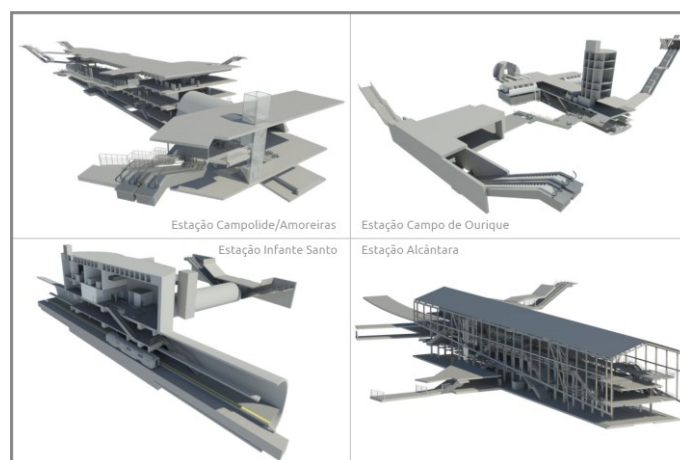


METRO DE LISBOA

LINHA VERMELHA ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA

EMPREITADA DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO DO PROLONGAMENTO DA LINHA

PROJETO DE EXECUÇÃO



TOMO III: OBRAS ESPECIAIS

VOLUME 5 - OE5: TÚNEL ZONA DO BALUARTE

MEMÓRIA DESCRITIVA – ESTRUTURAS DEFINITIVAS

Documento SAP:	LVSSA MSA PE STR TUN OE5 MD 088002 0
-----------------------	--------------------------------------

	Nome	Assinatura	Data
Elaborado	Pedro Marques/ Carlos Martins		2024-10-04
Revisto	Rui Tomásio		2024-10-04
Verificado	Sandra Ferreira/ Gonçalo Mateus		2024-10-04
Coordenador Projeto	Rui Rodrigues		2024-10-04
Aprovado	Raúl Pistone		2024-10-04



Metropolitano de Lisboa



Índice

1	OBJETIVO E ÂMBITO.....	7
2	ELEMENTOS DE BASE	8
3	CONDICIONAMENTOS.....	9
3.1	Traçado.....	9
3.2	Geológico e Geotécnicos.....	9
3.3	Desvios de Circulação.....	11
3.4	Ocupação de Superfície e de Subsolo	11
3.5	Interferências	11
3.6	Análise de danos e Demolições.....	17
3.7	Implantação.....	17
3.8	Segurança	17
3.9	Arquitetónicos.....	18
3.10	Compatibilidade com as Outras Especialidades.....	18
3.11	Ambiente.....	18
4	REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA DE BASE	21
5	MATERIAIS.....	23
6	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	25
6.1	Tempo de Vida Útil.....	25
6.2	Classificação da Obra de Acordo com a sua Importância	25
6.3	Classe de Inspeção	25
6.4	Classe de Fiabilidade	25
6.5	Categoria Geotécnica da obra associada às Estruturas de Contenção	25
6.6	Critérios de Estanqueidade em Estruturas Subterrâneas	25
7	DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO.....	27

7.1	Solução de Fase Definitiva.....	27
7.2	Solução de Emboquilhamento	28
7.3	Sistema de Impermeabilização	28
8	PROJETO DE ESTRUTURAS DEFINITIVAS.....	30
8.1	Ações	30
8.2	Combinações de Ações	32
8.3	Verificação da Segurança	34
9	DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	36
9.1	Junta de contração	36
9.2	Estanqueidade.....	36
10	REDE DE TERRAS.....	37

Índice de Figuras

Figura 1 - Planta e perfil longitudinal – Geologia / Geotecnia	9
Figura 2 – Planta de localização das carotes executadas	12
Figura 3 – Corte transversal na zona da carote C1 (esquerda) e corte transversal na zona da carote C2 (direita).....	13
Figura 4 - Corte transversal na zona da carote C6	13
Figura 5 - Planta de localização com indicação das interferências	14
Figura 6 – Fotografia ilustrativa da muralha do Baluarte interferência N° 384 (à esquerda) e fotografia ilustrativa da muralha do Baluarte interferência N° 381b (à direita) com o poço de sondagem realizado e a guarita, a foto foi retirada na plataforma representada pela interferência N° 381	16
Figura 7 – Fotografia ilustrativa de parte da muralha filipina/espanhola atualmente preservada no interior do edifício da casa de Goa, interferência N° 381c	16
Figura 8 – Fotografia ilustrativa do muro do miradouro Largo das Necessidades, interferência N° 385	17
Figura 9 - Secção do Túnel do Metro	27
Figura 10 – Vista 3D da solução definitiva do Túnel do Metro	27
Figura 11 - Sistema de impermeabilização do revestimento definitivo das estruturas executadas a céu aberto.....	28
Figura 12 - Pormenores tipo dos poços de terra	37

Índice de Tabelas

Tabela 1 – Valores característicos dos parâmetros a adotar na presente fase do estudo para as várias formações ocorrentes	10
Tabela 2 - Edifícios mais suscetíveis à ocorrência de danos.....	14
Tabela 3 – Estruturas definitivas. Características dos materiais – Betão.....	23
Tabela 4 – Estruturas definitivas. Características dos Materiais – Aço estrutural	23
Tabela 5 – Estruturas definitivas. Recobrimentos nominais das armaduras	24

1 OBJETIVO E ÂMBITO

O presente documento diz respeito ao desenvolvimento, ao nível de **Projeto de Execução**, da **Memória Descritiva e Justificativa das estruturas definitivas da Obra Especial 5 – Túnel na Zona do Baluarte**, no âmbito do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, que é parte integrante do **Tomo III – Obras Especiais** do **Volume 5 – OE5: Túnel Zona do Baluarte**.

2 ELEMENTOS DE BASE

Com base nos elementos do Programa Preliminar realizado pelo Metropolitano de Lisboa e do Anteprojeto realizado pelo ACE Metro São Sebastião Alcântara, fizeram-se as verificações necessárias bem como os acrescentos e ajustes considerados como pertinentes para otimização e desenvolvimento detalhado ao nível de Projeto de Execução, das soluções técnicas e elementos de obra, bem como dos processos e faseamento construtivos associados:

- Procedimento – Proc. n.º 125/2022-DLO/ML;
- Programa Preliminar, Tomo IV – Estruturas, Volume 2 – Obras Especiais:
- Memória Descritiva e Justificativa - “LVSSA ML PP STR TUN OE5 MD 088001 0”;
- Peças Desenhadas (“LVSSA ML PP STR TUN OE5 DW 088000 A” a “LVSSA ML PP STR TUN OE5 DW 088001 A” e “LVSSA ML PP STR TUN OE5 DW 088100 0” a “LVSSA ML PP STR TUN OE5 DW 088103 0”);

3 CONDICIONAMENTOS

3.1 Traçado

A solução estrutural adotada e os processos e faseamento construtivos previstos encontram-se compatibilizados com o projeto do traçado da linha.

3.2 Geológico e Geotécnicos

Nesta fase de Projeto de Execução e de acordo com as condições conhecidas para terrenos com características semelhantes foram estabelecidas soluções de suporte que serão confirmadas e/ou desenvolvidas em função da interpretação dos resultados dos trabalhos de prospeção já concluídos e das campanhas do Programa de prospeção complementar em decurso.

Os condicionamentos Geológicos e Geotécnicos são descritos no Tomo I – Geral, Volume 6 – Estudo Geológico-Geotécnico.

Apresenta-se na Figura 1, o excerto do perfil geológico-geotécnico do local.

