiente de impulso em repouso

K_a - coeficiente de impulso activo

K_p - coeficiente de impulso passivo

l_e - comprimento de encurvadura

l_s - comprimento equivalente de encastramento

M_{cr} - valor do momento de fendilhação

M_{DPSH} - massa do pilão do DPSH

M_{SPT} - massa do pilão do SPT

N_E - carga crítica de Euler

N_{DPSH} - número de pancadas do DPSH

N_{SPT} - número de pancadas do SPT

$(N_1)_{SPT}$ - número de pancadas do SPT afectado do factor correctivo C_N

p - carga uniformemente distribuída

q_c - resistência de ponta do ensaio CPT

$Q_{dst,d}$ - valor de cálculo das acções variáveis com carácter desestabilizador

$Q_{k,1}$ - valor característico da acção variável de base da combinação 1

$Q_{k,i}$ - valor característico da acção variável acompanhante i

r - raio

R_d - valor resistente de cálculo

S_d - valor de cálculo do efeito das acções

t - idade do betão

t_0 - idade do betão à data do carregamento

T_a - Tracção admissível das ancoragens

T_y - Tracção limite das ancoragens

w_L - limite de liquidez

x - profundidade do eixo neutro

Y_G - altura do eixo neutro

z - dimensão variável; braço dos momentos

Alfabeto grego

ψ_0 - coeficiente de redução das acções variáveis para a combinação característica

ψ_1 - coeficiente de redução das acções variáveis para a combinação frequente

ψ_2 - coeficiente de redução das acções variáveis para a combinação quase-permanente

γ_E - coeficiente de segurança para os efeitos das acções

γ_M - coeficientes parciais de segurança para os parâmetros do solo

$\gamma_{G,j}$ - coeficiente parcial relativo à acção permanente j

γ_P - coeficiente parcial relativo à acção de pré-esforço

α - ângulo; constante adimensional; altura reduzida do eixo neutro no Estado Limite Último

β - coeficiente que tem em conta a influência da duração do carregamento ou da repetição do carregamento na extensão média; inclinação da superfície do maciço em relação à horizontal

λ - ângulo do paramento em relação à vertical

γ - peso volúmico

δ - ângulo de atrito da interface estrutura-solo

$\Delta F_{anc, x}$ - valor do pré-esforço horizontal a considerar em cada ajuste

$\delta^H_{A,I}$ - valor do deslocamento horizontal do ponto A considerando a secção de betão não fendilhada

$\delta^H_{A,II}$ - valor do deslocamento horizontal do ponto A considerando a secção de betão totalmente fendilhada

ζ - coeficiente de distribuição que tem em conta a contribuição do betão traccionado entre fendas

λ - coeficiente de esbelteza,

μ - valor reduzido do valor de cálculo do momento flector

ν - valor reduzido do valor de cálculo do esforço axial

ξ - altura reduzida do eixo neutro em serviço

ρ - taxa de armadura geométrica

σ'_{vo} - tensão efectiva vertical de repouso

σ_c - tensão de compressão no betão

σ_{Rd} - tensão resistente

σ_s - tensão no aço

σ_{sd} – tensão solicitante

φ - coeficiente de encurvadura

$\varphi_{(t,t_0)}$ -coeficiente de fluência

ϕ' - ângulo de atrito efectivo

φ_0 - coeficiente de fluência inicial

ω - taxa mecânica de armadura

Abreviaturas

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials

ASTM - American Society for Testing and Materials

CP - Comboios de Portugal

DTU - Document Technique Unifié

INEGI - Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial

MEF - Método dos Elementos Finitos

CPT - Cone Penetration Test

DPSH - Dynamic Probing Super Heavy

PMT - Pressiómetro de Ménard

RQD - Rock Quality Designation

SPT - Standard Penetration Test

TTV - Teorema dos Trabalhos Virtuais

Outros símbolos

$\%_D$ - percentagem de passados correspondente ao diâmetro das partículas D

$\%_{D_{50 \text{ inf}}}$ - percentagem de passados correspondente a $D_{50 \text{ inf}}$

$\%_{D_{50 \text{ sup}}}$ - percentagem de passados correspondente a $D_{50 \text{ sup}}$

“+” significa “combinar com”

1

INTRODUÇÃO

1.1. ASPECTOS GERAIS

Em Portugal, a assimetria demográfica entre litoral e interior, que sempre existiu e que nas últimas décadas se tem acentuado, tem conduzido ao aumento e densificação das áreas urbanas. Como consequência imediata, surge o uso intensivo do espaço urbano enquanto meio de implantação de infra-estruturas, conduzindo ao aumento da procura de um recurso cada vez mais escasso – o espaço urbano disponível para novas construções. Para superar este problema, a Engenharia Civil tem proposto soluções inovadoras que permitem, por um lado, realizar obras mais arrojadas e, por outro, realizá-las em terrenos de pior qualidade, observando-se paralelamente um aumento significativo da utilização do espaço subterrâneo. Efeito directo desse desenvolvimento surge a possibilidade de realizar escavações cada vez mais profundas, muitas vezes em espaços exíguos, obrigando portanto a que sejam executadas com face vertical e não em talude, o que por sua vez implica a adopção de estruturas de contenção, que em alguns casos serão provisórias e noutros definitivas.

A realização de escavações em espaço urbano tem a particularidade de acrescentar exigências ao dimensionamento das respectivas estruturas de suporte, não podendo o dimensionamento resultar exclusivamente da análise das combinações no estado limite último. De facto, se num local isolado a principal preocupação a ter com uma escavação resulta da necessidade de adoptar uma estrutura de contenção que garanta a sua estabilidade, em meio urbano é também necessário garantir que da sua execução não resultem movimentos prejudiciais a eventuais estruturas e infra-estruturas adjacentes. É tendo presente estas considerações e dispondo das soluções construtivas conferidas pelo actual estado da arte no que respeita a estruturas de suporte de terras que se pretende responder aos objectivos desta tese, enunciados no próximo ponto.

Nos últimos anos a Área Metropolitana do Porto tem vindo a ser alvo de um projecto de transportes que visa revolucionar a situação ao nível da mobilidade da região através da criação de uma rede ferroviária electrificada, sendo, de uma forma genérica, subterrânea no centro da cidade do Porto e desenvolvendo-se à superfície na periferia. Para o planeamento, concepção, execução e gestão das obras necessárias à realização de tal projecto foi constituída, em 1992, a empresa Metro do Porto, S.A., como entidade concessionária do serviço público de metropolitano ligeiro na Área Metropolitana do Porto. Do conjunto das várias linhas previstas para o Metro do Porto, há que referir que uma parte foi construída de raiz, resultando a outra de reconversões efectuadas em linhas já existentes, outrora utilizadas pela CP.

A Figura 1.1 mostra as várias linhas actualmente operacionais do Metro do Porto no concelho do Porto.



Figura 1.1 – Linhas do Metro do Porto no concelho do Porto (www.metrodoporto.pt, 2008).

A realização e a reconversão das várias linhas têm constituído uma oportunidade ímpar para a requalificação urbanística de algumas zonas. Como exemplo do referido e directamente relacionado com este trabalho, surge, nas linhas reconvertidas, a substituição de antigas passagens de nível por passagens inferiores e superiores. Com este procedimento, procura-se não só restabelecer as ligações existentes, mas também melhorar, quando possível, o desempenho rodoviário dessas zonas.

1.2. OBJECTIVOS DA TESE

Este trabalho enquadra-se na situação referida no ponto anterior, consistindo no projecto de uma nova via rodoviária sob uma Linha do Metro e sob uma rua vizinha de forma a ligar uma importante artéria urbana a um novo arruamento numa zona habitacional recente. A via rodoviária é constituída por um túnel realizado através do processo *cut-and-cover* e pelas respectivas rampas de acesso. Desta forma, esta tese tem como objectivo principal o dimensionamento das estruturas necessárias à construção da referida via. Para tal, são equacionadas várias hipóteses estruturais, procurando-se explicitar as vantagens e os inconvenientes associados a cada uma, permitindo fundamentar a solução a adoptar.

A necessidade de assegurar o funcionamento ininterrupto da Linha do Metro implica a previsão de uma estrutura provisória que suporte a via-férrea, permitindo a execução sob esta do túnel.

O contexto espacial onde a obra se desenvolve obriga a que a um dos objectivos passe por garantir que a execução das estruturas decorra, em muitas zonas, sob um rigoroso controlo de deformações.

2

DESCRIÇÃO DA OBRA

2.1. INTRODUÇÃO

A obra em estudo situa-se na freguesia de Ramalde, concelho do Porto. Consiste na construção de uma passagem inferior rodoviária e das respectivas rampas de acesso que efectuará a ligação entre o novo quarteirão dos Bombeiros Voluntários Portuenses e um arruamento inserido numa área habitacional recente na zona da Rua de Ramalde do Meio. A sua rasante desenvolve-se de forma a atravessar inferiormente o troço T5 da Linha C do Metro do Porto (junto à estação de Ramalde) e o entroncamento da Travessa Central de Francos com a Rua de Ramalde do Meio. A Figura 2.1 mostra uma fotografia aérea da zona interessada pela execução da obra, na qual se sobrepôs a directriz da nova via e se adicionou alguma informação com o intuito de permitir uma percepção espacial da zona, em particular, da articulação das vias rodoviárias com a via-férrea.



Figura 2.1 – Fotografia aérea da zona interessada pela obra (Google Earth, 2008).

A Linha C, actualmente parte integrante da rede do Metropolitano Ligeiro do Porto, resultou da reconversão da antiga linha de comboio, então explorada pela CP. Nesse período, na freguesia de Ramalde, a ligação das duas zonas separadas pela linha era efectuada através de uma passagem de nível que existia na Rua das Cruzes (ver Figuras 2.1 e 2.2) encontrando-se, presentemente, desactivada.



Figura 2.2 – Passagem de nível desactivada após reconversão da linha para utilização pelo Metro do Porto.

Esta obra, para além de melhorar o desempenho rodoviário da zona onde se insere, também restituirá a ligação rodoviária entre as duas zonas actualmente separadas. Conforme é possível observar na Figura 2.1, a nova passagem inferior não coincidirá, em planta, com a antiga passagem de nível.

Para a prossecução dos objectivos referidos no ponto 1.2 partiu-se exclusivamente do conhecimento da geometria da nova via, que já havia sido definida, quer em directriz (planta), quer em perfil longitudinal (rasante) e dos resultados da prospecção geotécnica que permitiram a avaliação das características de resistência e deformabilidade do maciço afectado pela obra.

2.2. CONDICIONAMENTOS

Neste ponto são apontados condicionamentos de vários tipos que afectarão o dimensionamento. Pela sua relevância, os condicionamentos geológico-geotécnicos serão tratados em ponto próprio de uma forma mais detalhada.

2.2.1. CONDICIONAMENTOS GEOMÉTRICOS

A via a construir terá uma largura total útil de 9.5 m e deverá assegurar um *gabarit* vertical mínimo de 5.0 m. A sua plataforma será constituída por duas vias de 4.0 m de largura, ladeada por passeios com 0.75 m de largura.

Apresenta uma extensão total de 311.175 m, sendo a directriz constituída por três alinhamentos rectos com extensões de 50.077, 42.342 e 50.032 m e dois alinhamentos curvos com raios de 100.000 e 150.000 m e desenvolvimentos de 100.328 e 68.396 m, respectivamente.

As cotas dos arruamentos existentes, das vias do Metro, do novo quarteirão dos Bombeiros Voluntários Portuenses e o *gabarit* de 5.00 m condicionam o perfil longitudinal da rasante que é constituída por quatro trainéis com inclinações de -6.00%, 0.50%, 6.00% e 1.60%, concordados por duas curvas verticais convexas com raios de 384.620 e 454.550 m e uma curva vertical côncava com raio de 908.940 m.

O perfil longitudinal e a directriz podem ser consultados no Anexo A3 e no Anexo A4, respectivamente.

2.2.2. CONDICIONAMENTOS CONSTRUTIVOS

No projecto, planeamento e execução da obra dever-se-á atender a algumas especificidades, designadamente às que resultam do carácter urbano da zona de implantação. Assim, nos pontos seguintes, referem-se alguns aspectos a considerar:

- limitar a deformabilidade das estruturas de contenção devido à proximidade de construções;
- assegurar a disponibilidade e segurança dos arruamentos contíguos à obra;
- proceder à manutenção ou desvio, se necessário, das infra-estruturas enterradas ao longo da zona interessada pela via a construir;
- limitar o acesso e a utilização de equipamento muito pesado e ruidoso;
- acautelar que a execução decorrerá no menor prazo possível, de forma a minimizar perturbações e constrangimentos.

2.2.3. CONDICIONAMENTOS HIDRÁULICOS

Com base na campanha de prospecção geológico-geotécnica detectou-se o nível freático a profundidades compreendidas entre os 3.3 e os 8.5 m, situando-se, de um modo geral, um pouco acima do topo do horizonte rochoso. Foi possível ainda identificar duas zonas distintas em termos de características hidrogeológicas.

Assim, uma zona corresponde aos horizontes superficiais constituídos por aterros e solos de baixa compacidade, com permeabilidade da ordem de 10^{-5} a 10^{-7} m/s, a circulação da água realiza-se através dos poros do maciço. A outra zona, relativa aos ambientes rochosos medianamente alterados, caracterizados por apresentarem permeabilidade através de fissuras, com valores da ordem de 10^{-6} a 10^{-8} m/s no seu conjunto. Posto isto, prevê-se que os caudais afluentes à escavação durante a obra sejam reduzidos, sem condicionar de forma relevante a execução da mesma.

2.2.4. CONDICIONAMENTOS FERROVIÁRIOS

A impossibilidade de interromper a circulação do Metro para a execução da obra conduziu à necessidade de prever uma estrutura de suspensão provisória para a via-férrea. Consequentemente, os trabalhos relacionados com a instalação desta estrutura terão de ocorrer num período em que não se verifique tráfego ferroviário, provavelmente de madrugada. A acrescer às restrições de tempo, refere-se a importância de na zona adjacente à estrutura de suspensão adoptar estruturas de contenção de forma a minorar a descompressão do solo que suporta a linha.

2.2.5. CONDICIONAMENTOS SÍSMICOS

Tendo em conta o definido no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes quanto às acções sísmicas (RSAEEP, 1983), o país é dividido em quatro zonas, designadas por A, B, C e D, por ordem decrescente de sismicidade.

A zona do Grande Porto está localizada na área de menor severidade sísmica, zona D, para a qual é recomendada a adopção, para efeitos de cálculo, do coeficiente de sismicidade α de menor valor, ou seja, de 0.3.

Segundo o caderno de encargos constata-se que devido à baixa sismicidade as combinações de acções em que a acção sísmica intervém não são condicionantes.

Dá-se esta informação por adquirida, levando a que na prática seja desprezada a acção sísmica no dimensionamento.

3

CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA**3.1. INTRODUÇÃO**

Em termos geomorfológicos, a obra em estudo situa-se no domínio do Granito do Porto, pertencente à Zona Centro-Ibérica que se encontra a poente do Sulco Dúrico-Beirão – FASE (2004).

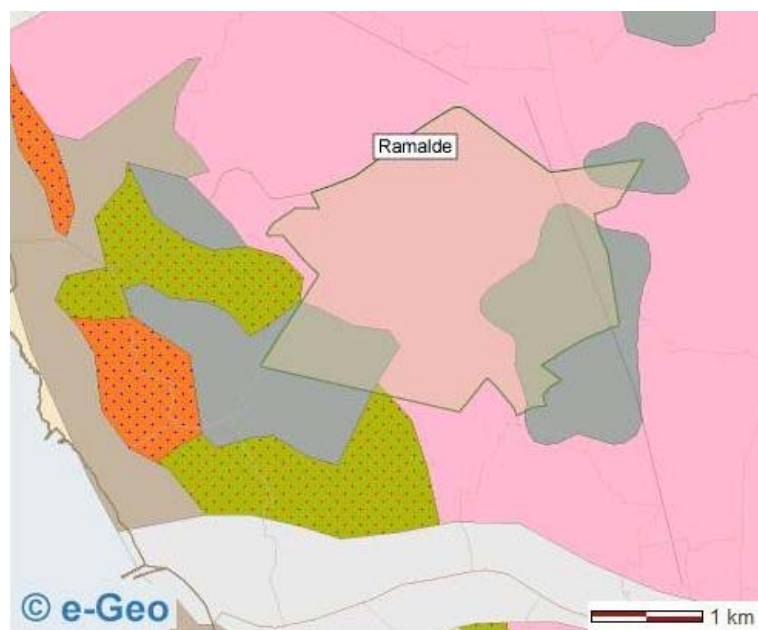


Figura 3.1 – Geomorfologia da freguesia de Ramalde (<http://e-geo.ineti.pt>, 2008).

Restringindo o problema da classificação geomorfológica à freguesia de implantação da obra, conforme a Figura 3.1 mostra, verifica-se a existência de duas zonas distintas. A primeira, ocupando uma área menor, é constituída por aluviões, a outra, estendendo-se pela maior parte da área da freguesia de Ramalde, é representativa das condições onde será executada a obra, constituída por formações graníticas.

A campanha de caracterização geológico-geotécnica decorreu no período compreendido entre Agosto de 2003 e Janeiro de 2004, tendo sido integralmente executada pela SEG - Serviços de Engenharia e Geotecnia, S. A., sob a supervisão e o acompanhamento técnico de Geologia e Geotecnia, Consultores, Lda, incluindo a realização de ensaios *in situ* e em laboratório. De uma forma muito sintética,

concluiu-se que o maciço onde a obra se situa é granítico, apresentando-se sob a forma de solos residuais nas proximidades da superfície, com possanças variando entre 2 e 14 m, e que, de modo nem sempre gradual, transitam para maciço rochoso em profundidade.

3.2. ENSAIOS *IN SITU*

Os ensaios *in situ* compreenderam a realização de seis sondagens convencionais de furação com realização de ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) com recuperação do testemunho quando se verificou a intersecção do maciço rochoso e duas sondagens de penetração tipo DPSH (*Dynamic Probing Super Heavy*). Conforme é possível observar na Figura 3.2, a localização das sondagens coincide, na maior parte dos casos, com a futura localização da via, verificando-se uma distribuição aproximadamente uniforme ao longo da sua extensão.



Figura 3.2 – Localização e identificação dos ensaios realizados *in situ*.

3.2.1. ENSAIO SPT

3.2.1.1. Aspectos gerais

O ensaio SPT é seguramente o ensaio geotécnico mais usado a nível mundial. Esta razão, aliada ao carácter eminentemente prático deste trabalho, permitem dispensar uma abordagem detalhada que, provavelmente, nada acrescentaria, consistindo simplesmente numa reprodução adaptada de trabalhos da especialidade.

Dessa forma, transcreve-se apenas a descrição da sua execução, realizada por Matos Fernandes (1995), para relembrar algumas características do respectivo equipamento que serão necessárias em pontos posteriores:

“Basicamente, o ensaio consiste em cravar no fundo de um furo de sondagem um amostrador normalizado por meio das pancadas de um pilão de 63,5 kgf de peso que cai de uma altura de 76 cm. O amostrador é um tubo de aço (com diâmetros exterior e interior de, respectivamente, 51 e 35 mm) com comprimento de cerca de 80 cm e peso aproximado de 6,8 kgf. Na extremidade inferior o tubo é biselado para facilitar a penetração no terreno e na extremidade oposta é dotado de uma peça roscada para amarração ao trem de varas que estabelece a ligação até à superfície do terreno. Sobre a primeira vara (isto é, à superfície) é ajustada a bigorna ou batente que recebe as pancadas do pilão.”

Devido ao seu uso generalizado, interessa focar a atenção nas correcções existentes de forma a aumentar a fiabilidade dos respectivos resultados e, por conseguinte, a fiabilidade de correlações que permitirão obter parâmetros essenciais ao dimensionamento.

Começando pelo factor que visa corrigir a relação entre a energia efectiva e a energia teórica transmitida ao trem de varas, e com falta de informação nesse sentido, considerou-se que os ensaios foram obtidos com equipamento em que a referida relação é igual a 60%, até porque na maioria dos equipamentos utilizados pelas empresas portuguesas verifica-se aquele rácio, o que significa que $N_{60} = N$.

Existem também factores correctivos para o comprimento das varas e para o diâmetro do furo propostos por Skempton (1986), conforme o Quadro 3.1 mostra.

Quadro 3.1 – Factores correctivos de N_{SPT} segundo Skempton (1986).

Comprimento das varas (m)	C_l	Diâmetro do furo (mm)	C_ϕ
>10	1.00	65-115	1.00
6 -10	0.95	150	1.05
4 - 6	0.85	200	1.15
3 - 4	0.75		

Por fim, refere-se o factor correctivo que permite normalizar os resultados do ensaio para uma tensão vertical efectiva de 100 kPa, habitualmente designado por C_N . Como se compreende, este factor não depende do tipo de equipamento utilizado, mas sim do valor da tensão efectiva que se verifica à profundidade do solo interessado na execução do ensaio. É calculado de acordo com a expressão:

$$C_N = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_{v0}}} \quad (3.1)$$

com σ'_{v0} em kPa. Salienta-se que C_N deve ter um valor compreendido entre 0,5 e 2,0.

3.2.1.2. Resultados

Por poder levantar algumas interrogações, começa-se por apresentar a razão que justifica que, sendo tratadas apenas seis sondagens, na Figura 3.2, assim como nos resultados que se apresentam de

seguida, a designação estar compreendida entre SPT5 e SPT9. Este facto resulta de estarem previstas outras obras rodoviárias nas proximidades do local onde a objecto de análise deste trabalho será executada, tendo sido a campanha de prospecção realizada em conjunto. Para evitar possíveis confusões, considerou-se preferível não alterar a designação.

Os resultados dos ensaios constam do Quadro 3.2. Os seus valores consistem apenas no registo directo das pancadas observadas em profundidade, portanto, não afectadas de qualquer correcção. Refere-se ainda que o valor de N_{SPT} que consta do referido quadro corresponde à soma do número de pancadas registadas na segunda e terceira fases. Na verdade, o ensaio foi dividido em três fases. A primeira fase consistiu apenas na cravação do amostrador, não se considerando o respectivo resultado para determinações futuras. A segunda fase representa o número de pancadas registadas nos primeiros 15 cm, enquanto a terceira resulta do número de pancadas observadas nos últimos 15 cm. Os resultados pormenorizados dos ensaios SPT constam do Anexo A1.

Quadro 3.2 – Síntese dos valores obtidos no ensaio SPT.

Prof. (m)	SPT5		SPT6		SPT7		SPT8		SPT9		SPT10	
	N_{SPT}	Pen. (cm)	N_{SPT}	Pen. (cm)	N_{SPT}	Pen. (cm)	N_{SPT}	Pen. (cm)	N_{SPT}	Pen. (cm)	N_{SPT}	Pen. (cm)
1.5	11	30	9	30	60	18	19	30	9	30	12	30
3.0	41	30	16	30	-	-	24	30	14	30	17	30
4.5	60	30	27	30	-	-	18	30	-	0	50	30
6.0	60	24	60	30	-	-	22	30	-	-	45	30
7.5	60	28	52	30	-	-	-	-	-	-	60	20
9.0	60	25	60	29	-	-	-	-	-	-	-	-
10.5	-	0	60	28	-	-	-	-	-	-	-	-
12.0	-	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13.5	-	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15.0	-	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
16.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

A Figura 3.3 consiste na representação gráfica dos dados contidos no Quadro 3.2. Os valores que se encontram à direita das barras correspondem ao valor da respectiva penetração em centímetros.

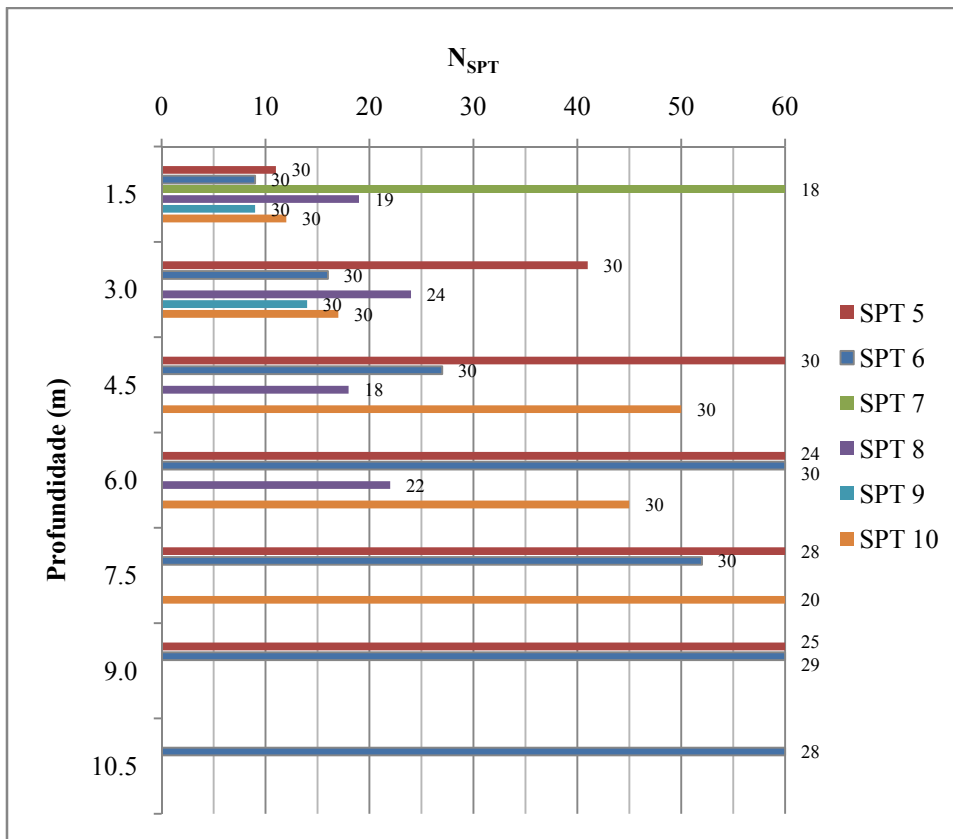


Figura 3.3 – Valores obtidos no ensaio SPT.

3.2.2. ENSAIO DPSH

3.2.2.1. Aspectos gerais

Os ensaios penetrométricos, devido à grande manobrabilidade, execução elementar e baixo custo relativo, constituem uma opção bastante atractiva a incluir em campanhas de caracterização geotécnica

O DPSH é um dos quatro ensaios penetrométricos dinâmicos mais difundidos. Para além do DPSH, são igualmente conhecidos o DPL (leve), o DPM (médio) e o DPH (pesado). O Quadro 3.3 resume as características associadas a cada tipo.

Quadro 3.3 – Características dos vários tipos de penetrómetros - Matos Fernandes (1995).

Características	DPL	DPM	DPH	DPSH
M, massa do pilão (kg)	10	30	50	63,5
H, altura de queda (m)	0,5	0,5	0,5	0,75
A, Área da base do cone (cm ²)	10	10	15	20
Ângulo no vértice do cone (graus)	90	90	90	90
L, Comprimento de penetração (cm)	10	10	10	20
M·g·H/A - Energia específica por pancada (kJ/m ²)	50	150	167	238

O ensaio consiste na determinação do número de pancadas (N) de um pilão de massa (M) em queda livre de uma altura (H) sobre o conjunto constituído, de cima para baixo, por um batente, um trem de varas e uma ponta cónica (cuja base tem área A), para que ocorra determinado comprimento de penetração (L). O diâmetro das varas é inferior ao da base da ponta cónica, pelo que, teoricamente, a resistência à penetração resulta apenas de forças de reacção do terreno sobre a superfície cónica da ponta (Matos Fernandes, 1995).

A Figura 3.4 pretende ilustrar o procedimento anterior, mostrando a execução de um ensaio penetrométrico realizado no local de construção das actuais instalações do INEGI.



Figura 3.4 – Realização de um ensaio penetrométrico, 2007.

3.2.2.2. Resultados

Tal como já foi possível verificar-se na Figura 3.2, dispõe-se apenas de dois ensaios DPSH. No Quadro 3.4 apresentam-se os respectivos resultados. Tal como acontece com os ensaios SPT, o registo completo dos ensaios DPSH é disponibilizado no Anexo A1.

Quadro 3.4 – Síntese dos valores obtidos no ensaio DPSH.

Prof. (m)	DPSH 2	DPSH 3
	N	N
0.2	3	2
0.4	4	4
0.6	5	10
0.8	6	10
1.0	6	100
1.2	6	-
1.4	5	-
1.6	6	-
1.8	5	-
2.0	5	-
2.2	3	-
2.4	11	-
2.6	10	-
2.8	17	-
3.0	100	-

O ensaio foi efectuado por avanços de penetração sucessivos de 20 cm. Desta forma, os valores presentes Quadro 3.4 consistem no registo do número de pancadas necessárias a cada avanço. Assim, e

tomando como exemplo os resultados do DPSH 2, conclui-se que foram necessárias três pancadas para penetrar os primeiros 20 cm.

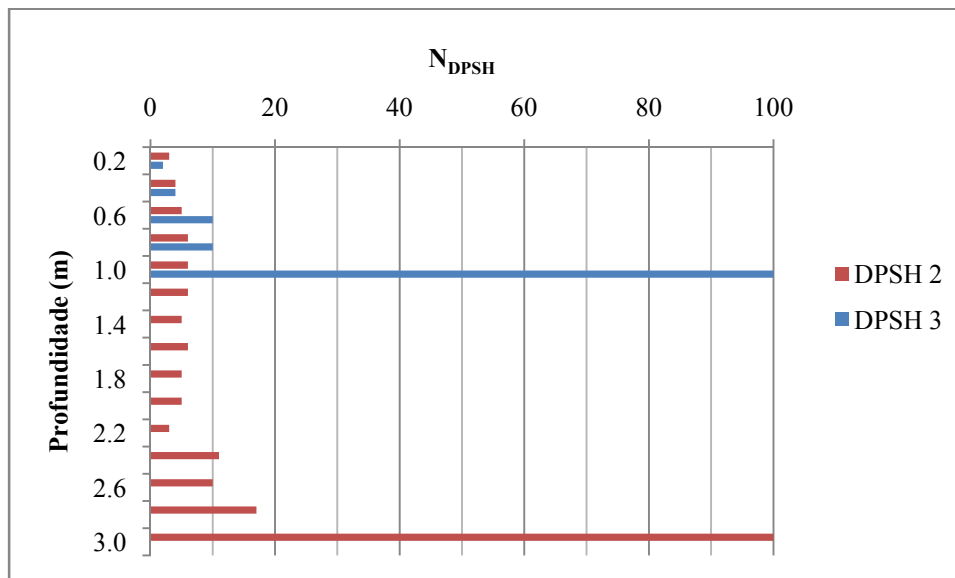


Figura 3.5 – Valores obtidos no ensaio DPSH.

3.3. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

3.3.1. ASPECTOS GERAIS

No que concerne aos ensaios de laboratório, deve mencionar-se que estes consistiram na determinação de algumas características físicas dos solos, como a composição granulométrica e a definição dos limites de consistência, frequentemente também designados por limites de Atterberg, a partir de amostras recolhidas em poços realizados com retroescavadora, registando-se também a realização de um trado mecânico.

Quanto às amostras estudadas em laboratório, importa referir que estas não provêm exactamente da zona onde será implantada a obra, mas sim da periferia. Na realidade, como foi já mencionado, para além do túnel e das respectivas rampas de acesso que constituem o objecto de análise deste trabalho, estão previstas outras obras rodoviárias naquela zona, sendo as amostras provenientes desses locais. Convém reconhecer que esta situação não se aproxima da ideal. No entanto, não sendo a campanha de prospecção exaustiva e tendo-se recorrido apenas a dois tipos de ensaios *in situ*, considerou-se conveniente não excluir à partida eventuais informações que resultem da caracterização daquelas amostras, embora tal facto tenha sido tomado em conta na interpretação dos resultados.

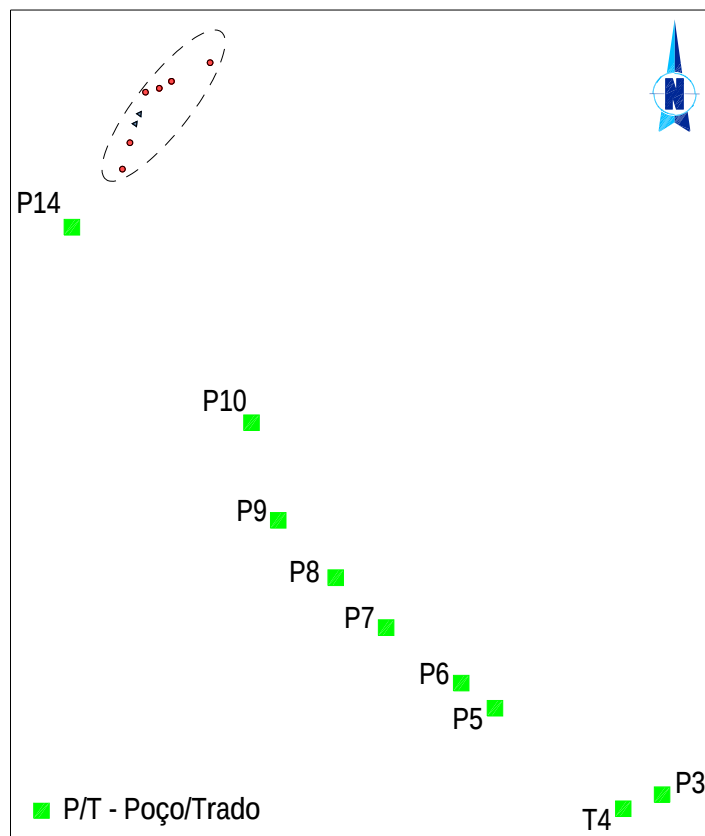


Figura 3.6 – Identificação dos locais de recolha das amostras.

Na Figura 3.6 identificam-se os locais de recolha das amostras e o local onde será implantada a obra em estudo, que pode ser identificada pela localização dos ensaios *in situ*, circunscritos por uma elipse a traço interrompido. As distâncias representadas são proporcionais às reais, podendo perceber-se que as amostras provêm de uma área extensa.

3.3.2. RESULTADOS

Os ensaios de laboratório realizaram-se sobre 11 amostras recolhidas em poços realizados com retroescavadora. Compreender-se-á que, por limitação do próprio equipamento de escavação, resultaram de zonas relativamente superficiais, em que o maciço apresentava um grau de alteração apreciável. O Quadro 3.5 resume os resultados dos ensaios, onde é possível constatar que a profundidade máxima de recolha é de 3.3 m.

Quadro 3.5 – Resultados dos ensaios de laboratório.

AMOSTRA		GRANULOMETRIA e LIMITES de CONSISTÊNCIA				CLASSIFICAÇÃO	
Proveniência	N.º	%< # 10 2,00 mm	%< # 40 0,42 mm	%< # 200 0,075 mm	Limites de consistência	AASHTO	ASTM
Prof. (m)							
P3 (0,5 a 3,1)	Pc 3	84	36	15	NP	A-1-b(0)	SM - areia siltosa
T4 (0,3 a 3,0)	Tr 4	83	41	14	NP	A-1-b(0)	SM - areia siltosa
P5 (1,5 a 3,3)	Pc 3	80	43	9	NP	A-1-b(0)	SW-SM - areia bem graduada com silte
P6 (1,5 a 3,0)	Pc 6	89	60	34	$w_L = 33\%$ $I_P = 3\%$	A-2-4(0)	SM - areia siltosa
P7.1 (0,5 a 2,5)	Pc 7 AM1	97	74	19	NP	A-2-4(0)	SM - areia siltosa
P7.2 (2,5 a 3,3)	Pc 7 AM2	73	47	17	NP	A-1-b(0)	SM - areia siltosa
P8 (0,5 a 2,8)	Pc 8	86	35	8	NP	A-1-b(0)	SM - areia siltosa
P9 (1,5 a 3,0)	Pc 9	88	36	10	NP	A-1-b(0)	SM - areia siltosa
P10.1 (0,5 a 2,0)	Pc 10 AM1	94	70	25	NP	A-2-4(0)	SM - areia siltosa
P10.2 (2,1 a 3,1)	Pc 10 AM2	72	40	16	NP	A-1-b(0)	SM - areia siltosa
P14 (0,3 a 1,5)	Pc 14	62	25	11	NP	A-1-b(0)	SM - areia siltosa

Dos resultados dos ensaios verifica-se uma certa uniformidade nas características físicas dos solos, que se enquadram, com uma única excepção, na classe SM – areias siltosas do sistema de classificação ASTM. Pela classificação AASHTO, 8 amostras pertencem ao grupo A-1-b e 3 amostras ao grupo A-2-4 (com índice de grupo 0). É de notar também que, exceptuando a amostra P6 que apresenta um índice de plasticidade reduzido, todas as outras são não plásticas.

3.4. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

3.4.1. CORRELAÇÕES COM O SPT

Para solos granulares, a estimativa de parâmetros de resistência, em concreto o valor do ângulo de atrito, pode ser realizada com base no resultado dos valores normalizados do ensaio SPT, usando para isso a correlação de Décourt (1989), representada na Figura 3.7

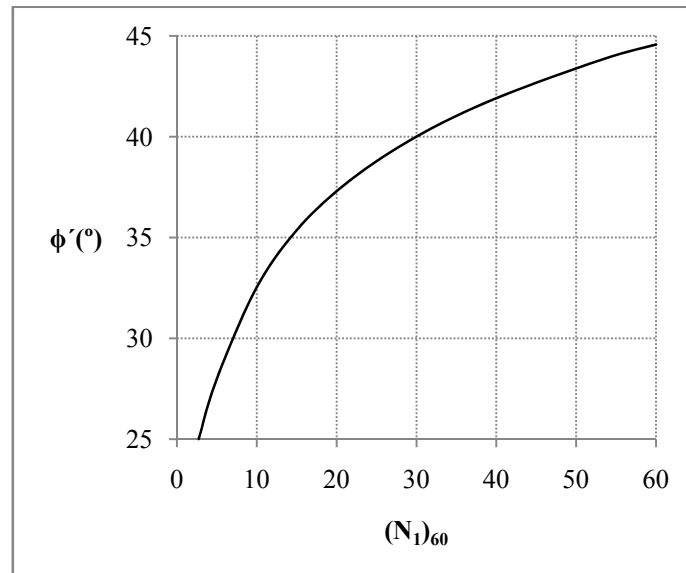


Figura 3.7 – Correlação entre $(N_1)_{60}$ e ϕ' para areias (Décourt, 1989).

Apesar de apenas uma das onze amostras analisadas apresentar índice de plasticidade definido, e mesmo assim reduzido, $I_p = 3\%$, verifica-se que as restantes também contêm uma percentagem de silte e argila. Este facto é perceptível até pela própria designação que resulta da classificação ASTM que indica a presença de silte, o que na realidade não constitui nenhuma surpresa, pois é habitual observar-se a presença de finos nas amostras de solo residual do granito do Porto, conforme será perceptível na Figura 3.13.

Daqui conclui-se que o solo residual do granito do Porto, com rigor, não pode ser classificado como uma areia no que concerne à aplicação da correlação de Décourt. No entanto, é prática frequente aplicá-la, contornado o problema da respectiva adequação com a redução de duas a três unidades ao valor de ϕ' .

3.4.2. CORRELAÇÕES COM O DPSH

Para o DPSH, ao contrário do que se verifica com o SPT, não existem correlações que permitam estimar directamente e com a mesma fiabilidade parâmetros de resistência a partir de resultados de ensaios. Assim, é prática corrente relacionar os valores de N_{DPSH} com N_{SPT} , e a partir daí obter o valor de ϕ' pela relação identificada no ponto anterior. No entanto, a eventual relação estabelecida entre N_{DPSH} e N_{SPT} para um caso particular não é generalizável, uma vez que depende do tipo de solo e das características específicas dos equipamentos, em particular do penetrómetro, devido à menor uniformidade observada em termos de características.

Na prática, pelo menos em campanhas de prospecção que impliquem um certo rigor, o recurso exclusivo a ensaios penetrométricos é fortemente desaconselhável, devendo ser integrados em campanhas mais abrangentes de forma a complementá-las. A este propósito citam-se dois autores:

- “É corrente numa campanha de caracterização geotécnica realizar nas imediatas proximidades de diversos pontos a prospectar sondagens de furação convencionais com ensaios SPT e sondagens de penetração, isto é, com um penetrómetro dinâmico, de modo a – com as primeiras – identificar a sequência das camadas e, para cada camada – com os resultados de ambos os tipos de sondagens – estabelecer correlações entre N_{DP} e N_{SPT} , válidas para a camada em causa e para o penetrómetro utilizado, exclusivamente. Tal permitirá conjugar uma malha relativamente larga de sondagens convencionais (mais onerosas e demoradas) com outra mais apertada de sondagens penetrométricas (mais rápidas e económicas), conseguindo por essa via um conhecimento mais rápido do terreno.” – Matos Fernandes (1995);
- “Associando ensaios DPH a um plano de sondagens com SPT, poderá reduzir-se o número destas tornando-as mais espaçadas e fazendo entre elas uma rede de ensaios DPH. Se além disso ao lado de cada sondagem com SPT se realizar também um ensaio DPH, poderão correlacionar-se os resultados deste com os do SPT. Fica-se assim com uma imagem completa do terreno e da sua resistência e deformabilidade às várias profundidades.” – Júlio B. Martins, Tiago F. S. Miranda (2003).

Como ficou claro, a relação de N_{DPSH} com N_{SPT} deve ser estabelecida caso a caso e com base em resultados experimentais. O facto de não existirem sondagens DPSH e STP realizadas lado a lado é, por si só, uma condicionante (repare-se que só se dispõe de duas sondagens DPSH e, mesmo assim, relativamente afastadas de sondagens SPT, conforme a Figura 3.2 mostra). A acrescer ao referido, salienta-se a grande variação observada, quer nos resultados do DPSH, quer nos do STP. Assim, para este caso concreto, o estabelecimento de uma relação entre os resultados daqueles ensaios consistiria apenas num exercício de reduzida fiabilidade, restando uma abordagem teórica.

Teoricamente, a relação dos resultados daqueles ensaios estabelece-se em termos de energia específica de penetração, de acordo com a Expressão (3.2).

$$\frac{M_{DPSH} \cdot g \cdot H_{DPSH}}{A_{DPSH}} \cdot \frac{N_{DPSH}}{L_{DPSH}} = \frac{M_{SPT} \cdot g \cdot H_{SPT}}{A_{SPT}} \cdot \frac{N_{SPT}}{L_{SPT}} \quad (3.2)$$

Porém, a simplicidade desta fórmula poderá ocultar um aspecto que não é de somenos importância – o valor a considerar para a secção da área do amostrador de Terzaghi, A_{SPT} . Ao contrário do que acontece com o DPSH, em que a ponta é um cone fechado, no SPT a ponta consiste no amostrador de Terzaghi e é aberta. A Figura 3.8 mostra vários amostradores observados no período que antecedeu a normalização do ensaio SPT.



Figura 3.8 – Amostradores de Terzaghi (Rogers, 2006).

O problema resume-se ao valor da área a considerar para o amostrador de Terzaghi. Por um lado, na hipótese de se admitir que o amostrador vai progredindo, cortando o solo, é plausível considerar que aquela área corresponde à diferença entre a área dada pelo diâmetro exterior e interior, 51 e 35 mm, respectivamente. Por outro lado, parece razoável, principalmente a partir de determinadas profundidades, admitir-se um funcionamento conjunto, em que o solo que se encontra no interior do amostrador passa a exercer alguma reacção à cravação, reflectindo-se, na prática, no aumento de A_{STP} , que no limite corresponderá à área total dada pelo diâmetro exterior do amostrador.

A expressão:

$$\frac{63.5 \times 9.81 \times 0.75}{20.000 \times 10^{-4}} \cdot \frac{N_{DPSH}}{0.20} = \frac{63.5 \times 9.81 \times 0.76}{10.807 \times 10^{-4}} \cdot \frac{N_{SPT}}{0.30} \Leftrightarrow \frac{N_{SPT}}{N_{DPSH}} = 0.80 \quad (3.3)$$

resulta da concretização da Expressão (3.2) para A_{STP} obtida pela diferença dos dois diâmetros, enquanto a expressão:

$$\frac{63.5 \times 9.81 \times 0.75}{20.000 \times 10^{-4}} \cdot \frac{N_{DPSH}}{0.20} = \frac{63.5 \times 9.81 \times 0.76}{20.428 \times 10^{-4}} \cdot \frac{N_{SPT}}{0.30} \Leftrightarrow \frac{N_{SPT}}{N_{DPSH}} = 1.51 \quad (3.4)$$

considera A_{STP} dada pelo diâmetro exterior, definindo, portanto, os limites teóricos do valor da relação entre N_{SPT} e N_{DPSH} .

Conforme é possível constatar, o valor admitido para A_{STP} influencia fortemente a relação entre os resultados daqueles ensaios, concluindo-se que a tentativa de definir aquela relação numa abordagem meramente energética revela resultados desanimadores.

Nesse sentido, refere-se um trabalho realizado por Viana da Fonseca (1996) que estabelece a relação daqueles parâmetros para um caso concreto, reproduzido na Figura 3.9.

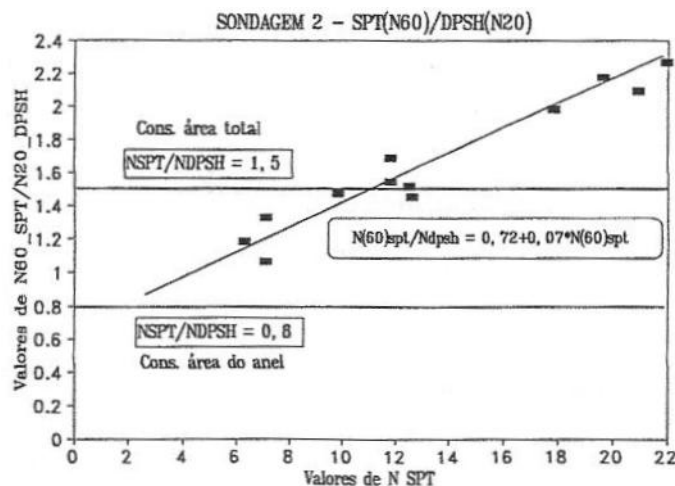


Figura 3.9 – Relação entre N_{SPT} e N_{DPSH} (Viana da Fonseca, 1996).

Conforme se constata, a relação entre N_{SPT} e N_{DPSH} não é constante. Na verdade, observa-se que aquele rácio é crescente com o valor de N_{SPT} , parecendo verificar-se, em termos de funcionamento, uma transição gradual entre as duas hipóteses extremas identificadas anteriormente. Concretamente, para valores mais baixos de N_{SPT} a relação N_{SPT}/N_{DPSH} aproxima-se de 0.80. No entanto, para valores mais elevados, ultrapassa significativamente o valor 1.51, o que leva a concluir da pouca fiabilidade duma correlação efectuada desta forma. A este propósito, transcreve-se uma consideração tecida pelo autor supra citado, relativa à Figura 3.9:

“Dado que a relação deduzida entre N_{SPT} e N_{DPSH} não é constante e cresce com o próprio valor de N_{SPT} , a simples relação energética comandada por hipóteses de áreas equivalentes do amostrador de Terzaghi parece altamente questionável”.

3.4.3. AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

Nos quadros seguintes apresentam-se os valores do ângulo de atrito estimados com base na correlação de Décourt em função dos valores corrigidos dos resultados dos ensaios SPT. Note-se que a referida correcção engloba o comprimento das varas, o diâmetro do furo e a normalização relativa à tensão efectiva vertical em repouso.

Os factores correctivos correspondentes ao comprimento das varas e ao diâmetro do furo foram aplicados de acordo com o previsto no Quadro 3.1. Por seu lado, como já se referiu, a aplicação de C_N implica a determinação do valor da tensão efectiva vertical em repouso, o que por sua vez pressupõe o conhecimento do valor do peso volúmico do solo e da posição do nível freático. Dado que se ignora o valor do primeiro, e uma vez que se verifica que a posição deste último tende a acompanhar a interface de transição solo-macizo rochoso, localizando-se, portanto, inferiormente às zonas de onde provém a maior parte dos resultados dos ensaios em análise, considerou-se apropriado para este efeito concreto, adoptar $\gamma_{Solo} = 20 \text{ kN/m}^3$, não se considerando a influência do nível freático.

Sublinha-se que os valores apresentados vêm subtraídos de três unidades pela razão já apresentada. No Anexo A2 disponibiliza-se uma versão pormenorizada do tratamento dos resultados.

Quadro 3.6 – Tratamento dos resultados das sondagens SPT5 e SPT6.

Prof. (m)	SPT5				SPT6			
	Penetração (cm)	N_{SPT}	$(N_1)_{SPT}$	$\emptyset'[(N_1)_{SPT}]$ (Décourt)-3°	Penetração (cm)	N_{SPT}	$(N_1)_{SPT}$	$\emptyset'[(N_1)_{SPT}]$ (Décourt)-3°
1.5	30	11	15.1	32.4	30	9	12.3	31.0
3.0	30	41	39.7	38.9	30	16	15.5	32.6
4.5	30	60	53.8	40.9	30	27	24.2	35.6
6.0	24	60	46.6	39.9	30	60	46.6	39.9
7.5	28	60	46.5	39.9	30	52	40.3	39.0
9.0	25	60	42.5	39.3	29	60	42.5	39.3
10.5	-	-	-	-	28	60	41.4	39.1

Quadro 3.7 – Tratamento dos resultados das sondagens SPT7 e SPT8.

Prof. (m)	SPT7				SPT8			
	Penetração (cm)	N_{SPT}	$(N_1)_{SPT}$	$\emptyset'[(N_1)_{SPT}]$ (Décourt)-3°	Penetração (cm)	N_{SPT}	$(N_1)_{SPT}$	$\emptyset'[(N_1)_{SPT}]$ (Décourt)-3°
1.5	18	-	-	-	30	19	26.0	36.0
3.0	-	-	-	-	30	24	23.2	35.3
4.5	-	-	-	-	30	18	16.1	32.9
6.0	-	-	-	-	30	22	17.1	33.2

Quadro 3.8 – Tratamento dos resultados das sondagens SPT9 e SPT10.

Prof. (m)	SPT9				SPT10			
	Penetração (cm)	N_{SPT}	$(N_1)_{SPT}$	$\emptyset'[(N_1)_{SPT}]$ (Décourt)-3°	Penetração (cm)	N_{SPT}	$(N_1)_{SPT}$	$\emptyset'[(N_1)_{SPT}]$ (Décourt)-3°
1.5	30	9	12.3	31.0	30	12	16.4	33.0
3.0	30	14	13.6	31.7	30	17	16.5	33.0
4.5	0	-	-	-	30	50	44.8	39.6
6.0	-	-	-	-	30	45	34.9	38.0
7.5	-	-	-	-	20	60	46.5	39.9

A interpretação dos resultados dos ensaios DPSH, N_{DPSH} , será efectuada através de uma correlação com N_{SPT} . Como já se viu, essa correlação é de fiabilidade discutível, particularmente neste caso, dado que será estabelecida com base em considerações energéticas.

Perante a amplitude do intervalo para concretizá-la, e uma vez que os ensaios DPSH se limitaram à profundidade máxima de 3.0 m, portanto, a uma zona muito superficial do maciço, considerou-se adequado adoptar um valor moderado para a relação N_{SPT}/N_{DPSH} , até porque, repare-se, este acaba por ser um procedimento prudente, pois quanto menor for a referida relação, menor será o valor de N_{SPT} e, por conseguinte, o respectivo ângulo de atrito. Pelo exposto, adoptou-se $N_{SPT}/N_{DPSH} = 1.0$.

Quadro 3.9 – Tratamento dos resultados da sondagem DPSH2.

DPSH2					
Prof. (m)	$N_{SPT} = 1.0 \cdot N_{DPSH}$	C_N	$(N_1)_{SPT}$	$\phi'[(N_1)_{SPT}]$ (Décourt)	$\phi'[(N_1)_{SPT}]$ (Décourt)-3°
0.2	3	2.00	6.0	29.1	26.1
0.4	4	2.00	8.0	31.0	28.0
0.6	5	2.00	10.0	32.5	29.5
0.8	6	2.00	12.0	33.8	30.8
1.0	6	2.00	12.0	33.8	30.8
1.2	6	2.00	12.0	33.8	30.8
1.4	5	1.89	9.4	32.1	29.1
1.6	6	1.77	10.6	33.0	30.0
1.8	5	1.67	8.3	31.3	28.3
2.0	5	1.58	7.9	30.9	27.9
2.2	3	1.51	4.5	27.4	24.4
2.4	11	1.44	15.9	35.7	32.7
2.6	10	1.39	13.9	34.8	31.8
2.8	17	1.34	22.7	38.1	35.1
3.0	100	1.29	129.1	-	-

Quadro 3.10 – Tratamento dos resultados da sondagem DPSH3.

DPSH3					
Prof. (m)	$N_{SPT} = 1.0 \cdot N_{DPSH}$	C_N	$(N_1)_{SPT}$	$\phi'[(N_1)_{SPT}]$ (Décourt)	$\phi'[(N_1)_{SPT}]$ (Décourt)-3°
0.2	2	2.00	4.0	26.8	23.8
0.4	4	2.00	8.0	31.0	28.0
0.6	10	2.00	20.0	37.3	34.3
0.8	10	2.00	20.0	37.3	34.3
1.0	100	2.00	-	-	-

3.5. PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE

3.5.1. ASPECTOS GERAIS

Para a avaliação do módulo de deformabilidade é habitual recorrer-se a correlações empíricas baseadas na consideração conjunta de resultados de ensaios *in situ* e de laboratório.

Para além de terem permitido classificar o solo e, consequentemente, aferir da aplicabilidade da correlação de Décourt na estimativa de ϕ' , os resultados dos ensaios de laboratório constituirão parte essencial na definição dos parâmetros de deformabilidade.

A metodologia seguida consistiu em relacionar E com a resistência de ponta do ensaio CPT, q_c , de acordo com a expressão:

$$E = \alpha \cdot q_c \quad (3.5)$$

sendo α uma constante adimensional que depende do tipo de solo. Porém, como não se dispõe de resultados de ensaios CPT, é prática corrente contornar a respectiva falta de informação através de correlações empíricas que relacionam a granulometria do solo com o rácio q_c/N_{SPT} , sendo neste ponto concreto que reside a grande utilidade dos ensaios de laboratório, ainda que realizados sobre amostras deformadas.

Não existe apenas uma proposta para concretizar a correlação identificada. Na verdade, e talvez consequência do carácter empírico, verifica-se a existência de várias. Desta forma, a Figura 3.10 e a Figura 3.11 correlacionam q_c/N_{SPT} com a granulometria do solo, enquanto a Figura 3.12 se baseia no diâmetro médio das partículas, D_{50} . Note-se que todas as correlações se baseiam em valores de N_{SPT} não corrigidos.

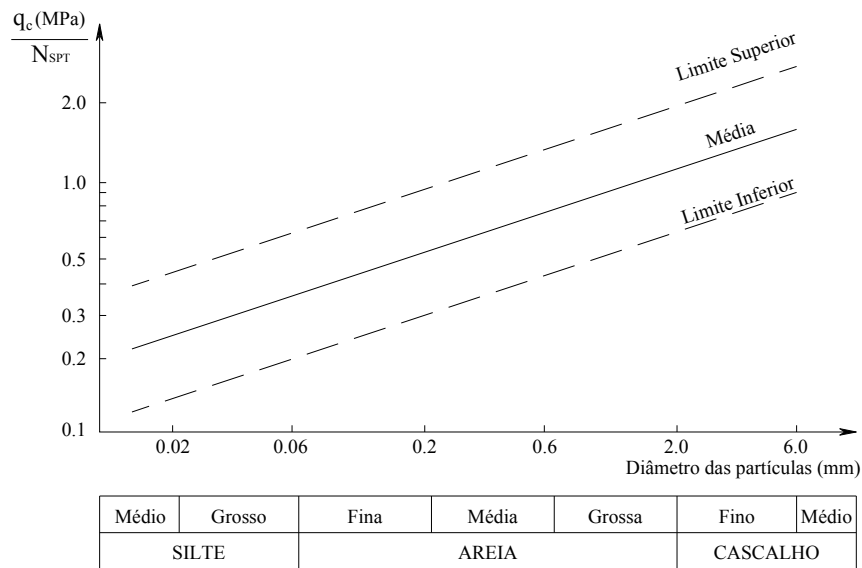


Figura 3.10 – Correlação entre q_c e N_{SPT} em função da granulometria do solo proposta por Burland & Burbidge (1985).

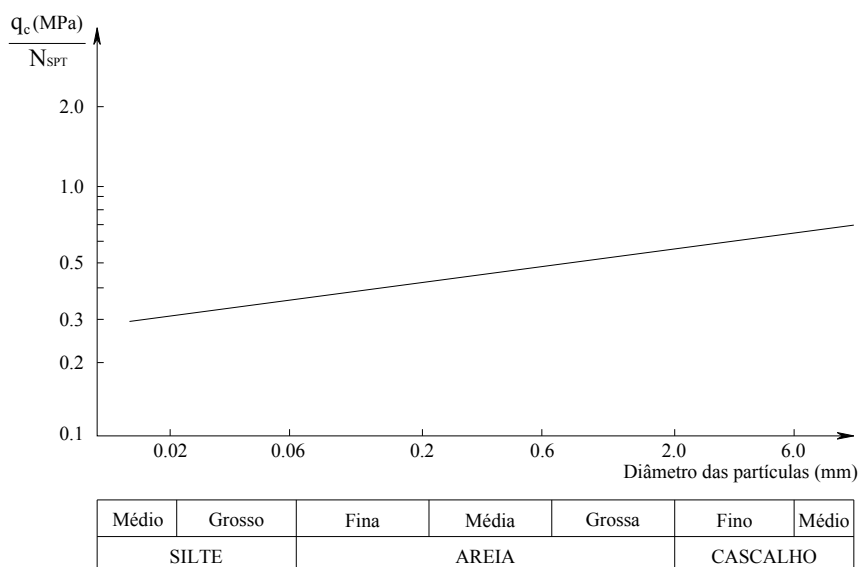


Figura 3.11 – Correlação entre q_c e N_{SPT} em função da granulometria do solo proposta por Folque (1976).

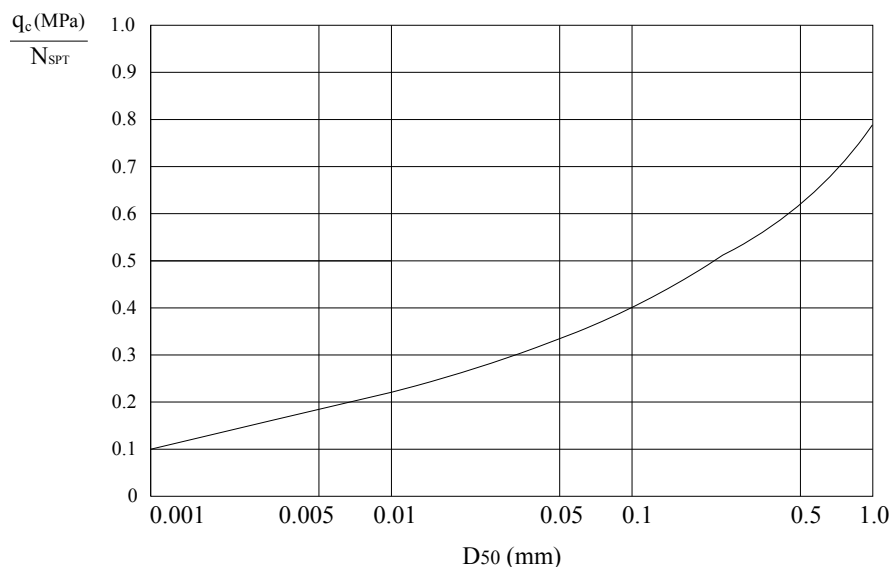


Figura 3.12 – Correlação entre q_c e N_{SPT} em função do diâmetro médio das partículas do solo proposta por Robertson & Campanella (1983).

3.5.2. AVALIAÇÃO DE PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE

Apesar da distinção identificada nas correlações apontadas anteriormente, isto é, uma utiliza o valor de D_{50} , enquanto as outras duas se baseiam na granulometria para estabelecer as respectivas correlações, na prática, essa distinção não terá repercussões. Na verdade, sendo a granulometria um conceito mais abrangente do que D_{50} e que remete para uma classificação qualitativa do solo, mesmo considerando que a uma determinada classificação granulométrica estão associados dois valores extremos que permitem definir um intervalo de forma quantitativa, isso não é suficiente para que uma correlação estabelecida em função da granulometria tenha precisão comparável à de uma estabelecida em função de D_{50} . Repare-se, por exemplo, na Figura 3.10, que uma areia fina pode ter o diâmetro das partículas compreendido entre 0.06 e 0.2 mm. Assim, decidiu-se utilizar o valor de D_{50} para efectuar todas as correlações.

Uma vez que o valor de D_{50} não foi identificado pelos ensaios de laboratório, houve a necessidade de estimá-lo para cada amostra. Conforme se constatou no Quadro 3.5, foram utilizados três peneiros de abertura quadrada da série ASTM:

- #200 – 0.075 mm;
- #40 – 0.42 mm;
- #10 – 2 mm.

Com base no valor da percentagem de passados em cada peneiro é possível, para cada amostra, identificar três pontos que, unidos por dois segmentos de recta, constituem parte da respectiva curva granulométrica. Como se compreenderá, pelo facto das amostras terem sido submetidas apenas à passagem por três peneiros, revelou-se inviável a reprodução integral das curvas granulométricas correspondentes. No entanto, esta limitação não foi restritiva, pois, como se verificará, foi possível definir para todas as amostras a parte da curva granulométrica que continha o valor de D_{50} . A Figura 3.13 consiste na representação das curvas granulométricas das amostras em estudo.

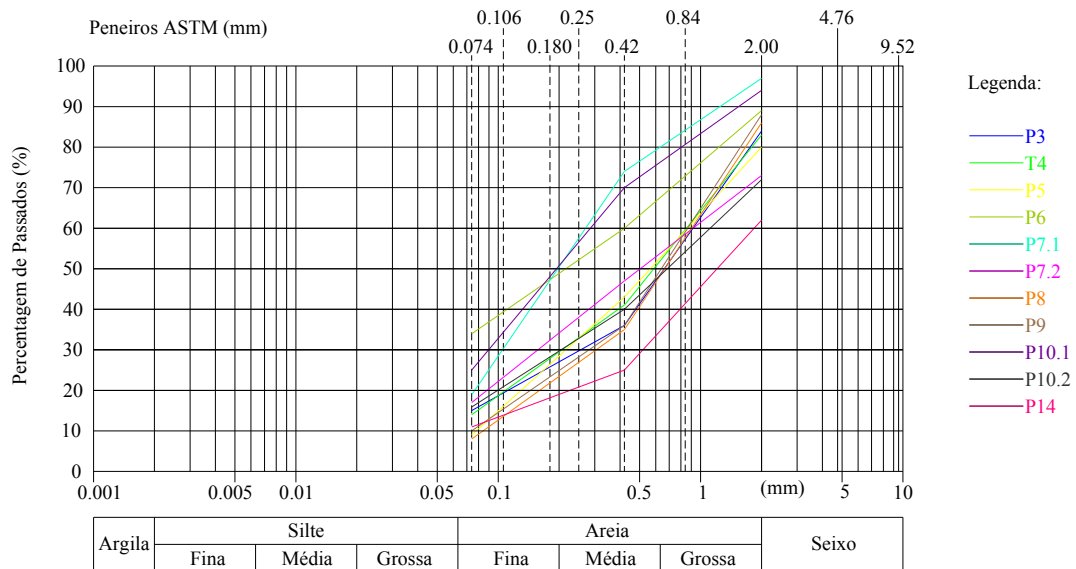


Figura 3.13 – Parte das curvas granulométricas correspondente ao intervalo definido pela abertura mínima e máxima dos peneiros utilizados.

Note-se que as rectas não significam que a variação entre a percentagem de passados e a granulometria seja linear, pois a escala granulométrica é logarítmica, o que faz com que a determinação rigorosa do valor de D_{50} por via gráfica seja morosa. Assim, a determinação de D_{50} foi realizada por via analítica, da forma que a seguir se descreve para um caso genérico.

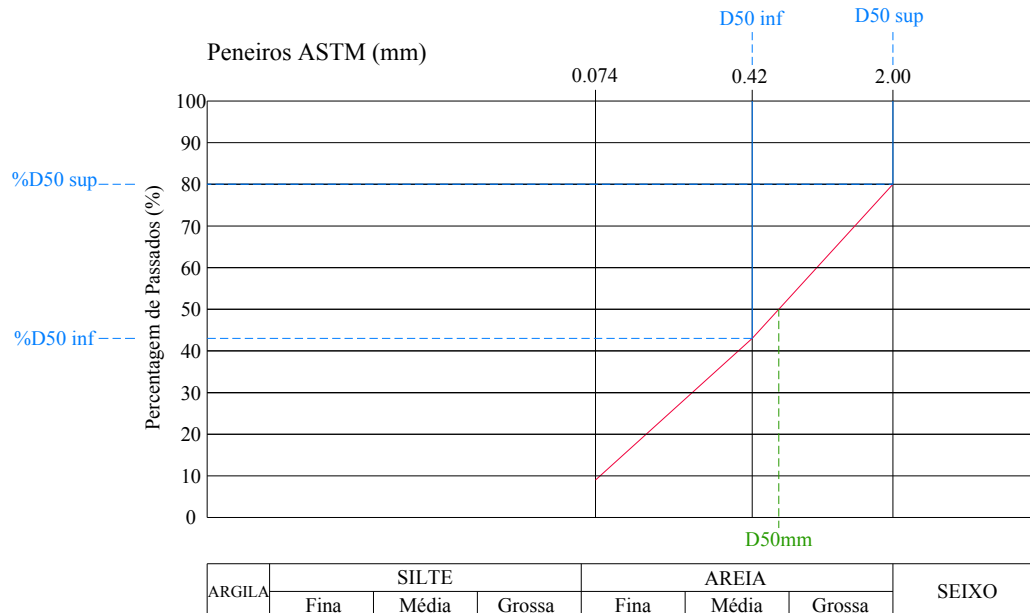


Figura 3.14 – Curva granulométrica genérica. Exemplo de determinação de D_{50} .

Considerando que a percentagem de passados entre peneiros consecutivos varia linearmente com a granulometria quando esta está representada numa escala logarítmica, essa variação pode ser expressa por uma recta, de acordo com a expressão:

$$y = m \cdot x + b \quad (3.6)$$

em que:

- m – declive da recta;
- b – ordenada na origem.

Atendendo ao facto de o eixo das abcissas estar numa escala logarítmica, substituindo a variável x por D e y por $\%_D$, resulta:

$$\%_D = m \cdot \log(D) + b \quad (3.7)$$

Sendo:

- D – diâmetro das partículas;
- $\%_D$ – percentagem de passados correspondente ao diâmetro das partículas D .

Como o valor de $\%_D$ é conhecido e sempre igual a 50, da concretização da expressão:

$$50 = m \cdot \log(D_{50\text{ mm}}) + b \quad (3.8)$$

Explicitando agora a Expressão (3.8) em ordem a $D_{50\text{ mm}}$ obtém-se:

$$D_{50\text{ mm}} = 10^{(50-b)/m} \quad (3.9)$$

Por fim, há que definir o valor das constantes b e m . O valor do declive, m , pode ser obtido da seguinte forma:

$$m = \frac{\%_{D50\text{ sup}} - \%_{D50\text{ inf}}}{\log(D_{50\text{ sup}}) - \log(D_{50\text{ inf}})} \quad (3.10)$$

onde:

- $D_{50\text{ sup}}$ – abertura do peneiro onde se verifica o menor valor da percentagem de passados superior a 50%;
- $D_{50\text{ inf}}$ – abertura do peneiro onde se verifica o maior valor da percentagem de passados inferior a 50%;
- $\%_{D50\text{ sup}}$ – percentagem de passados correspondente a $D_{50\text{ sup}}$;
- $\%_{D50\text{ inf}}$ – percentagem de passados correspondente a $D_{50\text{ inf}}$.

Uma vez conhecido o valor de m , o valor de b é obtido pela concretização da Expressão (3.7) para um ponto conhecido, resultando:

$$b = \%_D - m \cdot \log(D) = \%_{D_{50 \text{ sup}}} - m \cdot \log(D_{50 \text{ sup}}) \quad (3.11)$$

Quadro 3.11 – Valor de D_{50} para as amostras analisadas.

Amostra	#10 (2.00mm)	#40 (0.42mm)	#200 (0.075mm)	m	b	D_{50} (mm)
P3	84	36	15	70.819	62.681	0.662
T4	83	41	14	61.967	64.346	0.587
P5	80	43	9	54.590	63.567	0.564
P6	89	60	34	34.751	73.092	0.217
P7.1	97	74	19	73.511	101.695	0.198
P7.2	73	47	17	38.360	61.452	0.503
P8	86	35	8	75.246	63.349	0.665
P9	88	36	10	76.721	64.905	0.639
P10.1	94	70	25	60.145	92.660	0.195
P10.2	72	40	16	47.213	57.787	0.684
P14	62	25	11	54.590	45.567	1.206

O Quadro 3.11 contém os valores dos parâmetros b e m para todas as amostras analisadas, fornecendo também, por concretização da Expressão (3.9), o respectivo valor de D_{50} . Da observação deste quadro constata-se uma certa uniformidade do valor de D_{50} em torno do intervalo compreendido entre 0.5 e 0.7 mm, onde se situam os resultados de seis das onze amostras.

Quadro 3.12 – Análise estatística dos resultados associados à determinação do valor de D_{50} .

D_{50} (mm)	Todas as amostras	Amostras com $0.5 < D_{50} < 0.7$
Média	0.56	0.61
Desvio-padrão	0.29	0.07

O Quadro 3.12 consiste numa análise estatística sumária dos resultados do Quadro 3.11. Consideram-se duas hipóteses distintas: i) na primeira hipótese faz-se o tratamento dos dados ponderando os resultados de todas as amostras; ii) na segunda, consideram-se apenas as amostras em que o valor de D_{50} está compreendido entre 0.5 e 0.7 mm.

O valor médio de D_{50} obtido nas duas situações é próximo, tendo-se optado por adoptar o menor, $D_{50} = 0.56$ mm. Quanto ao valor do desvio-padrão, o que resulta da segunda hipótese é necessariamente bastante inferior.

Com o valor de D_{50} definido, é então possível passar à estimativa da relação q_c/N_{SPT} com base nas correlações anteriormente apresentadas.

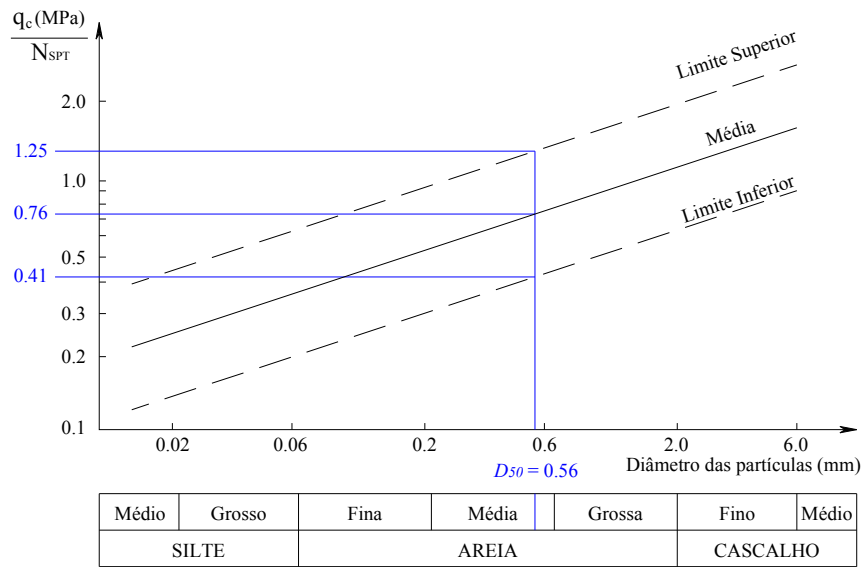


Figura 3.15 – Determinação de q_c/N_{SPT} para $D_{50} = 0.56$ mm através da correlação de Burland & Burbidge.

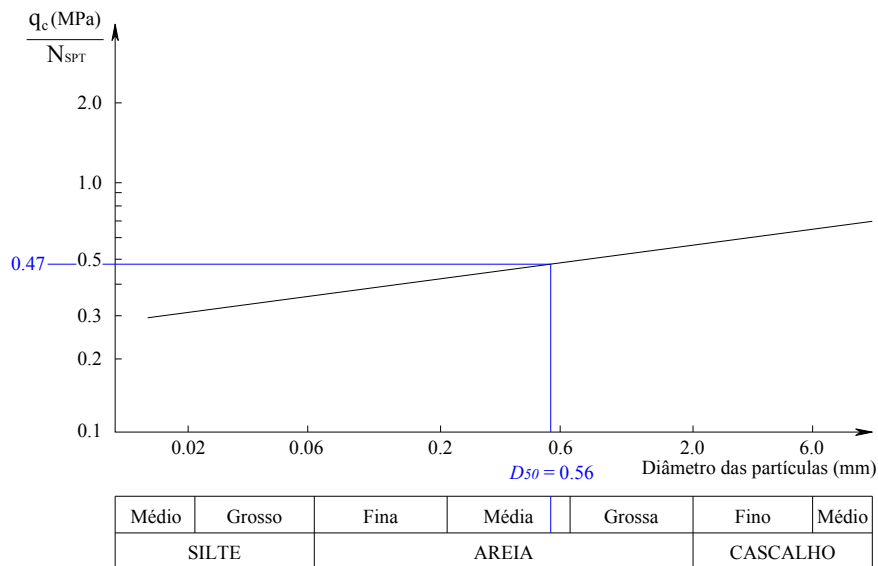


Figura 3.16 – Determinação de q_c/N_{SPT} para $D_{50} = 0.56$ mm através da correlação de Folque.

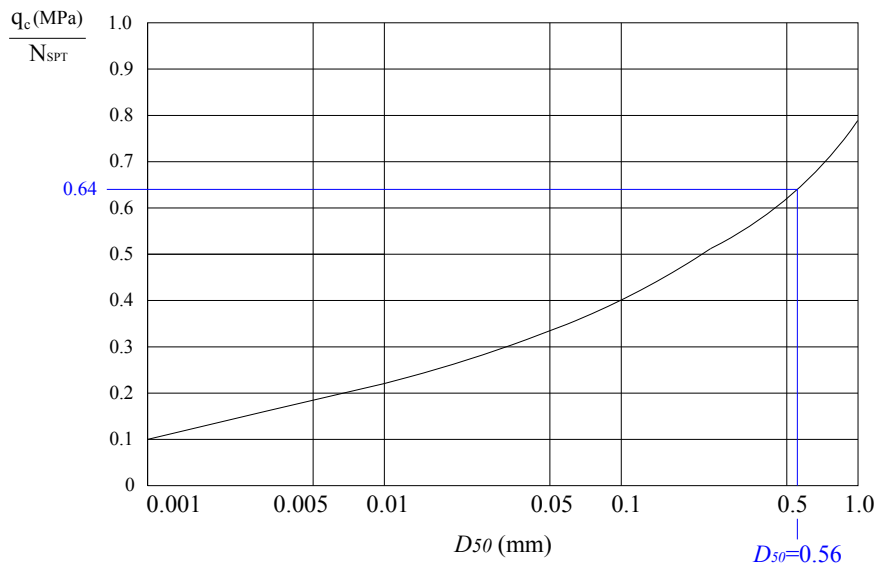


Figura 3.17 – Determinação de q_c/N_{SPT} para $D_{50} = 0.56$ mm através da correlação de Robertson & Campanella.

Depois de efectuadas as três correlações, sintetizou-se a informação correspondente no Quadro 3.13.

Quadro 3.13 – Valor da relação q_c/N_{SPT} para $D_{50} = 0.56$ mm segundo várias propostas.

$q_c(\text{MPa})/N_{SPT} (D_{50} = 0.56 \text{ mm})$						
Burland & Burbidge (1985)				Folque (1986)	Robertson & Campanella (1983)	Média
Ajuste inferior	Ajuste intermédio	Ajuste superior	Média dos três ajustes			
0.41	0.76	1.25	0.81	0.47	0.64	0.64

A interpretação dos resultados que constam do Quadro 3.13 obriga, antes de mais, a salientar um aspecto que em boa verdade não resulta directamente desse quadro, é antes consequência das correlações utilizadas para o cálculo dos valores aí contidos. Tal aspecto tem a ver com o facto de a proposta de Burland & Burbidge, por prever três ajustes, conduzir à definição de um intervalo para o valor da relação q_c/N_{SPT} , enquanto as outras propostas se limitam a fornecer um único valor. Este facto, mesmo que de forma involuntária, orientou a análise dos resultados, pois aquele intervalo passou a constituir a referência que possibilitou enquadrar e confrontar os resultados provenientes das restantes correlações.

Dessa forma, situando os valores das propostas de Folque e de Robertson & Campanella no intervalo definido pela correlação de Burland & Burbidge, conclui-se, efectivamente, que aqueles estão contidos neste intervalo, o que por si só não permite concluir nada de relevante devido à grande amplitude do mesmo. Contudo, observa-se que aqueles valores se encontram numa zona particular, concretamente, entre o ajuste inferior e o ajuste intermédio daquela proposta, podendo encarar-se este facto como uma medida da consonância entre esses valores.

Continuando a análise, conclui-se que a correlação de Folque fornece o menor valor para a relação q_c/N_{SPT} , seguindo-se a de Robertson & Campanella e, por fim, a de Burland & Burbidge, considerando a média dos três ajustes que, devido à escala logarítmica, é superior ao valor obtido pelo ajuste intermédio.

Considerando então como resultado da correlação de Burland & Burbidge a média dos três ajustes, e acrescentando os dois resultados das restantes correlações, tem-se, portanto, três valores para definir a relação q_c/N_{SPT} . Na impossibilidade de saber qual a correlação mais representativa das condições reais, decidiu-se adoptar o valor médio, resultando $q_c/N_{SPT} = 0.64$.

Voltando à Expressão (3.5), é então possível exprimir o valor de q_c em função de N_{SPT} , resultando:

$$E = \alpha \times 0.64 \cdot N_{SPT} \quad (3.12)$$

Por fim, há que definir o valor de α para determinar o módulo de deformabilidade. Com base no trabalho de Viana da Fonseca (1996) adoptou-se o valor de 3.5, obtendo-se:

$$E = 2.24 \cdot N_{SPT} \quad (3.13)$$

sendo os valores de N_{SPT} a utilizar nesta expressão os obtidos directamente da execução dos ensaios, portanto, não corrigidos.

Os três quadros que se seguem consistem na estimativa de E com base na Expressão (3.13), a partir dos resultados dos ensaios SPT e DPSH. Como já foi indicado, a interpretação dos valores dos ensaios DPSH foi realizada através da conversão em valores do ensaio SPT através da relação $N_{SPT} = 1.0 N_{DPSH}$.

Quadro 3.14 – Determinação de E a partir dos resultados de SPT5, SPT6 e SPT7.

Prof. (m)	SPT5			SPT6			SPT7		
	N_{SPT}	q_c (MPa)	E (MPa)	N_{SPT}	q_c (MPa)	E (MPa)	N_{SPT}	q_c (MPa)	E (MPa)
1.5	11	7.0	24.6	9	5.8	20.2	-	-	-
3.0	41	26.2	91.8	16	10.2	35.8	-	-	-
4.5	60	38.4	134.4	27	17.3	60.5	-	-	-
6.0	60	38.4	134.4	60	38.4	134.4	-	-	-
7.5	60	38.4	134.4	52	33.3	116.5	-	-	-
9.0	60	38.4	134.4	60	38.4	134.4	-	-	-
10.5	-	-	-	60	38.4	134.4	-	-	-
12.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Quadro 3.15 – Determinação de E a partir dos resultados de SPT8, SPT9 e SPT10.

Prof. (m)	SPT8			SPT9			SPT10		
	N_{SPT}	q_c (MPa)	E (MPa)	N_{SPT}	q_c (MPa)	E (MPa)	N_{SPT}	q_c (MPa)	E (MPa)
1.5	19	12.2	42.6	9	5.8	20.2	12	7.7	26.9
3.0	24	15.4	53.8	14	9.0	31.4	17	10.9	38.1
4.5	18	11.5	40.3	-	-	-	50	32.0	112.0
6.0	22	14.1	49.3	-	-	-	45	28.8	100.8
7.5	-	-	-	-	-	-	60	38.4	134.4
9.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Quadro 3.16 – Determinação de E a partir dos resultados de DPSH2 e DPSH3.

Prof. (m)	DPSH2			DPSH3		
	N_{SPT}	q_c (MPa)	E (MPa)	N_{SPT}	q_c (MPa)	E (MPa)
0.2	3	1.9	6.7	2	1.3	4.5
0.4	4	2.6	9.0	4	2.6	9.0
0.6	5	3.2	11.2	10	6.4	22.4
0.8	6	3.8	13.4	10	6.4	22.4
1.0	6	3.8	13.4	100	-	-
1.2	6	3.8	13.4	-	-	-
1.4	5	3.2	11.2	-	-	-
1.6	6	3.8	13.4	-	-	-
1.8	5	3.2	11.2	-	-	-
2.0	5	3.2	11.2	-	-	-
2.2	3	1.9	6.7	-	-	-
2.4	11	7.0	24.6	-	-	-
2.6	10	6.4	22.4	-	-	-
2.8	17	10.9	38.1	-	-	-
3.0	100	-	-	-	-	-

Por fim, salienta-se um aspecto subjacente ao processo utilizado na determinação do módulo de deformabilidade. Como por várias ocasiões já foi referido, a profundidade máxima de recolha de amostras foi de 3.3 m. Ora, como com certeza não terá passado despercebido ao leitor, as conclusões obtidas com base nessas amostras foram estendidas ao cálculo do módulo de deformabilidade de horizontes inferiores.

É indiscutível que seria preferível dispor de amostras colhidas a profundidades superiores, mas recolocando a questão no plano dos resultados disponíveis e não dos eventualmente desejáveis, verifica-se que aquele comportamento não é negligente, na verdade, chega até a ser bastante prudente.

Neste trabalho a variação do módulo de deformabilidade surge como consequência da variação de dois parâmetros:

- q_c ;
- D_{50} .

O primeiro, q_c , foi calculado através de uma correlação com N_{SPT} , não sendo portanto afectado pelas limitações verificadas na determinação de D_{50} no que toca à representatividade das amostras.

Porém, o facto de D_{50} ser considerado exclusivamente a partir de amostras superficiais é um procedimento conservativo, pois, sendo a dimensão das partículas crescente com a profundidade – facto indissociável do menor grau de alteração do maciço – isso repercutir-se-á no crescimento de D_{50} , o que, por seu lado, incrementará a relação q_c/N_{SPT} , consubstanciando-se, por fim, no aumento do valor do módulo de deformabilidade. Conclui-se assim que a avaliação do módulo de deformabilidade dos horizontes mais profundos a partir de parâmetros provenientes de horizontes superficiais fornece resultados que ficam aquém dos reais.

3.6. ZONAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Uma vez identificados os parâmetros de resistência e de deformabilidade a partir dos vários ensaios, interessa dividir o maciço em horizontes com características de resistência e de deformabilidade semelhantes para efeitos de dimensionamento.

Para tal, começou-se por representar os resultados dos vários ensaios em duas figuras distintas, uma relativa aos parâmetros de resistência – Figura 3.18 – e a outra aos de deformabilidade – Figura 3.19.

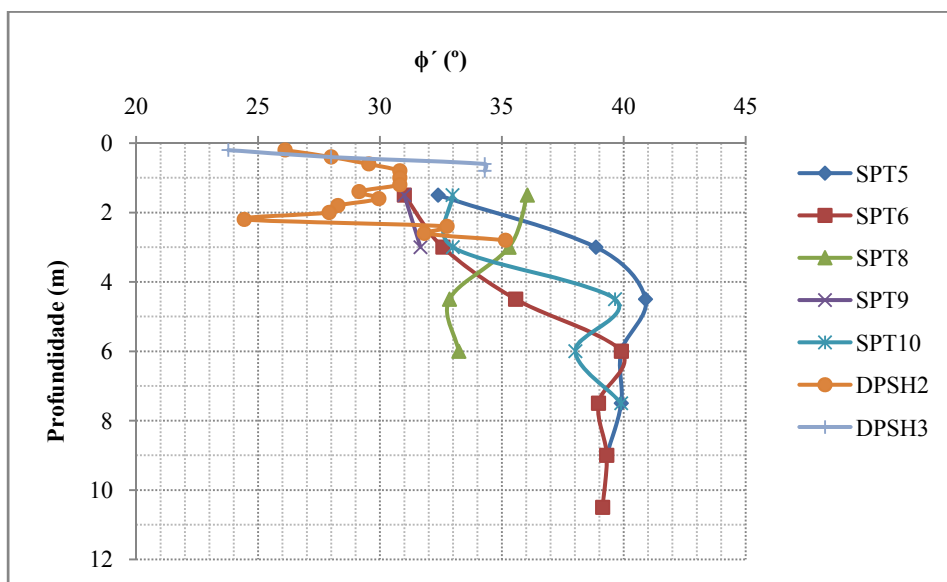


Figura 3.18 – Variação de ϕ' em profundidade.

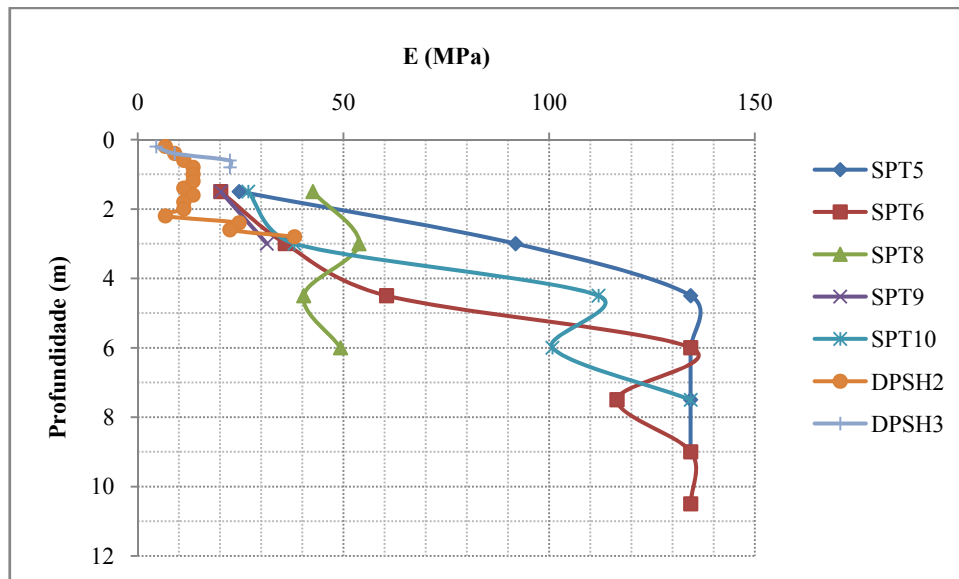


Figura 3.19 – Variação de E em profundidade.

Não fosse o facto de ϕ' ser função de $(N_1)_{SPT}$, enquanto E de N_{SPT} , poder-se-ia dizer que a Figura 3.19 não seria mais do que a Figura 3.18 representada noutra escala. Porém, mesmo tendo presente o efeito que a distinção apontada produz, é possível identificar algumas semelhanças entre aquelas figuras.

Para profundidades menores, sensivelmente até aos 6 m, observa-se uma dispersão muito grande dos resultados. Desta forma, o procedimento que por vezes é habitual observar-se, em que a variação em profundidade dos diversos parâmetros é aproximada com suficiente rigor através de uma lei geral que é função exclusiva de uma variável – a profundidade –, vê-se aqui completamente destituído de sentido, o que, em boa verdade, era já previsível devido à grande extensão da obra.

Para maiores profundidades a dispersão observada é significativamente menor. Como os resultados disponíveis para aquelas profundidades são inferiores aos disponíveis para profundidades menores, é natural que este facto, por si só, conduzisse a uma diminuição da dispersão, observando-se uma certa convergência dos resultados.

A variabilidade observada na profundidade máxima de condução dos diversos ensaios não é mais do que uma medida da variabilidade da profundidade a que ocorre a transição para o maciço rochoso.

Os problemas identificados na correlação entre os resultados do ensaio DPSH com o ensaio SPT não são extensíveis à identificação da transição para o maciço rochoso.

Como se compreende, dado que os ensaios utilizados são direccionados fundamentalmente para caracterizar solos, e uma vez que a obra interessa também a parte rochosa do maciço, poderia surgir um problema associado à respectiva falta de caracterização. No entanto, mais importante até do que definir as características da parte rochosa, será identificar a localização a que ocorre a respectiva transição. De facto, o que aparentemente é a origem do problema, acaba também por ser, em parte, a sua solução. Na verdade, o facto de os ensaios não serem aplicáveis à parte rochosa do maciço, ou que da sua aplicação não seja possível determinar parâmetros, pode ser encarado como uma medida da elevada resistência e baixa deformabilidade do material, levando a concluir que não será a parte rochosa a condicionar o dimensionamento.

Com base na Figura 3.18, na Figura 3.19 e no relatório geológico-geotécnico que foi cedido para a execução deste trabalho, procedeu-se então à definição dos horizontes geológico-geotécnicos, que estão resumidos no Quadro 3.17. Posto isto, resta referir que essa definição foi elaborada essencialmente em função de N_{SPT} .

Quadro 3.17 – Descrição dos vários horizontes geológico-geotécnicos.

Horizontes geológico-geotécnicos	Formações intersectadas	Descrição
G1	Aterros e solos muito soltos	Praticamente toda a área do terreno interessada pela obra apresenta um horizonte superficial de aterros e solos pouco compactos, por vezes recobertos por pavimentos relacionados com o desenvolvimento das urbanizações e das infra-estruturas viárias. Com espessura variável – mínima de 0.5 m (SPT7) e máxima de 10 m (no local da sondagem SPT1) – este horizonte é predominantemente constituído por solos de origem granítica (saibros) com pedras e blocos, em algumas zonas recobertos por terra vegetal. Apresenta como resultados típicos valores de $N_{SPT} < 20$.
G2	Solos residuais graníticos medianamente compactos a compactos	Inferiormente ao horizonte de terrenos pouco compactos referidos no ponto anterior encontra-se um nível de solos residuais graníticos de compactidade média. Dos cinco horizontes geológicos identificados este é o que apresenta menor espessura, geralmente variável entre 1 e 2 m (nos locais dos ensaios SPT7, SPT9 e SPT10), podendo ser noutros locais menos possante (quase inexistente). Apresenta como típicos os valores de $20 < N_{SPT} < 50$.
G3	Solos residuais graníticos muito compactos a maciço granítico descomposto (W5)	Sob os horizontes geotécnicos antes descritos ocorrem solos residuais compactos a muito compactos, com nega na segunda fase do ensaio SPT, ou seja, extrapolando, com $60 < N_{SPT} < 120$. A espessura deste horizonte é muito irregular, não tendo sido identificado na sondagem SPT8.
G4	Maciço granítico alterado (W4)	Material granítico alterado a que corresponde uma nega de SPT na primeira fase, logo, com $N_{SPT} > 120$. É um material com pouca expressão, tendo sido identificado apenas na zona das sondagens SPT5 e SPT6.
G5	Maciço granítico medianamente alterado (W3)	O terreno com carácter rochoso é de natureza granítica, evidenciando diminuição do grau de alteração e de fracturação em profundidade, sendo geralmente medianamente alterado. Exibe valores da percentagem de recuperação entre 80 e 100% e índice RQD entre 40 e 100%. O maciço granítico foi intersectado a profundidades muito variáveis. Como profundidade máxima registou-se o valor de 12 m obtido no local de realização da sondagem SPT6, enquanto para a profundidade mínima o valor de aproximadamente 2 m, resultante da sondagem SPT7. É de notar ainda que na sondagem SPT5, que atingiu a profundidade de 15 m, não foi identificado o maciço rochoso.

Na Figura 3.20 representa-se em corte longitudinal os vários horizontes geológico-geotécnicos que constituem o maciço. É também possível observar a posição da rasante e os horizontes que esta intercepta, assim como a localização das sondagens SPT. Devido à sua dimensão poder não facilitar a percepção de alguns detalhes, uma versão de maiores dimensões é disponibilizada no Anexo A3.

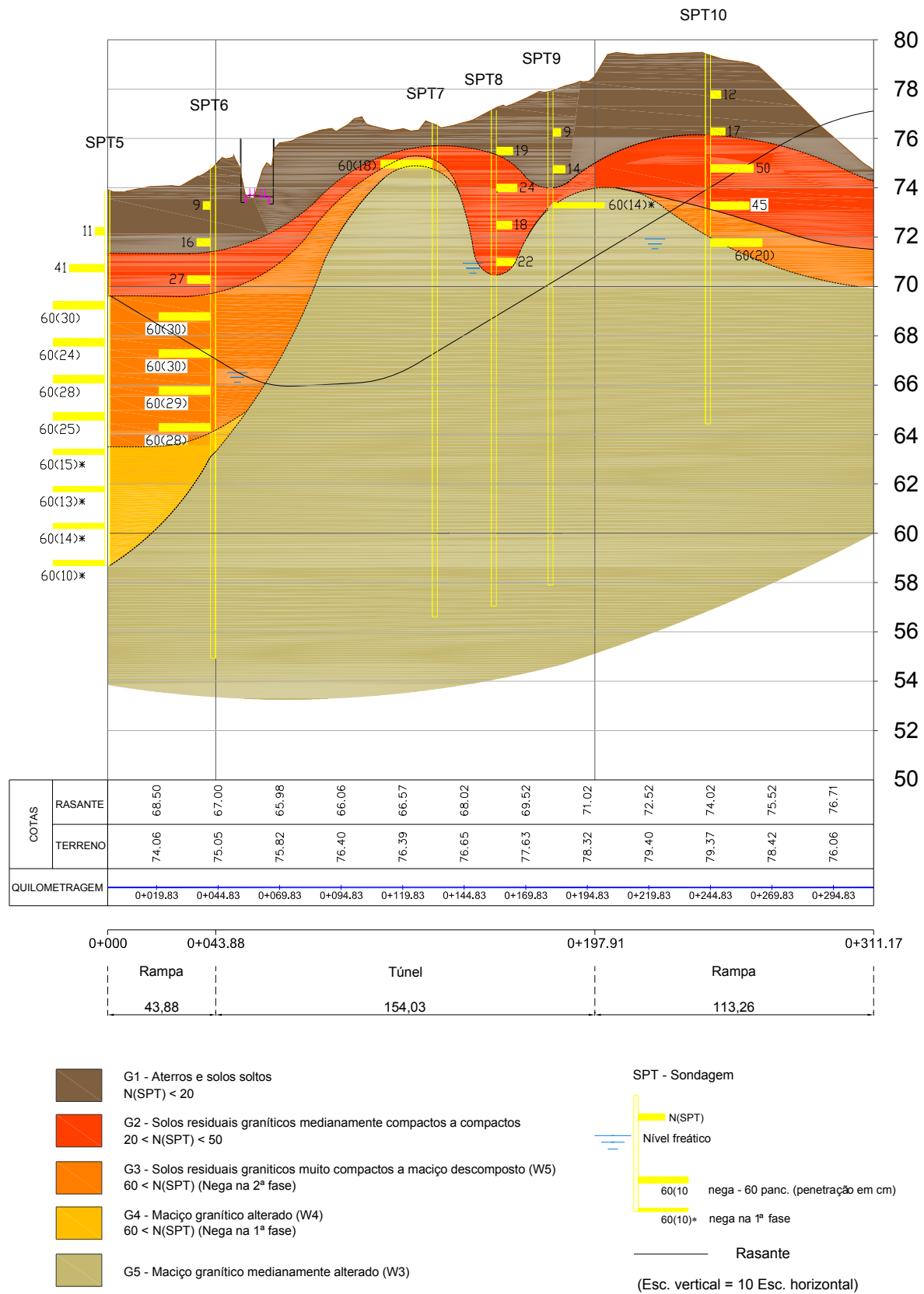


Figura 3.20 – Corte geológico-geotécnico longitudinal.

