

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 que estão compatibilizadas com o Projeto de Execução de Arquitetura (Tomo V – Estações, Volume 4 – Estação de Alcântara).

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 – Fluídos;
- 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);
- 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 1536 - Execução de obras geotécnicas especiais – Estacas Moldadas
- 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;
- 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

5.1 Estruturas Provisórias

As características dos materiais adotados no presente Projeto de Execução para as soluções de carácter provisório encontram-se apresentadas nos quadros seguintes:

Tabela 5 - Características dos materiais (1/2)

MATERIAIS	PROPRIEDADES	
BETÃO	BETÃO PROJETADO (VIA HÚMIDA)	C30/37 XC4(P) CL 0,4 DMAX.10 S5
	BETÃO MOLDADO EM GERAL	C30/37 XC4(P) CL 0,4 DMAX.22 S3
	BETÃO EM ESTACAS	C30/37 XC4(P) CL 0,4 DMAX.15 S4
	REGULARIZAÇÃO/ENCHIMENTO	C12/15 X0(P) CL 1.0 DMAX.25 S3
CALDA DE CIMENTO	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 7 DIAS	f_{ck} MÍN. = 25 MPa
FIBRAS METÁLICAS	COMPRIMENTO (EXTREMIDADE COM GANCHO)	< 35 MM
	ESBELTEZA, L/D	65
	CLASSE DE ABSORÇÃO DE ENERGIA:	E700
FIBRA DE VIDRO	RESISTÊNCIA À TRACÇÃO	≥ 2000 MPa
	CARGA NOMINAL DE ROTURA	430 kN
AÇO	CHAPAS E PERFIS METÁLICOS	S 355 JR
	PRE-ESFORÇO	EN 10138-3-Y1860S7-15,7-F1-C1
	CAMBOTAS TRELIÇADAS	A 500NR
	REDE ELETROSSOLDADA	A 500ER
	ENFILAGENS	S 355 JR
	MICROESTACAS	N80 API 5A
	Elementos de fixação metálica	CLASSE 8.8
PREGAGENS DE TUBO EXPANSIVO	CARGA MÍNIMA DE CEDÊNCIA	$P_y = 130$ kN
	TIPO DE AÇO	S 355 MC
No caso particular das soldaduras de elementos de construção metálica, a sua preparação e execução deverá obedecer ao estipulado no EC3 e NP EN 1090		

Tabela 6 – Características dos materiais (2/2)

MATERIAIS	PROPRIEDADES	
GEODRENOS	TUBO DE POLIETILENO RÍGIDO, CORRUGADO E RANHURADO	SN2
GEOTÊXIL DO GEODRENO	MASSA POR UNIDADE DE ÁREA (EN 9864)	150 g/m ²
	MASSA POR UNIDADE DE ÁREA (EN 9864)	2 mm
	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (EN ISO 10319)	4,5 kN/m
	ALONGAMENTO À CARGA MÁXIMA (EN ISO 10319)	80 %
	PUNÇOAMENTO ESTÁTICO (EN ISO12236)	≥ 700 N
	RESISTÊNCIA À PERFURAÇÃO DINÂMICA (EN 918)	≤ 28 mm
	DURABILIDADE	[DURAÇÃO ESTIMADA DE, NO MÍNIMO, 25 ANOS EM TERRENO COM 4 < PH < 9 E TEMPERATURAS < 25°C (TEMPO DE EXPOSIÇÃO MÁXIMO DE 1 SEMANAS APÓS INSTALAÇÃO)]

Tabela 7 – Estruturas provisórias. Recobrimentos nominais das armaduras

Recobrimentos Nominais (**)	
Elemento	Recobrimento nominal
Estacas	75 mm
Vigas de coroamento e distribuição	35 mm

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

5.2 Estruturas Definitivas

As características dos materiais adotados no presente Projeto de Execução para as soluções de carácter definitivo encontram-se apresentadas nos quadros seguintes:

Tabela 8 – 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 (in situ)	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 9 – 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 10 – Estruturas definitivas. Recobrimentos nominais das armaduras

Recobrimentos Nominais (*) (**)		
Recobrimentos a Garantir de Acordo com Exigências de Resistência ao Fogo e Durabilidade dos Materiais Vida Útil Considerada: 100 Anos Estabilidade ao Fogo: R120	Elemento	Recobrimento nominal
	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, o viaduto é 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 se classifica 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.

7 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO

No presente capítulo descreve-se de uma forma geral as várias soluções adotadas para a obra em apresentação.

7.1 Muro de Suporte de Terras Junto ao Encontro Nascente

Na conceção das soluções definidas no âmbito do presente Projeto de Execução procurou-se para além da necessária contenção dos terrenos a escavar, respeitar os seguintes pressupostos de base:

- Controlar as deformações nos terrenos envolventes à escavação, permitindo ainda a fácil adaptação da solução a eventuais singularidades de natureza geológico e geotécnica;
- Garantir a menor interferência possível com todas as estruturas e infraestruturas adjacentes;
- Procurar garantir facilidade, rapidez e segurança de execução;

Tendo em consideração o desnível de terras a conter entre a fundação da muralha do Baluarte do Livramento e a cota dos arruamentos junto ao edifício n.º 18 da Rua Costa do Castelo, prevê-se a necessidade de executar uma parede de contenção periférica com recurso a tecnologia “Berlim Definitivo”.

Após a demolição dos edifícios existentes na base do Baluarte do Livramento, prevê-se que sejam materializadas plataformas de trabalho compatíveis com a circulação de equipamentos de execução de microestacas.

Esta tecnologia de contenção consiste na execução, de cima para baixo, de uma estrutura em betão armado, provisoriamente ancorada ou escorada e apoiada em microestacas verticais com secção tubular, em aço de alta resistência ($f_{syd} > 560$ MPa), cuja função é suportar as cargas verticais a que a contenção está sujeita, em particular o peso próprio e a componente vertical das ancoragens. Estes elementos serão colocados no interior de furos de 8” (200 mm) de diâmetro e serão selados, através de sistema apropriado (injeção IRS) no comprimento correspondente ao bolbo de selagem, localizado abaixo da cota final de escavação.

Os painéis de betão armado com uma espessura teórica mínima de 35 cm serão betonados diretamente contra o paramento vertical aberto no terreno, garantindo-se a estabilidade dos muros de contenção, face aos impulsos do terreno durante as operações de escavação, pela execução de ancoragens pré-esforçadas, pela colocação de escoras metálicas provisórias.

De forma a garantir a estabilidade do paramento durante o processo de painelização é essencial o cumprimento integral do faseamento construtivo proposto, em particular que o intervalo de tempo entre as operações de escavação e de betonagem não ultrapasse as 12 horas.

Na fase provisória, correspondente aos trabalhos de escavação, deverão ser criadas, em função do eventual caudal de água afluente ao interior do recinto, condições que permitam a indispensável bombagem com dispositivos convencionais.

As ancoragens serão constituídas por 5 cordões de 0,60” com uma carga de pré-esforço útil igual a 600 kN e deverão ser seladas em formações competentes e geologicamente estáveis em relação à geometria total da escavação através do sistema IRS, recorrendo a obturador duplo e válvulas antirretorno. Com o objetivo de evitar a possibilidade de intersecções destes elementos

com instalações e estruturas existentes, assim como de permitir a realização do bolbo de selagem em terrenos competentes e geologicamente estáveis em relação à geometria da escavação, previu-se a realização de ancoragens com uma inclinação que varia entre os 20° e os 30° (dependendo do nível do painel), diâmetro de furação superior a 200 mm (8") e comprimento de selagem mínimo de 6.0 m.

As microestacas da parede serão, em geral, materializadas por tubos em aço N80 (API 5A) Ø127.0x9.0 mm, implantados ao eixo da parede de contenção em betão armado. Os comprimentos totais das microestacas deverão ser compatíveis com a localização do respetivo bolbo de selagem, no substrato competente ($N_{SPT} > 60$ pancadas) e geologicamente estável face à geometria da escavação para a construção de todos os pisos enterrados. A furação para a colocação destes elementos deverá ser no mínimo de $\varnothing_{min} = 8''$ (200 mm) e terão de ter um comprimento de selagem mínimo de 6.0 m. Sempre que as restrições de vizinhança não permitem a execução das microestacas dentro da espessura da parede, prevê-se a colocação de cachorros provisórios que serão cortados após a construção dos muros complementares definitivos.