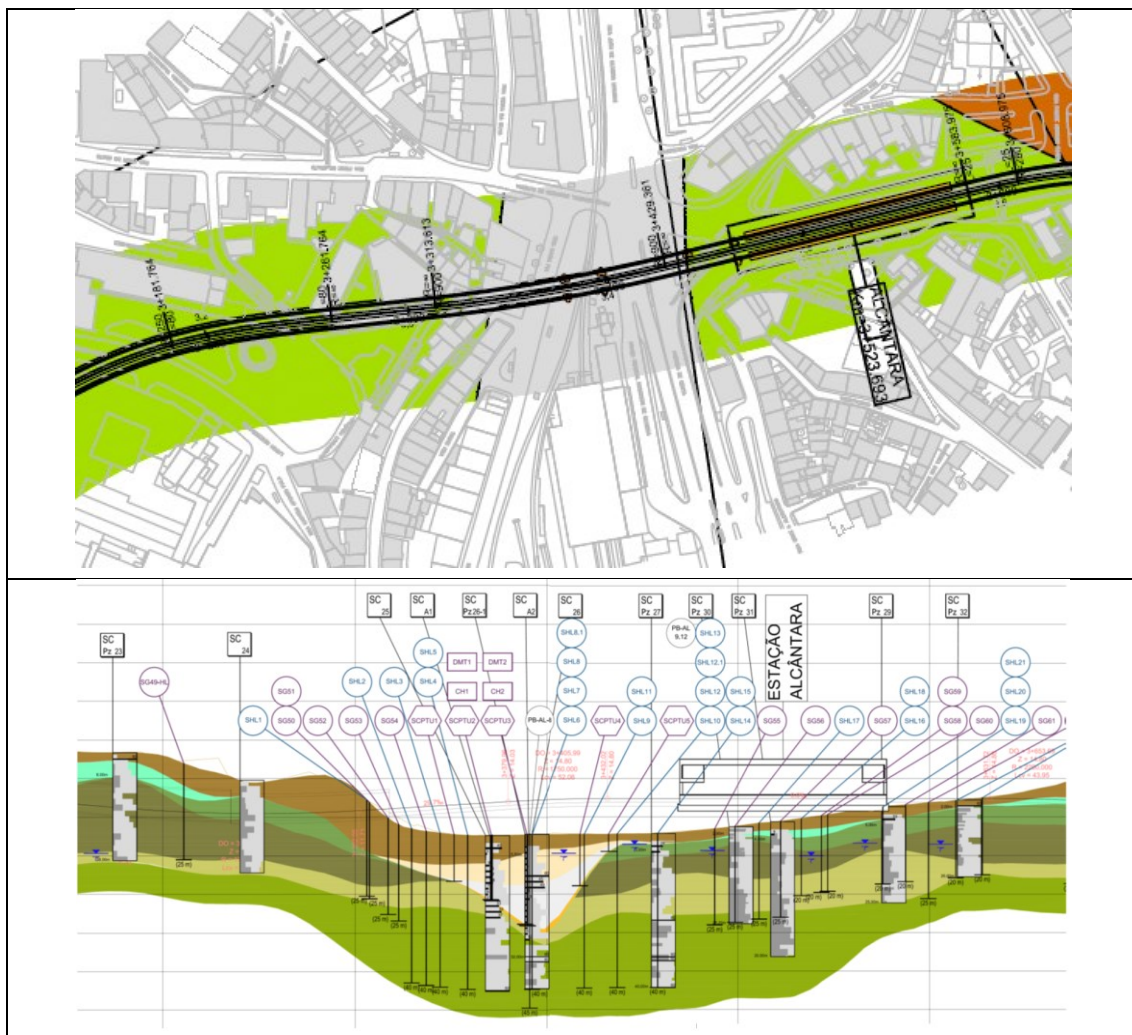


Figura 1 - Planta e perfil longitudinal – Geologia / Geotecnia

A zona do Vale de Alcântara, onde de nascente para poente, se encontram a OE5, o viaduto metálico, a Estação e a OE6 é dominada pela presença de materiais cretácicos da Formação da Bica, sob cobertura de materiais recentes de aterro, com espessura importante, localmente superior a 10 m, do lado nascente na zona da OE6 e com uma espessura combinada juntamente com os aluviões no centro do vale que pode atingir cerca de 25 m. As unidades cretácicas presentes são a Cc1a, essencialmente correspondente a argilas margosas, aqui com reduzida expressão, Cc1b (calcário nodular), Cc1c (calcário semi-cristalino a cristalino com rudistas) e Cc1d (calcário compacto fendilhado). Abaixo e já sem se encontrar cortado pelos aluviões do vale de Alcântara, encontram-se os calcários da Formação de Caneças Cc2 (calcários por vezes margosos).

Os aluviões são essencialmente arenosos na parte superior e argilosos na zona central, na base e na parte superior do lado poente. Na base encontra-se pequeno nível de aluvião com cascalheira.

Relativamente aos níveis de água presentes, considera-se que na dependência dos aluviões o nível de água se situe à cota +2,50. A partir desta cota o mesmo sobe nas encostas do vale até cerca da cota 15,00 no final do traçado (450 m a poente) e até à cota 40,00, (550 m a nascente).

Da análise desenvolvida às condições geológico-geotécnicas na zona da obra, resultam os parâmetros geotécnicos resumidos na tabela seguinte:

Tabela 1 – Valores característicos dos parâmetros a adotar na presente fase do estudo para as várias formações ocorrentes

Unidade	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c_u (kPa)	E_u (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E' (MPa)	K_0	k (m/s)	ν	σ (MPa) [rocha]	E' (GPa) [rocha]
ATERRO, At	18	20	---	---	0	28	8	0,5	10⁻⁵	0,35	---	---
ALUVIÃO, a(ar)	19	21	---	---	0	34	50	0,5	10⁻⁵	0,30	---	---
ALUVIÃO, a(ag)	17	19	10	10	0	28	4	0,5	10⁻⁸	0,46	---	---
ALUVIÃO, a(cg)	20	22	---	---	0	35	75	0,5	10⁻⁴	0,30	---	---
MIOCÉNICO, M(ag)a NSPT > 50	22	23	350	100	10	33	60	1,0	10 ⁻⁸	0,33	---	---
MIOCÉNICO, M(ag)b NSPT < 50	21	22	180	40	5	28	20	1,0	10 ⁻⁸	0,38	---	---
MIOCÉNICO M(cal)	24	24	---	---	100	34	400	0,8	10 ⁻⁵	0,25	---	---
OLIGOCÉNICO, Φ	20	22	400	150	15	30	75	1,2	10 ⁻⁷	0,30		
BASALTO, β	26	26	---	---	200	40	2000	0,8	10 ⁻⁷	0,26	20	12
BASALTO, $\beta_{w5;w4/5}$	21	23	---	---	50	35	250	0,7	10 ⁻⁶	0,28	---	---
TUFOS, τ	20	21	---	---	60	35	120	1,0	10 ⁻⁷	0,27	---	---
CALCÁRIO, Cc1a	23	23	---	---	50	32	60	0,8	10⁻⁷	0,23	---	---
CALCÁRIO, Cc1b	24	24	---	---	90	38	325	0,8	10⁻⁷	0,21	9	3
CALCÁRIO, Cc1c	25	25	---	---	300	42	4000	0,8	10⁻⁶	0,21	50	27,5
CALCÁRIO, Cc1d	24	24	---	---	120	40	600	0,8	10⁻⁷	0,21	12	6

Unidade	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c_u (kPa)	E_u (MPa)	c' (kPa)	ϕ' ($^{\circ}$)	E' (MPa)	K_0	k (m/s)	ν	σ (MPa) [rocha]	E' (GPa) [rocha]
CALCÁRIO DE CANEÇAS	23	23	---	---	100	35	200	0,8	10 ⁻⁷	0,25	5	1,5

*As camadas a negrito e sublinhadas correspondem às camadas encontradas na zona do Baluarte e viaduto

3.3 Desvios de Circulação

Ao longo da duração da obra os estaleiros e áreas reservadas junto à zona a realizar a céu aberto, que interfiram com a circulação existente, serão demarcadas como áreas temporárias de ocupação com os consequentes desvios de trânsito.

Os desvios de circulação são objeto de projeto autónomo, apresentado no Tomo I – Geral, Volume 12 – Projeto Viário, deste Projeto de Execução.

Os estaleiros são objeto de projeto autónomo, apresentado no Tomo I – Geral, Volume 09 – Outras Estaleiros, deste Projeto de Execução.

3.4 Ocupação de Superfície e de Subsolo

A execução a céu aberto do túnel definitivo interfere com as redes de infraestruturas existentes no subsolo. As infraestruturas serão objeto de desvios provisórios/definitivos ou eventual suspensão, de modo a compatibilizar-se com o faseamento construtivo proposto.

Os serviços afetados são objeto de projeto autónomo, apresentado no Tomo III – Obras Especiais, Volume 5 – OE5: Túnel na Zona do Baluarte, deste Projeto de Execução.

3.5 Interferências

3.5.1 Enquadramento

A avaliação de danos foi realizada com base na metodologia preconizada no Volume 17 – Interferências ao Longo da Linha, já mencionada nos Critérios Gerais de Projeto, apoiada pelas recomendações do Eurocódigo 7, Anexo H e ainda pelo relatório ITA/AITES Report 2006 - Settlements induced by tunneling in Soft Ground.

Genericamente, todas as interferências estudadas encontram-se dentro da faixa de 30 m de ambos os lados do eixo do traçado e na zona de influência das escavações. A avaliação risco contemplou diversos tipos de interferências (EIEIF), nomeadamente:

- Edificado, incluindo os de interesse patrimonial;
- Infraestruturas enterradas;
- Infraestruturas ferroviárias.

Após a realização da avaliação de danos, em função do tipo de interferência e da magnitude dos danos estimados, serão selecionadas medidas de mitigação de assentamentos tendo em consideração:

- Tipo de obra a realizar;
- Cenário geológico, geotécnico e hidrogeológico estimado;
- Relação custo-benefício.

A execução dos trabalhos de escavação irá originar alterações do estado de tensão do maciço que resultarão em descompressões e consequentemente em deslocamentos na sua zona de influência. O método construtivo adotado em combinação com o comportamento das

estruturas e dos materiais intercetados condicionará a magnitude dos deslocamentos induzidos nas estruturas nele fundadas (doravante denominadas interferências). Em função da grandeza dos deslocamentos e da natureza das interferências, os efeitos dos deslocamentos poderão ser significativos e resultar em danos, pelo que importa analisar os seus efeitos. Com este objetivo, a metodologia proposta, permite quando necessário e aplicável, definir medidas de mitigação.

A presente avaliação de danos foi realizada de acordo com os requisitos do Caderno de Encargos. De modo a abranger as várias tipologias de interferências presentes no ambiente urbano em que a obra se insere, foi necessário complementar a metodologia patenteada, resultando no processo descrito no ponto seguinte do presente documento.