A Figura 3.20 evidencia o que já era perceptível através da análise dos resultados dos ensaios *in situ*, ou seja, a forte heterogeneidade na constituição do maciço. Repare-se que é na zona central, onde será construído o túnel, e portanto onde a escavação atingirá maiores profundidades, que o horizonte rochoso aparece mais próximo da superfície.

No Quadro 3.18 encontram-se as características mais relevantes consideradas para cada horizonte. O peso volúmico, não havendo informação acerca do seu valor, foi arbitrado com base em casos semelhantes. Por seu lado, o valor do ângulo de atrito e do módulo de deformabilidade são o corolário do processo que tem vindo a ser exposto no decurso deste capítulo.

Quadro 3.18 – Características dos vários horizontes geológico-geotécnicos.

Horizontes geológico-geotécnicos	Formações intersectadas	N _{SPT}	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	E (MPa)
G1	Aterros e solos muito soltos	< 20	18	30	20
G2	Solos residuais graníticos medianamente compactos a compactos	20 - 50	20	32	50
G3	Solos residuais graníticos muito compactos a maciço descomposto (W5)	> 60 (Nega na 2ª fase)	22	35	100
G4	Maciço granítico alterado (W4)	> 60 (Nega na 1ª fase)	23	38	200
G5	Maciço granítico medianamente alterado (W3)	(Não se aplica)	25	42	2000

4

ZONAMENTO

Como passo fundamental que antecede a selecção e o consequente dimensionamento das várias soluções estruturais a adoptar ao longo da via, encontra-se a sua divisão em troços que possam ser considerados uniformes para tal efeito.

Essa divisão compreende aspectos de vária ordem:

- geológico-geotécnicos;
- geométricos;
- acções;
- comportamento em serviço;
- tipologia.

Com o objectivo de aclarar os conceitos enunciados, começa-se por especificar o referido em último lugar. A tipologia remete para a divisão que é inevitável estabelecer entre a zona da via que será concretizada em túnel das restantes. O comportamento em serviço resulta da presumível necessidade de controlar as deformações induzidas às estruturas e infra-estruturas vizinhas da obra; as acções, pela repercussão que terão na definição das soluções a adoptar. E, claro, os aspectos geométricos, quer da via, quer da posição da cota do maciço, assim como os de índole geológico-geotécnica, pela variação que apresentam, influenciarão significativamente as soluções a prever.

É evidente que os aspectos apontados não podem ser encarados separadamente. Na verdade, são relacionáveis. Repare-se, a título exemplificativo, que o aumento da profundidade da rasante fará com que sejam interessados solos com características distintas. O referido aumento implicará, paralelamente, um incremento da acção exercida pelo solo que, por seu turno, tornará desadequada a solução de contenção adoptada para profundidades menores. Se se admitir ainda que se passa de uma zona isolada para uma em que existem edifícios nas imediatas proximidades da obra, o controlo do desempenho da estrutura, ou seja, o controlo de deformações passa a influenciar a escolha da solução a adoptar ou, pelo menos, o seu dimensionamento.

Como se viu, existem vários aspectos a ter em conta quando se pretende adoptar soluções estruturais para uma via com a complexidade da que é objecto deste trabalho, e que os seus efeitos, muitas vezes, estão associados, exigindo, portanto, uma consideração conjunta no dimensionamento.

No entanto, para simplificar o processo, os factores anteriormente identificados não foram considerados simultaneamente. Assim, numa primeira fase, atendeu-se apenas aos aspectos de ordem geológico-geotécnica, geométrica e tipológica para efectuar a referida divisão. Os aspectos relativos às

acções e ao comportamento em serviço, devido à sua especificidade, serão objecto de tratamento posterior.

Dado que alguns dos aspectos considerados experimentam uma variação contínua ao longo da extensão da via, como por exemplo a profundidade da rasante, poder-se-ia ter, em função da precisão pretendida, um número variável de divisões, sendo este, portanto, um processo que não tem solução única, onde a sensibilidade assume um papel relevante na busca do justo compromisso entre segurança, economia e desempenho. Desta forma, procurando especificar um pouco, a variação da ordem de 1 m na cota do terreno, da rasante ou da posição de um horizonte geotécnico interessado pela obra, constituiu razão para efectuar uma nova divisão da via.

O critério adoptado procurou, por um lado, maximizar a extensão dos troços, de forma a minimizar a sua quantidade, sem que da consequente uniformização das características resultasse a negligência de aspectos pontuais que pudessem ser condicionantes para efeitos de dimensionamento. Consideraram-se, por isso, as situações mais desfavoráveis verificadas em cada troço, como sejam a profundidade máxima da base de escavação e os parâmetros de resistência e deformabilidade mínimos. Por outro lado, que da caracterização de cada troço em função dos aspectos mais adversos que aí se observam, não resultem soluções anti-económicas.

Assim, para cada divisão efectuada, deve considerar-se que os diversos aspectos mencionados são suficientemente uniformes para que possam ser considerados constantes. De forma a organizar e a sintetizar a informação resultante de cada divisão, recorreu-se à elaboração de um perfil transversal, por divisão, representativo das condições aí verificadas. Na totalidade foram definidos 26 perfis transversais que podem ser consultados no Anexo A5. A título exemplificativo, reproduz-se na Figura 4.1 um perfil, concretamente o Perfil Transversal 1.

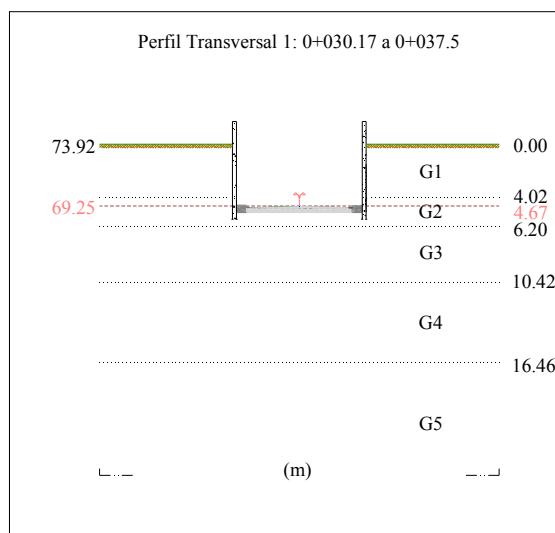


Figura 4.1 – Exemplo de um perfil transversal.

Os perfis transversais exibem do lado esquerdo a cota do terreno e da rasante, enquanto do lado direito poderá ser obtida informação relativa à profundidade a que ocorre a transição entre horizontes geológico-geotécnicos, bem como a profundidade da rasante que, obviamente, não é mais do que a diferença entre os dois primeiros valores.

Os perfis foram definidos de forma sequencial, no sentido Sul-Norte (ver Figura 2.1). A razão de ao Perfil Transversal 1 estar associada a informação complementar – 0+30.17 a 0+37.5 – e não, como

talvez fosse expectável, – 0+00.0 a 0+7.33 – justifica-se da mesma forma que se justificou a designação das sondagens SPT, ou seja, pelo facto de esta ser apenas uma das obras previstas para aquela zona, conduziu a que a referência fosse global, e não particular para obra em causa. A alteração da designação dos perfis transversais, como se imaginará, não levantaria qualquer problema, até porque foram realizados exclusivamente para este trabalho. No entanto, pretendeu-se, também aqui evitar quaisquer confusões na coordenação entre os perfis transversais e o perfil longitudinal ou a planta, que estão referenciados de uma forma global e que constituíram a base para a elaboração dos perfis transversais.

5

**ANÁLISE COMPARATIVA DE
SOLUÇÕES ESTRUTURAIS****5.1. INTRODUÇÃO**

O facto de a rasante da via em estudo, ao longo da sua extensão, atingir cotas compreendidas entre os 2 m acima da superfície do terreno até valores da ordem dos 11 m de profundidade conduzirá, necessariamente, à adopção de soluções estruturais distintas ao longo da mesma. Assim, e como primeira distinção, surgem os troços descobertos – as rampas de acesso ao túnel – e o troço coberto – o túnel.

Uma vez que a maior variação da cota da rasante ocorre nas rampas de acesso, proceder-se-á ainda à subdivisão destas em zonas diferenciadas no que respeita à consideração de soluções estruturais. Porém, para o túnel, ao longo de todo o seu desenvolvimento recorrer-se-á unicamente a um tipo solução.

Neste capítulo são enumeradas várias soluções estruturais frequentemente adoptadas enquanto estruturas de suporte de terras, descrevendo-se, de uma forma breve, o respectivo funcionamento estrutural e o processo construtivo, com o objectivo de constituir um conjunto de opções que permita seleccionar as soluções a adoptar na execução do túnel e das rampas de acesso. Desta forma, para além da referida enumeração, posteriormente procede-se a uma análise comparativa, procurando-se, na perspectiva desta obra, evidenciar vantagens e inconvenientes associados a cada opção.

5.2. ALGUMAS SOLUÇÕES DE ESTRUTURAS DE SUPORTE DE TERRAS**5.2.1. PAREDES MOLDADAS DE BETÃO ARMADO**

As paredes moldadas de betão armado viram a sua aplicação consolidada com a construção do Metropolitano de Milão durante a década de 60 do século passado, sendo actualmente uma solução usual de suporte de terras.

De uma forma sintética, procurando identificar as principais fases da sua construção, pode dizer-se que o processo tem início com a execução dos muros-guia. Estes delimitam a zona a escavar, materializando em planta a geometria da futura parede moldada. A execução propriamente dita das paredes moldadas consiste na colocação da armadura na zona escavada e posterior betonagem, recorrendo-se, regra geral, à alternância sucessiva de painéis primários com painéis secundários, conforme se ilustra na Figura 5.1.

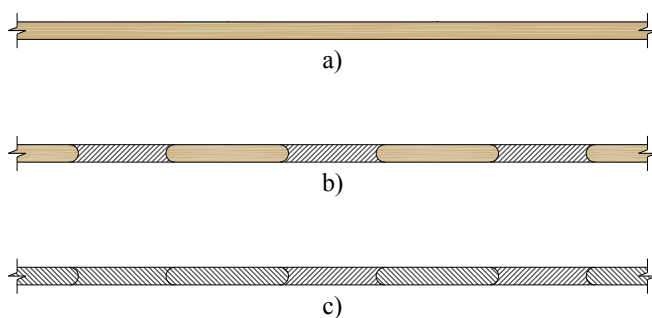


Figura 5.1 – Faseamento construtivo de uma parede moldada de betão armado: a) delimitação da zona a escavar; b) construção dos painéis primários; c) construção dos painéis secundários.

Na Figura 5.2 identificam-se as principais fases em que se decompõe a execução de um painel de uma parede moldada de betão armado.

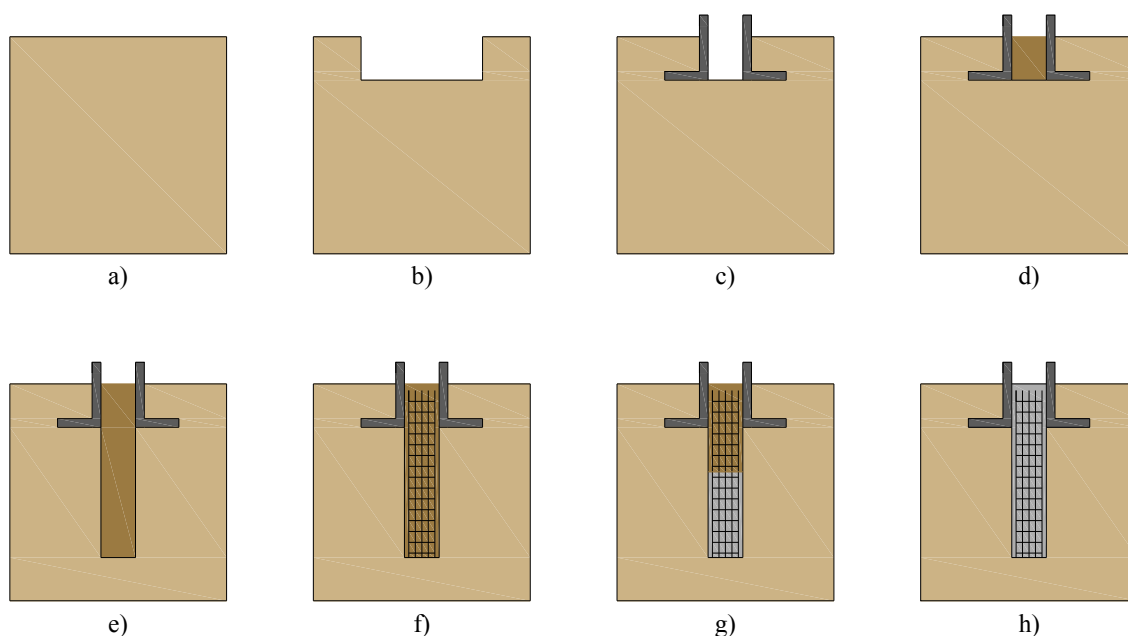


Figura 5.2 – Fases da construção um painel de uma parede moldada de betão armado: a) maciço intacto; b) escavação para execução dos muros-guia; c) execução dos muros-guia e posterior aterro do volume em falta; d) colocação de bentonite na vala; e) escavação; f) colocação da armadura; g) início da betonagem; h) conclusão da betonagem.

Simples em termos conceptuais, a sua execução pode por vezes revelar-se complicada.

Como aspectos que frequentemente estão na origem de problemas associados ao processo construtivo de paredes moldadas de betão armado, destaca-se a execução e a estabilidade da escavação. Devido às dificuldades referidas se verificarem em solos de características distintas, a sua coexistência não é comum. De facto, dificuldades resultantes da escavação ocorrem em terrenos de resistência considerável onde, conseqüentemente, a estabilidade da escavação não é condicionante. Por seu lado, terrenos brandos não oferecem dificuldade à progressão da escavação mas podem, muitas vezes, requerer cuidados com a sua estabilização.

Sendo inicialmente adoptadas apenas em terrenos brandos, a escavação era realizada com recurso a um balde de maxilas. Com o desenvolvimento da técnica utilizada na sua execução, existe actualmente equipamento que permite realizá-las em maciços mais resistentes, de que é exemplo máximo a hidrofresa.

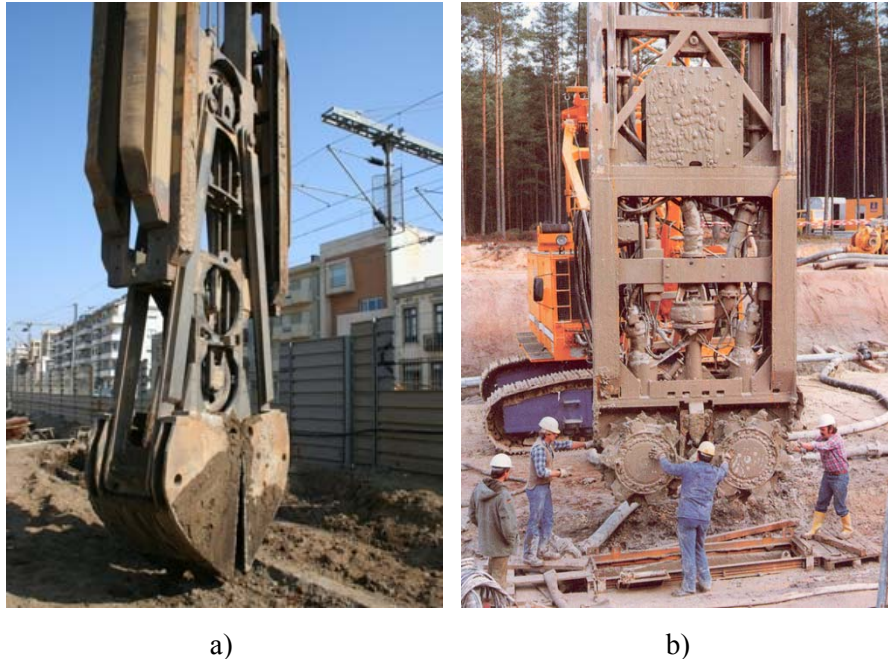


Figura 5.3 – Equipamentos utilizados na escavação das valas para construção de paredes moldadas:

a) balde de maxilas – rebaixamento da linha de Espinho, 2007; b) hidrofresa.

Estando então ultrapassada a questão relacionada com a exequibilidade da escavação, existindo uma vasta gama de equipamentos que permite executá-las num conjunto abrangente de terrenos, resta abordar o processo habitualmente utilizado quando surgem problemas associados à estabilização daquela.

O processo passa pelo recurso a lamas bentoníticas que, quando colocadas no interior da vala, exercem uma pressão nas paredes desta, contribuindo assim para sua estabilização.



Figura 5.4 – Utilização de lamas bentoníticas na contenção de uma vala – Rebaixamento da linha de Espinho, 2007.

A utilização de misturas aquosas de bentonite requer equipamentos e instalações próprias, devendo ser preparadas através de meios mecânicos e armazenadas em tanques com capacidade suficiente, de forma a dispor da quantidade necessária para escavar e proceder à sua substituição.



Figura 5.5 – Central de tratamento de lamas bentoníticas – Rebaixamento da linha de Espinho, 2007.

Existem ainda cuidados essenciais a observar para que a bentonite exerça a função de contenção esperada, sendo necessário garantir que parâmetros como a densidade, a viscosidade e o pH se situem dentro de certos intervalos, exigindo portanto, uma monitorização contínua. Com esse objectivo, a bentonite circula continuamente entre a escavação e a central de forma a remover areias em suspensão.

5.2.2. CORTINAS DE ESTACAS MOLDADAS

Para além de serem utilizadas como elemento de fundação de estruturas, sendo actualmente a solução mais utilizada para concretizar fundações indirectas, as estacas moldadas são amplamente usadas sob a forma de cortinas como elemento de contenção periférica.

Constituem uma alternativa rápida e relativamente económica, particularmente indicada para permitir realizar escavações profundas em maciços de características geotécnicas razoáveis.



Figura 5.6 – Cortina de estacas espaçadas multiapoiada – Biblioteca central e arquivo municipal de Lisboa, 2007.

Em função do espaçamento adoptado entre estacas, surgem três tipos de cortinas, conforme se esquematiza na Figura 5.7:

- cortina de estacas espaçadas;
- cortina de estacas tangentes;
- cortinas de estacas secantes.

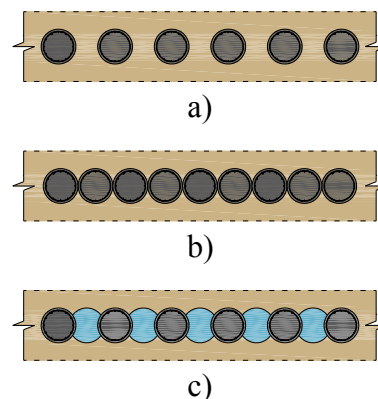


Figura 5.7 – Vários tipos de cortinas de estacas moldadas (em planta): a) espaçadas; b) tangentes; c) secantes.

É de notar que em *a)* e *b)* desta figura todas as estacas são estruturais. Por seu lado, em *c)*, há estacas primárias (a azul) – não estruturais – e estacas secundárias (a cinzento) – estruturais.

Para além da distinção que foi estabelecida em função do espaçamento entre estacas, existe também, tal como em outras estruturas de suporte de terras, a distinção que resulta das diferentes condições de apoio:

- cortinas autoportantes;
- cortinas monoapoiadas;
- cortinas multiapoiadas.

5.2.3. CORTINAS TIPO BERLIM

As cortinas de contenção tipo Berlim tiveram origem na construção do Metropolitano de Berlim no ano de 1900, sendo então utilizadas unicamente como estruturas de contenção provisória.

Segundo Wittke (1997), citado por Guerra (1999), surgiram como alternativa às cortinas de estacas-pranchas, não pelo seu inadequado ou ineficiente comportamento em serviço, mas antes por aspectos inerentes ao processo construtivo, mais concretamente pelas nefastas consequências que as vibrações resultantes da sua cravação produziam nos edifícios vizinhos.

Posteriormente, e com base na solução de origem, observaram-se algumas alterações que conduziram à sua adopção enquanto estrutura de contenção definitiva, tendo passado a constituir uma opção corrente para realizar escavações de face vertical em meio urbano.

Pretendendo distinguir as cortinas tipo Berlim provisórias das definitivas referem-se as considerações elaboradas por Guerra (1999) a esse propósito.

“Nas cortinas tipo Berlim provisórias, os elementos verticais, perfis metálicos com secção transversal em forma de H ou I, colocados – eventualmente por cravação – com os banzos paralelamente à parede escavada, garantem a absorção das pressões do terreno através da sua inércia à flexão, função para a qual este tipo de perfil é particularmente competente, quando colocado da forma indicada. A disposição dos perfis facilita, sob o ponto de vista construtivo, a colocação entre eles de pranchas de madeira, que permitem transmitir-lhes a totalidade das pressões do terreno suportado. A utilização das cortinas tipo Berlim provisória, em especial quando associada a ancoragens pré-esforçadas, permite a realização de escavações de grande profundidade”.

“Nas estruturas de contenção tipo Berlim definitivas, procede-se à instalação prévia de perfis verticais em furos realizados na periferia da área a escavar e em que a escavação é conduzida por níveis e acompanhada da execução alternada de painéis de betão armado, primários – executados em primeiro lugar – e secundários – executados após os primários. A estabilidade e a manutenção de deformações compatíveis com o meio envolvente são asseguradas normalmente por ancoragens pré-esforçadas, seladas no terreno. A betonagem dos painéis vai, assim, sendo realizada de cima para baixo, isto é, executando em primeiro lugar os painéis mais superficiais, ficando os perfis metálicos verticais incorporados na parede”.

Ainda a propósito de divergências que se verificam naqueles subtipos, e de acordo com o autor citado, releva-se que nas estruturas de contenção tipo Berlim definitivas, contrariamente às estruturas de contenção tipo Berlim provisórias, os perfis verticais não são contabilizados como elementos conferindo rigidez por flexão à parede de contenção, uma vez que esta função é conseguida através do elemento betão armado, betonado no local, que possui rigidez à flexão consideravelmente superior. A função dos perfis verticais é, assim, a da transmissão das cargas verticais que provêm do peso próprio

da parede de betão e da habitualmente forte componente vertical das forças nas ancoragens, não sendo usualmente considerada no dimensionamento qualquer função de absorção de momentos flectores.



Figura 5.8 – Cortina tipo Berlim provisória ancorada (Guerra, 1999).



Figura 5.9 – Cortina tipo Berlim definitiva (www.digger.gr, 2008).

5.3. PROPOSTAS DE SOLUÇÕES ESTRUTURAIS A ADOPTAR

A abordagem de várias hipóteses para cada zona possibilitará efectuar uma análise comparativa. Essa análise centrar-se-á, por um lado, na avaliação dos impactos que resultam do processo construtivo, ou seja, da implantação da estrutura, por outro, na avaliação do desempenho que é expectável que a estrutura demonstre durante o seu tempo útil de vida.

A acompanhar as soluções que se discutem nos pontos subsequentes encontram-se algumas ilustrações. É de notar que eventuais interpretações das mesmas enquanto soluções finais serão inadequadas. Na realidade, nesta fase do trabalho, não é possível ainda precisar parâmetros, como por exemplo o número de níveis de ancoragens a adoptar, o espaçamento entre perfis verticais, o valor da ficha das cortinas, entre muitos outros. Assim, pretende-se apenas auxiliar a percepção das estruturas

em termos de concepção e faseamento construtivo. Aspectos de pormenor serão abordados apenas para as hipóteses adoptadas quando, em capítulo próprio, se proceder ao seu dimensionamento.

5.3.1. RAMPAS DE ACESSO AO TÚNEL

Conforme é possível observar nos perfis transversais que constam do Anexo A5, a rasante da rampa Sul apresenta uma profundidade mínima de 4.67 m e máxima de 7.89 m. Por seu lado, na rampa Norte, observa-se uma variação mais acentuada. A rasante inicia-se à profundidade de 7.33 m (à saída do túnel), apresentando, numa zona próxima da extremidade final, uma cota superior em 2.06 m à superfície do terreno, obrigando à realização de um aterro, que não será objecto de estudo deste trabalho.

Assim, para profundidades pequenas, parece adequado prever como solução estrutural muros de suporte de gravidade de betão armado. Pelo facto de a profundidade mínima da rasante na rampa Sul ser de 4.67 m, provavelmente, esta solução será adoptada apenas na rampa Norte.

Para as zonas em que a profundidade de escavação seja superior, o recurso a muros de suporte de gravidade de betão armado torna-se desadequado, havendo necessidade de recorrer a cortinas autoportantes, e mesmo a cortinas monoapoiadas, uma vez que aquelas são frequentemente adoptadas até alturas de escavação da ordem dos 5 m, verificando-se, no caso em apreço, profundidades de escavação da ordem dos 8 m nas zonas de transição das rampas para o túnel.

Associada à utilização de cortinas monoapoiadas, caso se recorra a escoras para materializar o apoio, surge a necessidade de garantir o *gabarit* mínimo imposto pelo projecto, que neste caso é de 5 m. Contudo, esse problema está em boa medida resolvido à partida pelas circunstâncias que conduzem à necessidade de prever soluções monoapoiadas, isto é, alturas de escavação significativas, que na maior parte das vezes contemplam uma margem suficiente para instalar as escoras e assegurar o respeito daquele parâmetro.

Sendo previstas para as maiores profundidades das rampas de acesso ao túnel cortinas autoportantes e monoapoiadas, há que decidir qual o processo construtivo a adoptar. Do conjunto de soluções identificadas anteriormente, o recurso quer a paredes moldadas de betão armado, quer a estacas moldadas de betão armado, afigura-se, em termos funcionais, uma solução viável.

Resumindo, para as rampas de acesso prevêem-se, em função da profundidade de escavação crescente, três soluções distintas:

- muros de suporte de gravidade de betão armado;
- cortinas autoportantes de betão armado;
- cortinas monoapoiadas de betão armado.

5.3.2. TÚNEL

As soluções estruturais preconizadas para as rampas de acesso, quer pela sua relativa simplicidade de execução, quer pela sua adopção frequente e continuada em obras de Engenharia Civil, permitiram acumular e consolidar conhecimento no que respeita à sua concepção e, de alguma forma, sistematizar aspectos relativos ao processo construtivo, podendo considerar-se actualmente e à luz do exposto, soluções comuns, tendo por isso um processo construtivo relativamente padronizado.

Por seu lado, a execução de um túnel *cut-and-cover*, por ser uma obra menos vulgar e intrinsecamente mais complexa, justifica equacionar à partida soluções distintas em termos conceptuais e obter, a partir de cada solução, por alteração de aspectos pontuais, variantes à solução de origem.

Como hipótese de partida equacionou-se a possibilidade de integrar o método utilizado na execução das cortinas das rampas de acesso ao túnel no processo construtivo deste. Desta forma, a utilização do mesmo processo poderá conduzir a uma menor mobilização de recursos. Assim, chega-se a uma solução em que as paredes do túnel são constituídas por estacas moldadas, a que posteriormente se acrescentará uma laje de cobertura e uma laje de fundo, respectivamente, conforme se ilustra na Figura 5.10.

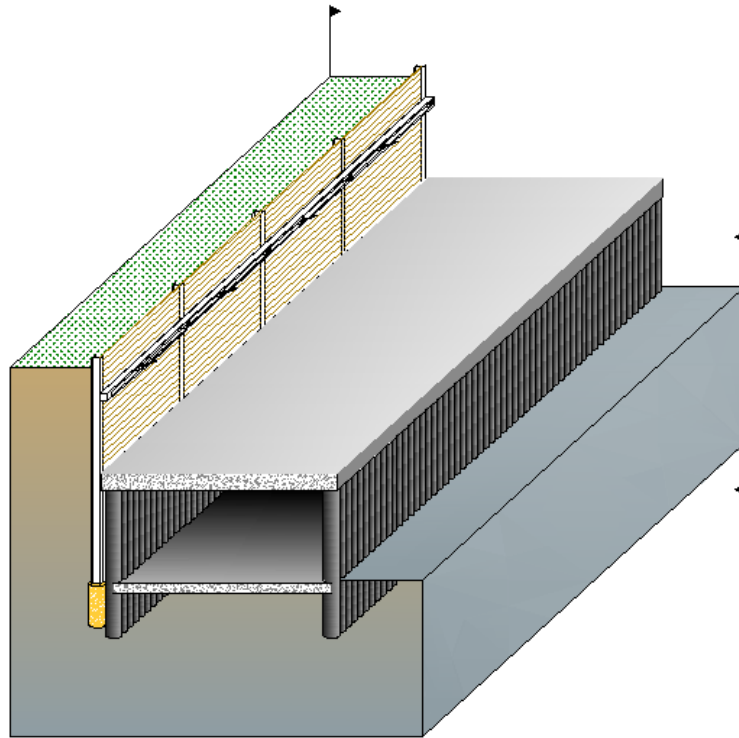


Figura 5.10 – Aspecto tridimensional de um troço do túnel.

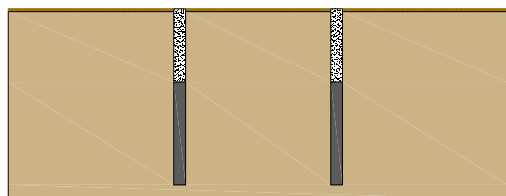
De imediato surgem duas hipóteses possíveis, isto é, pode executar-se as paredes do túnel com cortinas de estacas espaçadas ou secantes.

Como se observa na Figura 5.10, será também necessário adoptar uma estrutura de contenção provisória. Ora, os apoios das cortinas provisórias poderão ser materializados com escoras ou ancoragens.

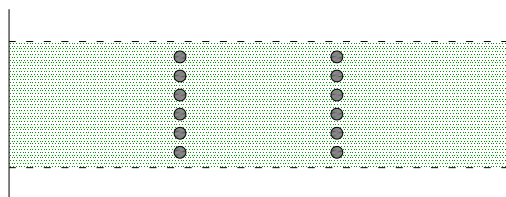
Portanto, considerando simultaneamente a dicotomia identificada para a construção das paredes e as opções referidas para executar a estrutura de contenção, contam-se já quatro opções distintas.

Concretamente, das quatro hipóteses possíveis, a Figura 5.10 ilustra aquela em que as paredes do túnel são materializadas através de cortinas de estacas moldadas secantes e em que o apoio da estrutura de contenção provisória é conseguido através de ancoragens. O faseamento construtivo desta solução encontra-se representado nas próximas figuras. Cada figura corresponde a uma fase distinta representada por duas vistas diferentes – a) corte transversal; b) planta.

Basicamente, o processo construtivo consiste na execução das estacas até uma cota ligeiramente superior à da laje de cobertura de forma a conferir uma margem que permita sanear o betão que eventualmente possa ser afectado por solo. Depois do endurecimento do betão das estacas, preenche-se o espaço compreendido entre o topo destas e a superfície do terreno. Este processo encontra-se ilustrado na Figura 5.11 e na Figura 5.12.

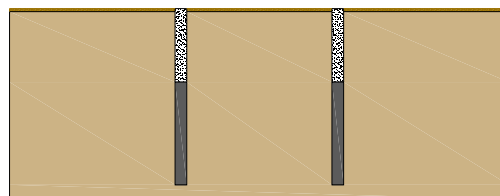


a)

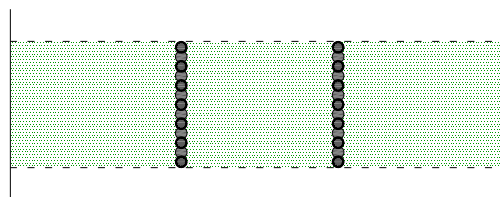


b)

Figura 5.11 – Execução das estacas primárias.



a)

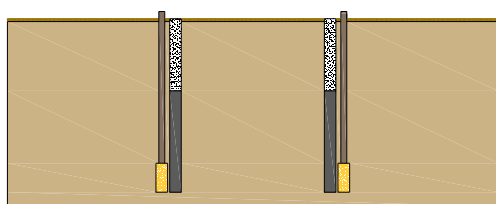


b)

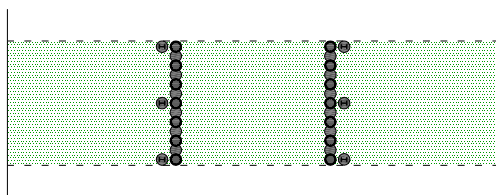
Figura 5.12 – Execução das estacas secundárias.

Após a execução das estacas é necessário prever uma estrutura provisória de contenção que permita efectuar a escavação até uma profundidade ligeiramente superior à do topo das estacas. Para tal, recorre-se à instalação de perfis metálicos, de secção transversal em forma de H, na parte posterior das estacas (relativamente à zona a escavar), que possibilitarão a construção de uma cortina de contenção provisória tipo Berlim de madeira, conforme se indica na Figura 5.13.

A instalação dos perfis metálicos implica a realização de um furo vertical até uma profundidade onde se intercepte um horizonte suficientemente competente para assegurar o equilíbrio da componente vertical do pré-esforço aplicado às ancoragens em fase posterior. Após inserção no furo, os perfis serão selados com uma altura adequada de betão.

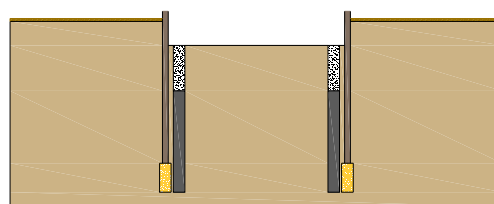


a)

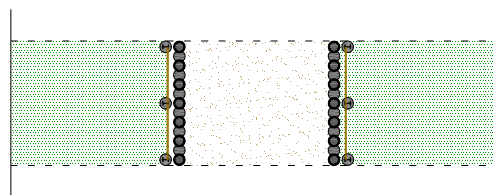


b)

Figura 5.13 – Instalação dos perfis metálicos.



a)



b)

Figura 5.14 – Início da escavação.

Concluída a colocação dos perfis metálicos, dá-se então início à escavação que ocorrerá em duas fases distintas. Na primeira fase atingirá uma profundidade compreendida entre 1.0 e 1.5 m, altura ideal para colocar uma viga de distribuição e aplicar as ancoragens, conforme a Figura 5.14 e a Figura 5.15 mostram.

Finalizada a instalação das ancoragens, procede-se à segunda fase da escavação, que só terminará quando se alcançar uma profundidade ligeiramente superior à do topo das estacas, de acordo com a Figura 5.16.

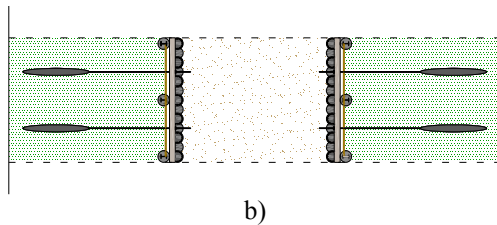
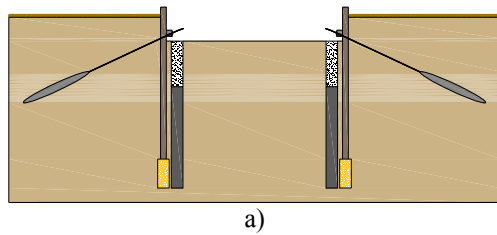


Figura 5.15 – Colocação da viga de distribuição e instalação das ancoragens.

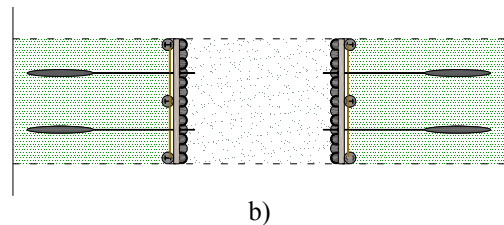
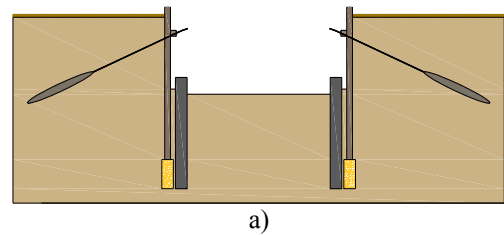


Figura 5.16 – Segunda fase da escavação.

Depois de sanear o betão e preparar as armaduras das estacas procede-se à execução da laje de cobertura, conforme a Figura 5.17. Posteriormente, efectua-se a escavação do interior do túnel até uma profundidade que permita executar a laje de fundo, conforme a Figura 5.18.

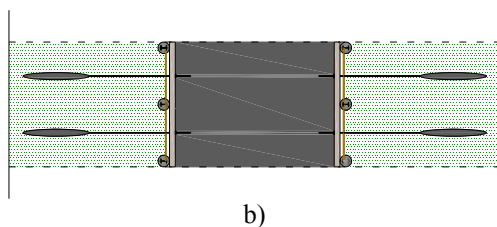
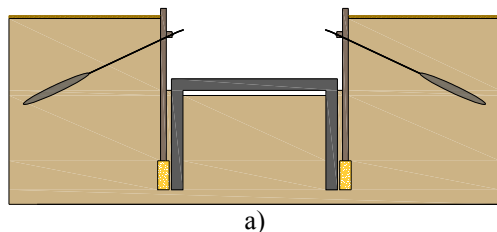


Figura 5.17 – Construção da laje de cobertura.

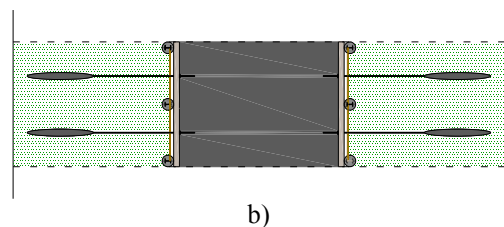
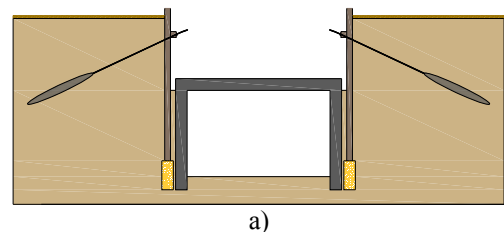
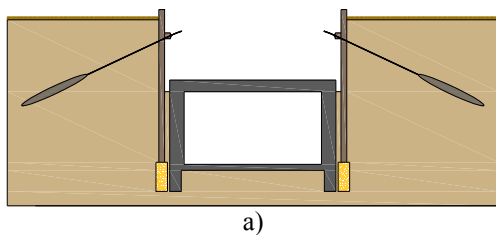


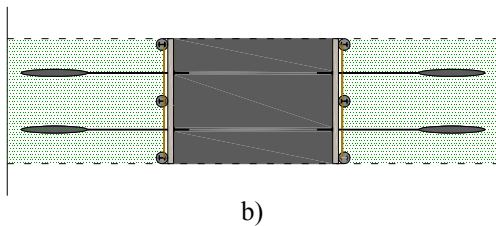
Figura 5.18 – Escavação do interior do túnel.

Como passo seguinte, tem-se a construção da laje de fundo, conforme a Figura 5.19. Concluída a estrutura do túnel, passa-se ao aterro do volume em falta.

Tal como na escavação, o aterro também será dividido em duas fases. A primeira fase desenvolve-se até uma cota ligeiramente inferior à da viga de repartição, de acordo com a Figura 5.20.

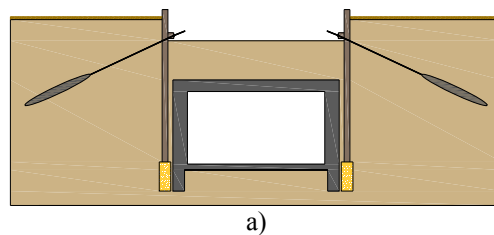


a)

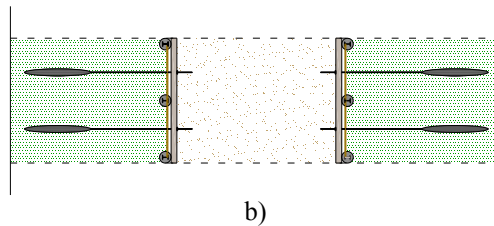


b)

Figura 5.19 – Construção da laje de fundo.



a)

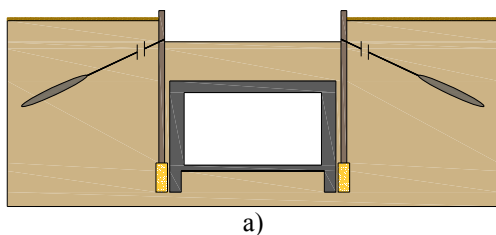


b)

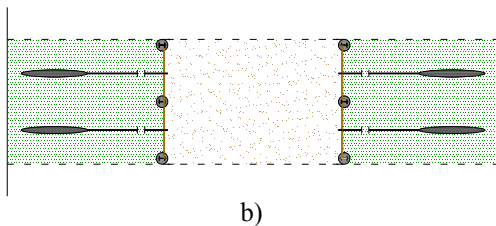
Figura 5.20 – Primeira fase do aterro.

Terminada a primeira fase do aterro, procede-se à desactivação das ancoragens e à remoção da viga de distribuição, conforme a Figura 5.21.

Depois procede-se ao corte dos perfis metálicos ao nível da cota da viga de repartição, conforme é ilustrado na Figura 5.22.

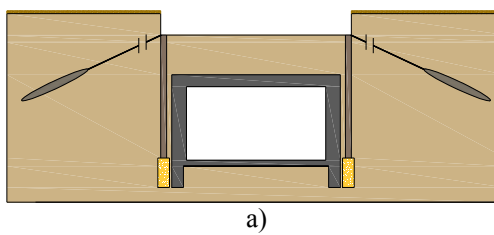


a)

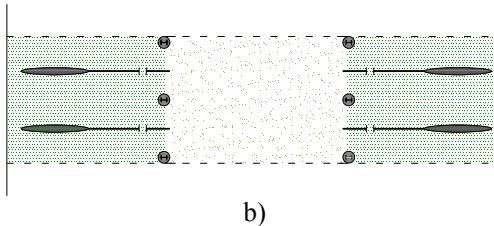


b)

Figura 5.21 – Desactivação das ancoragens e remoção da viga de distribuição.



a)



b)

Figura 5.22 – Corte dos perfis metálicos.

Por fim, efectua-se a segunda fase do aterro que corresponde à conclusão do processo construtivo, de acordo com a Figura 5.23.

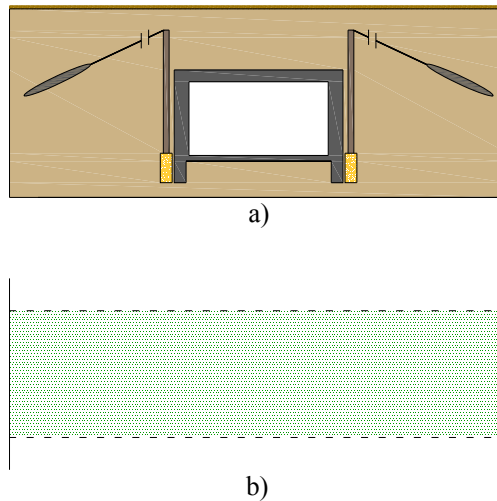


Figura 5.23 – Conclusão do aterro.

Pelas diferenças ao nível de desempenho serem mais significativas do que as que resultam dos respectivos processos construtivos, não se vislumbra nenhuma vantagem em detalhar o faseamento construtivo das restantes três opções, que se ilustram desde a Figura 5.24 até à Figura 5.26. Na realidade, e excluindo a distinção entre estacas primárias e estacas secundárias que existe nas cortinas de estacas secantes relativamente às de estacas espaçadas, em termos de faseamento construtivo, não se pode apontar mais nenhuma diferença.

Pelo exposto, decidiu-se pormenorizar apenas o faseamento construtivo da solução em que o suporte da estrutura de contenção provisória é assegurado por escoras e em que as paredes do túnel são concretizadas através de cortinas de estacas espaçadas. Das outras hipóteses, apresenta-se apenas o aspecto final.

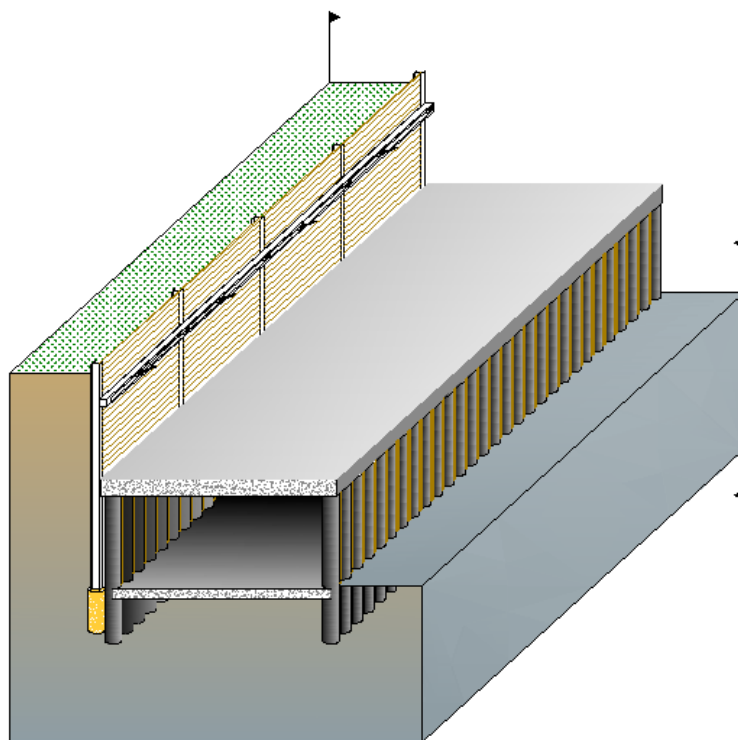


Figura 5.24 – Túnel executado com recurso a estacas moldadas espaçadas. Estrutura de contenção ancorada.

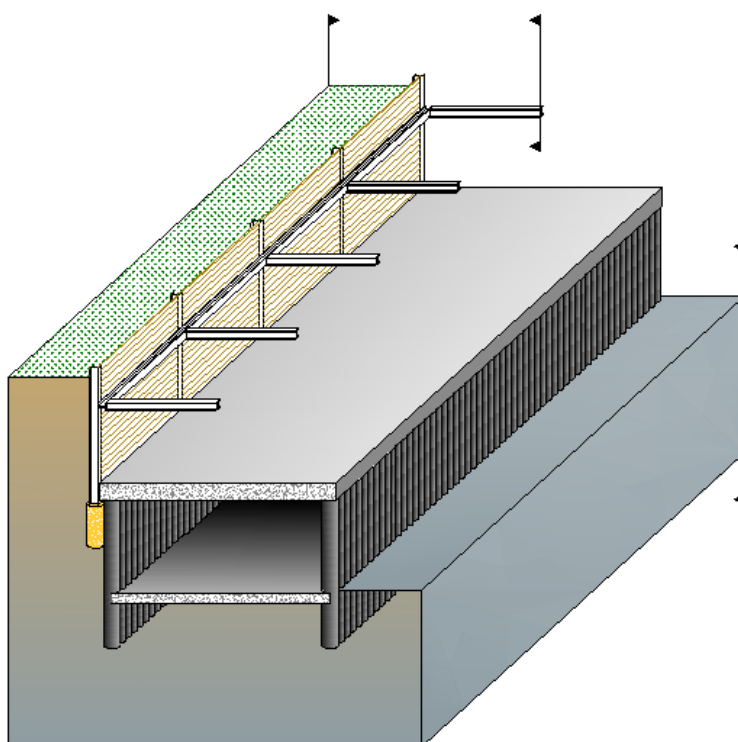


Figura 5.25 – Túnel executado com recurso a estacas moldadas secantes. Estrutura de contenção escorada.

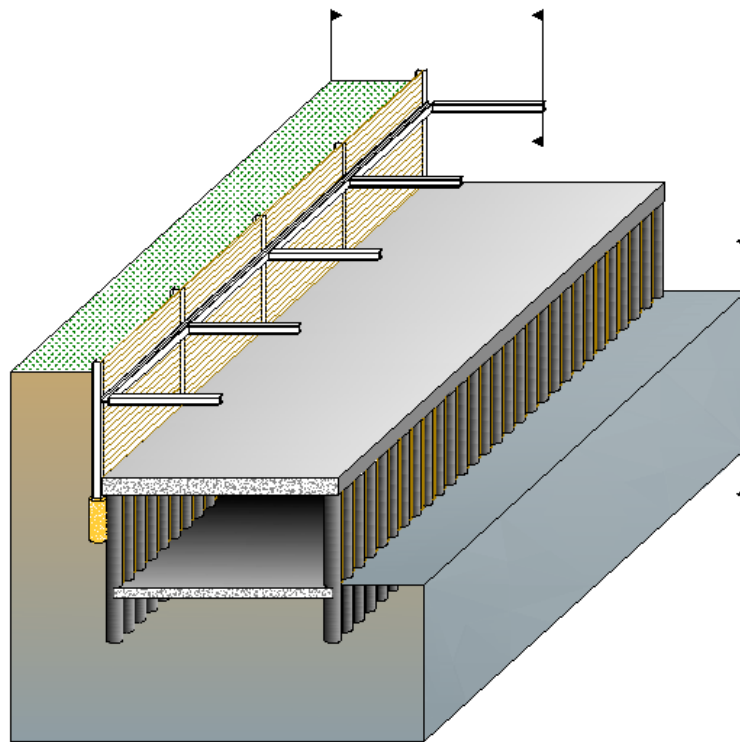
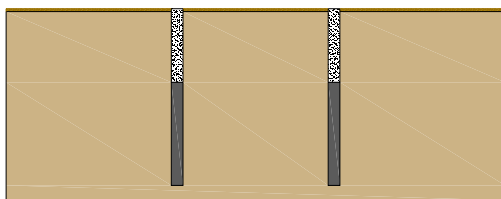
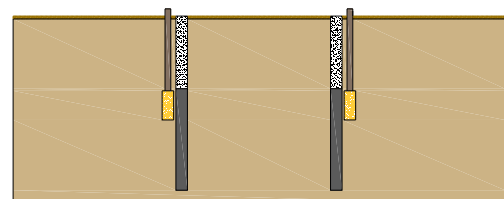


Figura 5.26 – Túnel executado com recurso a estacas moldadas espaçadas. Estrutura de contenção escorada.

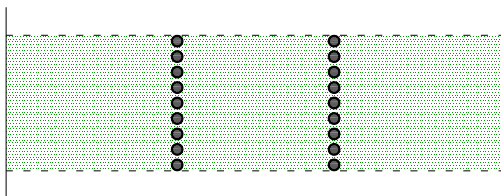
Tal como se pormenorizou o faseamento construtivo da primeira hipótese, faz-se o mesmo para esta desde a Figura 5.27 até à Figura 5.38, que, como se verá, e apesar das diferenças apontadas, continua a ter várias semelhanças. Contudo, sublinha-se a diferença que é expectável verificar-se nos perfis verticais, consequência directa da alteração das ancoragens por escoras na estrutura de contenção pois, como as escoras transmitem apenas esforços axiais, a componente vertical transmitida pelas ancoragens deixa de verificar-se, o que conduzirá à redução da altura enterrada dos perfis.



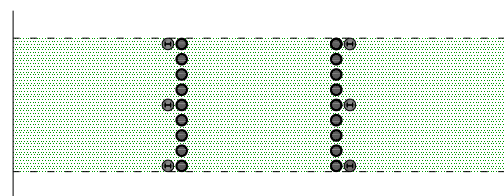
a)



a)



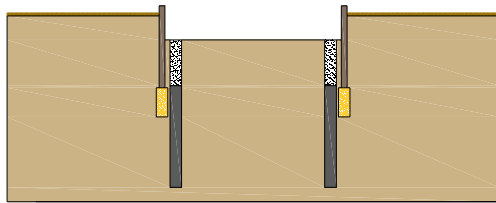
b)



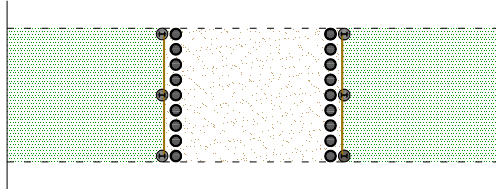
b)

Figura 5.27 – Execução das estacas.

Figura 5.28 – Instalação dos perfis metálicos.

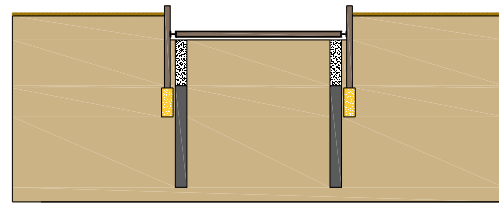


a)

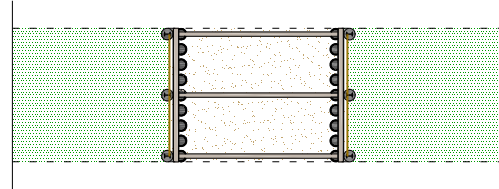


b)

Figura 5.29 – Início da escavação.

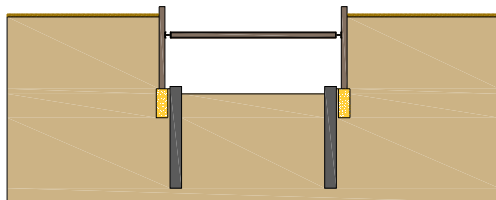


a)

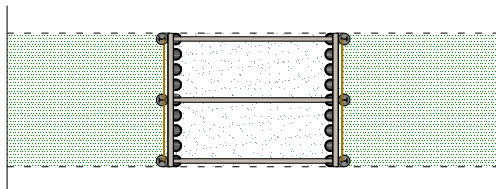


b)

Figura 5.30 – Colocação da viga de distribuição e instalação das escoras.

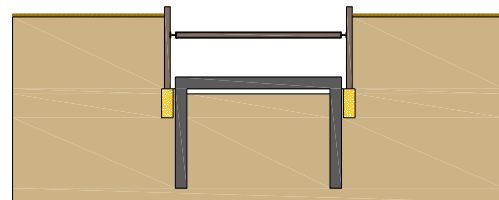


a)

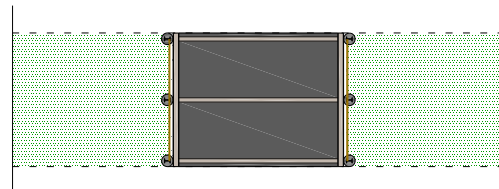


b)

Figura 5.31 – Segunda fase da escavação.

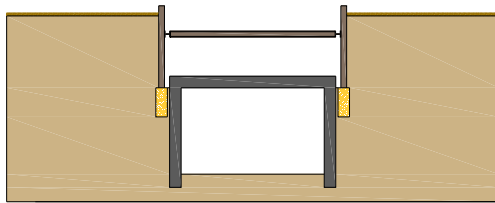


a)

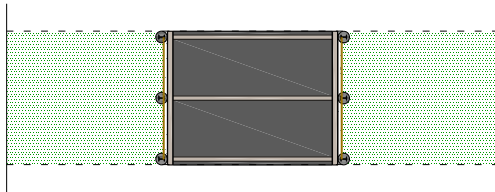


b)

Figura 5.32 – Construção da laje de cobertura.

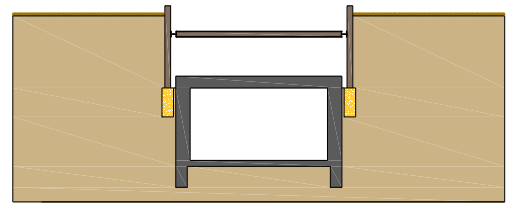


a)

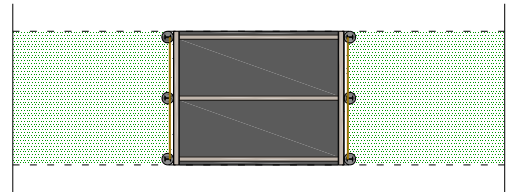


b)

Figura 5.33 – Escavação do interior do túnel.

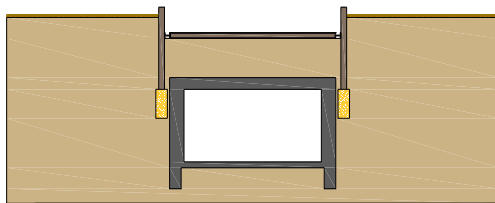


a)

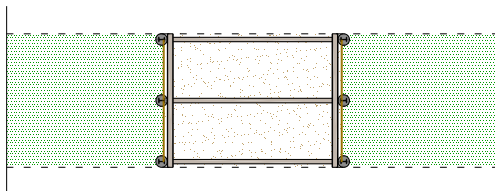


b)

Figura 5.34 – Construção da laje de fundo.

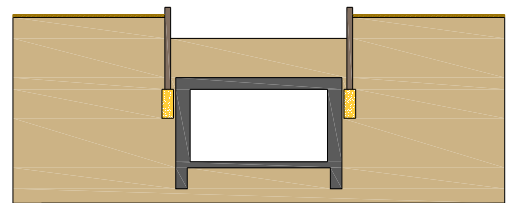


a)

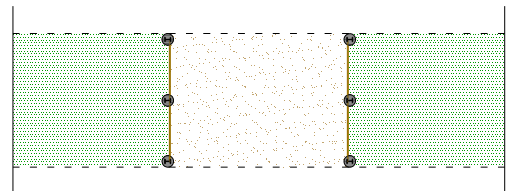


b)

Figura 5.35 – Primeira fase do aterro.

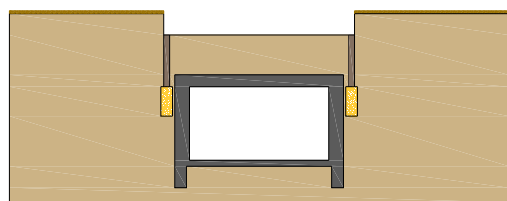


a)

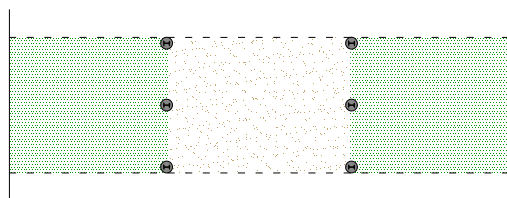


b)

Figura 5.36 – Remoção das escoras e da viga de coroamento.

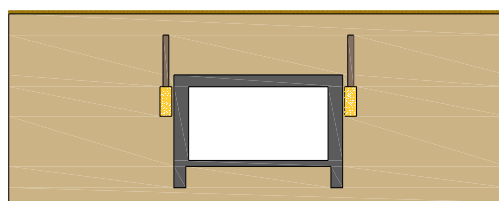


a)

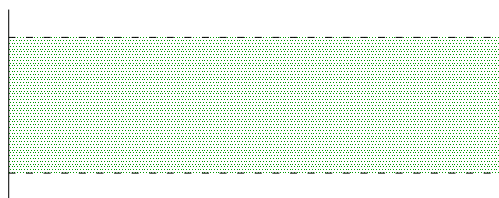


b)

Figura 5.37 – Corte dos perfis metálicos.



a)



b)

Figura 5.38 – Conclusão do aterro.

De seguida propõe-se uma solução construtiva que em termos conceptuais é completamente diferente das anteriores. Nas quatro hipóteses já abordadas observa-se que o processo construtivo se desenvolve com a alternância entre fases de escavação e fases de execução da estrutura. Agora, analisa-se uma solução em que a escavação e a execução da estrutura acontecem de forma contínua e por isso em fases completamente distintas. Na Figura 5.39 exibe-se o aspecto final da nova solução.

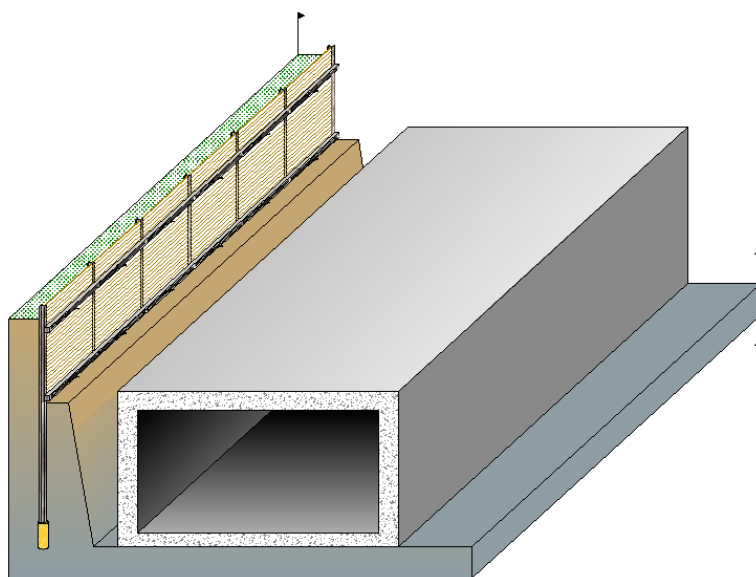


Figura 5.39 – Aspecto tridimensional de um troço do túnel em que a execução da escavação e a construção da estrutura acontecem em fases completamente distintas.

Da Figura 5.40 até à Figura 5.51 ilustra-se e descreve-se o faseamento construtivo da solução em estudo.

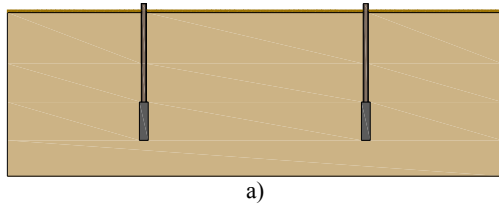


Figura 5.40 – Instalação dos perfis metálicos.

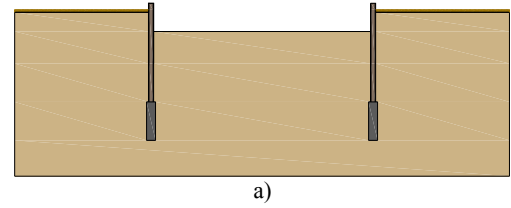


Figura 5.41 – Início da escavação.

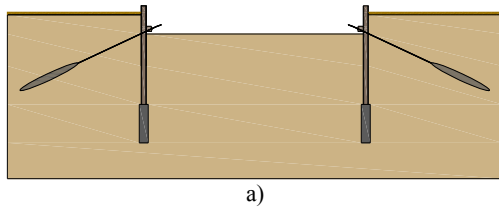


Figura 5.42 – Aplicação da primeira viga de distribuição e instalação do primeiro nível de ancoragens.

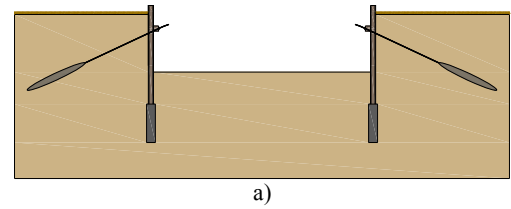


Figura 5.43 – Continuação da escavação.

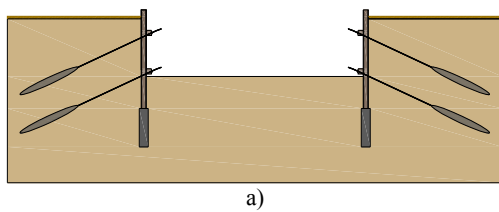


Figura 5.44 – Aplicação da segunda viga de distribuição e instalação do segundo nível de ancoragens.

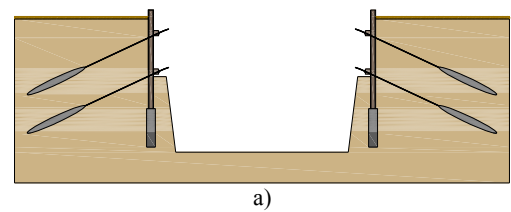


Figura 5.45 – Continuação da escavação até atingir a base da escavação.

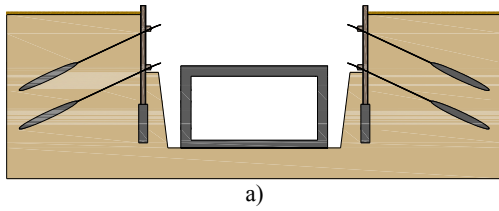


Figura 5.46 – Construção do túnel.

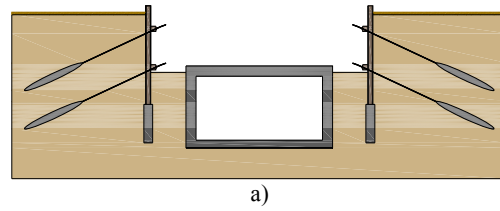


Figura 5.47 – Primeira fase do aterro.

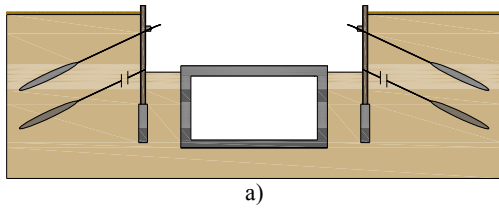


Figura 5.48 – Desativação do segundo nível de ancoragens e remoção da respectiva viga de distribuição.

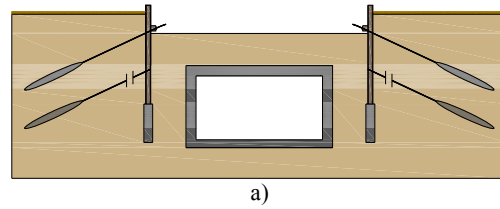
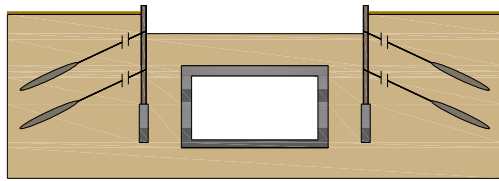
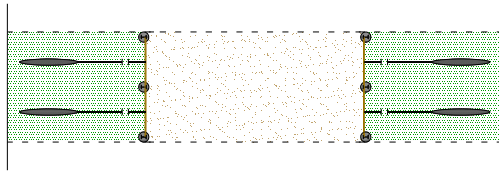


Figura 5.49 – Continuação do aterro

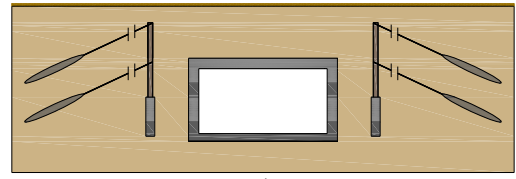


a)

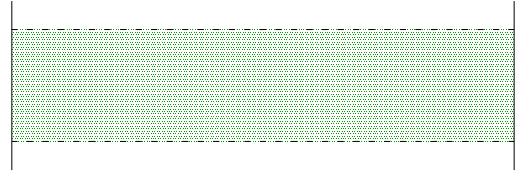


b)

Figura 5.50 – Desactivação do primeiro nível de ancoragens e remoção da viga de distribuição correspondente.



a)



b)

Figura 5.51 – Conclusão do aterro.

5.4. ANÁLISE COMPARATIVA DAS SOLUÇÕES ESTRUTURAIS EQUACIONADAS

5.4.1. RAMPAS DE ACESSO

Como foi referido, as cortinas autoportantes e as cortinas monoapoiadas poderão ser executadas quer através de paredes moldadas, quer através de cortinas de estacas moldadas.

No entanto, a execução de paredes moldadas em solos residuais do granito do Porto tem, por vezes, encontrado sérias dificuldades. Como exemplo do relatado, reproduz-se na Figura 5.52 uma fotografia retirada de um artigo publicado por Conceição e al. (2006), relacionado com a construção da Estação 24 de Agosto do Metro do Porto, e que ilustra com pertinência a situação descrita. Nesta figura é possível observar as dificuldades verificadas na execução de uma cortina moldada de betão armado em que, devido à incapacidade do equipamento em levar a escavação até à profundidade pretendida, foi necessário proceder ao recalce da parede moldada.



Figura 5.52 – Recalce de uma parede moldada na estação 24 de Agosto - Conceição *et al.* (2006).

A adopção de equipamento adequado ao tipo de maciço em questão – hidrofresa – permitiria superar aquelas contrariedades. Porém, a sua mobilização é dispendiosa e por conseguinte pouco atractiva, provavelmente sem justificação para uma obra desta dimensão, sobretudo quando se dispõe de soluções alternativas mais económicas.

Posto isto, decidiu-se executar as cortinas recorrendo a estacas moldadas de betão armado.

5.4.2. TÚNEL

Apresentadas cinco hipóteses estruturais para a execução do túnel, procede-se neste ponto à sua análise comparativa com base nos critérios abaixo identificados, considerando-se aspectos da fase de construção e da fase de exploração:

- controlo de assentamentos;
- constrangimentos;
- complexidade do sistema de drenagem;
- impulso da água;
- aspectos construtivos;
- rapidez de execução;
- manutenção;
- custos.

5.4.2.1. Controlo de assentamentos

Todas as soluções apresentadas prevêem uma estrutura de contenção provisória semelhante, concretizada por perfis metálicos com secção transversal em forma de H, que servem de apoio a pranchas de madeira. A única diferença reside na forma de materializar o apoio à cortina, isto é, em alguns casos recorre-se a escoras, noutros a ancoragens. Procurando identificar as vantagens e inconvenientes que derivam daquela diferença, considera-se o recurso a ancoragens nitidamente preferível por possibilitar o controlo das deformações através do nível de pré-esforço aplicado. Dado que a obra em estudo se insere numa zona urbanizada, este aspecto reveste-se de particular importância.

5.4.2.2. Constrangimentos

Continuando a analisar as várias soluções atendendo às repercussões que os diferentes modos de materialização do apoio às respectivas estruturas de contenção provisórias causam, salienta-se o facto de o recurso a ancoragens deixar o interior da escavação desimpedido, facilitando a mobilidade de equipamentos, o que conduzirá a uma progressão mais célere dos trabalhos, sobretudo se se considerar provável a necessidade de adoptar contraventamentos nas soluções escoradas. As ancoragens apresentam o inconveniente de poderem interceptar caves, fundações, entre outras estruturas ou equipamentos que se encontrem no subsolo. No entanto, no caso em apreço, esse aspecto não parece ser condicionante.

5.4.2.3. Complexidade do sistema de drenagem

Abordando agora as várias hipóteses sob a perspectiva da permeabilidade das paredes do túnel e das implicações nos respectivos sistemas de drenagem, distinguem-se duas situações. A primeira, corresponde às soluções em que as paredes são constituídas por cortinas de estacas moldadas espaçadas e por isso permeáveis. A segunda, congrega as soluções impermeáveis, mais concretamente as constituídas pelas cortinas de estacas moldadas secantes e pela solução do quadro em betão. Em relação a este aspecto, aponta-se a preferência por soluções impermeáveis por exigirem sistemas de drenagem mais simples e com menores cuidados de manutenção. Na verdade, soluções impermeáveis necessitam apenas que se considere a drenagem da água que afluí ao túnel devido à precipitação. Por seu lado, soluções permeáveis requerem que se atenda também à permeabilidade do maciço envolvente para estimar o caudal percolado que afluí ao sistema de drenagem.

5.4.2.4. Impulso da água

Pode-se ainda, em função da permeabilidade das paredes, atender a outro aspecto relacionado com a determinação das acções. De facto, se as paredes são permeáveis, é aceitável que não se considere o impulso hidrostático correspondente, ou pelo menos a totalidade do seu valor. Para que tal aconteça, é necessário partir do princípio que durante toda a vida útil da estrutura o sistema de drenagem terá um desempenho eficaz e será alvo de um plano de manutenção adequado.

5.4.2.5. Aspectos construtivos

Pretende-se agora identificar algumas vantagens e inconvenientes associados ao processo construtivo das várias hipóteses equacionadas. Como diferença evidente entre o conjunto das soluções constituídas por cortinas de estacas moldadas e a solução do quadro em betão, aponta-se o facto de naquelas a escavação e a construção do túnel não ocorrerem de uma forma contínua nem em fases distintas, mas antes por partes e de uma forma alternada. Este facto não constitui por si só uma desvantagem. No entanto, consequência do processo e faseamento construtivo, aspectos relacionados com a ligação dos vários elementos estruturais carecem de particular atenção, designadamente a ligação da laje de cobertura às cortinas de estacas moldadas. Assim, para levar a cabo a execução da laje de cobertura há que previamente efectuar trabalhos adicionais na preparação das estacas. Esses trabalhos passam pelo saneamento do betão das cabeças das estacas afectado por solo e pela preparação das respectivas armaduras. Este procedimento é demorado, exigindo alguma minúcia. Na Figura 5.53 é possível observar trabalhos de saneamento. A estrutura em causa não é uma cortina de estacas moldadas mas sim uma parede moldada de betão armado. Contudo, considerou-se pertinente a sua referência pelo procedimento ser semelhante.



Figura 5.53 – Saneamento de uma cortina de moldada de betão armado, rebaixamento da linha de Espinho, 2007.

Comparativamente, a solução do quadro em betão processa-se de um modo diferente. Numa primeira fase observa-se o desenvolvimento da totalidade da escavação, possibilitando que a construção do túnel se realize de uma forma contínua, sem qualquer tipo de constrangimento, constituindo este aspecto uma incontestável vantagem relativamente às soluções de estacas moldadas.

5.4.2.6. Rapidez de execução, manutenção e custo

No que concerne à manutenção das várias soluções abordadas, o único aspecto que se posiciona como factor de distinção é o sistema de drenagem considerado. Assim, como já foi referido, existem duas situações distintas que levam à consideração de diferentes sistemas de drenagem – paredes impermeáveis e paredes permeáveis. Nos casos em que as paredes do túnel são impermeáveis, é necessário acautelar apenas a drenagem da precipitação que ocorre nas rampas de acesso e que por gravidade afluí ao túnel. No ponto oposto, encontram-se as soluções de paredes permeáveis. Nestas, para além de se assegurar a drenagem do caudal correspondente às soluções impermeáveis, é também necessário considerar o caudal percolado através do maciço. Uma vez dimensionado o sistema de drenagem, é preciso definir a sua ligação aos colectores da rede pública. Consequência primária da definição de túnel, é o facto de estes se desenvolverem inevitavelmente no subsolo. Desta forma, torna-se muitas vezes inviável que a drenagem aconteça por gravidade, sendo necessário recorrer a sistemas de bombagem. Estes serão tanto mais dispendiosos quanto maior for o caudal a bombear, quer pelo investimento inicial em equipamento, quer pelos custos inerentes ao seu funcionamento e manutenção, sendo por isso preferível a adopção de soluções que minimizem o caudal a bombear, ou seja, soluções de paredes impermeáveis.

Centrando agora a atenção apenas nas soluções em que se recorre a cortinas de estacas moldadas para executar as paredes do túnel, mais concretamente na dicotomia – estacas moldadas espaçadas *versus* estacas moldadas secantes – começa-se por apontar alguns aspectos que as diferenciam ao nível do processo construtivo.

Ao contrário das cortinas de estacas moldadas espaçadas, o espaçamento entre estacas nas cortinas de estacas moldadas secantes é forçosamente inferior ao valor do seu diâmetro.

O processo construtivo das cortinas de estacas moldadas secantes, quando comparado com o das cortinas de estacas moldadas espaçadas, compreende duas fases distintas:

- execução das estacas primárias;
- execução das estacas secundárias.

Uma vez implantada no terreno a posição do centro de todas as estacas que constituem a cortina, procede-se à realização das estacas primárias. A sua execução limita-se à furação e à betonagem, sem colocação de armadura. É de notar que este procedimento não se processa de uma forma contínua, mas sim alternada, deixando entre duas estacas primárias o espaço correspondente a uma estaca, para posterior execução da estaca secundária.

Concluída a realização das estacas primárias, procede-se à execução das estacas secundárias. Consequência directa do espaçamento entre estacas ser inferior ao valor do seu diâmetro, o furo para a realização das estacas secundárias irá interceptar necessariamente parte das estacas primárias adjacentes. Assim, a execução das estacas secundárias deverá acontecer antes de o betão das estacas primárias atingir a resistência máxima, facilitando desta forma a furação. O processo construtivo das estacas secundárias, tal como o das primárias, passa pela furação e betonagem, mas agora, após a betonagem, acrescenta-se a armadura. Sintetizando, as cortinas de estacas secantes são constituídas alternadamente por estacas primárias e por estacas secundárias, sem e com armadura, respectivamente. Na Figura 5.54 ilustra-se o processo construtivo.

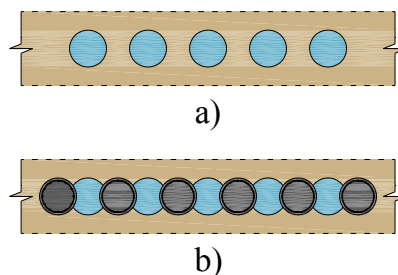


Figura 5.54 – Fases da construção de uma cortina de estacas moldadas secantes: a) execução das estacas primárias; b) execução das estacas secundárias.

Comparando os dois tipos, é compreensível que as cortinas de estacas moldadas secantes resultem numa solução mais onerosa e morosa. No entanto, e como vantagem decisiva que muitas vezes conduz à sua adopção em detrimento da solução com estacas espaçadas, sobretudo em escavações em que o nível freático é condicionante, aponta-se o facto de serem impermeáveis. Com efeito, se a construção decorrer como previsto, as cortinas de estacas moldadas secantes constituirão uma barreira contínua de betão, impedindo a passagem de água para o interior da escavação. Contudo, para que tal aconteça, é necessário que toda a execução se processe com bastante precisão. O aspecto fulcral a controlar reside em garantir a verticalidade da furação dentro de um intervalo aceitável. Claro que esse intervalo terá de ser mais estreito à medida que se efectuarem escavações mais profundas, sendo, portanto, a probabilidade de insucesso crescente com a profundidade de escavação.

A análise das várias soluções em função do custo, com base na estimativa da quantidade de materiais necessários à sua execução, não constituiria um exercício de particular dificuldade. Contudo, associados a cada opção, surgem aspectos que têm importância não desprezável na definição do custo e que não são contabilizáveis através da quantidade de materiais utilizados, como os que resultam do sistema de drenagem. Assim, uma conjectura credível exigiria a consideração simultânea de vários

factores, e realizada de uma forma quantitativa e não apenas qualitativa, aspecto que ultrapassa largamente o âmbito deste trabalho. Para além disto, existem ainda os aspectos particulares de produção que, como se compreende, são variáveis de empreiteiro para empreiteiro, donde resulta que uma determinada solução pode afigurar-se economicamente mais vantajosa para um e menos para outro.

Se a importância a atribuir ao factor custo, salvo raras excepções, é bastante significativa e transversal a todas as obras, já a importância a atribuir ao factor prazo (duração da obra) é variável, não sendo necessariamente condicionante. Crê-se, no entanto, que sendo esta uma obra urbana, pelo incómodo que inevitavelmente a sua construção causará, seja conveniente que decorra no menor período de tempo possível, devendo-se por isso ter este aspecto em atenção na selecção da solução.

5.4.2.7. Conclusão

No Quadro 5.1 sintetizam-se alguns aspectos que distinguem as soluções equacionadas.

Quadro 5.1 – Comparação das várias soluções estruturais.

Aspecto	Cortina de estacas espaçadas ancoradas	Cortina de estacas espaçadas escoradas	Cortina de estacas secantes ancoradas	Cortina de estacas secantes escoradas	Cortina Berlim de madeira e quadro em betão
Possibilidade de controlar assentamentos	Sim	Exige execução muito cuidada	Sim	Exige execução muito cuidada	Sim
Constrangimentos		As escoras da estrutura de contenção provisória dificultam a mobilidade dos equipamentos		As escoras da estrutura de contenção provisória dificultam a mobilidade dos equipamentos	
Complexidade do sistema de drenagem	Via e paredes	Via e paredes	Via	Via	Via
Consideração do impulso hidrostático	Facultativo	Facultativo	Sim	Sim	Sim
Aspectos da execução	- Eventualidade das ancoragens interceptarem alguma cave, fundação, ...; - Cuidados acrescidos na ligação da laje de cobertura às paredes	Cuidados acrescidos na ligação da laje de cobertura às paredes	- Pode ser difícil garantir a verticalidade das estacas e consequentemente a impermeabilização da cortina; - Cuidados acrescidos na ligação da laje de cobertura às paredes	- Pode ser difícil garantir a verticalidade das estacas e consequentemente a impermeabilização da cortina; - Eventualidade das ancoragens interceptarem alguma cave, fundação, ...; - Cuidados acrescidos na ligação da laje de cobertura às paredes	Eventualidade das ancoragens interceptarem alguma cave, fundação, ...
Manutenção	Sistema de drenagem	Sistema de drenagem	Sistema de drenagem	Sistema de drenagem	Sistema de drenagem

Assim, com base apenas na consideração e comparação qualitativa do desempenho das diferentes hipóteses estruturais segundo os critérios enumerados, pretende-se seleccionar uma solução. Considera-se vantajosa a adopção de soluções em que as respectivas estruturas de contenção são apoiadas por ancoragens em detrimento das que são apoiadas por escoras. Desta forma, é possível controlar melhor os assentamentos e deixar livre o interior da escavação. Quanto à permeabilidade, privilegiam-se soluções impermeáveis por implicarem sistemas de drenagem mais simples. Com estas características, existem apenas duas soluções – estacas moldadas secantes ancoradas e quadro em betão. Restringindo a análise a estas duas hipóteses, salienta-se as eventuais dificuldades em garantir uma efectiva impermeabilização das cortinas de estacas moldadas secantes. Acresce o facto de estas serem uma solução provavelmente mais demorada. Por fim, e como elemento decisivo que justifica a adopção pelo quadro em betão, refere-se a inexistência de qualquer tipo de constrangimento na execução da estrutura de betão armado.

CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

6

Neste capítulo identifica-se a regulamentação utilizada para garantir a segurança no dimensionamento das várias estruturas.

A verificação da segurança implicou a consulta de regulamentação específica de estruturas de betão armado e, como se compreende, devido à obra pertencer ao domínio das estruturas de suporte de terras, os aspectos de carácter geotécnico mereceram particular relevância, sendo tratados com base em regulamentação própria, até porque, como se verá, a forma como é introduzida a segurança nestes últimos aspectos tem uma influência decisiva no dimensionamento.

6.1. DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

6.1.1. ASPECTOS GERAIS

O dimensionamento geotécnico seguiu as recomendações EC7:

- prEN 1997-1 – Eurocódigo 7: Projecto Geotécnico – Parte 1: Regras gerais

Exceptuando algumas verificações pontuais devido, precisamente, a aspectos particulares de algumas estruturas, de uma forma geral, a introdução da segurança no dimensionamento consistiu na aplicação de coeficientes parciais às acções, γ_F , (ou aos efeitos das acções, γ_E) e de coeficientes parciais aos parâmetros do solo, γ_M , de acordo com o Quadro 6.1 e o Quadro 6.2, respectivamente.

Quadro 6.1 – Coeficientes parciais para as acções (γ_F) ou para os efeitos das acções (γ_E).

Símbolo	Acção	Conjunto	
		A1	A2
γ_G	Permanente	Desfavorável	1.35
		Favorável	1.0
γ_Q	Variável	Desfavorável	1.5
		Favorável	0

Quadro 6.2 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M).

Parâmetro do solo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo de atrito em tensões efectivas (aplicado a $\tan \phi'$)	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Peso volúmico	γ_V	1.0	1.0

Na prática, a aplicação do prescrito nos dois últimos quadros resumiu-se aos casos que se identificam no Quadro 6.3.

Quadro 6.3 – Casos a verificar no dimensionamento.

Caso	Acções			Parâmetros do Solo
	Permanentes		Variáveis	$\tan \phi'$
	Desfavorável	Favorável	Desfavorável	
EC7 - 1.1	1.35	1.00	1.50	1.00
EC7 - 1.2	1.00	1.00	1.30	1.25

6.1.2. PARÂMETROS A UTILIZAR NO DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento de estruturas de suporte de terras é essencialmente condicionado por acções de direcção horizontal. Assim, a metodologia subjacente à determinação das tensões horizontais que o solo exerce ao longo do paramento de uma estrutura de contenção assume particular relevância, concretamente no que respeita à definição do coeficiente de impulso activo e do coeficiente de impulso passivo, K_a e K_p , respectivamente.

Sem querer entrar em detalhes, identificam-se apenas dois métodos distintos que fornecem valores para aqueles coeficientes:

- método de Caquot-Kérisel;
- método de Coulomb.

Na Figura 6.1 e na Figura 6.2 comparam-se os valores da componente horizontal dos coeficientes de impulso activo e passivo, respectivamente, obtidos com base nos dois métodos referidos, considerando-se o valor do ângulo de atrito da interface estrutura-solo, δ , igual a $2/3\phi'$.

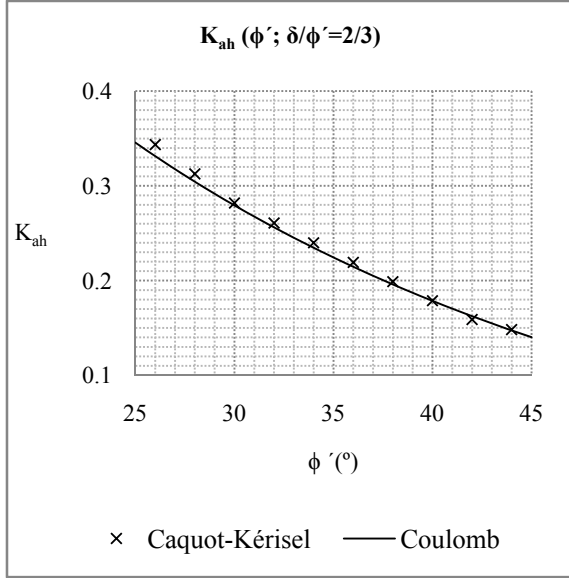


Figura 6.1 – Componente horizontal do coeficiente de impulso activo.

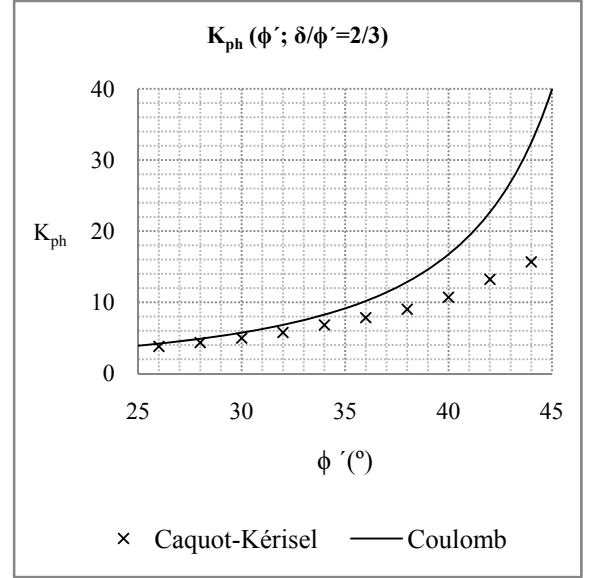


Figura 6.2 – Componente horizontal do coeficiente de impulso passivo.

Atendendo às figuras anteriores verifica-se que os valores dos coeficientes de impulso obtidos pelo método de Caquot-Kérisel restringem-se a um conjunto discreto de valores que resultam, precisamente, da consulta das respectivas tabelas. Por ser lado, os valores obtidos pelo método de Coulomb apresentam uma distribuição contínua, sendo definidos analiticamente pelas expressões:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda) \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\cos(\beta - \lambda) \cos(\delta + \lambda)} \right)^{1/2} \right]^2} \quad (6.1)$$

e

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi' + \lambda)}{\cos^2 \lambda \cos(\delta - \lambda) \left[1 - \left(\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' + \beta)}{\cos(\beta - \lambda) \cos(\delta - \lambda)} \right)^{1/2} \right]^2} \quad (6.2)$$

Considerando β e λ nulos, que correspondem, respectivamente,   inclinação da superfície do maciço em relação   horizontal e ao  ngulo do paramento em relação   vertical, as equa   es anteriores reescrevem-se de acordo com as express  es:

$$K_a = \frac{\cos^2 \phi'}{\cos \delta \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin \phi'}{\cos \delta} \right)^{1/2} \right]^2} \quad (6.3)$$

e

$$K_p = \frac{\cos^2 \phi'}{\cos \delta \left[1 - \left(\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin \phi'}{\cos \delta} \right)^{1/2} \right]^2} \quad (6.4)$$

Comparando os resultados fornecidos pelos dois métodos constata-se que os coeficientes de impulso activo obtidos pelo método de Caquot-Kérisel são praticamente coincidentes com os obtidos pelo método de Coulomb.

No entanto, para os coeficientes de impulso passivo, apesar de verificar-se uma convergência para os valores de ϕ' mais reduzidos, à medida que este parâmetro aumenta, observa-se uma divergência crescente nos resultados obtidos pelos dois métodos, sendo os que resultam da aplicação do método de Coulomb sempre superiores.

Com vista à selecção do método a considerar para a determinação da grandeza dos impulsos a prever no dimensionamento estrutural, interessa recordar que sendo o impulso activo uma acção que o solo exerce sobre a estrutura, por segurança, adoptar-se-á o método que conduz a impulsos activos maiores, adoptando-se, portanto, o método de Caquot-Kérisel, apesar de a diferença ser praticamente desprezável.

No que respeita ao método a considerar para a determinação dos impulsos passivos, relembra-se que neste caso o solo exercerá uma reacção de forma a equilibrar a solicitação que a estrutura lhe impõe, interessando considerar o coeficiente de impulso passivo que minora aquela resistência, ou seja, o obtido pelo método de Caquot-Kérisel.

Posto isto, decidiu-se adoptar o método de Caquot-Kérisel, pois está do lado da segurança, tanto na determinação dos impulsos activos, como dos passivos.

Aplicando as considerações expostas ao longo deste ponto aos parâmetros do Quadro 3.18, obtém-se o Quadro 6.4 que define os valores correspondentes a utilizar no dimensionamento.

Quadro 6.4 – Valores de diversos parâmetros de natureza geotécnica a utilizar no dimensionamento.

Horizontes Geotécnicos	γ (kN/m ³)	$\phi'(^{\circ})$	E (MPa)	ν	Combinação 1.1 do EC7				Combinação 1.2 do EC7			
					$\phi'(^{\circ})$	K_0	K_{ah} [$\delta = (2/3)\phi$]	K_{ph} [$\delta = (2/3)\phi$]	$\phi'(^{\circ})$	K_0	K_{ah} [$\delta = (2/3)\phi$]	K_{ph} [$\delta = (2/3)\phi$]
G1	18	30	20	0.3	30	0.50	0.28	4.98	24.79	0.58	0.36	3.55
G2	20	32	50	0.3	32	0.47	0.26	5.78	26.56	0.55	0.33	3.97
G3	22	35	100	0.3	35	0.43	0.23	7.57	29.26	0.51	0.29	4.75
G4	23	38	200	0.3	38	0.38	0.20	9.04	32.01	0.47	0.26	5.78
G5	25	42	2000	0.3	42	0.33	0.16	13.24	35.77	0.42	0.22	7.74

6.2. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

O dimensionamento estrutural exigiu a consulta de diversos documentos regulamentares.

A verificação da segurança em relação ao Estado Limite Último bem com a definição e quantificação das combinações a considerar em Estado Limite de Utilização tiveram por base as condições genéricas previstas no habitualmente designado “Eurocódigo zero”:

- NP EN 1990:2006 – Eurocódigo: Bases para o projecto de estruturas.

Os valores das sobrecargas, assim como os dos coeficientes de redução das acções variáveis ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 para a combinação característica, frequente e quase-permanente, respectivamente, resultam do RSAEEP:

- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes – Decreto-lei 235/83, de 31 de Maio.

As estruturas metálicas, especificamente os perfis verticais que integram a estrutura de contenção provisória, foram dimensionadas de acordo com o REAE:

- Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios – Decreto-lei 211/86, de 31 de Julho.

O dimensionamento das estruturas de betão armado obedeceu ao estipulado no EC2. Apesar de em Portugal o REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado, Decreto-lei 349-C/83, de 30 de Julho) ainda constituir a base legal para aquele efeito, considerou-se preferível utilizar EC2, dado que, a breve prazo, está prevista a substituição daquele documento por este último:

- EN 1992-1-1 – Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.

6.2.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

A verificação da segurança em relação aos Estados Limites Últimos foi feita em termos de esforços com base na condição:

$$S_d \leq R_d \quad (6.5)$$

em que:

- S_d – valor de cálculo do efeito das acções;
- R_d – valor resistente de cálculo.

A determinação de acções persistentes ou transitórias (combinações fundamentais) teve como base a expressão:

$$S_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} "+" \gamma_P \cdot P "+" \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.6)$$

onde:

- “+” significa “combinar com”;
- $\gamma_{G,j}$ – coeficiente parcial relativo à acção permanente j ;
- $G_{k,j}$ – valor característico da acção permanente j ;
- γ_P – coeficiente parcial relativo à acção de pré-esforço;
- P – valor representativo de uma acção de pré-esforço;
- $\gamma_{Q,i}$ – coeficiente parcial relativo à acção variável i ;
- $Q_{k,i}$ – valor característico da acção variável acompanhante i ;
- $\gamma_{Q,1}$ – coeficiente parcial relativo à acção variável 1;
- $Q_{k,1}$ – valor característico da acção variável de base da combinação 1;
- $\psi_{0,i}$ – coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma acção variável.