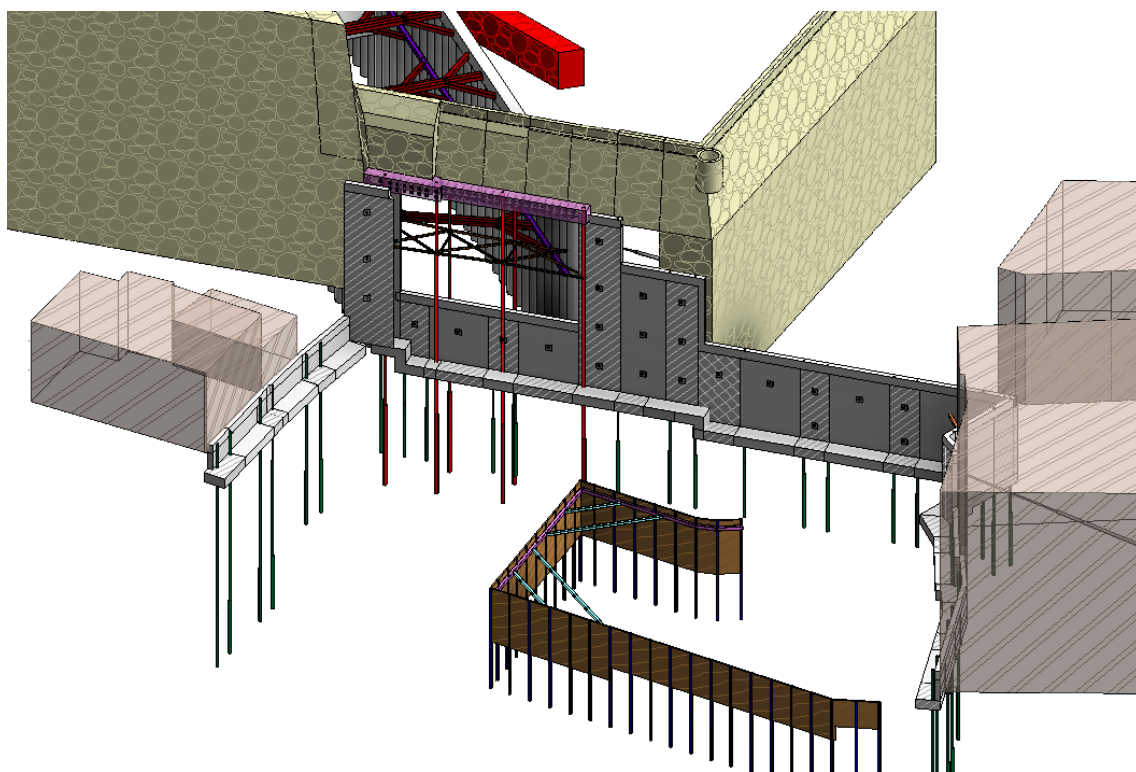


Figura 4 – Vista 3D da solução provisória do Muro de Suporte de Terras Junto ao Encontro Nascente

Após a realização dos trabalhos de escavação e betonagem do maciço de estacas do pilar P5, prevê-se a construção de um conjunto de muros de suporte e contrafortes complementares à parede de contenção original, de forma a permitir a desativação das ancoragens provisórias e, simultaneamente, incorporar as escadas de acesso ao encontro Nascentes e à plataforma inferior do Baluarte do Livramento (aproximadamente à cota da laje de cobertura do falso túnel de enquadramento do viaduto).

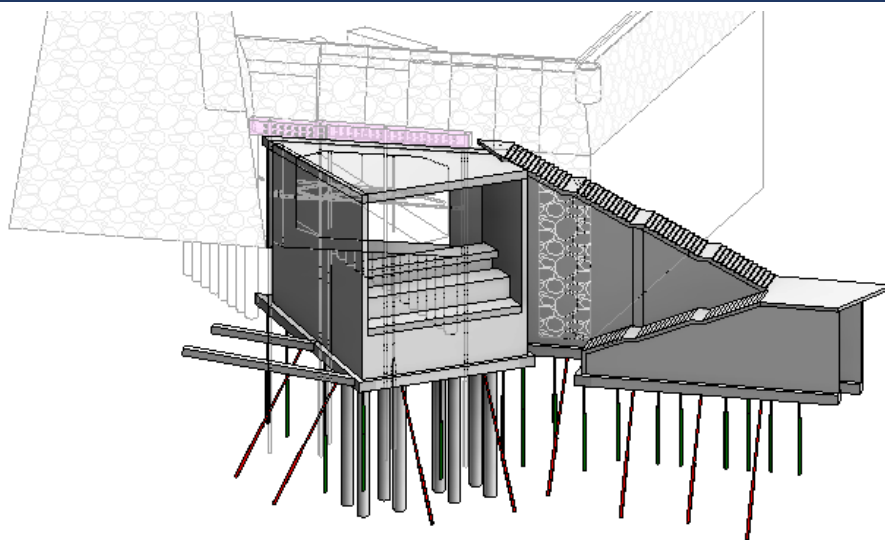


Figura 5 – Vista 3D da solução definitiva do Muro de Suporte de Terras Junto ao Encontro Nascente

De modo a garantir a verificação de segurança dos muros de suporte definitivos às ações regulamentares, em particular a segurança ao deslizamento, ao derrubamento e à capacidade de carga do terreno de fundação, prevê-se a execução de um conjunto de microestacas de fundação verticais e inclinadas.

7.2 Contenções Provisórias para a execução dos maciços de estacas

Conjugando as profundidades de escavação necessárias para a construção dos maciços de encabeçamento das estacas de fundação dos pilares, com os condicionamentos existentes nas faixas adjacentes os futuros pilares, conclui-se pela necessidade de prever estruturas de contenção provisória de terras. Uma vez que não é expectável a intersecção do nível freático instalado no local da intervenção, considera-se que a solução de contenção provisória mais adequada será uma contenção do tipo “Berlim Provisório”, constituída por perfis HEB140 afastados de 1.50m e barrotes de madeira com 10cm de espessura. A cerca de 1,0m de profundidade será instalada uma viga de distribuição metálica para solidarização de todos os perfis e, sempre que necessário, instaladas escoras de canto para travamento horizontal adicional.

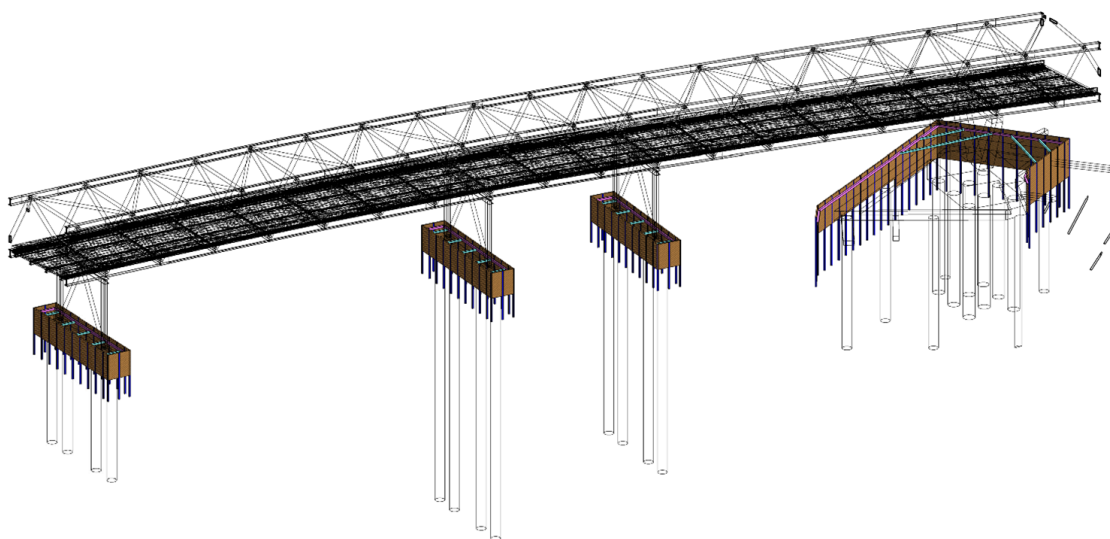


Figura 6 – Vista 3D da solução de Contenções Provisórias para a execução dos maciços de estacas

Após a execução dos maciços de fundação, deverá ser realizado o aterro do espaço circundante com solos provenientes das escavações, desde que isentos de matéria orgânica, pedras e outros detritos. As camadas terão a espessura máxima de 0.25m antes da compactação. Deverá ser assegurado um teor em água de compactação compreendido entre wopt -2% e +1% e um grau de compactação mínimo é de 95%, ambos referidos ao ensaio Proctor normal.

7.3 Solução de Fundação Indireta dos Pilares P2, P3 e P4

A fundação dos pilares em referência será do tipo indireta com recurso a estacas moldadas de fundação com Ø1000mm e comprimentos totais estimados variáveis entre 11,0m e 27,0m, de forma a garantir um comprimento mínimo de 11,0m e um encastramento mínimo nas formações calcárias de 5,0m.