3.5.2 Estado do edificado, incluindo património, das infraestruturas enterradas e das infraestruturas ferroviárias

3.5.2.1 Atividades realizadas

Com o objetivo de melhor caracterizar os edifícios, as infraestruturas enterradas e as infraestruturas ferroviárias, foi realizada uma consulta da informação cadastral, dos elementos técnicos (plantas) disponíveis e de fotografias históricas e, onde possível, realizadas visitas.

Para os edifícios abrangidos pela faixa de perturbação, tentou-se recolher sempre que possível informações sobre as características das suas fundações, nomeadamente, o tipo de fundação e a cota estimada a que estas poderão estar localizadas.

Para a caracterização das infraestruturas enterradas e das infraestruturas ferroviárias na zona de influência dos trabalhos de escavação, foram realizados contactos com a entidades concessionárias das infraestruturas com o objetivo de aferir o seu posicionamento e estado de conservação. Paralelamente, foram realizadas vistorias aos serviços e efetuados levantamentos topográficos dos elementos visíveis à superfície.

Adicionalmente foram executadas sondagens/carotes de reconhecimento complementar para aferição da profundidade das fundações e espessura da muralha do baluarte e muralha filipina/espanhola. Na Figura 2, Figura 3 e Figura 4, mostra-se a localização e cortes transversais na zona das carotes realizadas.



Figura 2 – Planta de localização das carotes executadas

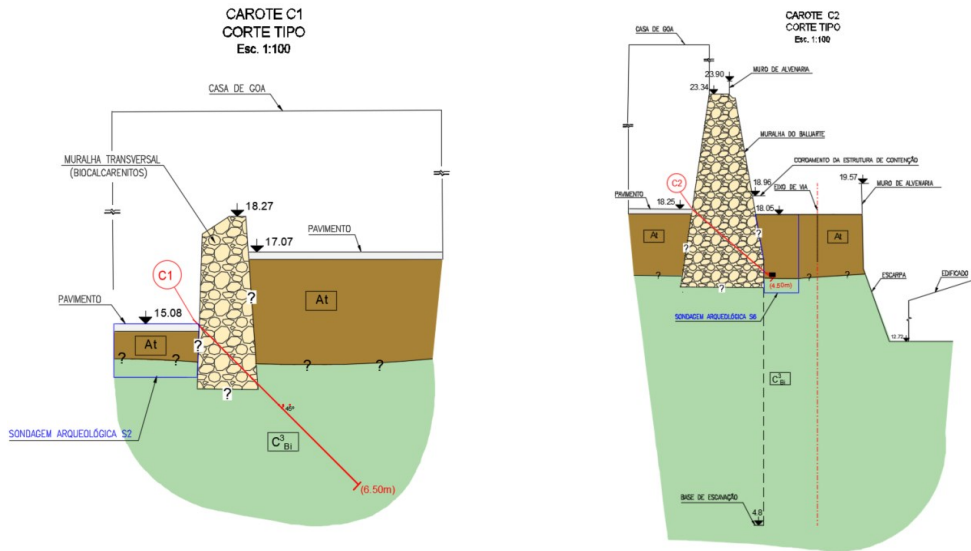


Figura 3 – Corte transversal na zona da carote C1 (esquerda) e corte transversal na zona da carote C2 (direita)

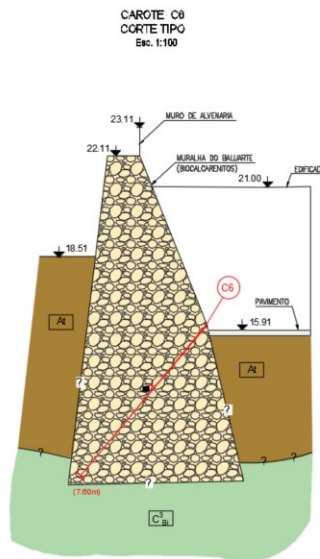


Figura 4 - Corte transversal na zona da carote C6

3.5.2.2 Edifícios e Estruturas Existentes

O projeto insere-se numa zona urbana cujo edificado foi construído em diferentes períodos históricos e em que a sua composição, estado de conservação e tipo de estrutura, diferem significativamente.

Na avaliação da suscetibilidade de edifícios foi também considerado o seu valor histórico-cultural, particularmente se no que respeita ao facto de o mesmo ser considerado património classificado. Assim, com o objetivo de incluir na avaliação de risco esta componente, foi

incorporado um fator de agravamento da categoria de risco, descrita no Volume 17 – Interferências ao Longo da Linha.

A análise dos elementos acima referidos em combinação com o posicionamento dos edifícios em relação aos trabalhos de escavação, permitiu identificar os edifícios mais suscetíveis à ocorrência de danos (Tabela 2).

Tabela 2 - Edifícios mais suscetíveis à ocorrência de danos

N.º	CATEGORIA	LOCALIZAÇÃO
380	Edifício	Calçada do Livramento, 2-12
381	Edifício	Calçada do Livramento, Baluarte
381a	Edifício	Calçada do Livramento, Baluarte, muro 1
381b	Edifício	Calçada do Livramento, Baluarte, muro 2
381c	Edifício	Calçada do Livramento, Baluarte, Mfil
382	Edifício	Calçada do Livramento, 17
383	Edifício	Calçada do Livramento, 19
384	Edifício	Calçada do Livramento, Muro do Baluarte 3
385	Edifício	Calçada do Livramento, Muro do Miradouro

Apresenta-se na Figura 5 a planta de localização com indicação das interferências identificadas na tabela anterior.

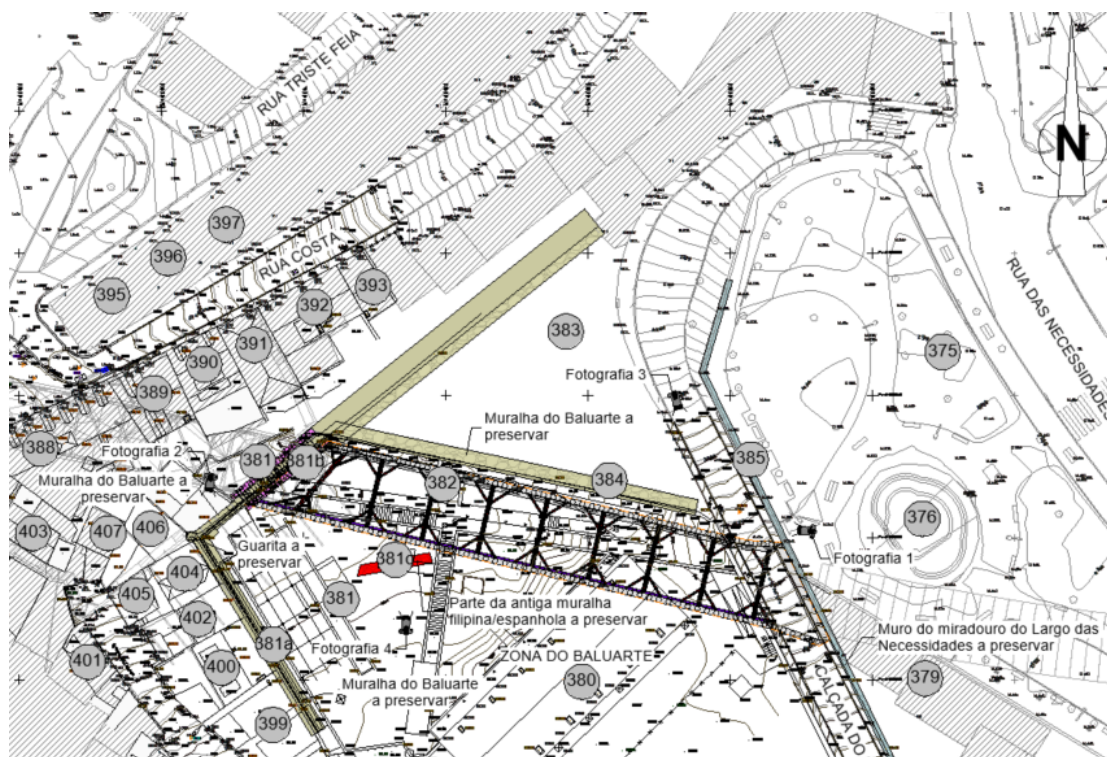


Figura 5 - Planta de localização com indicação das interferências

Destas interferências destaca-se o valor histórico e patrimonial das interferências Nº 381, 381a, 381b, 381c, 384 e 385.

As interferências Nº 381, 381a, 381b e 384 dizem respeito aos muros constituintes das muralhas do Baluarte para os quais se prevê a necessidade de um recalçamento e restauro dos elementos pétreos constituintes da muralha, estas soluções são explicadas e descritas no documento referente às escavações e contenções provisórias em “LVSSA MSA PE STR TUN OE5 MD 088001 0” do presente documento.

Dos estudos e registos históricos encontrados até à data, estima-se que as muralhas constituintes do baluarte tenham sido construídas no século XVII, após a dinastia filipina. Em termos de aparelho construtivo, estima-se que as muralhas sejam compostas por muros de alvenaria de pedra tosca e com aparelho irregular, sem reboco, sendo expectável que estejam fundadas nas camadas calcárias da Formação da Bica.