Os coeficientes parciais relativos a acções permanentes e variáveis, $\gamma_{G,j}$ e $\gamma_{Q,i}$, respectivamente, são os seguintes:

- $\gamma_{G,j} = 1.35$ ou 1.00 (situação mais desfavorável);
- $\gamma_{Q,i} = 1.50$ ou 0 (situação mais desfavorável).

6.2.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Por vezes, o dimensionamento das estruturas de betão armado é condicionado pelo cumprimento das disposições relacionadas com os Estados Limites de Utilização e não pela verificação da segurança aos Estados Limites Últimos, determinando, aqueles, as dimensões das secções e a quantidade e a disposição de armadura.

A verificação dos Estados Limites de Utilização abrange três situações distintas:

- limitação das tensões;
- controlo da fendilhação;
- controlo das deformações.

Consistindo na verificação da seguinte condição:

$$E_d \leq C_d \quad (6.7)$$

em que:

- C_d – valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização;
- E_d – valor de cálculo do efeito das acções especificadas no critério de utilização.

Para os Estados Limites de Utilização consideraram-se três tipos de combinações de acções:

- Combinação característica

$$E_{d,c} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.8)$$

- Combinação frequente

$$E_{d,freq} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.9)$$

- Combinação quase-permanente

$$E_{d,qp} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.10)$$

onde:

- $E_{d,c}$ – valor de cálculo para a combinação característica;
- $E_{d,freq}$ – valor de cálculo para a combinação frequente;
- $E_{d,qp}$ – valor de cálculo para a combinação quase-permanente.

6.2.2.1. Controlo de tensões

Para os Estados Limites de Utilização há três limites de tensões a verificar. Duas relacionadas com o betão e a outra com o aço:

$$\sigma_c \leq 0.6 \cdot f_{ck} \text{ (combinação característica)} \quad (6.11)$$

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} \text{ (combinação quase-permanente)} \quad (6.12)$$

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk} \text{ (combinação característica)} \quad (6.13)$$

em que:

- σ_c – tensão de compressão no betão;
- σ_s – tensão no aço;
- f_{ck} – valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;
- f_{yk} – valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado.

6.2.2.2. Controlo da fendilhação e controlo de deformação

Pelo facto de as verificações associadas ao controlo da fendilhação e ao controlo da deformação não serem passíveis da mesma enunciação sintética das associadas ao controlo de tensões, serão abordados, oportunamente, apenas os aspectos daquelas verificações que afectarem o dimensionamento.

7

DIMENSIONAMENTO

7.1. MUROS DE SUPORTE DE GRAVIDADE DE BETÃO ARMADO

7.1.1. INTRODUÇÃO

Os muros de suporte de gravidade de betão armado são frequentemente adoptados como estruturas de contenção de obras que implicam profundidades de escavação pequenas a moderadas. Como justificação para o facto apontado, concorrem razões de ordem construtiva, assim como aspectos relacionados com o funcionamento estrutural daqueles elementos.

Devido à sua construção se iniciar apenas após a completa realização da escavação, o maciço a suportar fica necessariamente, ainda que por um período eventualmente diminuto, não suportado, assumindo-se esta como uma das principais razões que excluem a sua utilização enquanto solução de contenção de obras mais profundas. Repare-se que pelo facto de o maciço ficar não suportado durante o período de tempo que decorre entre a escavação e a execução do muro de suporte, a escavação terá de ser realizada em talude, em que a inclinação adoptada deverá ser suficiente para assegurar a estabilidade. O facto apontado exige a disponibilidade de uma faixa de terreno adicional paralela à zona a escavar, de forma a possibilitar a execução do talude, sendo aquela, para o mesmo solo, tanto maior, quanto mais profunda for escavação, o que poderá revelar-se impraticável em muitas situações.

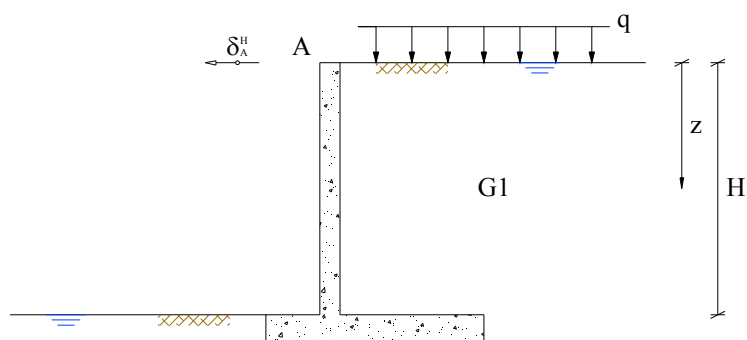


Figura 7.1 – Corte transversal de um muro de suporte de betão armado.

Ainda relacionado com a disponibilidade de espaço, destaca-se um aspecto que resulta da geometria dos muros de suporte de betão armado. Como ilustra Figura 7.1, aqueles têm habitualmente uma forma que se assemelha a um L com o objectivo de assegurar o equilíbrio de uma forma mais eficaz. No entanto, a existência da sapata implica que a escavação abranja sempre parte do maciço a suportar com o intuito de permitir a sua execução, o que poderá desaconselhar a adopção desta solução em casos em

que a área disponível para construção seja exígua ou a proximidade de eventuais limites de propriedade possa ser condicionante.

O facto de o funcionamento estrutural destes elementos consistir numa consola encastrada na base, aliado ao efeito das acções do solo e da água resultar em diagramas de pressões horizontais que variam de uma forma linear em profundidade, conduz a que a evolução dos impulsos seja proporcional ao quadrado da profundidade, sendo, portanto, o momento flector proporcional ao cubo da profundidade, tornando estas soluções pouco atractivas a partir de determinados valores da profundidade por exigirem secções, do ponto de vista económico, inviáveis.

O funcionamento descrito revela-se ainda mais desfavorável quando a necessidade de controlar deformações assume importância. De facto, sendo a deformada calculada através do integral duplo da expressão que define o momento flector em profundidade, daqui se conclui que a deformada é definida através de uma função de quinto grau em ordem à profundidade.

Atendendo agora ao caso em estudo, interessa identificar as zonas que possam ser concretizadas com esta solução. Observando a rampa Sul, rapidamente se conclui que devido à profundidade da rasante ser sempre maior do que 4 m, esta, pelo que foi referido anteriormente, não será uma solução adequada. No entanto, na rampa Norte verifica-se que a cota da rasante experimenta uma variação desde um valor da ordem dos 7 m em escavação até cerca dos 2 m em aterro. Ora, é no trecho que se inicia na zona de transição de aterro para escavação e que se prolonga até a rasante atingir uma profundidade aceitável que esta solução irá ser materializada.

É evidente que não existe nenhum valor pré-definido para a profundidade máxima a adoptar para muros de suporte de betão armado. Esse valor varia de caso para caso, dependendo de alguns factores, de entre os quais se destacam, as características do solo a suportar, o tipo de acções e sobrecargas a que o maciço estará sujeito, a relevância que o controlo de deformações possa assumir e, claro, as soluções alternativas disponíveis.

7.1.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO COM BASE NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Para encontrar um valor admissível para a profundidade máxima, começou por definir-se a evolução em profundidade do momento flector de cálculo, M_{Sd} , para as Combinações 1.1 e 1.2 do EC7 e do momento flector de serviço para a combinação quase-permanente, M_{qp} , conforme a Figura 7.2 evidencia. A dedução das expressões que definem a evolução de M_{qp} e de M_{Sd} para as combinações mencionadas encontra-se no Anexo A6.

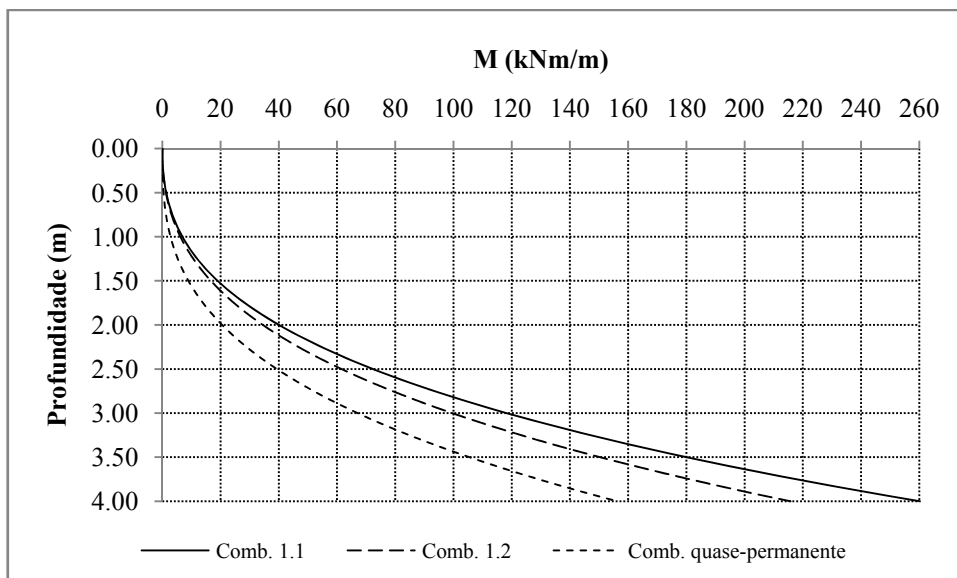


Figura 7.2 – Evolução em profundidade do momento flector em serviço para a Combinação quase-permanente e para os momentos flectores de cálculo para as Combinações 1.1 e 1.2 do EC7.

A Figura 7.1 é representativa das condições em que essa avaliação foi efectuada. O muro foi considerado impermeável e o nível freático coincidente com a superfície do terreno tanto do lado da escavação como do lado do maciço suportado. Considerou-se uma sobrecarga, q , de valor igual a 10 kN/m^2 ($\psi_0=0.6$; $\psi_1=0.4$; $\psi_2=0.2$) e o maciço homogéneo, constituído por um solo do tipo $G1$. Esta consideração corresponde a uma simplificação por se verificar que a transição do estrato $G1$ para o estrato $G2$, sendo variável com a secção analisada, está porém, sempre compreendida entre os 2 e os 3 m de profundidade. Note-se que, se por um lado este procedimento conduz a uma subavaliação do valor do impulso do solo por não considerar o horizonte de peso volumico superior, $G2$, por outro, ao considerar a homogeneização do maciço no horizonte do tipo $G1$, sobreavalia o impulso de terras por considerar apenas o valor do coeficiente de impulso em repouso do solo com características mecânicas inferiores, portanto, com um coeficiente de impulso em repouso superior, o que também afecta a determinação do impulso causado pela sobrecarga.

Para a avaliação dos impulsos provocados pelo maciço e pela sobrecarga utilizou-se o valor do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , e não o valor do coeficiente de impulso activo, K_a . Note-se que a utilização deste último coeficiente pressupõe que a estrutura sofra deformações suficientes para que se observe a transição do valor do coeficiente de impulso de K_0 até K_a , o que em algumas situações poderia prejudicar a integridade do betão, comprometendo a respectiva durabilidade através da corrosão das armaduras, que ficaria facilitada. Reconhece-se, contudo, que o valor real do coeficiente de impulso esteja compreendido entre K_a e K_0 , e não que seja coincidente com este último, até porque é inevitável que a fundação da estrutura sofra deformações. No entanto, e na impossibilidade de limitar o valor do coeficiente de impulso a um intervalo mais estreito do que o definido por aqueles valores extremos, considerou-se prudente utilizar o valor de K_0 .

Como se verifica da análise da Figura 7.2, a Combinação 1.1 quando comparada com a Combinação 1.2, apresenta, para a mesma profundidade, valores do momento flector de cálculo sempre superiores, o que significa que a envolvente de esforços é coincidente com a da primeira combinação, sendo, portanto, a única a ser considerada na análise que se segue.

Conhecidos os valores do momento flector, interessa agora relacioná-los com as dimensões da secção de betão necessária para equilibrá-los. É evidente que essas dimensões variarão de acordo com os critérios adoptados no seu dimensionamento, como, por exemplo, as classes de betão e de aço escolhidas, a espessura de recobrimento e, por fim, o nível de esforço a que se pretender submeter a estrutura durante a sua vida, pretendendo-se significar com “nível de esforço”, o funcionamento da secção mais próximo ou mais afastado do respectivo estado limite último, podendo, para os esforços de flexão, ser avaliado pelo valor reduzido do valor de cálculo do momento flector resistente, μ .

A expressão:

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (7.1)$$

é apropriada para dimensionar peças de betão armado sujeitas a esforços de flexão. O valor de μ é imposto com base no conhecimento do funcionamento de estruturas semelhantes, M_{Rd} corresponde habitualmente ao valor de M_{Sd} , b é a dimensão da peça paralela ao eixo de flexão, f_{cd} o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão e, regra geral, d consiste na incógnita.

A μ atribuiu-se o valor de 0.175. Considerou-se M_{Rd} igual a M_{Sd} , b igual a 1.00 m, pois a análise foi efectuada por metro de desenvolvimento, e a f_{cd} o valor correspondente às três classes de betão equacionadas, C20/25, C25/30 e C30/37, sendo então possível, para cada classe de betão, determinar d em função de M_{Sd} .

Note-se, contudo, que d não corresponde exactamente à altura da secção de betão armado. Na realidade, d corresponde à distância entre o centro de gravidade da armadura traccionada até à fibra de betão mais comprimida. A Figura 7.3 ilustra o referido.

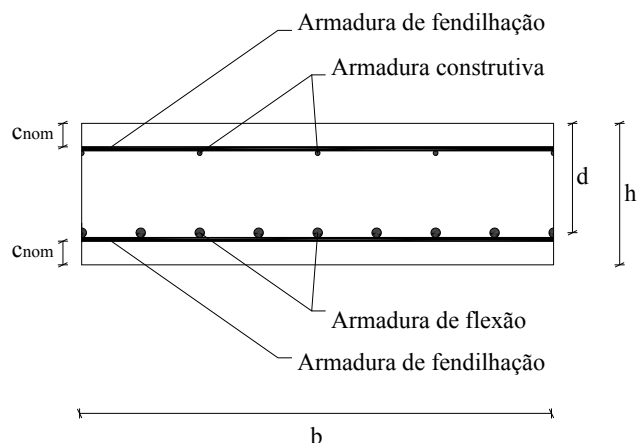


Figura 7.3 – Corte horizontal genérico de um muro de suporte de betão armado. Especificação dos vários tipos de armaduras.

No entanto, uma vez definido o diâmetro dos varões da armadura de fendilhação e de flexão e conhecido o valor do recobrimento, facilmente se estabelece a relação entre d e h , por meio da expressão:

$$d = h - \left(c_{nom} + \phi_{var\tilde{a}o\ de\ fendilha\tilde{c}a\tilde{o}} + \frac{\phi_{var\tilde{a}o\ de\ flex\tilde{a}o}}{2} \right) \quad (7.2)$$

O valor da espessura do recobrimento, c_{nom} , surge, pelo EC2, como consequência da classe de exposição em função das condições ambientais e da classe estrutural. Considerou-se adequado definir a classe de exposição XC4 – corrosão induzida por carbonatação num ambiente alternadamente húmido e seco – e a classe estrutural S5 – valor indicativo do tempo de vida útil do projecto de 100 anos – o que se traduz num recobrimento de 50 mm. A classe de aço adoptada foi S500. Para pré-dimensionamento, o valor do diâmetro da armadura de fendilhação utilizado foi de 10 mm, enquanto que para a armadura de flexão se usou 20 mm, permitindo, por concretização da Expressão (7.2), definir para este caso concreto a expressão:

$$d = h - 0.070 \quad (7.3)$$

Substituindo o valor de d assim obtido na Expressão (7.1), resulta:

$$h = 0.070 + \sqrt{\frac{M_{Sd}}{0.175 \cdot f_{cd}}} \quad (7.4)$$

A Expressão (7.4) relaciona a altura da secção de betão armado, h , com o valor de M_{Sd} , conforme a Figura 7.4 ilustra.

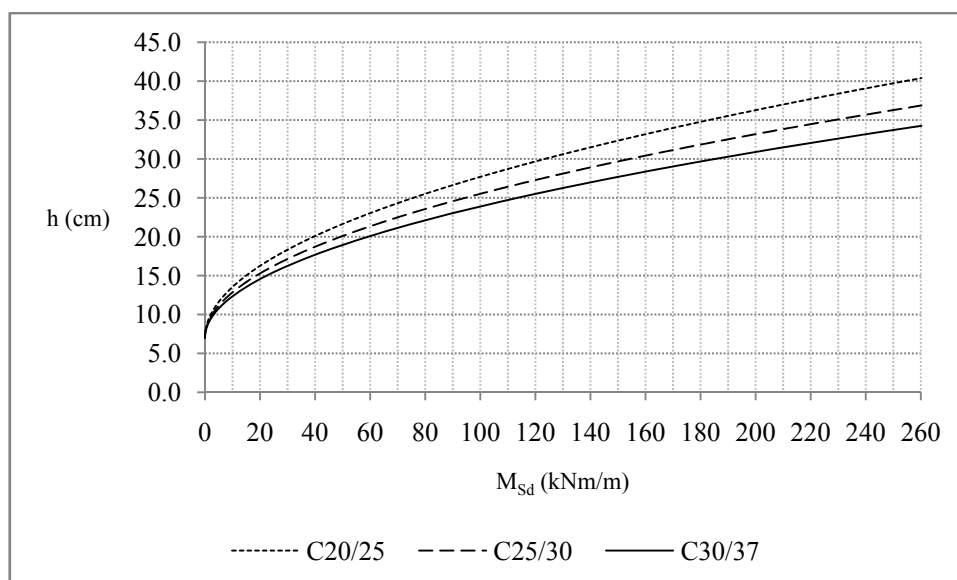


Figura 7.4 – Altura da secção de betão em função de M_{Sd} .

Repare-se, porém, que a Expressão (7.4) também define implicitamente a relação entre h e z , pois M_{Sd} é função de z , permitindo estabelecer as relações presentes na Figura 7.5.

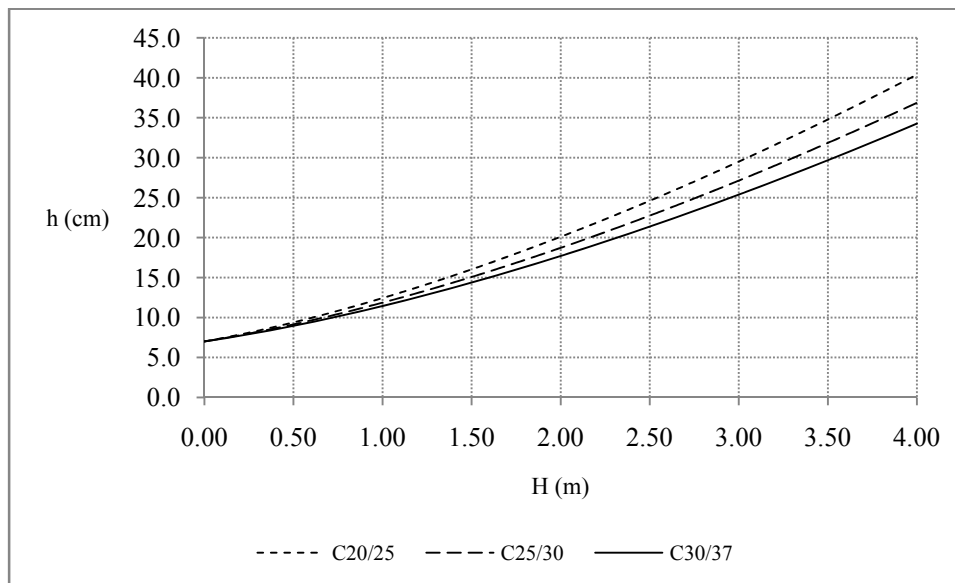


Figura 7.5 – Altura da secção de betão em função da altura do muro de suporte.

Note-se ainda que tanto a Figura 7.4 como a Figura 7.5, determinando as respectivas relações para as três classes de betão já identificadas, possibilitam quantificar algo que em termos qualitativos já se previa, ou seja, quanto maior for a classe resistente do betão, menor será, para a mesma solicitação, a altura da secção, h .

7.1.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO COM BASE NO ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO (CONTROLO DA DEFORMAÇÃO)

Estabelecida a relação entre profundidade de escavação, momento flector de cálculo e altura da secção necessária para equilibrá-lo, é já possível identificar a profundidade, ou um intervalo adequado, para a adopção deste tipo de estruturas.

No entanto, em muitas situações, a previsão do deslocamento horizontal máximo que a estrutura poderá sofrer em serviço condiciona também a altura máxima a adoptar, assim como o respectivo dimensionamento. Para auxiliar a decisão, interessa portanto estimar o valor daquele parâmetro em função da altura considerada para os muros. Lembra-se que neste tipo de estruturas, com um funcionamento em consola, o deslocamento máximo ocorre sempre no topo – ponto A de acordo com a Figura 7.1. Esclarece-se que a referida avaliação do deslocamento se restringe à deformação intrínseca do muro de suporte, não se contabilizando a deformação do solo de fundação, por esta não ser problemática no que respeita à integridade dos muros, pois corresponde aproximadamente a um movimento de corpo rígido.

Para determinar os deslocamentos recorrer-se-á ao Teorema dos Trabalhos Virtuais (TTV), que aqui se enuncia na sua forma mais concisa:

“Num sistema em equilíbrio sob a acção de um conjunto de forças, o trabalho realizado por esse conjunto de forças numa deformação virtual, é igual ao trabalho interno de deformação.”

Este método é particularmente indicado para a determinação de deslocamentos pontuais, precisamente por não implicar o cálculo do deslocamento dos vários pontos que se encontram ao longo do eixo do elemento, isto é, a determinação da deformada, sendo por isso mais expedito. Contudo, pela sua aplicação exigir o conhecimento prévio do ponto que vai sofrer maior deslocamento, a sua utilização não é extensível a qualquer estrutura, nomeadamente às de funcionamento mais complexo, do qual a estrutura em análise não é exemplo.

Matematicamente, o TTV expressa-se de acordo com a Expressão (7.5).

$$F \cdot \delta = \int \left(\frac{\bar{M} \cdot M}{EI} + \frac{\bar{V} \cdot V}{GA^*} + \frac{\bar{N} \cdot N}{EA} \right) dz \quad (7.5)$$

A Figura 6 consiste na ilustração da aplicação do TTV ao caso em estudo.

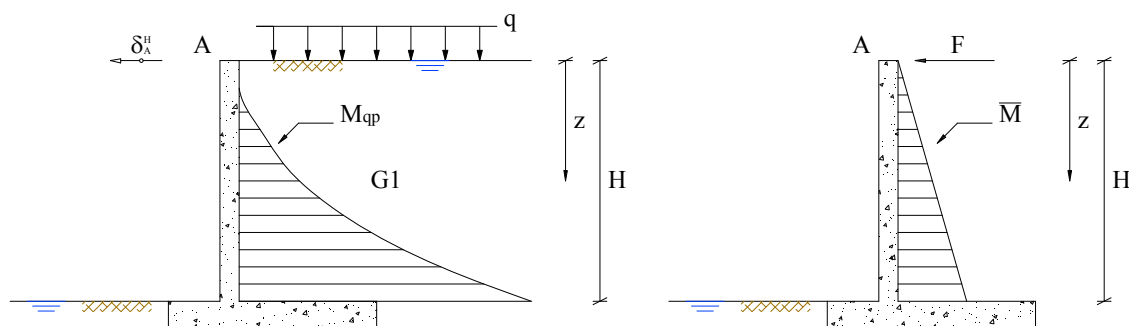


Figura 7.6 – Identificação dos diagramas de momentos flectores a considerar na aplicação do TTV.

Particularizando a Expressão (7.5) à situação em análise, e desprezando as deformações por esforço transversal e axial, por serem insignificantes quando comparadas com a deformação resultante do esforço de flexão, resulta a Expressão (7.6).

$$F \cdot \delta_A^H = \int_0^H \frac{\bar{M} \cdot M_{qp}}{E_{c,eff} \cdot I} dz \quad (7.6)$$

Alerta-se o leitor que a consideração de valores distintos para a altura do muro implica, forçosamente, a consideração de valores distintos para a altura da secção de betão, isto é, espessura do muro, segundo a relação estabelecida pela Figura 7.5 para o betão da classe C30/37.

O módulo de elasticidade utilizado foi o módulo de elasticidade efectivo do betão, $E_{c,eff}$, de forma a fazer reflectir o efeito da fluência na deformação que, como se verá, é bastante significativo. A fluência depende da humidade ambiente, das dimensões do elemento, da composição do betão, da idade do primeiro carregamento, assim como da duração e da intensidade da carga. A sua repercussão na deformação reflecte-se através do coeficiente de fluência, $\varphi(t, t_0)$, de acordo com a Expressão (7.7).

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (7.7)$$

Querendo prever o deslocamento máximo, é conveniente fazê-lo para a situação condicionante, isto é, a longo prazo. De facto, sendo o valor do deslocamento tanto maior quanto maior for o valor do coeficiente de fluência, e sendo este crescente com o período de tempo considerado, é conveniente que aquela previsão seja efectuada para um período igual ao tempo útil de vida do projecto, que neste caso é de 100 anos.

Uma vez que o valor do coeficiente de fluência é sempre superior a zero, por seu lado, $E_{c,eff}$ será necessariamente inferior a E_c , concluindo-se da Expressão (7.7) que a fluência agrava inevitavelmente a deformação.

De acordo com o EC2, a determinação de coeficiente de fluência faz-se segundo a Expressão (7.8).

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (7.8)$$

em que:

- t_0 – idade do betão, em dias, à data do carregamento;
- t – idade do betão, também em dias, à data considerada;
- φ_0 – coeficiente de fluência inicial e $\beta_c(t, t_0)$ é um coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento.

As expressões que definem estes parâmetros, assim como a respectiva aplicação ao caso em análise podem ser consultadas no Anexo A6.

Porém, para determinar o valor do deslocamento do topo do muro é imprescindível conhecer também o respectivo valor do módulo de inércia à flexão. No entanto, não existe um valor único para este parâmetro. De facto, como já foi exposto, a altura da secção do muro é função da altura do mesmo, estando essa dependência definida pela relação identificada, levando a que o valor do módulo de inércia à flexão seja variável em profundidade. Para além disto, a previsão da deformação das peças de betão armado sujeitas a esforços de flexão exige, na maior parte das vezes, a determinação de dois valores extremos, permitindo definir um intervalo que contém o valor da deformação pretendida. Assim, um dos valores resulta da consideração de que todo o elemento se encontra no estado não fendilhado, enquanto o outro valor resulta da consideração de que o elemento se encontra no estado totalmente fendilhado. A diferença entre os limites do referido intervalo é consequência exclusiva do valor do módulo de inércia à flexão considerado, isto é, num caso considera-se a inércia admitindo a secção não fendilhada e no outro caso supõe-se a secção fendilhada, respectivamente. A Figura 7.7 e a Figura 7.8 ilustram o referido.

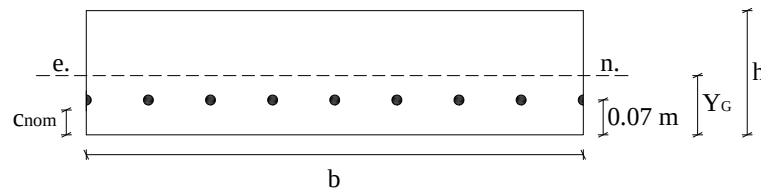


Figura 7.7 – Secção não fendilhada.

A expressão:

$$I = \begin{cases} \frac{bh^3}{12}, & Y_G \leq 0.07m \\ \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - Y_G\right)^2 + \left(\frac{E_s}{E_{c,eff}} - 1\right) \cdot (n \cdot I_{\phi 20} + A_s(Y_G - 0.07)^2), & Y_G > 0.07m \end{cases} \quad (7.9)$$

explicita o cálculo do módulo de inércia à flexão para secções não fendilhadas em concordância com a Figura 7.7. A divisão da Expressão (7.9) em dois ramos pretende assegurar que a contribuição da armadura na definição do módulo de inércia da secção só seja considerada quando a altura do eixo neutro, Y_G , for superior à distância entre o centro de massa da armadura e a face inferior, ou seja, 0.07 m.

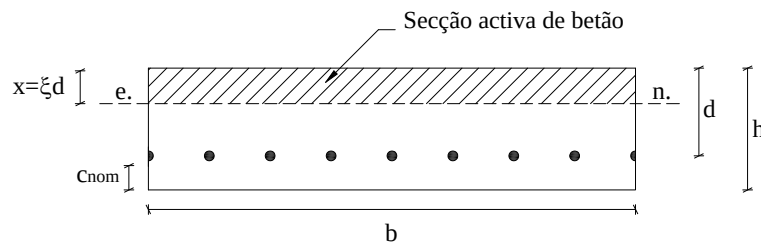


Figura 7.8 – Secção fendilhada.

A expressão:

$$I = \frac{bx^3}{3} + \frac{E_s}{E_{c,eff}} (n \cdot I_{\phi 20} + A_s \cdot (d - x)^2) \quad (7.10)$$

explicita o cálculo do módulo de inércia à flexão para secções fendilhadas em concordância com a Figura 7.8.

Uma vez determinados os módulos de inércia para as duas situações distintas, é então possível definir, pela aplicação do Teorema dos Trabalhos Virtuais e em função da altura adoptada para o muro, o intervalo que contém o valor do deslocamento expectável, conforme se constata na Figura 7.9.

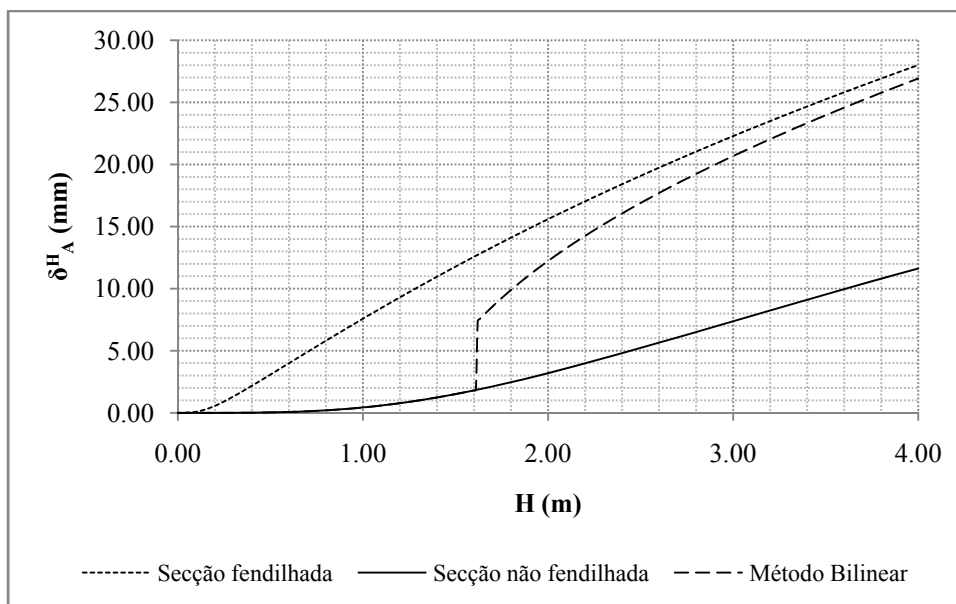


Figura 7.9 – Deslocamento horizontal do topo do muro considerando a secção não fendilhada, fendilhada e interpolação utilizando o Método Bilinear.

Na Figura 7.9 também se inclui o valor expectável do deslocamento horizontal do topo do muro que, como referido, resulta da interpolação dos valores extremos. Essa interpolação foi efectuada com base no Método Bilinear, de acordo com a Expressão (7.11).

$$\delta_A^H = \zeta \cdot \delta_{A,II}^H + (1 - \zeta) \cdot \delta_{A,I}^H \quad (7.11)$$

onde:

- $\delta_{A,I}^H$ – valor do deslocamento horizontal do ponto A considerando o muro não fendilhado;
- $\delta_{A,II}^H$ – valor do deslocamento horizontal do ponto A considerando o muro totalmente fendilhado;
- ζ – coeficiente de distribuição que tem em conta a contribuição do betão traccionado entre fendas. $\zeta=0$ para secções não fendilhadas, sendo definido pela Expressão (7.12).

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{qp}} \right)^2 \quad (7.12)$$

- β – coeficiente que tem em conta a influência da duração do carregamento ou da repetição do carregamento na extensão média, sendo igual a 1.0 para um único carregamento de curta duração e igual a 0.5 para carregamentos de longa duração ou para repetidos carregamentos (tendo-se considerado o valor de 0.5);
- M_{cr} – valor do momento de fendilhação, cuja expressão é:

$$M_{cr} = f_{ctm} \frac{bh^2}{6} \quad (7.13)$$

Voltando à Figura 7.9, o que se destaca de imediato é a descontinuidade que ocorre nos deslocamentos obtidos pelo Método Bilinear. Assim, com o intuito de justificar aquele facto, elaborou-se a Figura 7.10 que, complementando a Figura 7.9, auxilia a sua percepção.

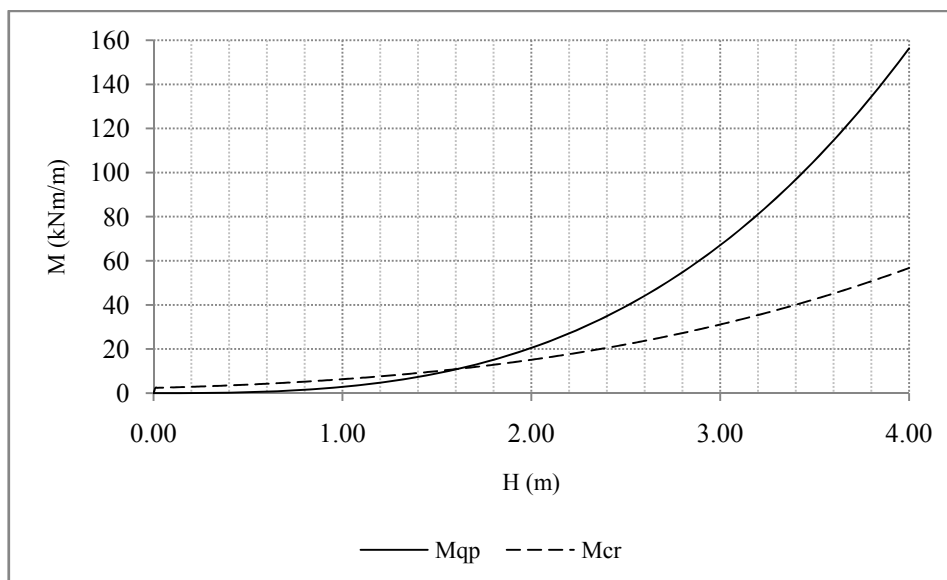


Figura 7.10 – Comparação entre o momento de fendilhação e o momento da combinação quase-permanente em função da altura do muro.

Na Figura 7.10 exibe-se a variação de M_{qp} e de M_{cr} em função da altura do muro, constatando-se que aquela descontinuidade ocorre quando o valor M_{qp} iguala o valor de M_{cr} , ou seja, quando ocorre fendilhação, o que acontece para um valor de H aproximadamente igual a 1.61 m. Refere-se que para muros com uma altura igual à referida, a fendilhação da secção provoca um decréscimo do valor do momento de inércia de $2.857 \cdot 10^{-4}$ para $4.175 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$, o que corresponde a uma variação de aproximadamente -85%.

Daqui resulta que muros com uma altura inferior àquele valor não estão fendilhados em serviço e, por conseguinte, a sua deformação é coincidente com a deformação que resulta da consideração de secções não fendilhadas, aliás, situação prevista pelo Método Bilinear ao impor o coeficiente ζ nulo para secções não fendilhadas.

Para muros com uma altura superior à referida, verifica-se que o valor do momento da combinação quase-permanente é superior ao momento de fendilhação, observando-se um acréscimo substancial do

deslocamento, sendo este tanto mais próximo do deslocamento calculado para secções fendilhadas quanto menor for o quociente entre M_{cr} e M_{qp} , ou seja, quanto mais próximo da unidade for o valor do coeficiente ζ .

Sublinha-se que estas considerações são válidas apenas para muros com uma relação entre altura e espessura que obedeça à relação estabelecida pela Figura 7.5 e com armadura que reflecta, quer em quantidade, quer em disposição, a utilizada neste estudo.

Definido o deslocamento horizontal do topo do muro em função da sua altura, é possível fazer intervir, na determinação do valor da altura máxima a adoptar para muros de suporte, critérios de deformação. Assim, é com base na análise conjunta da Figura 7.5 e da Figura 7.9 que tal será realizado.

Impondo como condição de partida que os muros de suporte de betão armado deverão ter uma espessura máxima de 25 cm, pela Figura 7.5 e para um betão da classe C30/37, verifica-se que àquele valor corresponde uma altura ligeiramente inferior a 3.00 m, o que resulta, pela Figura 7.9, num deslocamento do topo compreendido entre 20 e 21 mm.

Para avaliar a adequabilidade deste valor é necessário ter uma referência. Desta forma, utilizou-se a relação $v_{\text{lim}}/250$ prevista no EC2 como indicação para o valor máximo admissível para a flecha, o que, aplicado ao caso em análise, resulta em 12 mm, permitindo concluir que o valor previsto é bastante superior ao admissível. Ponderando uma altura inferior, por exemplo, 2.00 m, e recorrendo novamente à Figura 7.9, verifica-se que o deslocamento previsível é de aproximadamente 12 mm. Contudo, a referida relação volta a não ser verificada, pois para a altura em questão o limite é de 8 mm.

Para se ter uma noção mais abrangente da relação entre deslocamento expectável e o limite previsto pelo EC2, elaborou-se a Figura 7.11.

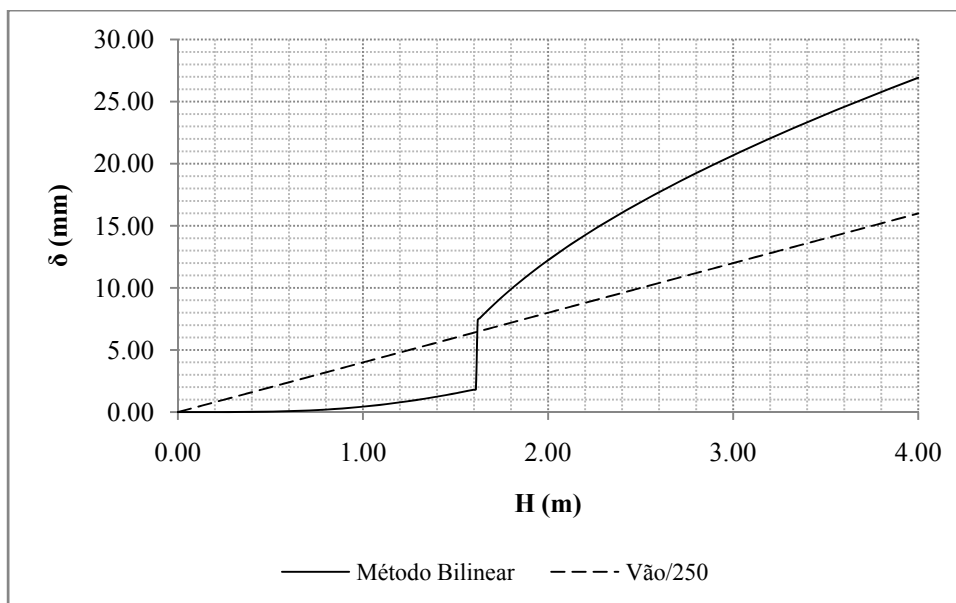


Figura 7.11 – Comparação do deslocamento obtido pelo Método Bilinear com o limite previsto pelo EC2.

A Figura 7.11 é clara. O cumprimento da regra preconizada pelo EC2 só acontece para muros em que a respectiva secção se encontra não fendilhada, logo, a estrita aplicação do preconizado por aquela figura implicaria a limitação da altura dos muros a um valor inferior a 1.61 m. Alternativamente, optou-se por definir o valor de 2.00 m como altura máxima e proceder ao redimensionamento do muro de forma a observar aquele limite.

Atendendo ao âmbito do EC2, é plausível que os princípios em que este documento se baseia para a análise da deformação sejam demasiado severos para a aplicação ao caso em estudo. De facto, o EC2 prevê as regras gerais para o projecto de estruturas de betão, mas algumas delas são particularmente direccionadas para edifícios. Isto significa que a limitação da deformação não esteja condicionada, ou apenas condicionada, pela garantia do correcto funcionamento dos elementos de betão, mas também pelas consequências que a deformação possa provocar nos elementos ligados à estrutura, tais como divisórias, envidraçados, revestimentos, redes e acabamentos, entre outros.

Contudo, a disparidade verificada entre flechas apresenta um valor que não deve ser ignorado, concluindo-se que o dimensionamento dos muros de suporte, para o caso em apreço, será condicionado pelo estado limite de utilização e não pelo estado limite último.

7.1.4. DIMENSIONAMENTO

7.1.4.1. Determinação da altura da secção

Definida a altura dos muros, decidiu-se proceder a uma alteração na metodologia que tem vindo a ser seguida. De facto, o que interessa agora é encontrar a altura da secção que satisfaça os critérios regulamentares, particularmente no que respeita ao controlo da deformação pois, como se viu, este critério acaba por ser condicionante.

Desta forma, impôs-se que para a combinação quase-permanente de acções a altura da secção dos muros seja tal que se encontre não fendilhada. Consultando a Figura 7.2 para uma leitura gráfica, ou recorrendo à definição analítica que se disponibiliza no Anexo A6, conclui-se que M_{qp} para muros com uma altura de 2.0 m é igual a 20.54 kN/m. A condição enunciada, em termos matemáticos, formula-se de acordo com a expressão (em que o valor de M_{cr} é definido pela Expressão (7.13)):

$$M_{cr} \geq M_{qp} \quad (7.14)$$

logo:

$$2.9 \times 10^3 \times \frac{1.00 \times h^2}{6} \geq 20.54 \quad (7.15)$$

$$h \geq 0.206 \text{ m} \therefore h = 21 \text{ cm} \quad (7.16)$$

Daqui resulta que os muros terão uma secção com 21 cm de altura.

Para determinar o valor do deslocamento máximo desta última solução, recorreu-se à Expressão (7.6), em que, considerando-se M igual M_{qp} , pode ser enunciada de acordo com a Expressão (7.17) (a dedução encontra-se no Anexo A6):

$$\delta_A^H = \delta_{A,I}^H = \frac{0.4635 \cdot H^5 + 0.125 \cdot H^4}{E_{c,eff} \cdot I} \quad (7.17)$$

logo:

(7.18)

$$\delta_A^H = \frac{0.4635 \cdot 2^5 + 0.125 \cdot 2^4}{11.26 \times 10^6 \times 7.911 \times 10^{-4}}$$

$$\delta_A^H = 1.890 \times 10^{-3} m \quad (7.19)$$

Como se conclui, o valor obtido para o deslocamento máximo dos muros de suporte é bastante inferior ao máximo admitido pelo EC2 (8 mm).

7.1.4.2. Determinação das dimensões da sapata

As dimensões da sapata são definidas através da verificação da segurança aos Estados Limites Últimos:

- escorregamento pela base;
- derrubamento;
- rotura da fundação.

Consideraram-se duas hipóteses distintas para efectuar aquelas verificações, a primeira com uma sobrecarga uniformemente distribuída, q , de valor igual a 10 kPa, e a segunda, sem qualquer sobrecarga, conforme se pormenoriza na Figura 7.12.

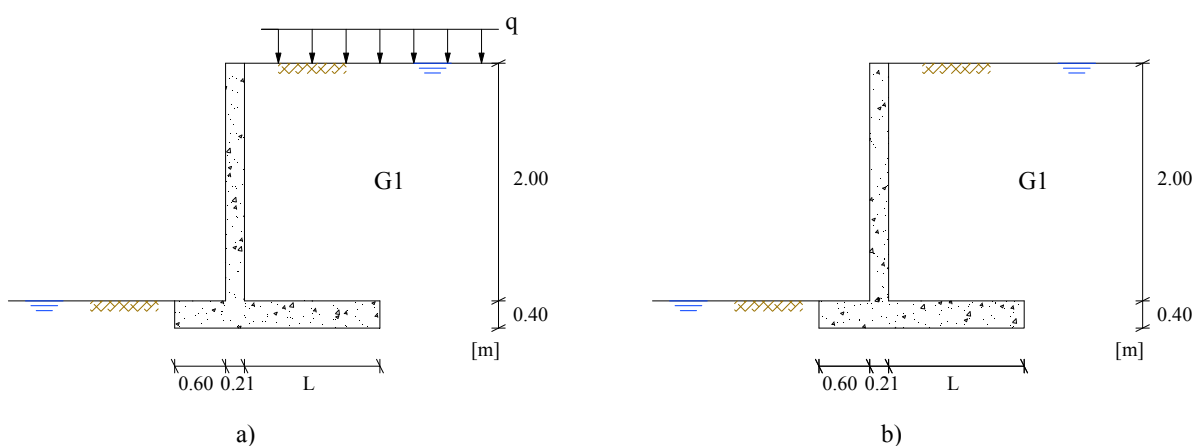


Figura 7.12 – Hipóteses consideradas: a) com sobrecarga; b) sem sobrecarga.

Se em outras estruturas a consideração de sobrecarga constitui a situação nitidamente mais desfavorável, neste caso essa conclusão carece de verificação, pois a sobrecarga também tem um

efeito benéfico, incrementando a reacção normal, o que se traduz no aumento da resistência ao escorregamento pela base e no acréscimo do momento estabilizador.

A determinação das dimensões da sapata limitou-se à parte da sapata que se desenvolve para o lado do solo suportado. Para a dimensão que se encontra do lado da escavação foi admitido o valor de 0.60 m, conforme é perceptível na Figura 7.12.

As características do maciço correspondem às do Horizonte *GI*. Esclarece-se apenas que o valor do ângulo considerado na interface solo-betão da base foi ϕ' , pois a betonagem foi efectuada directamente sobre o solo de fundação, portanto, sobre uma superfície muito mais rugosa do que o que acontece quando aquela é confinada por cofragens.

Apesar de referidas três verificações a observar em Estado Limite Último, as dimensões da sapata foram exclusivamente definidas pela verificação do escorregamento pela base e pelo derrubamento.

Cada hipótese identificada foi analisada segundo o Caso 1.1 e o Caso 1.2 do EC7, totalizando, na prática, quatro hipóteses distintas. Como para cada hipótese há que fazer duas verificações, tem-se oito valores diferentes para o comprimento da sapata, L , que se indicam no Quadro 7.1.

Quadro 7.1 – Valores do comprimento da sapata, L .

Sobrecarga	Combinação	Verificação	L (m)
Sim	1.1 EC7	Escorregamento	1.13
		Derrubamento	0.56
	1.2 EC7	Escorregamento	1.51
		Derrubamento	0.74
Não	1.1 EC7	Escorregamento	0.98
		Derrubamento	0.43
	1.2 EC7	Escorregamento	1.17
		Derrubamento	0.40

Constata-se que a situação condicionante resulta da verificação ao escorregamento pelo caso 1.2 do EC7, quando se considera a sobrecarga, obtendo-se o valor de 1.51 m. Para efeitos de execução, arredondou-se para 1.55 m.

Posto isto, estão definidas todas as dimensões dos muros de suporte. No Anexo A9 encontram-se os desenhos que detalham a solução.

7.2. CORTINA AUTOPORTANTE

7.2.1. INTRODUÇÃO

Conforme ficou exposto no ponto 7.1, a contenção da rampa Norte de acesso ao túnel, na zona em que a execução da via não implique que a base da escavação ultrapasse a profundidade de 2.00 m, será concretizada com muros de suporte de betão armado. A partir desta profundidade revela-se necessário adoptar outra solução construtiva, tendo-se decidido, com base no enunciado no Capítulo 5, recorrer a cortinas autoportantes realizadas com estacas moldadas e espaçadas de betão armado.

As cortinas autoportantes são um caso particular de cortinas de contenção em que não é aplicado qualquer apoio suplementar, ficando, portanto, a estabilidade assegurada unicamente pelo encastramento que o solo confere à parte enterrada, isto é, à ficha, resultando daqui que o respectivo

dimensionamento seja efectuado considerando-as consolas encastradas no solo. Devido ao funcionamento estrutural, estas soluções são particularmente adequadas para a contenção de escavações que envolvam profundidades moderadas, em que o controlo de deformação não seja condicionante, pois a relação cúbica entre o momento flector e a profundidade, verificada nos muros de suporte, também aqui se observa, tornando-as, a partir de determinadas profundidades, quer económica, quer funcionalmente, menos eficientes do que as soluções monoapoiadas.

Coloca-se então a questão da profundidade máxima a prever para estas estruturas. Repare-se, contudo, que a resposta surge habitualmente como consequência do valor do *gabarit* vertical.

Estando definido o valor de 5.00 m para este parâmetro, adicionando uma folga de 50 cm para a colocação das escoras nas cortinas monoapoiadas, constata-se que as cortinas autoportantes terão de ser adoptadas até à profundidade de projecto de 5.50 m, o que na prática significa que terão de ser dimensionadas para uma profundidade de 6.50 m, devido à escavação adicional para a instalação de infra-estruturas e para a execução da via.

Dependendo das características do solo e das acções consideradas, uma cortina autoportante dimensionada para aquela profundidade pode revelar-se economicamente inviável, recomendando a ponderação de alternativas, sendo certo que, e apesar das desvantagens apontadas, a necessidade de assegurar o *gabarit* é obviamente prioritária.

Note-se que recorrendo a ancoragens existe sempre a possibilidade de executar cortinas monoapoiadas sem que a necessidade de assegurar o *gabarit* mínimo constitua um constrangimento. Aliás, esta será uma hipótese a considerar caso a solução autoportante se revele claramente desaconselhável para as profundidades mais significativas.

Adoptadas para as zonas em que a rasante está compreendida entre 2.00 e 5.50 m, foi possível identificar em planta, para cada rampa, a secção condicionante em termos de profundidade de escavação, conforme se indica na Figura 7.13.



Figura 7.13 – Identificação da localização das secções condicionantes para dimensionamento.

Da análise da Figura 7.13 verifica-se que a consideração de acções que resultem de eventuais edifícios vizinhos não é factor que contribua para a determinação da secção condicionante, uma vez que não existem construções nas imediações das zonas onde se prevê executar aquelas estruturas. Assim, resta comparar a disposição dos horizontes geotécnicos da rampa de acesso Sul com a disposição dos horizontes da secção da rampa de acesso Norte para a profundidade de 5.50 m.

Na Figura 7.14 representam-se os perfis transversais correspondentes às zonas identificadas na Figura 7.13.

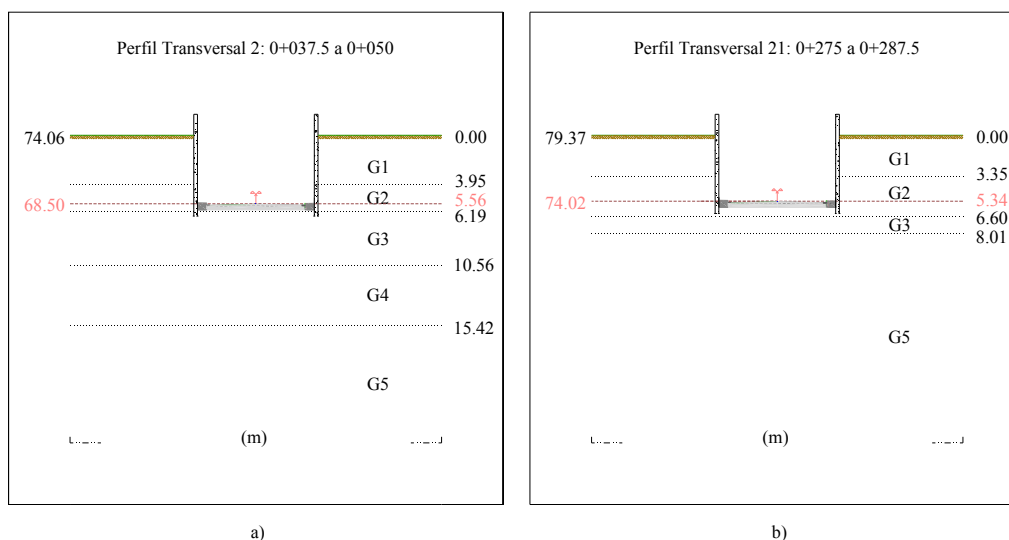


Figura 7.14 – Perfis transversais condicionantes: a) rampa Sul; b) rampa Norte

7.2.2. DETERMINAÇÃO DE ESFORÇOS PELO MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE

O primeiro passo no dimensionamento de cortinas autoportantes consiste em determinar a altura enterrada de forma a verificar o equilíbrio. Dos métodos de equilíbrio limite mais frequentemente empregues, destaca-se o Método Americano e o Método Britânico, tendo-se optado por utilizar este último.

De acordo com a Figura 7.15 a), o dimensionamento de cortinas autoportantes com base no Método Britânico consiste em determinar a altura d' , isto é, a profundidade do ponto P de forma a verificar-se o equilíbrio de momentos. Uma vez determinado o valor de d' , a altura enterrada, d , obtém-se majorando o valor de d' em 20%, que, regra geral, é suficiente para assegurar a mobilização do contra-impulso passivo e, por conseguinte, o equilíbrio de forças segundo a direcção horizontal.

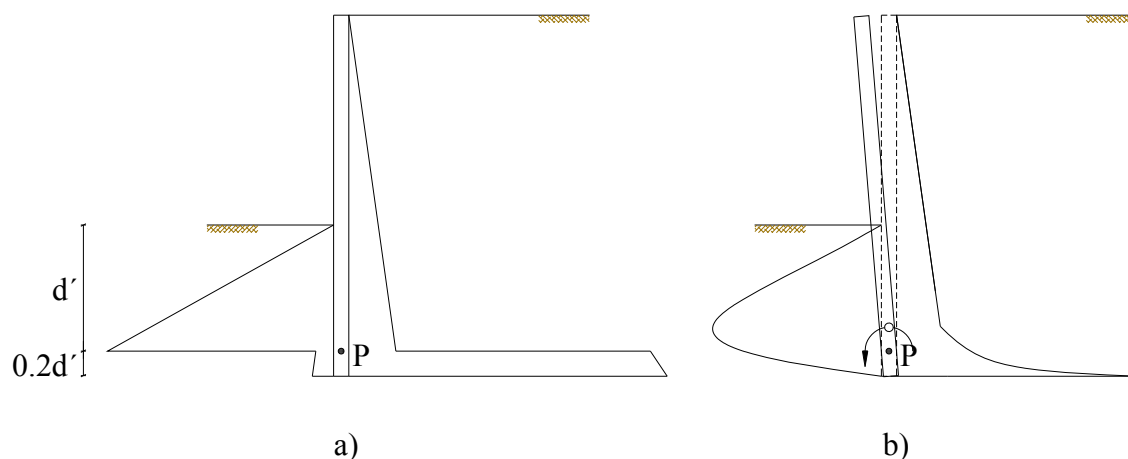


Figura 7.15 – Distribuição das pressões do solo: a) Método Britânico; b) caso real.

A distribuição das pressões do solo da Figura 7.15 considera implicitamente o mecanismo de deformação daquele tipo de estruturas. De facto, sendo o ponto P o ponto onde os momentos se anulam, é aceitável considerar que o mecanismo de deformação consista numa rotação em torno deste ponto. Desta forma, abaixo do ponto P vai verificar-se um acréscimo das pressões que se localizam no tardo da cortina e uma diminuição das pressões que se encontram do lado da escavação, o que na prática significa que, no tardo, as pressões activas se transformam em pressões passivas, ocorrendo o inverso do lado da escavação, sendo este o fenómeno que se pretende ilustrar na Figura 7.15, distinguindo-se entre a idealização do Método Britânico e o observado num caso real.



Figura 7.16 – Pormenorização da idealização dos esforços que ocorrem abaixo do ponto de rotação.

Voltando aos perfis transversais da Figura 7.14, verifica-se que em ambos os casos os solos que se encontram no tardo da cortina, na zona sobrejacente à escavação, são do tipo $G1$ e $G2$, observando-se uma disposição semelhante. Concretamente, constata-se que o solo do tipo $G1$ ocorre num horizonte superficial com uma espessura da ordem dos 3 m, desenvolvendo-se sob este um horizonte do tipo $G2$ até sensivelmente à profundidade de 6 m.

A diferença significativa encontra-se na zona subjacente à base da escavação. De facto, enquanto no perfil da rampa Sul se verifica uma evolução gradual das características resistentes do solo em profundidade, no perfil da rampa Norte essa evolução é localizada, identificando-se, aos 8 m, a transição directa do horizonte $G3$ para o horizonte $G5$. Por seu lado, no perfil da rampa Sul o horizonte $G5$ só é observado a partir dos 15 m de profundidade, aproximadamente.

Estes factos fazem prever que o desenvolvimento dos esforços nos dois perfis considerados seja idêntico ao longo da altura não enterrada da cortina, sendo expectável observar-se uma divergência ao longo da altura enterrada da mesma, o que se consumará em comprimentos de fichas distintos.

Para determinar os esforços associados a cada perfil, começa-se por representar na Figura 7.17 e na Figura 7.18 os impulsos a considerar para a aplicação do Método Britânico, resultantes do peso das

terras e de uma sobrecarga uniformemente distribuída à superfície, q , de valor igual a 10 kN/m^2 ($\psi_0=0.6$; $\psi_1=0.4$; $\psi_2=0.2$). Considerou-se o nível freático coincidente com a base da escavação (6.50 m), pois a cortina será permeável de forma a minorar o valor dos esforços actuantes. Abaixo da base da escavação o impulso hidrostático não foi considerado directamente na determinação dos esforços, pelo seu efeito do lado do maciço suportado ser compensado pelo do lado da escavação. No entanto, pela diminuição que provoca nas tensões efectivas e que se reflecte no valor do impulso activo e passivo, no cálculo dos impulsos das terras que se situam abaixo do nível freático considerou-se o peso volúmico submerso do solo.

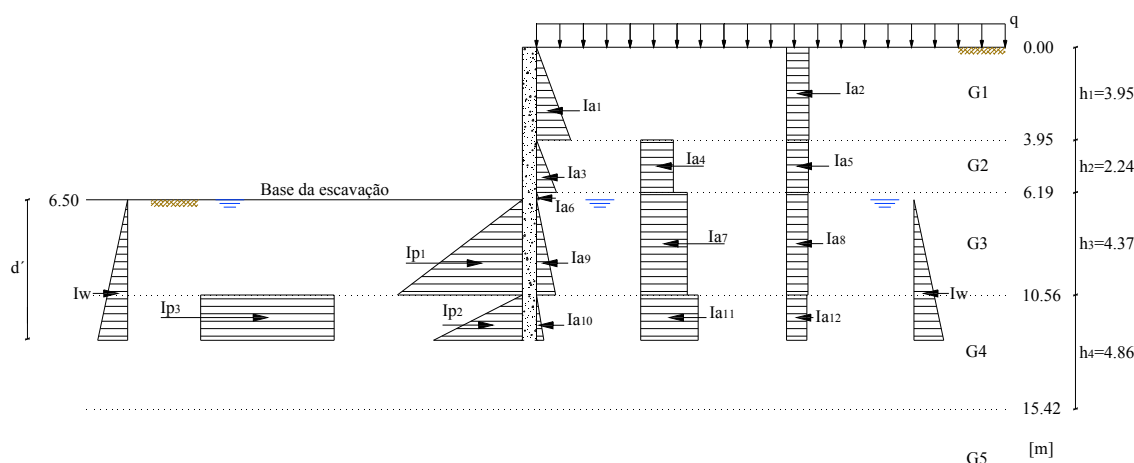


Figura 7.17 – Perfil geotécnico da rampa Sul. Identificação dos impulsos considerados.

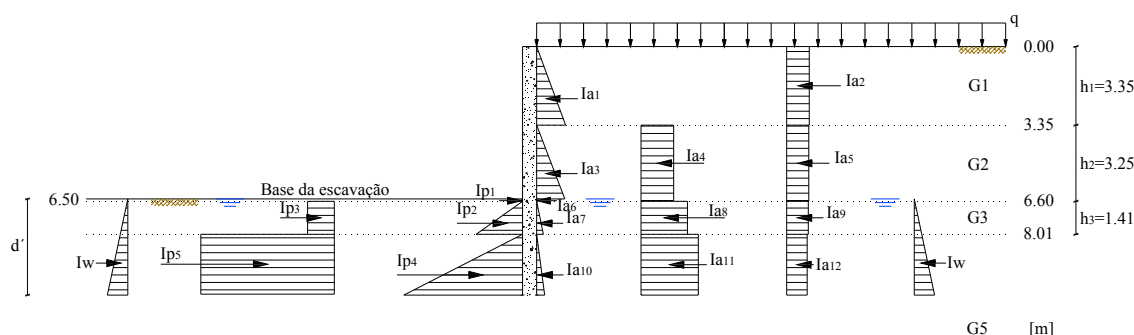


Figura 7.18 – Perfil geotécnico da rampa Norte. Identificação dos impulsos considerados.

Conforme foi já referido, d' consiste no valor para o qual se verifica a igualdade entre os momentos provocados pelos impulsos activos e pelos impulsos passivos em relação ao pé da cortina, isto é:

$$\sum_{i=1}^n I_{a_i} \cdot z_{I_{a_i}} = \sum_{i=1}^m I_{p_i} \cdot z_{I_{p_i}} \quad (7.20)$$

O valor dos impulsos que se localizam na parte superior à base da escavação é independente de d' , não se verificando o mesmo para aqueles que se encontram na parte inferior. No entanto, o valor da

distância entre o ponto de aplicação dos impulsos e o pé da cortina, z , depende necessariamente do valor de d' , quer aqueles se localizem sobre ou subjacentemente à base da escavação.

A aplicação da Expressão (7.20) às situações representadas na Figura 7.17 e na Figura 7.18 permitiu obter o valor dos respectivos impulsos, que se apresentam no Quadro 7.2.

Quadro 7.2 – Valores dos impulsos identificados na Figura 7.17 e na Figura 7.18.

Impulso	Rampa Sul Caso 1.1		Rampa Sul Caso 1.2		Rampa Norte Caso 1.1		Rampa Norte Caso 1.2	
	(kN/m)	z (m)	(kN/m)	z (m)	(kN/m)	z (m)	(kN/m)	z (m)
la_1	53.08	7.98	50.55	9.72	38.18	7.64	36.36	8.95
la_2	16.59	8.64	18.49	10.38	14.07	8.19	15.68	9.50
la_3	17.61	5.17	16.56	6.91	34.83	4.42	32.74	5.73
la_4	55.90	5.55	52.56	7.29	68.79	4.89	64.67	6.20
la_5	8.74	5.55	9.61	7.29	12.68	4.89	13.94	6.20
la_6	0.33	4.22	0.31	5.96	0.02	3.30	0.02	4.61
la_7	157.26	2.24	146.88	3.98	3.76	2.33	3.51	3.64
la_8	15.08	2.24	16.47	3.98	54.43	2.56	50.83	3.87
la_9	31.20	1.41	29.14	3.15	4.86	2.56	5.32	3.87
la_{10}	0.00	0.02	5.53	0.60	5.67	0.62	16.78	1.06
la_{11}	2.32	0.03	80.41	0.90	56.83	0.93	98.67	1.58
la_{12}	0.15	0.03	6.07	0.90	4.46	0.93	9.06	1.58
lp_1	1026.73	1.41	477.22	3.15	0.40	3.30	0.20	4.61
lp_2	0.20	0.02	122.95	0.60	123.83	2.33	57.56	3.64
lp_3	32.68	0.03	555.89	0.90	14.68	2.56	6.82	3.87
lp_4	-	-	-	-	469.31	0.62	590.52	1.06
lp_5	-	-	-	-	605.08	0.93	446.64	1.58

Na Figura 7.19 representam-se os diagramas dos momentos flectores de cálculo do perfil Sul e do perfil Norte, para os Casos 1.1 e 1.2 do EC7.

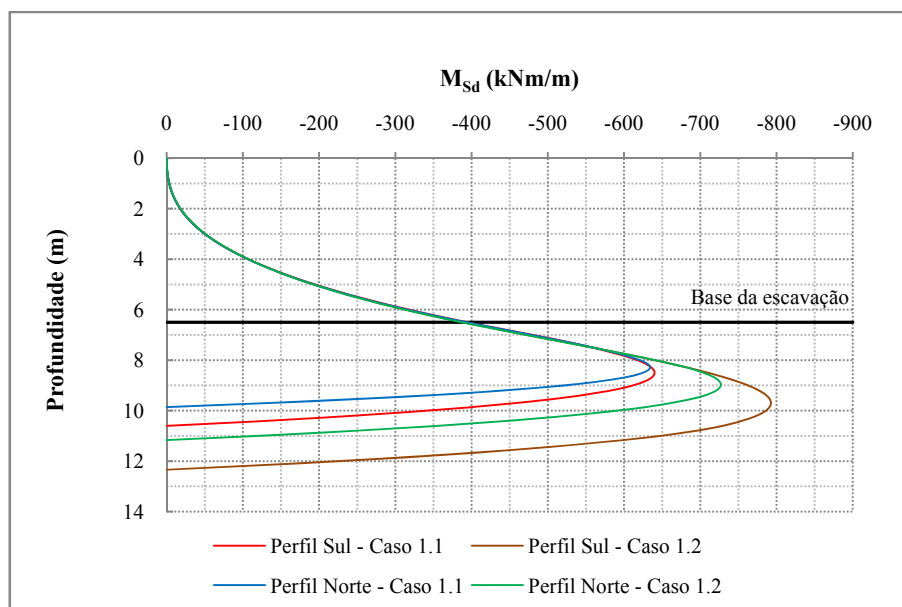


Figura 7.19 – Momentos flectores de cálculo para o perfil da rampa Sul e para o perfil da rampa Norte para os Casos 1.1 e 1.2 do EC7.

Conforme se havia previsto, a evolução dos momentos flectores ao longo da altura não enterrada da cortina, mais do que idêntica, é praticamente coincidente. No entanto, ao longo da altura enterrada, observa-se uma disparidade considerável, de que a diferença entre o valor máximo (em valor absoluto) do momento flector do perfil Norte e do perfil Sul, para o Caso 1.2, 727.0 e 792.7 kNm/m, respectivamente, é o maior exemplo, conforme se verifica da análise da Quadro 7.3.

Quadro 7.3 – Resultados condicionantes para dimensionamento.

Situação em análise	d' (m)	$M_{Sd \text{ min}}$ (kNm/m)	$M_{Sd \text{ max}}$ (kNm/m)
Perfil Sul - Caso. 1.1	4.12	-640.1	0
Perfil Sul - Caso 1.2	5.86	-792.7	0
Perfil Norte - Caso 1.1	3.37	-634.1	0
Perfil Norte - Caso 1.2	4.68	-727.0	0

Devido ao momento flector máximo e ao maior comprimento da ficha da cortina serem observados no perfil Sul, este será o perfil a considerar no dimensionamento da cortina autoportante. Desta forma, para além da variação do momento flector, interessa também conhecer a evolução do esforço transversal.

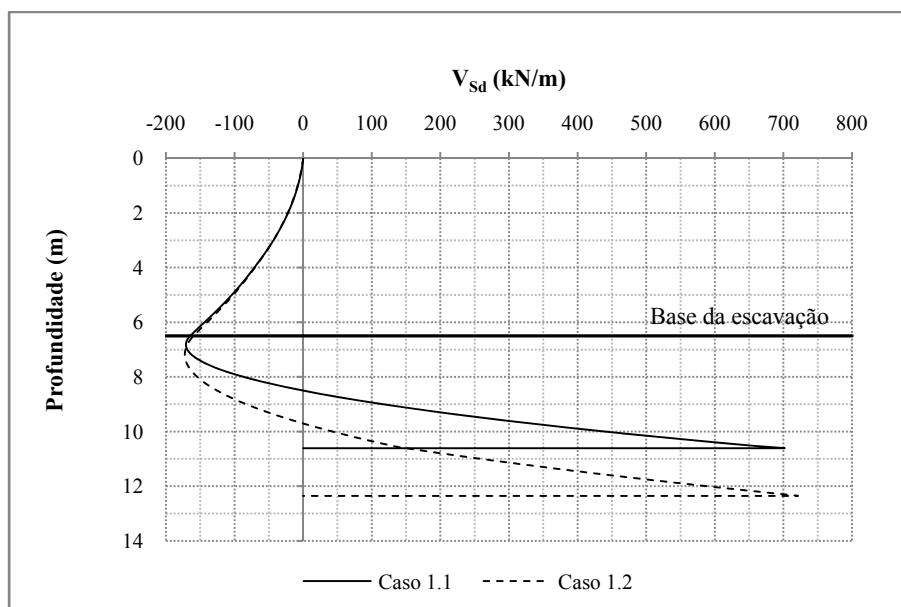


Figura 7.20 – Esforço transverso de cálculo para o perfil Sul para os Casos 1.1 e 1.2 do EC7.

A Figura 7.20 apresenta a variação do esforço transverso para o perfil Sul, permitindo concluir que, tal como para os momentos flectores, as duas combinações fornecem desenvolvimentos praticamente coincidentes para a altura não enterrada da cortina. No entanto, para altura enterrada, e ao contrário do que se observa para os momentos flectores, os valores máximo e mínimo registados em cada combinação são idênticos.

Quadro 7.4 – Altura e esforços obtidos para a cortina do perfil Sul pelos Casos 1.1 e 1.2 do EC7.

Caso	$M_{Sd \text{ min}}$ (kNm/m)	$M_{Sd \text{ Max}}$ (kNm/m)	$V_{Sd \text{ min}}$ (kN/m)	$V_{Sd \text{ Max}}$ (kN/m)	d' (m)	$d=1.2d'$ (m)	H (m)
1.1 do EC7	-640.1	0	-170.9	701.7	4.12	4.94	11.44
1.2 do EC7	-792.7	0	-172.5	721.4	5.86	7.03	13.53

7.2.3. DETERMINAÇÃO DE ESFORÇOS PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS. ANÁLISE COMPARATIVA.

Determinados os esforços considerando a situação de equilíbrio limite de acordo com o Método Britânico, recorreu-se ao programa Plaxis[®] para efectuar uma simulação numérica, com o objectivo de comparar resultados. O programa requer que se introduzam algumas características da estrutura. Para isso, procedeu-se ao pré-dimensionamento das estacas que constituem a cortina autoportante com base no valor reduzido do momento flector de cálculo, tendo-se definido como referência $\mu=0.15$, sendo μ , para secções circulares, calculado de acordo com a expressão:

$$\mu = \frac{M_{Sd}}{2\pi \cdot r^3 \cdot f_{cd}} \quad (7.21)$$

O Quadro 7.5 contém os valores do momento reduzido das soluções ponderadas. Considerou-se várias hipóteses para o espaçamento entre eixos, dois valores distintos para o diâmetro das estacas e um betão da classe C30/37.

Quadro 7.5 – Valores de μ em função do diâmetro e do espaçamento entre eixos das estacas.

M_{Sd} (kNm/m)	ϕ Estaca (mm)	Espaçamento entre eixos (m)	M_{Sd} (kNm/estaca)	μ
792.7	600	0.65	515.3	0.152
		0.70	554.9	0.164
		0.75	594.5	0.175
	700	1.00	792.7	0.147
		1.05	832.4	0.154
		1.10	872	0.162

No Quadro 7.5 constata-se existirem várias hipóteses que se aproximam do valor pretendido, destacando-se as soluções executadas com estacas $\phi 600$ espaçadas de 0.65, $\phi 700$ espaçadas de 1.00 e $\phi 700$ mm espaçadas de 1.05 m. A primeira solução foi preterida pelas dificuldades que o reduzido espaçamento entre estacas (5 cm) poderia causar na execução do sistema de drenagem, concretamente na colocação dos drenos. Das duas hipóteses restantes, optou-se pela solução de estacas $\phi 700$ mm espaçadas de 1.05 m.

Os valores utilizados na modelação numérica para o peso volumico do solo, para o ângulo de atrito e para a sobrecarga q , para os Casos 1.1 e 1.2 dos Estados Limites Últimos e para a combinação quase-permanente dos Estados Limites de Utilização, são apresentados no Quadro 7.6. Consideraram-se elementos finitos triangulares de 15 pontos nodais, adoptou-se o critério de rotura de Mohr-Coulomb na simulação do comportamento dos vários horizontes geológico-geotécnicos e admitiu-se um estado plano de deformação.

Esclarece-se que estas considerações não se restringiram a esta modelação, tendo sido adoptadas de uma forma genérica na modelação numérica das estruturas que se abordam nos pontos subsequentes.

Quadro 7.6 – Valores utilizados na modelação numérica.

Horizonte geológico- geotécnico	Caso 1.1			Caso 1.2			Combinação quase-permanente		
	γ (kN/m ³)	$\phi'(^{\circ})$	q (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	$\phi'(^{\circ})$	q (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	$\phi'(^{\circ})$	q (kN/m ²)
G1	24.3	30.0	15.0	18.0	24.8	13.0	18.0	30.0	2.0
G2	27.0	32.0		20.0	26.6		20.0	32.0	
G3	29.7	35.0		22.0	29.3		22.0	35.0	
G4	31.1	38.0		23.0	32.0		23.0	38.0	
G5	33.8	42.0		25.0	35.8		25.0	42.0	

Na Figura 7.23 apresenta-se o modelo de cálculo utilizado na modelação numérica e na Figura 7.24 representa-se a respectiva malha de elementos finitos.



Figura 7.21 – Modelo de cálculo.

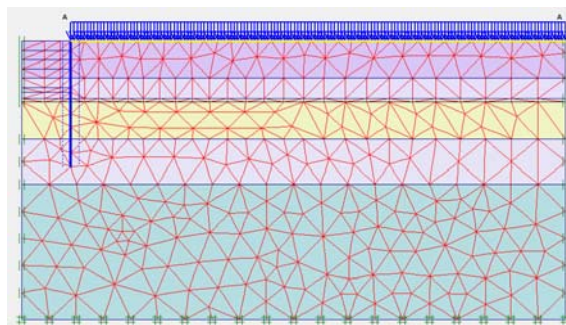


Figura 7.22 – Malha de elementos finitos.

Da Figura 7.23 até à Figura 7.26 comparam-se os resultados obtidos pelo Método de Equilíbrio Limite com os obtidos pelo Método dos Elementos Finitos.

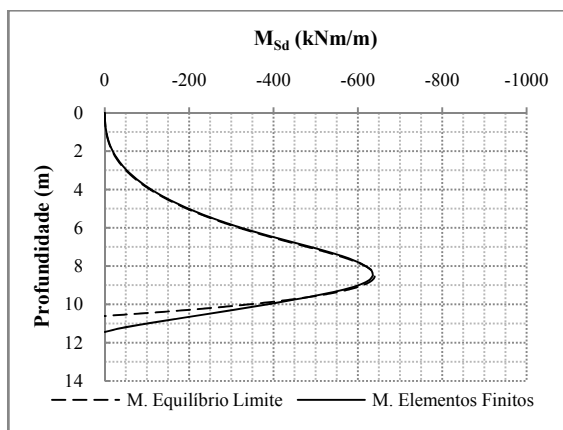


Figura 7.23 – Comparação de M_{Sd} entre o Método de Equilíbrio Limite e o Método dos Elementos Finitos para o Caso 1.1 do EC7.

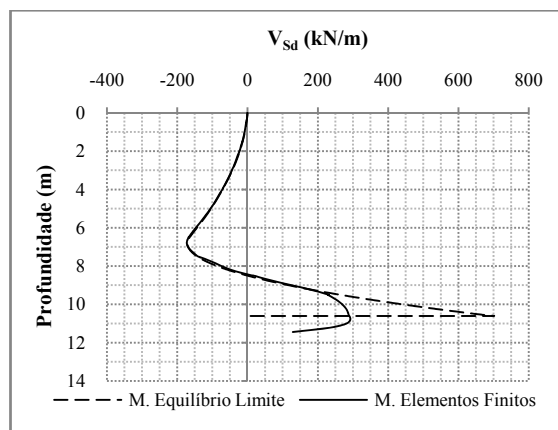


Figura 7.24 – Comparação de V_{Sd} entre o Método de Equilíbrio Limite e o Método dos Elementos Finitos para o Caso 1.1 do EC7.

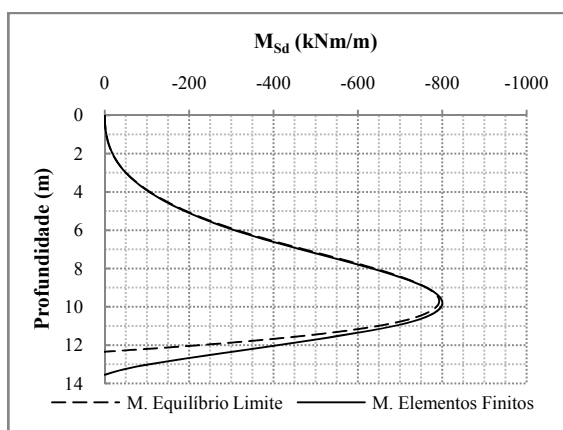


Figura 7.25 – Comparação de M_{Sd} entre o Método de Equilíbrio Limite e o Método dos Elementos Finitos para o Caso 1.2 do EC7.

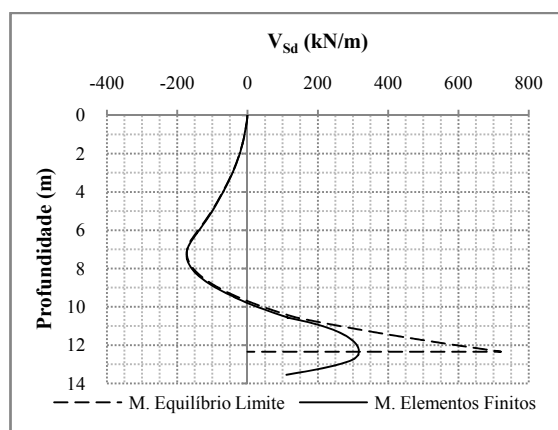


Figura 7.26 – Comparação de V_{Sd} entre o Método de Equilíbrio Limite e o Método dos Elementos Finitos para o Caso 1.2 do EC7.

Conforme se constata para os momentos flectores, a modelação com elementos finitos confirma os resultados obtidos pelo Método de Equilíbrio Limite. Para o esforço transversal, verifica-se que os resultados na parte não enterrada da cortina são coincidentes. No entanto, na ficha, observa-se uma divergência significativa. Porém, esta divergência não é preocupante, pois resulta de dois métodos completamente distintos, em que o utilizado no pré-dimensionamento conduz a valores nitidamente mais severos, significando que se se utilizasse apenas o Método de Equilíbrio Limite para dimensionar a estrutura, na realidade, esta estaria sobredimensionada, permitindo concluir que o pré-dimensionamento efectuado da forma indicada, para o caso em análise, conduz a valores de esforços transversos superiores aos que na realidade são expectáveis.

Para além de não ser preocupante, na verdade também não é surpreendente, pois lembrado as considerações efectuadas acerca da rotação que ocorre em torno do ponto *P* da Figura 7.15, a alteração da distribuição de pressões que daí resulta explica a divergência observada.

A diferença verificada entre métodos na profundidade em que os respectivos diagramas de momentos flectores se anulam, quer para o Caso 1.1, quer para o Caso 1.2, resulta do facto do método de equilíbrio limite utilizado no dimensionamento (Método Britânico) considerar que os momentos se anulam no ponto *P* (ver Figura 7.15), não fornecendo por isso os esforços de flexão para a totalidade da altura da cortina, o que não acontece na modelação numérica, onde, obviamente, a totalidade da altura da cortina é considerada. No Quadro 7.7 resumem-se os valores dos esforços e dimensões da cortina para os dois métodos, de acordo com os Casos 1.1 e 1.2.

Quadro 7.7 – Comparação dos valores dos esforços determinados pelo Método de Equilíbrio Limite com os fornecidos pelo programa Plaxis® para os Casos 1.1 e 1.2 do EC7.

Caso	M_{Sd} min (kNm/m)	V_{Sd} min (kN/m)	V_{Sd} Max (kN/m)	d' (m)	d (m)	H (m)
Caso 1.1 - Equilíbrio limite	-640.1	-170.9	701.7	4.12	-	10.62
Caso 1.1 - Plaxis®	-635.5	-172.7	292.9	-	4.94	11.44
Caso 1.2 - Equilíbrio limite	-792.7	-172.5	721.4	5.86	-	12.36
Caso 1.2 - Plaxis®	-800.4	-173.2	316.8	-	7.03	13.53

7.2.4. CORTINA AUTOPORTANTE COM APOIO NO TOPO EM FASE DE CONSTRUÇÃO

7.2.4.1. Introdução

Em alternativa à cortina autoportante acabada de analisar, ponderou-se uma solução estrutural distinta. Na realidade, a solução que se passará a descrever é também autoportante, com a diferença de ser dotada de um apoio próximo do topo durante a fase de construção, aplicado desde o início da escavação.

Uma vez atingida a base da escavação, é construída uma laje de pavimento rígida que, pela mobilização da sua resistência à compressão, funcionará como uma escora, procedendo-se por fim, e só após a conclusão da referida laje, à remoção do apoio do topo, conforme se encontra ilustrado na Figura 7.27. As cortinas autoportantes construídas de acordo com o processo descrito são habitualmente designadas por “cortinas autoportantes com apoio superior em fase de construção”.

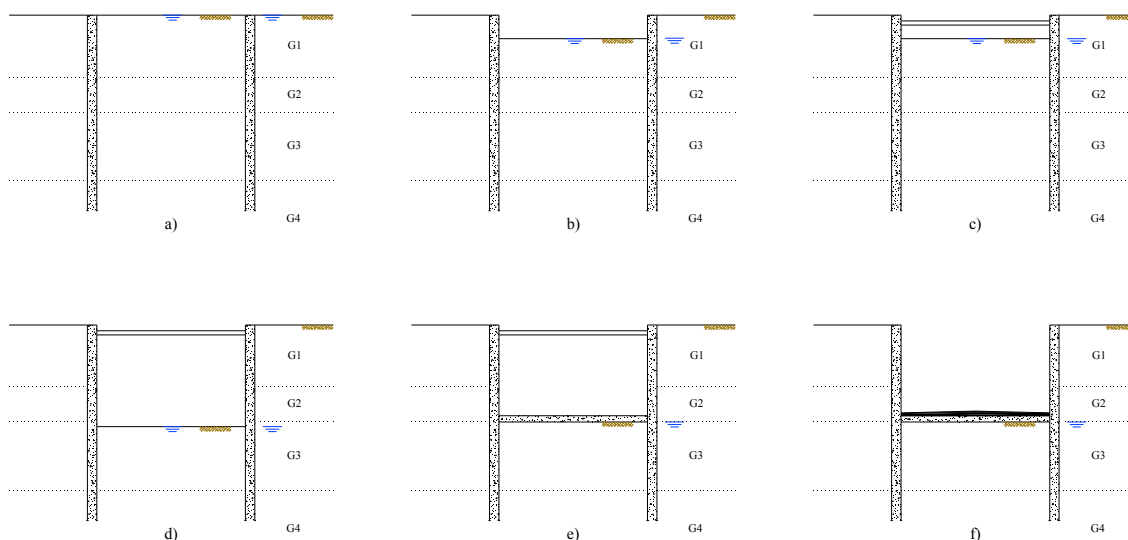


Figura 7.27 – Faseamento construtivo de uma cortina autoportante com apoio superior em fase de construção: a) condições iniciais; b) escavação pouco profunda para colocação da escora; c) instalação da escora; d) conclusão da escavação; e) construção da laje de pavimento; f) remoção da escora e execução do pavimento.

Ao contrário das cortinas autoportantes convencionais em que os esforços considerados para dimensionamento resultam sempre da fase em que a escavação atinge a profundidade máxima, ou seja, quando é alcançada a base da escavação, as cortinas autoportantes apoiadas no topo durante a fase de construção exigem que se atenda a várias fases do processo construtivo para identificar os esforços condicionantes para dimensionamento, concretamente, à fase que antecede e à fase que sucede a remoção do apoio.

Para justificar o referido, repare-se, por exemplo, que uma cortina autoportante convencional apresenta, ao longo de toda a sua altura, a face traccionada sempre do lado do maciço suportado. Por seu lado, uma cortina autoportante provida de um apoio no topo em fase de construção, devido precisamente à introdução desse apoio, apresentará, enquanto o apoio estiver aplicado, uma parte significativa da sua altura em que as tracções ocorrem do lado da escavação.

7.2.4.2. Determinação de esforços pelo Método dos Elementos Finitos

Não sendo suficiente conhecer os diagramas de esforços correspondentes à última fase de construção para efectuar o dimensionamento, procedeu-se à simulação do faseamento construtivo descrito no programa Plaxis[®], centrando-se a atenção na fase que antecedeu e sucedeu a remoção do apoio, conforme a Figura 7.28 e a Figura 7.29 mostram, respectivamente.

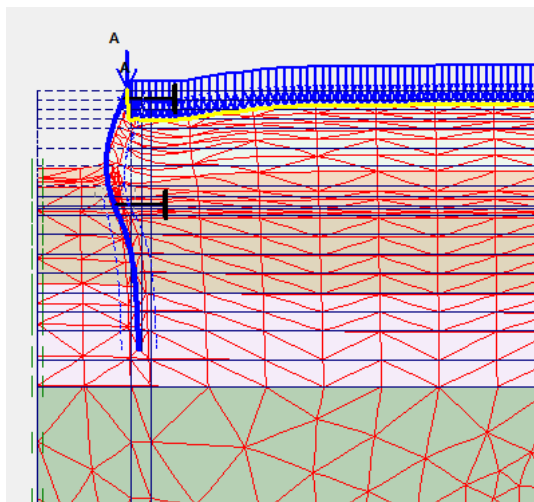


Figura 7.28 – Malha de elementos finitos. Fase imediatamente anterior à remoção do apoio.

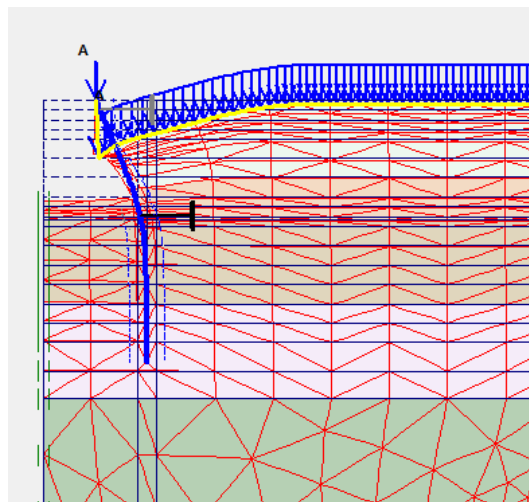


Figura 7.29 – Malha de elementos finitos. Fase posterior à remoção do apoio.

Salienta-se que nas duas figuras anteriores se representa apenas parte da malha de elementos finitos utilizada na modelação, destacando-se a zona adjacente à cortina. A malha definida para a modelação é igual à da Figura 7.22, tendo como dimensões 60 m de largura por 30 m de altura.

As características da escavação são as mesmas da escavação da cortina autoportante convencional, portanto, desenvolvendo-se até à profundidade de 6.50 m. Porém, nesta simulação introduziu-se o apoio superior, materializado por uma escora, à profundidade de 0.50 m, e uma laje de pavimento com 0.40 m de espessura, em que respectivo ponto médio se localiza à profundidade de 6.00 m.

A altura da cortina foi considerada igual nos dois casos do EC7. De facto, tendo-se concluído da análise realizada para a cortina autoportante convencional que o valor mínimo a adoptar é de 13.53 m, condicionado pelo Caso 1.2, na presente modelação decidiu-se considerar o valor de projecto com o objectivo de aproximar as previsões efectuadas dos resultados reais, logo, o valor adoptado foi de 13.55 m para ambos os casos.

Na Figura 7.30 e na Figura 7.31 representam-se as envolventes dos esforços obtidos naquela modelação para o Caso 1.1 do EC7.

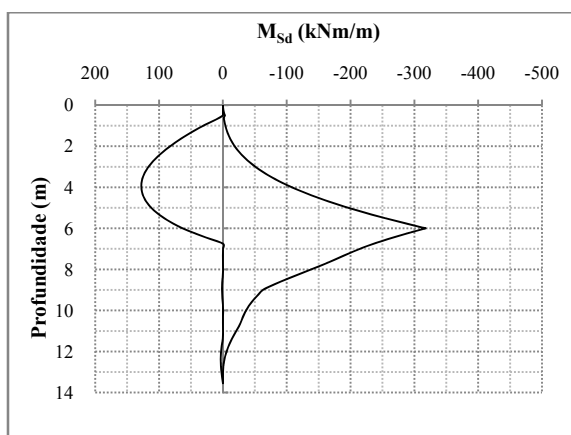


Figura 7.30 – Envolvente do faseamento construtivo de M_{Sd} para o Caso 1.1.

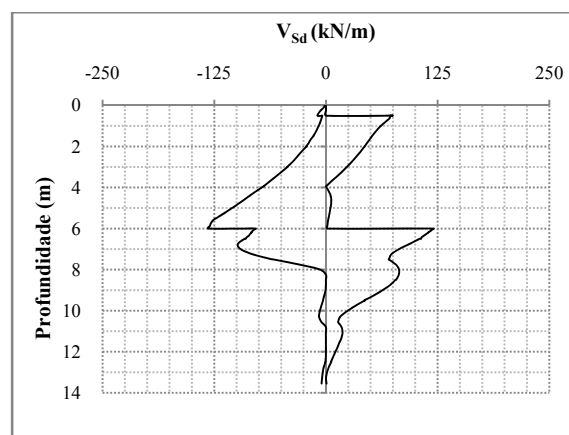


Figura 7.31 – Envolvente do faseamento construtivo de V_{Sd} para o Caso 1.1.

Como já fora previsto, observam-se os habituais momentos negativos – tracções do lado do maciço suportado – mas agora também momentos positivos – tracções do lado da escavação. Tentando clarificar a influência do faseamento construtivo, na Figura 7.32 e na Figura 7.33 apresentam-se os esforços relativos à fase antecedente à remoção do apoio.

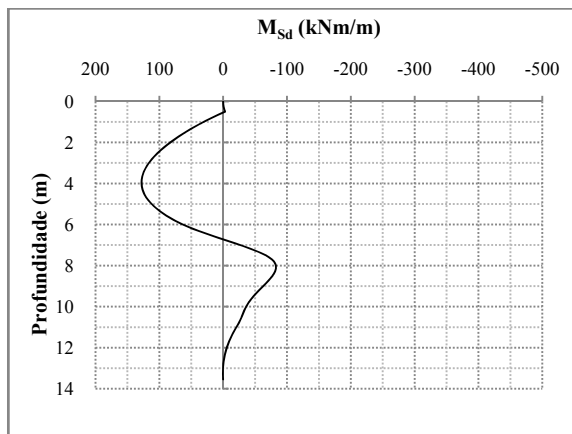


Figura 7.32 – Diagrama de M_{Sd} da fase da imediatamente anterior à remoção do apoio para o Caso 1.1.

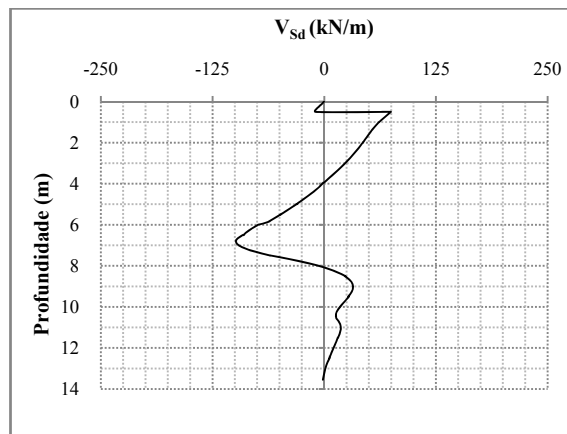


Figura 7.33 – Diagrama de V_{Sd} da fase imediatamente anterior à remoção do apoio para o Caso 1.1.

Da Figura 7.32 constata-se, obviamente, que a parte positiva da envolvente de momentos da Figura 7.30 resulta da fase em que a estrutura está dotada do apoio provisório.

Na Figura 7.34 e na Figura 7.35 exibem-se os esforços verificados na fase posterior à remoção do apoio, estando assim definido o lado negativo da envolvente de momentos.

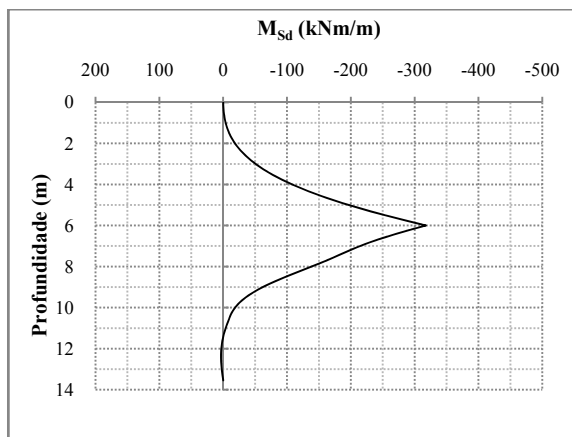


Figura 7.34 – Diagrama de M_{Sd} da fase posterior à remoção do apoio para o Caso 1.1.

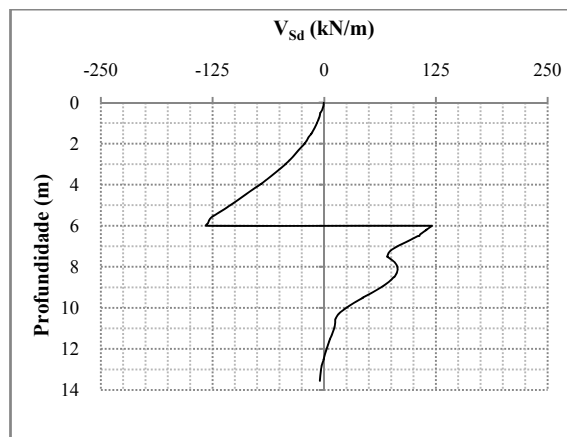


Figura 7.35 – Diagrama de V_{Sd} da fase posterior à remoção do apoio para o Caso 1.1.

Na Figura 7.36 e na Figura 7.37 representam-se os diagramas que resultam da diferença entre os esforços registados na fase posterior e os observados na fase anterior à remoção do apoio.