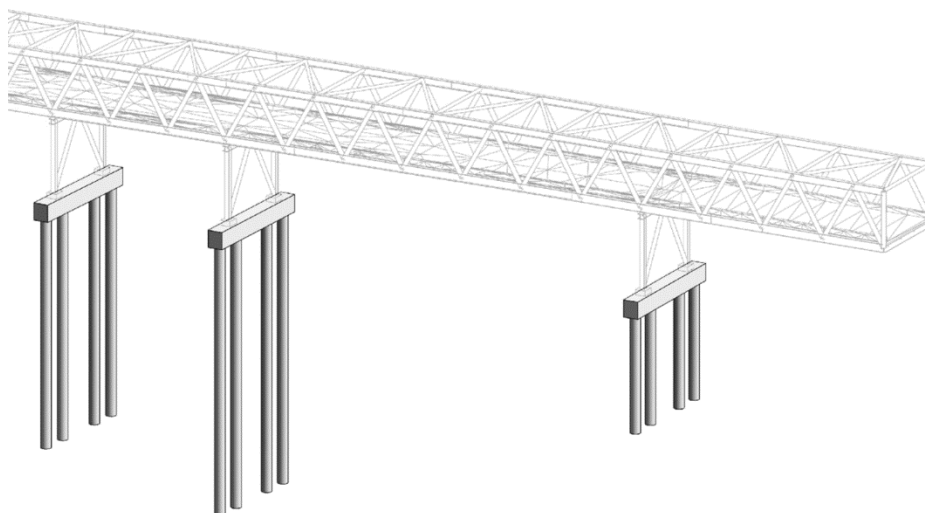


Figura 7 – Vista 3D da solução definitiva da Fundação Indireta dos Pilares P2, P3 e P4

A solução agora proposta mantém a conceção do programa de concurso, ou seja, prevê a execução de 2 estacas moldadas sob cada montante de apoio do tabuleiro do viaduto, materializando um maciço único de encabeçamento de 4 estacas, com 1,70m de altura.

Além dos esforços de tração e compressão, as estacas acomodarão ainda os esforços horizontais resultantes das ações atuantes, as quais determinam momentos fletores em profundidade.

7.4 Solução de Fundação Indireta do Pilar P5

O pilar P5 é um pilar muito distinto dos restantes, não apenas na sua geometria, mas principalmente pela sua função do desempenho do viaduto, uma vez que é neste pilar que são absorvidas a generalidade das forças horizontais geradas ao nível do tabuleiro. Face às elevadas forças horizontais, e respetivos momentos fletores, absorvidos pelo pilar P5, mostrou-se necessário prever a colocação de 8 estacas moldadas Ø1200mm, encabeçadas por um maciço com 3,00m de espessura. A disposição das referidas estacas foi criteriosamente escolhida de modo a controlar a rigidez e consequentemente a gama das frequências de vibração horizontal do viaduto.

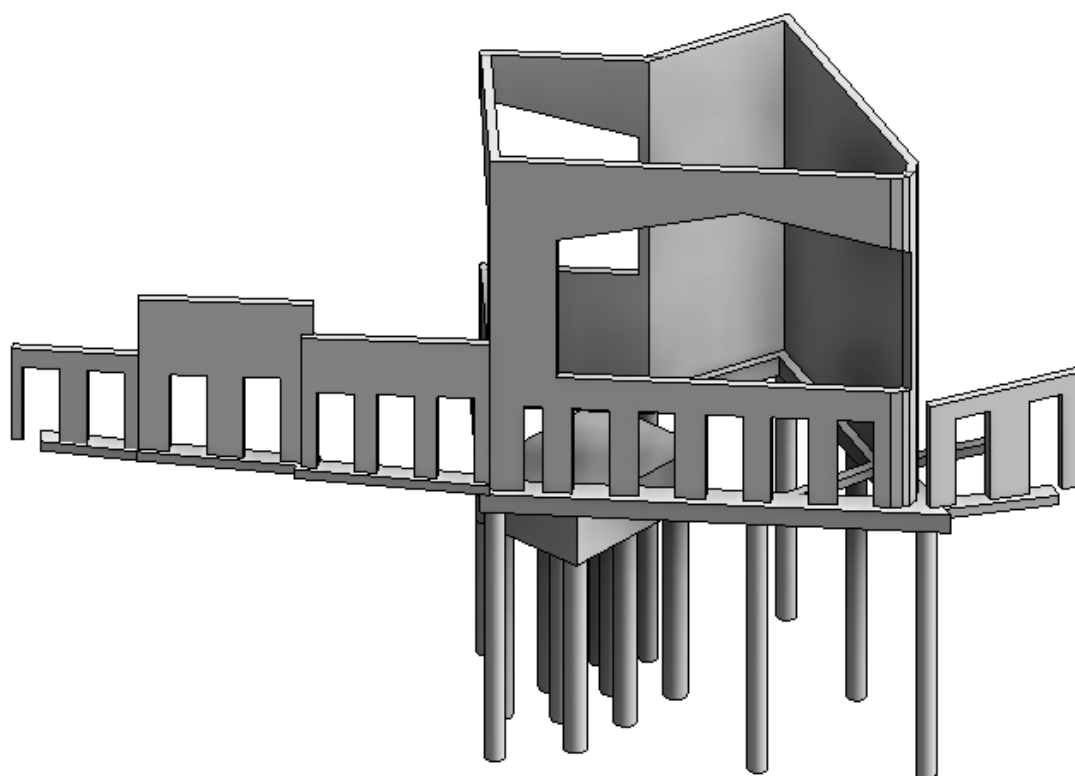


Figura 8 – Vista 3D da solução definitiva da Fundação Indireta do Pilar P5 e Edifício

Face à ocorrência do maciço calcário a menor profundidade, prevê-se que as estacas apresentem comprimento total de 12,0m, o qual permitirá garantir um encastramento mínimo do substrato cretácico de 6,0m

7.5 Solução de Fundação Indireta do Encontro Nascente

O encontro nascente do Viaduto de Alcântara inicia-se no terraplino imediatamente a tardoz do paramento do Baluarte do Livramento, estendendo-se para a zona Sul do mesmo.

Na zona a tardo do Baluarte prevê-se para a fundação o recurso a estacas moldadas Ø800mm, à semelhança do que já ocorre com parte da própria estrutura definitiva do túnel escavado a céu aberto nesse mesmo terrapleno. De acordo com as cargas a acomodar, a geometria particular do encontro e a existência de algum material de aterro abaixo da cota de fundação do encontro, prevê-se que as estacas tenham um comprimento total de 10,0m, o qual garantirá um encastramento mínimo de 5,0m no substrato cretácico.

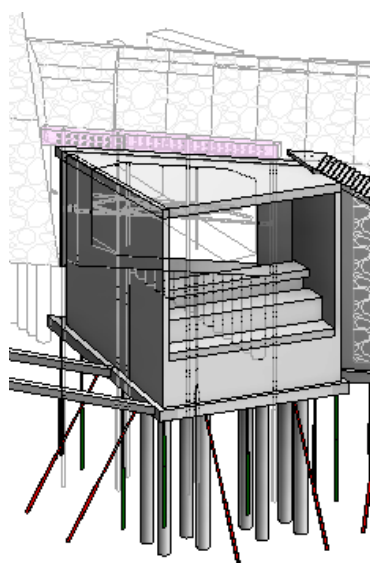


Figura 9 – Vista 3D da solução definitiva da Fundação Indireta do Encontro Nascente

Na zona a diante do Baluarte prevê-se para a fundação o recurso a muros de suporte complementares à parede de contenção. De modo a garantir a verificação de segurança dos muros de suporte definitivos às ações regulamentares, em particular a segurança ao deslizamento, ao derrubamento e à capacidade de carga do terreno de fundação, prevê-se a execução de um conjunto de microestacas de fundação verticais e inclinadas.

7.6 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 10 apresentam-se os pormenores do sistema de impermeabilização do revestimento definitivo na zona das paredes e da laje de fundo.

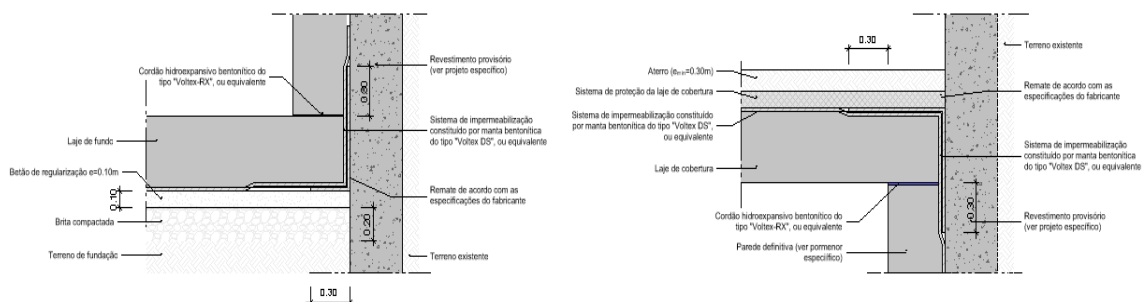


Figura 10 - Sistema de impermeabilização do revestimento definitivo das estruturas executadas a céu aberto

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 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Neste capítulo apresentam-se de forma geral os faseamentos aplicados para as soluções definidas.