Os muros constituintes das muralhas representados pelas interferências nº 381a e nº 381b têm o seu coroamento à cota, aproximada, de +23m garantido um desnível máximo de terras de 12m, sendo que a noroeste junto ao baluarte existe um afloramento calcário com plataforma a um nível mais baixo, representada pela interferência nº 381, encontrando-se esta à cota +18.30m, havendo assim um desnível de, aproximadamente, 6m entre as interferências 381 e 381b. As muralhas apresentam espessura variável em profundidade entre 1.1m e 3.5m, valores estimados pelas sondagens/carotes C2 e C6 mostradas no subcapítulo anterior, estando as fundações a uma cota expectável de +15.05.

Estas muralhas apresentam, em geral, a sua aparência original em pedra tosca sem reboco, mas alterada por diversos fatores naturais do tempo, sendo que os paramentos apresentam um escurecimento e alteração de cor, devido à acumulação de sujidades superficiais e pela deposição de detritos como: sedimentos; guano e material orgânico vegetal. Verifica-se também a contaminação biológica generalizada com grande quantidade de plantas superiores, resultando no enegrecimento das superfícies e na alteração de cor nas zonas de escorrências, esta contaminação resulta da colonização de micro-organismos, como fungos, líquenes e de musgos, particularmente incidentes nas zonas de contacto com o solo; escorrência de águas pluviais; e transição entre elementos desnivelados de rebocos e cantarias.

Importa ainda referir que no vértice de ligação entre os muros das muralhas representados pelas interferências 381 e 381a existe uma guarita em pedra e com formato circular.

O muro constituinte do baluarte representado pela interferência nº 384 têm o seu coroamento à cota, aproximada, de +28m garantido um desnível máximo de terras de 11m. Apesar de ainda não ter sido possível executar trabalhos de prospeção junto a este muro face às condicionantes de acesso junto do mesmo, será expectável que muro possua espessura variável em profundidade e esteja fundado nas camadas calcárias. Supõe-se que este muro seja constituído por pedra tosca argamassada. Ao contrário dos muros descritos anteriormente das restantes interferências, este aparenta possuir um reboco de acabamento e encontra-se pintado de branco, sendo expectável que o muro tenha sido restaurado ao longo destes anos. Todos os pressupostos necessários confirmados antes do início dos trabalhos.

Ao longo de toda a empreitada todos estes muros constituintes das muralhas do baluarte mencionados serão preservados e restaurados, havendo apenas um ajuste e reforço das fundações do muro da interferência nº 381b, conforme se indicará no capítulo 7.

Em seguida apresentam-se fotografias ilustrativas, retiradas no local, referentes às interferências descritas.

Em seguida apresentam-se fotografias ilustrativas, retiradas no local, referentes às interferências identificadas.



Figura 6 – Fotografia ilustrativa da muralha do Baluarte interferência N° 384 (à esquerda) e fotografia ilustrativa da muralha do Baluarte interferência N° 381b (à direita) com o poço de sondagem realizado e a guarita, a foto foi retirada na plataforma representada pela interferência N° 381

A interferência 381c é referente a parte da muralha filipina/espanhola cuja construção se estima ser anterior à construção das muralhas mencionadas anteriormente, pertencentes ao século XVII. Esta parte da muralha encontra-se atualmente preservada no interior do edifício existente da casa de Goa, sendo este elemento preservado ao longo da empreitada. Da sondagem/carote C1 já executada, foi possível estimar uma espessura, aproximadamente, constante da muralha de 1,48m, com altura de 4,80m entre a cota +13.28 e a cota +8.48.

Em seguida apresenta-se uma foto ilustrativa, retirada no local, referente à muralha filipina.



Figura 7 – Fotografia ilustrativa de parte da muralha filipina/espanhola atualmente preservada no interior do edifício da casa de Goa, interferência N° 381c

Por fim, destaca-se ainda a interferência N° 385 que diz respeito ao muro do miradouro do Largo das Necessidades, por baixo do qual irá ocorrer a transição do túnel em NATM para “Cut & Cover”, nesta zona prevê-se a conservação e restauro do muro e um confinamento assegurado pela viga de coroamento constituinte da cortina de estacas, conforme está descrito no Capítulo 7 do “LVSSA MSA PE STR TUN OE5 MD 088001 0”. Em seguida apresenta-se uma foto ilustrativa, retirada no local, referente ao miradouro.



Figura 8 – Fotografia ilustrativa do muro do miradouro Largo das Necessidades, interferência N° 385

3.5.3 Medidas de mitigação

Para a fase de Projeto de Execução, foi realizada uma referenciação de danos nas interferências mais suscetíveis, tendo-se concluído, nesta fase do projeto e numa primeira aproximação, não ser necessário realizar medidas específicas de reforço estrutural. A monitorização de cada interferência pode ter que ser reforçada função do seu nível de suscetibilidade perante a obra.

3.6 Análise de danos e Demolições

A avaliação de danos em interferências ao longo do traçado, assim como a definição de critérios de danos em estruturas ou infraestruturas situadas na vizinhança da obra, encontra-se desenvolvida no Tomo I – Geral, Volume 17 – Interferências ao Longo da Linha.

As interferências resultantes da construção do túnel que resultam em necessidade de demolições, encontram-se retratadas no Tomo I – Geral, Volume 27 – Demolições ao Longo da Linha, do presente Projeto de Execução.

3.7 Implantação

A implantação da obra respeita integralmente os requisitos definidos no programa preliminar, tendo em consideração o novo traçado de via atualizado no “ANEXO X – AO CADERNO DE ENCARGOS TÉCNICO – ALTERAÇÃO DO TRAÇADO ENTRE OS KM 2+570.938 E O KM 3+471.193”.

3.8 Segurança

A atividade de prevenção de riscos profissionais tem uma matriz de referência baseada num conjunto de princípios gerais de prevenção:

1. Evitar os riscos;
2. Avaliar os riscos que não possam ser evitados;
3. Combater os riscos na origem;
4. Adaptar o trabalho ao trabalhador;
5. Ter em conta o estado de evolução técnica;
6. Substituir o que é perigoso pelo que é isento de perigo ou menos perigoso;

7. Planificar a prevenção;
8. Dar prioridade à prevenção coletiva em relação à individual;
9. Dar formação e instruções adequadas aos trabalhadores.

Estes princípios devem nortear a ação de todos os intervenientes durante todo o processo de construção. Apresenta-se nas peças desenhadas do presente Projeto de Execução, subscrevendo as orientações do Dono de Obra apresentadas no Programa Preliminar, desenho de notas gerais com uma lista não exaustiva de atividades que envolvem riscos especiais para a segurança e saúde dos trabalhadores decorrentes da execução do projeto e as ações para a prevenção de riscos associados à realização dos trabalhos.

Será da responsabilidade da Entidade Executante desenvolver o Plano de Segurança e Saúde, conforme indicado no Caderno de Encargos, e garantir a sua implementação na fase de execução da obra.

3.9 Arquitetónicos

O presente Projeto de Execução procura atingir as soluções técnicas mais adequadas e devidamente compatibilizadas com o Projeto de Execução de Arquitetura (Tomo III – Obras Especiais, Volume 5 – OE5: Túnel na Zona do Baluarte).

3.10 Compatibilidade com as Outras Especialidades

O presente Projeto de Execução está compatibilizado com todas as restantes especialidades, nomeadamente:

- Tomo I – Geral, Volume 2 – Traçado;
- Tomo I – Geral, Volume 3 – Via-Férrea;
- Tomo I – Geral, Volume 4 – Coluna seca;
- Tomo III – Obras Especiais, Volume 3 – Flúidos;
- Tomo III – Obras Especiais, Volume 4 – Energia;
- Tomo III – Obras Especiais, Volume 5 – Telecomunicações;
- Tomo III – Obras Especiais, Volume 6 – Mecânica;

3.11 Ambiente

O projeto do “Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara” está sujeito a Avaliação de Impacte Ambiental, tendo sido desenvolvido um Estudo de Impacte Ambiental e emitida uma Declaração de Impacte Ambiental (DIA) que determina uma **Decisão Favorável Condicionada** ao cumprimento dos termos e condições expressas na DIA (processo de AIA n.º 3462), na qual se identificam as medidas de minimização gerais a implementar em fase de construção, a serem complementadas em fase do Projeto de Execução com a realização do Relatório de Conformidade Ambiental com o Projeto de Execução (RECAPE).