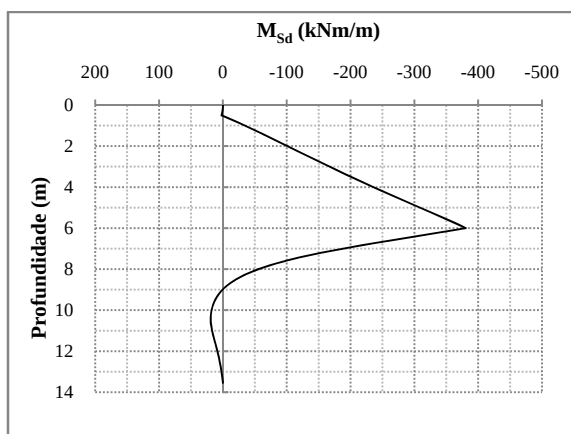


Figura 7.36 – Diferença de M_{Sd} entre a fase posterior e a anterior à remoção do apoio para o Caso 1.1.

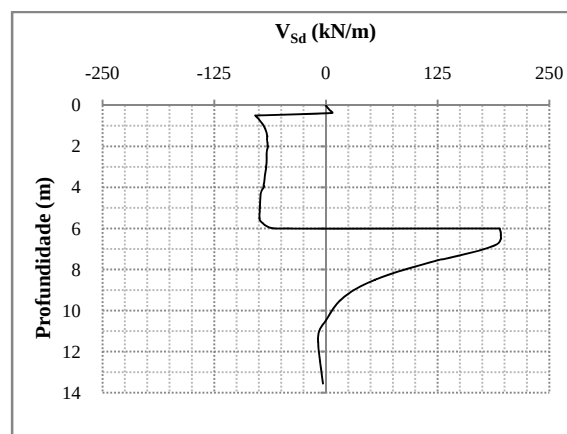


Figura 7.37 – Diferença de V_{Sd} entre a fase posterior e a anterior à remoção do apoio para o Caso 1.1.

Os esforços contidos nas duas últimas figuras são consequência exclusiva da remoção do apoio, que pode ser encarada como uma aplicação de uma força de valor igual à exercida por aquele, mas de sentido contrário, conforme se representa na Figura 7.40.

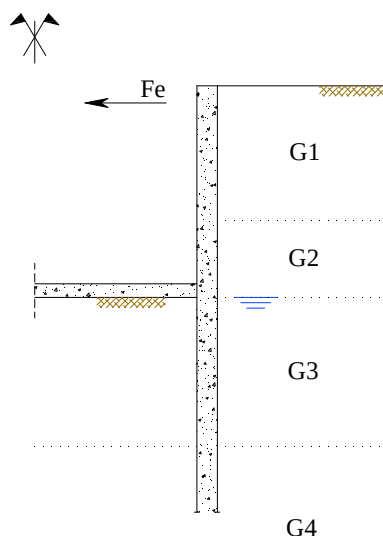


Figura 7.38 – Representação da força associada à remoção do apoio.

Repare-se que a variação do momento flector na parte não enterrada da cortina é aproximadamente linear, o que implica que ao longo da altura correspondente o esforço transversal seja aproximadamente constante, facto que pode ser confirmado pela observação da Figura 7.37.

No Quadro 7.8 apresentam-se os valores de alguns parâmetros directamente relacionados com o processo que se tem vindo a descrever. Indica-se o esforço registado no apoio imediatamente antes da sua remoção e calcula-se o valor máximo do momento flector que a referida remoção do apoio induz na cortina. Posteriormente, procede-se à comparação deste valor com o fornecido pelo cálculo por elementos finitos, registando-se algumas diferenças, contudo, plenamente justificáveis. De facto, o primeiro valor é obtido pela multiplicação do esforço da escora pela distância entre o seu centro de

gravidade e centro de gravidade da laje de pavimento, portanto, 5.50 m. Subjacente a este procedimento encontra-se a consideração do encastramento perfeito da ficha da cortina, o que na realidade não acontece pois, concomitantemente à remoção do apoio, verifica-se a rotação da ficha da cortina, explicando assim a diminuição do momento.

Quadro 7.8 – Valores de alguns parâmetros associados à remoção do apoio.

Caso	F_{apoio} (kN/m)	$M_{\text{encast. perfeito}}$ (kNm/m)	M_{MEF} (kNm/m)	$\frac{M_{\text{MEF}}}{M_{\text{encast. perfeito}}} (\%)$
1.1 do EC7	88.1	-484.6	-380.6	78.6
1.2 do EC7	98.9	-544.0	-405.2	74.5

Da Figura 7.39 até à Figura 7.46, da mesma forma que se fez para o Caso 1.1, apresentam-se os resultados para o Caso 1.2.

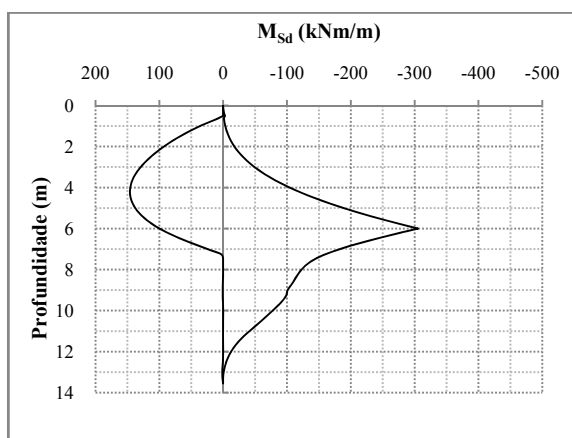


Figura 7.39 – Envelope do faseamento construtivo de M_{sd} para o Caso 1.2.

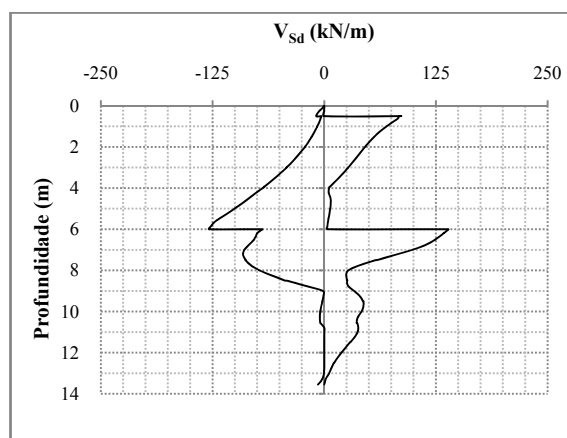


Figura 7.40 – Envelope do faseamento construtivo de V_{sd} para o Caso 1.2.

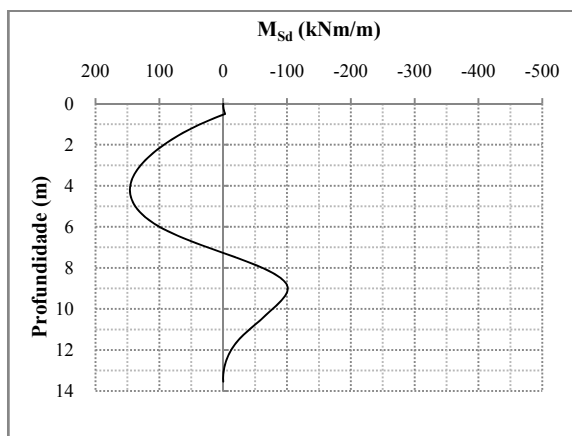


Figura 7.41 – Diagrama de M_{sd} da fase imediatamente anterior à remoção do apoio para o Caso 1.2.

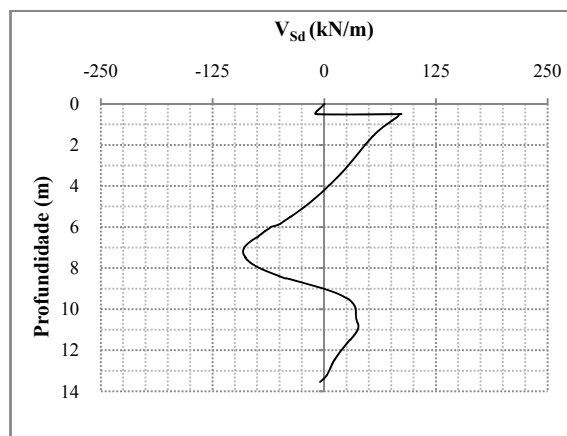


Figura 7.42 – Diagrama de V_{sd} da fase imediatamente anterior à remoção do apoio para o Caso 1.2.

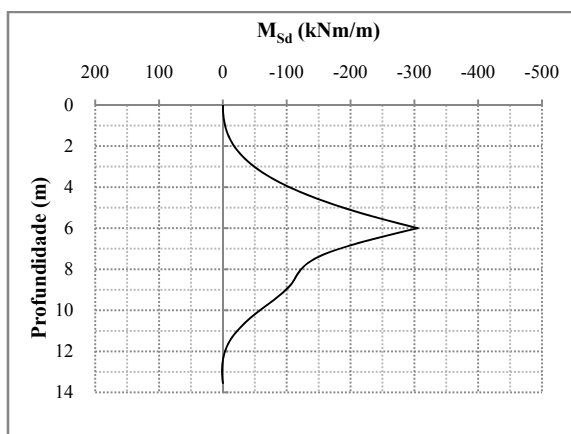


Figura 7.43 Diagrama de M_{Sd} da fase posterior à remoção do apoio para o Caso 1.2.

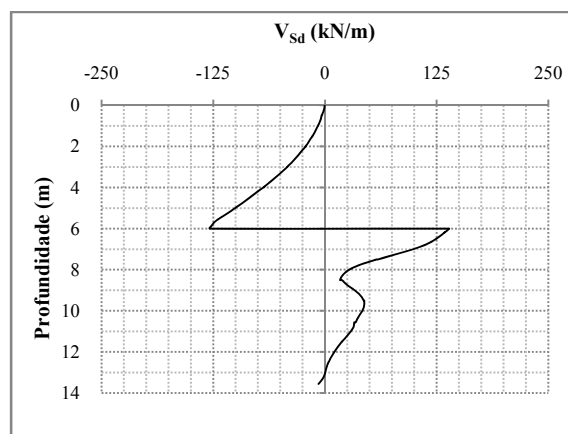


Figura 7.44 – Diagrama de V_{Sd} da fase posterior à remoção do apoio para o Caso 1.2.

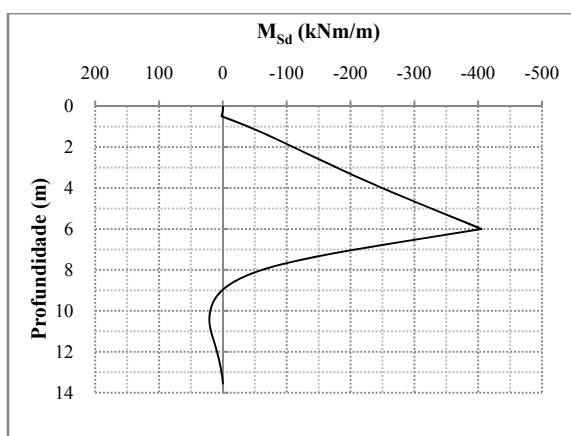


Figura 7.45 – Diferença de M_{Sd} entre a fase posterior e a anterior à remoção do apoio para o Caso 1.2.

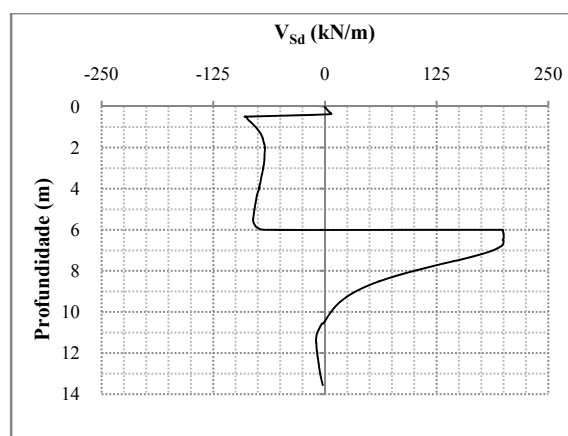
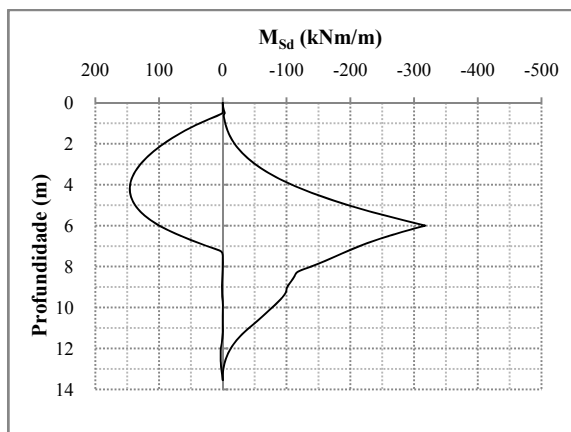
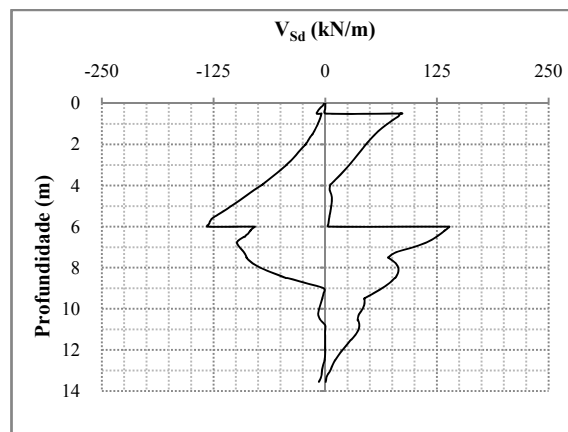


Figura 7.46 – Diferença de V_{Sd} entre a fase posterior e a anterior à remoção do apoio para o Caso 1.2.

Uma vez detalhado o faseamento construtivo em termos de esforços para as dois casos do EC7, apresentam-se as respectivas envolventes na Figura 7.47 e na Figura 7.48.


 Figura 7.47 – Envelope do faseamento construtivo de M_{Sd} para os dois casos do EC7.

 Figura 7.48 – Envelope do faseamento construtivo de V_{Sd} para os dois casos do EC7.

A Figura 7.47 permite concluir que o momento condicionante resulta da fase autoportante. Contudo, esta conclusão não é generalizável, pois é perfeitamente admissível verificar-se o inverso noutras situações.

Mesmo não sendo a fase em que se regista o momento de maior valor, a fase provisória acaba por condicionar o dimensionamento, já que até aos 4.5 m de profundidade, aproximadamente, os momentos obtidos nesta fase são superiores.

Propositadamente deixadas para o fim, pois caso contrário o que agora é enunciado sob a forma de conclusão seria uma previsão que anteciparia os resultados obtidos por este processo construtivo alternativo, referem-se as características da cortina utilizada na modelação. De facto, as soluções autoportantes com apoio provisório em fase de construção conduzem a momentos de dimensionamento bastante inferiores, logo, a soluções distintas, sendo esta uma das suas maiores vantagens. Numa primeira fase utilizou-se a mesma solução estrutural da cortina autoportante convencional (estacas $\phi 700$ mm espaçadas de 1.05 m).

Contudo, tendo-se constatado que os esforços actuantes eram significativamente inferiores aos obtidos na cortina autoportante convencional, procedeu-se ao redimensionamento estrutural, chegando-se a uma cortina de estacas $\phi 500$ mm com espaçamento entre eixos de 0.80 m. Desta forma, os resultados apresentados anteriormente foram obtidos com base nesta solução. No Quadro 7.9 apresentam-se os valores de μ para estacas com 500 mm de diâmetro em função de vários espaçamentos entre eixos.

 Quadro 7.9 – Valores μ em função do espaçamento entre eixos para estacas com 500 mm de diâmetro.

M_{Sd} (kNm/m)	ϕ Estaca (mm)	Espaçamento entre eixos (m)	M_{Sd} (kNm/estaca)	μ
-317.5	500	0.80	254.0	0.129
		0.85	269.9	0.137
		0.90	285.8	0.146
		0.95	301.6	0.154

A análise do último quadro permite concluir que, em termos estruturais, a adopção de um espaçamento entre eixos superior, seria perfeitamente viável. Contudo, a contenção do solo, nomeadamente nas zonas mais superficiais, poderia ser prejudicada.

Existe outra razão que, por estar relacionada com a própria estabilidade da estrutura, exige ainda mais atenção na definição do espaçamento entre estacas, mesmo que, como foi já referido, em termos estruturais, outras soluções fossem plenamente exequíveis. De facto, atendendo ao processo de dimensionamento das cortinas de estacas espaçadas, constata-se que o solo que se encontra entre estacas é também considerado na determinação do impulso passivo, o que é válido para afastamentos pequenos a moderados. Porém, à medida que o afastamento aumenta, a validade desta consideração diminui, o que aconselha prudência na definição do valor do espaçamento.

Para simular o apoio recorreu-se a escoras metálicas circulares, constituídas por aço da classe Fe 360 com módulo de elasticidade igual a 206 GPa, espaçadas de 5.00 m. No Quadro 7.10 apresentam-se as respectivas características, bem como os valores dos parâmetros utilizados na determinação da tensão.

Quadro 7.10 – Características da escora utilizada na modelação e parâmetros associados.

Diâmetro (cm)		l (m)	Área (cm ²)	I (cm ⁴)	Largura de influência (m)	F _e (kN)	l _e (m)	λ	φ	σ_{Sd} (MPa)	σ_{Rd} (MPa)
exterior	interior										
26.0	23.5	9.50	97.19	7461	5.00	494.5	9.50	108.43	0.408	124.56	235.00

Por fim, resta referir que o betão utilizado para a laje de pavimento foi da classe C20/25. Decidiu-se recorrer a uma classe de betão inferior à da cortina porque a laje de pavimento, como se verá, é pouco solicitada em relação à sua capacidade resistente.

7.2.4.3. Influência do instante de aplicação da sobrecarga nos esforços

Dado que o faseamento construtivo tem uma influência considerável na definição dos esforços, a possibilidade dessa influência ser extensível ao instante de aplicação da sobrecarga despertou algum interesse.

Assim, para avaliar a eventual influência efectuou-se uma simulação em que, num caso, a sobrecarga foi aplicada desde o início, enquanto no outro caso, apenas após a conclusão da estrutura. No Quadro 7.11 apresentam-se os resultados obtidos.

Quadro 7.11 – Avaliação da influência do instante de aplicação da sobrecarga nos esforços.

Esforço	Caso 1.1					Caso 1.2				
	Sobrecarga no início		Sobrecarga no fim			Sobrecarga no início		Sobrecarga no fim		
	Fase mono.	Fase auto.	Fase mono.	Fase auto. sem sob.	Fase auto. com sob.	Fase mono.	Fase auto.	Fase mono.	Fase auto. sem sob.	Fase auto. com sob.
M_{Sd} (kNm/m)	127.8	-317.5	113.8	-241.2	-315.0	146.0	-305.2	127.1	-223.8	-305.2
V_{Sd} (kN/m)	98.5	131.9	87.2	109.1	131.0	90.7	-139.0	80.7	102.7	-143.5
F_{apoio} (kN/m)	88.1	-	68.6	-	-	98.9	-	72.8	-	-
F_{laje} pavimento (kN/m)	-	252.9	-	197.2	262.5	-	267.9	-	203.8	272.2

Comparando os valores do momento flector e do esforço transversal da situação em que a sobrecarga é aplicada no início com os da situação em que a sobrecarga é aplicada após a conclusão da obra, constata-se que as diferenças são insignificantes.

Verifica-se que a aplicação da sobrecarga após a conclusão da estrutura vai mobilizar um maior esforço de compressão na laje de pavimento para atingir o equilíbrio, embora a diferença continue a ser insignificante. Repare-se que a resistência à compressão da laje de pavimento, considerando apenas a contribuição do betão, é de 5333 kN/m, portanto, de uma ordem de grandeza superior à da solicitação. O valor obtido para a resistência resulta da multiplicação do valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão, f_{cd} , pela respectiva área ou, simplesmente, pela altura da laje de pavimento, dado que se está a efectuar uma análise por metro de desenvolvimento.

7.2.5. ANÁLISE COMPARATIVA DAS SOLUÇÕES EQUACIONADAS

Equacionados dois processos conceptualmente distintos para executar as cortinas autoportantes, neste ponto procede-se à sua análise comparativa com base nos respectivos resultados.

No que concerne aos esforços que condicionam o dimensionamento, a solução dotada de um apoio no topo durante a fase de construção, por conduzir a valores bastante inferiores, conduzirá também a soluções menos severas, o que se repercutirá em termos económicos. Destaca-se o valor de M_{Sd} que corresponde, apenas, a cerca de 40% do da cortina autoportante convencional, conforme é possível observar no Quadro 7.12.

O facto de se poupar material na cortina pode ser confrontado com a inevitabilidade de se ter de executar uma laje de pavimento, pondo em causa a vantagem desta solução. No entanto, se no dimensionamento da via for tida em consideração a existência da laje de pavimento, é expectável verificar-se uma poupança significativa de material de aterro para efectuar o leito do pavimento.

Quanto ao apoio, se este for materializado com escoras reutilizáveis, por exemplo, perfis metálicos, certamente que esta solução continuará a ser economicamente competitiva.

Quadro 7.12 – Comparação dos esforços condicionantes para dimensionamento das duas soluções.

Autoportante convencional		Autoportante com apoio provisório		$\frac{ M_{Sd \text{ apoio prov.}} }{ M_{Sd \text{ convencional}} }$ (%)	$\frac{ V_{Sd \text{ apoio prov.}} }{ V_{Sd \text{ convencional}} }$ (%)
M_{Sd} (kNm/m)	V_{Sd} (kN/m)	M_{Sd} (kNm/m)	V_{Sd} (kN/m)		
-800.4	316.8	-317.5	-139.0	39.6	43.8

Por fim, verifica-se que cortina com apoio provisório também apresenta um desempenho superior em serviço, concretamente no que concerne à deformação. Atente-se na Figura 7.49 e na Figura 7.50, onde se exibe, respectivamente, a deformada e o assentamento das duas soluções analisadas.

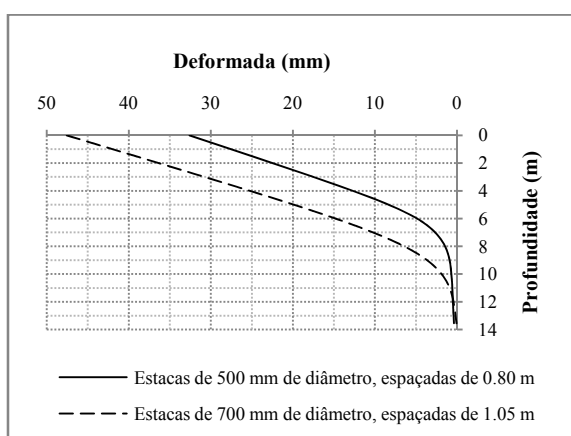


Figura 7.49 – Deformadas das duas soluções analisadas para a combinação quase-permanente.

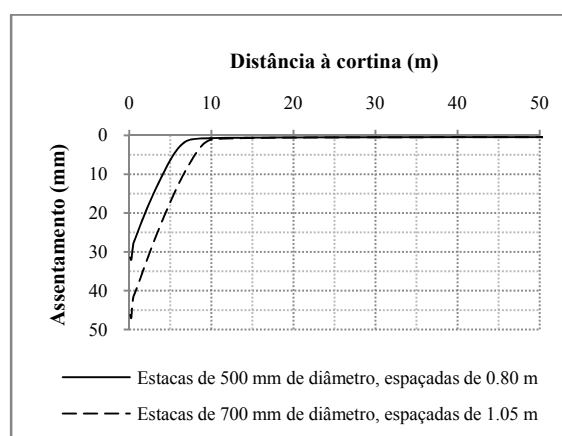


Figura 7.50 – Assentamento associado a cada solução para a combinação quase-permanente.

Por fim, apresentam-se na Figura 7.51 e na Figura 7.52, respectivamente, os deslocamentos horizontais e verticais obtidos com o Plaxis® para a combinação quase-permanente.

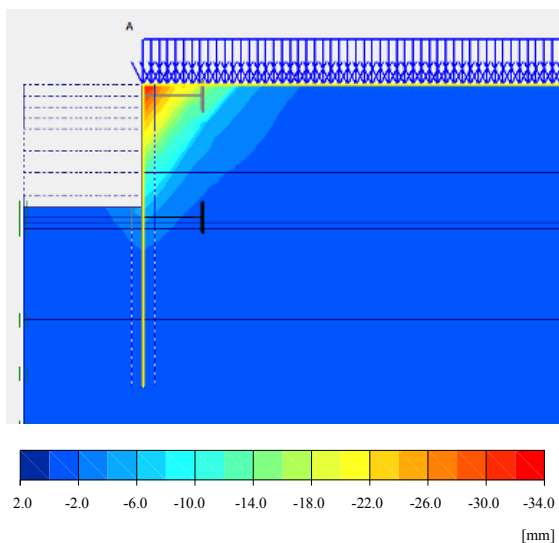


Figura 7.51 – Deslocamentos horizontais para a combinação quase-permanente.

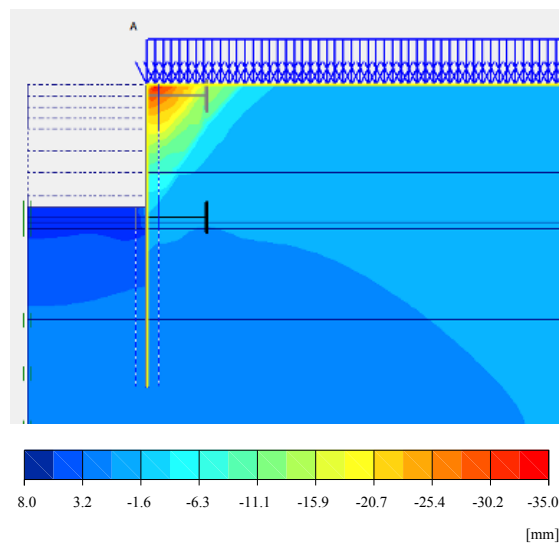


Figura 7.52 – Deslocamentos verticais para a combinação quase-permanente.

7.3. CORTINA MONOAPOIADA

7.3.1. INTRODUÇÃO

As cortinas monoapoiadas serão as soluções estruturais a prever para as zonas mais profundas das rampas de acesso ao túnel. Com o objectivo de identificar a secção condicionante a considerar no dimensionamento, começa-se por indicar na Figura 7.53, para cada rampa, a localização da zona onde a rasante apresenta maior profundidade, que, previsivelmente, para ambos os casos consiste na zona contígua ao túnel.



Figura 7.53 – Identificação da localização das secções condicionantes para dimensionamento.

Na figura seguinte reproduzem-se os perfis transversais em correspondência com as zonas identificadas na figura anterior.

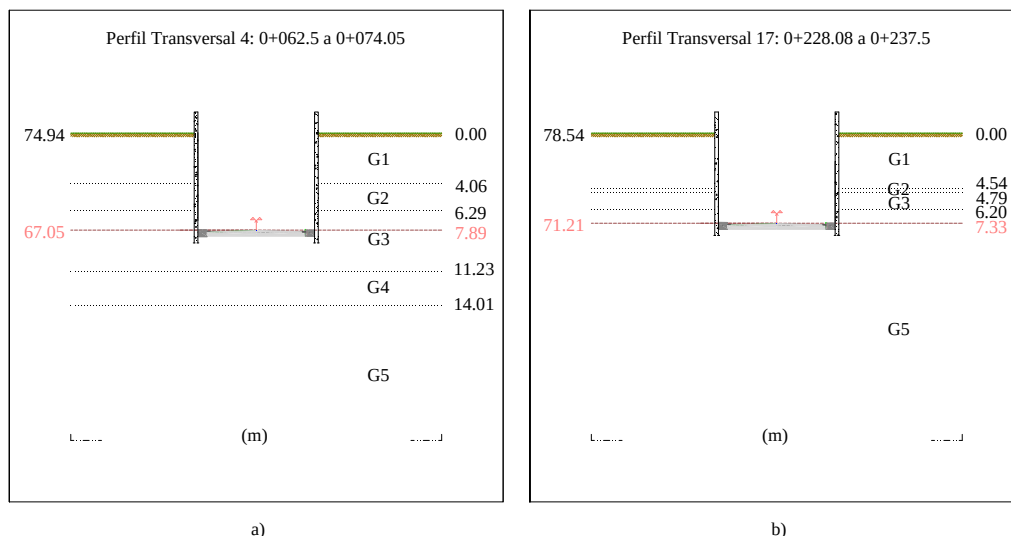


Figura 7.54 – Perfis transversais condicionantes: a) rampa Sul; b) rampa Norte.

Atendendo exclusivamente à Figura 7.54, a selecção do perfil a considerar no dimensionamento não oferece dúvidas. De facto, é no perfil da rampa Sul que se observa simultaneamente o valor máximo da profundidade da rasante e a evolução mais gradual das características resistentes do maciço em profundidade.

Contundo, interessa também considerar outros aspectos, como a eventual existência de infra-estruturas adjacentes.

Na Figura 7.53 é possível observar que nas imediações do perfil da rampa Norte existe uma habitação distanciada, sensivelmente, de 5 m. Por seu lado, contígua à rampa Sul encontra-se a via-férrea.

Posto isto, quer pelas maiores acções que resultam da utilização da via-férrea, quer pela sua maior proximidade à obra, considerou-se o perfil da rampa Sul representativo da situação condicionante, sendo por isso o perfil a adoptar no dimensionamento da cortina monoapoiada.

Salienta-se que, apesar de na realidade o carregamento não ser simétrico, considerou-se para os dois lados a situação mais desfavorável, ou seja, a correspondente ao lado direito.

7.3.2. DETERMINAÇÃO DE ESFORÇOS PELO MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE

A determinação de esforços em cortinas monoapoiadas com base em métodos de equilíbrio limite divide-se, habitualmente, no *Free Earth Support* e no *Fixed Earth Support*, tendo-se neste trabalho optado por recorrer ao primeiro.

A metodologia do *Free Earth Support* consiste em determinar o valor da ficha da cortina, d , que garante o equilíbrio. Para tal, começa-se por quantificar o valor dos impulsos que se encontram acima da base da escavação, e os restantes, de valor desconhecido, são expressos em função da incógnita d , conforme se representa na Figura 7.55. Posteriormente, calcula-se o valor de d por equilíbrio de momentos no ponto comum entre a escora e a cortina (ponto E da mesma figura). Depois de conhecido

o valor de d , é possível quantificar o valor dos impulsos até então desconhecidos, e calcular, por equilíbrio de forças segundo a direcção horizontal, o valor do esforço exercido pela escora.

Note-se que o processo descrito implica, quando existem vários horizontes geológico-geotécnicos abaixo da base de escavação, que se arbitre a localização da extremidade da ficha, o que carece de confirmação posterior.

Tal como na cortina autoportante, e pelas mesmas razões, também aqui se considera uma estrutura permeável.

Na Figura 7.55 indicam-se os impulsos e a sobrecarga, q_I , de valor igual a 30 kN/m² ($\psi_0=0.8$; $\psi_I=0.6$; $\psi_z=0.4$) considerados na avaliação dos esforços. O valor desta sobrecarga foi obtido com base no RSAEEP. Este regulamento prevê várias situações para a sobrecarga a considerar em estruturas ferroviárias, transcrevendo-se de seguida parte do ponto 5º do artigo 50.º:

“As sobrecargas devidas ao tráfego, a considerar para efeito da determinação do impulso de terras sobre os encontros, podem ser assimiladas a uma carga linear uniformemente distribuída segundo o eixo da via com os valores característicos de 150 kN/m e 100 kN/m, respectivamente para a via larga e para a via estreita. Nos casos de via múltipla, as sobrecargas em causa podem também ser assimiladas a uma carga uniformemente distribuída com os valores característicos de 30 kN/m² e 20 kN/m², respectivamente para a via larga e para a via estreita.”

Como existem duas linhas está-se perante a situação de via múltipla, tendo-se optado considerar a situação mais gravosa, 30 kN/m².

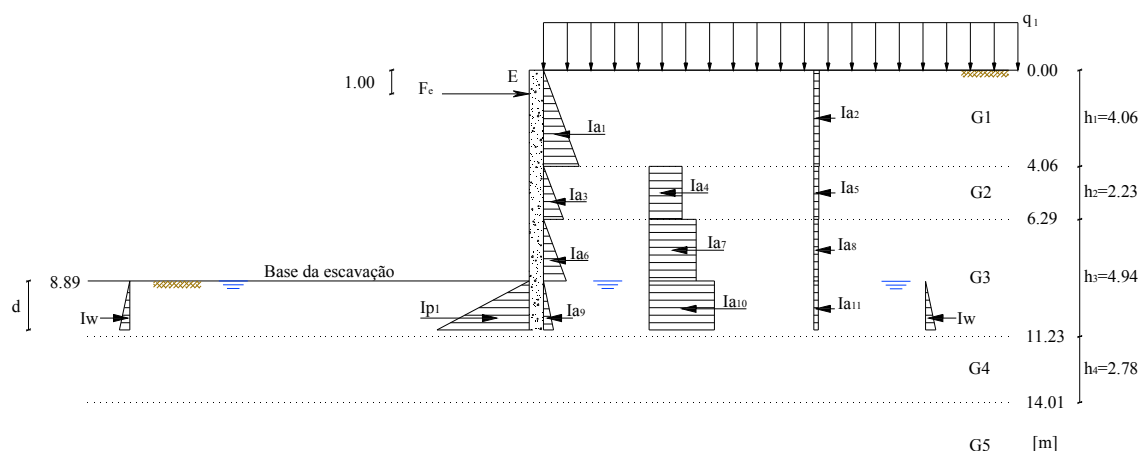


Figura 7.55 – Identificação dos impulsos considerando a extremidade da ficha situada no horizonte G3.

O procedimento descrito para a determinação dos esforços pelo *Free Earth Support* inicia-se com aplicação da equação de equilíbrio:

$$\sum M_E = 0 \quad (7.22)$$

Atendendo à Figura 7.55 obtém-se:

$$\sum_{i=1}^{11} I_{a_i} \cdot z_{I_{a_i}} = I_p \cdot z_{I_p} \quad (7.23)$$

A Expressão (7.23) foi aplicada de acordo com os Casos 1.1 e 1.2 do EC7, obtendo-se os valores que constam do Quadro 7.13.

Quadro 7.13 – Valor da ficha e da altura cortina.

Caso	d (m)	H (m)
1.1 do EC7	2.24	11.13
1.2 do EC7	3.46	12.35

Para o Caso 1.1 conclui-se que é válido admitir a extremidade da ficha situada no horizonte G3, pois o valor obtido para esta conduz a uma altura da cortina de 11.13 m, portanto, inferior à profundidade do limite inferior deste horizonte, 11.23 m. Porém, no Caso 1.2, o valor determinado para a ficha conduz a um comprimento total da cortina de 12.35 m, invalidando a hipótese subjacente. Desta forma, é necessário recalcular o valor da ficha, considerando agora a extremidade situada no horizonte G4, conforme a Figura 7.56 ilustra.

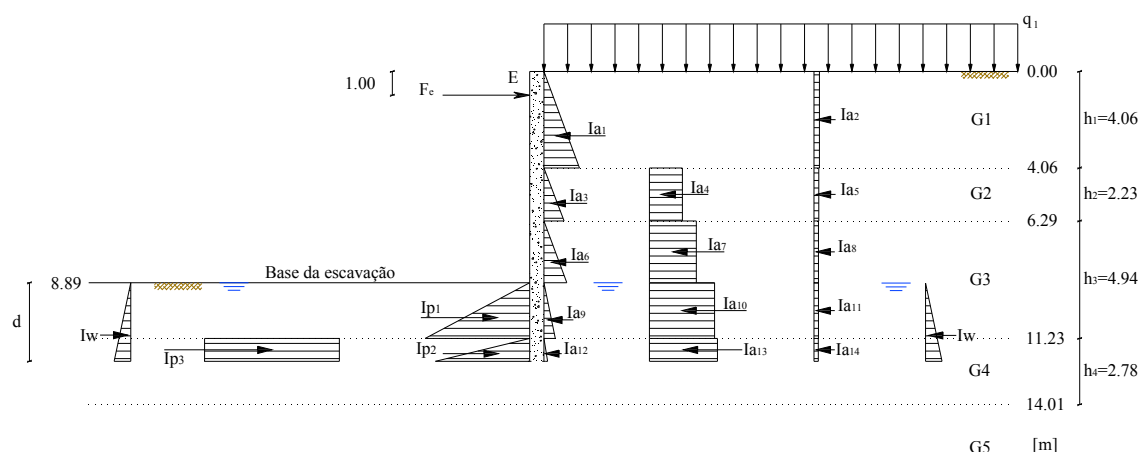


Figura 7.56 – Identificação dos impulsos considerando a extremidade da ficha situada no horizonte G4.

Considerando então a situação representada na Figura 7.56, obteve-se o valor de 3.29 m para a ficha da cortina.

No Quadro 7.14 apresentam-se os valores finais dos impulsos, da ficha e da altura da cortina para os dois casos considerados.

Quadro 7.14 – Valores finais dos impulsos, da ficha e da altura da cortina para os Casos 1.1 e 1.2 do EC7.

Parâmetro	Caso 1.1		Caso 1.2	
	(kN/m)	z (m)	(kN/m)	z (m)
la ₁	56.08	1.71	53.41	1.71
la ₂	51.16	1.03	57.00	1.03
la ₃	17.45	4.55	16.41	4.55
la ₄	57.20	4.18	53.78	4.18
la ₅	26.09	4.18	28.70	4.18
la ₆	23.09	7.02	21.56	7.02
la ₇	95.00	6.59	88.73	6.59
la ₈	26.91	6.59	29.41	6.59
la ₉	9.51	9.37	9.68	9.45
la ₁₀	121.75	9.00	118.67	9.06
la ₁₁	23.21	9.00	26.47	9.06
la ₁₂	-	-	1.57	10.86
la ₁₃	-	-	50.67	10.70
la ₁₄	-	-	9.72	10.70
lp ₁	313.16	9.37	158.53	9.45
lp ₂	-	-	35.00	10.86
lp ₃	-	-	157.98	10.70
d (m)	2.24		3.29	
H (m)	11.13		12.18	
Fe (kN/m)	194.3		214.3	

Os valores do esforço na escora, Fe , que constam do último quadro foram calculados de acordo com a equação de equilíbrio:

$$\sum F_x = 0 \quad (7.24)$$

A aplicação da expressão anterior ao Caso 1.1 e ao Caso 1.2 resulta, respectivamente, nas duas seguintes expressões:

$$\sum_{i=1}^{11} I_{a_i} = I_p + F_e \quad (7.25)$$

$$\sum_{i=1}^{14} I_{a_i} = \sum_{i=1}^3 I_{p_i} + F_e \quad (7.26)$$

A partir dos valores do Quadro 7.14 determinaram-se os diagramas de esforços, conforme a Figura 7.57 e a Figura 7.58 mostram.

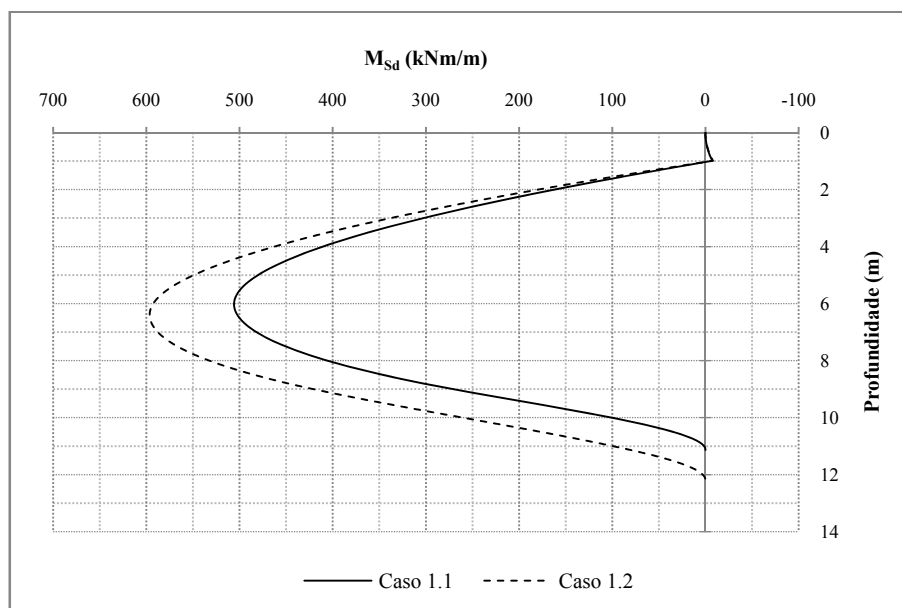


Figura 7.57 – Diagramas de momentos flectores.

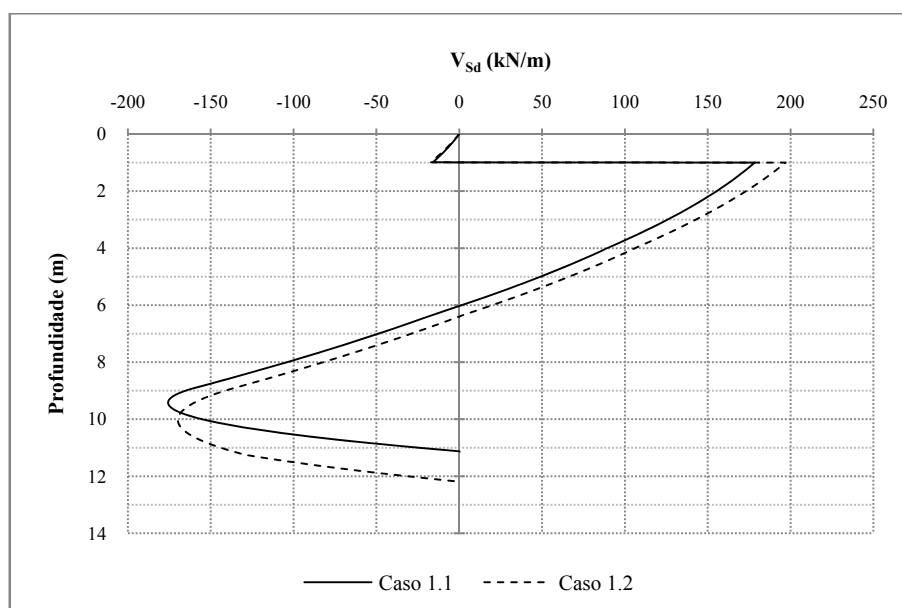


Figura 7.58 – Diagramas de esforços transversos.

Por fim, resumem-se no Quadro 7.15 os valores mais relevantes.

Quadro 7.15 – Esforços condicionantes para dimensionamento determinados pelo *Free Earth Support Method* para os Casos 1.1 e 1.2 do EC7.

Caso	M_{Sd} min (kNm/m)	M_{Sd} Max (kNm/m)	V_{Sd} min (kN/m)	V_{Sd} Max (kN/m)	F_e (kN/m)
1.1 do EC7	-7.4	505.8	-175.7	178.2	194.3
1.2 do EC7	-8.1	596.5	-169.8	196.9	214.3

7.3.3. DETERMINAÇÃO DE ESFORÇOS PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS. ANÁLISE COMPARATIVA.

7.3.3.1. Análise comparativa

Tal como para a cortina autoportante, também para a cortina monoapoiada interessa comparar os resultados obtidos pelo método de equilíbrio limite com os resultados fornecidos pela modelação numérica.

Com esse objectivo, recorreu-se novamente à Expressão (7.21) para pré-dimensionar as estacas. Os resultados constam do Quadro 7.16.

Quadro 7.16 – Valores de μ em função do diâmetro e do espaçamento entre eixos das estacas.

M_{Sd} (kNm/m)	ϕ Estaca (mm)	Espaçamento entre eixos (m)	M_{Sd} (kNm/estaca)	μ
596.5	500	0.55	328.1	0.167
		0.60	357.9	0.182
		0.65	387.7	0.197
	600	0.75	447.4	0.132
		0.80	477.2	0.141
		0.85	507.0	0.149
		0.90	536.9	0.158
		0.95	566.7	0.167

Usando o mesmo critério de selecção, a escolha recaiu sobre a solução de estacas $\phi 600$ mm espaçadas de 0.85 m, pois é a que apresenta o valor de μ mais próximo de 0.15.

As escoras consideradas na modelação têm secção circular e são constituídas por aço Fe 360 com módulo de elasticidade igual a 206 GPa. Para o seu dimensionamento, começou-se por impor o espaçamento de 5.00 m, ficando então definido o esforço que cada uma teria de equilibrar, procedendo-se, por fim, à definição da respectiva secção.

Quadro 7.17 – Características da escora utilizada na modelação e parâmetros associados.

Diâmetro (cm)		l (m)	Área (cm ²)	I (cm ⁴)	Largura de influência (m)	F_e (kN)	le (m)	λ	ϕ	σ_{Sd} (MPa)	σ_{Rd} (MPa)
exterior	interior										
30.0	27.5	9.50	112.90	11687	5.00	1071.5	9.50	93.373	0.513	185.07	235.00

O modelo de cálculo e a malha de elementos finitos utilizados na modelação são apresentados, respectivamente, na Figura 7.59 e na Figura 7.60.



Figura 7.59 – Modelo de cálculo.

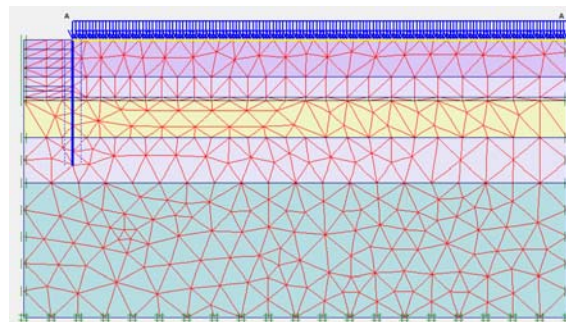


Figura 7.60 – Malha de elementos finitos.

Nas próximas quatro figuras comparam-se os diagramas de esforços obtidos pelo Método de Equilíbrio Limite (*Free Earth Support*) com os fornecidos pela modelação numérica.

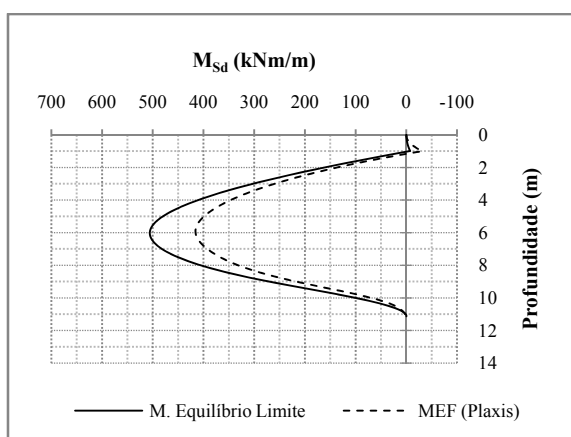


Figura 7.61 – Comparação de M_{Sd} entre o Método de Equilíbrio Limite e o Método dos Elementos Finitos para o Caso 1.1 do EC7.

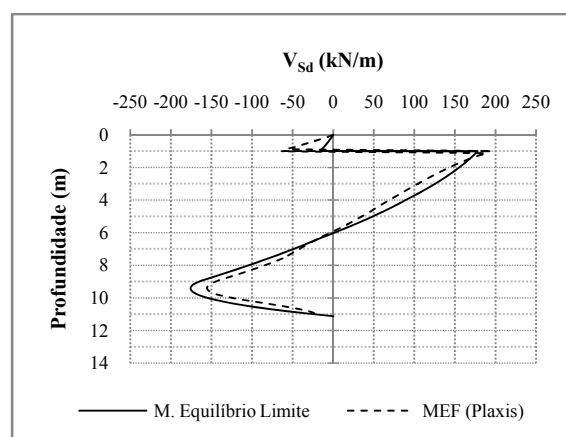


Figura 7.62 – Comparação de V_{Sd} entre o Método de Equilíbrio Limite e o Método dos Elementos Finitos para o Caso 1.1 do EC7.

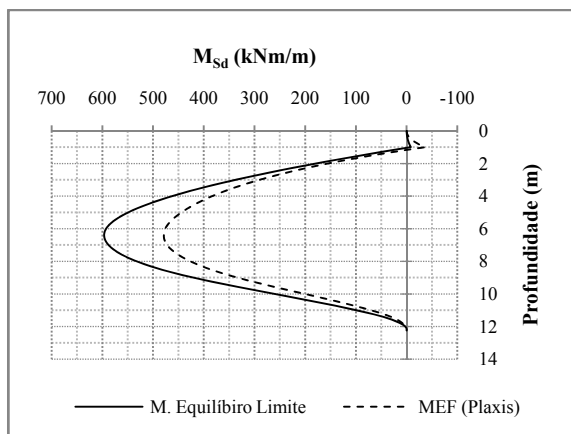


Figura 7.63 – Comparação de M_{Sd} entre o Método de Equilíbrio Limite e o Método dos Elementos Finitos para o Caso 1.2 do EC7.

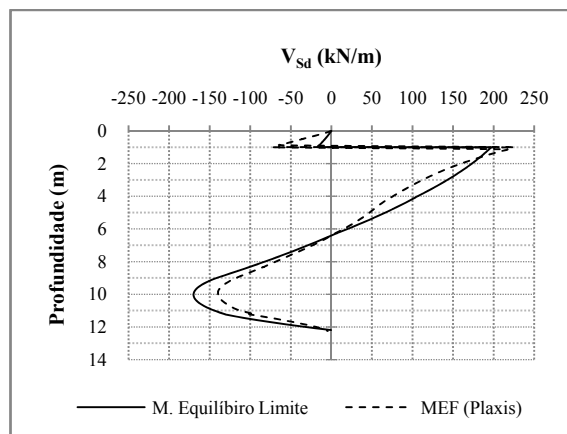


Figura 7.64 – Comparação de V_{Sd} entre o Método de Equilíbrio Limite e o Método dos Elementos Finitos para o Caso 1.2 do EC7.

Da análise das figuras anteriores conclui-se que a conformidade verificada para a cortina autoportante entre os resultados obtidos pelo Método de Equilíbrio Limite e os obtidos pelo Método dos Elementos Finitos, aqui, não tem paralelo.

Como diferenças mais notórias e comuns aos dois casos do EC7, verifica-se, na modelação numérica, a redução significativa do valor máximo do momento flector e o aumento do esforço na escora, pois observa-se que os diagramas de esforço transversal experimentam uma maior variação à profundidade onde esta está aplicada (1.0 m). No Quadro 7.18 quantificam-se as diferenças.

Quadro 7.18 – Comparação dos valores dos esforços determinados pelo Método de Equilíbrio Limite com os fornecidos pelo Método dos Elementos Finitos para os Casos 1.1 e 1.2 do EC7.

Caso	Método	M_{Sd} min (kNm/m)	M_{Sd} Max (kNm/m)	V_{Sd} min (kN/m)	V_{Sd} Max (kN/m)	F_e (kN/m)
1.1 do EC7	Eq. Limite	-7.4	505.8	-175.7	178.2	194.3
	El. Finitos	-31.2	415.8	-154.8	195.9	259.6
1.2 do EC7	Eq. Limite	-8.1	596.5	-169.8	196.9	214.3
	El. Finitos	-36.0	478.6	-139.9	225.0	297.7

A grandeza da diferença registada nos resultados daqueles métodos levou a uma nova modelação numérica com o objectivo de confirmar os resultados da primeira. Contudo, acabou por se verificar os mesmos valores.

Apesar de significativa e não poder passar despercebida, aquela disparidade não é condição suficiente para concluir da incorrecta aplicação de qualquer método. De facto, atendendo à influência que a rigidez à flexão tem na definição dos esforços neste tipo de estruturas, e sabendo que apenas o Método dos Elementos Finitos reflecte o seu efeito, era expectável verificar-se alguma diferença.

Com o objectivo de clarificar esta questão, no próximo ponto tenta-se quantificar a influência da rigidez à flexão na definição dos esforços.

7.3.3.2. Redistribuição de tensões. Efeito de arco.

Em estruturas de suporte de terras é habitual observar-se a distinção entre estruturas rígidas e estruturas flexíveis. Subjacente a esta dicotomia, encontra-se a influência que a rigidez à flexão da cortina desempenha na distribuição das pressões de terras.

À diferença entre a distribuição de pressões verificada numa estrutura rígida e a observada na mesma estrutura, mas considerando-a flexível, dá-se, habitualmente, a designação de “redistribuição de pressões” e é consequência do efeito de arco, que Terzaghi descreveu em 1943 da seguinte forma:

“Quando uma parte da estrutura que suporta uma dada massa de solo se afasta desta mantendo-se a restante na posição inicial, o solo adjacente à primeira tende a acompanhá-la. Ao movimento relativo no interior do solo opõe-se a resistência ao corte na zona de contacto entre a massa que tende a deslocar-se e a remanescente, tentando manter a primeira na posição inicial. Por esse motivo, as pressões de terras diminuem na parte da estrutura de suporte que se afastou e aumentam nas que se mantiveram imóveis (ou que se deslocaram menos ou, até, que se deslocaram contra o solo). Esta transferência de tensões é designada por efeito de arco.”

Como se viu, o Método de Equilíbrio Limite não faz intervir a rigidez à flexão na avaliação de esforços, considerando implicitamente a distribuição de pressões correspondente à de uma estrutura rígida, portanto, não susceptível de qualquer deformação. O mesmo não acontece no Método de Elementos Finitos, sendo esta a justificação mais plausível para a diferença registada.

Posto isto, procedeu-se a uma análise paramétrica em que se avaliou para os dois casos do EC7, em função da rigidez da cortina, a razão entre o momento flector máximo obtido pelo Método dos Elementos Finitos e o calculado pelo Método de Equilíbrio Limite, procedendo-se de forma semelhante para o esforço da escora.

Assim, e para além da cortina adoptada inicialmente, considerou-se também um conjunto de seis cortinas semelhantes à primeira, em que o diâmetro das estacas entre soluções sucessivas difere de 100 mm, tendo-se adoptado como diâmetro mínimo o valor de 500 mm e como máximo 1000 mm. O espaçamento entre eixos foi considerado igual a 1.2 vezes o valor do respectivo diâmetro, conforme o Quadro 7.19 permite constatar.

Quadro 7.19 – Características das soluções utilizadas no estudo paramétrico.

Solução		EI	
ϕ (mm)	Espaçamento (m)	$10^5 \text{ kNm}^2/\text{estaca}$	$10^5 \text{ kNm}^2/\text{m}$
500	0.60	1.01	1.69
600	0.85	2.10	2.47
600	0.72	2.10	2.92
700	0.84	3.89	4.63
800	0.96	6.64	6.91
900	1.08	10.63	9.84
1000	1.20	16.20	13.50

Da Figura 7.65 à Figura 7.68 apresentam-se os resultados obtidos. Para avaliar se a rigidez da escora também tem alguma influência na distribuição dos esforços apresentam-se, em cada figura, duas situações distintas, uma considerando uma escora deformável (escora identificada no Quadro 7.17) e outra, considerando a hipótese teórica da escora ser indeformável.

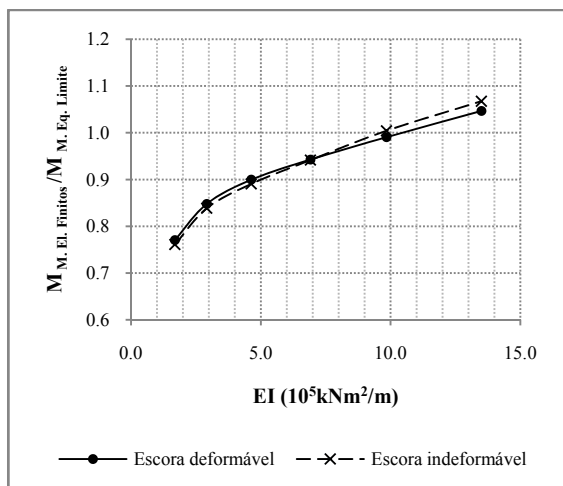


Figura 7.65 – Razão, em função da rigidez, entre o momento flector máximo obtido no Plaxis® e o determinado pelo Método de Equilíbrio Limite, para o Caso 1.1 do EC7.

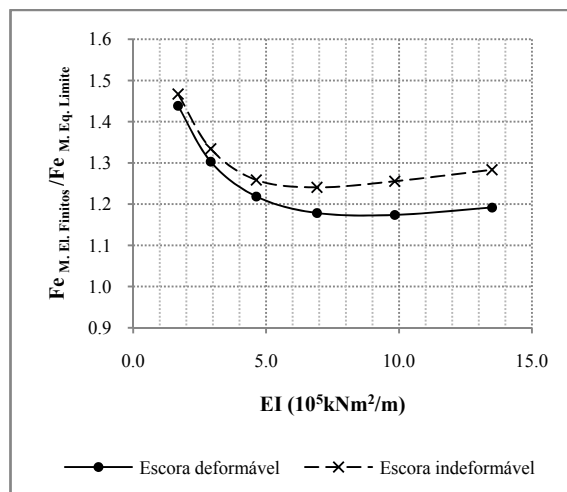


Figura 7.66 – Razão, em função da rigidez, entre o esforço na escora obtido no Plaxis® e o determinado pelo Método de Equilíbrio Limite, para o Caso 1.1 do EC7.

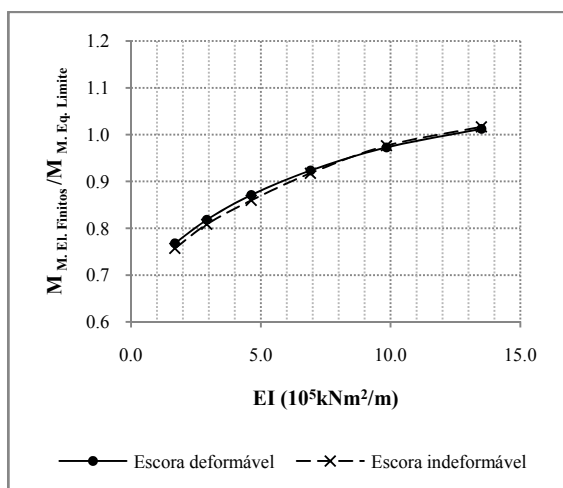


Figura 7.67 – Razão, em função da rigidez, entre o momento flector máximo obtido no Plaxis® e o determinado pelo Método de Equilíbrio Limite, para o Caso 1.2 do EC7.

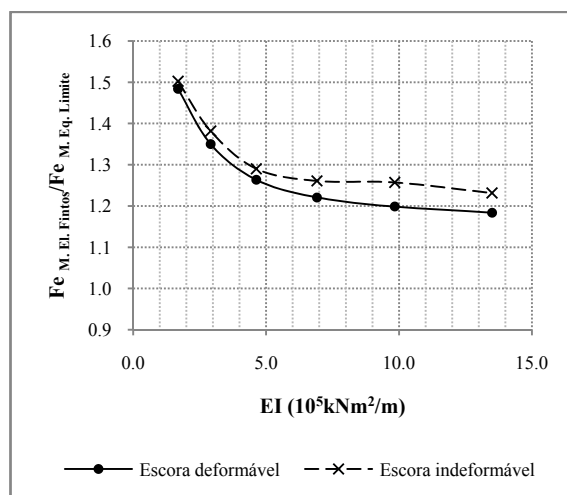


Figura 7.68 – Razão, em função da rigidez, entre o esforço na escora obtido no Plaxis® e o determinado pelo Método de Equilíbrio Limite, para o Caso 1.2 do EC7.

Os resultados obtidos permitem concluir que à medida que a rigidez à flexão aumenta, os esforços obtidos pelo Método dos Elementos Finitos se aproximam dos determinados pelo Método de Equilíbrio Limite. De facto, em ambos os casos do EC7, quando se considera a rigidez crescente, observa-se o aumento do momento flector e a diminuição do esforço da escora.

Relativamente aos momentos flectores, e de acordo com a hipótese subjacente a este estudo, o Caso 1.2 fornece resultados irrepreensíveis, pois o momento flector obtido pelo Método dos Elementos Finitos aumenta com a rigidez adoptada para a cortina, sendo, no limite, igual ao determinado pelo Método de Equilíbrio Limite. A mesma tendência é claramente identificada para o Caso 1.1. No

entanto, para a cortina mais rígida, o valor do momento flector obtido pelo Método dos Elementos Finitos é ligeiramente superior ao determinado pelo Método do Equilíbrio Limite, o que não é verosímil, embora a diferença seja diminuta, aproximadamente 5%.

Quanto ao esforço na escora, verifica-se nos dois casos a diminuição deste com o aumento da rigidez da cortina. No entanto, em nenhum caso chega a descer para o valor calculado pelo Método de Equilíbrio Limite.

A dependência da rigidez da cortina manifesta-se de forma distinta no momento flector e no esforço da escora. Concretamente, o quociente entre o momento flector obtido pelo Método dos Elementos Finitos e o calculado pelo Método de Equilíbrio Limite varia de forma aproximadamente constante em toda a amplitude do intervalo considerado para a rigidez da cortina. No entanto, para a escora, o quociente entre os esforços obtidos por aqueles métodos apresenta uma dependência acentuada para baixas rigidezes, estabilizando em torno de 1.2 a partir de uma rigidez aproximadamente igual a $7 \cdot 10^5$ kNm²/m, o que permite concluir, pelo menos para o caso em estudo, que a partir de determinada rigidez da cortina, o esforço da escora permanece sensivelmente constante.

Quanto à diferença entre os resultados obtidos com a escora deformável e a indeformável, a conclusão parece simples. Observa-se que a deformabilidade da escora não afecta os valores do momento flector. No entanto, no que concerne ao próprio esforço verificado na escora, constata-se que este, para a mesma rigidez da cortina, é maior na escora indeformável do que na deformável, principalmente quando a rigidez da cortina é elevada.

Resumindo, os resultados obtidos comprovam a influência notável que a rigidez da cortina tem na definição do momento flector máximo e no esforço da escora, justificando a disparidade dos resultados constatada entre métodos no ponto anterior.

A este propósito refere-se Almeida e Sousa (2005) citado por Rios Silva (2008):

“As principais consequências visíveis deste fenómeno (efeito de arco) são o aumento das forças nos apoios (escoras e/ou ancoragens) e a redução dos momentos flectores na cortina nas zonas não apoiadas”.

De facto, esta citação corresponde exactamente ao observado.

Para tentar perceber o fenómeno observado na perspectiva da distribuição de pressões, representa-se na Figura 7.69 e na Figura 7.70, para o Caso 1.1 do EC7, a distribuição das pressões efectivas horizontais para as situações extremas, isto é, para a cortina de rigidez mínima e máxima, considerando-se uma escora com as características da do Quadro 7.17.

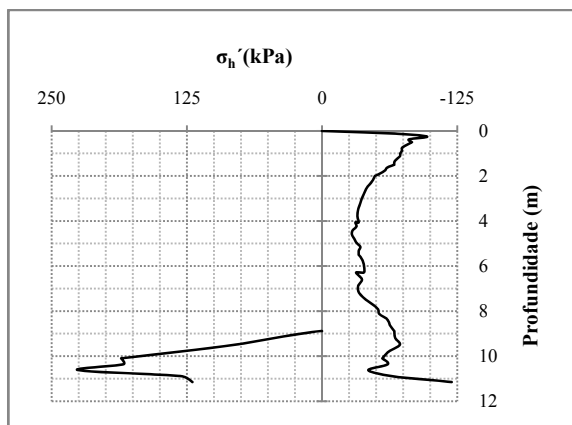


Figura 7.69 – Distribuição das pressões efectivas horizontais para a cortina de estacas $\phi 500$ mm espaçadas de 0.72 m.

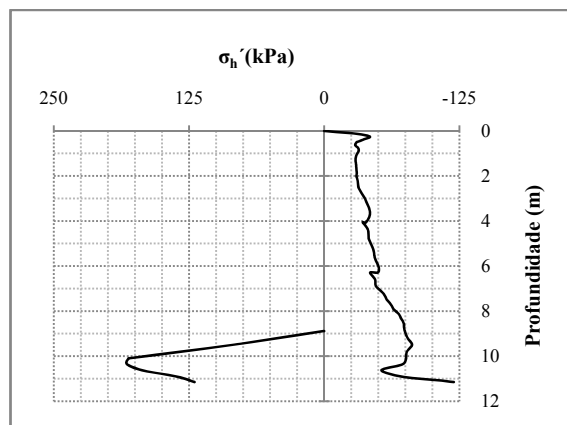


Figura 7.70 – Distribuição das pressões efectivas horizontais para a cortina de estacas $\phi 1000$ mm espaçadas de 1.20 m.

Para analisar estas figuras refere-se Bjerrum et al. (1972), citados por Rios Silva (2008):

“A variação da grandeza dos deslocamentos ao longo da altura da parede induz um mecanismo de efeito de arco que agrava as pressões de terras nas zonas com deslocamentos mais reduzidos, e reduz as pressões na zona com maiores deslocamentos, onde as mesmas podem atingir valores significativamente inferiores às correspondentes ao estado passivo de Rankine.”

Por fim, na Figura 7.71 representam-se as deformadas das duas estruturas utilizadas para efectuar a comparação da distribuição de pressões, observando-se uma diferença muito significativa.

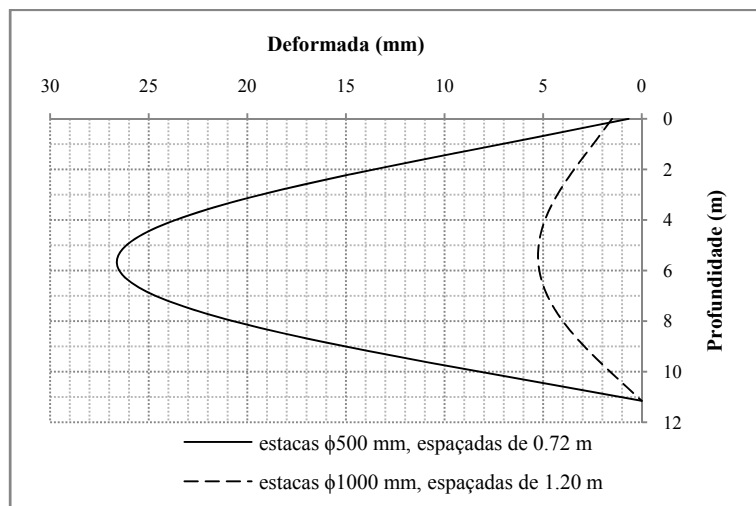


Figura 7.71 – Deformadas das cortinas para a combinação quase-permanente.

7.3.4. CONTROLO DOS ASSENTAMENTOS

O Método dos Elementos Finitos, por reflectir o efeito da redistribuição de pressões, é o que fornece resultados mais próximos dos reais. Uma vez justificada a diferença observada entre as duas metodologias, é então legítimo considerar os valores deste método credores de confiança, sendo estes, portanto, os valores a considerar no dimensionamento.

Porém, dada a proximidade da via-férrea, é necessário complementar a análise de esforços efectuada anteriormente com a previsão dos assentamentos decorrentes da execução da estrutura. Desta forma, na Figura 7.72 pormenoriza-se a transição entre a rampa Sul e o início do túnel, indicando-se a azul a linha tomada como referência para efectuar aquela avaliação, tendo-se para tal, considerado a combinação quase-permanente de acções.

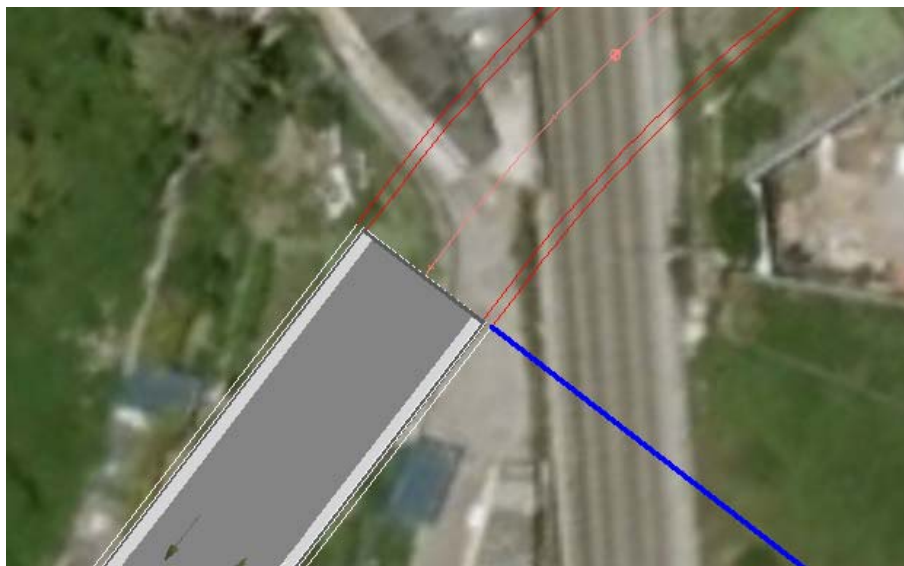


Figura 7.72 – Identificação da direcção considerada na avaliação dos assentamentos.

7.3.4.1. A influência da rigidez à flexão

Neste ponto pretende-se avaliar a influência que a rigidez à flexão da estrutura adoptada para a concretização da cortina monoapoiada exerce nos assentamentos observados na zona adjacente à via-férrea. Para tal, e a partir das soluções estruturais utilizadas no estudo paramétrico do ponto anterior, faz-se a sua previsão com base no programa Plaxis[®], segundo a direcção identificada na Figura 7.72, conforme a Figura 7.73 mostra.

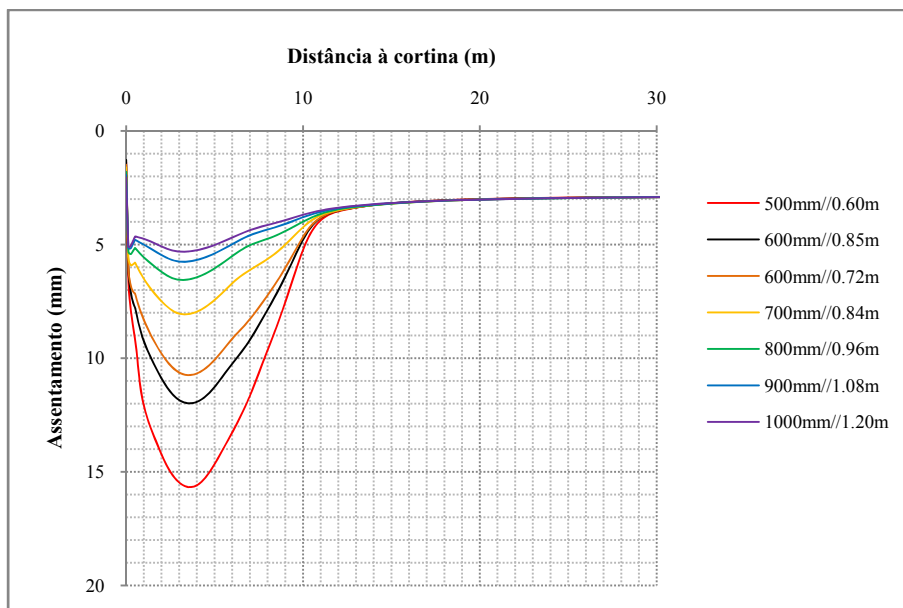


Figura 7.73 – Assentamento da zona adjacente à via-férrea em função da rigidez da solução estrutural adoptada.

Observando a Figura 7.73 constata-se existir uma dependência elevada entre a rigidez à flexão da estrutura e os assentamentos verificados na zona adjacente à escavação. Porém, aquela figura representa uma extensão considerável da zona contígua à obra, interessando sobretudo restringir a análise às duas vias que constituem a via-férrea e fazê-la em termos de assentamentos diferenciais. Com esse objectivo, na Figura 7.74 representam-se apenas, para cada via, os assentamentos verificados em entre carris. Note-se que a Figura 7.74 não é mais do que uma reprodução parcial e ampliada da Figura 7.73.

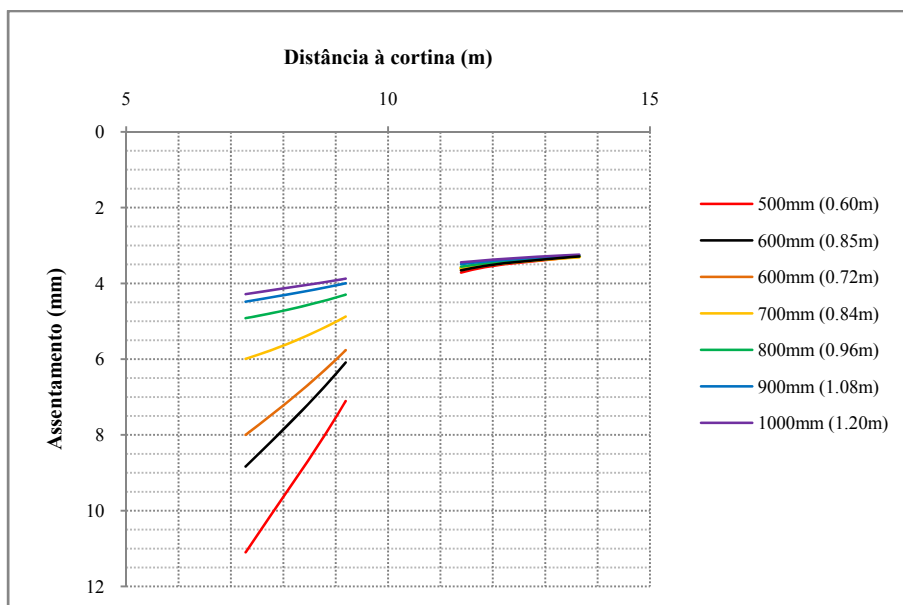


Figura 7.74 – Assentamento dos carris em função da solução adoptada.

A Figura 7.74 permite concluir que, apesar da reduzida distância que separa as duas vias, a situação observada em cada uma é surpreendentemente distinta. De facto, enquanto na via da esquerda se verifica que a rigidez da solução estrutural adoptada condiciona de forma significativa os assentamentos, na via da direita constata-se que estes são praticamente independentes daquele factor.

No Quadro 7.20 detalham-se os resultados relacionados com os assentamentos verificados na via esquerda. Analisa-se apenas esta via pois é a que representa a situação claramente condicionante.

Quadro 7.20 – Assentamentos da via esquerda em função da solução estrutural.

Solução estrutural	EI ($10^5 \text{ kNm}^2/\text{m}$)	Assentamento (mm)		Diferença (mm)	Assentamento diferencial
		Carril esquerdo	Carril direito		
$\phi 500 \text{ mm}$ (0.60m)	1.69	11.10	7.11	3.99	1/48
$\phi 600 \text{ mm}$ (0.85m)	2.47	8.84	6.09	2.74	1/70
$\phi 600 \text{ mm}$ (0.72m)	2.92	8.00	5.77	2.23	1/86
$\phi 700 \text{ mm}$ (0.84m)	4.63	5.99	4.88	1.12	1/171
$\phi 800 \text{ mm}$ (0.96m)	6.91	4.92	4.30	0.62	1/307
$\phi 900 \text{ mm}$ (1.08m)	9.84	4.49	4.00	0.49	1/391
$\phi 1000 \text{ mm}$ (1.20 m)	13.50	4.29	3.87	0.41	1/463

7.3.4.2. A influência do pré-esforço das escoras

No ponto anterior constatou-se que o controlo dos assentamentos pode ser conseguido através da previsão de uma solução com rigidez adequada. Porém, esta via pode revelar-se bastante onerosa, pois poderá implicar a adopção de soluções significativamente mais gravosas. Assim, decidiu-se abordar uma metodologia alternativa, concretamente, ponderou-se recorrer a um sistema de escoramento pré-esforçado.

Desta forma, determinou-se o assentamento induzido pela execução de uma cortina de estacas $\phi 600 \text{ mm}$, espaçadas de 0.85 m, considerando-se dois valores distintos para o pré-esforço, 100 e 200 kN/m, procedendo-se posteriormente à comparação dos respectivos resultados com os obtidos para a mesma estrutura mas sem aplicação de pré-esforço, conforme se representa na Figura 7.75 e na Figura 7.76.

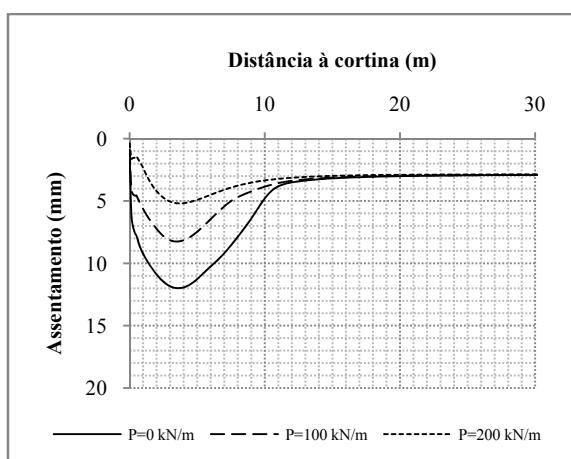


Figura 7.75 – Assentamento da zona adjacente à via-férrea em função do valor do pré-esforço.

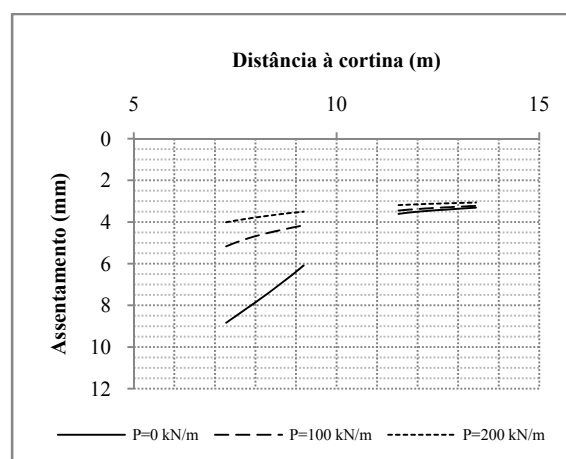


Figura 7.76 – Assentamento dos carris em função do valor do pré-esforço.

Quadro 7.21 – Assentamentos da via esquerda em função do valor do pré-esforço.

Solução estrutural	EI ($10^5 \text{ kNm}^2/\text{m}$)	Assentamento (mm)		Diferença (mm)	Assentamento diferencial
		Carril esquerdo	Carril direito		
$\phi 600 \text{ mm}$ (0.85 m) P=0 kN/m	2.47	8.84	6.09	2.74	1/70
$\phi 600 \text{ mm}$ (0.85 m) P=100 kN/m	2.47	5.18	4.16	1.01	1/188
$\phi 600 \text{ mm}$ (0.85 m) P=200 kN/m	2.47	4.01	3.50	0.51	1/375

No Quadro 7.21 demonstra-se a influência do pré-esforço no controlo dos assentamentos, permitindo, com soluções mais económicas, obter o mesmo desempenho de soluções mais resistentes. A título exemplificativo, repare-se que a aplicação do pré-esforço de 200 kN/m reduz o assentamento diferencial de 1/70 para 1/375, valor que, não se considerando a adopção de pré-esforço, apenas é conseguido a partir do recurso à solução executada com estacas $\phi 900 \text{ mm}$ espaçadas de 0.96 m (1/391).

Na Figura 7.77 apresentam-se as deformadas associadas à aplicação do pré-esforço.

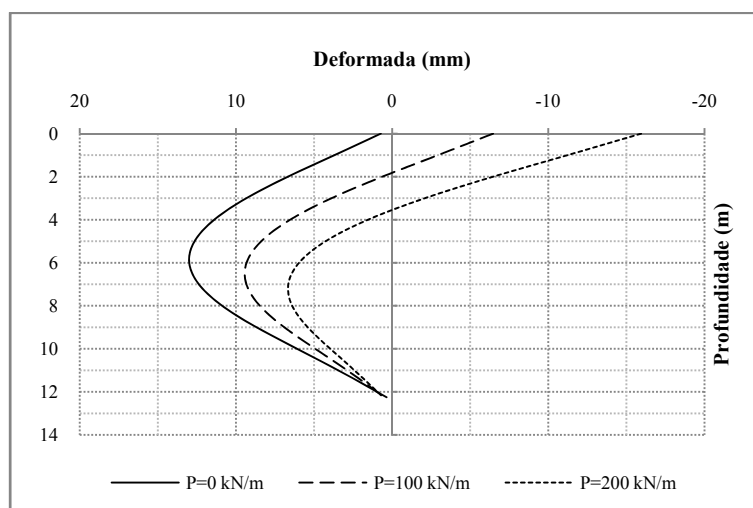


Figura 7.77 – Deformada para a combinação quase-permanente de uma cortina de estacas $\phi 600 \text{ mm}$, espaçadas de 0.85 m, em função do valor do pré-esforço adoptado.

No Quadro 7.22 apresentam-se, para as três soluções identificadas, os valores dos esforços que condicionam o respectivo dimensionamento. Constata-se que a aplicação de pré-esforço incrementa, naturalmente, o esforço na escora. Contudo, no que concerne ao esforço transversal e ao momento flector, regista-se que apesar de aumentar aquele e provocar a diminuição deste, a variação de ambos é pouco expressiva.

Quadro 7.22 – Esforços relevantes para o dimensionamento em função do valor do pré-esforço.

Caso	Pré-esforço (kN/m)	M_{Sd} Max (kNm/m)	V_{Sd} Max (kN/m)	F_e (kN/m)
1.1 do EC7	0	415.75	195.89	259.60
	100	406.56	198.13	276.00
	200	398.78	213.09	316.10
1.2 do EC7	0	478.56	224.99	297.70
	100	465.47	221.33	302.50
	200	454.52	229.79	328.80

7.3.5. ESFORÇOS FINAIS DE DIMENSIONAMENTO. CONCLUSÃO

Analizadas duas formas distintas de controlar os assentamentos provocados pela execução da cortina monoapoiada, conclui-se que a metodologia exposta em último lugar – adopção de um sistema de escoramento pré-esforçado – quer pelo menor custo que representa, pois implica soluções estruturais menores, quer pela maior versatilidade que encerra, permitindo ajustar o valor do pré-esforço às condições efectivas da obra, afigura-se nitidamente vantajoso, sendo por isso a opção adoptada.

Contudo, tendo-se apresentado nos pontos anteriores os assentamentos diferenciais associados a cada solução, não se definiu o valor máximo a observar. Tal facto não é consequência de lapso, na verdade, sendo essa uma matéria específica do domínio de vias de comunicação, e não se tendo encontrado um valor consensual para aquele limite, preferiu-se explorar metodologias e apontar várias soluções para o respeitar, independentemente do valor que possa assumir.

Por outro lado, felizmente, o controlo dos assentamentos não se restringe à estrutura adoptada. De facto, depois de concluída a obra, será sempre possível proceder ao acondicionamento do balastro da via-férrea de forma a proceder a alguns ajustes.

Pelo referido, adoptou-se como exemplo de dimensionamento a solução da cortina de estacas $\phi 600$ mm, espaçadas de 0.85 m, com a aplicação de 100 kN/m de pré-esforço por ser uma solução atractiva, pois é das que implica menor consumo de betão e em que a aplicação daquele valor do pré-esforço é suficiente para garantir assentamentos reduzidos.

Na Figura 7.82 e na Figura 7.83 reproduzem-se, respectivamente, os deslocamentos horizontais e verticais fornecidos pela modelação numérica.

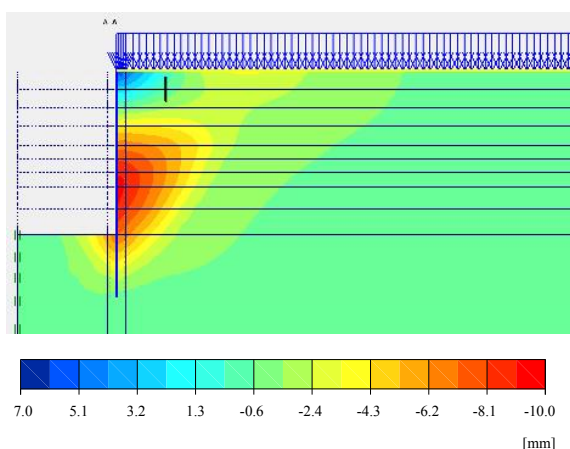


Figura 7.78 – Deslocamentos horizontais para a combinação quase-permanente.

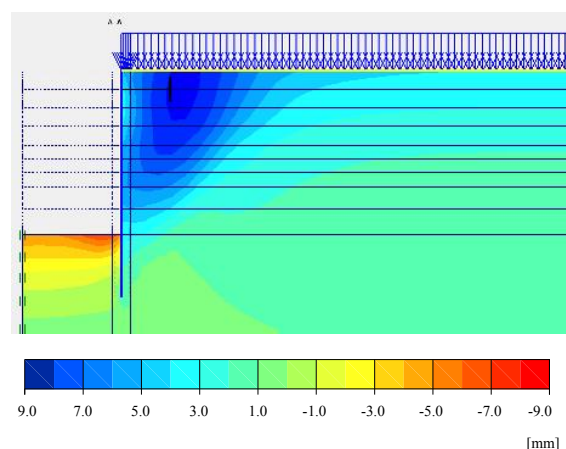


Figura 7.79 – Deslocamentos verticais para a combinação quase-permanente.

Nas próximas figuras apresentam-se as envolventes dos esforços para cada caso do EC7 e, por fim, as envolventes das duas combinações.

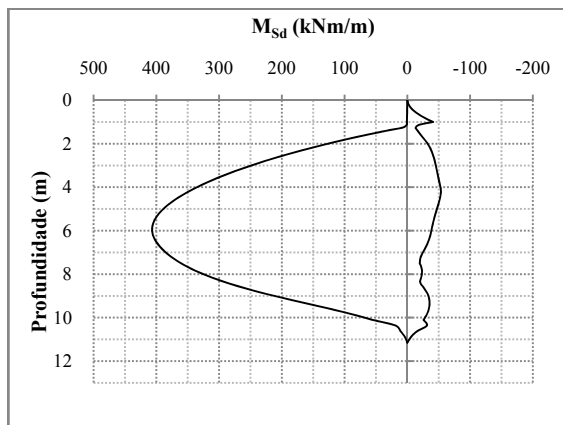


Figura 7.80 – Envolvente de M_{Sd} para o Caso 1.1 do EC7 para um pré-esforço de 100 kN/m.

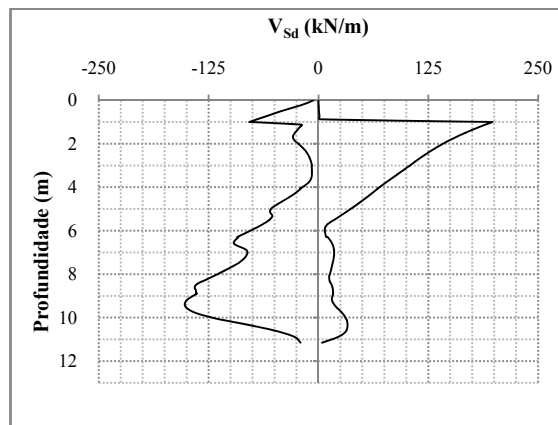


Figura 7.81 – Envolvente de V_{Sd} para o Caso 1.1 do EC7 para um pré-esforço de 100 kN/m.

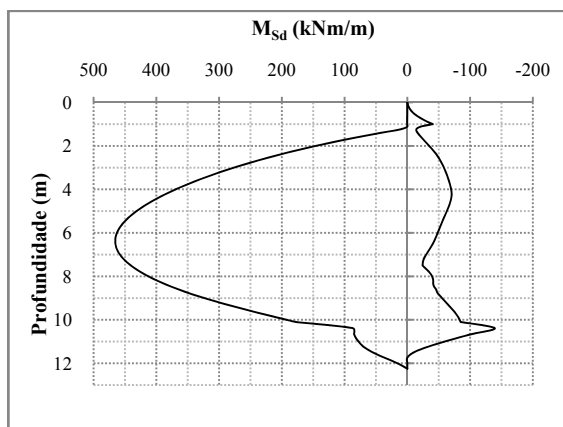


Figura 7.82 – Envolvente de M_{Sd} para o Caso 1.2 do EC7 para um pré-esforço de 100 kN/m.

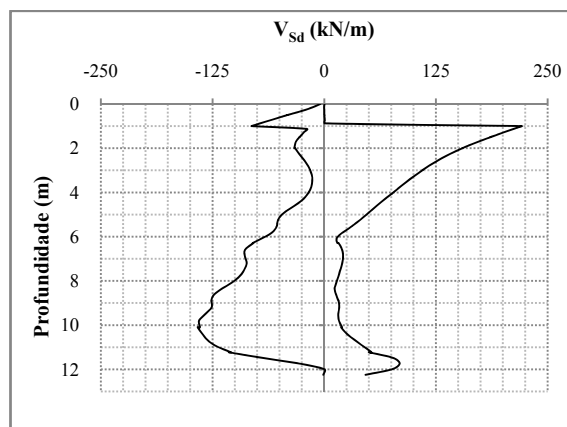


Figura 7.83 – Envolvente de V_{Sd} para o Caso 1.2 do EC7 para um pré-esforço de 100 kN/m.

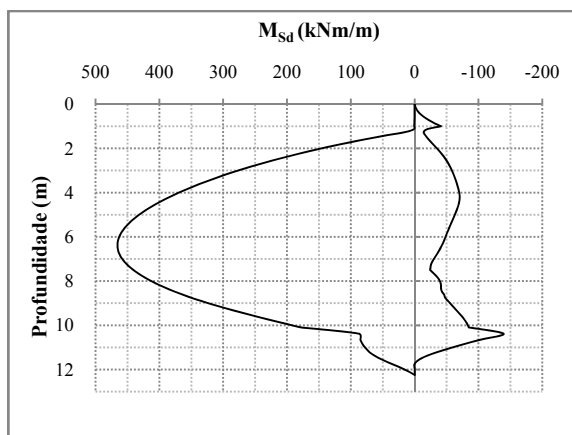


Figura 7.84 – Envolvente de M_{Sd} para os dois casos do EC7, para um pré-esforço de 100 kN/m.

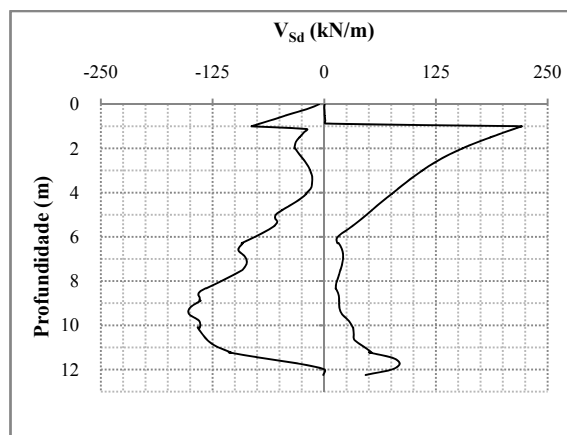


Figura 7.85 – Envolvente de V_{Sd} para os dois casos do EC7, para um pré-esforço de 100 kN/m.

Quadro 7.23 – Características da escora utilizada na modelação e parâmetros associados.

Diâmetro (cm)		l (m)	Área (cm ²)	I (cm ⁴)	Largura de influência (m)	F _e (kN)	l _e (m)	λ	φ	σ_{Sd} (MPa)	σ_{Rd} (MPa)
exterior	interior										
30.0	27.5	9.50	112.90	11687	4.00	1210.0	9.50	93.37	0.513	209.00	235.00

7.4. CORTINA DE CONTENÇÃO PROVISÓRIA TIPO BERLIM DE MADEIRA

7.4.1. INTRODUÇÃO

Conforme ficou decidido no Capítulo 5, a solução construtiva seleccionada para a execução do túnel prevê a adopção de uma cortina de contenção provisória tipo Berlim de madeira, de forma a garantir a estabilidade da escavação necessária à construção do túnel.

Ao contrário do que aconteceu com a cortina autoportante e com a cortina monoapoiada, neste caso, para se identificar a secção condicionante não se começará por atender à profundidade de escavação máxima. Alternativamente, centrar-se-á a atenção na existência de edifícios adjacentes à escavação, pelas cargas que representam, mas sobretudo pelo controlo de deformações que implicam.

Na Figura 7.86 identifica-se a secção que segundo o critério acabado de enunciar corresponde à situação condicionante.

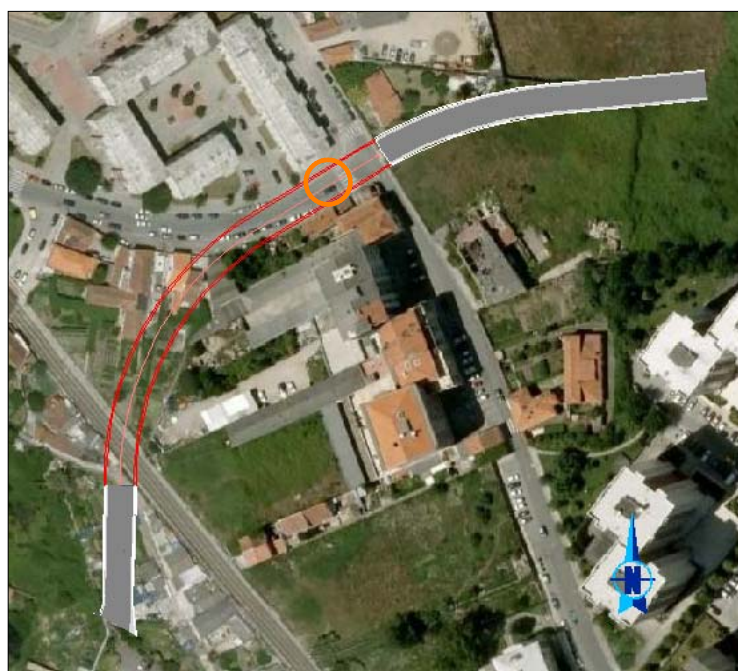


Figura 7.86 - Identificação da localização da secção condicionante para dimensionamento.

Na Figura 7.87 apresentam-se os edifícios que se encontram nas proximidades da secção identificada na Figura 7.86, assim como as respectivas condições geotécnicas, que correspondem às do Perfil Transversal 15. Esclarece-se que o lado esquerdo daquela figura corresponde à parte Norte desta.

Na Figura 7.87, a diferença entre as condições verificadas em cada lado da escavação destaca-se de imediato. De facto, se por um lado os edifícios do lado esquerdo se encontram mais próximos da escavação, por outro, os do lado direito representam acções mais significativas. Note-se que o edifício

mais alto deste lado prolonga-se para o lado direito. Desta forma, depois de escolhida a secção condicionante há ainda que eleger o lado que constitui a situação mais gravosa.