8.1 Muros de Suporte de Terras Junto ao Encontro Nascente

O faseamento resumido dos trabalhos de escavação e construção dos muros de suporte de terras será o seguinte:

1. Demolição dos edifícios existentes de acordo com o definido no volume específico;
2. Realização de vistoria aos edifícios adjacentes ao recinto da escavação;
3. Levantamento e eventual desvio dos serviços que possam vir a ser afetados pela intervenção, localizados nos arruamentos adjacentes;
4. Instalação e zeragem de parte do sistema de instrumentação;
5. Realização dos trabalhos de escavação provisória da obra especial 5, incluindo os trabalhos de desmonte parcial e de consolidação do paramento do Baluarte do Livramento;
6. Preparação da plataforma de trabalho e dos respetivos acessos, devidamente compatibilizada com a solução adotada, para execução da contenção tipo Berlim Definitivo;
7. Execução das microestacas de suporte vertical dos painéis da parede de contenção;
8. Execução da viga de coroamento de solidarização das microestacas, incluindo a colocação de cachorros e ferrolhos onde necessário;
9. Escavação, montagem de armaduras e betonagem dos painéis primários do primeiro nível, deixando banquetas nas zonas dos painéis secundários e terciários;
10. Instalação dos instrumentos de instrumentação definidos no âmbito do plano de instrumentação e observação, para os painéis primários do primeiro nível;
11. Instalação de ancoragens provisórias, onde indicado. Inclui as operações de furação, limpeza, colocação da armadura, selagem com calda de cimento e reinjeção, recorrendo ao sistema de válvulas manete e obturador duplo (IRS). As ancoragens que intersectem material de aterro deverão, em função das condições geológicas e de vizinhança, ser realizadas com recurso a tubo TM. O comprimento total das ancoragens deverá ser compatível com a localização do respetivo bolbo de selagem em terrenos competentes (NSPT superior a 60 pancadas) e geologicamente estáveis em relação à geometria da escavação;
12. Realização dos ensaios de receção em todas as ancoragens, conforme norma NP EN ISO22477-5. Deverão no caso das ancoragens instrumentadas com células de carga, ser realizados ensaios de adequabilidade, de modo a comprovar a sua eficácia para as cargas de projeto. Blocagem da ancoragem;
13. Remoção das banquetas dos painéis secundários e execução dos mesmos do primeiro nível, incluindo a execução das ancoragens de forma idêntica aos painéis primários;
14. Escavação sucessiva até à cota de fundo de escavação, acompanhando o faseamento da escavação implementado nas fases anteriores;
15. Execução da sapata de fundação da parede;
16. Execução das microestacas de fundação das paredes e dos contrafortes definitivos complementares da parede de contenção inicial;

17. Execução das sapatas, das paredes e dos contrafortes definitivos complementares da parede de contenção inicial, incluindo a construção das escadas que apoiam sobre as mesmas e o aterro dos espaços vazios delimitados pelas mesmas;
18. Execução de trabalhos de acabamentos previstos no âmbito do projeto de arquitetura.

8.2 Contenções Provisórias para a execução dos maciços de estacas

O faseamento resumido dos trabalhos de escavação e construção das contenções provisórias que ocorrerão após a execução das estacas de fundação:

1. Preparação da plataforma de trabalho e dos respetivos acessos, devidamente compatibilizada com a solução adotada, para execução da contenção tipo Berlim Provisório;
2. Execução dos perfis verticais HEB140;
3. Início dos trabalhos de escavação acompanhados da colocação sistemática dos barrotes de madeira entre perfis;
4. Colocação da viga de distribuição soldadas aos perfis HEB;
5. Colocação das escoras de canto soldadas às vigas de distribuição;
6. Execução da escavação até atingir a cota da base do maciço;
7. Construção dos maciços de encabeçamento.

8.3 Solução de Fundação Indireta dos Pilares P2, P3 e P4

O faseamento resumido dos trabalhos de execução dos elementos de fundação:

1. Levantamento e eventual desvio dos serviços que possam vir a ser afetados pela intervenção, localizados nos arruamentos adjacentes;
2. Preparação da plataforma de trabalho e dos respetivos acessos para a circulação do equipamento de furação das estacas moldadas;
3. Execução das estacas com a profundidade necessária para garantir os comprimentos totais e as fichas definidas nas peças desenhadas, recorrendo a tecnologia adequada, a partir da cota da plataforma de trabalho. Inclui as operações de furação, limpeza do fundo do furo, colocação da armadura e betonagem;
4. Execução das contenções provisórias de acordo com o faseamento próprio;
5. Saneamento da cabeça das estacas;
6. Execução dos maciços de encabeçamento, incluindo armaduras, cofragem e betonagem;
7. Aterro do espaço entre as contenções provisórias e os maciços;

8.4 Solução de Fundação Indireta do Pilar P5

O faseamento resumido dos trabalhos de execução dos elementos de fundação:

1. Levantamento e eventual desvio dos serviços que possam vir a ser afetados pela intervenção, localizados nos arruamentos adjacentes;
2. Preparação da plataforma de trabalho e dos respetivos acessos para a circulação do equipamento de furação das estacas moldadas;

3. Execução das estacas com a profundidade necessária para garantir os comprimentos totais e as fichas definidas nas peças desenhadas, recorrendo a tecnologia adequada, a partir da cota da plataforma de trabalho. Inclui as operações de furação, limpeza do fundo do furo, colocação da armadura e betonagem;
4. Execução das contenções provisórias de acordo com o faseamento próprio;
5. Saneamento da cabeça das estacas;
6. Execução dos maciços de encabeçamento, incluindo armaduras, cofragem e betonagem;
7. Execução do pilar P5;
8. Execução dos arranques paredes/casca que simula a envolvente exterior o edifício existente no local da implantação do pilar P5;
9. Aterro do espaço entre as contenções provisórias e os maciços;
10. Instalação do tabuleiro do viaduto;
11. Finalização das paredes/casca que simula a envolvente exterior o edifício existente no local da implantação do pilar P5;

8.5 Solução de Fundação Indireta do Encontro Nascente

O faseamento resumido dos trabalhos de fundação e construção do encontro será o seguinte:

1. Realização prévia dos trabalhos de escavação provisória da obra especial 5, incluindo os trabalhos de desmonte parcial e de consolidação do paramento do Baluarte do Livramento;
2. Preparação da plataforma de trabalho e dos respetivos acessos, devidamente compatibilizada com a circulação do equipamento de execução das estacas moldadas;
3. Execução das estacas com a profundidade necessária para garantir os comprimentos totais e as fichas definidas nas peças desenhadas, recorrendo a tecnologia adequada, a partir da cota da plataforma de trabalho. Inclui as operações de furação, limpeza do fundo do furo, colocação da armadura e betonagem;
4. Saneamento da cabeça das estacas;
5. Execução da estrutura do encontro, integrada e compatibilizada com a estrutura do túnel definitivo da obra especial 5.

9 PROJETO DAS FUNDAÇÕES DO VIADUTO

9.1 Ações

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

No caso concreto dos elementos de fundação, as cargas consideradas provêm do plano de cargas resultante da modelação independente da superestrutura do viaduto.

Refere-se ainda que a rigidez de cada fundação foi determinada e integrada no modelo de cálculo do viaduto.