No desenvolvimento do presente Projeto de Execução foram consideradas as seguintes medidas:

- Cumprimento das áreas mínimas de intervenção, necessárias à realização dos trabalhos, apresentadas no Programa Preliminar do M.L.;
- Consideração das medidas e recomendações constantes da DIA (processo de AIA n.º 3462) em particular:
 - A não afetação das estruturas a “cotas positivas” no limite noroeste do Baluarte do Livramento;
 - A realização do adequado diagnóstico arqueológico que demonstre que a plataforma defronte da muralha noroeste, à saída do túnel, corresponderá a um afloramento rochoso, e não a uma estrutura (desmoronada) pertencente à designada segunda muralha inferior existente a norte;
 - A revisão do projeto, de modo a assegurar que a sua construção, preferencialmente em túnel mineiro, não afetará a integridade do troço da muralha de cronologia anterior à fortaleza seiscentista, objeto de escavação e valorização nos anos 90 do século XX;
 - O rebaixamento máximo da cota base do túnel no atravessamento da estrutura defensiva para que os impactes visuais e formais no limite noroeste, na transição entre a secção em túnel e a solução para o viaduto, possam ser os menores possíveis;
 - O escoramento e entivação preventiva da guarita do Baluarte, devendo qualquer opção alternativa de atuação de preservação deste elemento patrimonial ser devidamente fundamentada (incluindo a atual proposta de desmonte, no início da empreitada, para posterior reposição no final dos trabalhos);
 - Prever a preservação *in situ* das preexistências do Baluarte do Livramento, definindo um plano de reabilitação e valorização, face à intervenção para a construção do túnel e do viaduto de Alcântara.
- Consulta dos elementos patenteados a concurso referentes à identificação de todas as interferências ao longo do traçado e ao levantamento dos respetivos cadastros para análise nas fases seguintes de projeto. Nesta fase realizou-se uma análise de risco aos edifícios interferidos seguindo a metodologia de avaliação de danos nos edifícios devido a escavações profundas e de túneis patenteada pelo M.L., que consta do Tomo e Volume específico, do presente Projeto de Execução;
- Adoção de faseamentos construtivos que promovam a realização dos trabalhos no prazo mais curto e que minimizem o impacto sobre a vida da comunidade e sobre o património edificado;
- Definição de um plano de instrumentação e observação, que se encontra enquadrado no presente Projeto de Execução em cada volume de frente de obra (a detalhar devidamente em Projeto de Execução), no sentido de detetar, quantificar e prevenir possíveis danos nas

estruturas (por exemplo, ao nível do edificado) e deformações da superfície, bem como prevenir que eventuais deformações tenham consequências ao nível do edificado.

4 REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA DE BASE

A regulamentação e a bibliografia técnica adotadas são as apresentadas abaixo:

- NP EN 1990 – Bases para projetos de estruturas (EC0);
- NP EN 1991 – Bases de projeto e ações em estruturas (EC1);
- NP EN 1992 – Projeto de Estruturas de Betão (EC2);
- NP EN 1993 – Projeto de Estruturas de Aço (EC3);
- NP EN 1994 – Projeto de Estruturas mistas Aço-Betão (EC4);
- NP EN 1997 – Projeto Geotécnico (EC7);
- NP EN 1998 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos (EC8);
- fib Model Code 2010 for Concrete Structures;
- Normas de Projeto de estruturas do Metropolitano de Lisboa.

Serão ainda consideradas as seguintes normas de execução:

- NP EN 206:2013+A1:2017 – Betão: Especificação, desempenho, produção e conformidade;
- NP EN 13670-1 - Execução de estruturas de betão. Parte 1: Regras Gerais;
- NP EN 14199 – Execução de obras geotécnicas especiais: Microestacas;
- NP EN 1537 - Execução de obras geotécnicas especiais: Ancoragens;
- EN ISO 22447-5 – Geotechnical investigation and testing - Testing of geotechnical structures - Part 5: Testing of grouted anchors;
- EN 1536 - Execution of Special Geotechnical Works: Bored piles;
- EN 14490 - Execution of Special Geotechnical Works: Soil nailing;
- NP EN 197-1 - Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes;
- NP EN 197-2 - Cimento. Parte 2: Avaliação de conformidade;
- NP EN 13251 - Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a utilização em obras de terraplenagem, fundações e estruturas de suporte;
- NP EN 13256 - Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a construção de túneis e obras subterrâneas;
- NP EN 14487-1 - Betão projetado. Parte 1: Definições, especificações e conformidade;
- NP EN 14487-2 - Betão projetado. Parte 2: Execução;

-
- NP EN 14889-1 - Fibras para betão - Parte 1: Fibras de aço - Definições, especificações e conformidade;
 - NP EN 14488-5 -Ensaio do betão projetado - Parte 5: Determinação da capacidade de absorção de energia de provetes de lajes reforçadas com fibras;
 - NP EN 445 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Métodos de ensaio;
 - NP EN 446 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Procedimentos para injeção;
 - NP EN 447 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Especificações para caldas correntes.

5 MATERIAIS

As características dos materiais adotados para as estruturas definitivas da estação encontram-se apresentadas nas tabelas seguintes.

Tabela 3 – Estruturas definitivas. Características dos materiais – Betão

Materiais	Localização	Classe de Resistência	Classe de exposição	Cl. teor de cloretos	D _{max} (mm)	Classe de Consistência
Betão (<i>in situ</i>)	Regularização	C12/15	X0	CL 1,00	25	S3
	Estrutura interior em ambiente seco (lajes, vigas, pilares, escadas e paredes)	C30/37	XC1	CL 0,40	25	S3
	Estrutura interior em zonas húmidas – zonas com sanitários (lajes, vigas, pilares, escadas e paredes)	C30/37	XC3	CL 0,40	25	S3
	Estrutura exterior (revestimento definitivo das paredes de contenção periférica, laje de fundo, laje de cobertura e elementos expostos à intempérie)	C30/37	XC4	CL 0,40	25	S3
	Enchimento	C20/25	X0	CL 1,00	25	S3
	Elementos pré-esforçados	C40/50	XC4	CL 0,20	25	S3

Notas:

As betonilhas de enchimento a realizar para o assentamento dos revestimentos dos pisos e para a formação de pendentes nas lajes internas deverão ter um peso específico máximo de 15 kN/m³.

Tabela 4 – Estruturas definitivas. Características dos Materiais – Aço estrutural

Materiais	Localização	Classe de resistência
Aço Estrutural	Armaduras ordinárias	A500 NR SD
	Armaduras pré-esforço	EN 10138-3-Y1860S7-15,7-F1-C1
	Malha eletrossoldada	A500 EL
	Estruturas metálicas (chapas e perfis)	S355 JR
	Parafusos / Pernos	Classe 8.8/10.9
	Porcas	Classe 8/10

Tabela 5 – Estruturas definitivas. Recobrimentos nominais das armaduras

Recobrimentos Nominais (*) (**)		
	Elemento	Recobrimento nominal
Recobrimentos a Garantir de Acordo com Exigências de Resistência ao Fogo e Durabilidade dos Materiais Vida Útil Considerada: 100 Anos Estabilidade ao Fogo: R120	Lajes elevadas e escadas	40 mm
	Paredes interiores	40 mm
	Pilares e Vigas	45 mm
	Paredes de Contenção	45 mm
	Laje de fundo	45 mm
	Lajes de cobertura enterradas	45 mm
	Vigas pré-esforçadas na cobertura	60 mm
	Vigas pré-esforçadas interiores	55 mm

(*) - Recobrimento mínimo + Margem de cálculo para as tolerâncias de execução = Recobrimento nominal.

(**) - Em elementos inferiores a 0.25 m o recobrimento é reduzido em 0.005 m, devendo ser garantidos os recobrimentos mínimos definidos na EN 10080.

6 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

6.1 Tempo de Vida Útil

Tendo em conta o preconizado no ponto 2.3 do Anexo Nacional da NP EN 1990, a estrutura é classificada com sendo uma estrutura de categoria do tempo de vida útil de projeto 5, a qual corresponde um valor indicativo de tempo de vida útil de projeto de 100 anos.

6.2 Classificação da Obra de Acordo com a sua Importância

A classificação da obra de acordo com a sua importância é realizada de acordo com o especificado no Anexo Nacional da EN 1990.

Tendo em conta a definição das classes de consequências apresentada no quadro B.1 da EN 1990, as Estações, Poços de Ventilação e Túnel são parte integrante de uma infraestrutura cujo colapso representa “consequência elevada em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais muito importantes”, pelo que classificam-se como sendo da classe de consequência CC3.

6.3 Classe de Inspeção

De acordo com a norma NP EN 13670 – 1 anexo G, quadro G.1, a estrutura de objeto desta Memória Descritiva e Justificativa enquadra-se na classe de inspeção 3, para betão moldado.

6.4 Classe de Fiabilidade

A Classe de Fiabilidade é definida de acordo com o anexo nacional da NP EN 1990. Tendo em conta que a obra definitiva é da classe de consequência CC3, de acordo com o ponto B.3.2 do Anexo B, fixa-se a classe de fiabilidade RC3 para a obra.

6.5 Categoria Geotécnica da obra associada às Estruturas de Contenção

A NP EN 1997-1:2010 estabelece a Categoria Geotécnica (CG1, CG2 ou CG3) do projeto em função da sua complexidade e classe de consequências.

Tendo em conta a definição das classes de consequências apresentada no quadro B.1 da NP EN 1990, considera-se que a estrutura de contenção necessária à execução do túnel é uma infraestrutura cujo colapso representa “consequência elevada em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais medianamente importantes” (CC3) considera-se ainda que o grau de complexidade do projeto geotécnico é elevado. Assim, para uma classe de consequências CC3 para uma complexidade do projeto geotécnico média, atribui-se a Categoria Geotécnica 3 (CG3) à estrutura de contenção.

6.6 Critérios de Estanqueidade em Estruturas Subterrâneas

6.6.1 Túneis

As obras em túnel e os poços de ventilação deverão apresentar desempenho correspondente à classe 3 de BTS (2010)(1) complementada com as recomendações STUVA (Haack, 1991(2)) para a mesma classe.

De acordo com estas recomendações o sistema de revestimento deverá garantir que o afluxo de água ao interior do túnel se restrinja a fenómenos de capilaridade, admitindo-se apenas, como manifestações de humidade, a existência de pequenas manchas isoladas sem qualquer

escorrência de água, embora possa ocorrer alteração cromática de um papel sobre elas colocado.