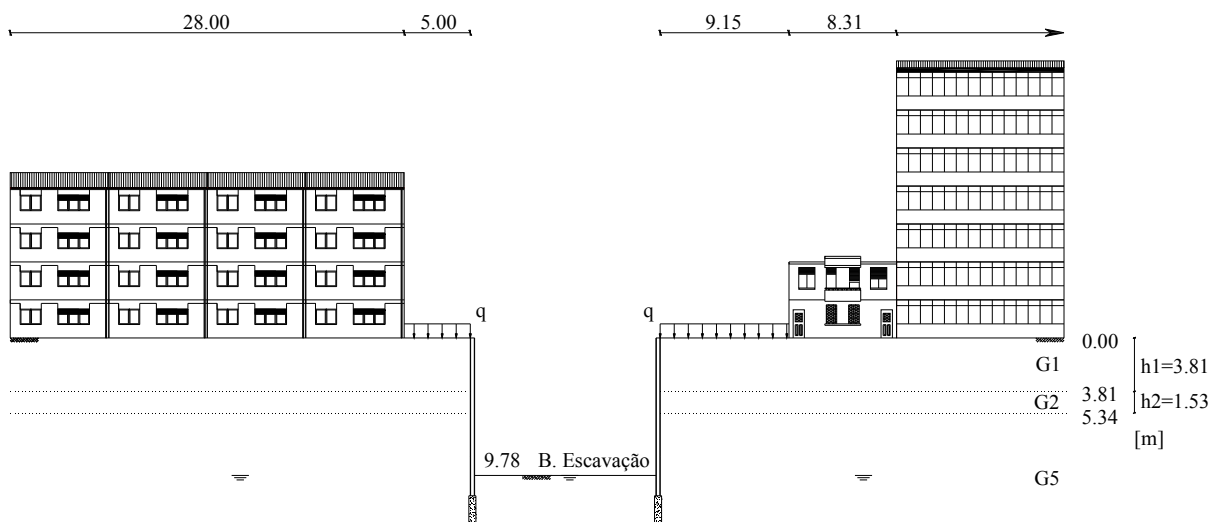


Figura 7.87 – Perfil transversal condicionante para dimensionamento.

O processo construtivo já foi descrito de uma forma genérica no Capítulo 5, iniciando-se com a instalação de perfis metálicos onde, à medida que a escavação for progredindo, se apoiarão pranchas de madeira de forma a suportar o solo. O apoio horizontal da estrutura será assegurado por vários níveis de ancoragens pré-esforçadas.

Porém, releva-se um aspecto associado ao processo construtivo que é de fundamental importância e que ainda não foi abordado, relacionado com a instalação dos perfis metálicos verticais.

Após a conclusão da estrutura, os perfis verticais não apresentarão fenómenos de instabilidade elástica associados quer a deslocamentos na direcção da escavação, pois este facto será tido em consideração no respectivo dimensionamento, quer a deslocamentos na direcção ortogonal, ou seja, na direcção de desenvolvimento da via, pois as pranchas de madeira colocadas entre perfis impedirão que tal aconteça.

Contudo, nas fases anteriores à conclusão da estrutura, os perfis verticais estão já submetidos a esforços axiais significativos resultantes da componente vertical do pré-esforço das ancoragens e ainda não têm os deslocamentos impedidos segundo a direcção longitudinal, pois as pranchas de madeira ainda não se encontram instaladas ao longo de toda a altura. Assim, para acautelar a encurvadura dos perfis segundo a direcção referida sem proceder ao sobredimensionamento dos mesmos, recomenda-se que após a sua instalação e antes da aplicação de qualquer nível de ancoragens, se proceda ao preenchimento do furo com areia. Esta é uma forma rápida, económica e eficaz de resolver o problema.

Outro aspecto que importa clarificar, também relativo ao processo construtivo, relaciona-se com as condições de apoio do pé da cortina. Como o leitor terá reparado, nas figuras que complementam a descrição do faseamento construtivo que se faz no Capítulo 5, a cortina não se prolonga até à base da escavação. Tal facto é possibilitado pela elevada resistência do horizonte geológico-geotécnico em que esta se localiza, sendo por isso perfeitamente plausível proceder da forma descrita sem que daí surjam necessariamente problemas de estabilidade. Todavia, salienta-se que as condições de apoio do pé da

cortina deverão ser alvo de análise cuidada de forma a evitar a rotura da fundação, conforme se ilustra na Figura 7.88.

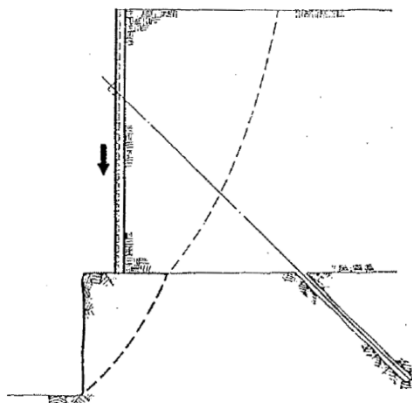


Figura 7.88 – Esquema de rotura por falta de estabilidade global quando a escavação abrange um maciço rochoso (White, 1975).

Contudo, neste capítulo considerou-se que a cortina se prolonga até à base da escavação.

7.4.2. DETERMINAÇÃO DO LADO CONDICIONANTE PARA DIMENSIONAMENTO

A determinação do lado que constitui a situação condicionante para dimensionamento deverá atender a dois aspectos distintos. Em primeiro lugar interessa determinar qual o lado da escavação que provoca maior impulso na estrutura de contenção, de forma a garantir a segurança em Estado Limite Último. Em segundo lugar, interessa verificar se o dimensionamento que daí resulta é suficiente para colocar as deformações dentro do valor pretendido.

Assim, conclui-se que o lado condicionante não será necessariamente aquele onde se verificar a maior solicitação. Considere-se, por hipótese, que depois de determinados os impulsos em ambos os lados da escavação se verificava serem iguais. Ora, isto não significaria, por exemplo, que era válido dimensionar a estrutura de contenção para o lado direito e depois adoptá-la também para o lado esquerdo. É óbvio que se isso acontecesse a estrutura não entraria em colapso. No entanto, como os assentamentos aumentam com a proximidade à estrutura de contenção, os respectivos efeitos teriam uma repercussão mais significativa do lado esquerdo devido à maior proximidade dos edifícios, concluindo-se que o controlo de deformações tem uma importância decisiva no dimensionamento deste tipo de estruturas.

Uma vez que as previsões das deformações associadas à escavação serão determinadas com base no programa Plaxis[®], é necessário proceder a um pré-dimensionamento daquelas estruturas para efectuar a simulação numérica. Desta forma, numa primeira fase, proceder-se-á ao pré-dimensionamento da estrutura de contenção tendo-se em conta apenas a verificação da segurança em Estado Limite Último, procedendo-se, posteriormente, a eventuais correcções, de forma a cumprir exigências decorrentes do controlo de deformações.

Para tal, começou-se por determinar os impulsos para cada lado da escavação. Dada a elevada flexibilidade das cortinas tipo Berlim de madeira, a aplicação dos diagramas de pressões triangulares que resultam da teoria de Rankine afasta-se significativamente da realidade, tendo-se, alternativamente, recorrido aos diagramas de Terzaghi e Peck para estimar os impulsos relativos às terras, conforme se ilustra na Figura 7.89, onde também se inclui a sobrecarga uniformemente

distribuída, q , de valor igual a 10 kN/m^2 ($\psi_0=0.6$; $\psi_1=0.4$; $\psi_2=0.2$) e a fórmula utilizada para determinar as pressões que esta induz na cortina. Nesta figura são também indicadas, em correspondência com a Figura 7.87, as acções provocadas pelos edifícios, em que os respectivos pisos consistem numa acção distribuída de 10 kN/m^2 . O nível freático foi considerado coincidente com a base da escavação.

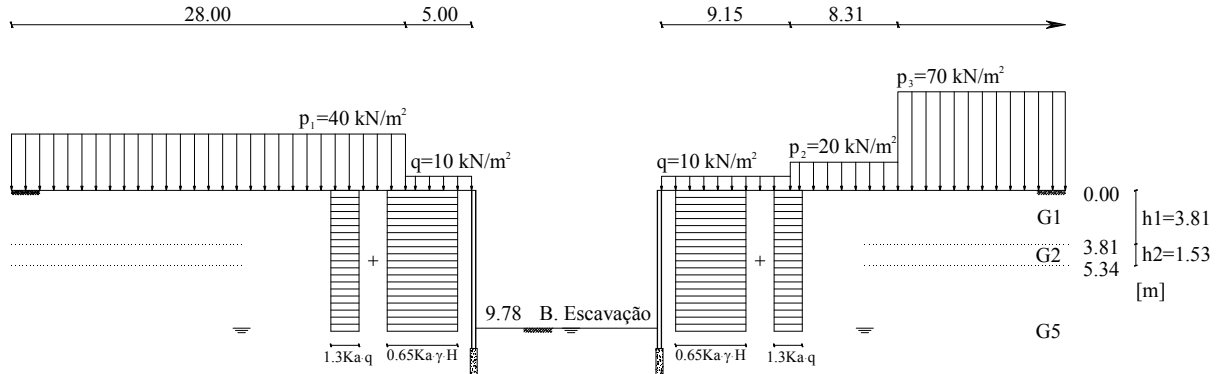


Figura 7.89 – Diagramas de tensões de Terzaghi e Peck e da sobrecarga uniformemente distribuída.

A determinação dos impulsos provocados pelos edifícios foi realizada com base na Teoria da Elasticidade, considerando-se a solução correspondente a uma carga uniformemente distribuída numa faixa de comprimento infinito, de acordo com a Figura 7.90 e com a Expressão (7.27).

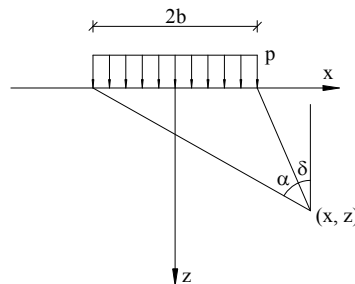


Figura 7.90 – Solução da Teoria da Elasticidade para uma carga uniformemente distribuída numa faixa de comprimento infinito.

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} [\alpha - \sin \alpha \cdot \cos(\alpha + 2\delta)] \quad (7.27)$$

7.4.2.1. Determinação dos impulsos do lado esquerdo da escavação

Na Figura 7.91 e na Figura 7.92 representam-se, respectivamente, para o Caso 1.1 e 1.2 do EC7, a evolução das pressões efectivas horizontais em profundidade, detalhando-se a contribuição do peso próprio do maciço, do edifício e da sobrecarga. A sua determinação foi realizada da forma descrita anteriormente. Esclarece-se apenas que o valor do parâmetro b da Figura 7.90, que corresponde a metade da largura da faixa foi, de acordo com a Figura 7.87, considerado igual a 14 m e a profundidade da escavação igual a 9.78 m.

Refere-se que no túnel, em vez da sobreescavação de 1.00 m adoptada nas rampas de acesso, se considerou o valor de 1.30 m, com o objectivo de garantir uma margem suficiente para a execução da laje de fundo, pavimento, sistema de drenagem, entre outros.

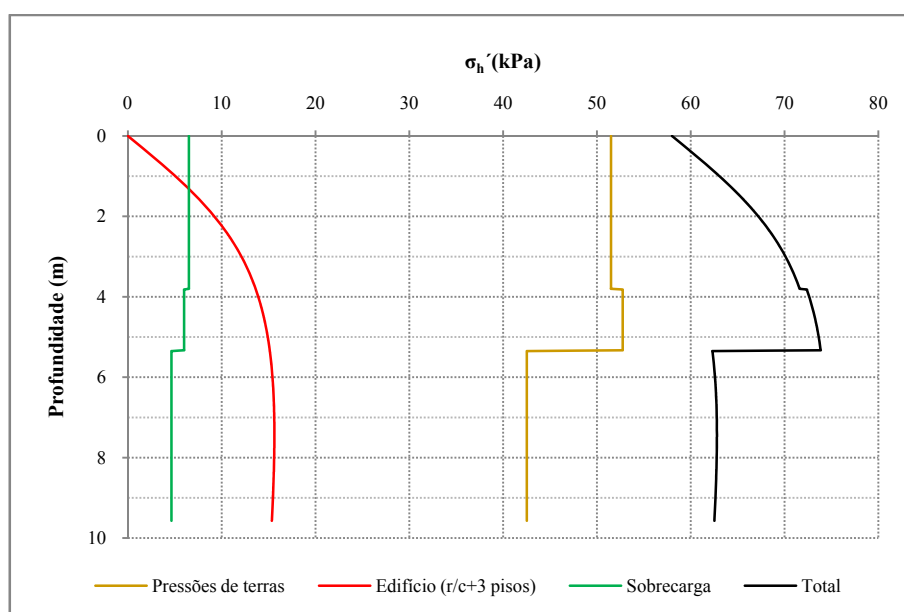


Figura 7.91 – Tensões efectivas horizontais do lado esquerdo da escavação para o Caso 1.1 do EC7.

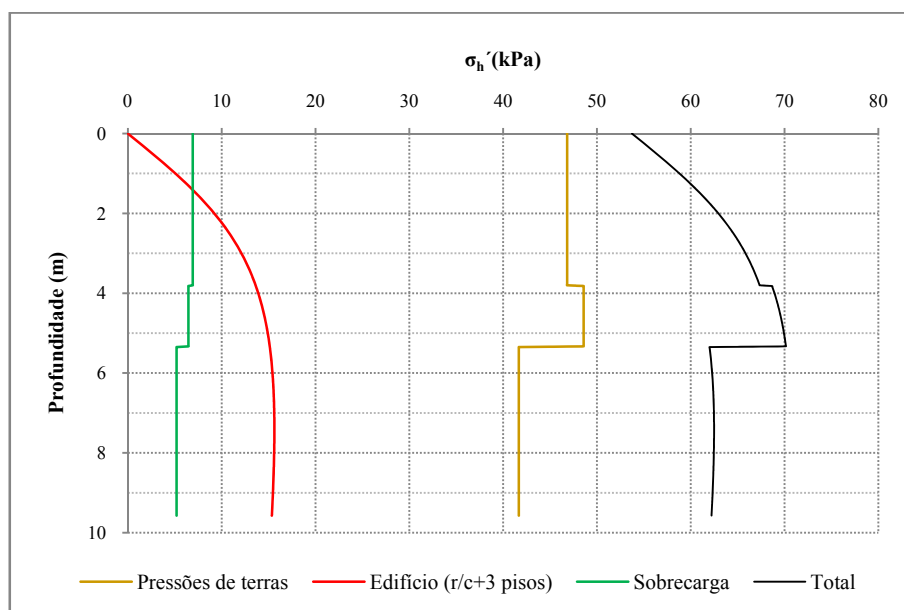


Figura 7.92 – Tensões efectivas horizontais do lado esquerdo da escavação para o Caso 1.2 do EC7.

7.4.2.2. Determinação dos impulsos do lado direito da escavação

Para o lado direito da escavação a avaliação dos impulsos foi efectuada de forma semelhante ao exposto para o lado esquerdo. Contudo, para além de neste lado existir mais um edifício, constata-se que o edifício da direita se prolonga numa extensão significativa, ou melhor, verifica-se a existência

de edifícios contíguos numa extensão considerável, surgindo portanto a questão associada ao valor a adoptar para a largura, $2b$, que na Expressão (7.27) é considerada através dos ângulos α e δ .

Na Figura 7.93 apresenta-se a influência daquela largura no impulso resultante. Assim, como mínimo surge o valor de 12 m, isto é, considerando-se não existirem mais edifícios à direita do edifício mais alto e, como máximo, o valor de 72 m, que corresponde à totalidade da extensão em que se observam edifícios naquela direcção. Como os edifícios que ocorrem naquele alinhamento apresentam tipologia idêntica, considerou-se, para todos, a tipologia do edifício representado na Figura 7.87, isto é, rés-do-chão mais seis pisos elevados.

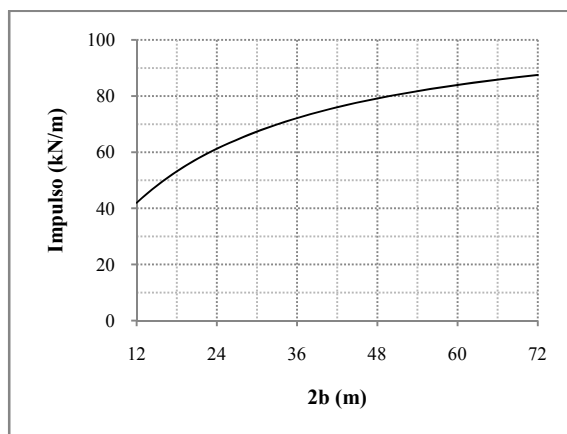


Figura 7.93 – Valor do impulso em função da largura considerada para o edifício mais alto.

A Figura 7.93 revela que a influência da largura considerada para o edifício na definição do impulso vai diminuindo à medida que a distância à escavação aumenta.

Considerou-se o impulso correspondente à largura máxima, aproximadamente 87.5 kN/m, não por na realidade ser expectável que a largura do edifício se faça repercutir numa extensão tão significativa, mas antes por esta ser uma fase de pré-dimensionamento, em que, provavelmente à solução obtida, terão de ser acrescidos critérios mais severos para cumprir as exigências relativas ao controlo da deformação. Para além disto, repare-se nas duas próximas figuras, onde se constata que o impulso devido ao edifício representa uma parte minoritária do impulso total, diminuindo assim a importância associada à determinação do seu valor.

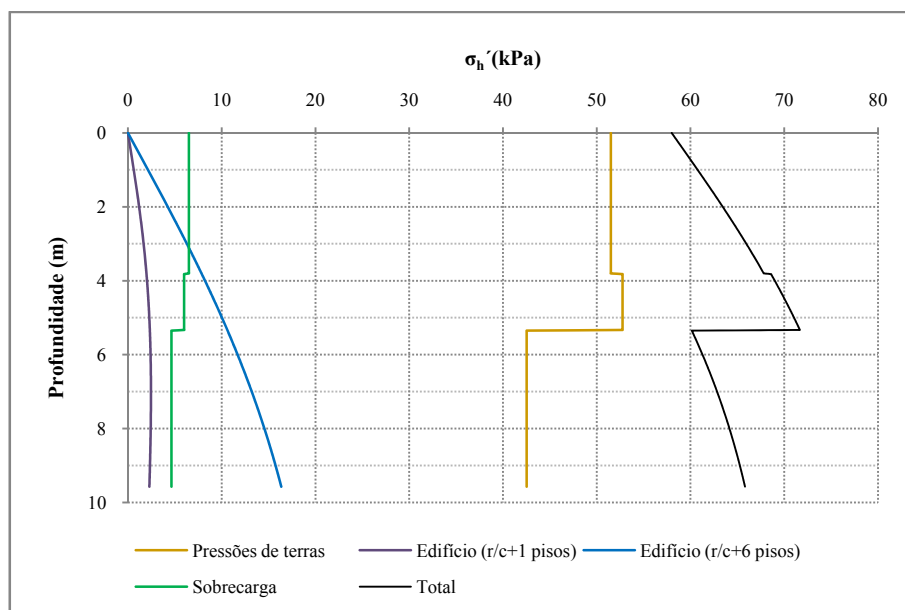


Figura 7.94 – Tensões efectivas horizontais do lado direito da escavação para o Caso 1.1 do EC7.

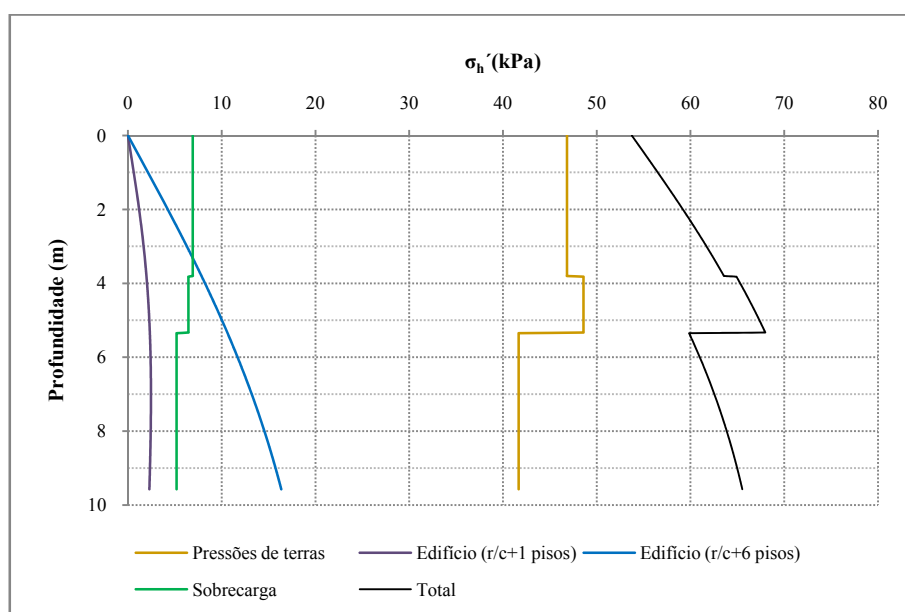


Figura 7.95 – Tensões efectivas horizontais do lado direito da escavação para o Caso 1.2 do EC7.

7.4.2.3. Comparação dos resultados

A Figura 7.96 mostra a evolução em profundidade da tensão horizontal efectiva para os dois lados da escavação, segundo os dois casos do EC7, sendo notório que, para ambos os lados, o Caso 1.1 consiste na situação condicionante.

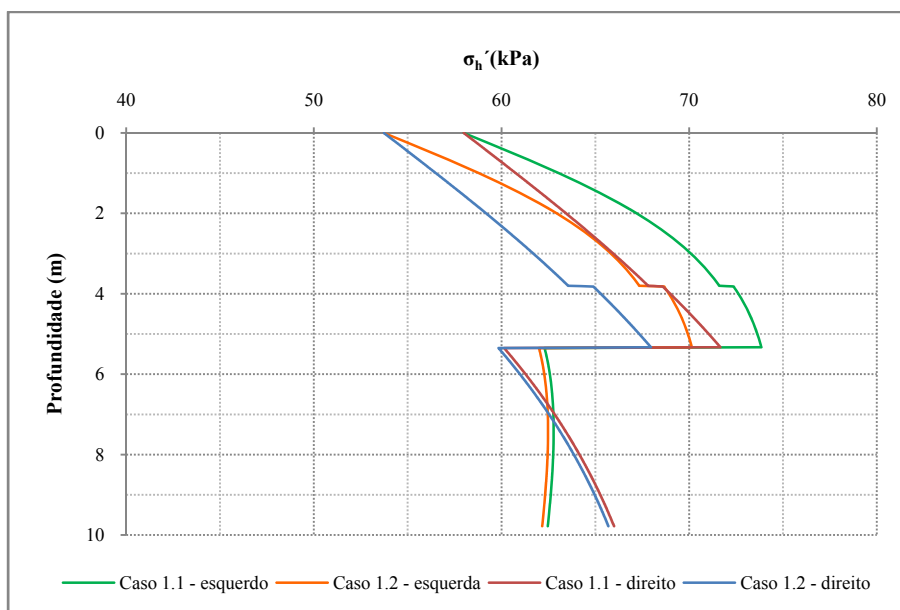


Figura 7.96 – Tensões efectivas horizontais para os dois lados da escavação segundo o Caso 1.1 e 1.2 do EC7.

A determinação dos impulsos fez-se de acordo com a expressão:

$$I = \int_0^H \sigma'_h(z) \cdot dz \quad (7.28)$$

obtendo-se os valores que constam do Quadro 7.24 e do Quadro 7.25.

Quadro 7.24 – Impulsos do lado esquerdo da escavação.

Lado	Caso	Impulso (kN/m)			
		Terras	Edifício (r/c + 3 pisos)	Sobrecarga	Total
Esquerdo	1.1	465.70	121.94	54.53	642.17
	1.2	437.73	121.94	59.27	618.94

Quadro 7.25 – Impulsos do lado direito da escavação.

Lado	Caso	Impulso (kN/m)				
		Terras	Edifício (r/c + 6 pisos)	Edifício (r/c + 1 piso)	Sobrecarga	Total
Direito	1.1	465.70	87.54	18.15	54.53	625.92
	1.2	437.73	87.54	18.15	59.27	602.69

A análise dos quadros anteriores permite concluir que o valor dos impulsos verificados em cada lado da escavação é muito semelhante. Desta forma, decidiu-se eleger o lado esquerdo como a situação a considerar para dimensionamento, essencialmente pela maior proximidade dos edifícios à escavação aqui verificada e não tanto pelo valor do respectivo impulso ser superior, pois a diferença é mínima.

7.4.3. DIMENSIONAMENTO DAS ANCORAGENS PRÉ-ESFORÇADAS

Uma vez determinado o valor do impulso que a cortina terá de equilibrar, o próximo passo consistiu na definição do sistema de ancoragens. Desta forma, enunciam-se de seguida os principais pontos em que esta definição se decompõe:

- número de níveis;
- geometria;
- valor do pré-esforço.

Para o primeiro nível de ancoragens definiu-se a profundidade 1.00 m. Atribuiu-se um valor prudente, pois o funcionamento da estrutura acima deste nível é assemelhável ao de uma consola, portanto, desvantajoso no que respeita a esforços de flexão, e ainda mais no que concerne a deslocamentos; aliás, não é frequente, neste tipo de estruturas, verificarem-se valores superiores a 1.50 m.

Dado que a profundidade de escavação é de 9.78 m, resta ainda vencer um vão de 8.78 m, considerando-se para tal adequado prever mais dois níveis de ancoragens. A definição da profundidade destes níveis não foi tão imediata como a do primeiro. Por um lado, tentou-se conferir alguma uniformidade ao espaçamento, por outro, atendeu-se à distribuição das pressões horizontais, para que da altura de influência correspondente a cada nível não resultassem impulsos muito díspares. Desta forma, definiu-se a profundidade de 3.90 e 6.80 m para o segundo nível e terceiro nível, respectivamente.

A definição da geometria do sistema de ancoragens baseou-se no cumprimento de um conjunto de requisitos que se representam na Figura 7.97, e que, de acordo com Matos Fernandes (1990), se podem justificar do seguinte modo:

- os bolbos de selagem devem ser alojados fora da cunha de impulso activo do solo suportado pela cortina ancorada;
- a profundidade das zonas de selagem abaixo da superfície do terreno e das fundações de edificios vizinhos deve ser maior do que, respectivamente, 5 a 6 m e 3 m, devido às elevadas pressões de injeção que são usadas para a amarração do bolbo de selagem ao maciço;
- o afastamento mínimo entre bolbos de selagem deverá ser da ordem de 1,5 m, de modo a minimizar a interferência recíproca entre ancoragens, logo eventuais reduções na respectiva capacidade resistente;
- o comprimento livre não deve ser inferior a 5 a 6 m de modo que as tensões associadas à força dirigida para a escavação aplicada na extremidade anterior do bolbo de selagem se degradem no interior do maciço sem ocasionar significativos incrementos nas pressões sobre a cortina.

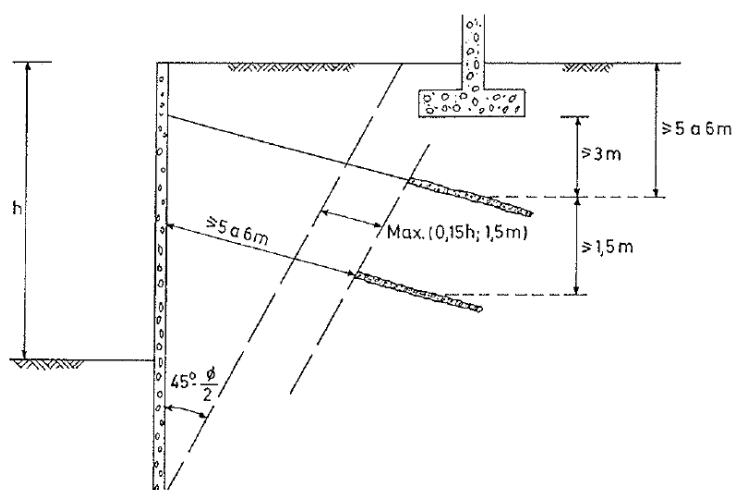


Figura 7.97 – Condicionalismos respeitados na localização das ancoragens pré-esforçadas (Littlejohn, 1972; Ostermayer, 1976), citados por Matos Fernandes (1990).

A aplicação destes requisitos ao caso em estudo permitiu obter a disposição apresentada na Figura 7.98 e definir os valores do Quadro 7.26.

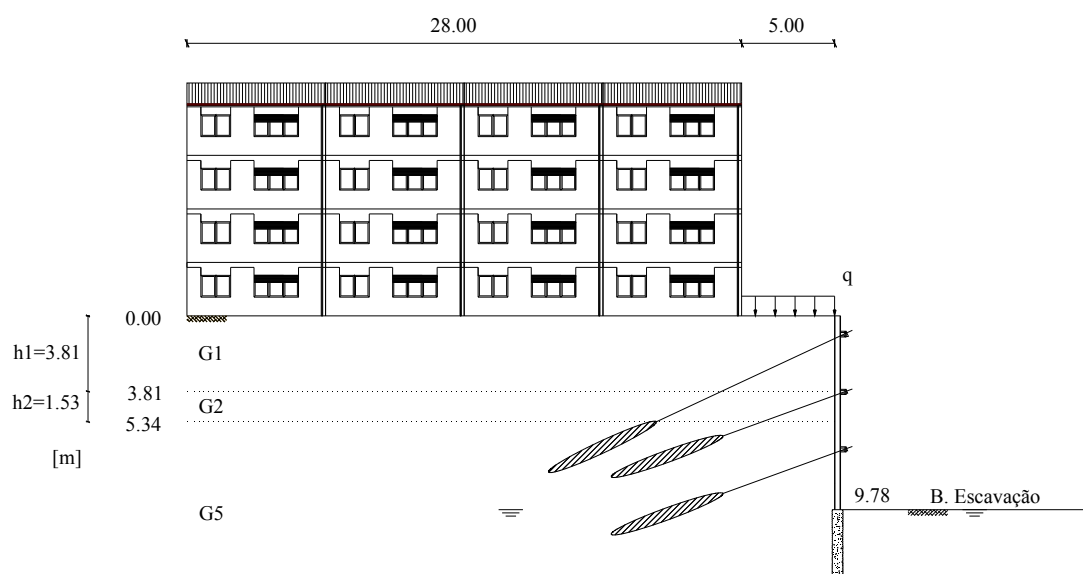


Figura 7.98 – Representação dos vários níveis de ancoragens pré-esforçadas.

Quadro 7.26 – Características dos vários níveis de ancoragens pré-esforçadas.

Nível	Profundidade de aplicação (m)	Inclinação (°)	Comprimento livre (m)	Comprimento de selagem (m)
1º	1.00	25	9.94	6.00
2º	3.90	20	6.00	6.00
3º	6.80	20	6.00	6.00

A determinação do pré-esforço aplicado a cada nível de ancoragens foi efectuada tendo em conta o impulso resultante das tensões horizontais verificadas ao longo da altura de influência de cada um, conforme se ilustra na Figura 7.99. O diagrama de tensões considerado foi o que resultou da aplicação do Caso 1.1 do EC7, por ser, como já visto, o mais gravoso.

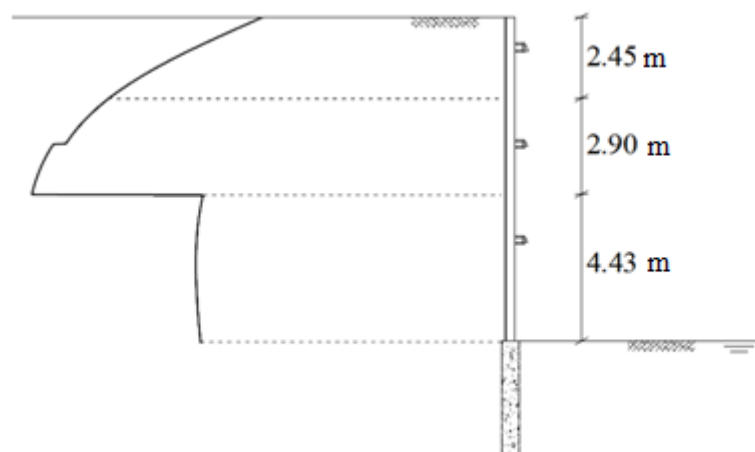


Figura 7.99 – Altura de influência das ancoragens.

No Quadro 7.27 apresentam-se os valores dos impulsos correspondentes à altura de influência de cada nível de ancoragens. Como o equilíbrio daqueles é garantido pela acção destas segundo a direcção horizontal, apresenta-se também, em função da respectiva inclinação, o valor total do pré-esforço a adoptar para cada nível de ancoragens.

Quadro 7.27 – Valor do impulso a equilibrar por ancoragem.

Nível	Inclinação (°)	I (kN/m)	F _{anc} (kN/m)
1º	25	157.56	173.84
2º	20	209.34	222.77
3º	20	275.28	292.95
Total	-	642.18	689.57

Uma vez definido o valor do pré-esforço procedeu-se à simulação numérica. Para tal, foi necessário, para além do valor do pré-esforço das ancoragens, introduzir as características da estrutura, nomeadamente a sua resistência à flexão, que é unicamente conferida pela resistência à flexão dos perfis metálicos utilizados. Ora, nesta fase, estes ainda não estão definidos e, na verdade, tal não seria possível. De facto, para o dimensionamento dos perfis, é necessário conhecer o valor dos esforços axial, transversal e de flexão ao longo da altura destes. Contudo, estes esforços não dependem exclusivamente do pré-esforço aplicado às ancoragens, dependendo também dos próprios perfis utilizados. Assim, numa fase inicial, considerou-se perfis verticais HEB 200, espaçados de 1.00 m. Posteriormente, verificar-se-á a validade desta solução e proceder-se-á a eventuais ajustes.

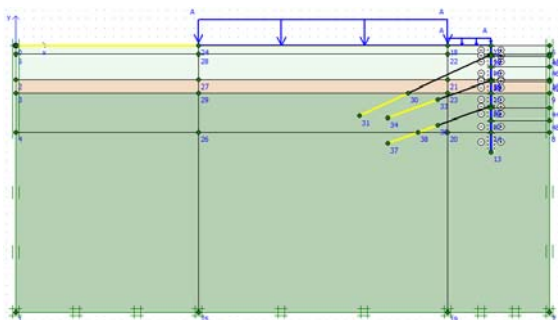


Figura 7.100 – Modelo de cálculo utilizado na modelação numérica.

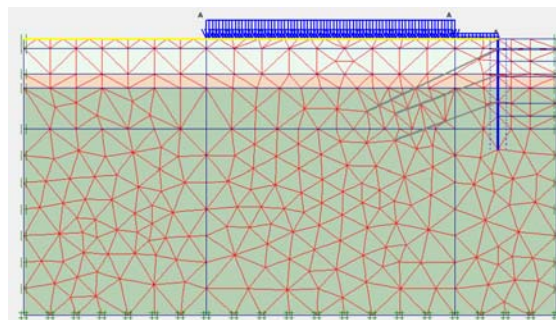


Figura 7.101 – Malha de elementos finitos utilizada na modelação numérica.

A modelação com o Plaxis® permitiu concluir que a estrutura verifica, para os dois casos do EC7, a segurança ao Estado Limite Último. Porém, interessa também atender às deformações em serviço. Desta forma, representa-se na Figura 7.102 e na Figura 7.103, respectivamente, o assentamento e a deformada verificados para a combinação quase-permanente.

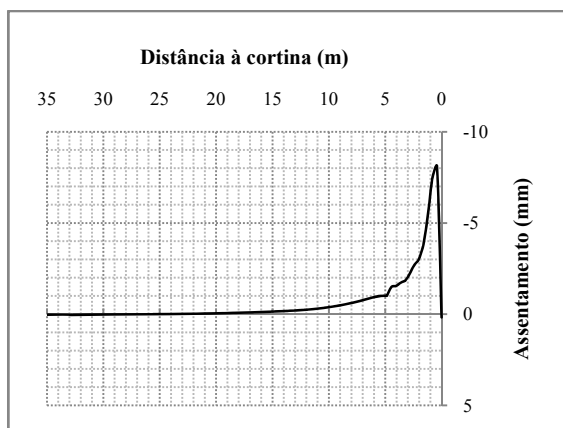


Figura 7.102 – Assentamento do terreno na fase inicial.

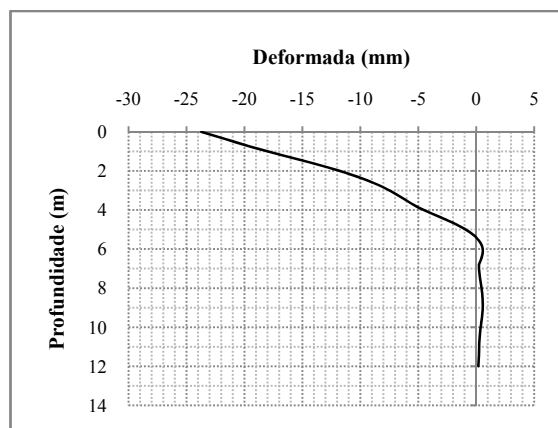


Figura 7.103 – Deformada da cortina na fase inicial.

O deslocamento da cortina no sentido do solo suportado, assim como o assentamento negativo destacam-se de imediato.

Os resultados observados podem ser justificados, pelos menos em parte, com o facto de o valor do pré-esforço aplicado às ancoragens ter sido obtido com base no impulso máximo verificado em Estado Limite Último e, no Estado Limite de Utilização, se registar uma diminuição significativa do seu valor, enquanto o pré-esforço se mantém inalterado.

O assentamento negativo de 8 mm, portanto o empolamento da zona adjacente à cortina, associado ao deslocamento de aproximadamente 24 mm do topo desta no sentido do solo suportado, permitem concluir que o valor do pré-esforço adoptado, provavelmente, terá sido excessivo.

Ora, como o valor do pré-esforço surge como consequência do valor do impulso calculado para o Estado Limite Último, é sobre este que deverá incidir a análise.

Assim, retomando a questão da determinação do impulso, relembra-se que este resulta da soma de três parcelas calculadas a partir das respectivas distribuições de tensões efectivas horizontais. A parcela

relativa às pressões de terras foi determinada com base nos diagramas de pressões aparentes de Terzaghi e Peck; a referente à sobrecarga, pela multiplicação do seu valor, agravado de 30%, pelo coeficiente de impulso activo do horizonte correspondente; por fim, a associada ao edifício, de acordo com a Teoria da Elasticidade, tendo-se então, pela soma destas parcelas definido o valor do impulso.

Para aferir a validade do valor do impulso obtido da forma enunciada é preciso, antes de mais, ter um termo de comparação. Para tal, procedeu-se à modelação de uma situação semelhante à descrita anteriormente, mas agora, utilizando uma estrutura distinta. Concretamente, supôs-se que a escavação era suportada por uma cortina de tal forma rígida, que, na prática, pôde ser considerada indeformável, apoiada por vários níveis de escoras também indeformáveis. Ora, a situação descrita permitiu avaliar as tensões horizontais que se desenvolvem ao longo do paramento da cortina supondo o solo em repouso, portanto, em que a relação entre tensões horizontais e verticais é definida através do coeficiente de impulso de repouso, K_0 .

Os resultados obtidos nesta modelação apresentam-se nas próximas quatro figuras sob a forma da distribuição de tensões horizontais, considerando-se, separadamente, a contribuição das terras, do edifício, da sobrecarga e, por fim, o seu efeito conjunto. Refere-se que a sobrecarga é aplicada antes do início da escavação.

Pelo facto de o dimensionamento do pré-esforço das ancoragens ter resultado do Caso 1.1. do EC7, para a simulação numérica considerou-se o mesmo caso.

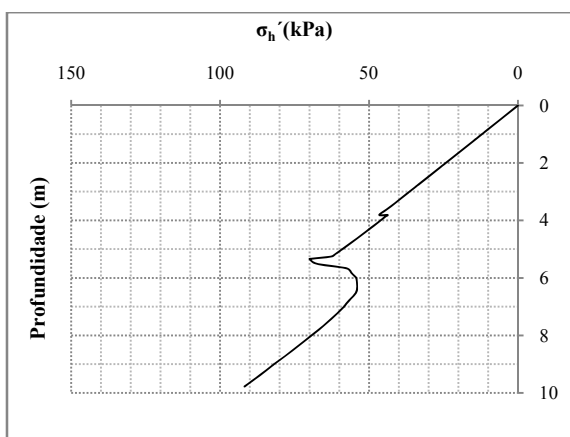


Figura 7.104 – Tensões efectivas horizontais devido às terras.

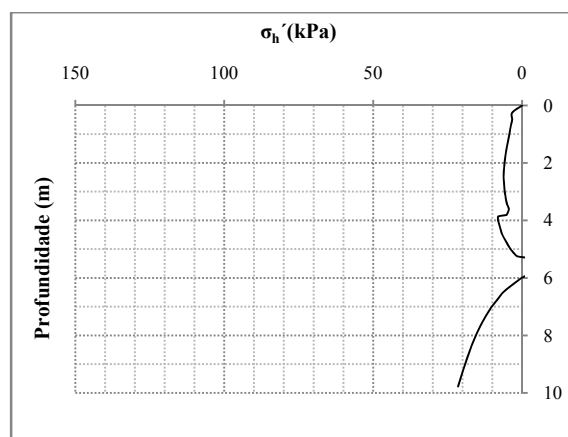


Figura 7.105 – Tensões efectivas horizontais devido ao edifício (r/c +3 pisos).

Na Figura 7.104 pode inferir-se da elevada rigidez da estrutura utilizada nesta modelação, repare-se que a distribuição das pressões só não é perfeitamente triangular devido à existência de horizontes geotécnicos de características distintas.

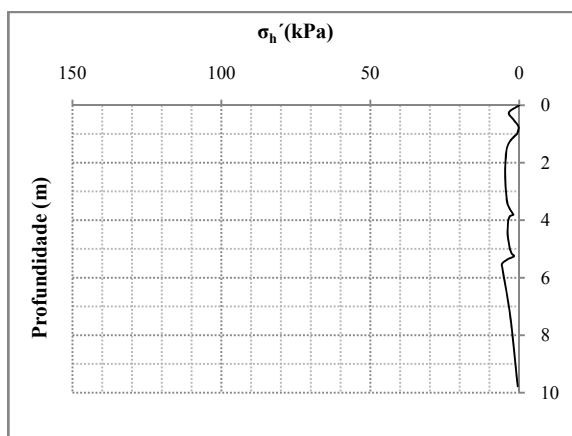


Figura 7.106 – Tensões efectivas horizontais devido à sobrecarga.

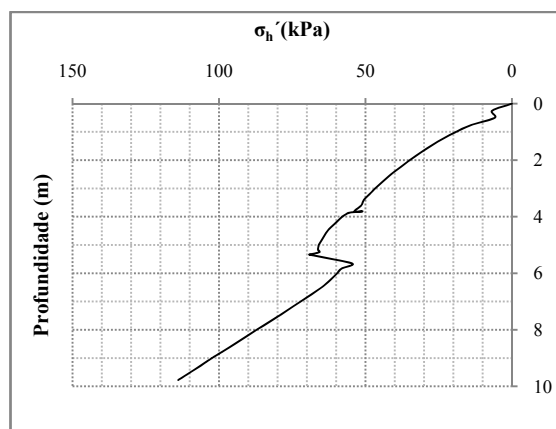


Figura 7.107 – Tensões efectivas horizontais totais.

No Quadro 7.28 apresentam-se os valores dos impulsos relativos às figuras anteriores, procedendo-se à sua comparação com os obtidos no pré-dimensionamento.

Quadro 7.28 – Comparação dos impulsos obtidos no pré-dimensionamento com os fornecidos pelo Plaxis® para o Caso 1.1 do EC7.

Caso	Método	Impulso (kN/m)			
		Terras	Edifício (r/c + 3 pisos)	Sobrecarga	Total
1.1	Pré-dimensionamento	465.70	121.94	54.53	642.17
	Plaxis®	472.28	74.62	30.99	577.90
	Variação	1.41%	-38.80%	-43.16%	-10.01%

Antes de mais há que esclarecer a perspectiva com que se aborda esta comparação.

Com efeito, estando-se a equacionar situações completamente distintas, sublinha-se que não se consideram os resultados obtidos na modelação numérica como valores que o pré-dimensionamento devesse prever. O objectivo da modelação numérica consistiu em criar uma referência, a partir da definição do impulso em repouso, que permitisse enquadrar o valor do impulso calculado no pré-dimensionamento.

O facto do impulso obtido no pré-dimensionamento ser superior ao da modelação numérica leva a concluir que o pré-esforço aplicado às ancoragens é excessivo, significando que, pelos menos em algumas partes do maciço, se o coeficiente de impulso não é o correspondente ao estado passivo, corresponderá, seguramente, a um valor compreendido entre este e o coeficiente de impulso em repouso. Ora, esta situação não apresenta qualquer vantagem pois, como se viu, por um lado, provoca a deformação da cortina no sentido do solo suportado, o que se traduz no empolamento do solo, por outro, conduzirá, provavelmente, a soluções mais dispendiosas de forma a garantir a segurança em Estado Limite Último.

Posto isto, decidiu-se proceder a ajustes sucessivos do valor do pré-esforço a aplicar a cada nível de ancoragens até se verificar um valor satisfatório para o assentamento. Como se está a proceder a um controlo de deformação, simulou-se uma combinação correspondente ao Estado Limite de Utilização,

logo, uma vez definido o valor do pré-esforço que conduzir ao assentamento pretendido, há que verificar se aquele valor é suficiente para garantir a segurança aos Estados Limites Últimos, concretamente, aos Casos 1.1 e 1.2 do EC7.

No Quadro 7.29 apresenta-se o primeiro ajuste realizado. A metodologia subjacente é simples. Na *Fase 0* do mesmo quadro apresenta-se o valor total e os valores segundo as componentes horizontal e vertical para cada nível de ancoragens, correspondentes à fase inicial. Aliás, a maior parte deles já constava do Quadro 7.27. O processo iniciou-se com a introdução dos valores do pré-esforço das ancoragens no programa de elementos finitos, considerando-se a combinação quase-permanente de acções. Uma vez terminado o cálculo, consultou-se o valor do deslocamento horizontal verificado em cada nível de ancoragens, sendo estes os valores que constam da primeira coluna da secção *1º Ajuste* do mesmo quadro (positivo quando o deslocamento é no sentido da escavação).

A partir destes valores procedeu-se ao ajuste do pré-esforço. Esclarece-se que o controlo da deformação da cortina não é um objectivo em si próprio, na verdade, implícito a este processo está a premissa que o controlo dos assentamentos – e isto é o que realmente interessa – depende da deformação da cortina.

Retomando o raciocínio anterior, a partir dos valores verificados em cada nível de ancoragens procedeu-se ao ajuste do pré-esforço com base na proporção entre o deslocamento verificado em cada nível e o somatório dos valores absolutos dos deslocamentos de todos os níveis. Assim, tomando como exemplo o *1º Ajuste*, verifica-se que o valor correspondente ao primeiro nível é de -0.778, isto significa que este nível vai ver a sua componente horizontal do pré-esforço da ancoragem, $F_{anc,x}$, reduzida em 77.8% do valor do pré-esforço a ajustar.

Tendo presente a diferença relativa dos deslocamentos horizontais observados nos vários níveis de ancoragens, usou-se de alguma prudência no valor do pré-esforço horizontal a considerar em cada ajuste, $\Delta F_{anc,x}$, pois, como se compreenderá, um procedimento contrário ao descrito, rapidamente poderia descompensar os níveis onde se verificaram maiores deslocamentos. Desta forma, considerou-se $\Delta F_{anc,x}=50$ kN/m para todos os ajustes realizados.

Na terceira coluna da secção *1º Ajuste*, surgem então os valores a ajustar para cada nível, onde, por exemplo, para o 1º nível, se verifica que a componente horizontal da ancoragem será reduzida em 38.89 kN/m.

Na totalidade efectuaram-se três ajustes. Sendo este um processo iterativo, foi necessário proceder a nova simulação numérica após cada ajuste realizado para avaliar os assentamentos e consultar os deslocamentos a utilizar no ajuste seguinte.

Quadro 7.29 – Primeiro ajuste do valor do pré-esforço das ancoragens.

Nível	Inclinação (°)	Fase 0			1º Ajuste			Fase 1		
		$F_{anc,x}$ (kN/m)	$F_{anc,y}$ (kN/m)	F_{anc} (kN/m)	δ^H (mm)	$\frac{\delta_i^H}{\sum \delta_i^H }$	$\frac{\delta_i^H \cdot \Delta F_{anc,x}}{\sum \delta_i^H }$ (kN/m)	$F_{anc,x}$ (kN/m)	$F_{anc,y}$ (kN/m)	F_{anc} (kN/m)
1º	25	157.56	73.47	173.84	-18.02	-0.778	-38.89	118.67	55.34	130.94
2º	20	209.34	76.19	222.77	-4.91	-0.212	-10.60	198.74	72.34	211.49
3º	20	275.28	100.19	292.95	0.24	0.010	0.51	275.80	100.38	293.50
Total	-	642.18	249.86	689.57	23.17	-	-	593.21	228.05	635.93

Quadro 7.30 – Segundo ajuste do valor do pré-esforço das ancoragens.

Nível	Inclinação (°)	Fase 1			2º Ajuste			Fase 2		
		$F_{anc, x}$ (kN/m)	$F_{anc, y}$ (kN/m)	F_{anc} (kN/m)	δ^H (mm)	$\frac{\delta^H_i}{\sum \delta^H_i }$	$\frac{\delta^H_i \cdot \Delta F_{anc, x}}{\sum \delta^H_i }$ (kN/m)	$F_{anc, x}$ (kN/m)	$F_{anc, y}$ (kN/m)	F_{anc} (kN/m)
1º	25	118.67	55.34	130.94	-11.14	-0.729	-36.45	82.22	38.34	90.72
2º	20	198.74	72.34	211.49	-3.87	-0.254	-12.68	186.06	67.72	198.00
3º	20	275.80	100.38	293.50	0.27	0.017	0.87	276.67	100.70	294.42
Total	-	593.21	228.05	635.93	15.28	-	-	544.94	206.76	583.14

Quadro 7.31 – Terceiro ajuste do valor do pré-esforço das ancoragens.

Nível	Inclinação (°)	Fase 2			3º Ajuste			Fase 3		
		$F_{anc, x}$ (kN/m)	$F_{anc, y}$ (kN/m)	F_{anc} (kN/m)	δ^H (mm)	$\frac{\delta^H_i}{\sum \delta^H_i }$	$\frac{\delta^H_i \cdot \Delta F_{anc, x}}{\sum \delta^H_i }$ (kN/m)	$F_{anc, x}$ (kN/m)	$F_{anc, y}$ (kN/m)	F_{anc} (kN/m)
1º	25	82.22	38.34	90.72	-6.06	-0.657	-32.85	49.36	23.02	54.46
2º	20	186.06	67.72	198.00	-2.86	-0.310	-15.52	170.55	62.07	181.49
3º	20	276.67	100.70	294.42	0.30	0.033	1.63	278.30	101.29	296.16
Total	-	544.94	206.76	583.14	9.22	-	-	498.20	186.38	532.11

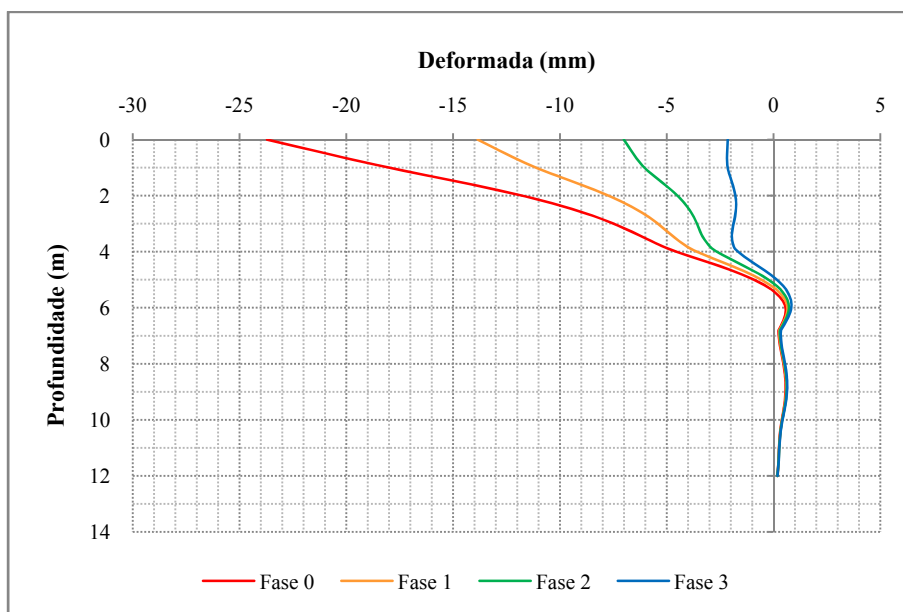


Figura 7.108 – Deformada da cortina em função da fase considerada.

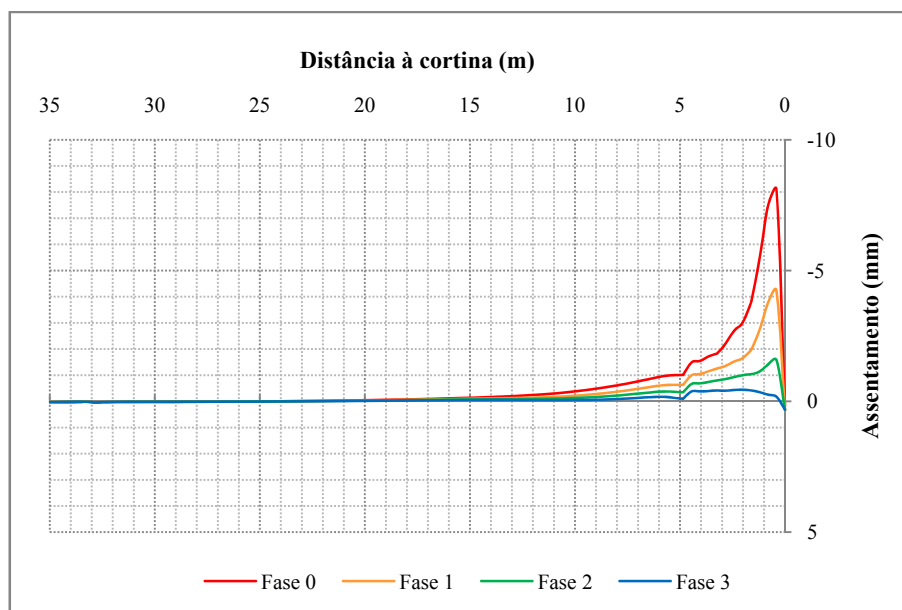


Figura 7.109 – Assentamento do terreno em função da fase considerada.

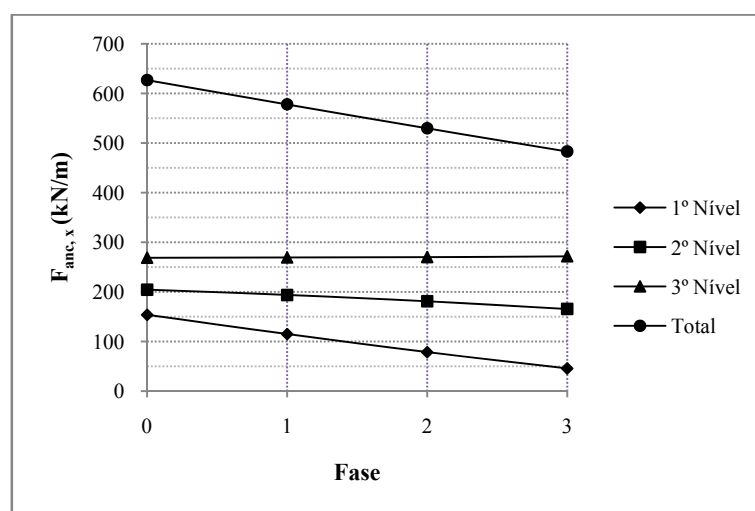


Figura 7.110 – Variação da componente horizontal do pré-esforço ao longo das fases.

Na Figura 7.110 apresenta-se a variação do valor da componente horizontal do pré-esforço aplicado às ancoragens em função da fase considerada, constatando-se, entre fases, uma diminuição sucessiva daquele valor, essencialmente devido ao primeiro nível.

A solução final do valor do pré-esforço foi obtida para a combinação quase-permanente (Estado Limite de Utilização). Contudo, há que averiguar se aquela solução é suficiente para garantir a segurança da estrutura em Estado Limite Último. Desta forma, adoptou-se a nova solução de pré-esforço ao Estado Limite Último, tendo-se, tanto para o Caso 1.1, como para o Caso 1.2, constatado a rápida convergência da simulação, significando, portanto, que o valor final do pré-esforço é suficiente para garantir a segurança.

No Quadro 7.32 compara-se o valor do somatório das componentes horizontais dos vários níveis de ancoragens com o valor do impulso resultante, calculado através da integração das tensões efectivas horizontais ao longo da altura não enterrada da cortina, para fase inicial – *Fase 0* – e para a fase final – *Fase 3*.

Quadro 7.32 – Comparação entre o somatório das componentes horizontais do pré-esforço e o impulso.

Caso	Fase 0		Fase 3	
	$\Sigma F_{anc, x}$ (kN/m)	I (kN/m)	$\Sigma F_{anc, x}$ (kN/m)	I (kN/m)
1.1	642.18	641.42	498.20	516.66
1.2		614.42		489.46

Observa-se que na *Fase 0* o valor do somatório das componentes horizontais das ancoragens é praticamente coincidente com o valor obtido para o impulso pelo Caso 1.1. No entanto, na *Fase 3*, o valor que mais se aproxima daquele somatório resulta do Caso 1.2.

7.4.4. DIMENSIONAMENTO DOS PERFIS METÁLICOS VERTICAIS

Definido o valor do pré-esforço a aplicar às ancoragens, é necessário verificar se a solução considerada para os perfis verticais cumpre a segurança, ou até, se não é anti-económica. Relembra-se que na simulação numérica se considerou perfis HEB 200, espaçados de 1.00 m.

De acordo com o Artigo 42.º do REAE, a verificação da segurança em relação ao Estado Limite Último de encurvadura por varejamento, para elementos sujeitos simultaneamente a esforços de compressão e flexão, faz-se de acordo com a expressão:

$$\sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd} \quad (7.29)$$

onde σ_{Sd} é calculado pela expressão:

$$\sigma_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{A \cdot \varphi} + \frac{c \cdot M_{Sd, \max}}{k \cdot w \left(1 - \frac{N_{Sd}}{\frac{N_E}{1.8}} \right)} \quad (7.30)$$

e σ_{Rd} , considerando-se que os perfis metálicos são de aço da classe Fe 360, é igual a 235 MPa.

Porém, dado que o esforço transversal atinge valores significativos, considerou-se conveniente fazer uma verificação adicional, tendo-se recorrido ao critério de cedência de Von Mises para avaliar o efeito conjunto do esforço axial, do esforço transversal e do momento flector, de acordo com a expressão:

$$\sigma_{Von\ Mises} = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}} \quad (7.31)$$

onde $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ são as tensões principais.

Este critério particularmente adequado a materiais dúcteis, define a rotura de um material a partir da energia de distorção.

Contudo, o funcionamento estrutural dos perfis verticais pode ser assemelhado a uma viga, permitindo simplificar a Expressão (7.31), pois apenas três das componentes do tensor das tensões não são nulas, concretamente, a tensão normal à secção transversal dos perfis e duas componentes independentes associadas à tensão tangencial, conforme mostra a expressão:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sqrt{\sigma_x^2 + 4(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2)}}{2} \\ \sigma_2 = 0 \\ \sigma_3 = \frac{\sigma_x - \sqrt{\sigma_x^2 + 4(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2)}}{2} \end{cases} \quad (7.32)$$

Por substituição das últimas deduções na Expressão (7.31) resulta o caso particular do critério de cedência de Von Mises aplicado a uma viga, conforme mostra a expressão:

$$\sigma_{Von\ Mises} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2)} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \quad (7.33)$$

Deste modo, a verificação do critério de cedência de Von Mises consiste em garantir que $\sigma_{Von\ Mises}$ não excede σ_{Rd} .

Como o critério de Von Mises considera simultaneamente a tensão normal e a tensão tangencial, e porque o valor máximo daquelas tensões não ocorre no mesmo ponto (ver Figura 7.111), efectuaram-se duas verificações por secção. Desta forma, o critério de Von Mises foi aplicado à ligação da alma com o banzo e ao centro de gravidade do perfil.

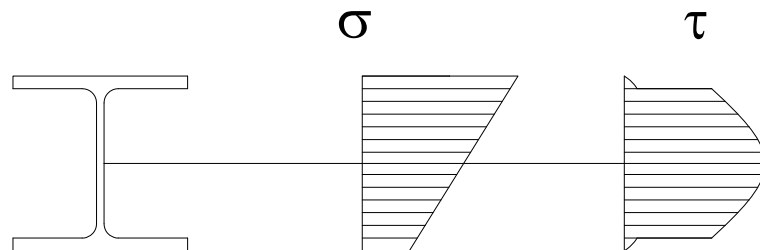


Figura 7.111 – Identificação dos esforços que intervêm na verificação do critério de cedência de Von Mises.

A verificação da segurança, em particular a aplicação da Expressão (7.30), implica que se defina o modelo estrutural dos perfis verticais, pois o cálculo de vários parâmetros envolvidos naquela expressão assim o exige, como, por exemplo, o coeficiente de encurvadura, φ , uma vez que depende do coeficiente de esbelteza, λ , e este, por sua vez, depende das condições de apoio de cada tramo.

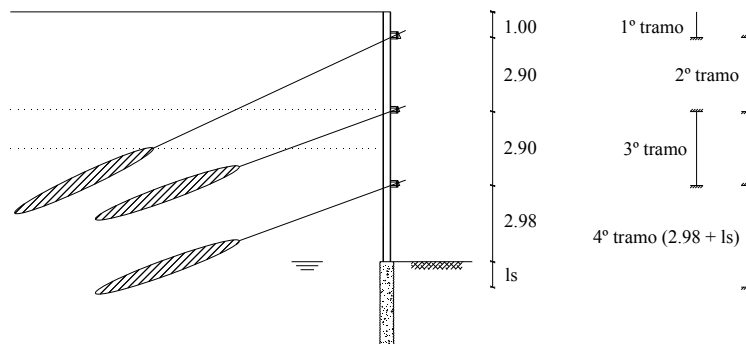


Figura 7.112 – Modelo estrutural dos perfis verticais.

Na Figura 7.112 indica-se o modelo estrutural adoptado. À profundidade de cada nível de ancoragens os perfis verticais apoiam em vigas de repartição, tendo sido divididos, entre estas, em vários tramos.

Assim, o primeiro tramo tem o funcionamento de uma consola, enquanto os restantes de vigas biencastradas, pois, entre estes tramos, exceptuando o apoio inferior do quarto tramo, os apoios são apoios de continuidade, logo, encastramentos.

Sendo certo que a extremidade inferior do quarto tramo consiste num encastramento, a localização da profundidade a que tal ocorre não é directa. Se, por um lado, para efeitos de cálculo do comprimento de encurvadura poderia ser negligente considerar-se que o comprimento do quarto tramo é apenas de 2.98 m, isto é, unicamente a altura não enterrada, por outro, seria extremamente conservativo considera-lo como o somatório da parte não enterrada e a totalidade da altura enterrada.

Portanto, o valor adequado parece situar-se entre aquelas situações extremas. Para encontrar um valor apropriado recorreu-se à metodologia proposta por Davisson e Robison (1965), que permite, a partir de uma situação como a descrita, determinar um comprimento equivalente de encastramento, designado Figura 7.112 por l_s .

Este parâmetro depende essencialmente da rigidez relativa entre o perfil e solo. O valor obtido para o caso em análise foi aproximadamente de 12 cm, valor diminuto, consequência da elevada resistência do solo de fundação (relembra-se que é do tipo G5). A sua determinação não é apresentada, não por não ter sido efectuada, mas antes pela sua pormenorização exigir a reprodução de um ábaco, sem que a sua importância o justifique, e porque, para efeitos de cálculo, acabou por não se considerar aquele valor mas um superior. Desta forma, o valor atribuído a l_s foi de 0.50 m, conduzindo a que o comprimento do quarto tramo, para a determinação do comprimento de encurvadura seja, de 3.48 m.

Para proceder à verificação da segurança é necessário, antes de mais, conhecer os esforços ao longo da altura da cortina. Para tal, atendeu-se às respectivas envolventes pois, como se observa nas próximas figuras, o faseamento construtivo tem uma influência decisiva na definição dos esforços.

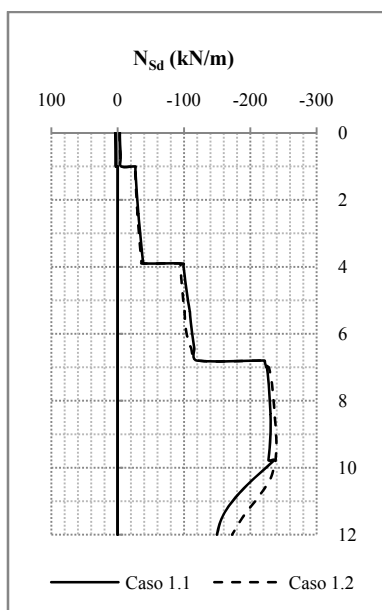


Figura 7.113 – Envolventes do esforço axial considerando perfis HEB 200.

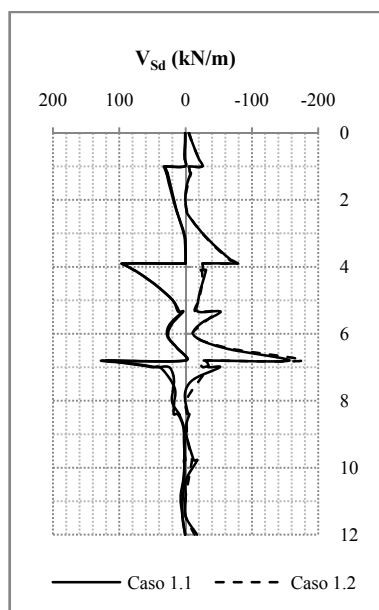


Figura 7.114 – Envolventes do esforço transverso considerando perfis HEB 200.

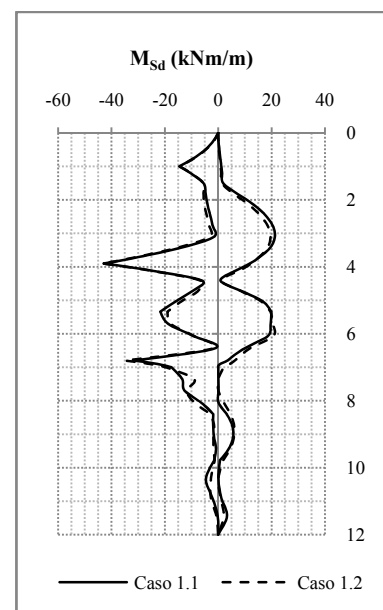


Figura 7.115 – Envolventes do momento flector considerando perfis HEB 200.

Os esforços que constam das três figuras anteriores resultam da modelação numérica, tendo-se, como foi já referido, utilizado perfis HEB 200, espaçados de 1.00 m. Naquelas figuras pode observar-se que os dois casos do EC7 fornecem valores idênticos.

Quadro 7.33 – Valores máximos dos esforços e das tensões verificadas nos perfis verticais HEB 200.

Perfil	N_{Sd} (kN/m)	V_{Sd} (kN/m)	M_{Sd} (kNm/m)	Ligação alma-banzo			Centro de gravidade			$\sigma_{Sd, REAE}$ (MPa)
				σ_{Sd}	τ_{Sd}	$\sigma_{Von Mises}$	σ_{Sd}	τ_{Sd}	$\sigma_{Von Mises}$	
HEB 200	239.29	176.68	43.42	76.91	95.64	182.64	15.58	106.84	185.72	90.08

No Quadro 7.33 apresentam-se os valores que resultaram da aplicação das verificações de segurança anteriormente expostas. Note-se que os valores apresentados são os valores máximos verificados para cada parâmetro, e por isso provenientes de profundidades diferentes. No Anexo A7 apresenta-se um quadro detalhado com a indicação da profundidade a que se registaram aqueles valores, assim como outros parâmetros relativos às expressões utilizadas na verificação de segurança.

Voltando ao mesmo quadro verifica-se que a situação crítica resulta da aplicação do critério de cedência de Von Mises ao centro de gravidade do perfil. No entanto, este valor ainda apresenta uma folga razoável em relação a σ_{Rd} , sendo possível equacionar uma solução que contemple perfis de menores dimensões.

Desta forma considerou-se uma nova solução constituída por perfis HEB 180, espaçados também de 1.00 m. Contudo, não basta utilizar as envolventes de esforços obtidas para a solução constituída por perfis HEB 200 e determinar as tensões que aquelas induzem na nova solução, pois, a alteração das características da cortina provoca também a alteração das envolventes de esforços. Assim, procedeu-se a duas novas simulações numéricas (Casos 1.1 e 1.2) considerando perfis HEB 180. As respectivas envolventes constam das três próximas figuras.

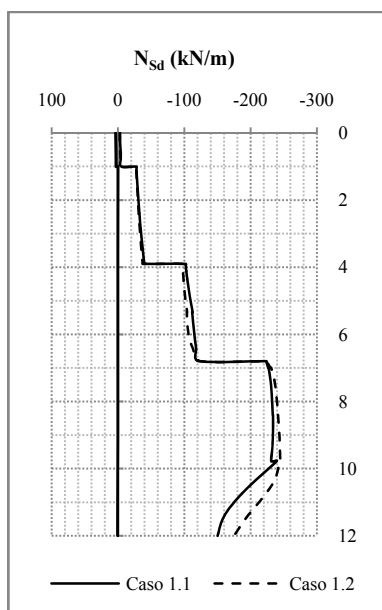


Figura 7.116 – Envolventes do esforço axial considerando perfis HEB 180.

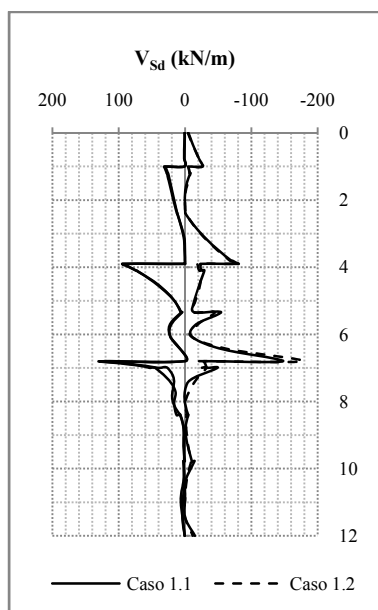


Figura 7.117 – Envolventes do esforço transverso considerando perfis HEB 180.

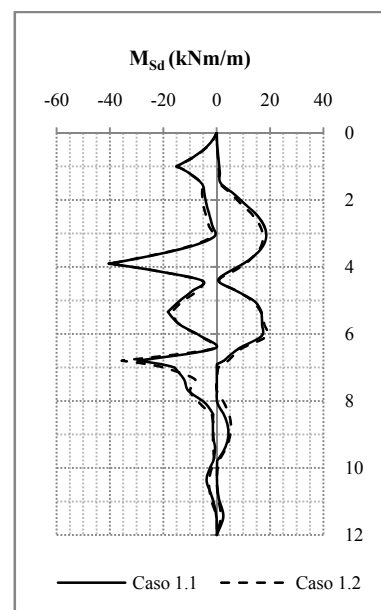


Figura 7.118 – Envolventes do momento flector considerando perfis HEB 180.

Observa-se que a alteração dos perfis se repercute nas envolventes dos esforços, embora de uma forma muito pouco significativa. Verifica-se um ligeiro aumento do valor máximo do esforço axial e transverso, enquanto o momento flector, certamente consequência da menor rigidez à flexão desta solução, apresenta uma pequena diminuição, conforme se demonstra no Quadro 7.34.

Quadro 7.34 – Comparação dos valores máximos dos esforços e das tensões verificadas nos perfis verticais HEB 200 e HEB 180.

Perfil	N _{Sd} (kN/m)	V _{Sd} (kN/m)	M _{Sd} (kNm/m)	Ligação alma-banzo			Centro de gravidade			$\sigma_{Sd, REAE}$ (MPa)
				σ_{Sd}	τ_{Sd}	$\sigma_{Von Mises}$	σ_{Sd}	τ_{Sd}	$\sigma_{Von Mises}$	
HEB 200	239.29	176.68	43.42	76.91	95.64	182.64	15.58	106.84	185.72	90.08
HEB 180	244.70	177.47	40.51	102.75	113.99	222.58	19.13	127.37	221.44	119.31

Este quadro permite concluir que a utilização de perfis HEB 180 cumpre a segurança.

A tensão normal que resulta da verificação da segurança em relação aos Estados Limites Últimos de encurvadura por varejamento definida pelo REAE, designada no quadro por $\sigma_{Sd, REAE}$, é bastante inferior ao limite, σ_{Rd} , resultando a tensão mais elevada, tal como para os perfis HEB 200, do critério de Von Mises, mas agora aplicado à ligação da alma com o banzo.

O REAE também estipula um limite a observar para as tensões tangenciais, τ_{Rd} , implicando, portanto, que se determinem os esforços de corte provocados pelo esforço transverso, sendo o limite definido de acordo a expressão:

$$\tau_{Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} f_{yd} \quad (7.34)$$

Considerando um aço da classe Fe 360, f_{yd} é igual a 235 MPa, o que resulta num valor de τ_{Rd} igual a 135 MPa.

Na verificação da segurança realizada para as duas soluções de perfis equacionadas não se abordou especificamente a questão do corte. No entanto, nos quadros fornecidos no Anexo A7 constata-se que em nenhum ponto aquele limite é ultrapassado.

De facto, em nenhum ponto aquele limite é ultrapassado, nem poderia ser, pois $\sigma_{Von\ Mises}$ é sempre inferior a f_{yd} . Repare-se que a verificação definida pela Expressão (7.34) está implícita no critério de cedência de Von Mises, logo, uma vez verificado este, aquela, necessariamente, também estará:

$$\sigma_{VonMises} \leq f_{yd} \Leftrightarrow \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (7.35)$$

Supondo que a tensão normal da Expressão (7.35), σ , é nula, obtém-se a expressão:

$$\tau \leq \frac{1}{\sqrt{3}} f_{yd} \quad (7.36)$$

que reproduz a condição da Expressão (7.34).

Comprovada a viabilidade da substituição dos perfis HEB 200 por perfis HEB 180 para o Estado Limite Último, há que verificar se o desempenho desta solução em serviço é igualmente satisfatório. Para tal, compara-se nas próximas figuras o assentamento do terreno e a deformada da cortina desta solução com a anterior, constatando-se serem praticamente indistinguíveis.

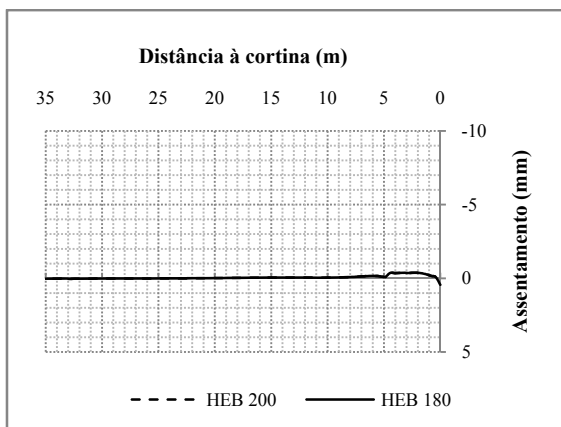


Figura 7.119 – Assentamento do terreno na fase inicial.

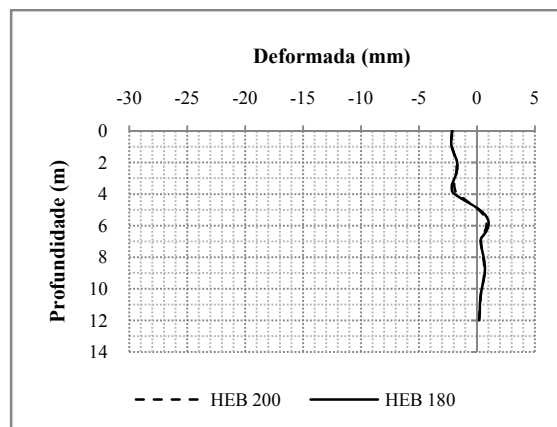


Figura 7.120 – Deformada da cortina na fase inicial.

Por fim, apresentam-se na Figura 7.121 e na Figura 7.122, respectivamente, os deslocamentos horizontais e verticais obtidos com o Plaxis® para a combinação quase-permanente.

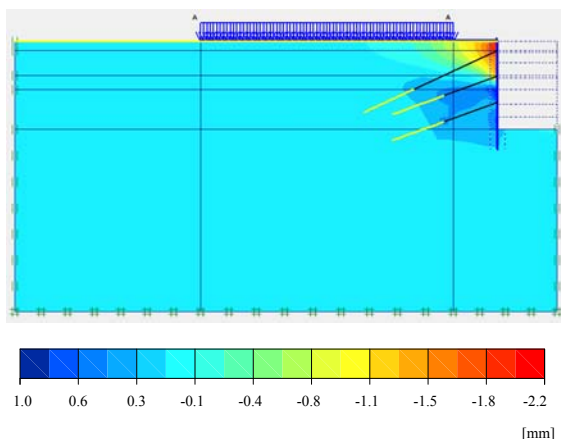


Figura 7.121 – Deslocamentos horizontais para a combinação quase-permanente.

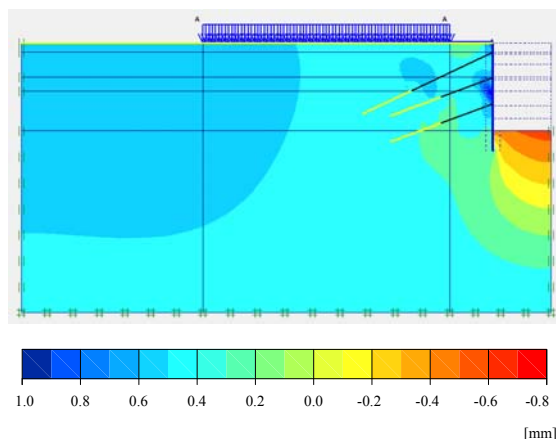


Figura 7.122 – Deslocamentos verticais para a combinação quase-permanente.

7.4.5. DIMENSIONAMENTO DAS PRANCHAS DE MADEIRA

Neste ponto procede-se ao dimensionamento das pranchas de madeira em relação à rotura por flexão.

O funcionamento estrutural das pranchas de madeira assemelha-se ao de uma viga simplesmente apoiada, solicitada por uma carga uniformemente distribuída, sendo os apoios assegurados pelas faces interiores dos banzos dos perfis verticais e a carga uniformemente distribuída (note-se que o advérbio de modo é apenas relativo à direcção horizontal) resultante das pressões de terras.

Desta forma, o referido dimensionamento restringir-se-á à simples garantia de que a tensão actuante não excede a tensão resistente, de acordo com a expressão:

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d} \quad (7.37)$$

onde $\sigma_{m,d}$ é o valor de cálculo da tensão normal actuante e $f_{m,d}$ é o valor de cálculo da tensão normal resistente.

Especificando-se $\sigma_{m,d}$ obtém-se:

$$\frac{M_{Sd}}{I} \cdot y \leq f_{m,d} \quad (7.38)$$

em que M_{Sd} corresponde então ao momento máximo de uma viga simplesmente apoiada. Expressando a inércia à flexão e a posição da fibra mais solicitada em função da altura da prancha, aqui designada por e , pois na prática a altura corresponde ao valor da sua espessura, resulta:

$$\frac{\frac{\sigma'_h \cdot l_{eff}^2}{8}}{\frac{e^3}{12}} \cdot \frac{e}{2} \leq f_{m,d} \quad (7.39)$$

onde l_{eff} designa o valor do vão efectivo.

Simplificando a expressão anterior obtém-se a definição genérica da espessura das pranchas de madeira em função da tensão horizontal do solo, do vão efectivo e do valor de cálculo da tensão normal resistente, conforme a expressão:

$$e \geq \sqrt{\frac{3}{4} \cdot \frac{\sigma'_h \cdot l_{eff}^2}{f_{m,d}}} \quad (7.40)$$

Atendendo ao caso em estudo, verifica-se que apenas σ'_h é variável, sendo então possível definir o valor da espessura das pranchas de madeira exclusivamente a partir daquele parâmetro. O valor do vão efectivo foi simplifcadamente considerado igual ao espaçamento entre perfis verticais, portanto, igual a 1.00 m. Quanto a $f_{m,d}$, refere-se que, após a consulta de alguma bibliografia, constatou-se que o valor de 9.0 MPa era recorrentemente utilizado, tendo sido por isso o valor adoptado neste caso, permitindo, finalmente, definir a expressão:

$$e \geq \sqrt{\frac{\sigma'_h}{1.2}} \quad [cm, kPa] \quad (7.41)$$

em que o valor da tensão deverá ser considerado em kPa , resultando a espessura em centímetros.

Na Figura 7.123 apresenta-se a distribuição das tensões efectivas horizontais para os Casos 1.1 e 1.2 do EC7. Por seu lado, na Figura 7.124 determina-se a espessura das pranchas de madeira em correspondência com a envolvente de tensões dos dois casos referidos, calculada de acordo com a Expressão (7.41).

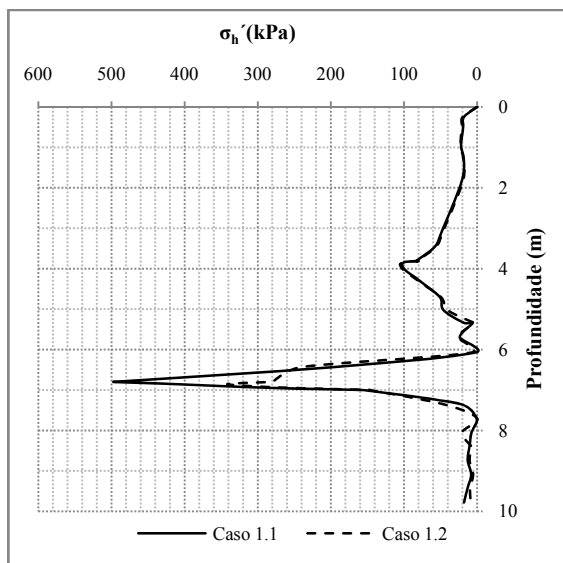


Figura 7.123 – Distribuição das tensões efectivas horizontais para os Casos 1.1 e 1.2 do EC7.

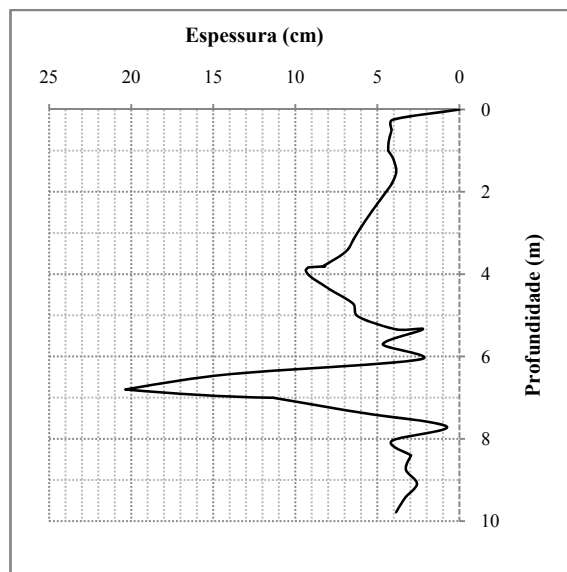


Figura 7.124 – Espessura das pranchas de madeira em função da envolvente das tensões efectivas horizontais.

A distribuição das tensões efectivas horizontais não pode deixar de merecer algumas considerações, constatando-se uma divergência em relação à distribuição de tensões fornecida pelos diagramas de Terzaghi e Peck. No entanto, a constatação desta divergência não é preocupante nem tem como objectivo subjacente colocar reservas à interpretação dos resultados, porque, em primeiro lugar, a distribuição de tensões dos diagramas de Terzaghi e Peck não é um objectivo em si próprio, devendo antes ser encarada como um ponto de partida e não como um ponto de chegada, principalmente quando se dispõe de meios de análise complementares, como sejam programas informáticos baseados no método dos elementos finitos. Em segundo lugar, aquela divergência encontra justificação no facto dos esforços aplicados à cortina não resultarem directamente da aplicação da metodologia de Terzaghi e Peck, pois foram objecto de sucessivos ajustes associados ao controlo da deformação.

Passando à análise de aspectos particulares, o pico no valor da tensão horizontal verificado à profundidade da aplicação do terceiro nível de ancoragens, 6.80 m, destaca-se de imediato, sendo também possível observar um pico, embora notoriamente mais reduzido, à profundidade do segundo nível, 3.90 m. Contudo, para o primeiro nível de ancoragens, à profundidade de 1.00 m, não se verifica qualquer variação localizada no valor da tensão horizontal, provavelmente pelo valor do pré-esforço aí aplicado ser, em termos comparativos, de tal forma reduzido que o seu efeito não se consegue sobrepor à rigidez do perfil vertical.

Comparando a distribuição de tensões para cada caso do EC7, com a excepção da zona contígua ao terceiro nível de ancoragens, verifica-se a consonância dos respectivos resultados ao longo de toda a altura da cortina. Ora, o facto de a discrepância assinalada se restringir apenas a esta zona, e ainda por cima ser tão expressiva, repare-se que no Caso 1.1 é de 500 kPa, enquanto no Caso 1.2 é apenas de 340 kPa, suscitou alguma surpresa. Desta forma, com o objectivo de confirmar a validade daqueles valores, procedeu-se a nova modelação, tendo-se refinado a malha de elementos finitos naquela zona, tendo porém sido obtidos resultados muito idênticos.

Atendendo à Figura 7.124 obtém-se, em correspondência com a envolvente das tensões da Figura 7.123 e de acordo com a Expressão (7.41), o valor da espessura das pranchas de madeira. Como

primeiro aspecto salienta-se que, sendo e definido a partir de σ'_h , esta dependência felizmente não se estabelece com base numa relação linear, sendo antes expressa em função da raiz quadrada de σ'_h , o que de certa forma atenua a repercussão do incremento das tensões no valor da espessura das pranchas.

Verifica-se que, exceptuando a zona adjacente à profundidade do terceiro nível de ancoragens, os valores obtidos para a espessura das pranchas de madeira são perfeitamente exequíveis, sendo sempre inferiores a 10 cm. No entanto, para aquela zona, mais do que exagerado, o valor da espessura é mesmo impraticável, pois é superior à altura da alma dos perfis.

Todavia, refere-se que na modelação numérica o pré-esforço das ancoragens foi aplicado pontualmente; contudo, na realidade, tal não se verifica. De facto, e remetendo para a pormenorização da execução da estrutura de contenção, esclarece-se que as cabeças das ancoragens não apoiam directamente nos perfis verticais mas antes em vigas de repartição, e estas, por sua vez, é que transmitirão o pré-esforço das ancoragens aos perfis. Assim, compreende-se que o pré-esforço não é aplicado pontualmente, mas sim distribuído ao longo da altura da área de contacto entre a viga de repartição e o perfil vertical, justificando-se desta forma que os valores obtidos na modelação numérica para a tensão horizontal e, por conseguinte, para a espessura das pranchas, excedam os reais.

É de notar que quanto mais resistente for o maciço, maior será a reacção ao pré-esforço aplicado, o que justifica a grandeza do pico observada no terceiro nível de ancoragens. Refere-se ainda que considerando o plano definido pela cortina de contenção, aquele pico, na verdade, corresponde apenas a um ponto e não a uma linha horizontal, o que permite concluir que a adopção de uma espessura igual a 10 cm para as pranchas de madeira, ao longo de toda a altura da cortina, parece uma solução perfeitamente razoável.

No Quadro 7.35 indica-se o valor do pré-esforço a adoptar em cada nível de ancoragens, considerando um espaçamento longitudinal de 2.0 m entre estas.

Quadro 7.35 – Valor do pré-esforço para os vários níveis de ancoragens considerando um espaçamento longitudinal, entre ancoragens, de 2.0 m.

Nível	Profundidade de aplicação (m)	Inclinação (°)	Comprimento livre (m)	Comprimento de selagem (m)	F_{anc} (kN)
1º	1.00	25	9.94	6.00	108.92
2º	3.90	20	6.00	6.00	362.98
3º	6.80	20	6.00	6.00	592.32

Para a execução das ancoragens usaram-se cordões com 0.6” de diâmetro, com as características que se mostram no Quadro 7.36.

Quadro 7.36 – Características dos cordões de pré-esforço.

Armadura	Área de um cordão, A_p (cm ²)	Tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.1%, $f_{p0.1k}$ (MPa)	Tracção limite, T_y (kN)	Tracção admissível, T_a ($T_y/1.35$)
St 1570/1770	1.40	1570	219.81	162.82

Da consideração conjunta dos dois quadros anteriores foi possível definir a solução de execução das ancoragens, conforme se indica no Quadro 7.37.

Quadro 7.37 – Solução de execução das ancoragens.

Nível	F_{anc} (kN)	F_{anc}/T_a	Nº de cordões	T_a (kN)	$F_{anc, eff}$ (kN)
1º	108.92	0.67	1	162.81	110
2º	362.98	2.23	3	488.44	370
3º	592.32	3.64	4	651.26	600

A análise deste quadro permite concluir que o espaçamento de 2.0 m adoptado para as ancoragens conduz a valores de pré-esforço plenamente aceitáveis.

7.4.6. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE REPARTIÇÃO

Na modelação numérica considerou-se o pré-esforço das ancoragens aplicado por metro de desenvolvimento. Contudo, tal não significa que o espaçamento horizontal adoptado para as ancoragens seja igual à unidade. Para que esta consideração continue válida, é necessário prever, por cada nível de ancoragens, uma viga de redistribuição para, precisamente, distribuir a carga pontual das ancoragens.

Se por um lado o aumento do espaçamento horizontal entre ancoragens poderá traduzir-se em alguma economia por observar-se um menor número de ancoragens por unidade de desenvolvimento, por outro agravará de forma significativa o dimensionamento das vigas de repartição por implicar valores de pré-esforço superiores. Assim, é conveniente adoptar valores moderados para o espaçamento longitudinal daquelas, de forma a evitar o recurso a vigas de redistribuição de grandes dimensões.

A solução que se propõe considera a adopção alternada de ancoragens entre perfis verticais, levando a que cada uma tenha a largura de influência de 2.00 m, conforme se ilustra na Figura 7.125.

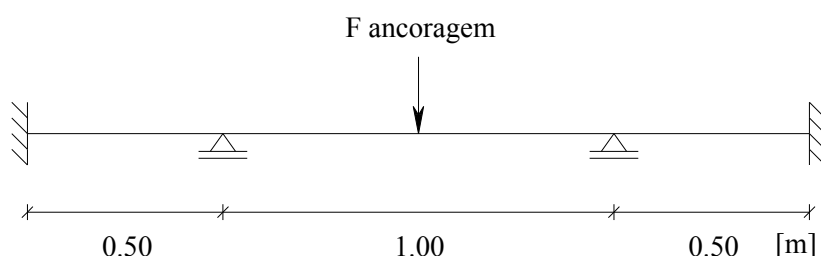


Figura 7.125 – Modelo estrutural da viga de repartição (em planta).

Na Figura 7.126 e na Figura 7.127 representam-se, respectivamente, o diagrama de momentos flectores e o diagrama de esforços transversos da viga de repartição segundo o modelo estrutural apontado, considerando-se valores unitários para o pré-esforço das ancoragens.

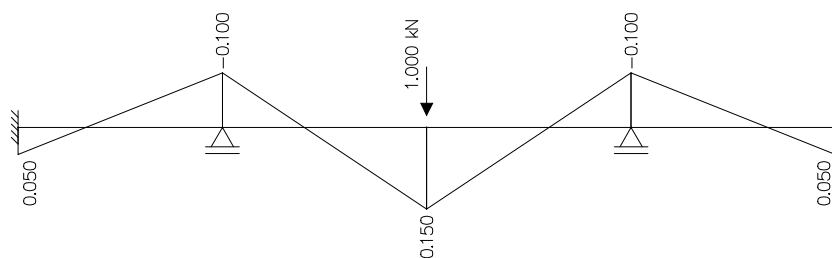


Figura 7.126 – Diagrama de momentos flectores na viga de repartição considerando cargas unitárias nas ancoragens.

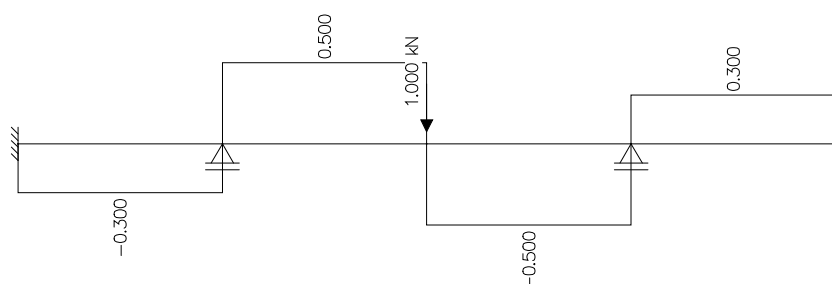


Figura 7.127 – Diagrama de esforços transversos na viga de repartição considerando cargas unitárias nas ancoragens.

Os diagramas de esforços apresentados nas duas últimas figuras referem-se à componente horizontal do pré-esforço das ancoragens. Desta forma, uma vez dimensionada uma viga de redistribuição com base naqueles diagramas é necessário proceder a uma verificação complementar, pois considerar-se que aquela está submetida exclusivamente a uma acção horizontal pressupõe uma situação de flexão simples, que não está do lado da segurança. De facto, a acção do pré-esforço decompõe-se em duas componentes que conduzem a uma situação de flexão desviada.

7.4.7. AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO

A avaliação da capacidade de carga da função relativamente às acções transmitidas pelos perfis verticais efectua-se recorrentemente através da adaptação da metodologia proposta por Bustamante e Gianeselli para o dimensionamento de estacas. Esta metodologia semi-empírica encontra-se consagrada nos documentos normativos franceses DTU. De um modo muito genérico, considera que a resistência total resulta da soma de duas parcelas, uma resultante da resistência de ponta e outra da resistência lateral, tendo por base as características do solo de fundação expressas em termos dos resultados do ensaio CPT para solos brandos e do PMT para solos de resistência superior.

Na prática, o dimensionamento da estrutura de contenção em relação à capacidade de carga da fundação consiste em determinar a altura enterrada dos perfis verticais de forma a verificar a segurança.