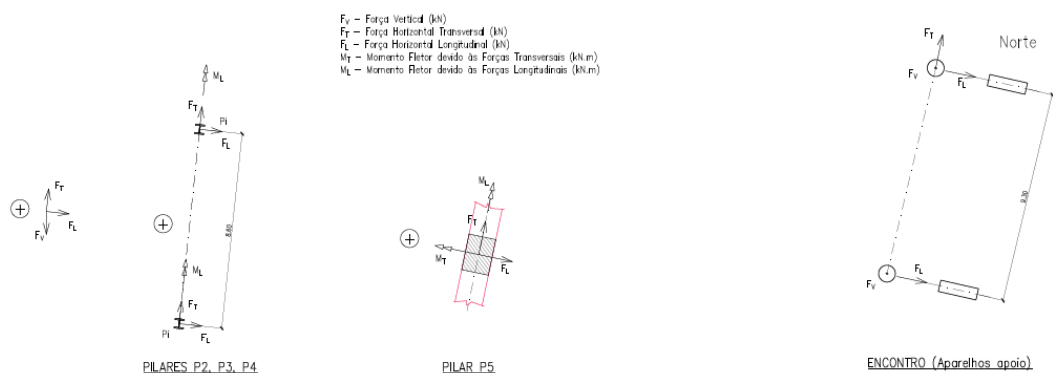


Figura 11 – Direção e Orientação dos Eixos de atuação das cargas

Tabela 11 – Tabela de reações ao nível da base dos pilares por ação

Ação /	Pilar Reação	P2				P3				P4				P5				
		F _V	F _T	F _L	M _L	F _V	F _T	F _L	M _L	F _V	F _T	F _L	M _L	F _V	F _T	M _T	F _L	M _L
Carga Permanente		3,538	-3	-1	12	2,995	-1	0	1	2,392	-10	-1	6	7,749	24	-83	53	349
Sobrecarga		1,252	-4	-1	6	1,102	-5	0	2	924	-19	0	3	2,536	59	1,686	43	281
F. centrífuga		-98	33	0	0	-94	35	0	0	-83	30	0	0	0	-58	594	0	2
Lacete		-138	61	0	0	-122	56	0	0	-114	51	0	0	-1	-134	883	1	6
Frenagem		-48	11	-7	-57	-104	37	-6	-54	-130	43	-6	-52	-23	-88	624	-2,051	-13,427
Arranque		-48	-11	-7	57	-104	-37	-6	54	-130	-43	-6	52	-23	88	-624	1,026	6,714
Vento transv		+ 1,506	-378	-1	-4	+ 1,451	-426	-1	-2	+ 1,328	-394	-1	-2	-485	-662	+ 8,111	-8	-35
Vento long		-390	-4	-3	-27	-360	-11	-3	-26	-340	-24	-3	-26	-481	-12	+ 1,338	+ 1,007	+ 6,589
Sismo transv		+ 4,026	+ 1,737	-12	-25	+ 4,190	+ 1,909	-13	-21	+ 3,165	+ 1,413	-12	-22	+ 1,474	+ 2,500	+ 18,498	-529	+ 2,717
Sismo long		-638	-160	-29	-210	-715	-203	-28	-204	-736	-189	-27	-197	+ 1,482	-508	+ 2,679	+ 7,633	+ 49,778

Tabela 12 – Tabela de reações transmitidas aos encontros

Ação / Reação	Encontro Sul		Encontro Norte		
	F _v (KN)	F _t (KN)	F _v (KN)	F _t (KN)	F _t (KN)
Carga Permanente	1,108	+ 32	1,108	-10	+ 32
Sobrecarga	380	+ 23	380	-27	+ 23
F. centrífuga	+ 10	+ 5	+ 10	-42	+ 5
Lacete	+ 3	+ 6	+ 3	-197	+ 6
Frenagem	73	-605	73	+ 26	-605
Arranque	-73	605	-73	+ 26	605
Vento transv	+ 281	+ 63	+ 281	+ 439	+ 63
Vento long	+ 158	+ 308	+ 158	+ 36	+ 308
Sismo transv	+ 449	+ 241	+ 449	+ 922	+ 241
Sismo long	+ 502	+ 2,276	+ 502	+ 230	+ 2,276

9.2 Combinações de Ações

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

9.2.1 Estados Limites Últimos

Combinação fundamental:

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

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_{0i} – Valor reduzido da ação variável i .

Combinação accidental:

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

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 accidental correspondente (choque, incêndio ou a sobrevivência após uma situação de acidente).

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 .

9.2.2 Estados Limites de Serviço

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

Combinação rara de ações:

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

Combinação frequente:

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

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 .

9.3 Verificação da Segurança

9.3.1 Estados Limites Últimos

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 as 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.

9.3.2 Estados Limites de Utilização

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.

9.3.3 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.

10 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

10.1 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.

10.2 Estanqueidade

A aplicação do sistema de impermeabilização que cumpra o descrito no capítulo 0 garantirá a estanqueidade da Obra.

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

11 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 eléctrodo 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.

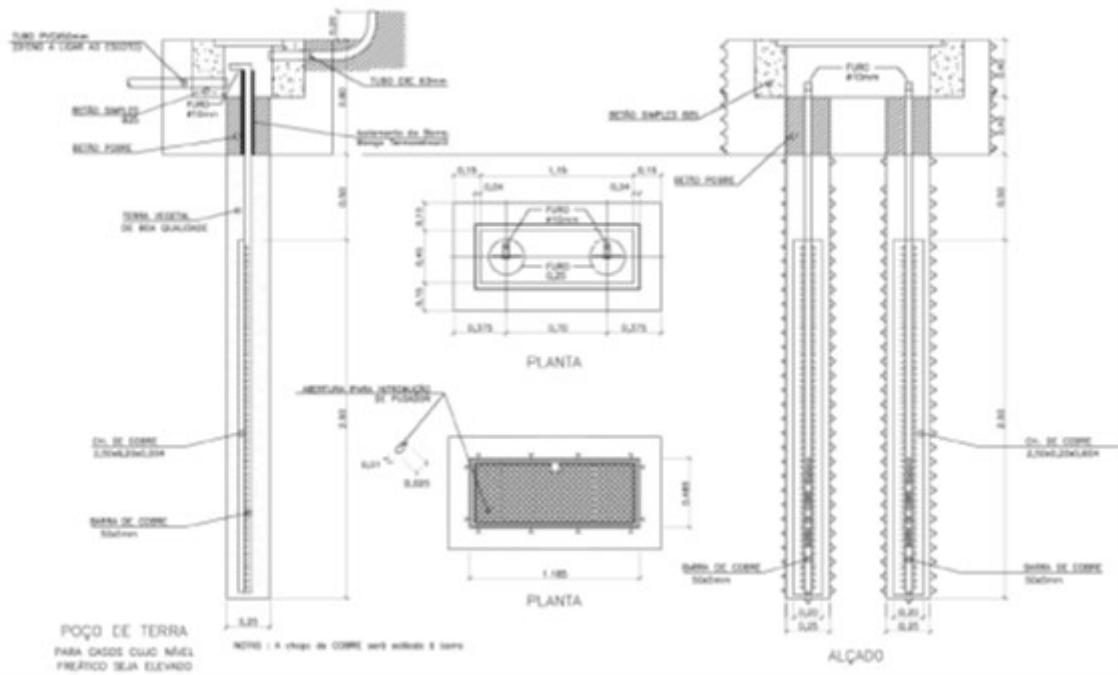


Figura 12 - Pormenores tipo dos poços de terra

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.

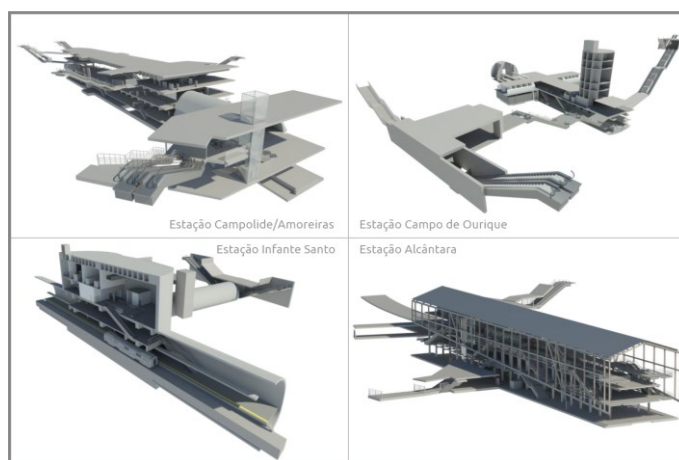
A terra vegetal deverá ser proveniente da camada superficial de terrenos de mata ou camada de terrenos agrícolas; estar isenta de pedras com dimensões superiores a 0.05 m e de materiais estranhos provenientes de incorporação de lixo; estar isenta de infestantes; apresentar uma composição uniforme, sem 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.