Esta exigência limita o influxo médio (espacial) diário de água a 0,2 litros/m² em troços com comprimento de referência de 10 m e a 0,1 litros/m² em troços com comprimento de referência de 100 m. Para aplicação do primeiro limite, os troços de 10 m deverão ser pontuais, com carácter esporádico.

Para a circunscrição dos eventuais defeitos do sistema de impermeabilização e dos trabalhos de reparação será efetuada a compartimentação transversal e, se necessário, longitudinal do sistema de impermeabilização (AFTES, 2005(3)).

A área máxima de cada compartimento será de 360 m². Nos terrenos com presença de água sob pressão até 3 bar essa área fica limitada a 250 m². Para valores indicativos de pressão superiores, o limite superior de área a considerar será de 200 m².

A compartimentação transversal será conseguida pela solidarização de perfis extrudidos flexíveis à geomembrana impermeabilizante ao longo do perímetro do túnel. Para a eventual compartimentação longitudinal, em troços localizados, os perfis serão colocados segundo o eixo do túnel num alinhamento superior (abóbada) e em alinhamentos inferiores (juntas de betoneagem no arranque dos hasteais).

6.6.2 Estações subterrâneas

As estações subterrâneas deverão apresentar desempenho correspondente à classe 2 de BTS (2010)(1) complementada com as recomendações STUVA (Haack, 1991(2)) para a mesma classe.

O sistema de revestimento deverá garantir que a superfície interior se mantenha essencialmente seca, admitindo-se apenas, como manifestações de humidade, a existência de pequenas manchas isoladas. O contacto de mão seca com a mancha não deverá detetar água superficial. Igualmente um papel colocado sobre a mancha não deverá apresentar alteração cromática por via de absorção de água.

Esta exigência limita o influxo médio (espacial) diário de água a 0,1 litros/m² em troços com comprimento de referência de 10 m e a 0,05 litros/m² em troços com comprimento de referência de 100 m. Para aplicação do primeiro limite, os troços de 10 m deverão ser pontuais, com carácter esporádico.

Aplicam-se nas estações os princípios acima enunciados relativamente à compartimentação do sistema de impermeabilização dos túneis, com as devidas adaptações.

6.6.3 Requisitos legais de proteção de águas subterrâneas

Regra geral a Lei de Proteção da Água exige que os níveis de água existentes no subsolo sejam mantidos e que a água subterrânea seja mantida sem contaminação; uma consequência direta do cumprimento destas exigências é a impossibilidade de rebaixamento permanente do lençol freático, sempre que possível.

Assim, qualquer desvio de água subterrânea deve ser limitado ao período de construção e os volumes desviados devem ser limitados por forma a garantir a plena recuperação do nível inicial do lençol freático.

7 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO

7.1 Solução de Fase Definitiva

Para a estrutura definitiva do túnel prevê-se a adoção de processos construtivos habituais para este tipo de estrutura, adotando-se soluções betonadas “in-situ” executadas com recurso a cofragens tradicionais com cimbre ao solo. Na Figura 9 e Figura 10 apresenta-se a solução estrutural da secção preconizada para a zona do Baluarte.

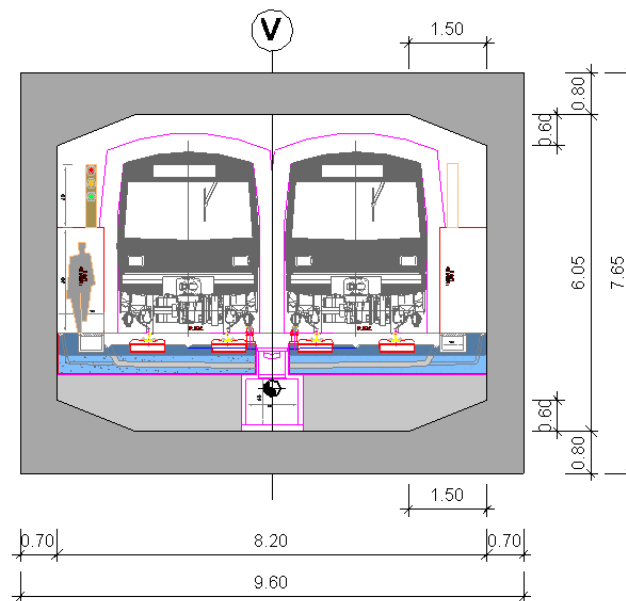


Figura 9 - Secção do Túnel do Metro

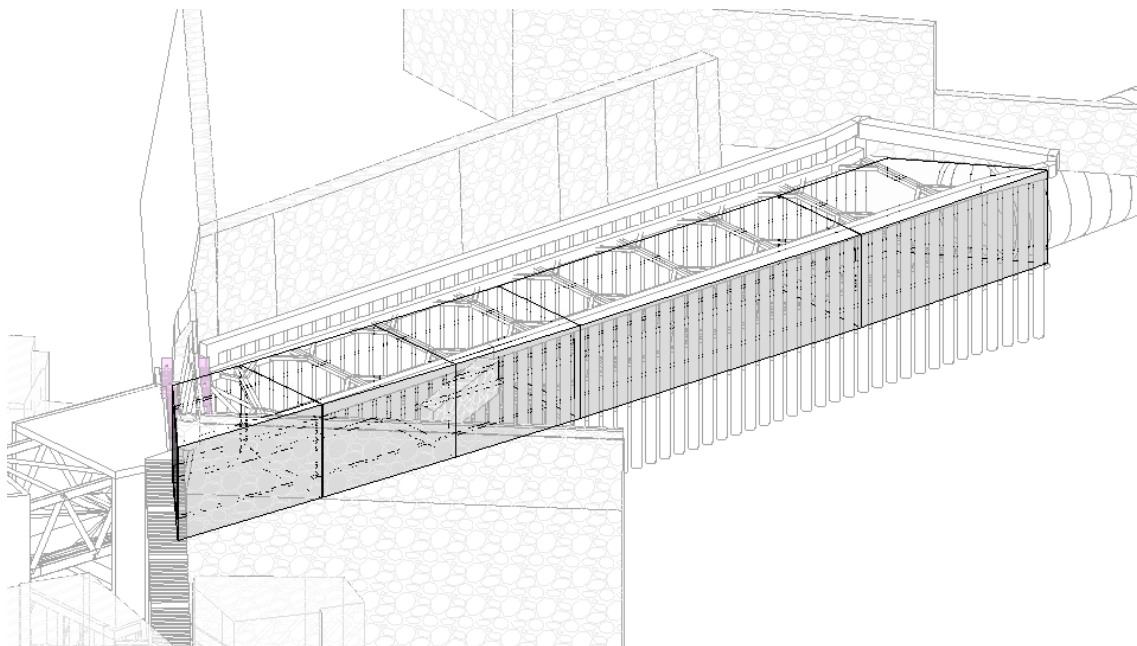


Figura 10 – Vista 3D da solução definitiva do Túnel do Metro

Após conclusão da estrutura do túnel, será executado o aterro sobre este, faseadamente e em conjunto com a desinstalação dos escoramentos metálicos, até à reposição das condições atuais em termos de cota altimétrica, infraestruturas no sub-solo e arranjos exteriores.

7.2 Solução de Emboquilhamento

Para a estrutura definitiva do túnel prevê-se a adoção de processos construtivos habituais para este tipo de estrutura, adotando-se soluções betonadas “in-situ” executadas com recurso a cofragens tradicionais com cimbre ao solo.

7.3 Sistema de Impermeabilização

De forma a cumprir as exigências de estanqueidade definidas no Caderno de Encargos, prevê-se para a aplicação de um sistema de impermeabilização com recurso a uma barreira geossintética constituída por uma geomembrana impermeabilizante (policloreto de vinil) com 2 mm de espessura protegida com geotêxtil (polipropileno), de acordo com a especificação RT026 do ML e com as peças desenhadas do presente Projeto de Execução.

De acordo com o previsto no Caderno de Encargos, para a circunscrição dos eventuais defeitos do sistema de impermeabilização e dos trabalhos de reparação será efetuada a compartimentação transversal e, se necessário, longitudinal do sistema de impermeabilização (AFTES, 2005).

A compartimentação transversal será conseguida pela solidarização de perfis extrudidos flexíveis (lâminas de estanqueidade do tipo watersop) à geomembrana impermeabilizante ao longo do perímetro das galerias. Para a eventual compartimentação longitudinal, em troços localizados, os perfis serão colocados segundo o eixo das galerias nos alinhamentos superior (abóbada) e inferior (soleira).

A compartimentação transversal será realizada aproximadamente a cada 8 metros, limitando-se assim a área máxima de cada compartimento a 250 m².

A eventual necessidade de colocação de uma proteção mecânica, e suas características, deverá ser avaliada em conjunto com o aplicador e fornecedor do sistema de impermeabilização, em função do risco de danificação da tela de impermeabilização, tendo em conta o tipo de circulação e dos trabalhos a realizar em obra.

O sistema de impermeabilização será confirmado em função das condições encontradas em obra e em conjunto com o fornecedor e aplicador da solução.

Na Figura 11 apresentam-se os pormenores do sistema de impermeabilização do revestimento definitivo na zona das paredes e da laje de fundo.