Como foi já referido, este aspecto não foi objecto de dimensionamento explícito. Porém, foi necessário considerar um valor para este parâmetro de forma a permitir a modelação numérica. Dado que a base da escavação se localiza à profundidade de 9.78 m, considerando o valor de 2.00 m para a altura enterrada dos perfis, obtém-se um comprimento total próximo de 12.00 m para a altura total, valor que acabou por ser o adoptado, tendo-se constatado ser suficiente para garantir a estabilidade, o que, atendendo às características do solo de fundação, era já previsível.

7.5. TÚNEL

7.5.1. INTRODUÇÃO

Para o túnel a selecção da secção condicionante para dimensionamento baseou-se exclusivamente na profundidade máxima de escavação. Desta forma, compreende-se que não tendo sido adoptado o mesmo critério para a definição da secção condicionante da estrutura de contenção abordada no ponto anterior, surja para o túnel uma secção distinta.

Obviamente que a adopção da cortina tipo Berlim de madeira para esta nova secção terá de atender a alguns aspectos pontuais, como por exemplo a maior profundidade de escavação. Contudo, como não resultaria qualquer vantagem do dimensionamento de uma solução estrutural praticamente igual à do ponto anterior, deu-se por adquirida a estabilidade da escavação, aliás, é este o ponto de partida da análise que segue.

Na Figura 7.128 indica-se a localização em planta da secção condicionante.



Figura 7.128 – Identificação da localização da secção condicionante para dimensionamento.

Por seu lado, a Figura 7.129 reproduz o perfil condicionante com as respectivas características geológico-geotécnicas. Note-se que no túnel se adoptou uma sobrecavação de 1.30 m, aliás, tal já havia sido referido. Assim, dado que a rasante apresenta a profundidade máxima de 10.82 m, conclui-se que a profundidade de escavação será sensivelmente de 12.12 m.

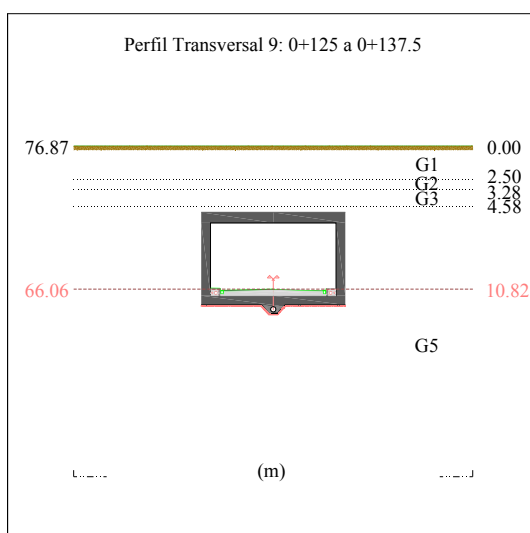


Figura 7.129 – Perfil transversal condicionante.

Voltando à Figura 7.128 constata-se que a directriz, ao longo da extensão da via correspondente ao túnel, intersecta algumas habitações, cuja demolição está prevista no âmbito da requalificação urbanística do local.

7.5.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento da estrutura de betão armado do túnel foi realizado a partir dos esforços obtidos com base no Método dos Elementos Finitos. Porém, como já referido por várias vezes, o programa utilizado para efectuar a simulação numérica requer que se introduzam as características da estrutura, exigindo portanto que se proceda ao pré-dimensionamento da mesma. No entanto, o pré-dimensionamento desta estrutura, ao contrário do que acontece com as cortinas autoportantes e monoapoiadas, por exemplo, não se restringe a definir uma dimensão em função de determinado valor do momento flector solicitante.

A título exemplificativo, atenda-se ao funcionamento estrutural do túnel (quadro em betão armado) e suponha-se o diagrama de momentos flectores da laje de cobertura resultante da solicitação expectável, isto é, peso próprio das terras acrescido de eventual sobrecarga. Considere-se a mesma laje, solicitada da mesma forma, mas agora apoiada por paredes de largura inferior às da suposição anterior. É certo que esta modificação provocará o aumento do momento positivo a meio-vão e, em correspondência, a diminuição, em valor absoluto, dos momentos negativos das extremidades.

Assim, compreende-se que o pré-dimensionamento do túnel, pelo menos na sua primeira iteração, implique um maior número de simplificações, precisamente pela determinação da sua capacidade resistente exigir o conhecimento de mais factores.

Como ponto de partida começou-se por pré-dimensionar a altura da laje de cobertura assemelhando-se o respectivo funcionamento estrutural ao de uma viga biencastada, em que a solicitação consistiu no valor da tensão vertical verificada à profundidade da sua face superior, aumentada do respectivo peso próprio. No cálculo da tensão vertical, para além do peso próprio das terras, considerou-se uma sobrecarga uniformemente distribuída à superfície, q , de valor igual a 10 kPa ($\psi_0=0.6$; $\psi_1=0.4$; $\psi_2=0.2$). O nível freático foi admitido coincidente com a superfície do terreno.

Ora, como a referida profundidade e o peso próprio dependem da altura da laje, foi necessário arbitrar este parâmetro, tendo-se considerado o valor de 80 cm. Desta forma, dado que a profundidade da

rasante é de 10.82 m, retirando o valor do *gabarit* e o valor da altura da laje de cobertura, a profundidade da face superior desta é então de 5.02 m.

Os valores da tensão vertical, segundo os dois casos de EC7, constam do Quadro 7.38.

Quadro 7.38 – Valor da tensão vertical total ao nível da face superior da laje de cobertura.

Caso	σ_v (kPa)
1.1	150.27
1.2	113.20

O Caso 1.1, por fornecer o maior valor para a tensão vertical ao nível da face superior da laje de cobertura, foi o caso considerado no pré-dimensionamento.

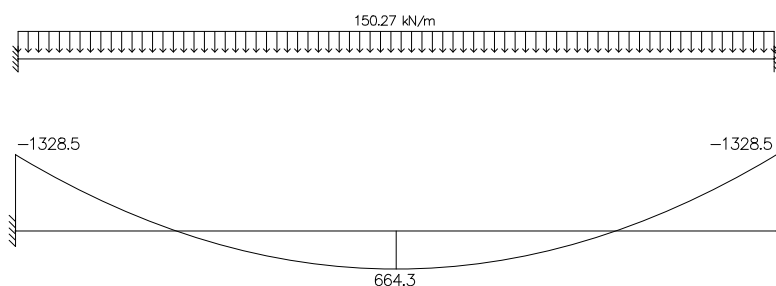


Figura 7.130 – Modelo e solicitação considerados para o pré-dimensionamento da laje de cobertura (valores em kNm/m).

Uma vez determinado o valor do momento flector máximo procedeu-se ao pré-dimensionamento da altura da laje de cobertura. Note-se que o valor de 80 cm considerado anteriormente serviu apenas calcular o valor da tensão vertical. O diagrama de momentos flectores que consta da Figura 7.130 resulta da aplicação directa da solução da Teoria das Estruturas para uma viga biencastada, em que os respectivos valores são independentes do material e das dimensões consideradas para o elemento. O valor máximo (em valor absoluto) desta figura resulta simplesmente da aplicação da expressão:

$$M_{Max} = \frac{pl^2}{12} \quad (7.42)$$

em que p é igual a σ_v e l ao vão efectivo. Todavia, este último parâmetro não coincide com a largura interior do túnel, sendo necessário atender também às condições de apoio da laje de cobertura para a sua exacta definição. Assim, como já exposto, considerou-se que esta apoiava em encastramentos conferidos pelas paredes do túnel, de largura admitida igual à altura da referida laje, portanto, 80 cm, o que conduziu ao valor de 10.30 m para o vão efectivo.

Calculado o valor do momento condicionante, é então possível, em função deste, calcular a altura da laje de cobertura. Para tal, recorreu-se novamente à Expressão (7.1) que, definida em ordem d , permite obter a expressão:

$$d = \sqrt{\frac{M_{sd}}{\mu \cdot b \cdot f_{cd}}} \quad (7.43)$$

Considerando μ igual a 0.15, f_{cd} em correspondência com um betão da classe C30/37 e b igual a 1.00 m, pois a análise é efectuada por metro de desenvolvimento, d resulta em 66.5 cm, o que levou a considerar a altura da laje de cobertura igual a 70 cm. Nesta fase, este também foi o valor admitido para a largura das paredes e para a altura da laje de fundo.

O método adoptado para o pré-dimensionamento da laje de cobertura merece um esclarecimento adicional por, de certa forma, não seguir a metodologia proposta pelo EC2. Não que se considere que uma abordagem alternativa à indicada por este documento constitua, por si só, razão para tal, mas antes pela exposição da causa que conduziu a tal procedimento ser paradigmática da precaução que é necessário usar na aplicação de alguns princípios do EC2 a estruturas de suporte de terras.

O EC2 prevê o dimensionamento da altura de lajes a partir do controlo de parâmetros associados à deformação, concretamente, a partir da relação entre o respectivo vão e a altura útil, em que os valores propostos resultam de estudos paramétricos, certamente baseados nas acções que são expectáveis verificar-se em edifícios. Ora, a adaptação deste método ao caso em análise, em que a solicitação da laje corresponde ao peso próprio de uma altura aproximadamente igual a 5 m de terras, acrescida da sobrecarga à superfície, conduz a uma situação em que a acção é de tal ordem desigual que a aplicação daquele método não tem qualquer fundamento.

Retomando o processo anterior, e uma vez definida a altura de todos os elementos que constituem a estrutura do túnel, sendo que para a laje de cobertura este parâmetro resultou do pré-dimensionamento enquanto que para os restantes elementos é apenas uma consideração, é possível passar ao próximo passo do pré-dimensionamento, que consiste na definição da totalidade das pressões que solicitam o túnel, conforme se mostra na Figura 7.131.

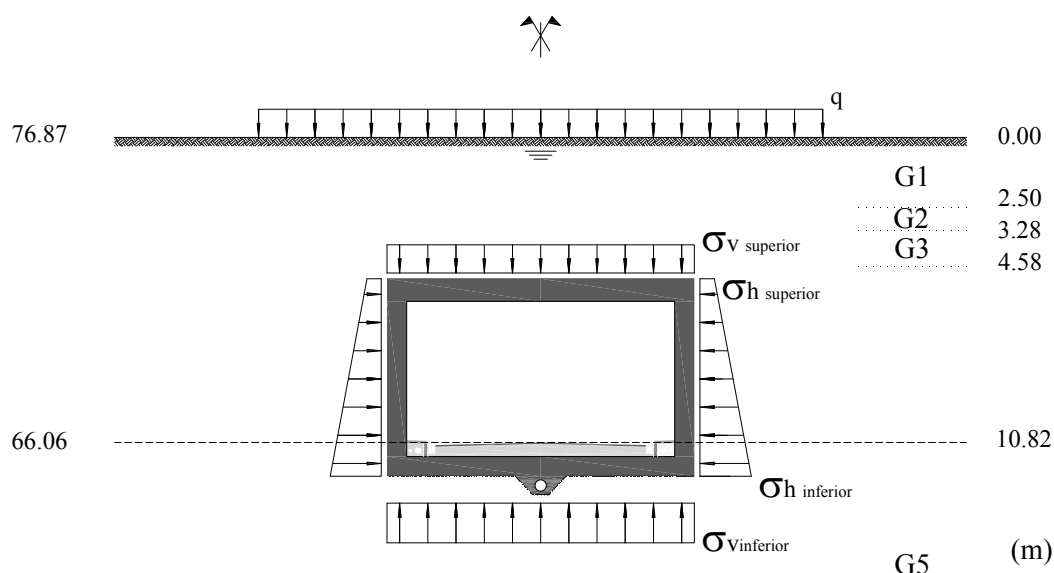


Figura 7.131 – Representação das pressões que solicitam o túnel.

Quadro 7.39 – Valores das pressões identificadas na Figura 7.131.

Pressão (kPa)	Combinação	
	1.1	1.2
σ_v superior	153.65	115.70
σ_v inferior	201.11	136.41
σ_h superior	110.73	88.25
σ_h inferior	272.85	245.97

Os valores das pressões que constam do Quadro 7.39 foram determinados de acordo com as expressões:

$$\sigma_{v\text{ superior}} = \gamma_G (\gamma_{G1} \cdot h_{G1} + \gamma_2 \cdot h_{G2} + \gamma_3 \cdot h_{G3} + \gamma_{G5} \cdot (Pr - gb - h_{Lcob} - 4.58) + \gamma_Q \cdot q) \quad (7.44)$$

$$\sigma_{v\text{ inferior}} = \sigma_{v\text{ superior}} + \gamma_G \cdot \gamma_{\text{Betão}} \left(h_{Lcob} + 2 \cdot \frac{h_{par} \cdot (gb + pv)}{2h_{par} + L} \right) \quad (7.45)$$

$$\sigma_{h\text{ superior}} = K_0 \cdot \sigma'_{v\text{ superior}} + \gamma_G \cdot \gamma_w \cdot (Pr - gb - h_{Lcob}) \quad (7.46)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{h\text{ inferior}} = & K_0 \cdot \gamma_G \cdot ((\gamma_{G1} - \gamma_w) \cdot h_{G1} + (\gamma_{G2} - \gamma_w) \cdot h_{G2} + (\gamma_{G3} - \gamma_w) \cdot h_{G3} + (\gamma_{G5} - \gamma_w) \cdot (Pr + pv + h_{Lfun} - 4.58) + \gamma_Q \cdot q) \\ & + \gamma_G \cdot \gamma_w \cdot (pr + pv + h_{Lfun}) \end{aligned} \quad (7.47)$$

em que o significado dos respectivos dos parâmetros pode ser esclarecido na Figura 7.132.

Refere-se que o valor adoptado para o coeficiente de impulso em repouso envolvido nestas expressões, para a determinação das pressões horizontais do Quadro 7.39, não foi o correspondente ao horizonte G5. Na verdade, nesta fase de pré-dimensionamento utilizou-se um valor superior, concretamente, o relativo ao horizonte G1.

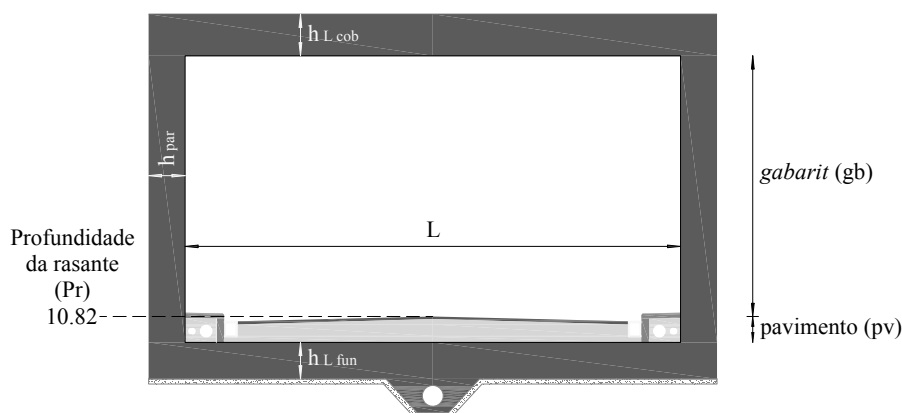


Figura 7.132 – Identificação de várias dimensões utilizadas na determinação das pressões que solicitam o túnel.

Na Figura 7.133 apresenta-se o diagrama de momentos flectores em correspondência com as pressões determinadas anteriormente para o Caso 1.1.

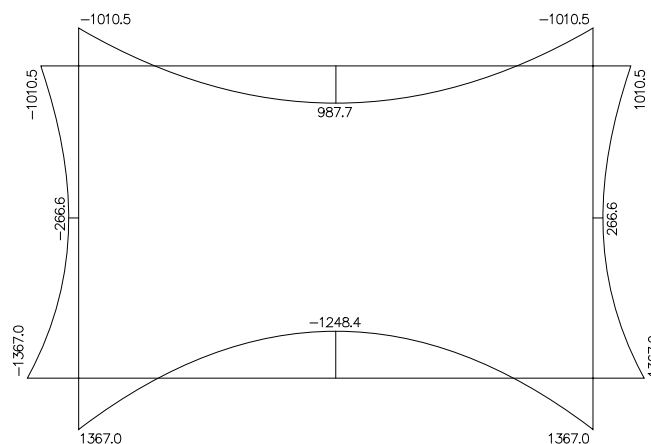


Figura 7.133 – Diagramas de momentos flectores (valores em kNm/m).

Uma vez que a altura das peças solicitadas à flexão resulta do valor máximo do momento flector a que estão submetidas, é conveniente observar-se um certo equilíbrio entre momentos positivos e negativos. A situação que mais se afasta do enunciado será um funcionamento semelhante ao de uma laje simplesmente apoiada. Pelo contrário, a que mais se aproxima será uma laje em que as condições de apoio sejam tais que o momento a meio-vão seja apenas metade do que se observa numa laje simplesmente apoiada, portanto, $pl^2/16$ e nos apoios, necessariamente, igual a $-pl^2/16$, ou seja, em que o quociente dos valores absolutos destes momentos seja unitário.

Na Figura 7.13, tanto para a laje de cobertura, como para a laje de fundo, verifica-se a proximidade entre o valor máximo do momento positivo e negativo, o que leva a considerar as dimensões definidas como satisfatórias para adoptar, pelo menos, na primeira modelação numérica.

7.5.3. DIMENSIONAMENTO

7.5.3.1. Método dos Elementos Finitos

Na Figura 7.134 apresenta-se a malha utilizada na modelação numérica.

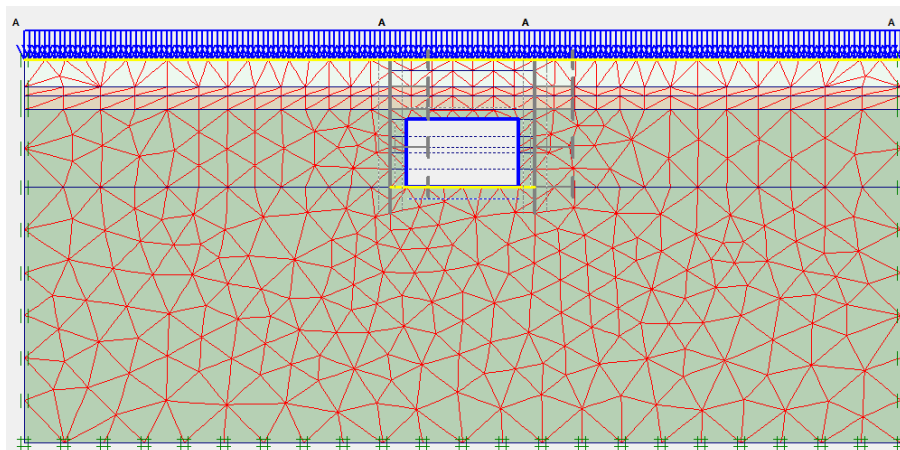


Figura 7.134 – Malha de elementos finitos utilizada na modelação numérica.

A modelação numérica decompôs-se em várias fases. Iniciou-se com a instalação da estrutura de contenção procedendo-se, em seguida, à escavação faseada. Uma vez atingida a profundidade máxima da escavação, a estrutura do túnel, modelada através de elementos-viga, foi activada. Posteriormente repôs-se o solo em falta de uma forma gradual, tendo-se para tal, dividido este procedimento em várias fases. Na reposição do solo respeitou-se a disposição inicial dos horizontes geológico-geotécnicos.

Esclarece-se que para facilitar a modelação, a cortina de contenção provisória não foi apoiada por ancoragens. Como se verifica na Figura 7.134, foram utilizados vários níveis de escoras que iam sendo desactivadas à medida que a restituição do solo progredia. Adoptou-se este procedimento porque permitiu evitar o dimensionamento das ancoragens e do respectivo pré-esforço para esta nova situação, sem que disso resultasse o prejuízo da avaliação dos esforços que solicitam o túnel.

Numa primeira iteração consideraram-se as dimensões definidas anteriormente, portanto, todos os elementos estruturais com 70 cm de altura, tendo-se acabado por constatar uma diferença apreciável na distribuição dos momentos flectores, de uma forma particularmente notória na laje de fundo, conforme se pode inferir pela direcção das tensões efectivas principais que se apresenta na Figura 7.135, em correspondência com a última fase da Figura 7.136.

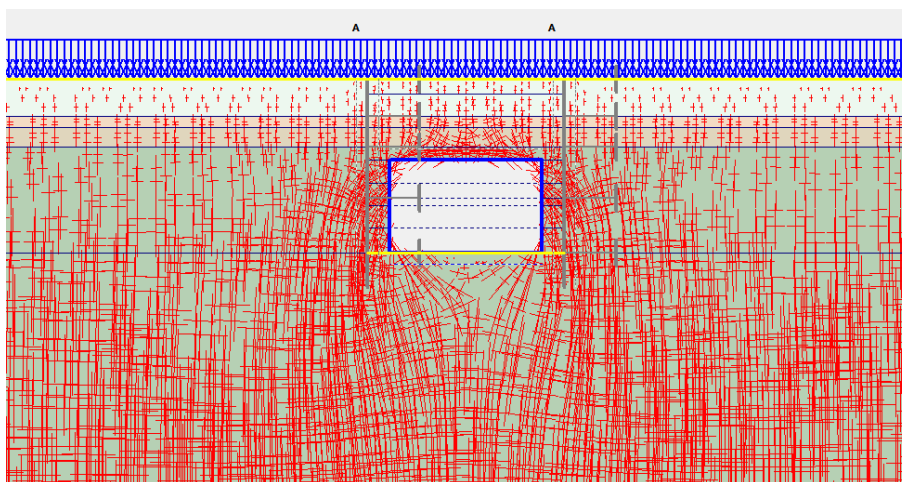


Figura 7.135 – Direcção das tensões efectivas principais.

A nova distribuição de esforços, associada à verificação de algumas disposições relacionadas com o comportamento em serviço das estruturas de betão armado, levou a proceder-se ao aumento da altura da laje de cobertura em 5 cm, ficando então as dimensões finais definidas em 75 cm de altura para a laje de cobertura e 70 cm para os restantes elementos estruturais.

Devido à redução dos esforços de flexão que se observa na laje de fundo, a comparação restrita entre o valor da solicitação e a altura desta, poderia sugerir que se procedeu a um sobredimensionamento considerável. De facto, se a análise for efectuada dessa forma, tal é verdade. No entanto, refere-se que a altura da laje de fundo não é consequência exclusiva do valor dos esforços aí verificados, na verdade, resulta também da necessidade de garantir um funcionamento conjunto dos vários elementos que compõem a estrutura de forma a assemelha-lo a um elemento fechado e, por conseguinte, a distribuir os esforços de uma forma mais equitativa entre os vários elementos.

Na Figura 7.136 indicam-se algumas fases simuladas na modelação numérica sem que haja necessariamente uma dependência ao nível do processo construtivo entre as mesmas. Pretendeu-se sobretudo avaliar os esforços associados a variações do nível freático e à consideração ou não da sobrecarga.

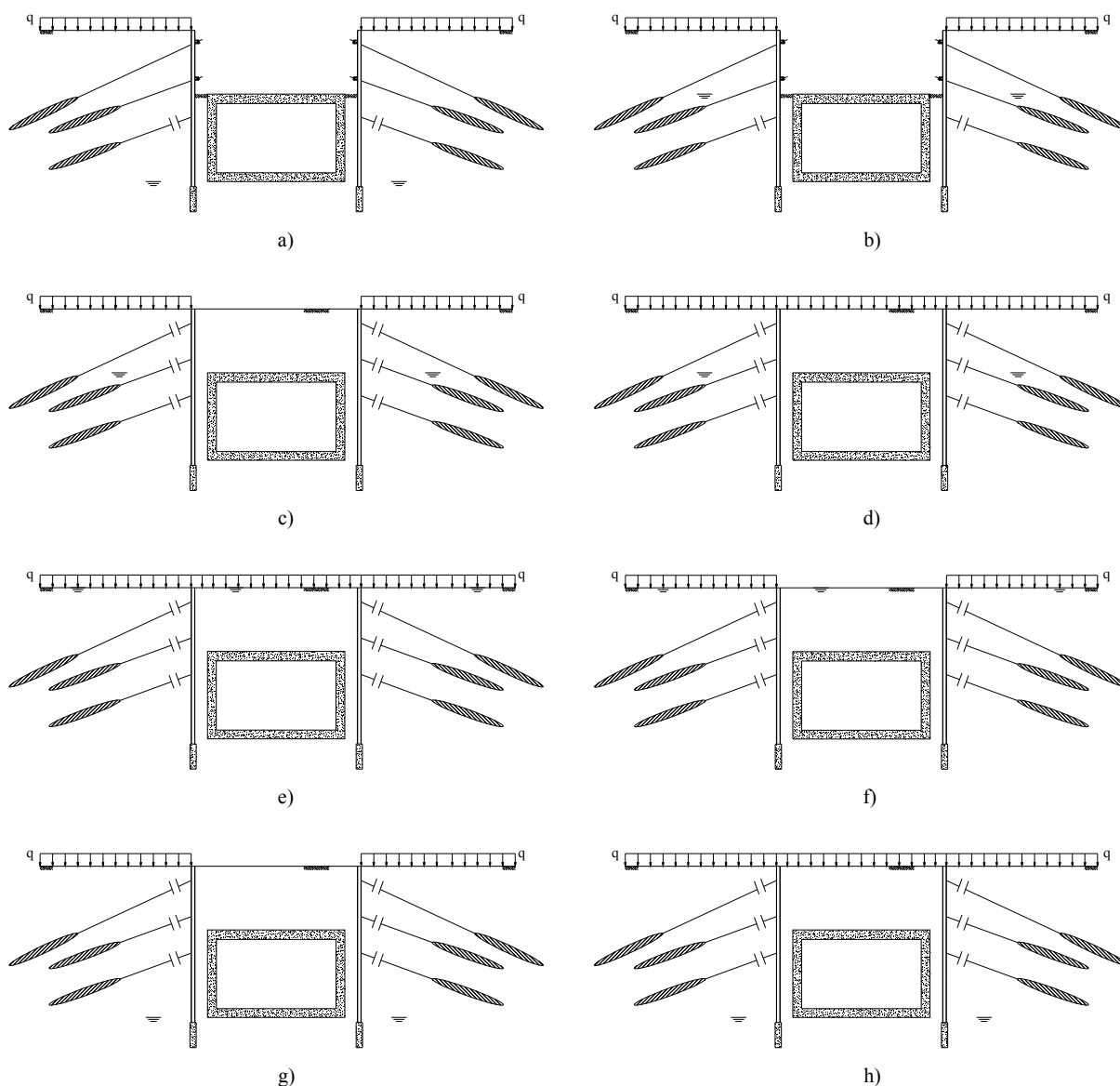


Figura 7.136 – Algumas fases consideradas na modelação numérica.

As próximas figuras consistem na apresentação, para os Casos 1.1 e 1.2, dos diagramas de esforços obtidos na modelação. A metodologia adoptada consiste na apresentação, lado a lado, de duas figuras: a da esquerda contém os resultados das fases identificadas na Figura 7.136, enquanto a da direita consiste na envolvente de esforços de todas as fases consideradas na modelação.

Devido à elevada quantidade de informação, decidiu-se apresentar neste capítulo exclusivamente a análise relativa à laje de cobertura, disponibilizando-se, obviamente, os dados relativos às paredes (que consequência da simetria vertical, se resumem aos esforços da parede direita) e à laje de fundo no Anexo A8.

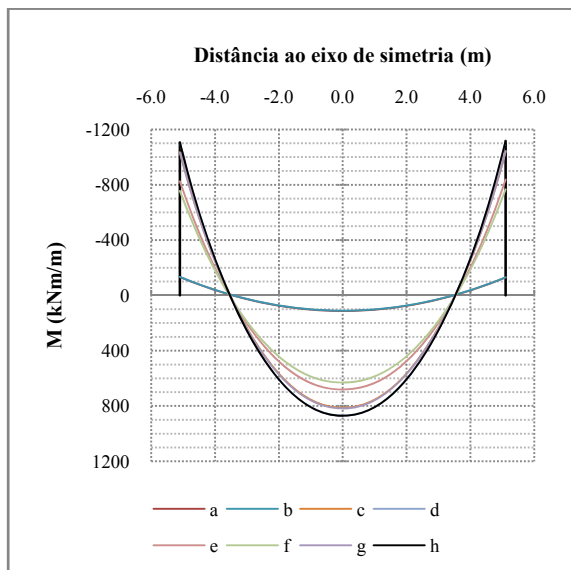


Figura 7.137 – Diagramas de momentos flectores da laje de cobertura das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.1.

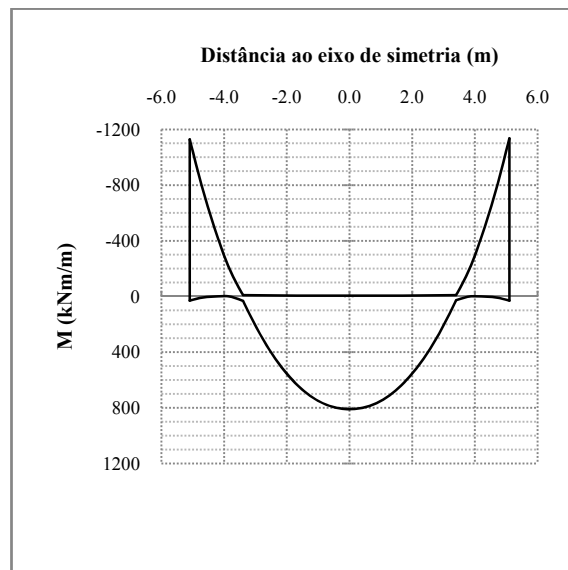


Figura 7.138 – Envolvente de momentos flectores da laje de cobertura de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.1.

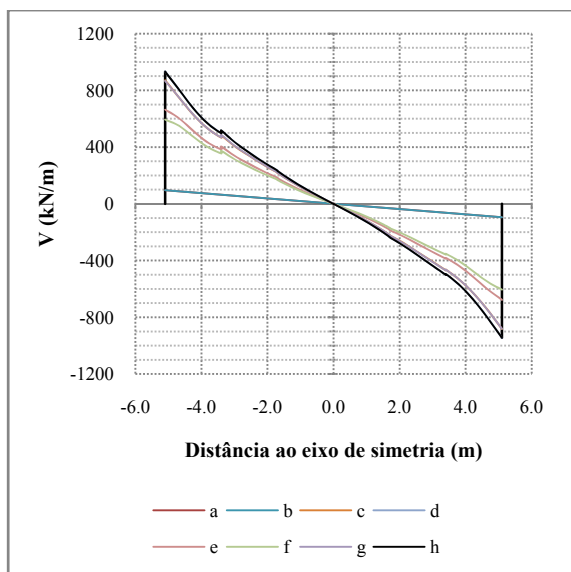


Figura 7.139 – Diagramas de esforços transversos da laje de cobertura das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.1.

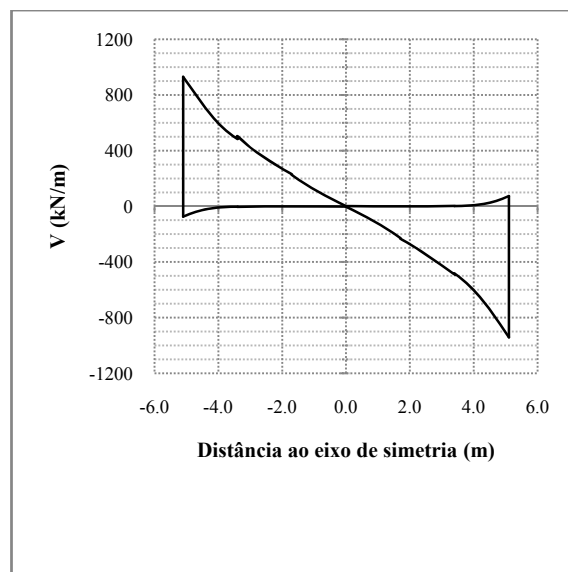


Figura 7.140 – Envolvente de esforços transversos da laje de cobertura de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.1.

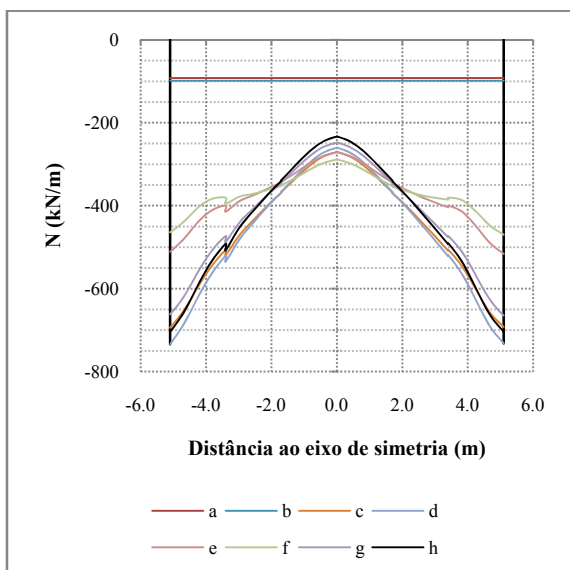


Figura 7.141 – Diagramas de esforços axiais da laje de cobertura das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.1.

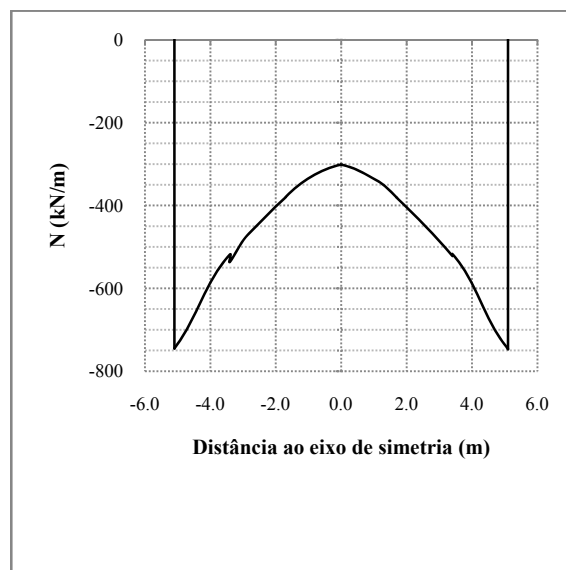


Figura 7.142 – Envolvente de esforços axiais da laje de cobertura de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.1.

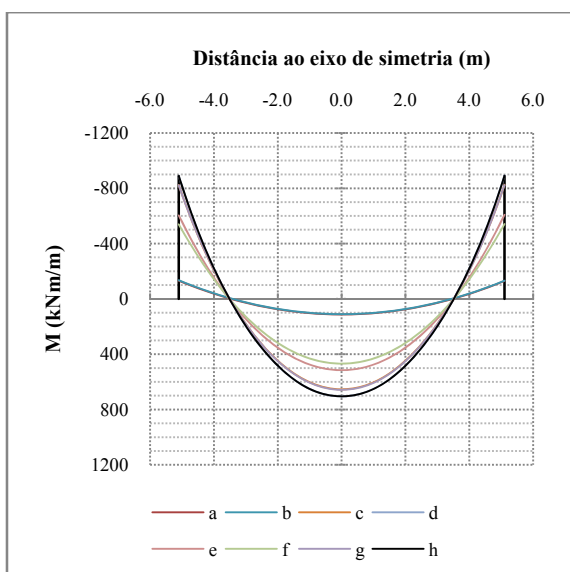


Figura 7.143 – Diagramas de momentos flectores da laje de cobertura das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.2.

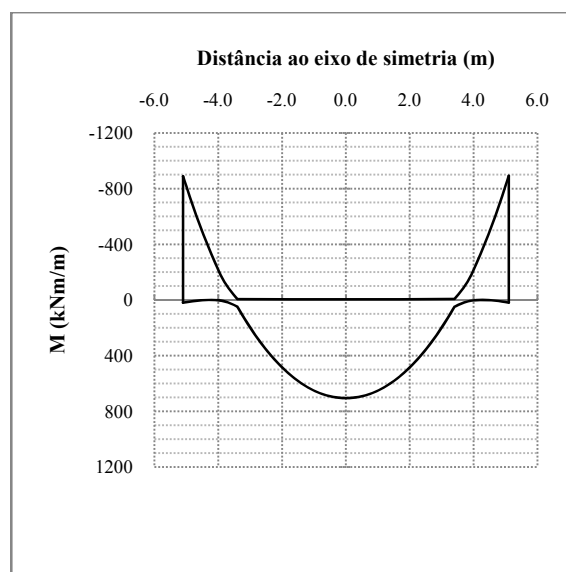


Figura 7.144 – Envolvente de momentos flectores da laje de cobertura de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.2.

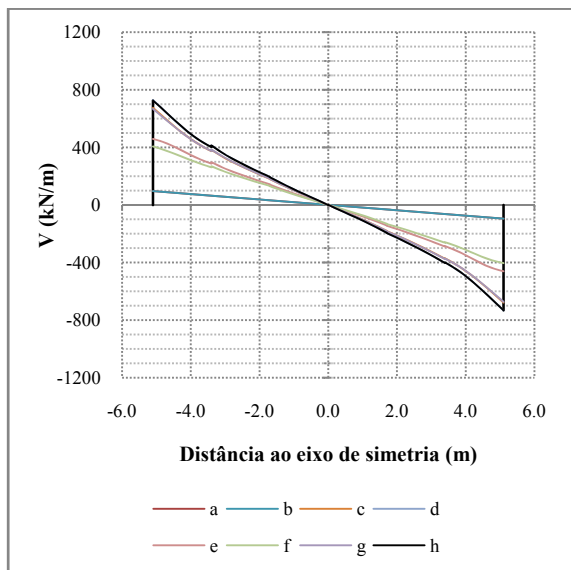


Figura 7.145 – Diagramas de esforços transversos da laje de cobertura das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.2.

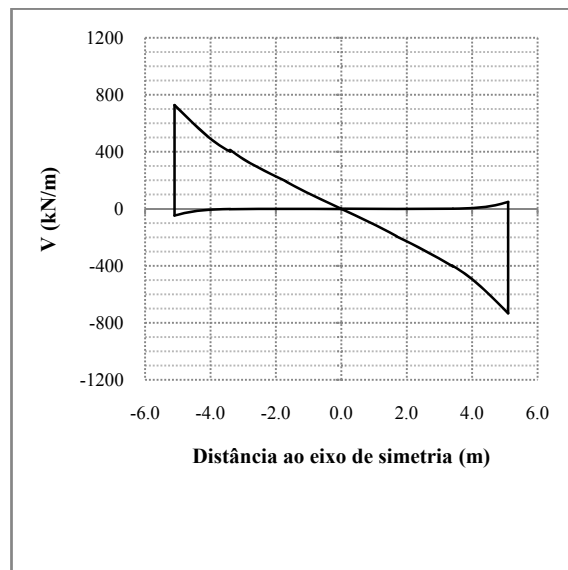


Figura 7.146 – Envolvente de esforços transversos da laje de cobertura de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.2.

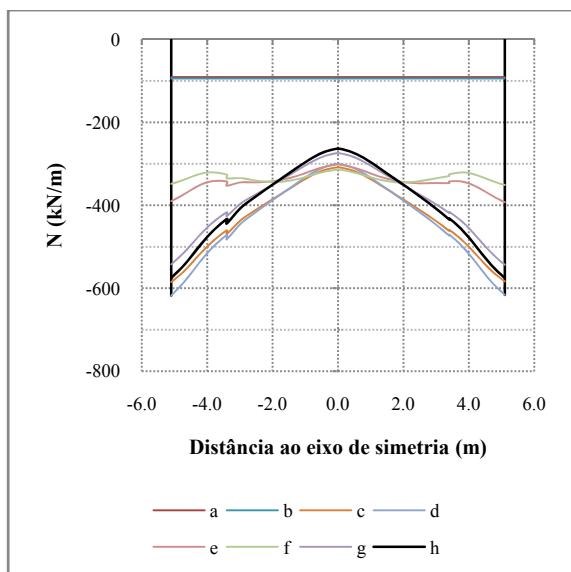


Figura 7.147 – Diagramas de esforços axiais da laje de cobertura das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.2.

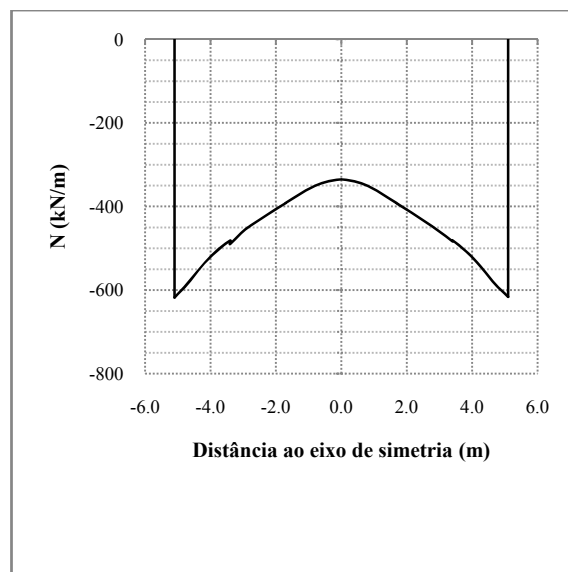


Figura 7.148 – Envolvente de esforços axiais da laje de cobertura de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.2.

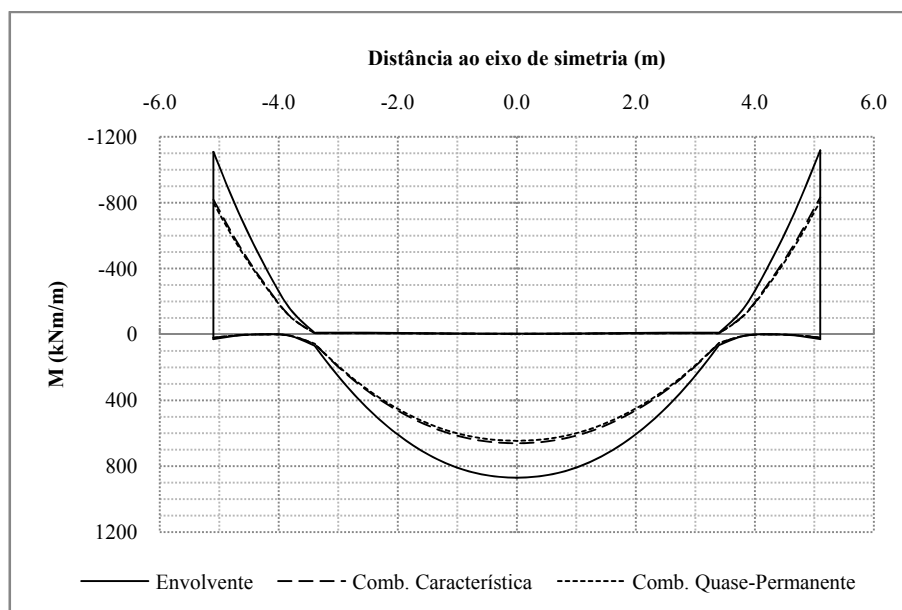


Figura 7.149 – Comparação, em termos de esforços de flexão, da envolvente dos Casos 1.1 e 1.2 com a combinação característica e a quase-permanente.

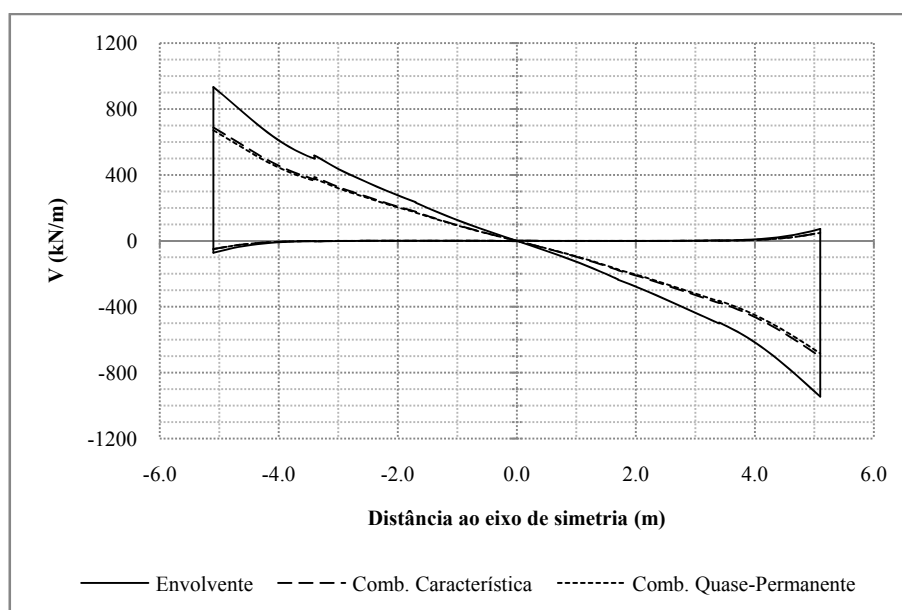


Figura 7.150 – Comparação, em termos de esforços transversos, da envolvente dos Casos 1.1 e 1.2 com a combinação característica e a quase-permanente.

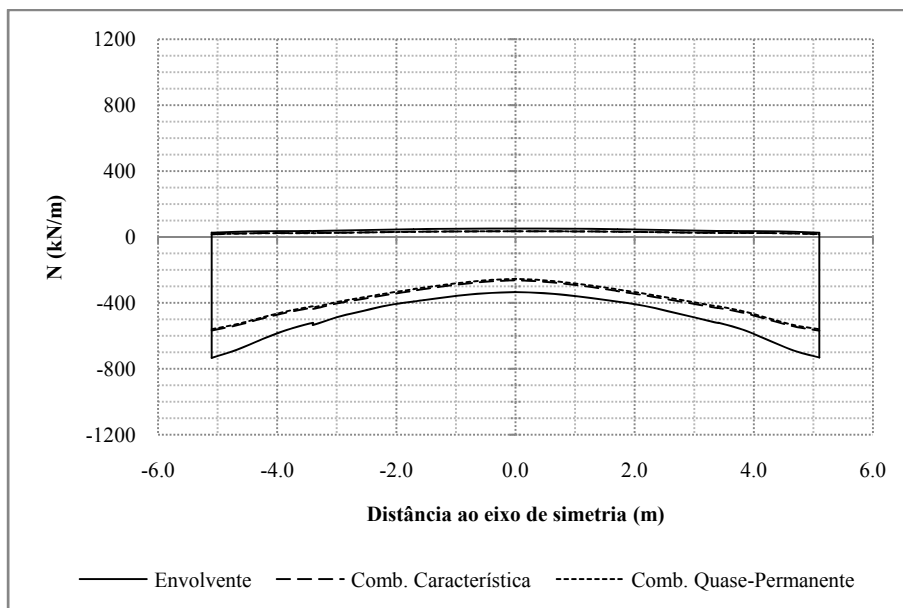


Figura 7.151 – Comparação, em termos de esforços axiais, da envolvente dos Casos 1.1 e 1.2 com a combinação característica e a quase-permanente.

7.5.3.2. Metodologia adoptada no dimensionamento das secções de betão armado

Neste ponto descreve-se, de uma forma genérica, o procedimento que conduziu à definição das dimensões finais do túnel.

Como foi referido, numa primeira fase começou-se por modelar uma situação em que todos os elementos do túnel tinham a altura da secção igual a 70 cm. Contudo, o cumprimento de algumas disposições regulamentares relativas ao comportamento em serviço, como o controlo de tensões e de deformação, levou a que se procedesse ao aumento da altura da laje de cobertura em 5 cm.

Todavia, pretende-se expor fundamentalmente o processo que antecedeu a verificação daquelas disposições, pois, para tal, é já necessário ter as secções definidas, não só em termos de dimensões, como também em termos de armaduras.

Na metodologia adoptada considerou-se que todos os elementos estavam submetidos à flexão composta, o que na realidade não é apenas uma consideração, é mesmo um facto, pois como se constatou no ponto anterior, todos os elementos estão submetidos, simultaneamente, a esforços axiais e de flexão.

No cálculo das armaduras impôs-se que a armadura de compressão era igual a metade da armadura de tracção, o que conduziu à adopção do ábaco que se reproduz na Figura 7.152 para a definição das respectivas áreas.

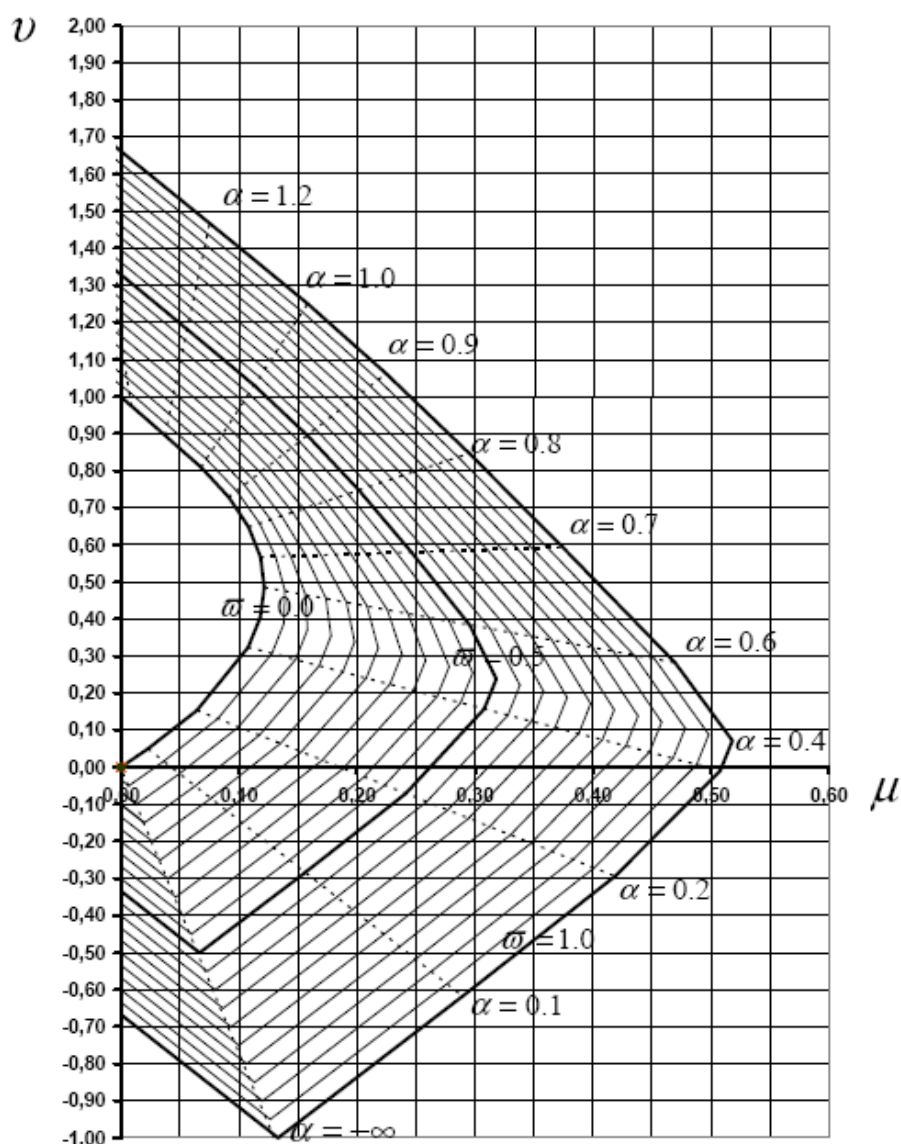


Figura 7.152 – Ábaco utilizado no dimensionamento das secções rectangulares solicitadas à flexão composta, em que a área da armadura de compressão é igual a metade da área da armadura de tracção, para classes de betão compreendidas entre C12 e C50 e para aço da classe S500 (Barros e Figueiras, 2007).

A sua utilização é bastante simples. A partir dos valores reduzidos do momento flector e do esforço axial, μ e v , respectivamente, obtém-se o valor da taxa mecânica de armadura, ω , e, por conseguinte, a área de armadura.

O cálculo de μ faz-se de acordo com expressão:

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad (7.48)$$

aliás, de forma muito idêntica à prevista pela Expressão (7.1), mas onde a altura útil da secção, d , vem agora substituída pela altura total, h . Por seu lado, v obedece ao estipulado pela expressão:

$$v = \frac{N_{Rd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (7.49)$$

Calculados os parâmetros traduzidos pelas duas expressões anteriores, fica então definido um único ponto no plano $v - \mu$, a que corresponde um determinado valor de ω que, substituído na expressão:

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{b h f_{cd}} \quad (7.50)$$

permite, finalmente, definir a área de armadura, A_s . Note-se que esta área resulta do somatório da área da armadura de compressão e da área da armadura de tracção.

Compreende-se assim que, para qualquer elemento estrutural, a determinação da situação condicionante resulte da consideração simultânea de esforços axiais e de flexão, portanto, de um par de esforços, significando que para a sua identificação não é suficiente considerar dois pares de esforços, em que um corresponde à secção onde se verifica o valor máximo do momento flector e outro à secção onde se verifica o esforço axial máximo.

Por outro lado, atendendo ao número de fases em que a modelação se dividiu, chega-se a uma grande quantidade de informação, o que levou à sistematização do seu tratamento de forma gráfica.

O número de pares de esforços adoptados por elemento e por fase resulta dos dados fornecidos pela modelação numérica. O programa fornece, ao longo do desenvolvimento de determinado elemento, os valores dos esforços axiais e de flexão de um conjunto limitado, contudo suficiente, de pontos.

A partir dos referidos esforços foi possível elaborar a Figura 7.153 até à Figura 7.158. Nestas figuras indicam-se os pares de pontos $v - \mu$ para os diversos elementos estruturais que constituem o túnel, de acordo com as fases identificadas na Figura 7.136.

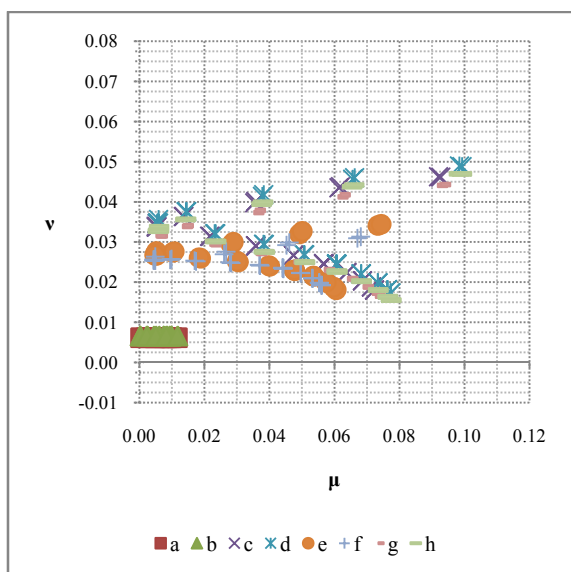


Figura 7.153 – Pontos no plano μ - v de acordo com as fases identificadas na Figura 7.136 para laje de cobertura para o Caso 1.1.

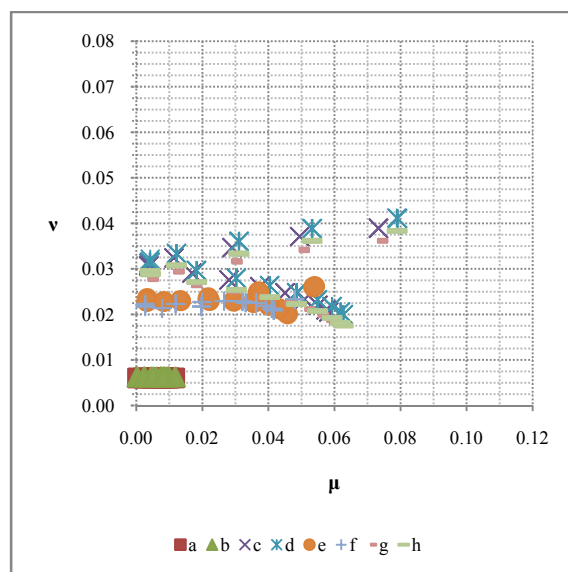


Figura 7.154 – Pontos no plano μ - v de acordo com as fases identificadas na Figura 7.136 para laje de cobertura para o Caso 1.2.

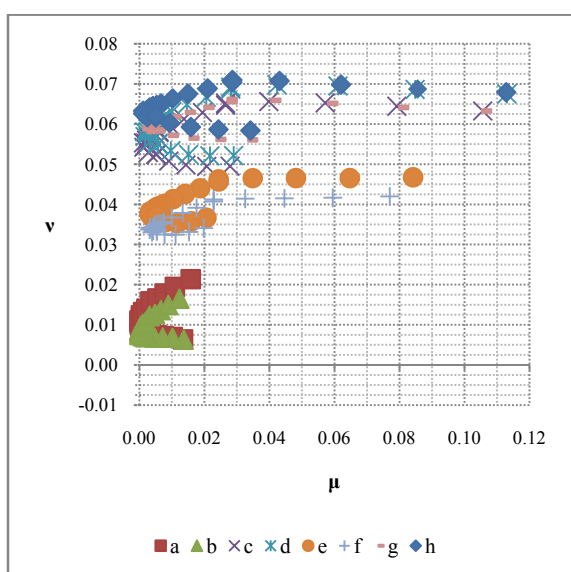


Figura 7.155 – Pontos no plano μ - v de acordo com as fases identificadas na Figura 7.136 para as paredes para o Caso 1.1.

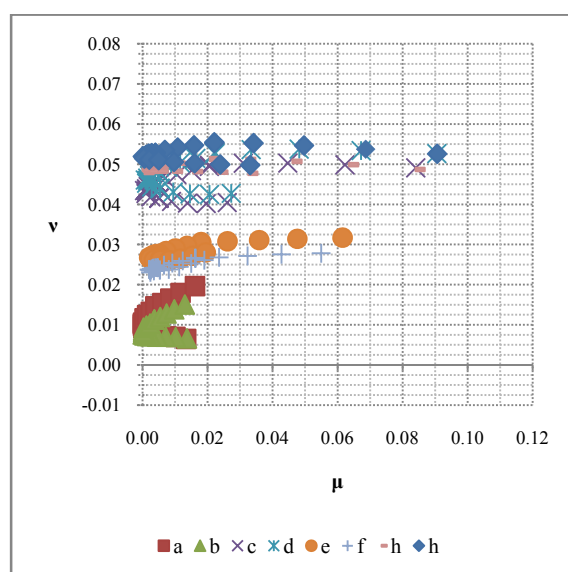


Figura 7.156 – Pontos no plano μ - v de acordo com as fases identificadas na Figura 7.136 para as paredes para o Caso 1.2.

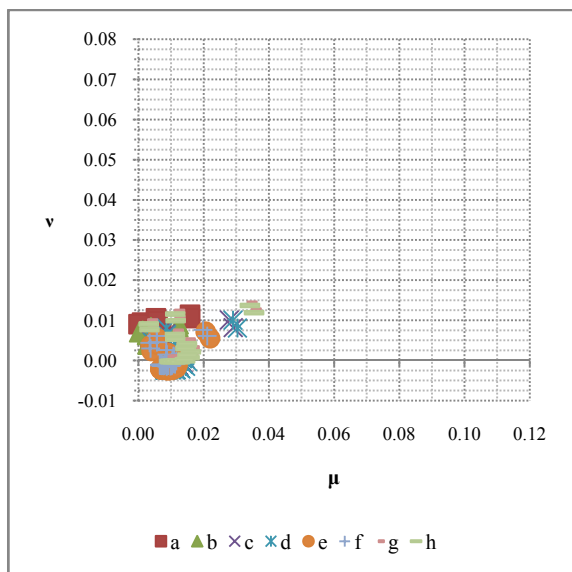


Figura 7.157 – Pontos no plano μ - v de acordo com as fases identificadas na Figura 7.136 para laje de fundo para o Caso 1.1.

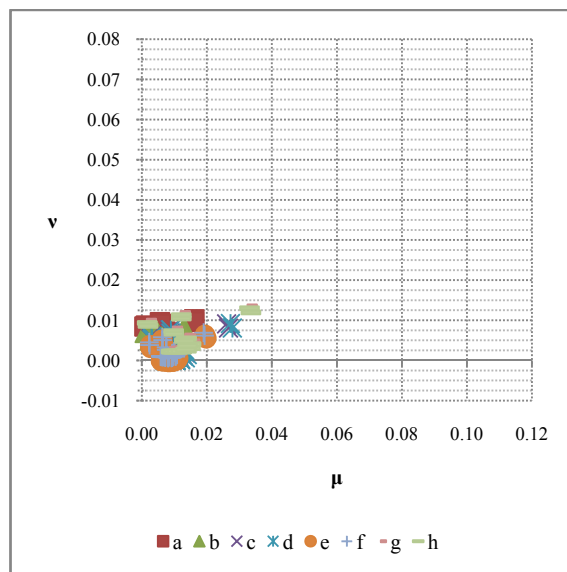


Figura 7.158 – Pontos no plano μ - v de acordo com as fases identificadas na Figura 7.136 para laje de fundo para o Caso 1.2.

Da análise destas figuras conclui-se que todos os elementos, apesar de submetidos à flexão composta, os esforços axiais têm, comparativamente aos de flexão, um efeito reduzido, aproximando-se de um caso de flexão simples. Salienta-se que nas paredes se verifica um valor mais elevado do esforço axial reduzido, embora essa diferença não seja muito significativa.

7.5.3.3. Verificação da rotura por levantamento (*Uplift*)

A incerteza relacionada com a posição que o nível freático possa apresentar em situações mais gravosas do que as observadas durante a campanha geológico-geotécnica que serviu de base a este trabalho levou a uma verificação adicional.

O EC7 prevê vários mecanismos de colapso provocados por rotura hidráulica. A verificação que se procede neste ponto consiste na avaliação da rotura por levantamento (flutuação). Ocorre flutuação quando a pressão na água dos poros instalada sob uma estrutura é mais elevada do que a tensão total vertical média devida à estrutura e aos estratos de terreno sobrejacentes.

A estabilidade do túnel foi verificada comparando as acções estabilizadoras com as acções desestabilizadoras, tendo-se para tal, considerado a disposição dos horizontes indicada na Figura 7.131 e o nível freático coincidente com a superfície do terreno, de acordo com a expressão:

$$G_{dst,d} + Q_{dst,d} \leq G_{stb,d} \quad (7.51)$$

em que:

- $G_{dst,d}$ – valor de cálculo das acções permanentes com carácter desestabilizador;
- $Q_{dst,d}$ – valor de cálculo das acções variáveis com carácter desestabilizador;
- $G_{stb,d}$ – valor de cálculo das acções permanentes com carácter estabilizador.

Os valores de cálculo das várias acções foram determinados pelo produto dos seus valores característicos pelos respectivos coeficientes parciais de segurança, de acordo com o Quadro 7.40.

Quadro 7.40 – Valores dos coeficientes parciais de segurança.

Acção	Coeficiente de segurança
$G_{dst,d}$	1.00
$Q_{dst,d}$	1.50
$G_{stb,d}$	0.90

As acções com carácter estabilizador resultam do efeito conjunto do peso próprio da estrutura e do peso das terras sobrejacentes ao túnel. Para o peso próprio da estrutura considerou-se o valor de 25 kN/m³, enquanto que para as terras, apesar de ser expectável observar-se um valor médio superior, optou-se por adoptar o menor valor dos vários horizontes considerados, 18 kN/m³, que corresponde ao peso volúmico do horizonte *GI*. Desprezou-se ainda a resistência ao corte que se mobiliza no contacto da face exterior das paredes do túnel com o terreno envolvente.

O valor característico das acções permanentes com carácter desestabilizador corresponde à resultante do impulso hidrostático verificado ao nível da face inferior da laje de fundo, considerando-se o nível freático coincidente com a superfície do terreno.

Não foi considerada qualquer acção variável, pois as plausíveis, como por exemplo a sobrecarga à superfície e o peso do veículos que solicitarão o túnel, têm efeito estabilizador.

No Quadro 7.41 apresenta-se a determinação das acções estabilizadoras e desestabilizadoras, podendo-se concluir que a segurança é verificada. Clarifica-se que esta análise foi efectuada considerando-se a largura exterior do túnel, 10.90 m.

Quadro 7.41 – Acções envolvidas na verificação da rotura por levantamento.

Elemento	γ (kN/m ³)	Altura (m)	Largura (m)	Coeficiente de segurança	Acção (kN/m)	
Terras	18	5.07	10.90	0.90	895.26	895.26 (↓)
L. cobertura	25	0.75	10.90	0.90	183.94	
Túnel						
Paredes	25	5.50	0.70	0.90	173.25	528.86 (↓)
L. fundo	25	0.70	10.90	0.90	171.68	
Impulso hidrostático	9.81	12.02	10.90	1.0	-1285.29	-1285.29 (↑)
					$\Sigma=138.83$ (↓)	

7.5.3.4. Deformação da laje de cobertura

Um aspecto que mereceu particular atenção no dimensionamento da laje de cobertura foi o controlo da deformação.

A quantificação da flecha necessita que se proceda à definição dos esforços e das características da secção do elemento resistente. Ora, a acção já foi definida e corresponde ao valor máximo do momento flector da combinação quase-permanente, aproximadamente 645 kNm/m, conforme a Figura 7.149 demonstra. A secção também já havia sido definida em termos de dimensões, faltando porém a disposição da armadura, que se pormenoriza na Figura 7.159.

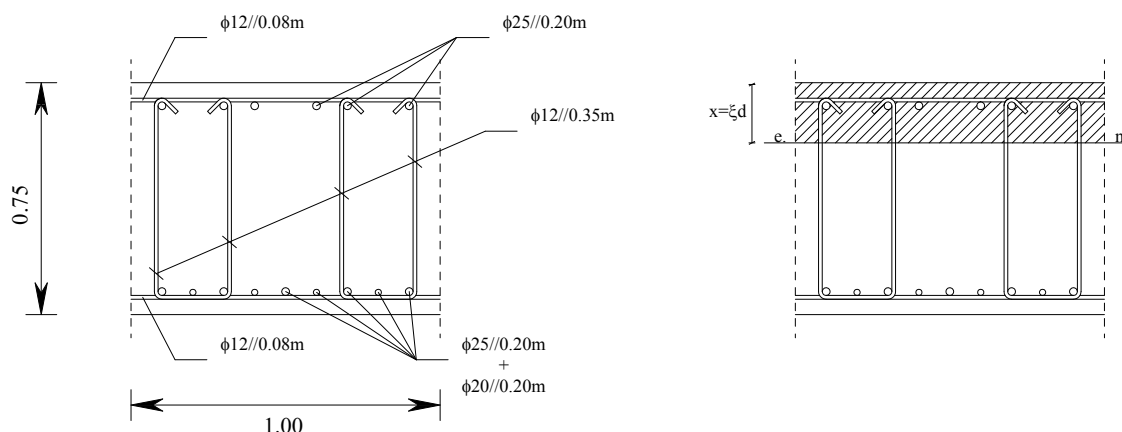


Figura 7.159 – Detalhe da secção da laje de cobertura.

A interpretação da Figura 7.160 carece de explicação prévia. Remetendo para a exposição feita para os muros de suporte sobre a importância notável que a fluência e a fendilhação exercem na definição da deformação das peças de betão, compreenderá o leitor que dada a importância deste parâmetro, a simples consideração da deformada fornecida pelo programa, precisamente por não considerar aqueles efeitos, consistiria numa estimativa que se afastaria consideravelmente da realidade.

Considerando que os valores obtidos na modelação numérica correspondem a uma situação sem fluência e sem fendilhação, numa primeira fase procedeu-se à correcção da deformada tendo em conta a fluência. Este processo consistiu em multiplicar os valores obtidos para a deformada pela razão entre o módulo de elasticidade do betão e o correspondente módulo de elasticidade efectivo, de acordo com a expressão:

$$a_I = a_{Plaxis} \frac{E_c}{E_{c,eff}} = a_{Plaxis} (1 + \varphi(t, t_0)) = 2.476 \cdot (1 + 2.0) = 7.428 \text{ mm} \quad (7.52)$$

onde:

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (7.53)$$

Refere-se que o valor do coeficiente de fluência foi calculado de forma semelhante à descrita para os muros de suporte, tendo-se obtido um valor muito próximo de 2.0, valor que foi adoptado.

Posteriormente efectuou-se a correcção relativa à fendilhação. A multiplicação da deformada da laje de cobertura, afectada do efeito da fluência, pela razão entre a inércia da secção não fendilhada e a inércia da secção fendilhada, permitiu definir a deformada que na Figura 7.160 se designa por *Secção totalmente fendilhada, com fluência*, a partir da expressão:

$$a_{II} = a_I \frac{I_{\text{Secção não fendilhada}}}{I_{\text{Secção totalmente fendilhada}}} = 7.428 \cdot \frac{3.812 \cdot 10^{-2}}{0.689 \cdot 10^{-2}} = 41.097 \text{ mm} \quad (7.54)$$

Esclarece-se que o cálculo das inércias foi realizado de forma idêntica à dos muros de suporte e que o valor de x da Figura 7.159 é igual a 0.195 m.

Com o conhecimento do valor da flecha para a secção não fendilhada e para a secção totalmente fendilhada, a_I e a_{II} , respectivamente, determinou-se a deformada expectável através do Método Bilinear, de acordo com a expressão:

$$a = \zeta \cdot a_{II} + (1 - \zeta) \cdot a_I \quad (7.55)$$

onde:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{qp}} \right)^2 = 1 - 0.5 \cdot \left(\frac{271.875}{645.849} \right)^2 = 0.911 \quad (7.56)$$

logo:

$$a_{\text{Método Bilinear}} = 38.10 \text{ mm} \quad (7.57)$$

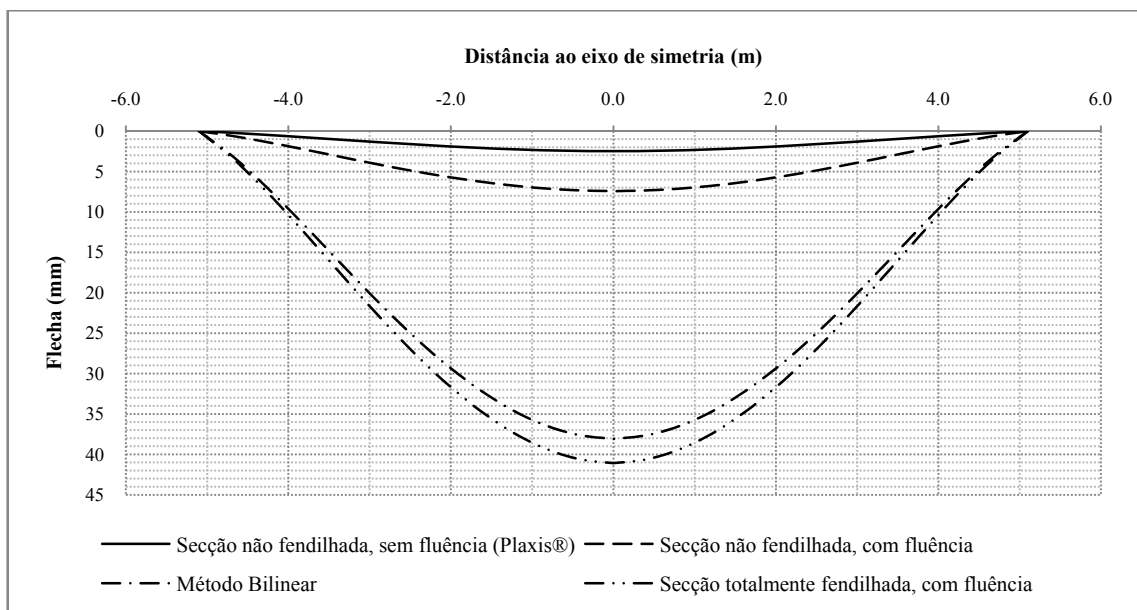


Figura 7.160 – Deformada da laje de cobertura para a combinação quase-permanente.

Usando como referência a mesma disposição adoptada para controlar a deformação dos muros de suporte, obtém-se o valor limite para a flecha da laje de cobertura, conforme a expressão indica:

$$\alpha_{Limite} = \frac{l_{eff}}{250} = \frac{10200}{250} = 40.8 \text{ mm} \quad (7.58)$$

Por fim, apresenta-se na Figura 7.161 os deslocamentos verticais fornecidos pela modelação numérica.

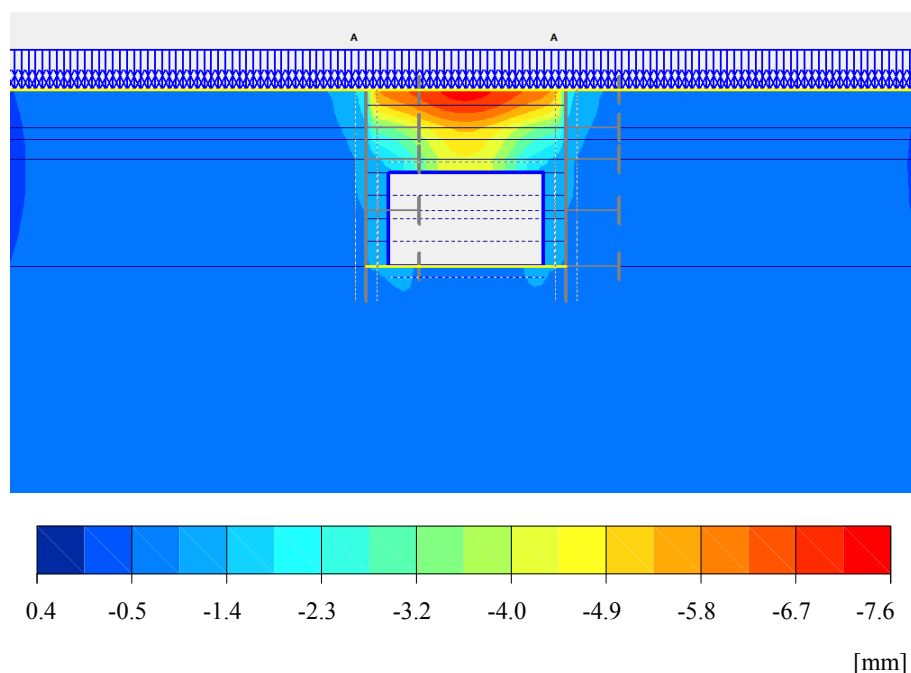


Figura 7.161 – Deslocamentos verticais para a combinação quase-permanente.

7.6. ESTRUTURA PROVISÓRIA DE SUSPENSÃO DA VIA-FÉRREA

7.6.1. INTRODUÇÃO

A necessidade de garantir o funcionamento permanente da Linha do Metro durante a execução do túnel implicou a previsão de uma estrutura provisória de suspensão da via-férrea.

Com efeito, compreende-se que o constrangimento apontado condicione não só a estrutura adoptada, mas também, e de uma forma muito significativa, a definição do faseamento construtivo.

É de notar que neste ponto, ao contrário do que se verificou para os restantes pontos do presente capítulo, não se procede à avaliação dos esforços e consequente dimensionamento da estrutura equacionada. Tal facto deve-se a duas razões distintas. A primeira razão resulta de a estrutura adoptada, como se verá no próximo ponto, ser constituída por elementos cujo dimensionamento foi já abordado em pontos anteriores. A segunda razão deve-se ao facto de o maior desafio consistir na definição da forma de a implementar do que propriamente na forma de a dimensionar.



Figura 7.162 - Identificação da localização da secção.

Tal como se fez para as outras estruturas, na Figura 7.162 indica-se a respectiva localização em planta. Por seu lado, na Figura 7.163 reproduz-se o perfil transversal correspondente.

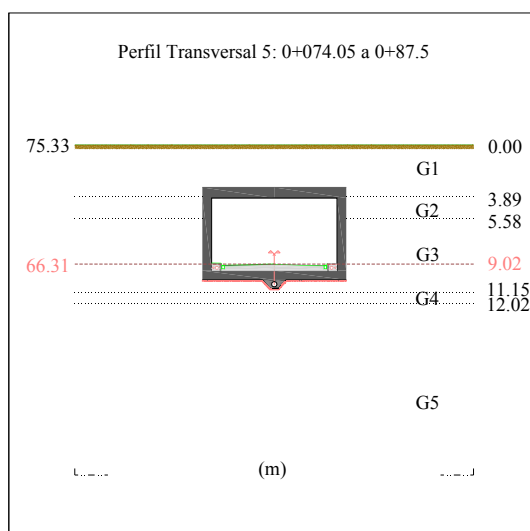


Figura 7.163 – Perfil transversal.

7.6.2. SOLUÇÃO PROPOSTA. FASEAMENTO CONSTRUTIVO.

Neste ponto indica-se o faseamento construtivo da solução proposta para a suspensão da via com base na descrição de uma sequência de figuras, em que cada uma ilustra a respectiva fase através de uma vista em planta e de uma vista em corte transversal. Salienta-se que a escala das duas vistas é igual.

A Figura 7.164 mostra as condições iniciais, antes de se proceder a qualquer intervenção. É possível observar que pelo facto de a via-férrea e o túnel não se cruzarem segundo um ângulo recto, a estrutura de suspensão terá de vencer um vão superior.

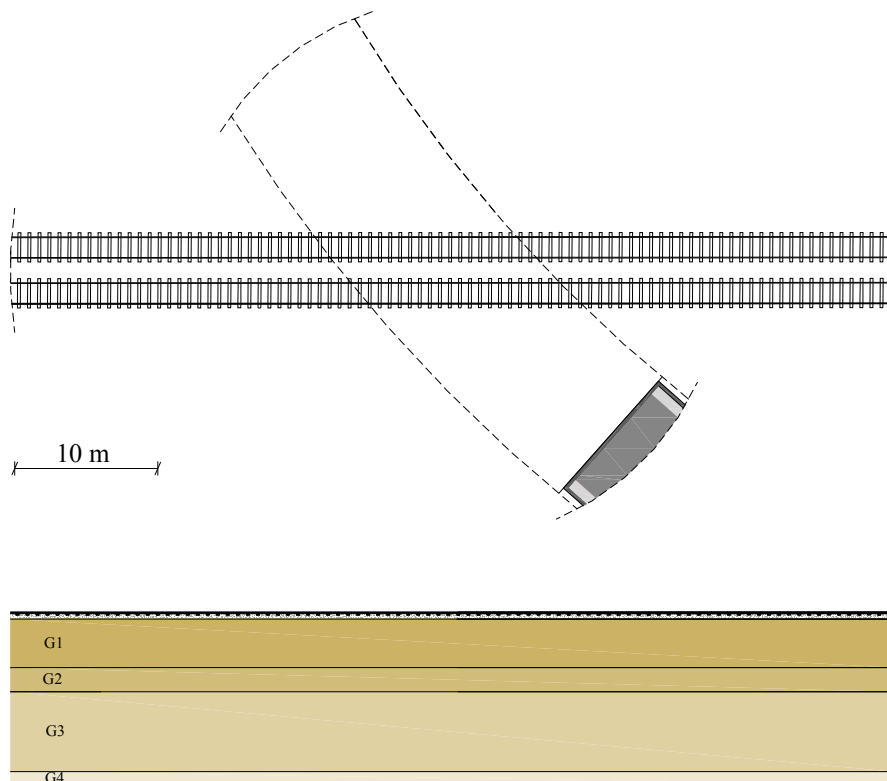


Figura 7.164 – Condições iniciais, sem qualquer intervenção.

A solução adoptada consiste numa estrutura metálica que será apoiada por estacas moldadas de betão armado.

De forma a respeitar os condicionalismos indicados anteriormente, começa-se por executar as estacas, conforme a Figura 7.165 sugere. Sublinha-se que esta tarefa deverá ser realizada durante o período nocturno, de modo a não impedir a operacionalidade da via. Nesta figura é ainda possível observar perfis verticais metálicos entre algumas estacas. Esclarece-se que estes servirão de apoio a pranchas de madeira, com o objectivo de constituir uma cortina que assegure a estabilidade da futura escavação.

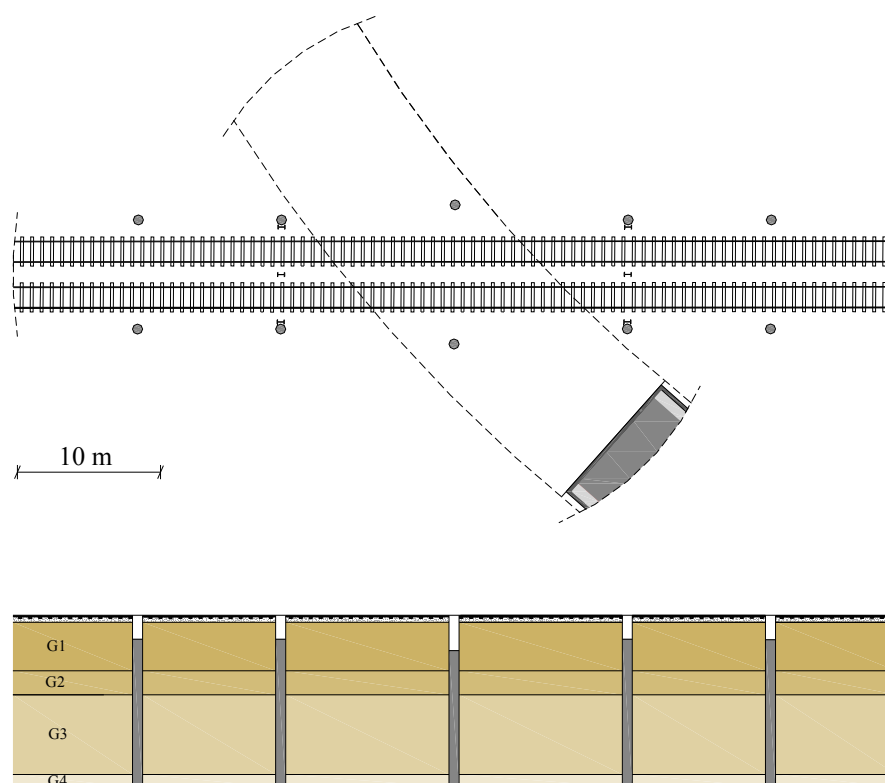


Figura 7.165 – Execução das estacas moldadas de betão armado e dos perfis metálicos.

As fases identificadas nas próximas três figuras constituem o ponto crítico de todo o faseamento construtivo.

Com efeito, na Figura 7.166 verifica-se o seccionamento e remoção da parte da via-férrea que será substituída pela estrutura de suspensão provisória. De imediato, procede-se à escavação necessária de forma a permitir o início da instalação das vigas metálicas que assegurarão o apoio à estrutura de suspensão.

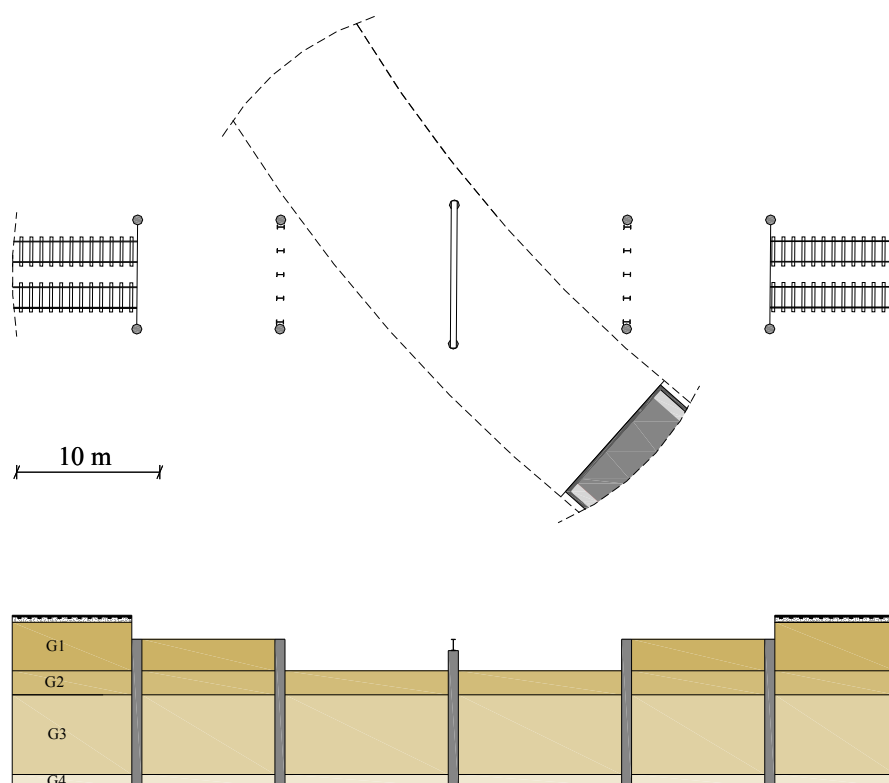


Figura 7.166 – Seccionamento e remoção da parte da via-férrea que será substituída pela estrutura de suspensão provisória. Pequena escavação de forma a permitir o início da instalação das vigas metálicas que servirão de apoio à estrutura de suspensão.

Na Figura 7.167 prossegue-se e conclui-se a instalação das vigas metálicas que servirão de apoio à estrutura de contenção.

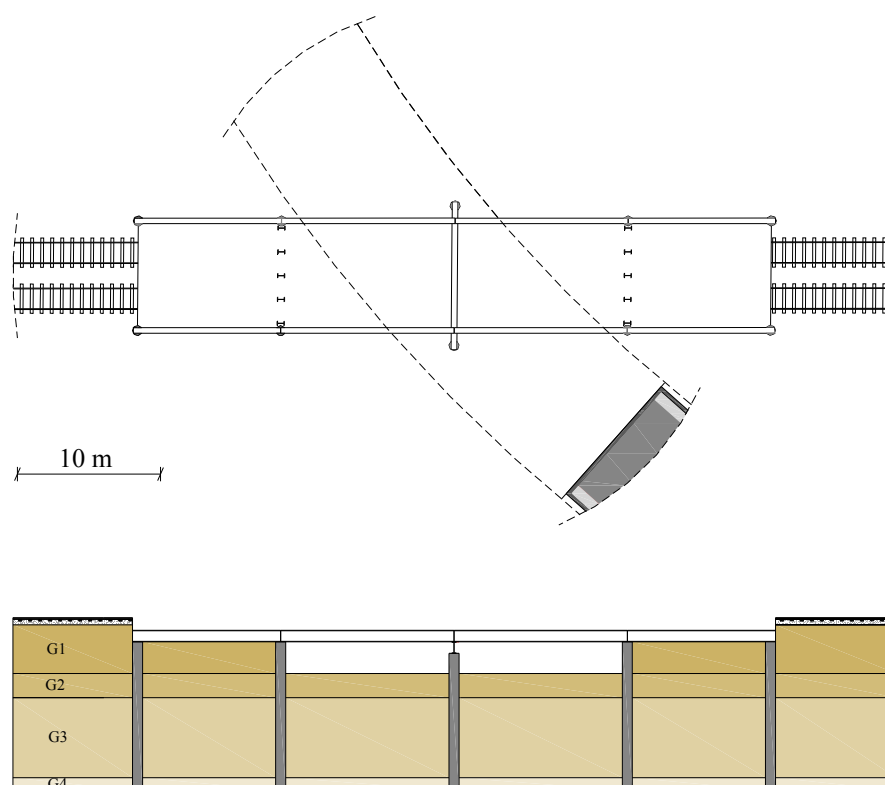


Figura 7.167 – Conclusão da instalação das vigas metálicas que servirão de apoio à estrutura de suspensão.

De modo a restabelecer a operacionalidade da via-férrea, instala-se, logo que possível, a estrutura de suspensão, como se indica na Figura 7.168. É de notar que esta já deverá incluir os carris, exigindo por isso que todo o processo decorra sob elevada precisão. Refere-se ainda que a estrutura de suspensão se divide nos quatro tramos que se observam nesta figura, de forma a facilitar a sua movimentação.

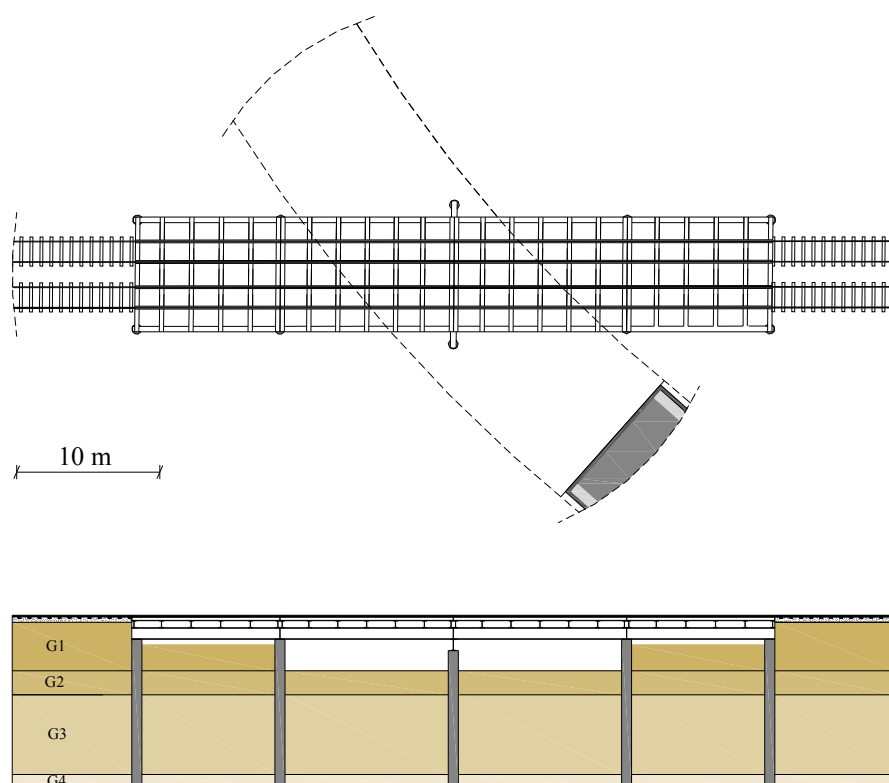


Figura 7.168 – Instalação da estrutura de suspensão.

Posteriormente, continua-se a escavação até à profundidade pretendida, cuja estabilidade vai sendo garantida pela colocação de pranchas de madeira entre os perfis metálicos, de acordo com a Figura 7.169.

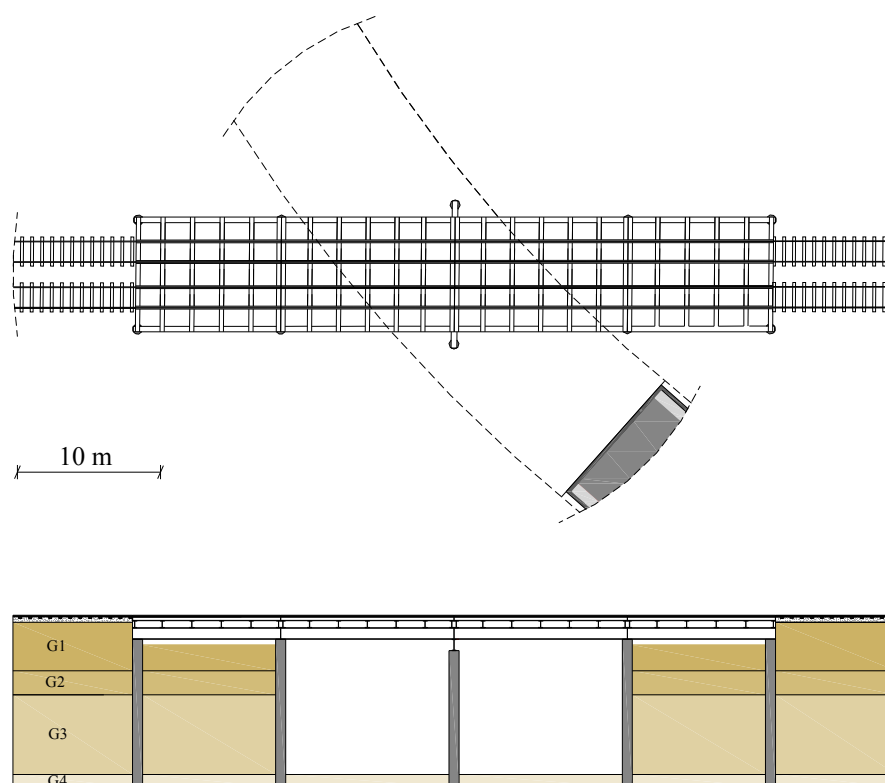


Figura 7.169 – Conclusão da escavação.

Atendendo à Figura 7.170, o próximo passo consiste na execução da estrutura de betão armado do túnel.

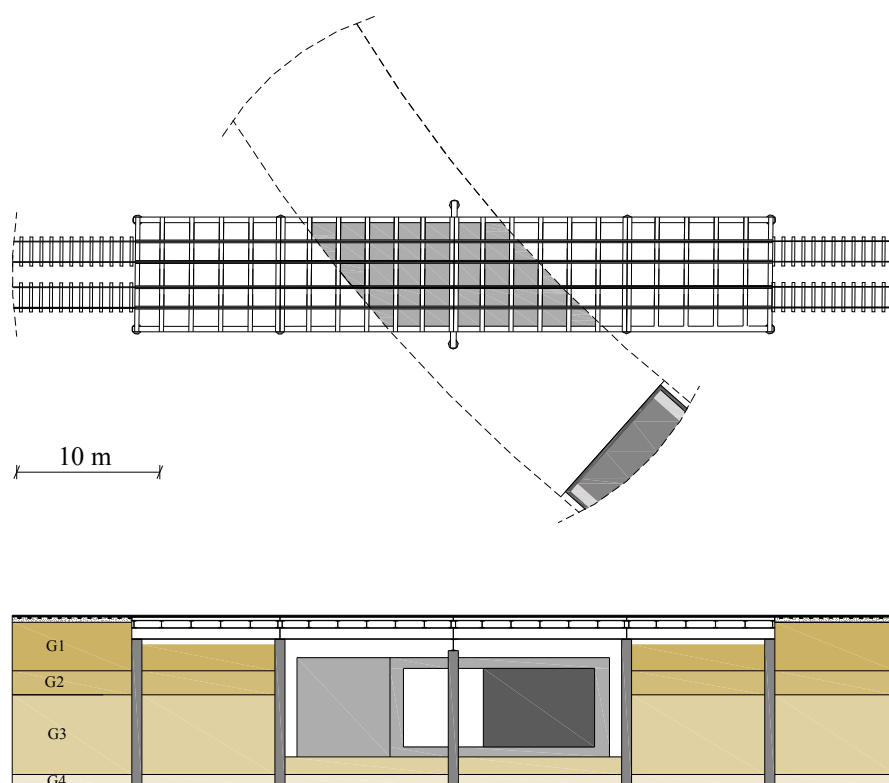


Figura 7.170 – Execução da estrutura de betão armado.

A progressão da execução do túnel está impedida pelas duas estacas centrais, sendo imprescindível removê-las. Contudo, previamente há que assegurar o apoio que estas conferem à estrutura de suspensão de uma forma alternativa. Com efeito, numa primeira fase instalam-se macacos hidráulicos entre a laje de cobertura do túnel e as vigas metálicas, conforme se mostra na Figura 7.171.