MEMÓRIA DESCRITIVA
ESTRUTURAS PROVISÓRIAS
E DEFINITIVAS

Registo e Controlo de Alterações

Revisão	Data	Descrição
0	2024-10-04	Emissão Inicial

METRO DE LISBOA
LINHA VERMELHA ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA
EMPREITADA DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO DO
PROLONGAMENTO DA LINHA
PROJETO DE EXECUÇÃO



TOMO IV: VIADUTO
VOLUME 1 - VIADUTO DE ALCÂNTARA
MEMÓRIA DESCRITIVA – RECONSTRUÇÃO DO EDIFÍCIO RUA DA
COSTA, 8-20

Documento SAP:	LVSSA MSA PE STR VDT VDA MD 089007 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

Índice

1	OBJETIVO E ÂMBITO.....	6
2	ELEMENTOS DE BASE	7
3	CONDICIONAMENTOS.....	8
3.1	Traçado.....	8
3.2	Geológico e Geotécnicos.....	8
3.3	Desvios de Circulação.....	10
3.4	Ocupação de Superfície e de Subsolo	10
3.5	Interferências	10
3.6	Análise de danos e Demolições.....	14
3.7	Implantação.....	14
3.8	Segurança	14
3.9	Arquitetónicos.....	15
3.10	Compatibilidade com as Outras Especialidades.....	15
3.11	Ambiente.....	15
4	REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA DE BASE	17
5	MATERIAIS.....	19
5.1	Estruturas Provisórias.....	19
5.2	Estruturas Definitivas	21
6	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	23
6.1	Tempo de Vida Útil.....	23
6.2	Classificação da Obra de Acordo com a sua Importância	23
6.3	Classe de Inspeção	23
6.4	Classe de Fiabilidade	23

MEMÓRIA DESCRITIVA RECONSTRUÇÃO DO EDIFÍCIO RUA DA COSTA

7	DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO	24
7.1	Solução de Reconstrução do Edifício e Pórticos Periféricos	24
8	FASEAMENTO CONSTRUTIVO	25
8.1	Solução de Reconstrução do Edifício e Pórticos Periféricos	25
9	PROJETO DA ESTRUTURA DO EDIFÍCIO E PÓRTICO	26
9.1	Ações	26
9.2	Combinações de Ações	26
9.3	Verificação da Segurança	28
10	DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	30
10.1	Junta de contração	30
10.2	Estanqueidade	30
11	REDE DE TERRAS	31

Índice de Figuras

Figura 1 - Planta e perfil longitudinal – Geologia / Geotecnia	8
Figura 2 – Edifício na Rua da Costa a reconstruir, interferência N° 388 (<i>Google Earth</i>) ...	13
Figura 3 - Edifícios na Rua da Costa com fachadas a reconstruir, interferências N° 389, N° 390 e N° 391	13
Figura 4 – Vista 3D da solução definitiva do Edifício e pórticos a reconstruir	24
Figura 5 - Pormenores tipo dos poços de terra	31

Índice de Tabelas

Tabela 1 – Valores caraterísticos dos parâmetros a adotar na presente fase do estudo para as várias formações ocorrentes	9
Tabela 2 - Edifícios mais suscetíveis à ocorrência de danos.....	11
Tabela 3 – Infraestruturas enterradas mais suscetíveis à ocorrência de danos	14
Tabela 4 – Infraestruturas ferroviárias mais suscetíveis à ocorrência de danos.....	14
Tabela 5 - Características dos materiais (1/2)	19
Tabela 6 – Características dos materiais (2/2)	20
Tabela 7 – Estruturas provisórias. Recobrimentos nominais das armaduras	20
Tabela 8 – Estruturas definitivas. Características dos materiais – Betão.....	21
Tabela 9 – Estruturas definitivas. Características dos Materiais – Aço estrutural	21
Tabela 10 – Estruturas definitivas. Recobrimentos nominais das armaduras	22

1 OBJETIVO E ÂMBITO

O presente documento diz respeito ao desenvolvimento, ao nível de **Projeto de Execução**, da **Memória Descritiva das soluções para a reconstrução do edifício Rua da Costa, 8-20**, nomeadamente muros de contenção e fundações, **do Viaduto de Alcântara**, no âmbito do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, que é parte integrante do **Tomo IV – Viaduto do Volume 1 – Viaduto de Alcântara**.

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.

Os documentos considerados como elementos de entrada associados à obra foram os seguintes:

- 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”);
- Projeto de Execução, Tomo I – Geral, Volume 2 – Traçado;
- Projeto de Execução, Tomo I – Geral, Volume 6 – Estudo Geológico Geotécnico.

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.

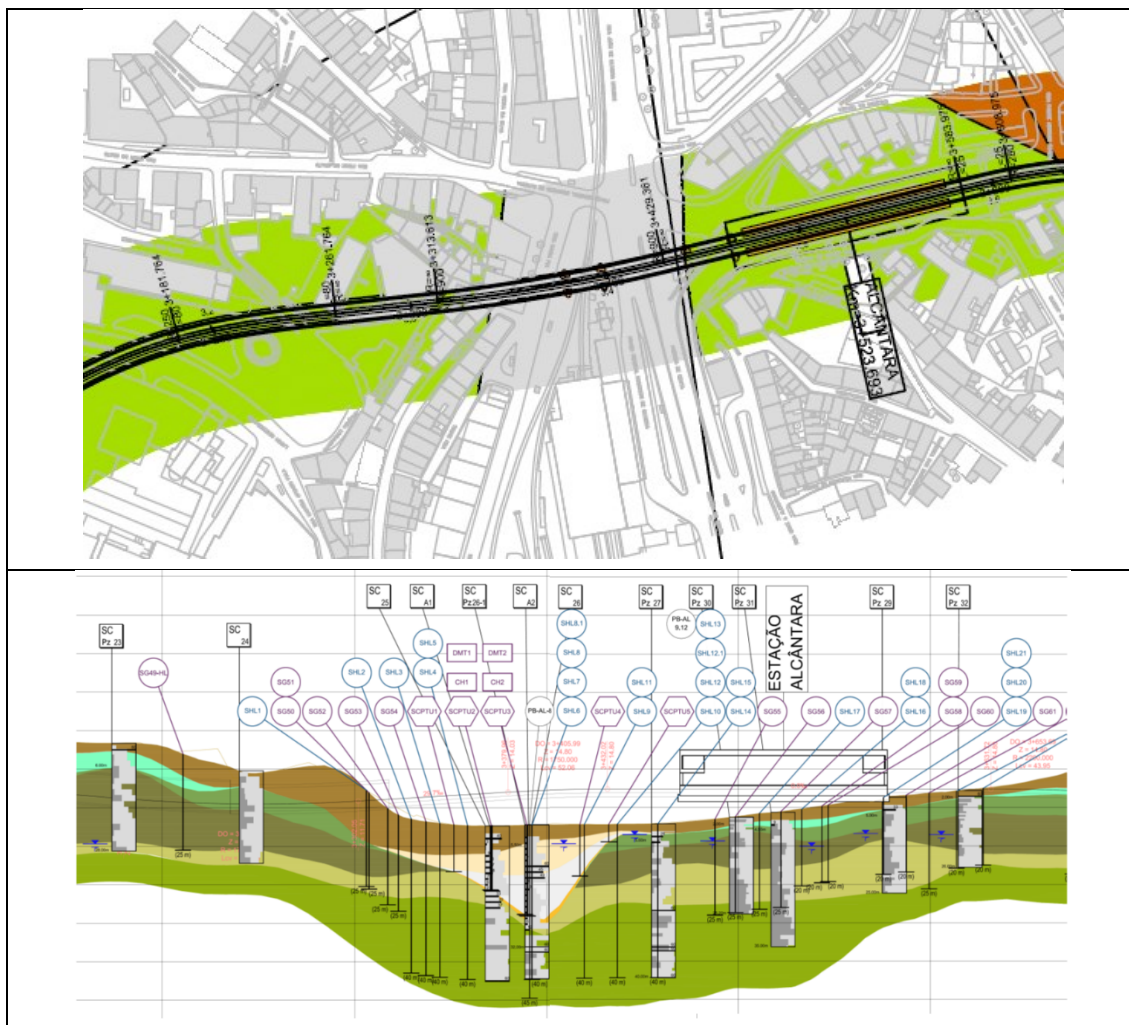


Figura 1 - Planta e perfil longitudinal – Geologia / Geotecnia

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 podem 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 caraterísticos 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	<u>18</u>	<u>20</u>	---	---	<u>0</u>	<u>28</u>	<u>8</u>	<u>0,5</u>	<u>10⁻⁵</u>	<u>0,35</u>	---	---
ALUVIÃO, a(ar)	<u>19</u>	<u>21</u>	---	---	<u>0</u>	<u>34</u>	<u>50</u>	<u>0,5</u>	<u>10⁻⁵</u>	<u>0,30</u>	---	---
ALUVIÃO, a(ag)	<u>17</u>	<u>19</u>	<u>10</u>	<u>10</u>	<u>0</u>	<u>28</u>	<u>4</u>	<u>0,5</u>	<u>10⁻⁸</u>	<u>0,46</u>	---	---
ALUVIÃO, a(cg)	<u>20</u>	<u>22</u>	---	---	<u>0</u>	<u>35</u>	<u>75</u>	<u>0,5</u>	<u>10⁻⁴</u>	<u>0,30</u>	---	---
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	<u>23</u>	<u>23</u>	---	---	<u>50</u>	<u>32</u>	<u>60</u>	<u>0,8</u>	<u>10⁻⁷</u>	<u>0,23</u>	---	---
CALCÁRIO, Cc1b	<u>24</u>	<u>24</u>	---	---	<u>90</u>	<u>38</u>	<u>325</u>	<u>0,8</u>	<u>10⁻⁷</u>	<u>0,21</u>	<u>9</u>	<u>3</u>
CALCÁRIO, Cc1c	<u>25</u>	<u>25</u>	---	---	<u>300</u>	<u>42</u>	<u>4000</u>	<u>0,8</u>	<u>10⁻⁶</u>	<u>0,21</u>	<u>50</u>	<u>27,5</u>
CALCÁRIO, Cc1d	<u>24</u>	<u>24</u>	---	---	<u>120</u>	<u>40</u>	<u>600</u>	<u>0,8</u>	<u>10⁻⁷</u>	<u>0,21</u>	<u>12</u>	<u>6</u>

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)	v	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 e escavação a céu aberto dos maciços de encabeçamento das estacas de fundação dos pilares do viaduto interferem 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 IV – Viaduto.