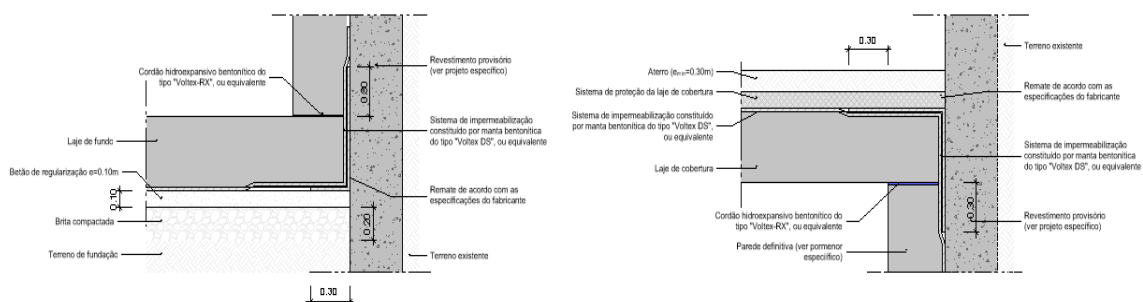


Figura 11 - Sistema de impermeabilização do revestimento definitivo das estruturas executadas a céu aberto

Propõe-se, para as estruturas executadas a céu aberto, explorar em fase de obra a possibilidade de utilização do sistema de impermeabilização a base de mantas bentoníticas.

Neste cenário, a explorar em fase de obra, a utilização de soluções com telas bentoníticas armadas com armadura de poliéster do tipo Voltex DS ou similar, protegidas a polietileno e geotêxtil, e com cordões hidroexpansivos.

8 PROJETO DE ESTRUTURAS DEFINITIVAS

8.1 Ações

Na fase de Projeto de Execução foram consideradas no dimensionamento das estruturas as ações regulamentares bem como as ações definidas no Normativo do Metropolitano de Lisboa.

8.1.1 Ações Permanentes

As ações permanentes consideradas na análise foram as seguintes:

- Peso Próprio da estrutura (PP) – Para o peso do betão armado da estrutura considerou-se um peso específico de $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$;
- Restantes Cargas Permanentes (RCP) (revestimentos em zonas correntes, técnicas e coberturas) – valores determinados em função dos materiais e tipo de revestimento previsto;
- Retração e Fluência (Ret+Flu) – Os efeitos de retração e fluência do betão são ações ao longo do tempo consideradas permanentes. As extensões devidas à retração e os coeficientes de fluência foram consideradas de acordo com o estipulado na regulamentação europeia, NP EN1992-1-1 para uma idade de 10 000 dias após o início da construção.

Foram considerados os seguintes parâmetros para a sua quantificação: Humidade relativa média de 70% e temperatura ambiente de 20°C;

Para quantificação dos esforços decorrentes desta deformação imposta considera-se o módulo de elasticidade do betão igual a metade do seu valor real e o coeficiente de dilatação térmica linear com valor: $\alpha = 10 \times 10^{-6}$.

- Impulso de Terras (It) – Foram considerados os impulsos de terreno, calculados tendo em conta as características geomecânicas dos maciços interessados (de acordo com o zonamento geotécnico apresentado nas peças desenhadas
- Impulso Hidrostático (Iw) – Considera-se a existência de água e conseqüentemente a ação do impulso hidrostático abaixo da interface do afloramento do complexo vulcânico ($\beta + \tau$) e na faixa onde ocorrem os aterros heterogéneos. Para a determinação dos impulsos hidrostático considerou-se um peso específico da água de $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

8.1.2 Ações Variáveis

As ações variáveis consideradas na análise foram as seguintes:

- Sobrecarga de tráfego – (SC_Traf);
- Sobrecarga de terrapleno – (SC_Terr) – Foi considerada uma sobrecarga de 10 kN/m² para a determinação dos impulsos de terras;
- Sobrecarga Coberturas elevadas não acessíveis – (SC_Cob);
- Sobrecarga em coberturas enterradas com recobrimento de terras > 1 m (ponto 2.2.2. c.1 das Normas de Projeto de Estruturas do Metropolitano, E.P.) – (SC_ML);
No caso de existência de edifícios esta carga será substituída, se for mais desfavorável, por uma carga uniformemente distribuída de 12 kN/m² por piso;
- Sobrecarga Geral (pisos-corrente) – (SC_GER);
- Sobrecarga Geral (pisos-técnicos) – (SC_TECN) de acordo com o definido nas Normas de Projeto de estruturas do Metropolitano, E. P.;
- Sobrecarga Ferroviária: Comboio Tipo (CT);

- Ação da temperatura – temperatura uniforme + temperatura diferencial ($\Delta t_u + \Delta t_d$);
- Levantamento de Estruturas – para transferência de cargas (LEV);
- Vento (W) – Nas estruturas expostas ao vento foi considerada a ação do vento quantificada de acordo com a NP EN 1991-1-4;
- Ações vibratórias externas.

8.1.3 Ação Sísmica

O efeito do sismo nas estruturas enterradas (túneis e estações) materializa-se pela imposição de deslocamentos no seu contorno em resultado da propagação das ondas sísmicas, em parte influenciada pela presença das próprias estruturas e dos edifícios adjacentes. Estes deslocamentos impõem deformações na estrutura as quais, por sua vez, geram tensões e esforços de natureza sísmica.

Os deslocamentos podem ser calculados por uma análise integrada, com um modelo de propagação de ondas incidentes desde o firme rochoso sísmico subjacente, ou por uma análise simplificada através de um modelo em que se admitem conhecidos previamente os deslocamentos sísmicos impostos. No presente estudo foi seguida esta segunda metodologia.

A ação sísmica é definida com base no espectro de resposta elástico de aceleração constante do DNA da parte 1-1 do Eurocódigo 8 para as zonas sísmicas 1.3 e 2.3. No caso da definição da ação sísmica à superfície, é considerado o tipo de terreno segundo o critério definido no Quadro 3.1 da EN 1998-1. No caso da definição da ação sísmica a uma profundidade correspondente a um firme rochoso sísmico é considerado o tipo de terreno A.

O movimento sísmico é introduzido, com a consideração do efeito de radiação energética, ao longo da fronteira rígida inferior do modelo, tradicionalmente associada a velocidades de propagação de ondas de corte superiores a 800 m/s. A consideração dos efeitos não lineares no comportamento dinâmico do terreno é garantida através da adoção do espectro de resposta elástico acima referido e da modelação da dependência das propriedades de deformabilidade e de amortecimento relativamente à deformação de corte (método linear equivalente).

A metodologia de análise incorpora as seguintes fases:

- Estudo do maciço envolvente adotando uma estratificação realista, com consideração da não-linearidade através do método linear equivalente, que incluem a estrutura sob uma forma simplificada;
- Imposição estática, a um modelo estrutural detalhado, do campo cinemático de distorção mais desfavorável obtido na análise anterior e cálculo dos correspondentes esforços nas estruturas subterrâneas.
- Consideração dos esforços de origem sísmica nas combinações de ações para situações de projeto sísmicas.

Foram seguidas as indicações do Anexo C7 – “Análise Sísmica de Estruturas Enterradas” das Cláusulas Técnicas (CET) do Caderno de Encargos, que indicam a metodologia de análise sísmica das estruturas enterradas, com a dependência das propriedades dinâmicas (deformabilidade ao corte e amortecimento) relativamente à amplitude de distorção sísmica (método linear equivalente) para a estimativa da deformada sísmica do terreno e da estrutura.

Nas estruturas totalmente enterradas os efeitos inerciais da sua resposta são desprezáveis, pelo que se recorreu simplificada a uma análise de interação cinemática. Nesta, a envolvente mais desfavorável de deslocamentos sísmicos é imposta, estaticamente, a um modelo estrutural

detalhado da estrutura enterrada. Os esforços sísmicos assim calculados são considerados nas situações de projeto sísmicas.

8.1.4 Ações Acidentais

8.1.4.1 Ação Acidental de Incêndio

Na verificação da segurança estrutural para a ação do fogo foram considerados os seguintes critérios:

1. Manter a função de suporte de carga em pelo menos durante 120 minutos;
2. Limitação da propagação de fogo (chamas, gases quentes, excesso de calor).

Estes critérios são cumpridos adotando-se as disposições prescritas no EN 1992 1-2, no qual são apresentados valores tabelados que indicam as dimensões mínimas para elementos estruturais bem como os recobrimentos mínimos das armaduras.

No que se refere aos recobrimentos, os valores mínimos apresentados no quadro do capítulo 5 da EN 1992 1 2 são em geral inferiores aos mínimos necessários para garantir os requisitos de durabilidade. No capítulo 5 estão indicados os valores dos recobrimentos adotados para cada elemento estrutural com vista a garantir o requisito de durabilidade e de resistência ao fogo.

8.2 Combinações de Ações

8.2.1 Combinação de Ações para os Estados Limites Últimos (ELU)

As combinações de ações baseiam-se nas regras definidas na EN 1990. Consideram-se as seguintes combinações de ações:

8.2.1.1 Combinações fundamentais:

Para a verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência, as combinações a considerar são (combinações fundamentais):

Em geral

$$S_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{Gi} S_{Gik} + \gamma_Q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{0j} S_{Qjk} \right]$$

Em que:

S_{Gik} – esforços resultantes de ações permanentes consideradas com os seus valores característicos;

S_{Q1k} – esforço resultante da ação variável base tomada com o seu valor característico;

S_{Qjk} – esforços resultantes das restantes ações variáveis tomadas com os seus valores característicos.