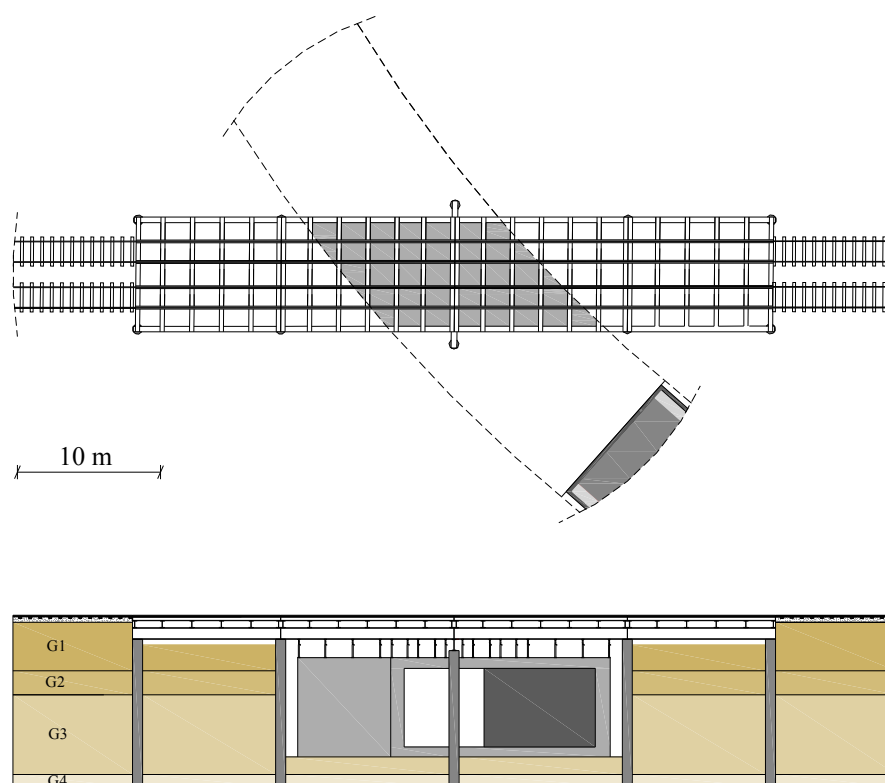


Figura 7.171 – Colocação de macacos entre a laje de cobertura e as vigas metálicas.

Por fim, numa segunda fase e após mobilizada a resistência à compressão dos macacos, remove-se a viga que se apoia nas estacas centrais e, posteriormente, estas. Desta forma, é então possível prosseguir com a execução do túnel, conforme é indicado na Figura 7.172.

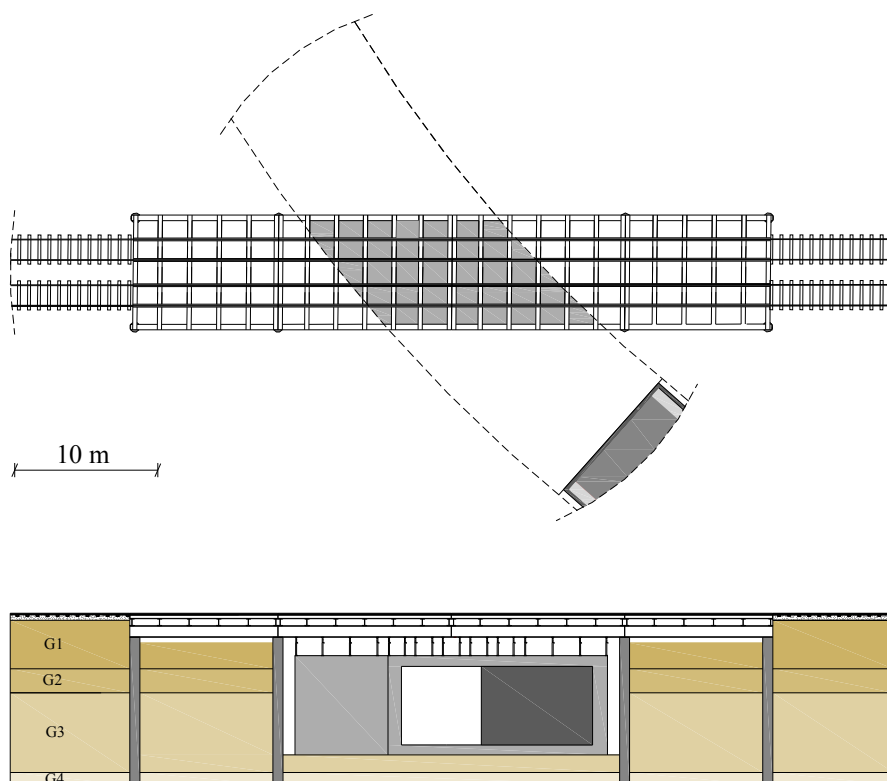


Figura 7.172 – Remoção da viga e estacas centrais.

Para concluir, clarifica-se que o facto de se terem considerado quatro tramos para a estrutura de sustentação e a execução do túnel se desenvolver apenas na zona correspondente aos dois tramos centrais justifica-se com a necessidade de limitar os assentamentos da via-férrea na zona adjacente à escavação. Repare-se que desta forma a via-férrea praticamente não vai sofrer assentamentos provocados pela escavação, o que facilita significativamente a estrutura de contenção a adoptar, pois apenas será necessário assegurar a estabilidade da escavação, sem ter de se atender ao respectivo controlo da deformação.

8

CONCLUSÕES

O salto evolucionar que a Humanidade experimentou durante o Século XX teve também, felizmente, repercussões notáveis no domínio da Engenharia Civil, sendo até, em alguns casos, difícil de distinguir se estas terão sido meras consequências ou mesmo causa daquele. Certamente nuns casos consequências, noutros seguramente causa.

Um dos efeitos mais evidentes foi a mudança do paradigma da utilização do espaço, surgindo as grandes metrópoles até então nunca imaginadas.

A criação de espaços densamente urbanizados veio incrementar a adopção de estruturas de suporte de terras, acrescentando, simultaneamente, exigências ao seu dimensionamento, não tanto decorrentes da verificação da segurança aos Estados Limites Últimos, pois esta tem de ser sempre salvaguardada para qualquer situação, mas antes relacionadas com o comportamento nos Estados Limites de Utilização, particularmente, o controlo da deformação.

Desta forma, o estudo de um novo material, de características muito mais variáveis, de tratamento mais complexo e, por isso, de comportamento menos previsível do que o aço e o betão – o solo – suscitou especial interesse.

Compreende-se assim que no domínio das estruturas de suporte de terras, a avaliação das características do solo, quer na perspectiva das acções, quer na das reacções, condicione de forma decisiva a definição das estruturas, o que releva a importância da geotecnia, posicionando-a como ponto de partida de todo o processo de dimensionamento.

O estudo geológico-geotécnico do presente trabalho envolveu a realização de ensaios *in situ* e de ensaios de laboratório, sendo os parâmetros de resistência estimados a partir dos primeiros e os parâmetros de deformabilidade com base na consideração conjunta dos dois tipos de ensaios.

Os ensaios *in situ* limitaram-se, na prática, aos resultados dos ensaios SPT, enquanto os de laboratório, consistindo na análise de amostras deformadas, permitiram unicamente a identificação das características físicas das mesmas. Daqui conclui-se que a campanha geológico-geotécnica, em termos da diversidade de meios de prospecção utilizados, foi modesta, fornecendo apenas os parâmetros fundamentais.

O facto apontado não prejudicou de forma alguma, em termos de segurança, o dimensionamento, pelo contrário. Com efeito, o desconhecimento de algumas características do solo obrigou à adopção de um comportamento mais prudente. Concretamente, o desconhecimento da parcela coesiva levou ao tratamento do solo como um material puramente friccional, o que naturalmente conduziu ao sobredimensionamento das estruturas. Contudo, entre arbitrar valores para a coesão, ainda que tendo

em consideração solos semelhantes, ou simplesmente não considerá-la, optou-se por a última hipótese. E foi precisamente neste ponto que se manifestaram as limitações apontadas à campanha de caracterização geológico-geotécnica, pois se esta tivesse incluído ensaios de laboratório de amostras indeformadas, certamente seria possível fazer intervir a componente coesiva no dimensionamento, o que teria uma tradução positiva no plano económico. É certo que tal procedimento oneraria a campanha de prospecção, porém, em termos globais, provavelmente conduziria a uma redução de custos.

O estudo da totalidade da extensão do túnel conduziu a secções de profundidades muito distintas, o que se consumou no dimensionamento de diversas estruturas.

Começando pelas profundidades mais reduzidas, refere-se que o dimensionamento dos muros de suporte foi condicionado pela verificação das disposições associadas aos Estados Limites de Utilização, em concreto, pelo controlo da deformação. O estudo destes elementos permitiu também avaliar a importância que a fluência e a fendilhação do betão têm na definição da respectiva deformação.

Para as profundidades intermédias das rampas de acesso recorreu-se a cortinas autoportantes, tendo-se efectuado um estudo comparativo entre uma solução convencional e uma solução alternativa em que a cortina era dotada de um apoio superior em fase de construção até se proceder à execução de uma laje de fundo. Os resultados desta comparação revelaram-se muito positivos, pois foi possível verificar uma redução significativa dos esforços de flexão, o que permitiu proceder ao redimensionamento da estrutura, para além de se registar um desempenho superior em serviço.

A contenção das zonas mais profundas das rampas de acesso foi assegurada por cortinas monoapoiadas. Devido à proximidade da via-férrea na transição da rampa Sul para o túnel, o controlo de deformações assumiu particular relevância, tendo por isso resultado daí a secção considerada para dimensionamento. Para acautelar os assentamentos resultantes da respectiva construção, foram abordadas duas hipóteses distintas. Num primeiro caso equacionou-se o controlo dos assentamentos através da rigidez da cortina, no entanto, por este método poder exigir a adopção de soluções bastante dispendiosas, levou à consideração de uma hipótese alternativa para consegui-lo, concretamente, através da previsão de um sistema de escoramento pré-esforçado, que se veio a revelar muito eficaz.

A estabilidade da escavação necessária à construção do túnel foi garantida por uma cortina de contenção tipo Berlim de madeira apoiada por ancoragens. A selecção desta solução justifica-se pela facilidade que permite no controlo dos assentamentos, aspecto que é de importância fulcral.

Passando ao túnel, relembra-se que a sua estrutura consistiu num quadro de betão armado. O respectivo dimensionamento foi condicionado pelo cumprimento dos requisitos decorrentes dos Estados Limites de Utilização, como o controlo de tensões e de deformação. Devido à incerteza da posição do nível freático, a rotura por levantamento, na literatura inglesa designada por *uplift*, exigiu que se procedesse à verificação correspondente.

Relativamente às demais estruturas, a prevista para assegurar a suspensão provisória da via-férrea veio acrescentar uma condicionante ao dimensionamento, pois a necessidade de assegurar o funcionamento ininterrupto desta via influenciou a estrutura adoptada assim como a forma de a implementar.

Por fim, atendendo a um aspecto mais geral e não tanto relacionado com uma estrutura particular, refere-se que as estruturas de suporte de terras são particularmente condicionadas pela verificação das disposições regulamentares associadas aos Estados Limites de Utilização. O que foi exposto pode ser explicado pelo quociente entre as acções permanentes e as acções variáveis ser maior neste tipo de estruturas do que em outros tipos, como, por exemplo, os edifícios, pois, em muitas situações, a

solicitação total é muito próxima da que resulta da simples consideração das acções permanentes provocadas pelo peso próprio das terras, o que aproxima os esforços verificados nos Estados Limites de Utilização dos previstos para os Estados Limites Últimos – facto que deverá ser tido em conta na aplicação de determinadas disposições do EC2 a estruturas de suporte de terras.

BIBLIOGRAFIA

Barros, H., Figueiras, J. (2007). *Tabelas e ábacos de dimensionamento de acordo com o Eurocódigo 2*, Textos de apoio, FEUP, Porto.

Caquot, A., Kérisel, J. (1948). *Tables for the calculation of passive pressure, active pressure, active bearing capacity foundations*. Gauthier-Villars, Paris.

Conceição, M., Cardoso, A., Baião, C., Brito, J. (2006). *Estação 24 de Agosto do Metro do Porto. Influência de aspectos executivos no comportamento da escavação*. 10º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa.

Davis, E. H., Poulos, H. G. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*. John Wiley & Sons, New York.

EUROCÓDIGO (2002). *Bases para o projecto de estruturas*. EN 1990. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

EUROCÓDIGO 2 (2004). *Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1. Regras gerais e regras para edifícios*. EN 1992-1-1. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

EUROCÓDIGO 7 (2004). *Projecto geotécnico – Parte 1. Regras gerais*. EN 1997-1. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

FASE (2004a). *Metro do Porto. Inserção urbana entre a Avenida de França e Ramalde. Estudo geológico e geotécnico. Projecto de execução*. FASE, Porto.

FASE (2004b). *Metro do Porto. Inserção urbana entre a Casa da Música e Ramalde. Fundações e estruturas. Ramalde-Casa da Música*. FASE, Porto.

Figueiras, J. (1997). *Verificação aos Estados Limites de Utilização*, Textos de apoio, FEUP, Porto.

Guerra, N. (1999). *Mecanismo de colapso de cortinas de contenção tipo Berlim por perda de equilíbrio vertical*. Dissertação de Doutoramento, IST.

Lima, J., Monteiro, V., Mun, M. (2004). *Betão armado. Esforços normais e de flexão*. LNEC, Lisboa.

Martins, J., Miranda, T. (2003). *Ensaaios de penetração nos Solos Graníticos da Região Norte de Portugal. Algumas Correlações*. Revista de Engenharia Civil da Universidade do Minho, Maio/2003, páginas 5 a 20, UM, Guimarães.

Matos Fernandes, M. (1990). *Estruturas de suporte de terras*, Textos de apoio, FEUP, Porto.

Matos Fernandes, M. (1994). *Mecânica dos Solos*, Vol. I, FEUP, Porto.

Matos Fernandes, M. (1995). *Mecânica dos Solos*, Vol. II, FEUP, Porto.

Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios. *Decreto-lei 211/86, de 31 de Julho.*

Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes. *Decreto-lei 235/83, de 31 de Maio.*

Rios Silva, S. (2007). *Modelação do faseamento construtivo da escavação e contenção periférica da trincheira de acesso à Estação da Casa da Música do Metro do Porto.* Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Rogers, J. (2006). *Gow, Mohr, Terzaghi and the origins of the standard penetration test.* Association of environmental and engineering geologists, 3/11/2006, University of Missouri-Rolla, Boston.

Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações directas.* Dissertação de Doutoramento, FEUP.

White R. E. (1975). *Diaphragm Walls & Anchorages.* Proceedings of the Conference organized by the Institution of Civil Engineers and held in London, 18-20/9/1974, Londres, páginas 181 a 188, Institution of Civil Engineering, Londres.

<http://www.digger.gr>, 2008

<http://e-geo.ineti.pt>, 2008

<http://www.metrodoporto.pt>, 2008

ANEXOS

- Anexo A1:** Resultados dos ensaios geológico-geotécnicos
- Anexo A2:** Tratamento das sondagens SPT
- Anexo A3:** Zonamento geológico-geotécnico e perfil longitudinal
- Anexo A4:** Planta e directriz
- Anexo A5:** Perfis transversais
- Anexo A6:** Muros de suporte de gravidade de betão armado
- Anexo A7:** Esforços e parâmetros utilizados na determinação das tensões dos perfis verticais da cortina de contenção tipo Berlim de madeira
- Anexo A8:** Diagramas de esforços do túnel (paredes e laje de fundo)
- Anexo A9:** Pormenorização das soluções estruturais – Desenhos das peças de betão armado

S E G serviços de engenharia e geotecnia, S.A.		SONDAGEM Nº S5
PROJECTO: INSCRIÇÃO URBANA ENTRE AV. FRANÇA E RAMALDE (LINHA C)	CLIENTE: GGC, LDA	EMPRESA:

DIAMETRO 0.00- 3.00m=108mm 3.00- 15.00m= 83mm	LOCALIZAÇÃO: Porto COMPRIMENTO: 15.00 m INCLINAÇÃO: 90° COORDENADAS: M = m P = m	Nº OBRA...: 637.03 TIPO SOND.: ROTAÇÃO INICIO...: 04/08/2003 TÉRMINO...: 04/08/2003 Página 1 de 2
TUBAGEM 0.00- 15.00m= 98mm		
EQUIPAMENTO Edeco Tecso T70		

C O M P. (m)	■ -R.Q.D. ■ -RECUP. (%) 30 60 90	F R A T U R.	A L T E R. A.	U N. G E O T.	S I M B O L.	E S T R A T.	D E S C R I Ç A O	E N S A I O S E A M O S T R A G E M				N. A G U A	P I E Z O M.
								E N S A I O S S. P. T.			P E N.		
								1ª F.	2ª e 3ª FASE (nº de pancadas) 10 20 30 40 50				
0					##		Terra vegetal.						
1					++		G1						
2					++		Solo residual granítico de grau médio castanho acinzentado.	1	(4+7)	30			
3			2.5		++		G3	20	(24+17)	30			
4					++		3.5						
5					++			16	(28+32)	30			
6					++		G4	13	(33+27)	24			
7					++								
8					++			14	(29+31)	28			
9					++								
10			W5		++		Maciço granítico decomposto de grau médio cinzento, acastanhado até aos 12.0m e acinzentado até à base da sondagem.	13	(34+26)	25			

OBSERVAÇÕES: O nível da água foi medido dia 05/08/03.
O SPT dos 10.50m penetrou 0.15m.
" " 12.00m " 0.13m.
" " 13.50m " 0.14m.
" " 15.00m " 0.10m.

FEITO POR:	
VERIFICADO POR:	

S E G serviços de engenharia e geotecnia, S.A.		SONDAGEM Nº S5
PROJECTO: INERÇÃO URBANA ENTRE AV. FRANÇA E RAMALDE (LINHA C)	CLIENTE: GGC. LDA	EMPRESA:

DIAMETRO	0.00- 3.00m=108mm 3.00- 15.00m= 83mm	LOCALIZAÇÃO: Porto	Nº OBRA...: 637.03
TUBAGEM	0.00- 15.00m= 98mm	COMPRIMENTO: 15.00 m	TIPO SOND.: ROTAÇÃO
EQUIPAMENTO	Edeco Tecso T70	COTA Z = 72.2 m	INICIO...: 04/08/2003
		INCLINAÇÃO.: 90°	TÉRMINO...: 04/08/2003
		COORDENADAS: M = m P = m	Página 2 de 2

C O M P. (m)	■ -R.O.D. ■ -RECUP. (%) 30 60 90	F R A T U R. R.	A L T E R A. A.	U N. G E O T.	S I M B O L.	E S T R A T.	D E S C R I Ç A O	E N S A I O S E A M O S T R A G E M				N. A G U A	P I E Z O M.
								E N S A I O S S . P . T .					
								1ª F.	2ª e 3ª FASE (nº de pancadas) 10 20 30 40 50				
10					++								
11					++			60		0			
12					++		G4	60		0			
13					++			60		0			
14					++			60		0			
15					++		F I M	60		0			
16													
17													
18													
19													
20													

OBSERVAÇÕES:		FEITO POR:	
		VERIFICADO POR:	

S E G serviços de engenharia e geotecnia, S.A.		SONDAGEM Nº S6
PROJECTO: INSCRIÇÃO URBANA ENTRE AV. FRANÇA E RAMALDE (LINHA C)		CLIENTE: GGC, LDA EMPRESA:

DIAMETRO 0.00- 1.50m=108mm 1.50- 10.50m= 83mm 10.50- 20.00m= 76mm	LOCALIZAÇÃO: Porto COMPRIMENTO: 20.00 m COTA Z = 75.2 m INCLINAÇÃO: 90° AZIMUTE: ° COORDENADAS: M = m P = m	Nº OBRA...: 637.03 TIPO SOND.: ROTAÇÃO INICIO....: 08/08/2003 TÉRMINO....: 12/08/2003 Página 1 de 2
TUBAGEM 0.00- 11.80m= 98mm		
EQUIPAMENTO Atlas Copco A32		

C O M P. (m)	-R.Q.D. -RECUP. (%) 30 60 90	F R A T U R. A.	A L T E R A. T.	U N. G E O T.	S I M B O L.	E S T R A T.	D E S C R I Ç A O	E N S A I O S E A M O S T R A G E M				N. A G U A	P I E Z O M.
								E N S A I O S S. P. T.			P E N.		
								1. F.	2. e 3. F. (nº de pancadas) 10 20 30 40 50				
0					# #		Terra vegetal.						
1					-.-		Solo areno-argiloso acastanhado, de origem granítica.						
2					+		1.3	(4+5)	30				
3					+		G1	(7+9)	30				
4					+		Solo residual granítico de grau médio castanho acinzentado.						
5					+			(12+15)	30				
6					+		G2	(19+41)	30				
7					+		G3	(16+36)	30				
8					+			(24+36)	29				
9					+		Maciço granítico decomposto de grau médio castanho acinzentado.						
10					+		G4						

OBSERVAÇÕES: O nível da água foi medido dia 13/08/03.

FEITO POR:	
VERIFICADO POR:	

S E G serviços de engenharia e geotecnia, S.A.		SONDAGEM Nº S6
PROJECTO: INSERÇÃO URBANA ENTRE AV. FRANÇA E RAMALDE (LINHA C)		CLIENTE: GGC, LDA
		EMPRESA:

DIAMETRO 0.00- 1.50m=108mm 1.50- 10.50m= 83mm 10.50- 20.00m= 76mm	LOCALIZAÇÃO: Porto COMPRIMENTO: 20.00 m INCLINAÇÃO.: 90° COORDENADAS: M = m P = m	Nº OBRA.: 637.03 TIPO SOND.: ROTAÇÃO INICIO.: 08/08/2003 TÉRMINO.: 12/08/2003
TUBAGEM 0.00- 11.80m= 98mm	COTA Z = 75.2 m AZIMUTE: °	
EQUIPAMENTO Atlas Copco A32		Página 2 de 2

C O M P. (m)	■ -R.Q.D. ▨ -RECUP. (%) 30 60 90	F R A T U R. A.	A L T E R A.	U N. G E O T.	S I M B O L.	E S T R A T.	D E S C R I Ç Ã O	ENSAIOS E AMOSTRAGEM				N. A G U A	P I E Z O M.	
								ENSAIOS S.P.T.			P E N.			
								1ª F.	2ª e 3ª FASE (nº de pancadas) 10 20 30 40 50					
10								19	(25+35)			28		
11							G4							
12			11.7-11.7 F4	W1			11.7							
13			12.5- F3-2				G5							
14				W3-4										
15			F3-4											
16							Granito de grao médio cinzento acastanhado e acinzentado. A fracturação apresenta-se sub-perpendicular e a 30º em relação ao eixo da sondagem. As fracturas estão algo oxidadas e com algum fino preenchimento argiloso principalmente a topo.							
17			16.7- F4											
18			17.3- F2											
19				W3-2										
20			F4				F I M							
OBSERVAÇÕES:								FEITO POR:						
								VERIFICADO POR:						

S E G serviços de engenharia e geotecnia, S.A.		SONDAGEM N° 57	
PROJECTO: INSERÇÃO URBANA ENTRE AV. FRANÇA E RAMALDE (LINHA C)		CLIENTE: GGC, LDA	EMPRESA:

DIAMETRO	0.00- 1.50m=101mm 1.50- 20.00m= 76mm	LOCALIZAÇÃO: Porto	N° OBRA...: 637.03
TUBAGEM	0.00- 4.00m= 98mm	COMPRIMENTO: 20.00 m	TIPO SOND.: ROTAÇÃO
EQUIPAMENTO	Atlas Copco A32	COTA Z = 76.5 m	INICIO...: / /
		INCLINAÇÃO.: 90°	TÉRMINO...: / /
		COORDENADAS: M = m P = m	Página 1 de 2

C O M P. (m)	-R.Q.D. -RECUP. (%) 30 60 90	F R A T U R. A.	A L T E R. A.	U N. G E O T.	S I M B O L.	E S T R A T.	D E S C R I Ç Ã O	ENSAIOS E AMOSTRAGEM			N. A G U A	P I E Z O M.
								ENSAIOS S.P.T.		P E N.		
								1ª F.	2ª e 3ª FASE (n° de pancadas) 10 20 30 40 50			
0							Pavimento em cimento.					
1					/ /		Aterro heterógeneo de solos graníticos.					
2					/ /		G1	17	(40+20)	18		
3					/ /		G4					
4					/ /		G5					
5					++							
6					++							
7					++							
8					++							
9					++							
10					++		Granito de grao médio cinzento					

OBSERVAÇÕES: Nivel de água medido a 25/08/2003. Fracturação: dos 15.20m aos 20.00m ocorrem passagens F5.		FEITO POR:	
		VERIFICADO POR:	

S E G serviços de engenharia e geotecnia, S.A.		SONDAGEM N° S8
PROJECTO: INERÇÃO URBANA ENTRE AV. FRANÇA E RAMALDE (LINHA C)		CLIENTE: GGC, LDA EMPRESA:

DIAMETRO 0.00 - 1.50m = 101mm 1.50 - 6.00m = 83mm 6.00 - 20.00m = 76mm	LOCALIZAÇÃO: Porto COMPRIMENTO: 20.00 m INCLINAÇÃO: 90° COORDENADAS: M = m P = m	N° OBRA: 637.03 TIPO SOND.: ROTAÇÃO INICIO: 05/08/2003 TÉRMINO: 07/08/2003 Página 1 de 2
TUBAGEM 0.00 - 6.70m = 98mm		
EQUIPAMENTO Atlas Copco A32		

C O M P. (m)	-R.Q.D. -RECUP. (%) 30 60 90	F R A T U R. A.	A L T E R A.	U N. G E O T.	S I M B O L.	E S T R A T.	D E S C R I Ç A O	ENSAIOS E AMOSTRAGEM				N. A G U A	P I E Z O M.
								ENSAIOS S.P.T.			P E N.		
								1ª F.	2ª e 3ª FASE (nº de pancadas) 10 20 30 40 50				
0													
1							Aterro heterogeneo, constituído por solos graníticos.						
2							1.9						
3							G ₁ /G ₂						
4							Solo residual granítico de grau médio, acastanhado.						
5													
6													
7							6.7						
8							G ₅						
9													
10													

OBSERVAÇÕES: O SPT dos 16.5m penetrou 8cm.	FEITO POR: VERIFICADO POR:

S E G serviços de engenharia e geotecnia, S.A.		SONDAGEM N° S8
PROJECTO: INSERÇÃO URBANA ENTRE AV.FRANÇA E RAMALDE (LINHA C)	CLIENTE: GGC, LDA	EMPRESA:

DIAMETRO 0.00- 1.50m=101mm 1.50- 6.00m= 83mm 6.00- 20.00m= 76mm	LOCALIZAÇÃO: Porto COMPRIMENTO: 20.00 m INCLINAÇÃO.: 90° COORDENADAS: M = m P = m	N° OBRA...: 637.03 TIPO SOND.: ROTAÇÃO INICIO....: 05/08/2003 TÉRMINO...: 07/08/2003
TUBAGEM 0.00- 6.70m= 98mm	COTA Z = 77.2 m AZIMUTE: °	
EQUIPAMENTO Atlas Copco A32		Página 2 de 2

C O M P. (m)	■ -R.Q.D. ▨ -RECUP. (%) 30 60 90	F R A T U R. A.	A L T E R A.	U N. G E O T.	S I M B O L.	E S T R A T.	D E S C R I Ç Ã O	ENSAIOS E AMOSTRAGEM					N. A G U A	P I E Z O M.
								ENSAIOS S.P.T.						
								1º F.	2º e 3º FASE (nº de pancadas) 10 20 30 40 50					
10					++		Granito de grao médio, cinzento acastanhado, até aos 17.5m, passando a amarelado. As fracturas apresentam-se algo oxidadas e com fino preenchimento argiloso, essencialmente a topo. A fracturação predominante apresenta-se sub-perpendicular e a 45º, surgindo pontualmente sub-paralela e a 30º em relação ao eixo da sondagem.							
11		F3-4			++									
12		12.3- F4-5	W3		++									
13					++									
14		F3-4			++									
15					++									
16		15.5-15.5- F5			++									
17		16.5- W4-5			++				60		0			
18		17.5- F3-4			++									
19		W3-2			++									
20					++									
F I M														
OBSERVAÇÕES:										FEITO POR:				
										VERIFICADO POR:				

S E G serviços de engenharia e geotecnia, S.A.		SONDAGEM N° S9
PROJECTO: INSERÇÃO URBANA ENTRE AV. FRANÇA E RAMALDE (LINHA C)		CLIENTE: GGC, LDA EMPRESA:

DIAMETRO 0.00- 3.00m= 83mm 3.00- 13.00m= 86mm 13.00- 20.00m= 76mm	LOCALIZAÇÃO: Porto COMPRIMENTO: 20.00 m INCLINAÇÃO.: 90° COORDENADAS: M = m P = m	N° OBRA...: 637.03 TIPO SOND.: ROTAÇÃO INICIO....: 05/08/2003 TÉRMINO...: 06/08/2003 Página 1 de 2
TUBAGEM 0.00- 4.50m= 98mm		
EQUIPAMENTO Edeco - T70		

C O M P. (m)	■ -R.Q.D. ■ -RECUP. (%) 30 60 90	F R A T U R. U. R.	A L T E R A. A.	U. N. G E O T.	S I M B O L.	E S T R A T.	D E S C R I Ç A O	ENSAIOS E AMOSTRAGEM				N. A G U A	P I E Z O M.
								ENSAIOS S.P.T.			P E N.		
								1ª F.	2ª e 3ª FASE (nº de pancadas) 10 20 30 40 50				
0					/ /		Pavimento betuminoso sobre toutvenant.						
1					/ /		0.5						
2					/ /		G1	4	(3+6)	30			
3					/ /		Aterro heterogéneo constituído por solo arenoso de origem granítica, acastanhado.	7	(7+7)	30			
4			3.5		+		3.5						
5			4.7	W5	+		G4	60		0			
6			4.7	F2	+		4.7						
7				W3-4	+		G5						
8				F4-3	+								
9				F4-5	+								
10				F3-2	+								

OBSERVAÇÕES:
O furo colapsou aos 0.7m.
O SPT dos 4.5m penetrou 14cm.

FEITO POR:	
VERIFICADO POR:	

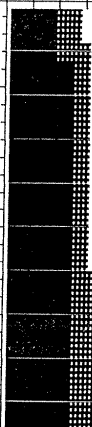
S E G serviços de engenharia e geotecnia, S.A.		SONDAGEM N° S9
PROJECTO: INSERÇÃO URBANA ENTRE AV. FRANÇA E RAMALDE (LINHA C)	CLIENTE: GGC, LDA	EMPRESA:

DIAMETRO 0.00- 3.00m= 83mm 3.00- 13.00m= 86mm 13.00- 20.00m= 76mm	LOCALIZAÇÃO: Porto COMPRIMENTO: 20.00 m INCLINAÇÃO.: 90° COORDENADAS: M = m P = m	COTA Z = 78.0 m AZIMUTE: °	N° OBRA...: 637.03 TIPO SOND.: ROTAÇÃO INICIO....: 05/08/2003 TÉRMINO....: 06/08/2003 Página 2 de 2
TUBAGEM 0.00- 4.50m= 98mm			
EQUIPAMENTO Edeco - T70			

C O M P. (m)	■ -R.Q.D. ■ -RECUP. (%) 30 60 90	F R A T U R. A.	A L T E R A.	U N. G E O T.	S I M B O L.	E S T R A T.	D E S C R I Ç A O	E N S A I O S E A M O S T R A G E M					N. A G U A	P I E Z O M.
								E N S A I O S S. P. T.						
								1ª F.	2ª e 3ª FASE (nº de pancadas) 10 20 30 40 50			P E N.		
10					++		Granito de grao médio, castanho acinzentado, até aos 18.0m, passando a castanho amarelado. As fracturas apresentam-se oxidadas para a base e com algum fino preenchimento argiloso, principalmente a topo. A fracturação predominante apresenta-se sub-perpendicular e pontualmente paralela e a 30° em relação ao eixo da sondagem.							
11					++									
12					++									
13		F4			++									
14					++									
15		F3-2			++									
16					++									
17		F4-3			++									
18					++									
19		F3-2			++									
20					++									
		F3-4			++									
					++									
		F2			++									
					++									
					++									
					++									
F I M														
OBSERVAÇÕES:										FEITO POR:				
										VERIFICADO POR:				

S E G serviços de engenharia e geotecnia, S.A.		SONDAGEM N° S10
PROJECTO: INSERÇÃO URBANA ENTRE AV. FRANÇA E RAMALDE (LINHA C)		CLIENTE: GGC, LDA
		EMPRESA:

DIAMETRO 0.00- 1.50m=108mm 1.50- 6.00m= 83mm 6.00- 15.00m= 76mm	LOCALIZAÇÃO: Porto COMPRIMENTO: 15.00 m INCLINAÇÃO.: 90° COORDENADAS: M = m P = m	N° OBRA...: 637.03 TIPO SOND.: ROTAÇÃO INICIO....: 12/08/2003 TÉRMINO...: 14/08/2003
TUBAGEM 0.00- 7.50m= 98mm		
EQUIPAMENTO Atlas Copco A32		Página 2 de 2

C O M P. (m)	■ -R.Q.D. ▨ -RECUP. (%) 30 60 90	F R A T U R. A.	A L T E R A. G E O T.	U N. S I M B O L.	E S T R A T.	D E S C R I Ç A O	ENSAIOS E AMOSTRAGEM					N. A G U A	P I E Z O M.
							ENSAIOS S.P.T.						
							1ª F.	2ª e 3ª FASE (nº de pancadas) 10 20 30 40 50					
10			W4-3	+	+	Granito de grao médio, castanho acinzentado. As fracturas apresentam-se oxidadas e com algum fino preenchimento argiloso. A fracturação predominante apresenta-se sub-perpendicular a 45º e 30º em relação ao eixo da sondagem.							
11				+	+								
				+	+								
				+	+								
12			W3	+	+								
				+	+								
				+	+								
				+	+								
13			F3-4	W3-4	+		+						
					+		+						
					+		+						
14			W3	+	+								
				+	+								
				+	+								
15				+	+	F I M							
16													
17													
18													
19													
20													
OBSERVAÇÕES:											FEITO POR:		
											VERIFICADO POR:		

**DPSH**

PENETRÓMETRO DINÂMICO SUPER PESADO

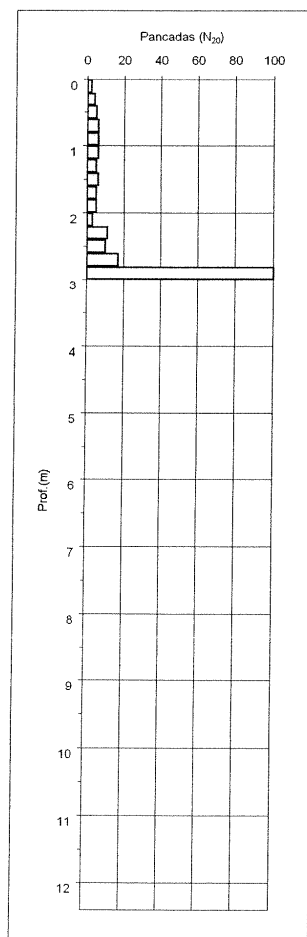
PROJECTO: INSERÇÃO URBANA - AV. FRANÇA/RAMALDE
LOCAL: PORTO
CLIENTE: GGC,LDA

OBRA: 637.03
DATA: 04-08-2003

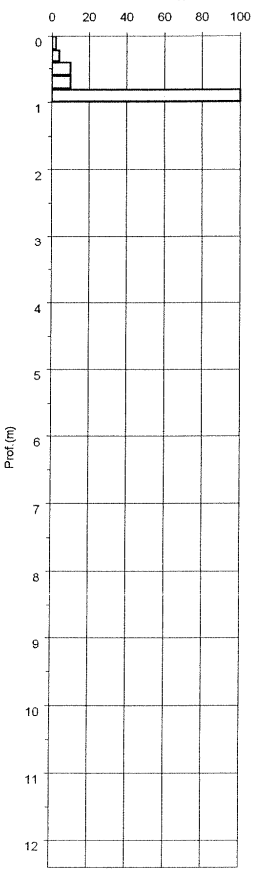
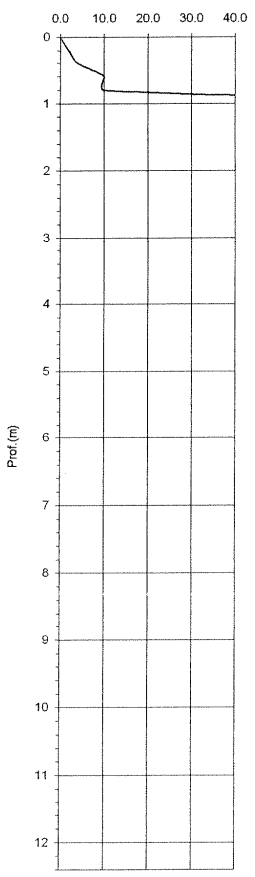
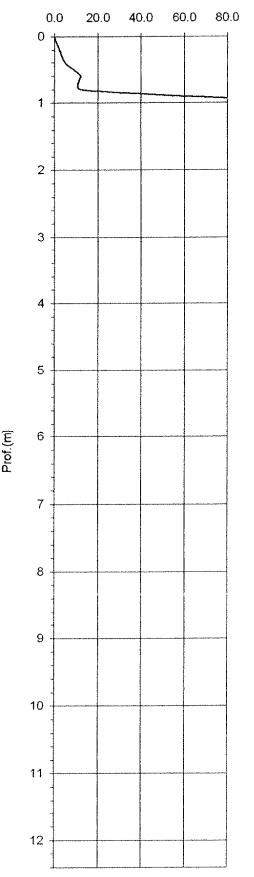
ENSAIO DPSH 2

COORDENADAS M: m P: m COTA: 0 m

PROFUNDIDADE MÁXIMA DO ENSAIO:	3.0	m	AVANÇO UNITÁRIO:	20.0	cm
PESO DO MARTELO:	63.5	kg	ALTURA DE QUEDA:	75.0	cm
PESO DO BATENTE + VARA GUIA + PONTEIRA:	13.0	kg	SECÇÃO DA PONTEIRA:	20.0	cm ²
PESO DAS VARAS:	6.0	kg	COMPRIMENTO DAS VARAS:	1.0	m
EQUIPA DE SONDAGEM:			PONTEIRA PERDIDA:		



		DPSH PENETRÓMETRO DINÂMICO SUPER PESADO	
PROJECTO: INSERÇÃO URBANA - AV. FRANÇA/RAMALDE LOCAL: PORTO CLIENTE: GGC, LDA		OBRA: 637.03 DATA: 04-08-2003	ENSAIO DPSH 3
COORDENADAS M:		P:	COTA: 0 m
PROFUNDIDADE MÁXIMA DO ENSAIO: 1.0 m PESO DO MARTELO: 63.5 kg PESO DO BATENTE + VARA GUIA + PONTEIRA: 13.0 kg PESO DAS VARAS: 6.0 kg EQUIPA DE SONDAGEM:		AVANÇO UNITÁRIO: 20.0 cm ALTURA DE QUEDA: 75.0 cm SECÇÃO DA PONTEIRA: 20.0 cm ² COMPRIMENTO DAS VARAS: 1.0 m PONTEIRA PERDIDA	

Pancadas (N₂₀) 	Qd (MPa) 	Rd (MPa) 

OBSERVAÇÕES:
 A ponteira penetrou 0,18m

Quadro A.1 – Tratamento detalhado dos resultados da sondagem SPT5.

SPT5											
Prof. (m)	C_l	C_ϕ	C_N	1ª Fase	2ª Fase	3ª Fase	Penetração (cm)	N_{SPT}	$(N_1)_{SPT}$	$\sigma'[(N_1)_{SPT}]$ (Décourt)	$\sigma'[(N_1)_{SPT}]$ (Décourt)-3°
1.5	0.75	1.00	1.83	1	4	7	30	11	15.1	35.4	32.4
3.0	0.75	1.00	1.29	20	24	17	30	41	39.7	41.9	38.9
4.5	0.85	1.00	1.05	16	28	32	30	60	53.8	43.9	40.9
6.0	0.85	1.00	0.91	13	33	27	24	60	46.6	42.9	39.9
7.5	0.95	1.00	0.82	14	29	31	28	60	46.5	42.9	39.9
9.0	0.95	1.00	0.75	13	34	26	25	60	42.5	42.3	39.3

Quadro A.2 – Tratamento detalhado dos resultados da sondagem SPT6.

SPT6											
Prof. (m)	C_l	C_ϕ	C_N	1ª Fase	2ª Fase	3ª Fase	Penetração (cm)	N_{SPT}	$(N_1)_{SPT}$	$\sigma'[(N_1)_{SPT}]$ (Décourt)	$\sigma'[(N_1)_{SPT}]$ (Décourt)-3°
1.5	0.75	1.0	1.83	3	4	5	30	9	12.3	34.0	31.0
3.0	0.75	1.0	1.29	4	7	9	30	16	15.5	35.6	32.6
4.5	0.85	1.0	1.05	8	12	15	30	27	24.2	38.6	35.6
6.0	0.85	1.0	0.91	15	19	41	30	60	46.6	42.9	39.9
7.5	0.95	1.0	0.82	12	16	36	30	52	40.3	42.0	39.0
9.0	0.95	1.0	0.75	15	24	36	29	60	42.5	42.3	39.3
10.5	1.0	1.0	0.69	19	25	35	28	60	41.4	42.1	39.1

Quadro A.3 – Tratamento detalhado dos resultados da sondagem SPT7.

SPT7											
Prof. (m)	C_l	C_ϕ	C_N	1ª Fase	2ª Fase	3ª Fase	Penetração (cm)	N_{SPT}	$(N_1)_{SPT}$	$\sigma'[(N_1)_{SPT}]$ (Décourt)	$\sigma'[(N_1)_{SPT}]$ (Décourt)-3°
1.5	0.75	1.0	1.83	17	40	20	18	-	-	-	-

Quadro A.4 – Tratamento detalhado dos resultados da sondagem SPT8.

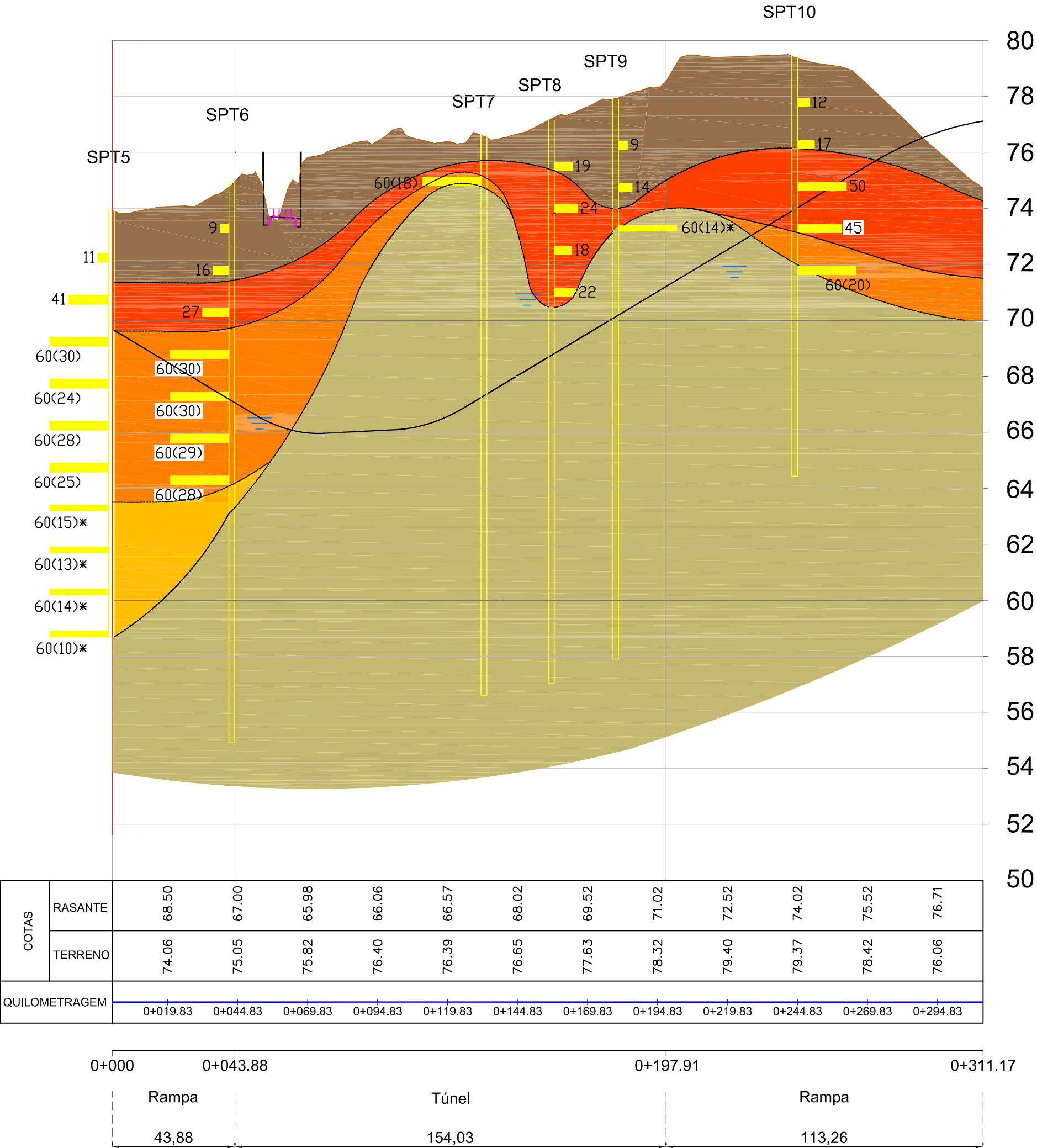
SPT8											
Prof. (m)	C_l	C_ϕ	C_N	1ª Fase	2ª Fase	3ª Fase	Penetração (cm)	N_{SPT}	$(N_1)_{SPT}$	$\sigma'[(N_1)_{SPT}]$ (Décourt)	$\sigma'[(N_1)_{SPT}]$ (Décourt)-3°
1.5	0.75	1.0	1.83	14	6	13	30	19	26.0	39.0	36.0
3.0	0.75	1.0	1.29	13	11	13	30	24	23.2	38.3	35.3
4.5	0.85	1.0	1.05	9	8	10	30	18	16.1	35.9	32.9
6.0	0.85	1.0	0.91	9	10	12	30	22	17.1	36.2	33.2

Quadro A.5 – Tratamento detalhado dos resultados da sondagem SPT9.

SPT9											
Prof. (m)	C _I	C _φ	C _N	1 ^a Fase	2 ^a Fase	3 ^a Fase	Penetração (cm)	N _{SPT}	(N ₁) _{SPT}	Ø'[(N ₁) _{SPT}] (Décourt)	Ø'[(N ₁) _{SPT}] (Décourt)-3°
1.5	0.75	1.0	1.83	4	3	6	30	9	12.3	34.0	31.0
3.0	0.75	1.0	1.29	7	7	7	30	14	13.6	34.7	31.7
4.5	0.85	1.0	1.05	60	-	-	0	-	-	-	-

Quadro A.6 – Tratamento detalhado dos resultados da sondagem SPT10.

SPT10											
Prof. (m)	C _I	C _φ	C _N	1 ^a Fase	2 ^a Fase	3 ^a Fase	Penetração (cm)	N _{SPT}	(N ₁) _{SPT}	Ø'[(N ₁) _{SPT}] (Décourt)	Ø'[(N ₁) _{SPT}] (Décourt)-3°
1.5	0.75	1.0	1.83	4	5	7	30	12	16.4	36.0	33.0
3.0	0.75	1.0	1.29	6	7	10	30	17	16.5	36.0	33.0
4.5	0.85	1.0	1.05	15	20	30	30	50	44.8	42.6	39.6
6.0	0.85	1.0	0.91	15	20	25	30	45	34.9	41.0	38.0
7.5	0.95	1.0	0.82	19	41	19	20	60	46.5	42.9	39.9



LEGENDA:

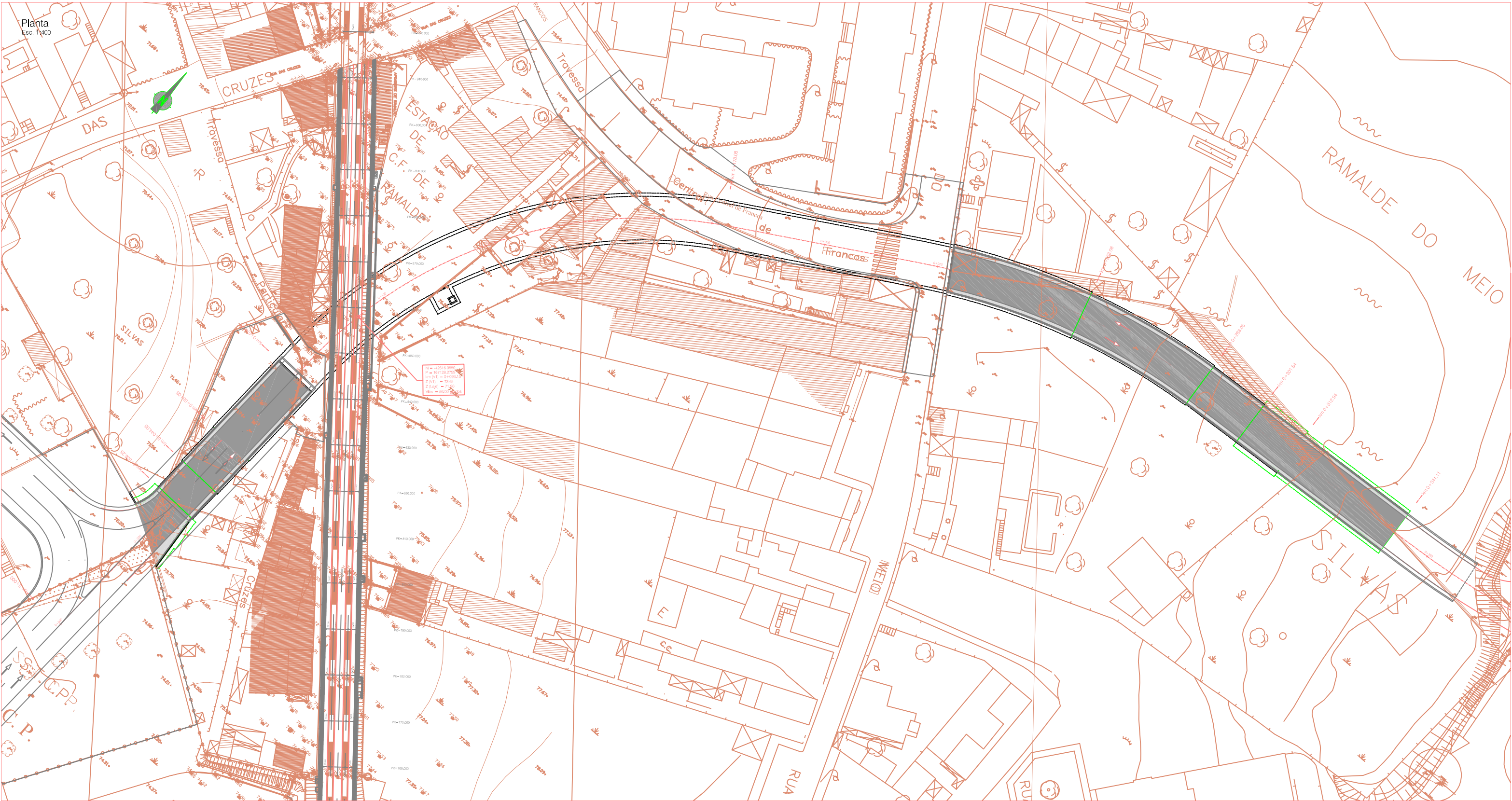
- G1 - Aterros e solos soltos
N(SPT) < 20
- G2 - Solos residuais graníticos medianamente compactos a compactos
20 < N(SPT) < 50
- G3 - Solos residuais graníticos muito compactos a maciço descomposto (W5)
60 < N(SPT) (Nega na 2ª fase)
- G4 - Maciço granítico alterado (W4)
60 < N(SPT) (Nega na 1ª fase)
- G5 - Maciço granítico medianamente alterado (W3)

SPT - Sondagem

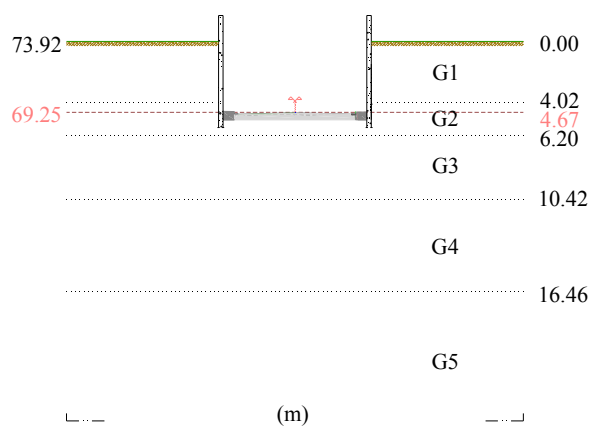
- N(SPT)
- Nível freático
- 60(10) nega - 60 panc. (penetração em cm)
- 60(10)* nega na 1ª fase

— Rasante

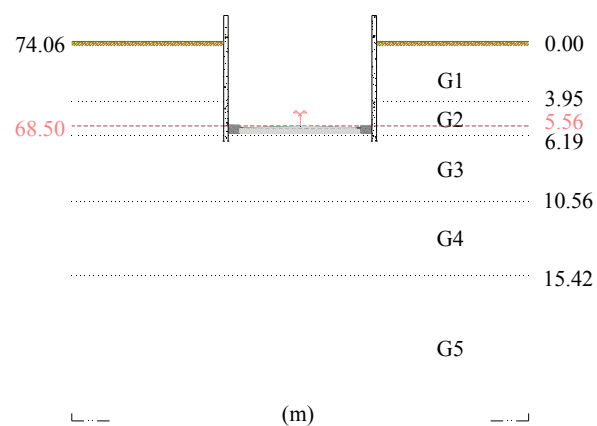
(Esc. vertical = 10 Esc. horizontal)



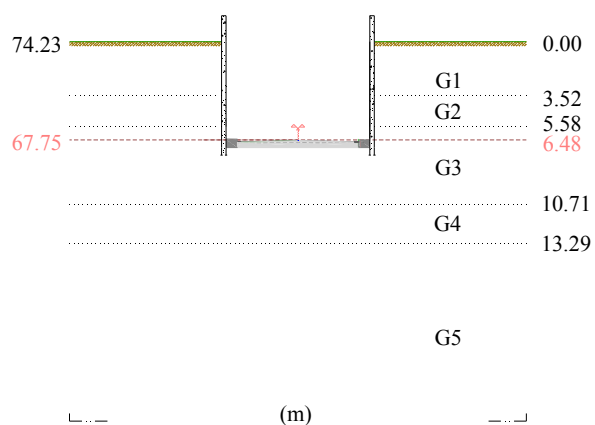
Perfil Transversal 1: 0+030.17 a 0+037.5



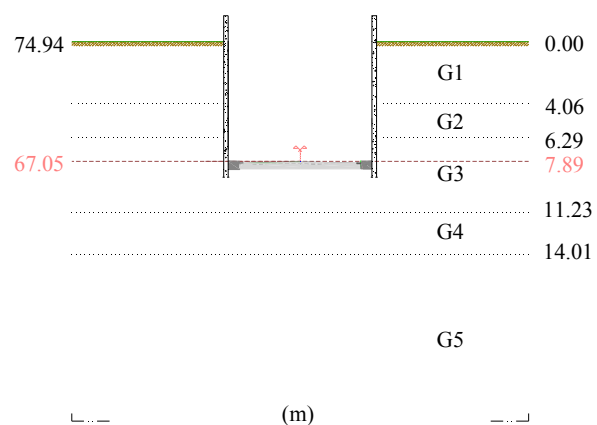
Perfil Transversal 2: 0+037.5 a 0+050



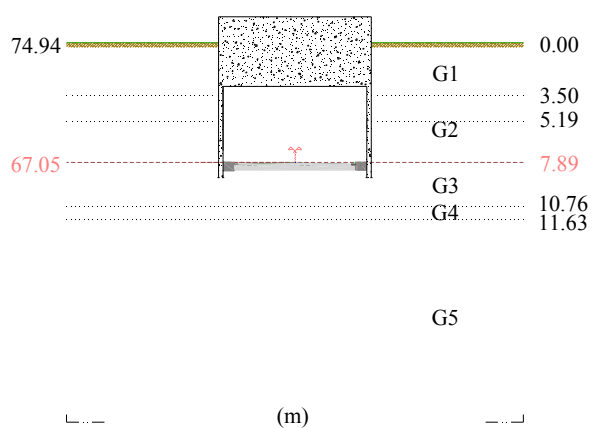
Perfil Transversal 3: 0+050 a 0+062.5



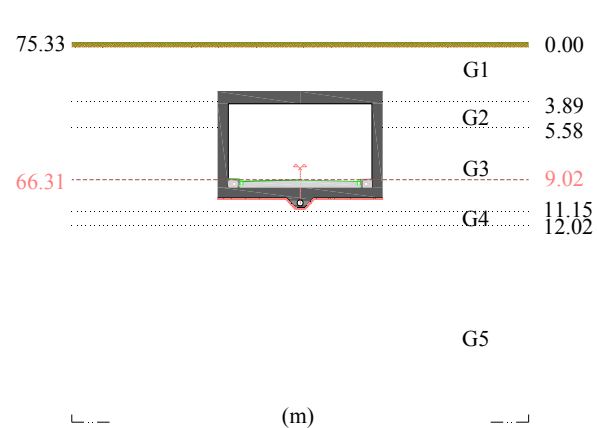
Perfil Transversal 4: 0+062.5 a 0+074.05



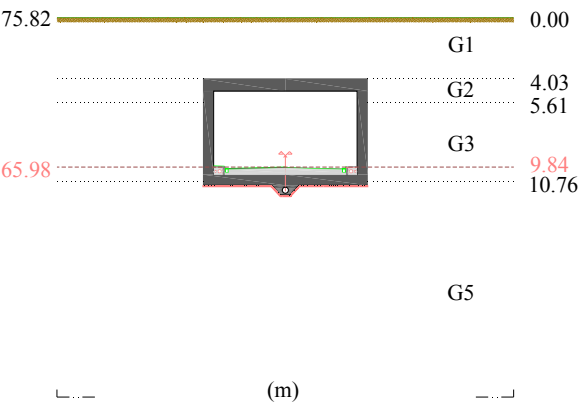
Início do túnel: 0+074.05



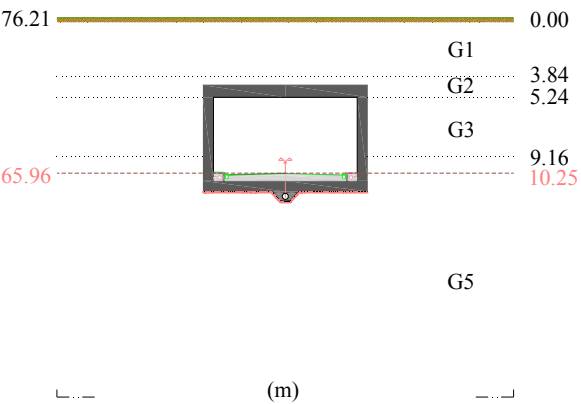
Perfil Transversal 5: 0+074.05 a 0+87.5



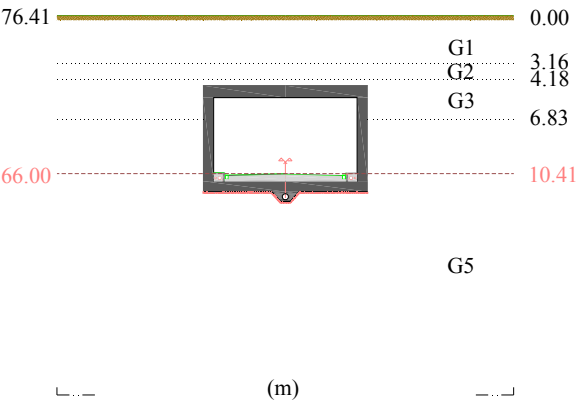
Perfil Transversal 6: 0+87.5 a 0+100



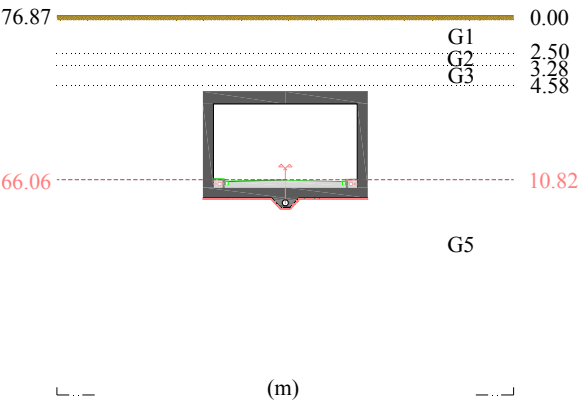
Perfil Transversal 7: 0+100 a 0+112.5



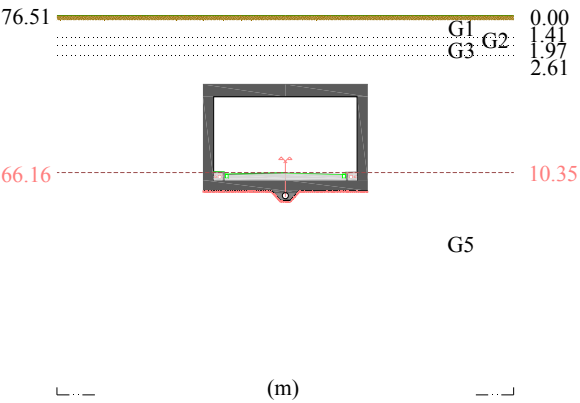
Perfil Transversal 8: 0+112.5 a 0+125



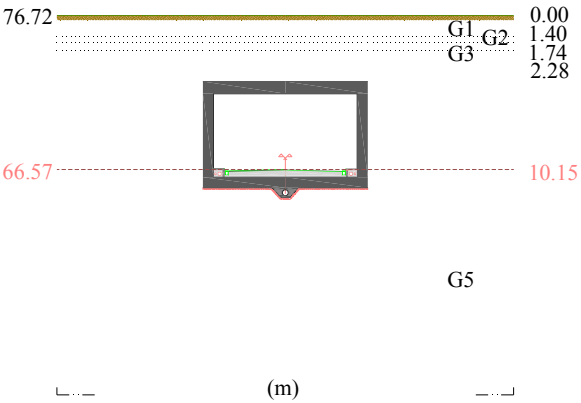
Perfil Transversal 9: 0+125 a 0+137.5



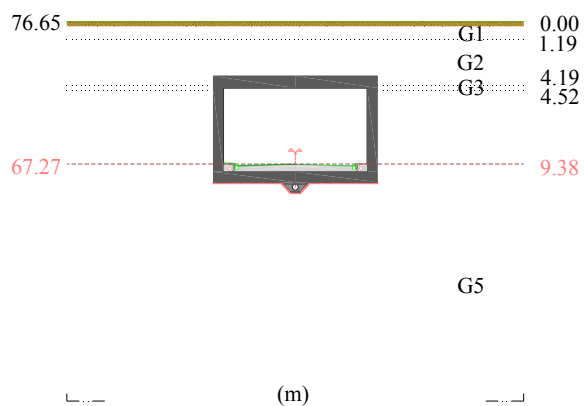
Perfil Transversal 10: 0+137.5 a 0+150



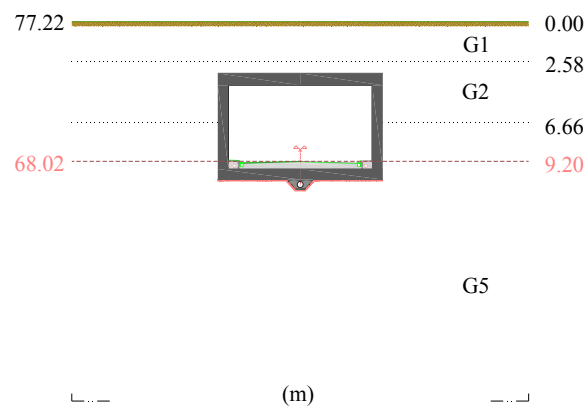
Perfil Transversal 11: 0+150 a 0+162.5



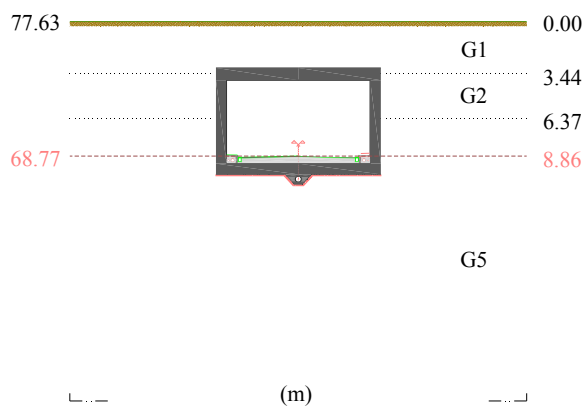
Perfil Transversal 12: 0+162.5 a 0+175



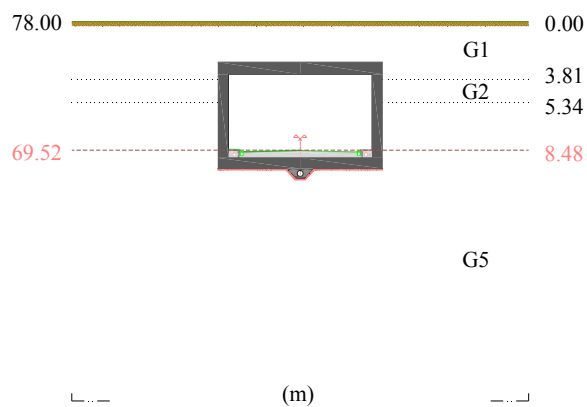
Perfil Transversal 13: 0+175 a 0+187.5



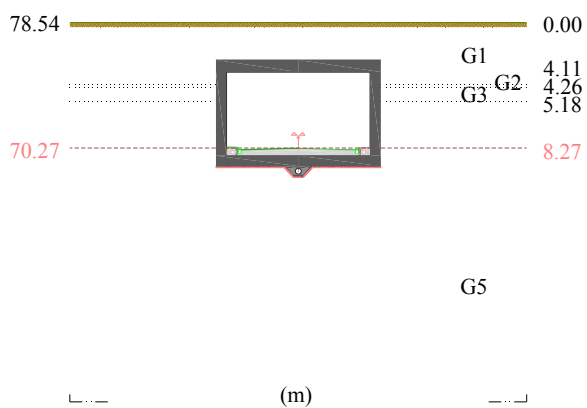
Perfil Transversal 14: 0+187.5 a 0+200



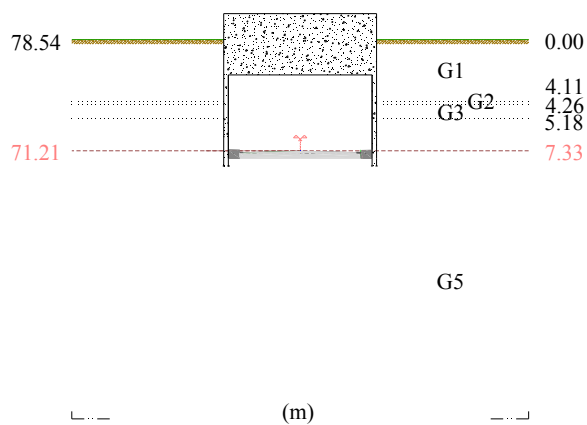
Perfil Transversal 15: 0+200 a 212.5



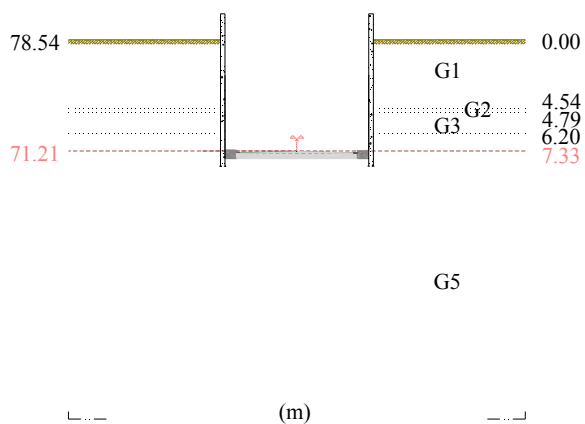
Perfil Transversal 16: 0+212.5 a 0+228.08



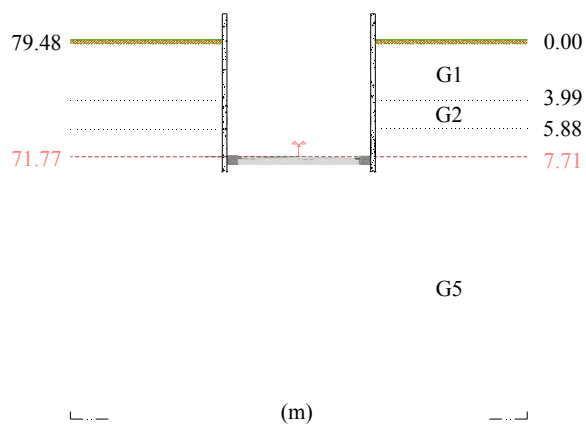
Fim do túnel: 0+228.08



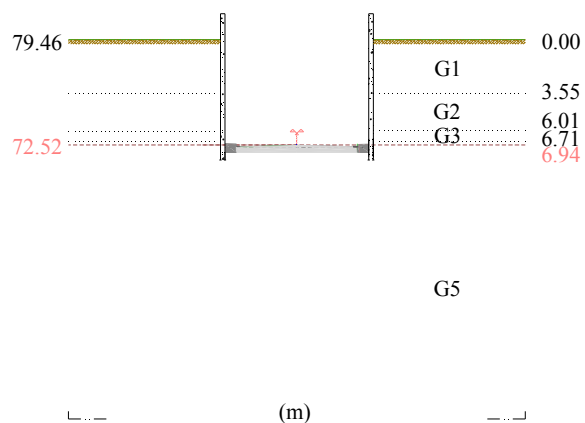
Perfil Transversal 17: 0+228.08 a 0+237.5



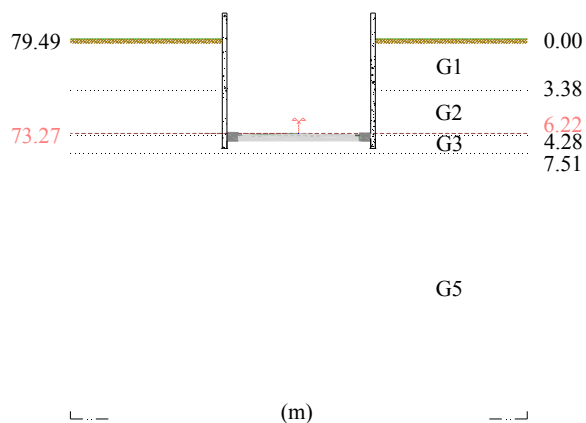
Perfil Transversal 18: 0+237.5 a 0+250



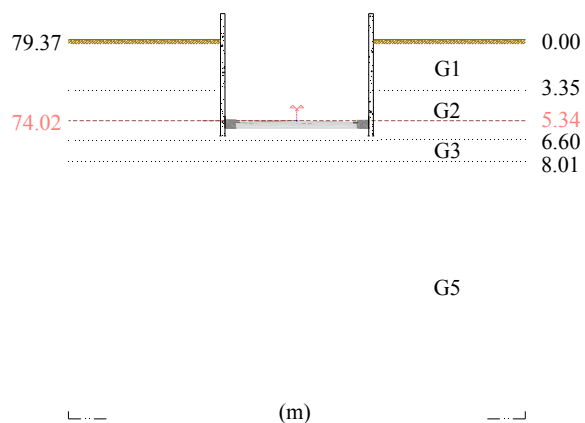
Perfil Transversal 19: 0+250 a 0+262.5



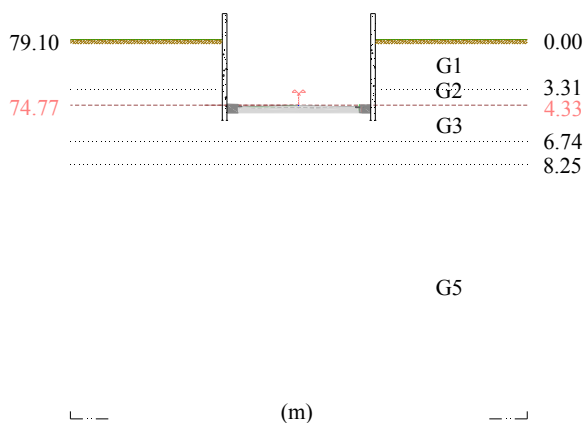
Perfil Transversal 20: 0+262.5 a 0+275



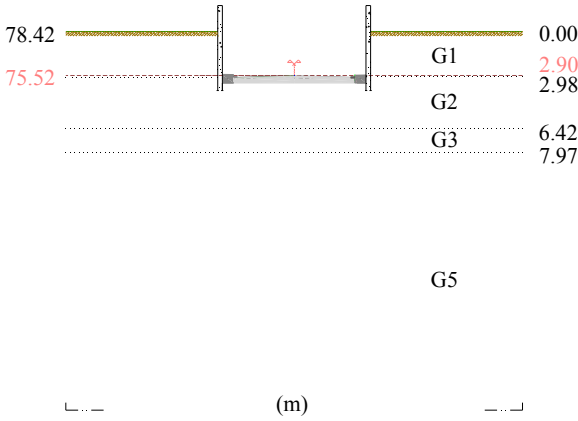
Perfil Transversal 21: 0+275 a 0+287.5



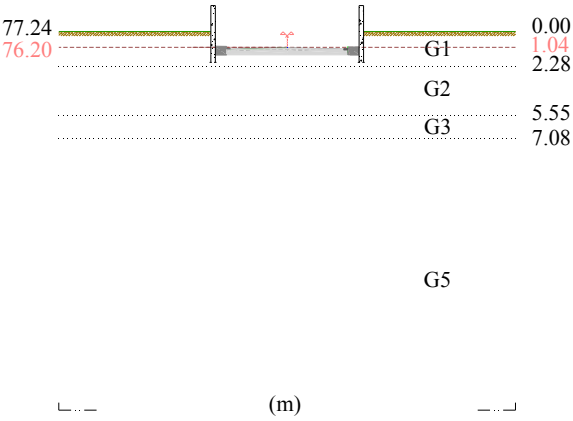
Perfil Transversal 22: 0+287.5 a 0+300



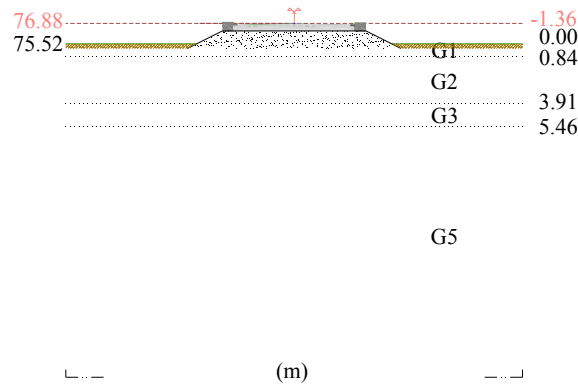
Perfil Transversal 23: 0+300 a 0+312.5



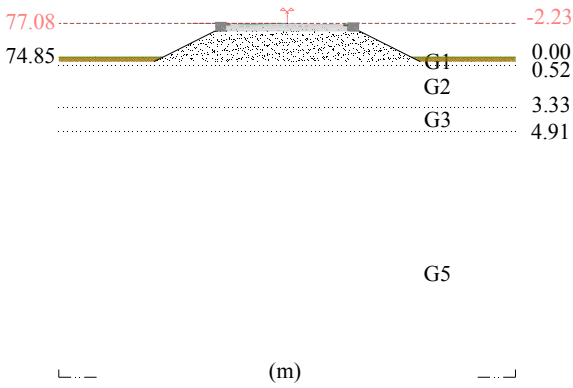
Perfil Transversal 24: 0+312.5 a 0+325



Perfil Transversal 25: 0+325 a 0+337.5



Perfil Transversal 26: 0+337.5 a 0+341.34



A 6.1 DETERMINAÇÃO DOS IMPULSOS E MOMENTOS FLECTORES

Combinação 1.1 do EC7

$$I_{Solo1.1} = \gamma_G \cdot \frac{1}{2} \cdot (\gamma_1 - \gamma_w) \cdot K_0 \cdot z^2 = 1.35 \cdot \frac{1}{2} \cdot (18.00 - 9.81) \cdot 0.5 \cdot z^2 = 2.764 \cdot z^2 \quad (A.1)$$

$$I_{W1.1} = \gamma_G \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot z^2 = 1.35 \cdot \frac{1}{2} \cdot 9.81 \cdot z^2 = 6.622 \cdot z^2 \quad (A.2)$$

$$I_{Sob.1.1} = \gamma_Q \cdot q \cdot K_0 \cdot z = 1.5 \cdot 10 \cdot 0.5 \cdot z = 7.500 \cdot z \quad (A.3)$$

$$M_{Sd1.1} = (I_{Solo1.1} + I_{W1.1}) \cdot \frac{z}{3} + I_{Sob.1.1} \cdot \frac{z}{2} = 3.129 \cdot z^3 + 3.750 \cdot z^2 \quad (A.4)$$

Combinação 1.2 do EC7

$$I_{Solo1.2} = \gamma_G \cdot \frac{1}{2} \cdot (\gamma_1 - \gamma_w) \cdot K_{0d} \cdot z^2 = 1.0 \cdot \frac{1}{2} \cdot (18.00 - 9.81) \cdot 0.581 \cdot z^2 = 2.379 \cdot z^2 \quad (A.5)$$

$$I_{W1.2} = \gamma_G \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot z^2 = 1.0 \cdot \frac{1}{2} \cdot 9.81 \cdot z^2 = 4.905 \cdot z^2 \quad (A.6)$$

$$I_{Sob.1.2} = \gamma_Q \cdot q \cdot K_{0d} \cdot z = 1.3 \cdot 10 \cdot 0.581 \cdot z = 7.553 \cdot z \quad (A.7)$$

$$M_{Sd1.2} = (I_{Solo1.2} + I_{W1.2}) \cdot \frac{z}{3} + I_{Sob.1.2} \cdot \frac{z}{2} = 2.428 \cdot z^3 + 3.777 \cdot z^2 \quad (A.8)$$

Combinação quase-permanente

$$I_{Soloqp} = \frac{1}{2} \cdot (\gamma_1 - \gamma_w) \cdot K_0 \cdot z^2 = \frac{1}{2} \cdot (18.00 - 9.81) \cdot 0.5 \cdot z^2 = 2.048 \cdot z^2 \quad (A.9)$$

$$I_{w_{qp}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot z^2 = 1.0 \cdot \frac{1}{2} \cdot 9.81 \cdot z^2 = 4.905 \cdot z^2 \quad (A.10)$$

$$I_{Sob.qp} = \psi_2 \cdot q \cdot K_0 \cdot z = 0.2 \cdot 10 \cdot 0.5 \cdot z = 1.000 \cdot z \quad (A.11)$$

$$M_{qp} = (I_{Solo qp} + I_{w qp}) \cdot \frac{z}{3} + I_{Sob.qp} \cdot \frac{z}{2} = 2.318 \cdot z^3 + 0.500 \cdot z^2 \quad (A.12)$$

A 6.2 COEFICIENTE DE FLUÊNCIA

O coeficiente de fluência, $\varphi(t, t_0)$, é calculado a partir da Expressão (A.13).

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (A.13)$$

Em que o coeficiente de fluência, φ_0 , é calculado a partir da Expressão (A.14).

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (A.14)$$

Onde φ_{RH} é um factor que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência, determinado de acordo com a Expressão (A.15).

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - RH / 100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \quad \text{para } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (A.15)$$

RH é a humidade relativa do meio ambiente (em percentagem).

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}(t = 28 \text{ dias})}} \quad (A.16)$$

$\beta(t_0)$ é um factor que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento no coeficiente de fluência, definido através da Expressão (A.17).

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}} \quad (A.17)$$

h_0 é a espessura equivalente de elemento, em mm, calculada de acordo com a Expressão (A.18), em que:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (\text{A.18})$$

Onde:

- A_c – área da secção transversal;
- u – parte do perímetro do elemento em contacto com o ambiente;
- $\beta_c(t, t_0)$ – coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento, e que pode ser estimado pela Expressão (A.19).

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0.3} \quad (\text{A.19})$$

Em que:

- t – idade do betão, em dias, na data considerada;
- t_0 – idade do betão, em dias, à data do carregamento;
- $t - t_0$ – duração não corrigida do carregamento, em dias;
- β_H – coeficiente que depende da humidade relativa (RH em %) e da espessura equivalente do elemento (h_0 em mm). Determina-se a partir da Expressão (A.20).

$$\beta_H = 1.5 \left[1 + (0.012 RH)^{18} \right] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 \quad \text{para } f_{cm} \geq 35 \text{ MPa} \quad (\text{A.20})$$

Para concretizar a Expressão (A.20) é necessário ainda proceder ao cálculo dos factores α_1 , α_2 , α_3 , que são coeficientes que têm em conta a influência do betão

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} \quad \alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} \quad \alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} \quad (\text{A.21})$$

Finalmente, para concretizar as expressões anteriores, falta apenas identificar as seguintes constantes:

- t_0 = 28 dias;
- t = 100 anos = 36525 dias;
- f_{cm} = 38 MPa (Betão da classe C30/37);
- RH = 65%

Como se observa nas expressões anteriores, alguns parâmetros que intervêm na definição do coeficiente de fluência são função das dimensões do elemento. Como nesta análise se faz variar a altura do muro em função da profundidade de escavação, o que, como já explicado, implica também a variação da altura da secção, esses parâmetros serão também variáveis, sendo apresentados na Tabela I para um conjunto discreto de valores de H .

Parâmetros independentes de H :

- $\beta(f_{cm})=2.275$;
- $\beta(t_0)=4.885 \cdot 10^{-1}$;
- $\alpha_1=9.441 \cdot 10^{-1}$;
- $\alpha_2=9.837 \cdot 10^{-1}$;
- $\alpha_3=9.597 \cdot 10^{-1}$.

Quadro A.7 – Módulo de elasticidade efectivo do betão, coeficiente de fluência e respectivos parâmetros dependentes de H .

H (m)	h (cm)	h ₀ (mm)	φ_{RH}	φ_0	β_H	$\beta_c(t,t_0)$	$\varphi(t,t_0)$	E _{c,eff} (Gpa)
0.00	0	-	-	-	-	-	-	-
0.25	7.90	120.06	1.643	2.19	422.07	0.997	2.18	10.38
0.50	8.95	151.80	1.593	2.12	470.23	0.996	2.11	10.60
0.75	10.13	178.49	1.561	2.08	510.73	0.996	2.07	10.75
1.00	11.43	205.20	1.535	2.04	551.25	0.996	2.03	10.88
1.25	12.85	233.01	1.512	2.01	593.44	0.995	2.00	10.99
1.50	14.37	262.23	1.491	1.99	637.76	0.995	1.98	11.09
1.75	15.98	292.93	1.473	1.96	684.35	0.994	1.95	11.19
2.00	17.69	325.12	1.456	1.94	733.18	0.994	1.93	11.27
2.25	19.49	358.77	1.441	1.92	784.23	0.994	1.91	11.36
2.50	21.37	393.82	1.427	1.90	837.41	0.993	1.89	11.43
2.75	23.34	430.25	1.414	1.88	892.67	0.993	1.87	11.50
3.00	25.38	467.99	1.402	1.87	949.93	0.992	1.85	11.57
3.25	27.49	507.00	1.391	1.85	1009.11	0.992	1.84	11.63
3.50	29.68	547.24	1.381	1.84	1070.17	0.991	1.82	11.69
3.75	31.94	588.68	1.372	1.83	1133.03	0.991	1.81	11.75
4.00	34.27	631.27	1.363	1.81	1197.65	0.990	1.80	11.80

A 6.3 DETERMINAÇÃO DO MOMENTO DE INÉRCIA

A determinação do momento de inércia é feita de acordo com a Expressão (7.9) ou com a Expressão (7.10), conforme se admita a secção não fendilhada ou fendilhada, respectivamente. De seguida expõe-se o significado dos parâmetros necessários ao cálculo da inércia de secções não fendilhadas e fendilhadas:

- $I_{\phi 20}$ – momento de inércia de um varão com 20 mm de diâmetro, $I_{\phi 20} = \frac{\pi \cdot R^4}{4}$;
- A_s – área de aço, $A_s = \omega \cdot b d \frac{f_{cd}}{f_{syd}}$, considerando-se $\mu=0.175$, ω é igual a 0.194;

- n – número de varões, $n = \frac{A_{s\,Total}}{A_{\phi 20}}$;
- $d=h-0.007$ (m);
- $b=1.000$ m;
- $E_s=200$ GPa;
- $E_c=33$ GPa;
- $F_{cd}=20$ MPa;
- $F_{syd}=435$ MPa.

Determinação do momento de inércia para a secção não fendilhada

Para secções não fendilhadas, a determinação do eixo neutro (ver Figura 7.7) faz-se de acordo com a Expressão (A.22).

$$Y_G = \frac{bh \frac{h}{2} + \left(\frac{E_s}{E_{c,eff}} - 1 \right) (A_s \times 0.07)}{bh + \left(\frac{E_s}{E_{c,eff}} - 1 \right) A_s} \quad (A.22)$$

Quadro A.8 – Conjunto discreto de valores para o módulo de inércia e respectivos parâmetros para secções não fendilhadas.

H (m)	h (m)	$E_{c,eff}$ (GPa)	$E_s/E_{c,eff}$	A_s (m ²)	Y_G (m)	n	I (m ⁴)
0.00	0.070	-	-	-	-	-	-
0.25	0.079	10.38	19.27	8.03E-05	4.01E-02	0.26	4.11E-05
0.50	0.089	10.60	18.86	1.74E-04	4.56E-02	0.55	5.97E-05
0.75	0.101	10.75	18.60	2.79E-04	5.16E-02	0.89	8.66E-05
1.00	0.114	10.88	18.39	3.96E-04	5.79E-02	1.26	1.25E-04
1.25	0.128	10.99	18.20	5.22E-04	6.46E-02	1.66	1.77E-04
1.50	0.144	11.09	18.03	6.57E-04	7.17E-02	2.09	2.48E-04
1.75	0.160	11.19	17.88	8.02E-04	7.91E-02	2.55	3.42E-04
2.00	0.177	11.27	17.74	9.54E-04	8.69E-02	3.04	4.67E-04
2.25	0.195	11.36	17.61	1.11E-03	9.49E-02	3.55	6.30E-04
2.50	0.214	11.43	17.50	1.28E-03	1.03E-01	4.08	8.39E-04
2.75	0.233	11.50	17.39	1.46E-03	1.12E-01	4.64	1.11E-03
3.00	0.254	11.57	17.29	1.64E-03	1.21E-01	5.22	1.44E-03
3.25	0.275	11.63	17.19	1.83E-03	1.31E-01	5.82	1.85E-03
3.50	0.297	11.69	17.11	2.02E-03	1.40E-01	6.44	2.35E-03
3.75	0.319	11.75	17.02	2.23E-03	1.50E-01	7.08	2.96E-03
4.00	0.343	11.80	16.95	2.43E-03	1.60E-01	7.75	3.69E-03

Determinação do momento de inércia para a secção fendilhada

Para secções fendilhadas, a determinação do eixo neutro (ver Figura 7.8) faz-se de acordo com a expressão:

$$\xi^2 + 2 \frac{E_s}{E_{c,eff}} \rho \xi - 2 \frac{E_s}{E_{c,eff}} \rho = 0, \quad \xi \in [0,1] \quad (A.23)$$

onde ξ corresponde à altura reduzida do eixo neutro em serviço e em que ρ representa o valor da taxa de armadura, sendo calculado conforme a mostra expressão:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (A.24)$$

Quadro A.9 – Conjunto discreto de valores para o módulo de inércia e respectivos parâmetros para secções fendilhadas.

H (m)	h (m)	d (m)	$E_{c,eff}$ (GPa)	$E_s/E_{c,eff}$	A_s (m ²)	ξ	x (m)	n	I (m ⁴)
0.00	0.070	0	-	-	-	-	-	-	-
0.25	0.079	0.009	10.38	19.27	8.03E-05	0.439	0.004	0.26	9.86E-08
0.50	0.089	0.019	10.60	18.86	1.74E-04	0.436	0.008	0.55	6.82E-07
0.75	0.101	0.031	10.75	18.60	2.79E-04	0.434	0.014	0.89	2.60E-06
1.00	0.114	0.044	10.88	18.39	3.96E-04	0.432	0.019	1.26	7.14E-06
1.25	0.128	0.058	10.99	18.20	5.22E-04	0.430	0.025	1.66	1.61E-05
1.50	0.144	0.074	11.09	18.03	6.57E-04	0.429	0.032	2.09	3.18E-05
1.75	0.160	0.09	11.19	17.88	8.02E-04	0.427	0.038	2.55	5.72E-05
2.00	0.177	0.107	11.27	17.74	9.54E-04	0.426	0.046	3.04	9.57E-05
2.25	0.195	0.125	11.36	17.61	1.11E-03	0.425	0.053	3.55	1.52E-04
2.50	0.214	0.144	11.43	17.50	1.28E-03	0.424	0.061	4.08	2.30E-04
2.75	0.233	0.163	11.50	17.39	1.46E-03	0.423	0.069	4.64	3.36E-04
3.00	0.254	0.184	11.57	17.29	1.64E-03	0.422	0.078	5.22	4.76E-04
3.25	0.275	0.205	11.63	17.19	1.83E-03	0.421	0.086	5.82	6.58E-04
3.50	0.297	0.227	11.69	17.11	2.02E-03	0.421	0.095	6.44	8.88E-04
3.75	0.319	0.249	11.75	17.02	2.23E-03	0.420	0.105	7.08	1.18E-03
4.00	0.343	0.273	11.80	16.95	2.43E-03	0.419	0.114	7.75	1.53E-03

A 6.4 TEOREMA DOS TRABALHOS VIRTUAIS

A Expressão (7.6) consiste na simplificação da Expressão (7.5), desprezando a deformação devida aos esforços axial e transversal.

$$F \cdot \delta_A^H = \int_0^H \frac{\overline{M} \cdot M_{qp}}{E_{c,eff} \cdot I} dz \quad (7.6)$$

Substituindo os momentos flectores desta expressão pela sua definição analítica, de acordo com as expressões:

$$M_{qp} = 2.318 \cdot z^3 + 0.500 \cdot z^2 \quad (A.25)$$

$$\overline{M} = F \cdot z \quad (A.26)$$

obtem-se:

$$F \cdot \delta_A^H = \frac{1}{E_{c,eff} \cdot I} \int_0^H (F \cdot z) \cdot (2.318 \cdot z^3 + 0.500 \cdot z^2) dz \quad (A.27)$$

donde, pela sua resolução, define-se, finalmente, δ_A^H , conforme indica a expressão:

$$\delta_A^H = \frac{0.4635 \cdot H^5 + 0.125 \cdot H^4}{E_{c,eff} \cdot I} \quad (A.28)$$

Quadro A.10 – Conjunto discreto de valores para o deslocamento horizontal do ponto A, determinados pelo Método Bilinear.

H (m)	h (m)	M _{qp} (kNm/m)	M _{cr} (kNm/m)	I Secção não fendilhada (m ⁴)	I Secção fendilhada (m ⁴)	$\delta^H_{A,I}$ (m)	$\delta^H_{A,II}$ (m)	ζ	$\delta^H_{A,Mét.Bilinear}$ (m)
0.00	0.070	0.00	2.37	-	-	-	-	-	-
0.25	0.079	0.07	3.02	4.11E-05	9.86E-08	2.21E-06	9.19E-04	0	2.21E-06
0.50	0.089	0.41	3.87	5.97E-05	6.82E-07	3.52E-05	3.08E-03	0	3.52E-05
0.75	0.101	1.26	4.96	8.66E-05	2.60E-06	1.61E-04	5.36E-03	0	1.61E-04
1.00	0.114	2.82	6.32	1.25E-04	7.14E-06	4.34E-04	7.58E-03	0	4.34E-04
1.25	0.128	5.31	7.98	1.77E-04	1.61E-05	8.85E-04	9.72E-03	0	8.85E-04
1.50	0.144	8.95	9.98	2.47E-04	3.18E-05	1.51E-03	1.18E-02	0	1.51E-03
1.75	0.160	13.95	12.35	3.42E-04	5.72E-05	2.30E-03	1.37E-02	0.608	9.25E-03
2.00	0.177	20.54	15.13	4.67E-04	9.57E-05	3.20E-03	1.56E-02	0.729	1.22E-02
2.25	0.195	28.93	18.36	6.30E-04	1.52E-04	4.18E-03	1.74E-02	0.799	1.47E-02
2.50	0.214	39.34	22.08	8.39E-04	2.30E-04	5.23E-03	1.91E-02	0.842	1.69E-02
2.75	0.233	51.99	26.33	1.10E-03	3.36E-04	6.30E-03	2.07E-02	0.872	1.89E-02
3.00	0.254	67.09	31.13	1.44E-03	4.76E-04	7.38E-03	2.23E-02	0.892	2.07E-02
3.25	0.275	84.85	36.54	1.85E-03	6.58E-04	8.47E-03	2.38E-02	0.907	2.24E-02
3.50	0.297	105.51	42.58	2.35E-03	8.88E-04	9.54E-03	2.52E-02	0.919	2.40E-02
3.75	0.319	129.27	49.31	2.96E-03	1.18E-03	1.06E-02	2.66E-02	0.927	2.55E-02
4.00	0.343	156.35	56.76	3.69E-03	1.53E-03	1.16E-02	2.80E-02	0.934	2.69E-02

Quadro A.11 – Esforços e parâmetros utilizados na verificação da segurança dos perfis verticais HEB 180.