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, serão realizados contactos com a entidades concessionárias das infraestruturas com o objetivo de aferir o seu posicionamento e estado de conservação. Paralelamente, serão realizadas vistorias aos serviços e efetuados levantamentos topográficos dos elementos visíveis à superfície.

3.5.2.2 Edifícios

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
386	Edifício	Rua da Costa, 2-6
387	Edifício	Rua da Costa, s/n
388	Edifício	Rua da Costa, 8-20

389	Edifício	Rua da Costa, 22-26
390	Edifício	Rua da Costa, 28
391	Edifício	Rua da Costa, 30-32
392	Edifício	Rua da Costa, 34-42
393	Edifício	Rua da Costa, 44-46
394	Edifício	Rua da Costa, 52-54
395	Edifício	Triste Feia, 2
396	Edifício	Triste Feia, 4
397	Edifício	Triste Feia, 6
398	Edifício	Travessa do Livramento, 2
399	Edifício	Travessa do Livramento, 4
400	Edifício	Travessa do Livramento, 10
401	Edifício	Travessa do Livramento, 19
402	Edifício	Travessa do Livramento, 20-22
403	Edifício	Travessa do Livramento, 21
404	Edifício	Travessa do Livramento, 24-26
405	Edifício	Travessa do Livramento, 28
406	Edifício	Travessa do Livramento, 30
407	Edifício	Travessa do Livramento, 34

Das interferências indicadas na Tabela 2, no âmbito deste documento destacam-se as interferências Nº 388, Nº 389, Nº 390 e Nº 391. As interferências mencionadas dizem respeito a edifícios existentes na Rua da Costa.

A interferência Nº 388 identifica um edifício existente em alvenaria de pedra, com piso térreo, 3 pisos elevados e 1 piso em cave, o edifício possui arcadas ao nível do piso térreo. Na Figura 2 apresentada mais em baixo apresenta-se uma fotografia do edifício.

As interferências Nº 389, Nº 390 e Nº 391 correspondem a edifício em alvenaria de pedra com 1 e 2 pisos elevados. Na Figura 3 apresentada em baixo apresenta-se uma fotografia destas interferências.



Figura 2 – Edifício na Rua da Costa a reconstruir, interferência N° 388 (Google Earth)



Figura 3 - Edifícios na Rua da Costa com fachadas a reconstruir, interferências N° 389, N° 390 e N° 391

3.5.2.3 Infraestruturas enterradas

O traçado do projeto atravessa uma área da cidade de Lisboa que é simultaneamente servida por infraestruturas enterradas para saneamento, drenagem, abastecimento de água, telecomunicações e eletricidade.

À semelhança do referido no ponto anterior para edifícios, também as infraestruturas enterradas foram instaladas em diferentes períodos históricos, em que a sua composição, estado de conservação e material utilizado, diferem significativamente (ver documento sobre serviços afetados emitido no âmbito de cada volume).

A análise dos elementos acima referidos, em combinação com o posicionamento das infraestruturas enterradas em relação aos trabalhos de escavação, permitiu identificar as infraestruturas enterradas mais suscetíveis à ocorrência de danos (Tabela 3). Assinala-se que algumas destas infraestruturas serão desviadas faseadamente durante a execução dos trabalhos.

Tabela 3 – Infraestruturas enterradas mais suscetíveis à ocorrência de danos

N.º	CATEGORIA	LOCALIZAÇÃO
429	Aqueduto / Serviço	Avenida de Ceuta, s/n

3.5.2.4 Infraestruturas ferroviárias

O eixo do projeto interceta infraestruturas ferroviárias associadas à rede de comboios da empresa Infraestruturas de Portugal (IP) e da rede de elétricos da Carris. Na Tabela 4 encontra-se a lista das infraestruturas ferroviárias consideradas como mais suscetíveis.

Tabela 4 – Infraestruturas ferroviárias mais suscetíveis à ocorrência de danos

N.º	CATEGORIA	LOCALIZAÇÃO
1008	Ferrovia	CP - Avenida de Ceuta c/ Rua Prior do Crato

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 que estão compatibilizadas com o Projeto de Execução de Arquitetura (Tomo V – Estações, Volume 4 – Estação de Alcântara).

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 – Fluídos;
- 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);
- 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 1536 - Execução de obras geotécnicas especiais – Estacas Moldadas
- 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;
- 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

5.1 Estruturas Provisórias

As características dos materiais adotados no presente Projeto de Execução para as soluções de carácter provisório encontram-se apresentadas nos quadros seguintes:

Tabela 5 - Características dos materiais (1/2)

MATERIAIS	PROPRIEDADES	
BETÃO	BETÃO PROJETADO (VIA HÚMIDA)	C30/37 XC4(P) CL 0,4 DMAX.10 S5
	BETÃO MOLDADO EM GERAL	C30/37 XC4(P) CL 0,4 DMAX.22 S3
	BETÃO EM ESTACAS	C30/37 XC4(P) CL 0,4 DMAX.15 S4
	REGULARIZAÇÃO/ENCHIMENTO	C12/15 X0(P) CL 1.0 DMAX.25 S3
CALDA DE CIMENTO	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 7 DIAS	f_{ck} MÍN. = 25 MPa
FIBRAS METÁLICAS	COMPRIMENTO (EXTREMIDADE COM GANCHO)	< 35 MM
	ESBELTEZA, L/D	65
	CLASSE DE ABSORÇÃO DE ENERGIA:	E700
FIBRA DE VIDRO	RESISTÊNCIA À TRACÇÃO	≥ 2000 MPa
	CARGA NOMINAL DE ROTURA	430 kN
AÇO	CHAPAS E PERFIS METÁLICOS	S 355 JR
	PRE-ESFORÇO	EN 10138-3-Y1860S7-15,7-F1-C1
	CAMBOTAS TRELIÇADAS	A 500NR
	REDE ELETROSSOLDADA	A 500ER
	ENFILAGENS	S 355 JR
	MICROESTACAS	N80 API 5A
	Elementos de fixação metálica	CLASSE 8.8
PREGAGENS DE TUBO EXPANSIVO	CARGA MÍNIMA DE CEDÊNCIA	$P_y = 130$ kN
	TIPO DE AÇO	S 355 MC
No caso particular das soldaduras de elementos de construção metálica, a sua preparação e execução deverá obedecer ao estipulado no EC3 e NP EN 1090		

Tabela 6 – Características dos materiais (2/2)

MATERIAIS	PROPRIEDADES	
GEODRENOS	TUBO DE POLIETILENO RÍGIDO, CORRUGADO E RANHURADO	SN2
GEOTÊXTIL DO GEODRENO	MASSA POR UNIDADE DE ÁREA (EN 9864)	150 g/m ²
	MASSA POR UNIDADE DE ÁREA (EN 9864)	2 mm
	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (EN ISO 10319)	4,5 kN/m
	ALONGAMENTO À CARGA MÁXIMA (EN ISO 10319)	80 %
	PUNÇOAMENTO ESTÁTICO (EN ISO12236)	≥ 700 N
	RESISTÊNCIA À PERFURAÇÃO DINÂMICA (EN 918)	≤ 28 mm
	DURABILIDADE	[DURAÇÃO ESTIMADA DE, NO MÍNIMO, 25 ANOS EM TERRENO COM 4 < PH < 9 E TEMPERATURAS < 25°C (TEMPO DE EXPOSIÇÃO MÁXIMO DE 1 SEMANAS APÓS INSTALAÇÃO)]

Tabela 7 – Estruturas provisórias. Recobrimentos nominais das armaduras

Recobrimentos Nominais (**)	
Elemento	Recobrimento nominal
Estacas	75 mm
Vigas de coroamento e distribuição	35 mm

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

5.2 Estruturas Definitivas

As características dos materiais adotados no presente Projeto de Execução para as soluções de carácter definitivo encontram-se apresentadas nos quadros seguintes:

Tabela 8 – 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 (in situ)	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 9 – 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 10 – Estruturas definitivas. Recobrimentos nominais das armaduras

Recobrimentos Nominais (*) (**)		
Recobrimentos a Garantir de Acordo com Exigências de Resistência ao Fogo e Durabilidade dos Materiais Vida Útil Considerada: 100 Anos Estabilidade ao Fogo: R120	Elemento	Recobrimento nominal
	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, o viaduto é 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 se classifica 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.