γ_{Gi} – Coeficiente de segurança a aplicar às cargas permanentes que toma o valor de 1.35, quando desfavorável ou valor de 1.0, caso contrário;

γ_Q – Coeficiente de segurança a aplicar às ações variáveis que toma o valor de 1.50 as ações variáveis quando estas têm efeitos desfavoráveis, ou valor nulo caso contrário;

ψ_0 – Valor reduzido da ação variável i .

8.2.1.2 Combinações acidentais:

$$S_d = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Fa} + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) S_{Q,1} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que:

S_d – Esforço de cálculo;

$S_{Q,1}$ – Esforço resultante de uma ação variável distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico;

S_{Fa} – Esforço resultante de uma ação de acidente, tomada com o seu valor característico;

O valor do coeficiente ($\psi_{1,1}$ ou $\psi_{2,1}$) $S_{Q,1}$ é definido em função da situação de projeto acidental correspondente (choque, incêndio ou a sobrevivência após uma situação de acidente).

8.2.1.3 Combinações Sísmicas:

No caso da ação variável de base ser a ação sísmica, cujos valores de cálculo dos esforços são designados por S_{Ed} , tem-se:

$$S_d = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Ed} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que:

S_d – Esforço de cálculo;

ψ_2 – Valor reduzido da ação variável j .

8.2.2 Combinação de Ações para os Estados Limites de Serviço (ELS)

Para a verificação da segurança aos estados limites de utilização as combinações a considerar são as seguintes:

8.2.2.1 Combinação rara de ações:

$$S_{Carac} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{1j} S_{Qjk}$$

8.2.2.2 Combinação frequente:

$$S_{Freq} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \psi_{11} S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

8.2.2.3 Combinação quase permanente:

$$S_{QPerm} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que:

S_{Gik} – esforços resultantes de ações permanentes consideradas com os seus valores característicos;

S_{Q1k} – esforço resultante da ação variável considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

S_{Qjk} – esforços resultantes das restantes ações variáveis tomadas com os seus valores característicos.

ψ_1 e ψ_2 – Valores reduzidos da ação variável j .

8.3 Verificação da Segurança

8.3.1 Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)

A verificação da segurança aos estados limites últimos dos elementos de betão armado foi efetuada de acordo com as disposições da NP EN 1992-1.

Para a verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência dos elementos de betão armado foram considerados valores dos coeficientes parciais de segurança, relativos a ações e aos materiais. Foram realizadas as seguintes verificações de segurança, consideradas como condicionantes:

- Estado limite último de resistência à flexão;
- Estado limite último de resistência a flexão composta (quando relevante);
- Estado limite último de resistência ao esforço transversal.

Foi igualmente verificado o estado limite último de resistência do solo de fundação.

A verificação da segurança em relação aos Estados Limite Últimos (ELU) foi realizada em termos de resistências, respeitando a condição,

$$S_d \leq S_r$$

em que S_d é o valor de cálculo do esforço atuante e S_r é o valor de cálculo do esforço resistente.

A verificação da segurança estrutural para a ação do fogo são considerados os seguintes critérios:

1. Manter a função de suporte de carga em pelo menos durante 120 minutos;
2. Limitação da propagação de fogo (chamas, gases quentes, excesso de calor).

Estes critérios são cumpridos adotando-se as disposições prescritas no EN 1992 1-2, no qual são apresentados valores tabelados (capítulo 5) que indicam as dimensões mínimas para elementos estruturais bem como os recobrimentos mínimos das armaduras.

No que se refere aos recobrimentos, os valores mínimos apresentados no quadro do capítulo 5 da EN 1992 1-2 são em geral inferiores aos mínimos necessários para garantir os requisitos de durabilidade. No capítulo 5 acima, estão representados os valores dos recobrimentos adotados para cada elemento estrutural com vista a garantir o requisito de durabilidade e de resistência ao fogo.

8.3.2 Verificação da Segurança aos Estados Limites de Utilização (ELS)

A verificação da segurança aos estados limites de utilização das estruturas de betão armado foi efetuada de acordo com as disposições da NP EN 1992-1.

- Limitação das tensões de compressão no betão armado:
- Controle da fendilhação para os elementos de betão armado:
 - Abertura de fendas: limitou-se a abertura de fendas a $w_k = 0,3$ mm para a combinação quase-permanente.
 - Garantiu-se a adoção de armaduras mínimas para os efeitos provocados por deformações impedidas de retração;

- Garantiu-se a adoção de armadura de alma nas faces laterais em vigas com altura superior a 1m.
- Controle da Deformação para os elementos de betão armado:
 - Limitação das flechas de lajes e vigas a $l/250$ para a combinação de ações quase permanente.
 - Limitação das flechas de elementos estruturais suscetíveis de danificar elementos adjacentes à estrutura, ou equipamentos a $l/500$ para a combinação de ações quase permanente.

8.3.3 Verificação da Segurança relativamente à rotura por Levantamento Global

A verificação da segurança relativamente à rotura por levantamento global foi efetuada através da comparação, em valor característico, das ações permanentes globais na direção vertical (F_v) com a subpressão (U). Considera-se verificada a segurança garantindo:

$$\frac{F_v}{U} \geq FS$$

Em que FS corresponde a um fator de segurança global a indicar juntamente com a verificação.

9 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

9.1 Junta de contração

Serão previstas juntas de contração em zonas de transição de comportamento estrutural da estrutura, de forma a evitar efeitos localizados que poderão ser nefastos para a estrutura.

9.2 Estanqueidade

A aplicação do sistema de impermeabilização que cumpra o descrito no capítulo 7.3 garantirá a estanqueidade da Obra.

As juntas de contração serão munidas de lâminas de estanqueidade tipo *Waterstop* em PVC.

10 REDE DE TERRAS

A rede de terras proposta tem com objetivo garantir que as tensões de passagem e de contato de um eventual defeito, não excedem os valores regulamentares.

Todas as estruturas metálicas e massas da instalação serão ligadas a este sistema de terra.

As ligações entre os cabos da malha de terras e as varetas de aço cobreado, serão feitas por soldadura aluminotérmica.

A rede de terras será constituída pelos subsistemas que compõe a SET, existindo na estação poços de terra para os sistemas 30 kV, BT e 750 Vcc.

Nos desenhos de arquitetura encontram-se localizados os poços de terra.

Atendendo ao elevado nível freático da zona, os poços terra serão executados, na sua totalidade, com a instalação do elétrodo de terra, na fase de Toscos. Assim, teremos:

- A execução dos negativos e/ou das furações na laje, até atingir o terreno;
- Fornecimento e instalação dos elétrodos de cobre e enchimento com terra vegetal de boa qualidade;
- Medição da resistência de terra e sua aprovação pela Fiscalização/ Dono de Obra;
- Enchimento com o betão pobre;
- Fornecimento e instalação da tampa em chapa xadrez.

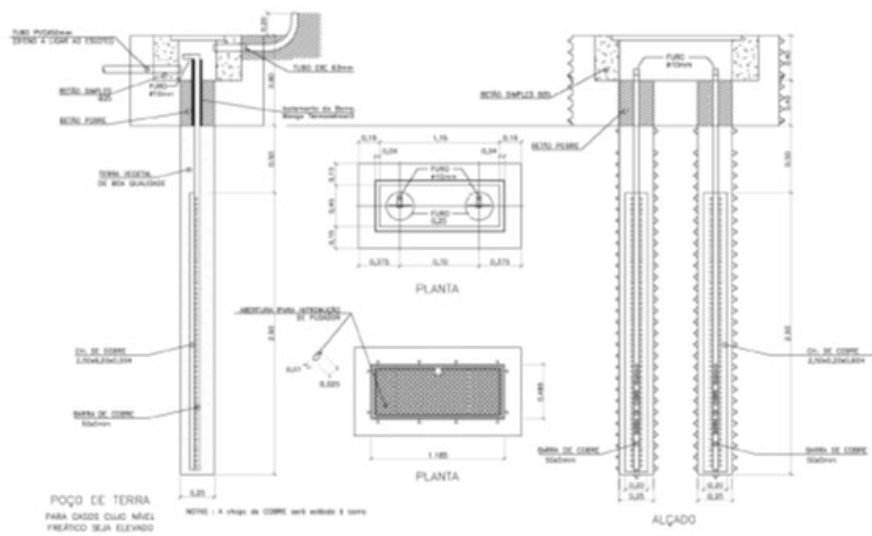


Figura 12 - Pormenores tipo dos poços de terra

Os elétrodos de terra deverão assegurar uma resistência de terra sempre inferior a 1Ω , pelo que deverá ser considerado o fornecimento de terra vegetal de boa qualidade para o enchimento dos poços terra.

A terra vegetal deverá ser proveniente da camada superficial de terrenos de mata ou camada de terrenos agrícolas; estar isenta de pedras com dimensões superiores a 0.05 m e de materiais estranhos provenientes de incorporação de lixo; estar isenta de infestantes; apresentar uma composição uniforme, sem qualquer mistura de subsolo; ter uma textura franca; conter um teor de matéria orgânica não inferior a 4% e o PH situar-se entre os 6.5 e 7.5.

Registo e Controlo de Alterações

Revisão	Data	Descrição
0	2024-10-04	Emissão Inicial