Profundidade (m)	N _{Sd} (kN/m)	V _{Sd} (kN/m)	M _{Sd} (kNm/m)	l (m)	le/l	le (m)	λ	φ	lh be	K	P _{cr} (kN)	Ligação alma-banzo (MPa)			Centro de gravidade (MPa)			σ _{Sd,REAE} (kNm/m)
												σ _{Sd}	τ _{Sd}	σ _{Von Mises}	(m)	(kN/m)	(kN/m)	
0.00	3.51	5.24	0.00	1.00	2.0	2.00	26.110	0.959	71.429	1	38944.77	0.54	3.37	5.86	0.54	3.76	6.54	0.56
0.25	3.50	9.92	1.88	1.00	2.0	2.00	26.110	0.959	71.429	1	38944.77	4.94	6.37	12.09	0.54	7.12	12.35	4.96
0.50	3.91	15.15	4.97	1.00	2.0	2.00	26.110	0.959	71.429	1	38944.77	12.26	9.73	20.84	0.60	10.87	18.84	12.29
0.75	4.48	20.78	9.37	1.00	2.0	2.00	26.110	0.959	71.429	1	38944.77	22.68	13.35	32.39	0.69	14.92	25.85	22.72
1.00	5.21	26.58	15.18	1.00	2.0	2.00	26.110	0.959	71.429	1	38944.77	36.43	17.07	46.92	0.80	19.08	33.05	36.47
1.00	27.85	31.25	15.18	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	39.89	20.07	52.92	4.26	22.43	39.08	39.93
1.05	27.99	30.23	13.64	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	36.31	19.42	49.50	4.29	21.70	37.83	36.34
1.10	28.13	29.28	12.28	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	33.15	18.81	46.47	4.31	21.02	36.65	33.17
1.15	28.28	28.39	11.28	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	30.80	18.24	44.12	4.33	20.38	35.56	30.83
1.20	28.42	27.56	10.33	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	28.59	17.70	41.93	4.35	19.78	34.54	28.62
1.20	28.38	27.18	10.33	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	28.59	17.46	41.62	4.35	19.51	34.07	28.61
1.50	29.36	23.59	5.78	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	18.08	15.15	31.86	4.50	16.93	29.66	18.09
1.80	30.35	19.96	6.12	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	19.02	12.82	29.24	4.65	14.32	25.24	19.04
2.10	31.38	16.14	10.25	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	28.88	10.37	34.00	4.81	11.58	20.63	28.90
2.40	32.46	11.99	14.49	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	38.97	7.70	41.19	4.97	8.60	15.71	39.01
2.40	32.48	11.84	14.49	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	38.98	7.60	41.14	4.97	8.49	15.53	39.01
2.75	33.95	13.51	17.64	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	46.61	8.67	48.98	5.20	9.69	17.57	46.66
3.11	35.59	29.36	18.53	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	48.96	18.86	58.85	5.45	21.07	36.90	49.01
3.46	37.43	48.23	16.73	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	45.00	30.98	70.03	5.73	34.61	60.22	45.05
3.81	39.46	70.14	33.77	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	85.31	45.05	115.61	6.04	50.34	87.40	85.41
3.81	39.47	71.85	33.77	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	85.31	46.15	116.91	6.04	51.57	89.53	85.41
3.83	39.57	74.06	35.36	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	89.07	47.57	121.33	6.06	53.15	92.26	89.18
3.86	39.68	76.30	37.01	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	92.96	49.01	125.89	6.08	54.76	95.05	93.08
3.88	39.79	78.59	38.71	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	96.97	50.48	130.57	6.09	56.40	97.89	97.09
3.90	39.91	80.91	40.51	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	101.19	51.97	135.44	6.11	58.07	100.77	101.32
3.90	102.23	94.06	40.51	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	110.74	60.41	152.36	15.66	67.50	117.96	111.06
3.95	102.43	88.89	35.95	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	100.09	57.09	140.70	15.69	63.79	111.60	100.38
4.00	102.66	83.83	31.66	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	90.03	53.84	129.63	15.72	60.16	105.39	90.29
4.05	102.90	78.89	27.61	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	80.57	50.67	119.15	15.76	56.62	99.33	80.80
4.10	103.16	74.09	23.83	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	71.74	47.59	109.28	15.80	53.18	93.45	71.94

Projecto de uma passagem inferior rodoviária sob uma Linha do Metro do Porto e sob uma artéria urbana adjacente

4.10	103.08	73.31	23.83	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	71.73	47.09	108.61	15.79	52.62	92.49	71.92
4.41	105.12	49.19	5.55	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	29.13	31.59	61.99	16.10	35.30	63.23	29.18
4.72	107.37	29.98	9.23	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	38.11	19.25	50.64	16.44	21.51	40.73	38.19
5.03	109.92	15.31	14.26	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	50.30	9.83	53.10	16.83	10.99	25.40	50.42
5.34	112.86	13.67	18.32	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	60.28	8.78	62.17	17.28	9.81	24.24	60.44
5.34	112.05	54.38	18.32	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	60.16	34.93	85.32	17.16	39.03	69.75	60.32
5.71	113.80	22.81	17.79	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	59.18	14.65	64.39	17.43	16.37	33.28	59.34
6.07	115.83	22.23	18.66	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	61.55	14.28	66.33	17.74	15.95	32.84	61.72
6.44	118.19	63.91	9.36	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	40.07	41.05	81.61	18.10	45.87	81.48	40.15
6.80	124.92	177.47	35.62	2.90	0.5	1.45	18.930	1	207.143	1	53716.92	102.75	113.99	222.58	19.13	127.37	221.44	103.10
6.80	224.03	127.61	35.62	3.48	0.5	1.74	22.715	0.982	248.571	1	44764.10	117.92	81.97	184.56	34.31	91.59	162.30	119.31
6.85	225.68	103.88	30.48	3.48	0.5	1.74	22.715	0.982	248.571	1	44764.10	106.11	66.72	156.89	34.56	74.55	133.67	107.40
6.90	227.25	82.13	26.20	3.48	0.5	1.74	22.715	0.982	248.571	1	44764.10	96.30	52.75	132.75	34.80	58.94	107.86	97.51
6.95	228.74	63.83	22.67	3.48	0.5	1.74	22.715	0.982	248.571	1	44764.10	88.24	41.00	113.27	35.03	45.81	86.74	89.38
7.00	230.10	52.65	19.77	3.48	0.5	1.74	22.715	0.982	248.571	1	44764.10	81.64	33.82	100.48	35.24	37.78	74.33	82.72
7.00	231.16	48.78	19.77	3.48	0.5	1.74	22.715	0.982	248.571	1	44764.10	81.81	31.33	98.17	35.40	35.01	70.21	82.89
7.35	235.82	24.94	12.31	3.48	0.5	1.74	22.715	0.982	248.571	1	44764.10	65.00	16.02	70.67	36.11	17.90	47.59	65.94
7.70	238.44	18.84	10.59	3.48	0.5	1.74	22.715	0.982	248.571	1	44764.10	61.36	12.10	64.85	36.51	13.52	43.38	62.27
8.05	240.08	17.80	6.61	3.48	0.5	1.74	22.715	0.982	248.571	1	44764.10	52.29	11.43	55.91	36.77	12.77	42.91	53.12
8.40	241.84	12.80	4.75	3.48	0.5	1.74	22.715	0.982	248.571	1	44764.10	48.19	8.22	50.25	37.04	9.19	40.31	48.98
8.40	241.43	7.65	4.75	3.48	0.5	1.74	22.715	0.982	248.571	1	44764.10	48.13	4.92	48.88	36.97	5.49	38.18	48.92
8.75	242.73	2.53	5.37	3.48	0.5	1.74	22.715	0.982	248.571	1	44764.10	49.77	1.63	49.85	37.17	1.82	37.31	50.57
9.09	243.71	3.13	4.87	3.48	0.5	1.74	22.715	0.982	248.571	1	44764.10	48.75	2.01	48.87	37.32	2.25	37.52	49.55
9.44	244.36	5.84	3.33	3.48	0.5	1.74	22.715	0.982	248.571	1	44764.10	45.25	3.75	45.71	37.42	4.19	38.12	46.01
9.78	244.70	10.58	1.25	3.48	0.5	1.74	22.715	0.982	248.571	1	44764.10	40.41	6.79	42.09	37.47	7.59	39.71	41.12
9.78	243.87	14.37	1.25	3.48	0.5	1.74	22.715	0.982	248.571	1	44764.10	40.28	9.23	43.34	37.35	10.31	41.40	40.99
10.34	236.53	2.72	3.82	3.48	0.5	1.74	22.715	0.982	248.571	1	44764.10	45.18	1.75	45.28	36.22	1.95	36.38	45.93
10.89	217.32	6.42	2.23	3.48	0.5	1.74	22.715	0.982	248.571	1	44764.10	38.51	4.12	39.16	33.28	4.61	34.22	39.16
11.45	194.18	3.87	2.46	3.48	0.5	1.74	22.715	0.982	248.571	1	44764.10	35.51	2.49	35.77	29.74	2.78	30.12	36.11
12.00	175.04	14.91	0.00	3.48	0.5	1.74	22.715	0.982	248.571	1	44764.10	26.81	9.58	31.52	26.81	10.70	32.59	27.30

Quadro A.12 – Esforços e parâmetros utilizados na verificação da segurança dos perfis verticais HEB 200.

Profundidade (m)	N _{Sd} (kN/m)	V _{Sd} (kN/m)	M _{Sd} (kNm/m)	l (m)	le/l	le (m)	λ	φ	lh be	K	P _{cr} (kN)	Ligação alma-banzo (MPa)			Centro de gravidade (MPa)			σ _{Sd,REAE} (MPa)
												σ _{Sd}	τ _{Sd}	σ _{Von Mises}	σ _{Sd}	τ _{Sd}	σ _{Von Mises}	
0.00	3.52	5.43	0.00	1.00	2.0	2.00	23.419	0.977	66.667	1	57903.78	2.94	0.45	5.133	3.28	0.45	5.725	0.461
0.25	3.50	9.67	1.88	1.00	2.0	2.00	23.419	0.977	66.667	1	57903.78	5.23	3.75	9.267	5.85	0.45	10.147	3.758
0.50	3.96	14.43	4.86	1.00	2.0	2.00	23.419	0.977	66.667	1	57903.78	7.81	9.04	13.861	8.73	0.51	15.133	9.050
0.75	4.55	19.64	9.06	1.00	2.0	2.00	23.419	0.977	66.667	1	57903.78	10.63	16.48	18.858	11.88	0.58	20.587	16.498
1.00	5.26	25.32	14.60	1.00	2.0	2.00	23.419	0.977	66.667	1	57903.78	13.71	26.30	24.288	15.31	0.67	26.535	26.315
1.00	26.55	32.63	14.60	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	17.66	29.02	31.063	19.73	3.40	34.226	29.036
1.05	26.66	31.69	13.46	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	17.15	27.03	30.162	19.16	3.41	33.243	27.045
1.10	26.78	30.80	12.38	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	16.67	25.14	29.309	18.63	3.43	32.313	25.155
1.15	26.90	29.96	11.35	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	16.22	23.35	28.504	18.12	3.44	31.437	23.364
1.20	27.02	29.17	10.38	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	15.79	21.66	27.747	17.64	3.46	30.615	21.672
1.20	27.01	28.85	10.38	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	15.62	21.66	27.448	17.45	3.46	30.277	21.671
1.50	27.82	25.20	5.52	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	13.64	13.25	23.907	15.24	3.56	26.464	13.259
1.80	28.79	21.36	6.81	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	11.56	15.64	20.411	12.92	3.69	22.453	15.645
2.10	29.89	17.19	12.60	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	9.31	25.94	16.905	10.40	3.83	18.114	25.951
2.40	31.11	12.58	17.08	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	6.81	33.95	13.155	7.61	3.98	13.326	33.971
2.40	31.06	12.45	17.08	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	6.74	33.94	13.046	7.53	3.98	13.192	33.965
2.75	32.71	15.23	20.39	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	8.25	39.95	15.620	9.21	4.19	16.088	39.979
3.11	34.41	30.71	21.25	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	16.62	41.69	29.509	18.57	4.41	32.236	41.719
3.46	36.12	48.82	19.21	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	26.43	38.33	46.194	29.53	4.63	51.186	38.360
3.81	37.86	69.60	36.85	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	37.68	69.50	65.787	42.09	4.85	72.935	69.555
3.81	38.02	70.97	36.85	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	38.42	69.52	67.061	42.92	4.87	74.369	69.577
3.83	38.14	72.94	38.42	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	39.48	72.29	68.913	44.11	4.88	76.430	72.353
3.86	38.25	74.95	40.04	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	40.57	75.15	70.801	45.32	4.90	78.532	75.211
3.88	38.37	76.99	41.71	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	41.67	78.09	72.722	46.56	4.91	80.671	78.152
3.90	38.50	79.06	43.42	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	42.80	81.11	74.672	47.81	4.93	82.842	81.176
3.90	99.03	95.92	43.42	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	51.92	88.86	90.424	58.00	12.68	100.531	89.030
3.95	99.23	91.21	38.80	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	49.37	80.77	85.988	55.16	12.71	95.602	80.921
4.00	99.46	86.57	34.40	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	46.86	73.09	81.618	52.35	12.73	90.749	73.225
4.05	99.70	82.02	30.24	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	44.40	65.82	77.325	49.60	12.77	85.982	65.939
4.10	99.96	77.57	26.31	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	41.99	58.96	73.130	46.91	12.80	81.325	59.060

Projecto de uma passagem inferior rodoviária sob uma Linha do Metro do Porto e sob uma artéria urbana adjacente

4.10	99.93	77.13	26.31	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	41.75	58.95	72.722	46.64	12.79	80.867	59.056
4.41	101.81	54.07	6.64	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	29.27	24.68	50.936	32.70	13.04	56.747	24.710
4.72	103.89	34.65	9.66	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	18.76	30.25	32.954	20.96	13.30	36.481	30.286
5.03	106.22	19.12	16.71	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	10.35	42.91	19.090	11.57	13.60	20.368	42.984
5.34	108.85	18.99	21.71	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	10.28	52.02	19.210	11.48	13.94	20.238	52.111
5.34	108.83	52.92	21.71	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	28.65	52.01	50.141	32.00	13.93	55.559	52.108
5.71	110.51	25.68	20.59	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	13.90	50.27	25.095	15.53	14.15	27.155	50.357
6.07	112.83	27.70	20.66	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	14.99	50.70	26.926	16.75	14.45	29.258	50.793
6.44	115.54	66.32	11.88	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	35.90	35.64	62.463	40.10	14.79	69.568	35.697
6.80	121.71	176.68	34.96	2.90	0.5	1.45	16.979	1	193.333	1	79867.29	95.64	76.91	165.884	106.84	15.58	185.103	77.082
6.80	221.13	125.05	34.96	3.48	0.5	1.74	20.375	0.998	232.000	1	66556.07	67.69	89.64	117.626	75.62	28.31	131.089	90.084
6.85	222.25	103.34	29.92	3.48	0.5	1.74	20.375	0.998	232.000	1	66556.07	55.94	80.95	97.311	62.50	28.46	108.378	81.335
6.90	223.75	83.15	25.73	3.48	0.5	1.74	20.375	0.998	232.000	1	66556.07	45.01	73.80	78.431	50.28	28.65	87.258	74.142
6.95	225.21	64.69	22.30	3.48	0.5	1.74	20.375	0.998	232.000	1	66556.07	35.02	67.97	61.215	39.12	28.84	67.976	68.278
7.00	226.60	49.86	19.53	3.48	0.5	1.74	20.375	0.998	232.000	1	66556.07	26.99	63.28	47.424	30.15	29.01	52.507	63.559
7.00	228.02	51.78	19.53	3.48	0.5	1.74	20.375	0.998	232.000	1	66556.07	28.03	63.46	49.195	31.31	29.20	54.502	63.742
7.35	231.65	23.41	13.51	3.48	0.5	1.74	20.375	0.998	232.000	1	66556.07	12.67	53.37	23.132	14.16	29.66	25.117	53.591
7.70	233.79	19.23	12.60	3.48	0.5	1.74	20.375	0.998	232.000	1	66556.07	10.41	52.05	19.419	11.63	29.93	20.872	52.262
8.05	235.30	20.28	9.00	3.48	0.5	1.74	20.375	0.998	232.000	1	66556.07	10.98	45.92	20.190	12.27	30.13	21.945	46.096
8.40	237.04	17.70	4.76	3.48	0.5	1.74	20.375	0.998	232.000	1	66556.07	9.58	38.71	17.722	10.70	30.35	19.339	38.839
8.40	236.49	11.59	4.76	3.48	0.5	1.74	20.375	0.998	232.000	1	66556.07	6.27	38.64	12.517	7.01	30.28	13.326	38.768
8.75	238.18	3.61	5.98	3.48	0.5	1.74	20.375	0.998	232.000	1	66556.07	1.96	40.98	7.242	2.18	30.50	6.694	41.125
9.09	239.20	2.49	5.87	3.48	0.5	1.74	20.375	0.998	232.000	1	66556.07	1.35	40.93	6.810	1.51	30.63	6.118	41.069
9.44	239.29	7.00	4.50	3.48	0.5	1.74	20.375	0.998	232.000	1	66556.07	3.79	38.53	9.036	4.24	30.64	9.190	38.658
9.78	238.18	12.81	1.84	3.48	0.5	1.74	20.375	0.998	232.000	1	66556.07	6.94	33.73	13.343	7.75	30.50	14.512	33.826
9.78	238.04	17.79	1.84	3.48	0.5	1.74	20.375	0.998	232.000	1	66556.07	9.63	33.71	17.658	10.76	30.48	19.431	33.809
10.34	230.26	4.82	4.60	3.48	0.5	1.74	20.375	0.998	232.000	1	66556.07	2.61	37.56	7.617	2.92	29.48	7.417	37.685
10.89	211.61	7.58	2.78	3.48	0.5	1.74	20.375	0.998	232.000	1	66556.07	4.10	31.98	9.080	4.58	27.09	9.491	32.071
11.45	189.80	4.96	3.30	3.48	0.5	1.74	20.375	0.998	232.000	1	66556.07	2.68	30.09	7.189	3.00	24.30	7.159	30.179
12.00	172.57	17.48	0.00	3.48	0.5	1.74	20.375	0.998	232.000	1	66556.07	9.46	22.10	17.050	10.57	22.10	18.903	22.151

A 8.1 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS DAS PAREDES DO TÚNEL

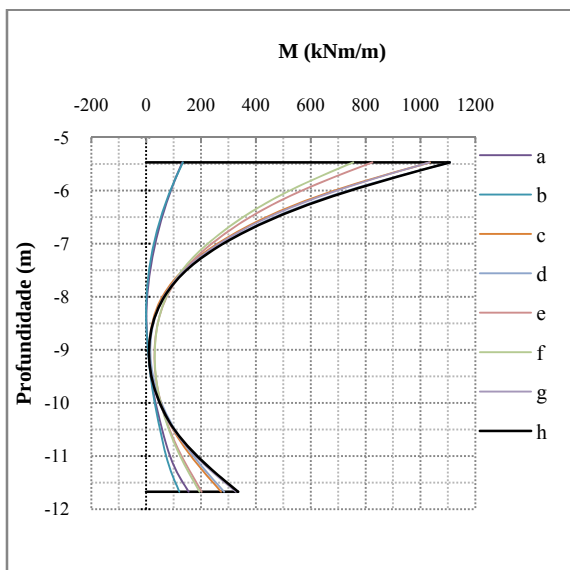


Figura A.1 – Diagramas de momentos flectores da parede direita das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.1.

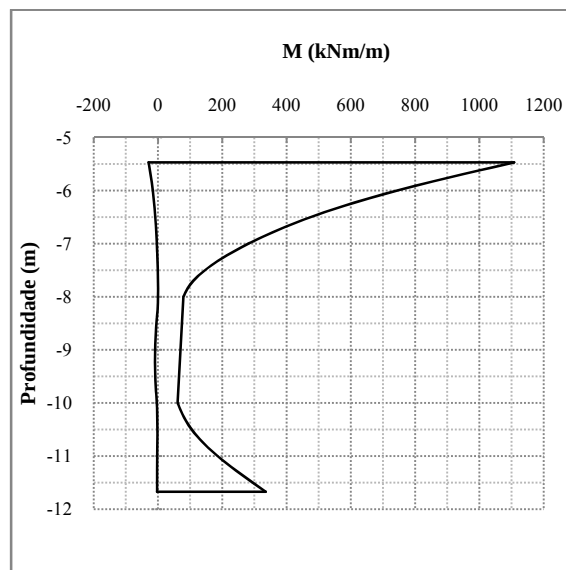


Figura A.2 – Envolvente de momentos flectores da parede direita de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.1.

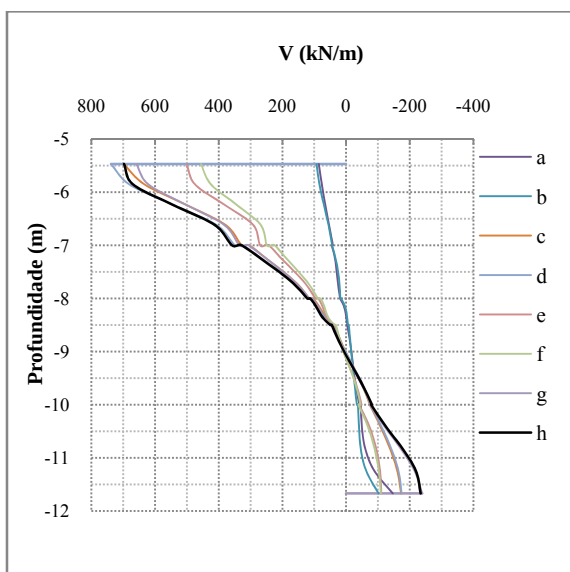


Figura A.3 – Diagramas de esforços transversos da parede direita das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.1.

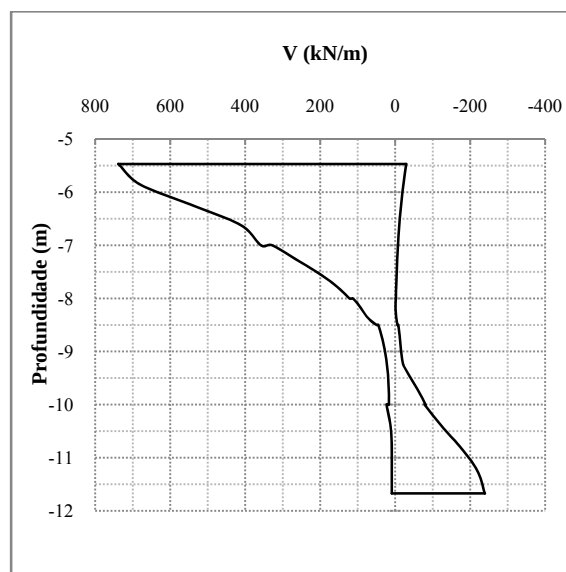


Figura A.4 – Envolvente de esforços transversos da parede direita de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.1.

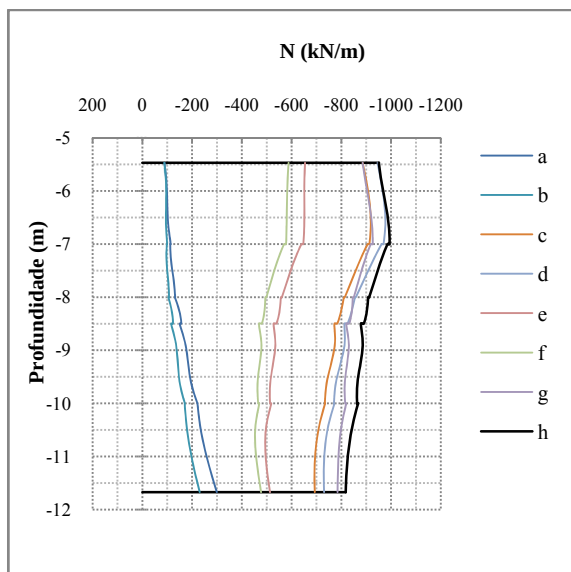


Figura A.5 – Diagramas de esforços axiais da parede direita das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.1.

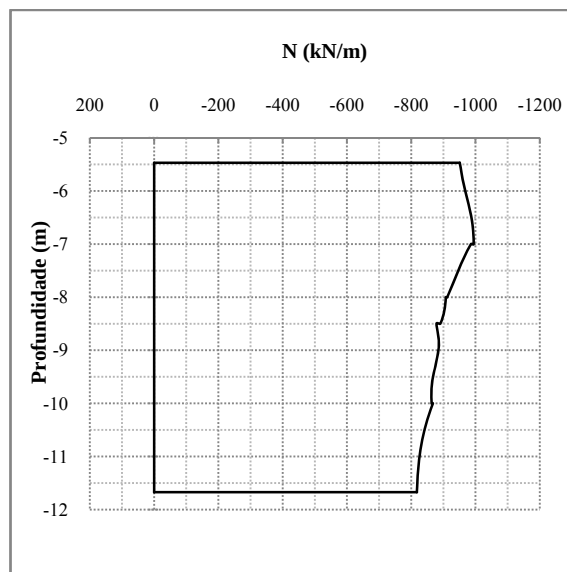


Figura A.6 – Envolvente de esforços axiais da parede direita de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.1.

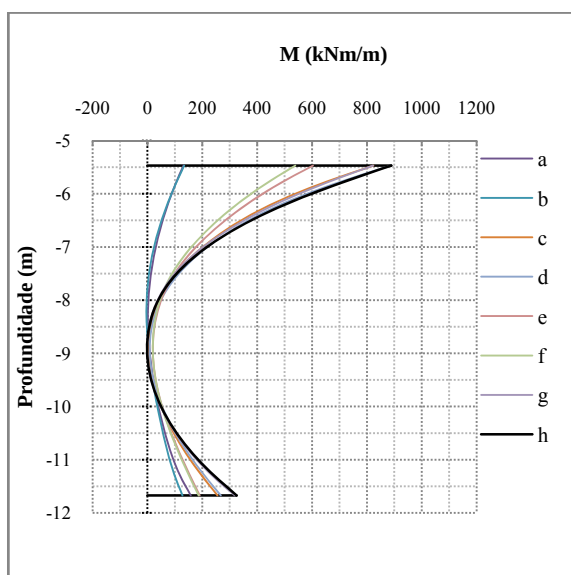


Figura A.7 – Diagramas de momentos flectores da parede direita das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.2.

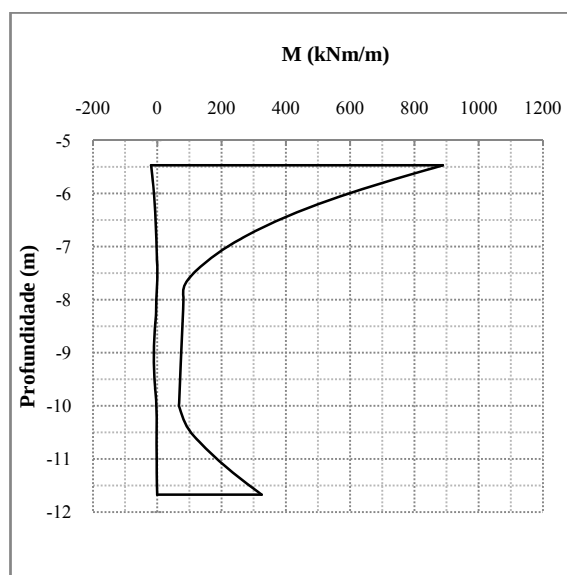


Figura A.8 – Envolvente de momentos flectores da parede direita de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.2.

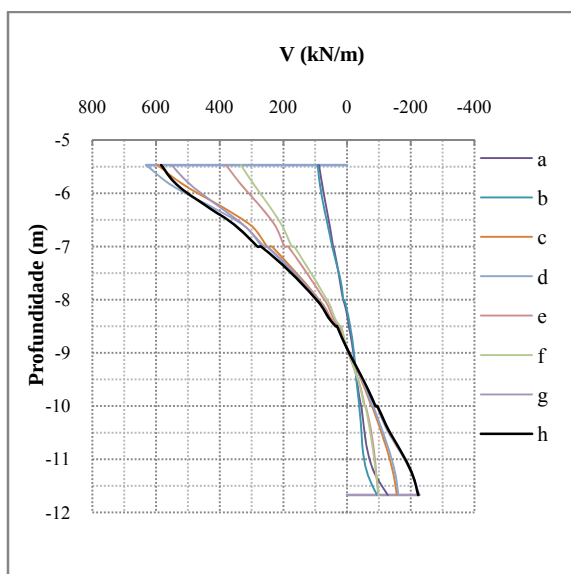


Figura A.9 – Diagramas de esforços transversos da parede direita das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.2.

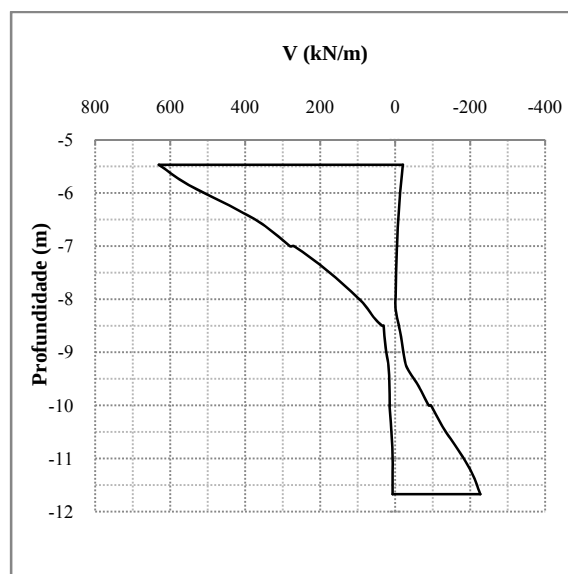


Figura A.10 – Envolvente de esforços transversos da parede direita de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.2.

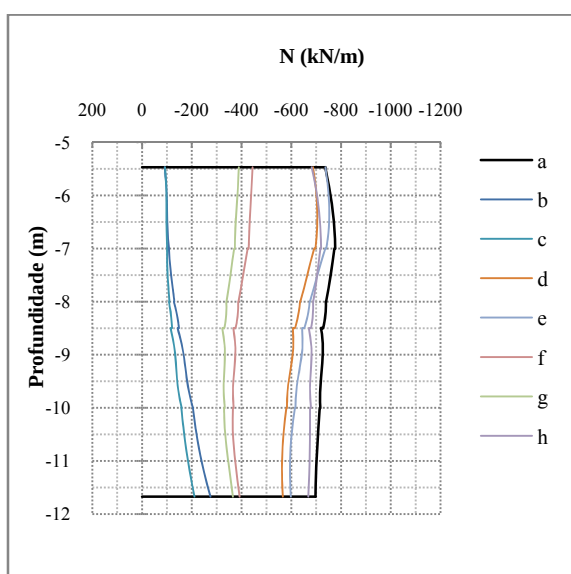


Figura A.11 – Diagramas de esforços axiais da parede direita das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.2.

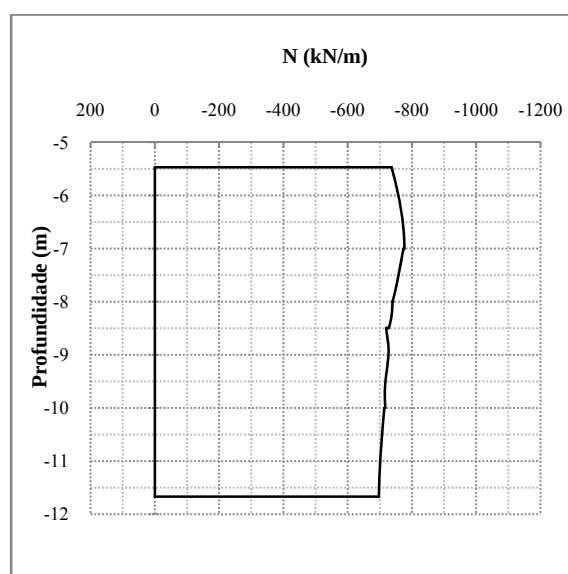


Figura A.12 – Envolvente de esforços axiais da parede direita de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.2.

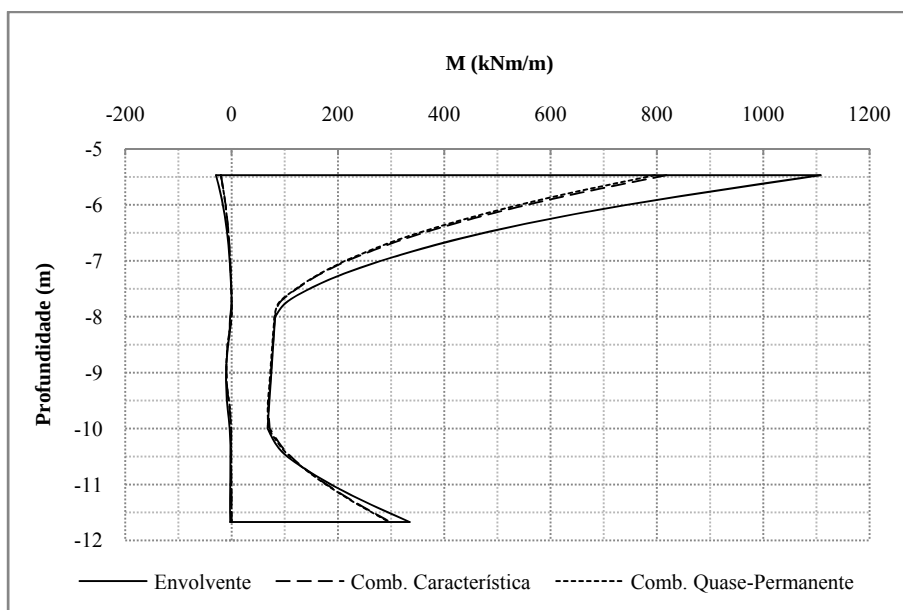


Figura A.13 – Comparação, em termos de esforços de flexão, da envolvente dos Casos 1.1 e 1.2 com a combinação característica e a quase-permanente.

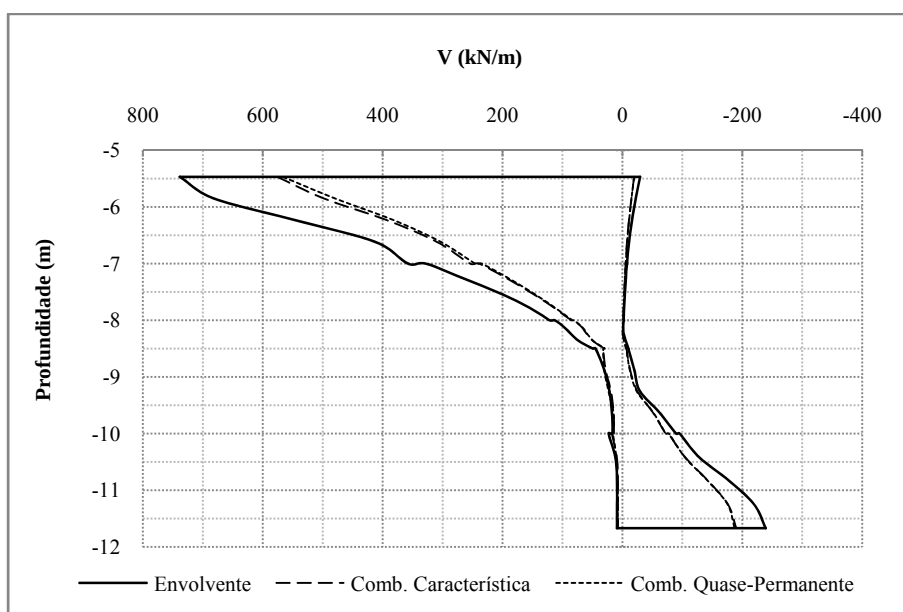


Figura A.14 – Comparação, em termos de esforços transversos, da envolvente dos Casos 1.1 e 1.2 com a combinação característica e a quase-permanente.

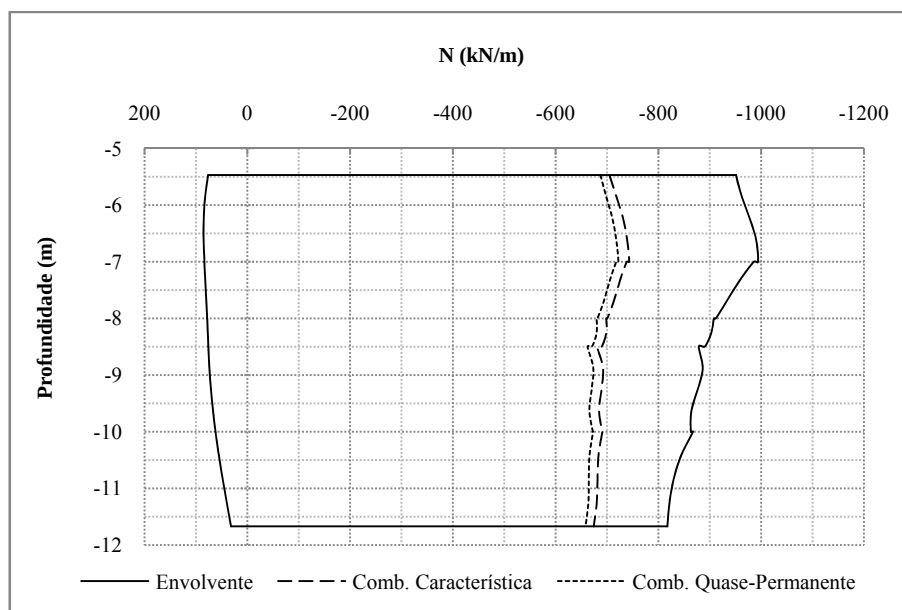


Figura A.15 – Comparação, em termos de esforços axiais, da envolvente dos Casos 1.1 e 1.2 com a combinação característica e a quase-permanente.

A 8.2 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS NA LAJE DE FUNDO DO TÚNEL

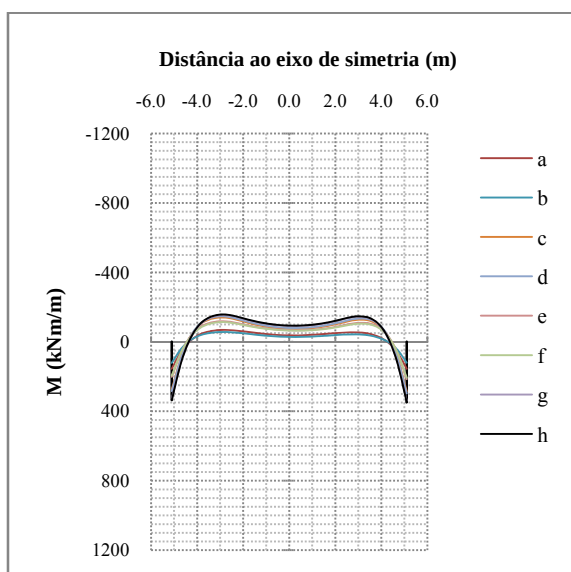


Figura A.16 – Diagramas de momentos flectores da laje de fundação das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.1.

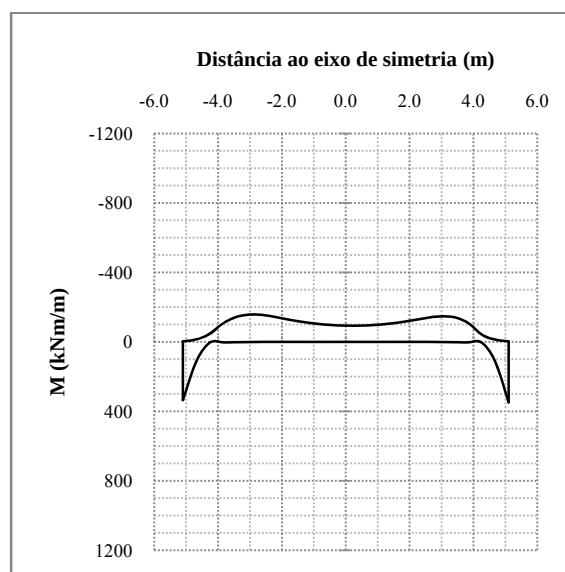


Figura A.17 – Envolvente de momentos flectores da laje de fundo de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.1.

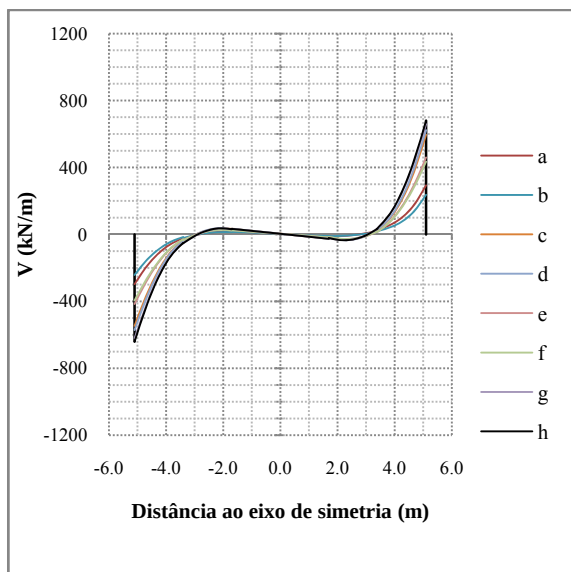


Figura A.18 – Diagramas de esforços transversos da laje de fundação das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.1.

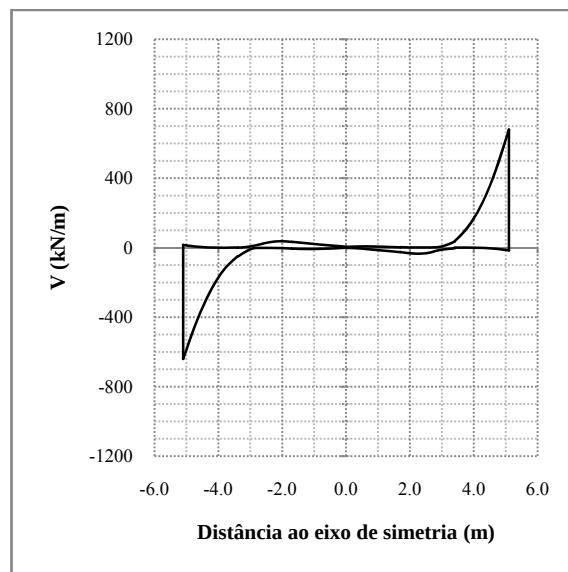


Figura A.19 – Envolvente de esforços transversos da laje de fundo de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.1.

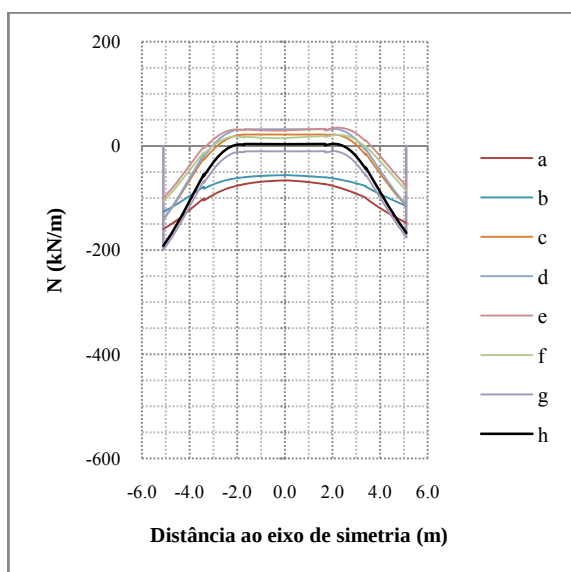


Figura A.20 – Diagramas de esforços axiais da laje de fundação das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.1.

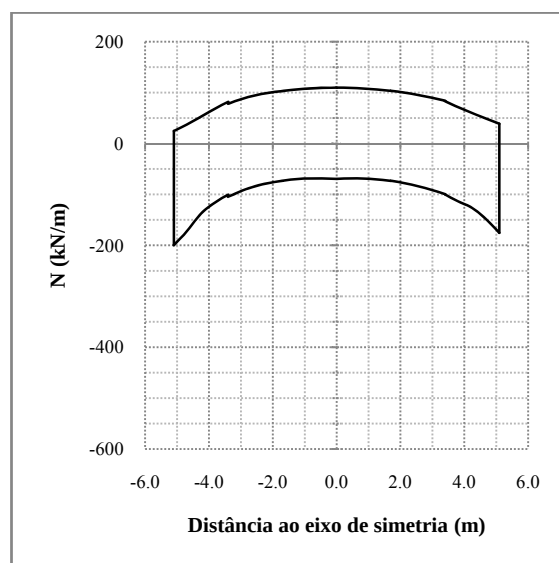


Figura A.21 – Envolvente de esforços axiais da laje de fundo de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.1.

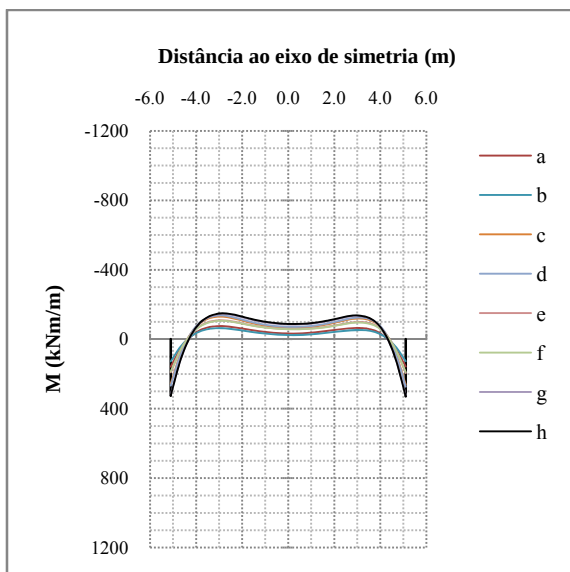


Figura A.22 – Diagramas de momentos flectores da laje de fundação das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.2.

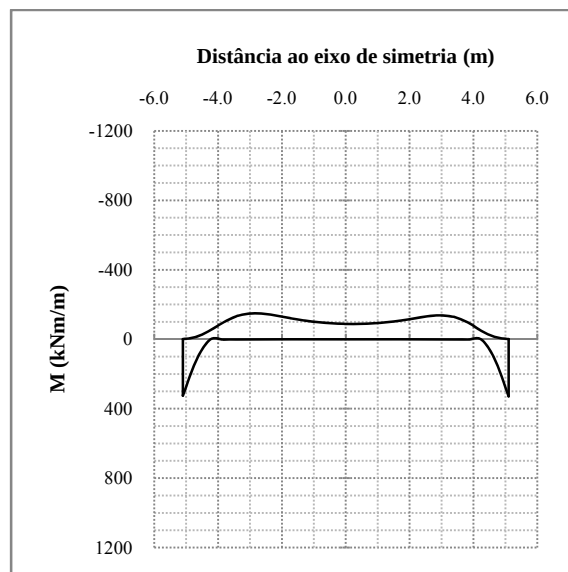


Figura A.23 – Envolvente de momentos flectores da laje de fundo de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.2.

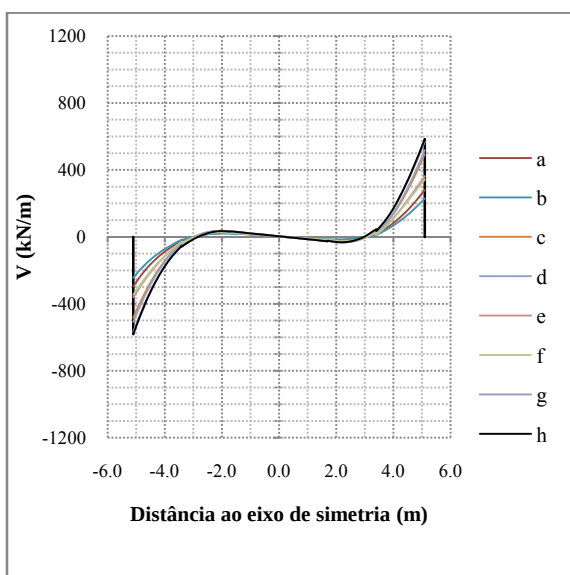


Figura A.24 – Diagramas de esforços transversos da laje de fundação das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.2.

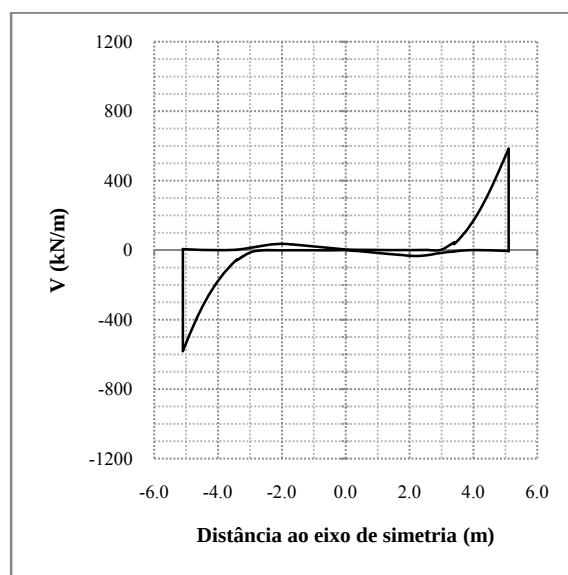


Figura A.25 – Envolvente de esforços transversos da laje de fundo de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.2

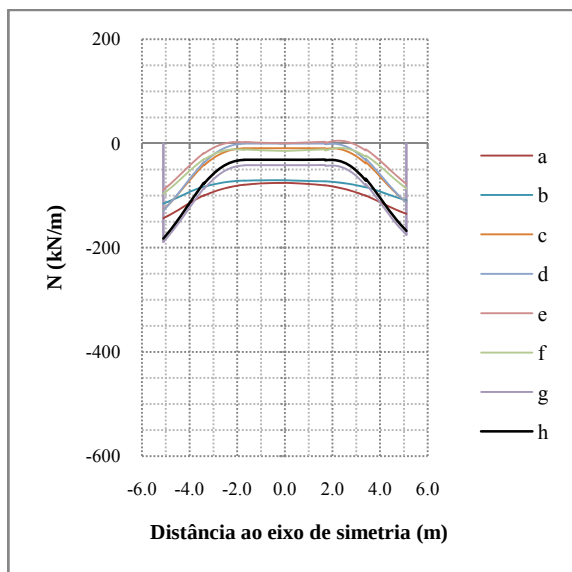


Figura A.26 – Diagramas de esforços axiais da laje de fundação das fases identificadas na Figura 7.136 para o Caso 1.2.

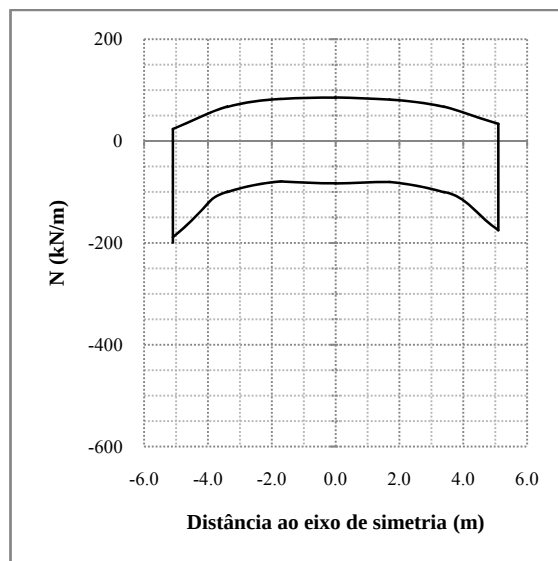


Figura A.27 – Envolvente de esforços axiais da laje de fundo de todas as fases consideradas na modelação para o Caso 1.2

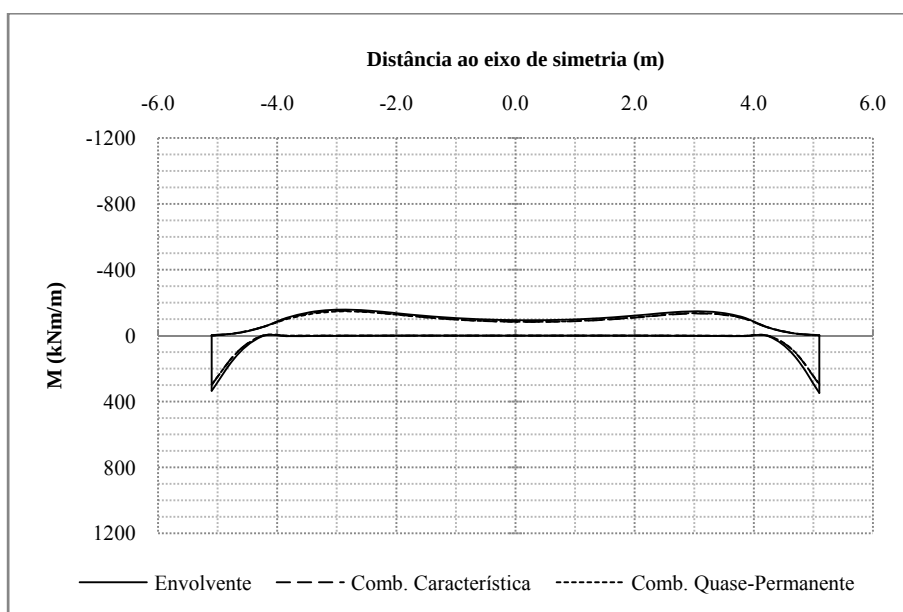


Figura A.28 – Comparação, em termos de esforços de flexão, da envolvente dos Casos 1.1 e 1.2 com a combinação característica e a quase-permanente.

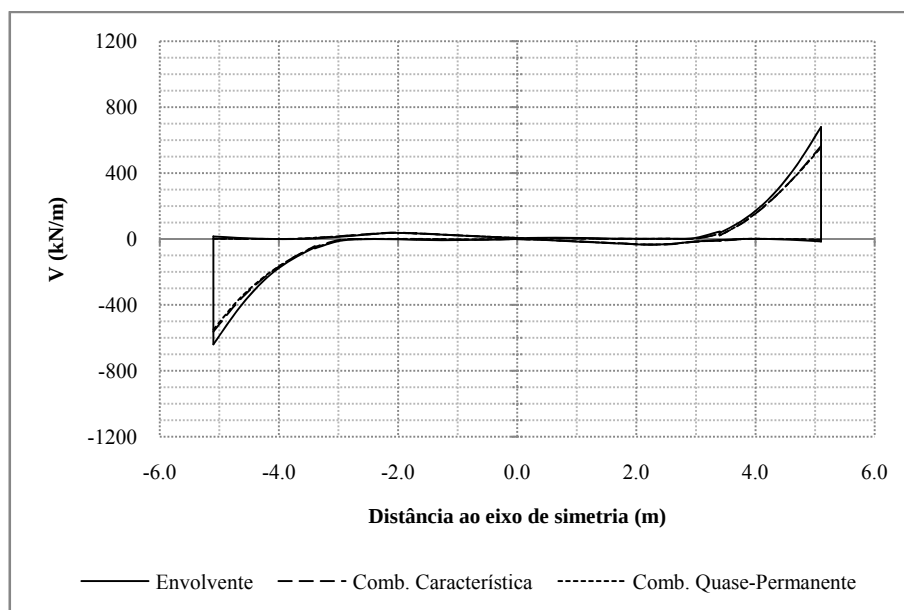


Figura A.29 – Comparação, em termos de esforços transversos, da envolvente dos Casos 1.1 e 1.2 com a combinação característica e a quase-permanente.

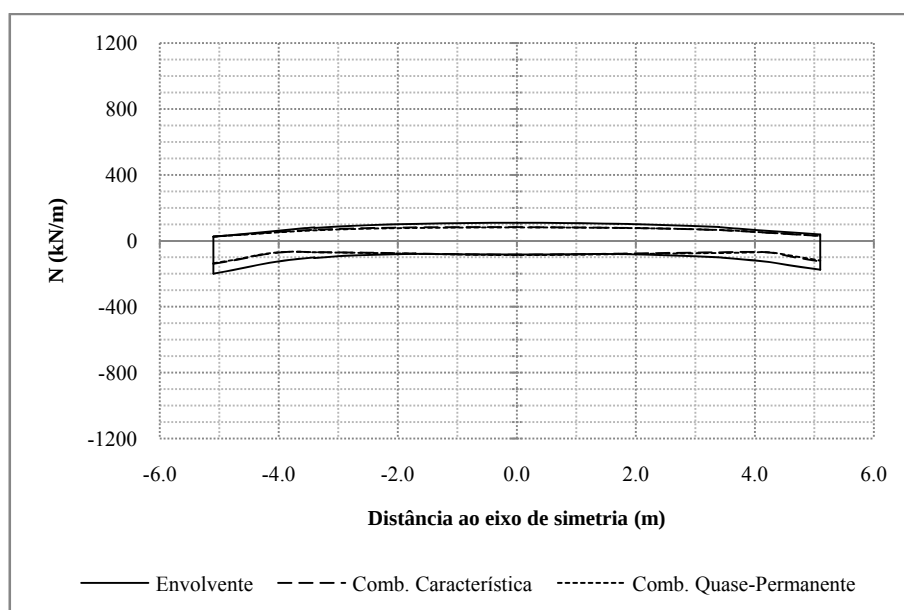
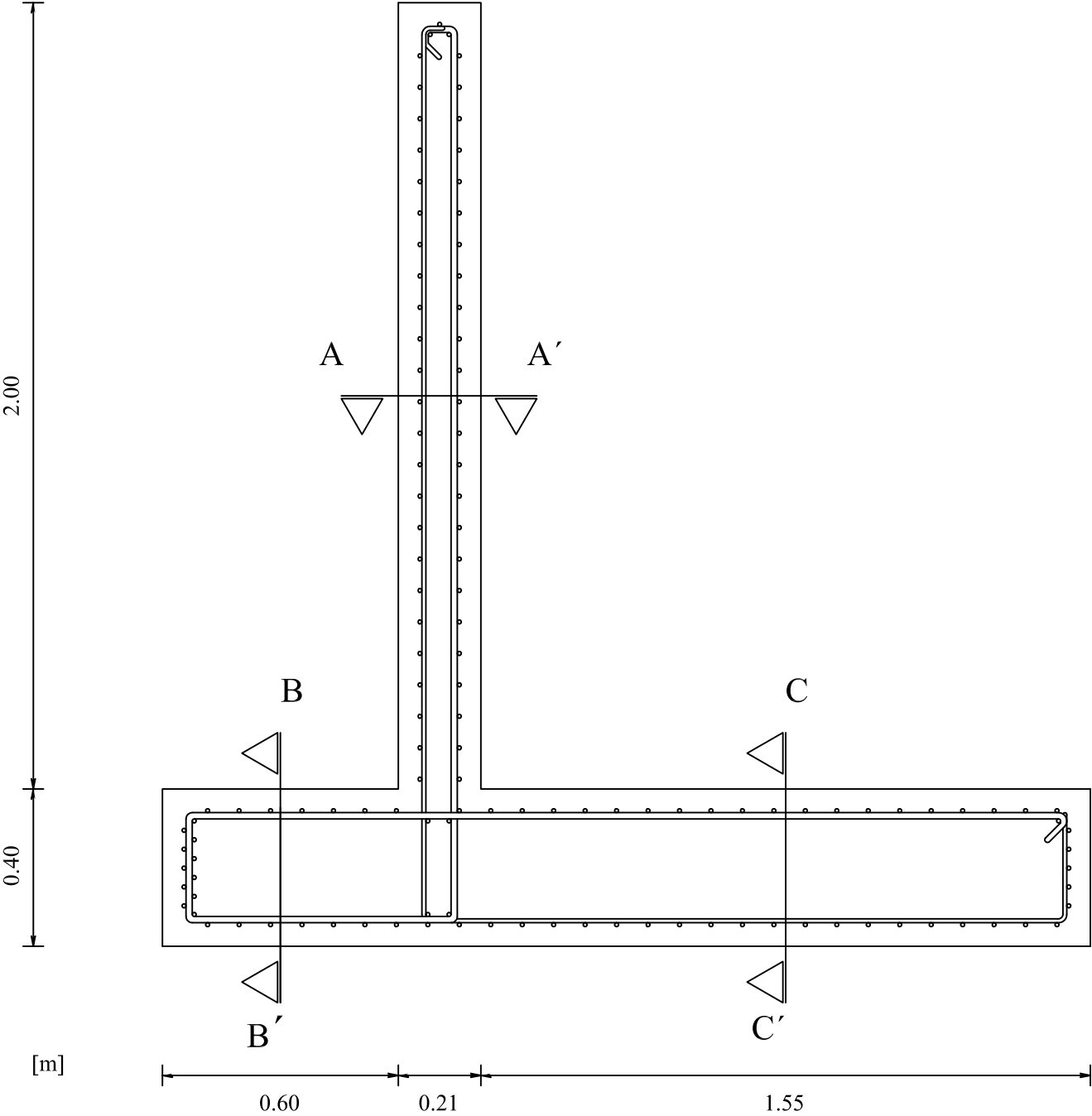


Figura A.30 – Comparação, em termos de esforços axiais, da envolvente dos Casos 1.1 e 1.2 com a combinação característica e a quase-permanente.

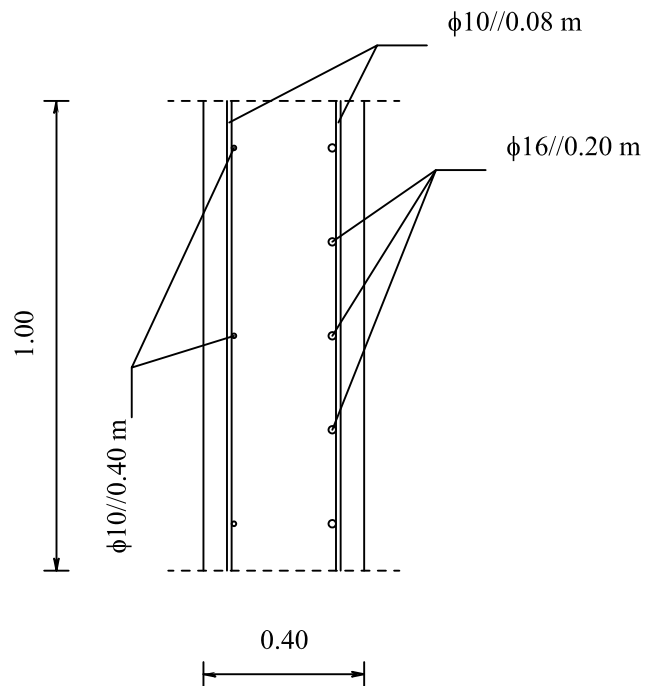
Muros de Soporte



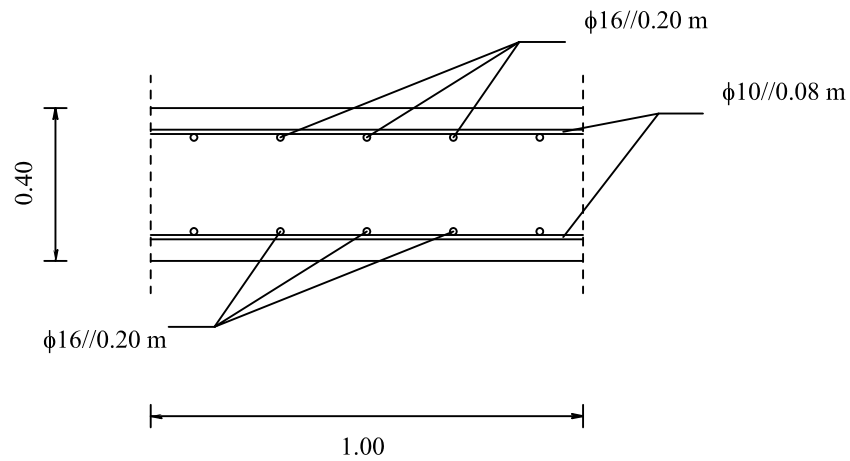
C30/37
S500
C_{nom}=50 mm

Muros de Suporte - Secções

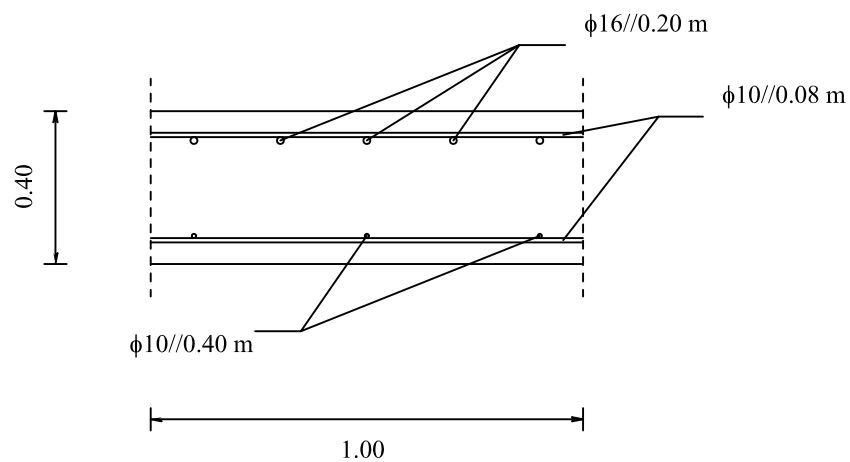
Corte A-A'



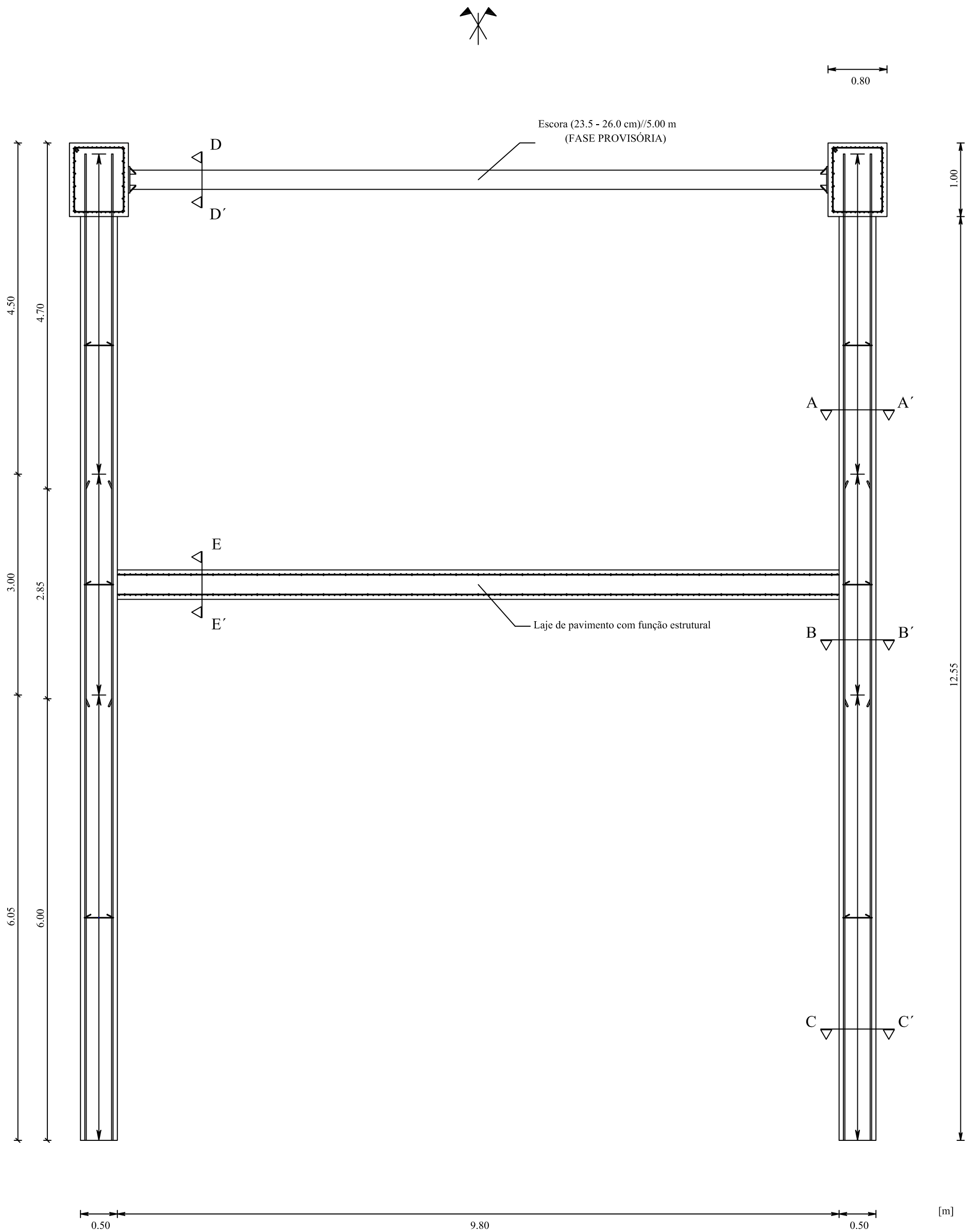
Corte B-B'



Corte C-C'

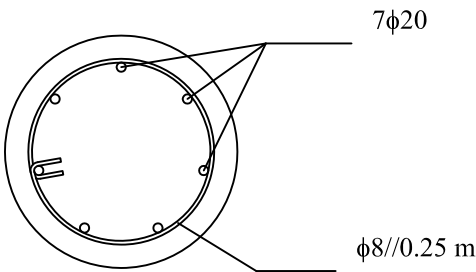


Cortina Autoportante

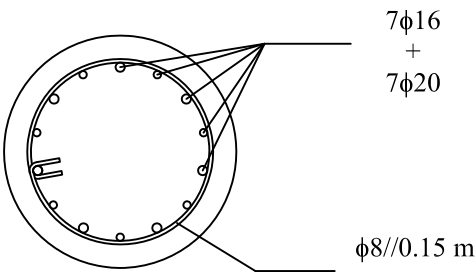


Cortina Autoportante - Secções

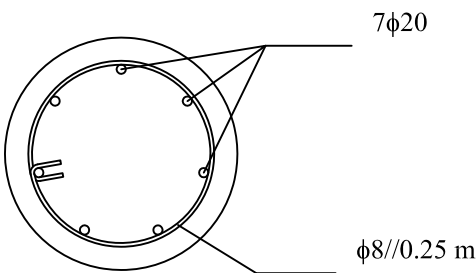
Corte A-A'



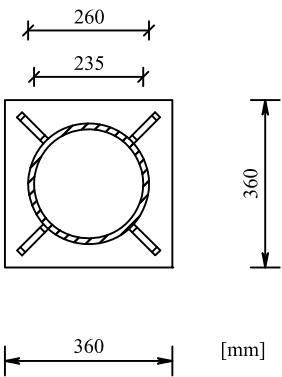
Corte B-B'



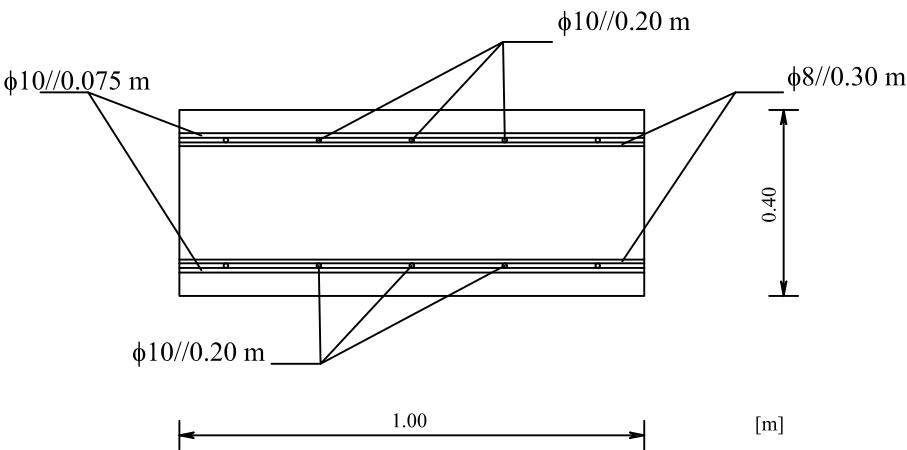
Corte C-C'



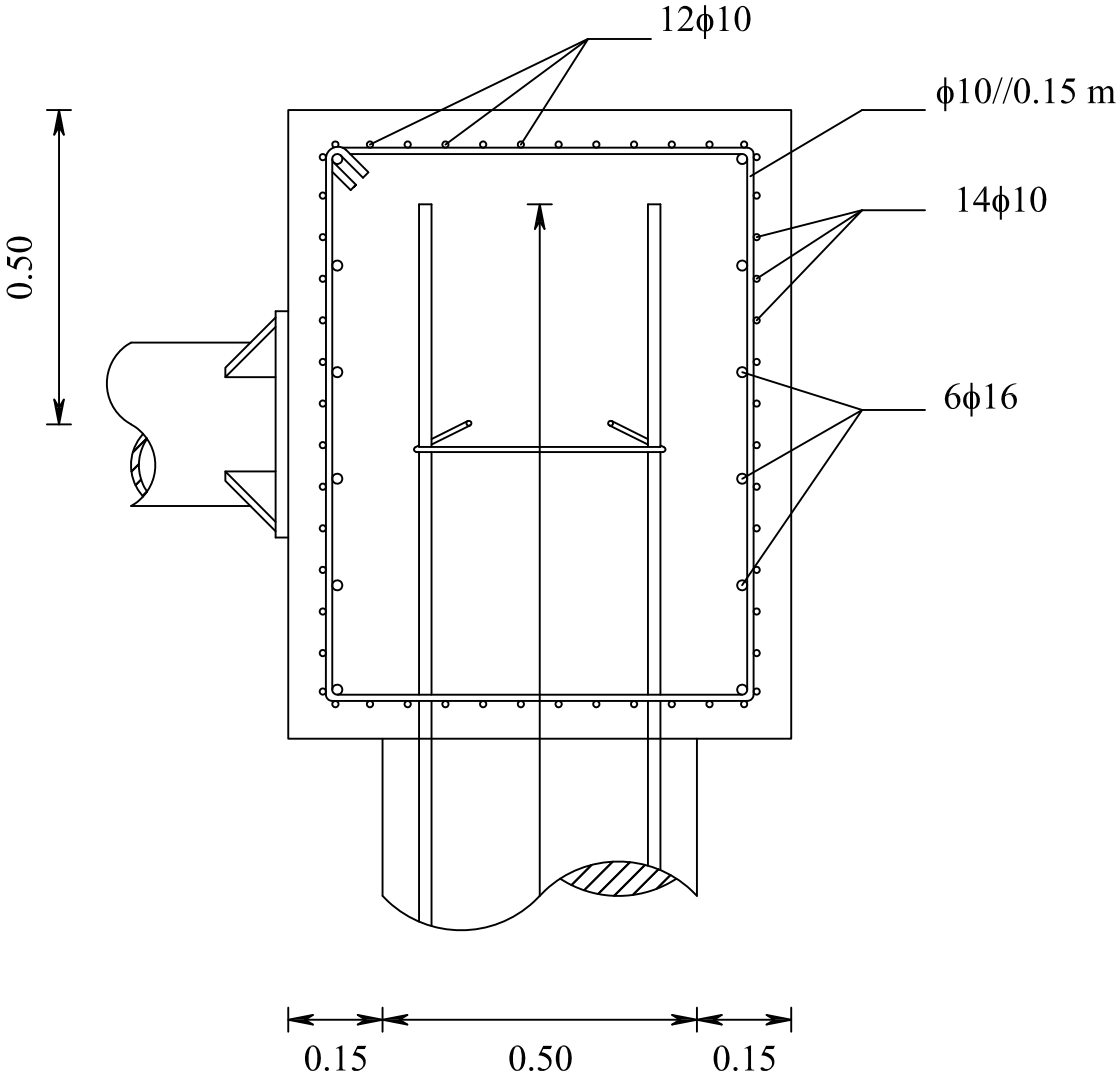
Corte D-D'



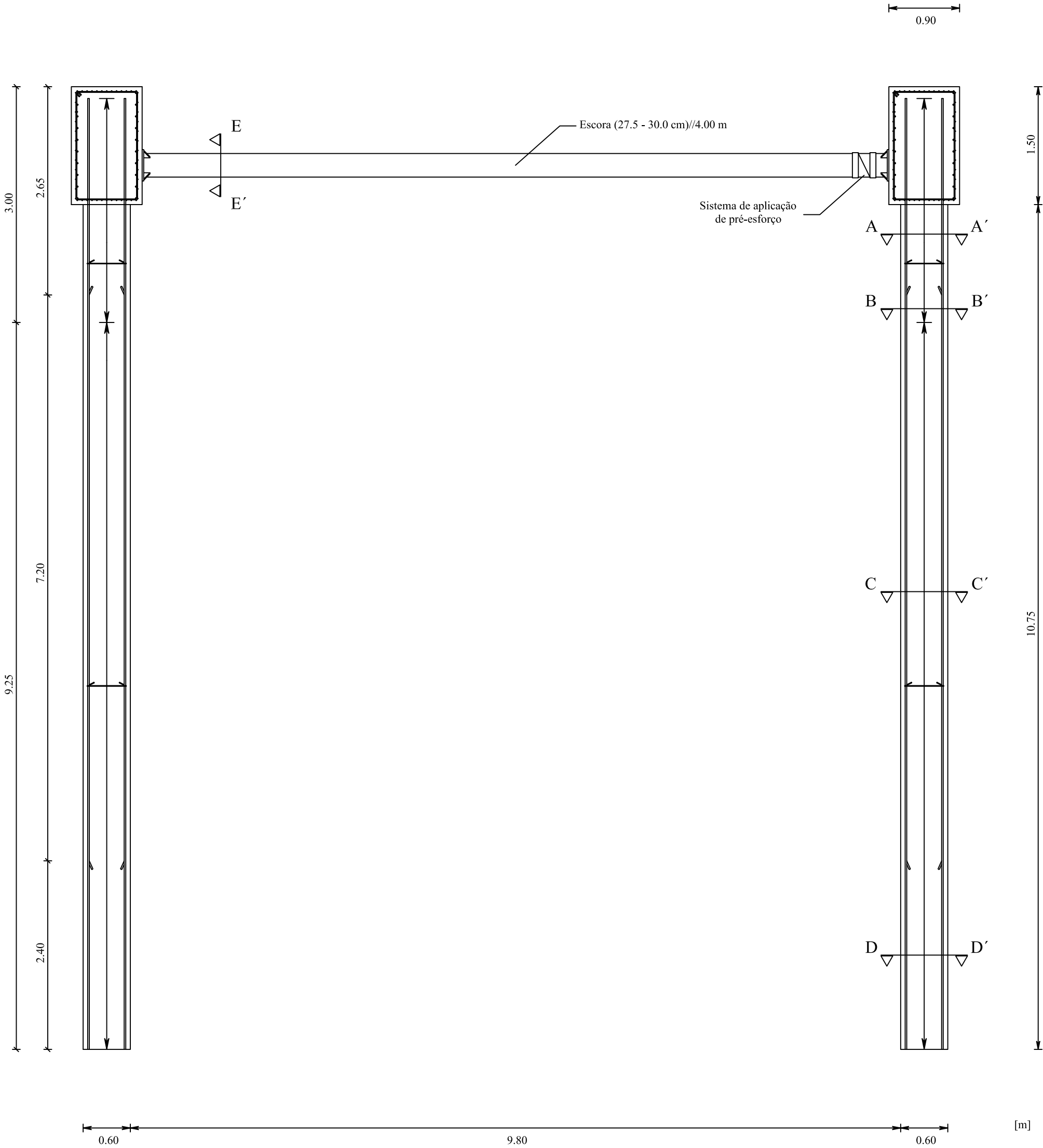
Corte E-E'



Cortina Autoportante - Viga de Coroamento



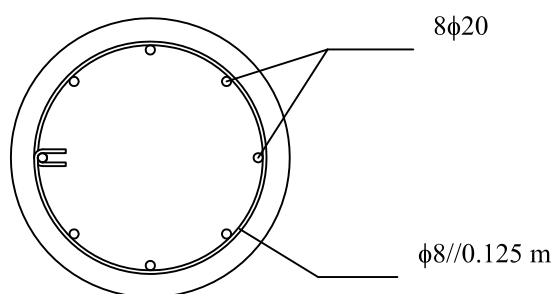
Cortina Monoapoiada



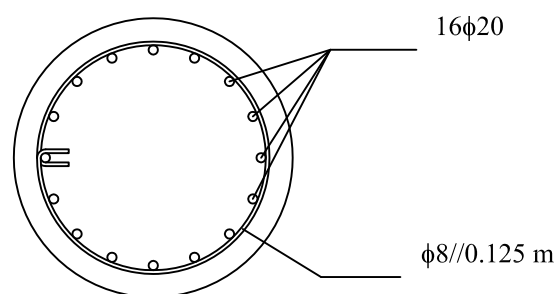
C30/37
S500
C_{nom}=50 mm

Cortina Monoapoiada - Secções

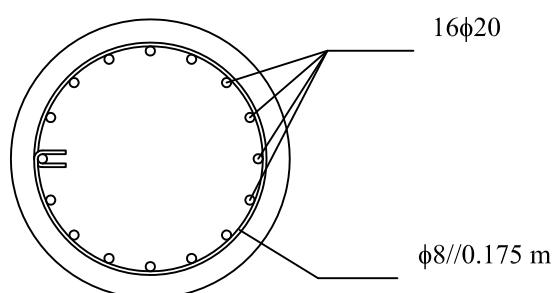
Corte A-A'



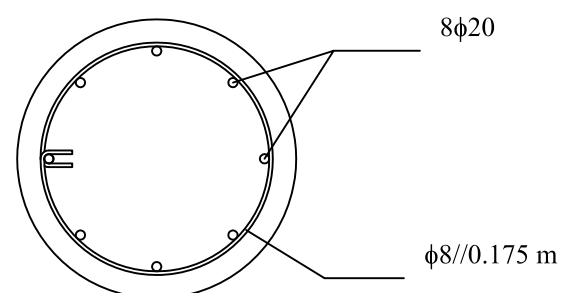
Corte B-B'



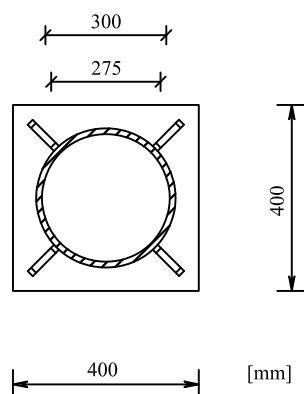
Corte C-C'



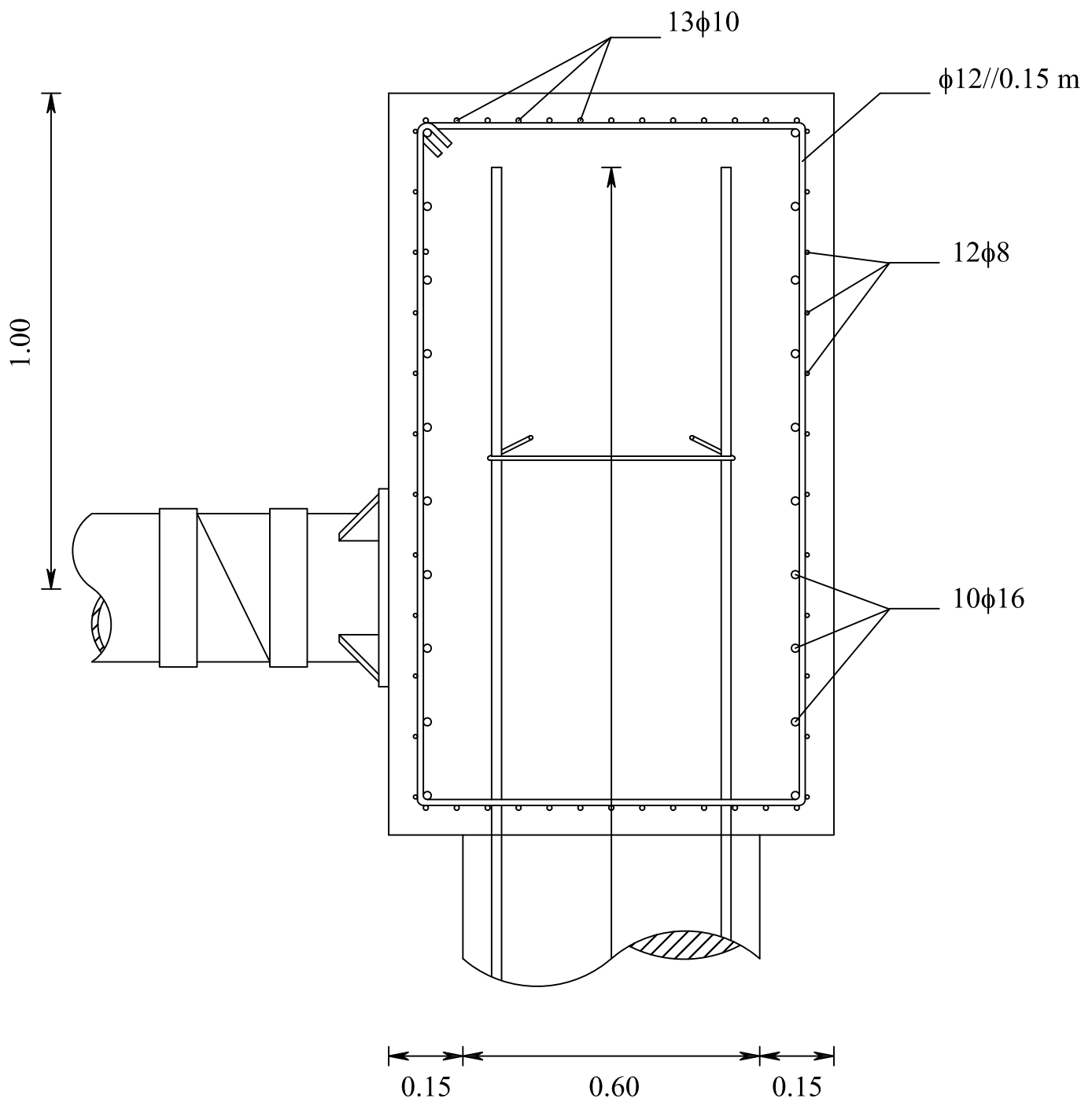
Corte D-D'



Corte E-E'



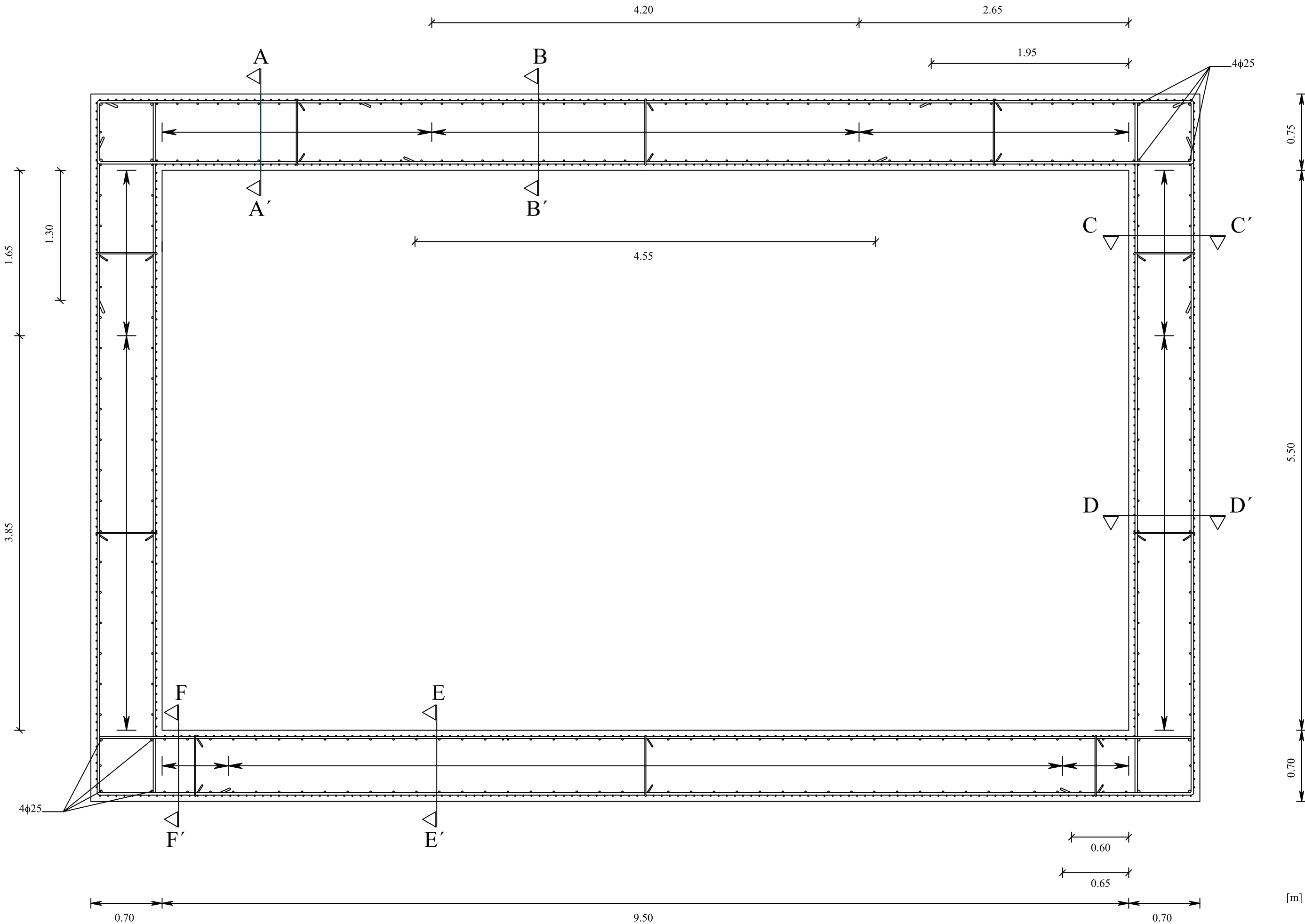
Cortina Monoapoiada - Viga de Coroamento



Túnel

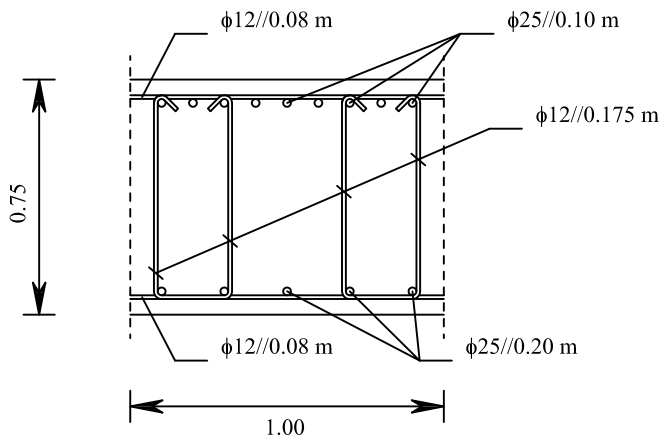


C30/37
S500
C_{nom}=50 mm

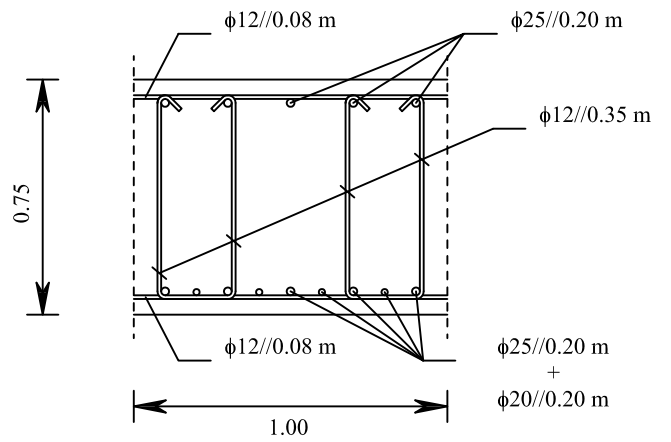


Túnel - Secções

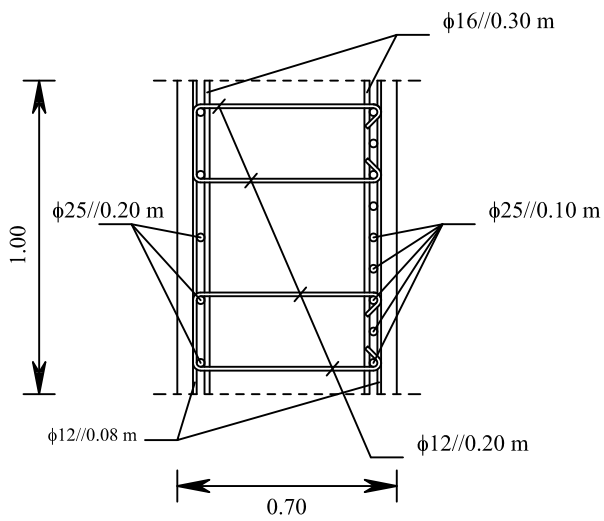
Corte A-A'



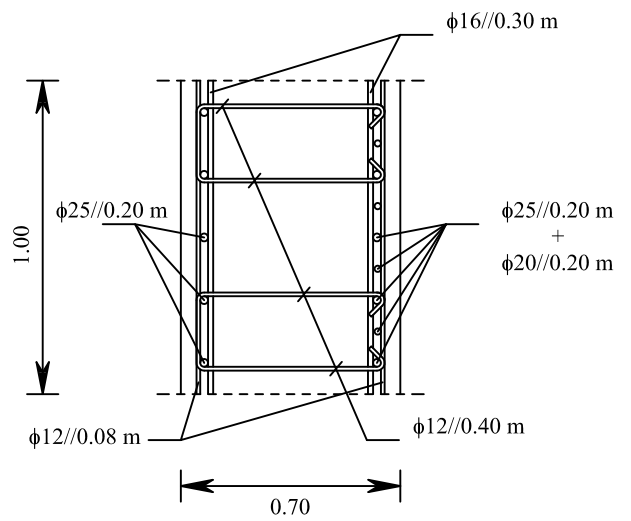
Corte B-B'



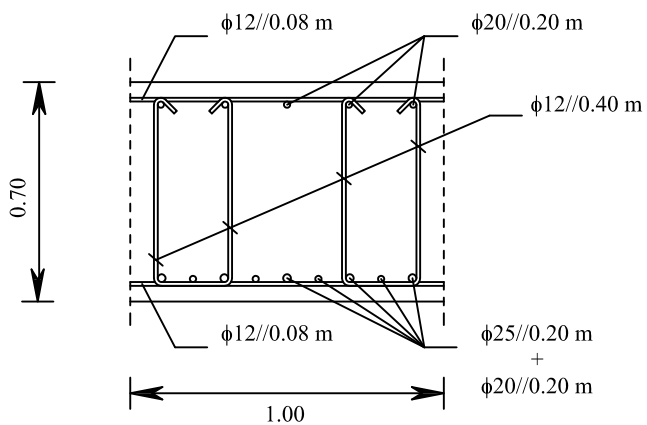
Corte C-C'



Corte D-D'



Corte E-E'



Corte F-F'