7 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO

No presente capítulo descreve-se de uma forma geral as várias soluções adotadas para a obra de reconstrução do edifício da Rua da Costa.

Esta solução tem como objetivo reconstruir o edifício da Rua da Costa, interferência Nº 388, uma vez que está previsto a estrutura do viaduto passar no interior deste. Desta forma pretende-se que a estrutura a reconstruir garanta a mesma geometria e implantação das fachadas do edifício existente. Adicionalmente pretende-se reconstruir as fachadas dos restantes edifícios indicados no capítulo 3.5.1.

7.1 Solução de Reconstrução do Edifício e Pórticos Periféricos

A parede/casca da estrutura do edifício da Rua da Costa a reconstruir assim como os pórticos representativos das restantes fachadas periféricas serão executadas em betão armado com a geometria definida no projeto de arquitetura.

A fundação do edifício consiste na execução de um maciço contínuo ao longo da fachada que servirá de encabeçamento às estacas moldadas Ø1000mm, estas permitirão fundar a parede/casca representativa da envolvente exterior do edifício atual.

Face à ocorrência do maciço calcário a menor profundidade, prevê-se que as estacas apresentem comprimento total de 12,0m, o qual permitirá garantir um encastramento mínimo do substrato cretácico de 6,0m.

Os pórticos serão fundados diretamente no terreno através de uma sapata continua 1,10x0,5 (BxH). Na Figura 4 apresenta-se a imagem parede/casca do edifício a reconstruir assim como o pórtico das restantes fachadas.

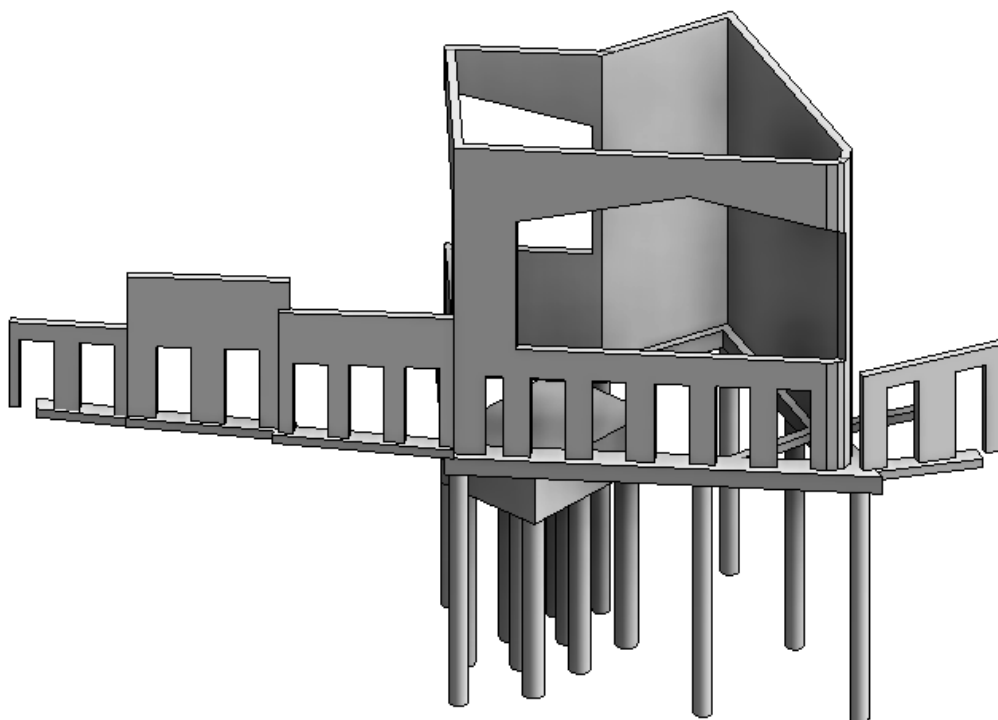


Figura 4 – Vista 3D da solução definitiva do Edifício e pórticos a reconstruir

8 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Neste capítulo apresentam-se de forma geral os faseamentos aplicados para as soluções definidas.

8.1 Solução de Reconstrução do Edifício e Pórticos Periféricos

O faseamento resumido dos trabalhos de execução dos elementos constituintes do edifício e pórticos:

1. Levantamento e eventual desvio dos serviços que possam vir a ser afetados pela intervenção, localizados nos arruamentos adjacentes;
2. Preparação da plataforma de trabalho e dos respetivos acessos para a circulação do equipamento de furação das estacas moldadas;
3. Execução das estacas com a profundidade necessária para garantir os comprimentos totais e as fichas definidas nas peças desenhadas, recorrendo a tecnologia adequada, a partir da cota da plataforma de trabalho. Inclui as operações de furação, limpeza do fundo do furo, colocação da armadura e betonagem;
4. Execução das contenções provisórias de acordo com o faseamento próprio;
5. Saneamento da cabeça das estacas;
6. Execução dos maciços de encabeçamento, incluindo armaduras, cofragem e betonagem;
7. Execução dos arranques paredes/casca que simula a envolvente exterior o edifício existente;
8. Aterro do espaço entre as contenções provisórias e os maciços;
9. Instalação do tabuleiro do viaduto;
10. Finalização das paredes/casca que simula a envolvente exterior o edifício existente;

9 PROJETO DA ESTRUTURA DO EDIFÍCIO E PÓRTICO

9.1 Ações

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

9.2 Combinações de Ações

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

9.2.1 Estados Limites Últimos

Combinação fundamental:

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

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 .

Combinação accidental:

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

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

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_{2j} – Valor reduzido da ação variável j .

9.2.2 Estados Limites de Serviço

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

Combinação rara de ações:

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

Combinação frequente:

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

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_{1j} e ψ_{2j} – Valores reduzidos da ação variável j .

9.3 Verificação da Segurança

9.3.1 Estados Limites Últimos

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 as 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.

9.3.2 Estados Limites de Utilização

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.

9.3.3 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.

10 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

10.1 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.

10.2 Estanqueidade

A aplicação do sistema de impermeabilização que cumpra o descrito no capítulo 0 garantirá a estanqueidade da Obra.

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

11 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 eléctrodo 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.

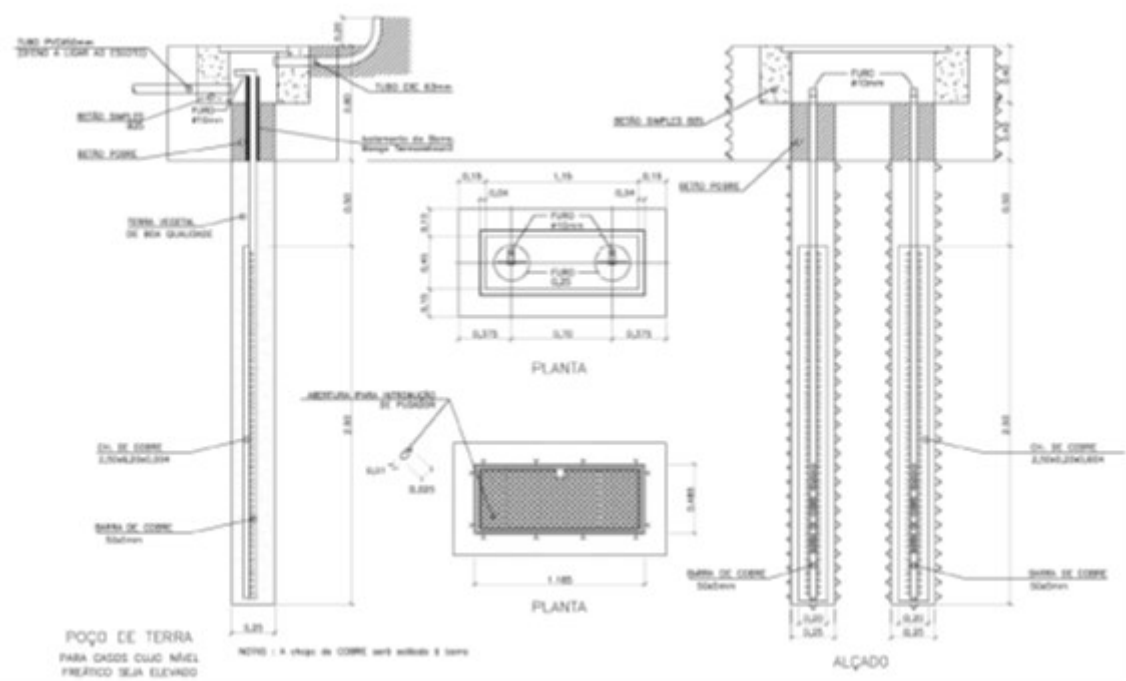


Figura 5 - Pormenores tipo dos poços de terra

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.

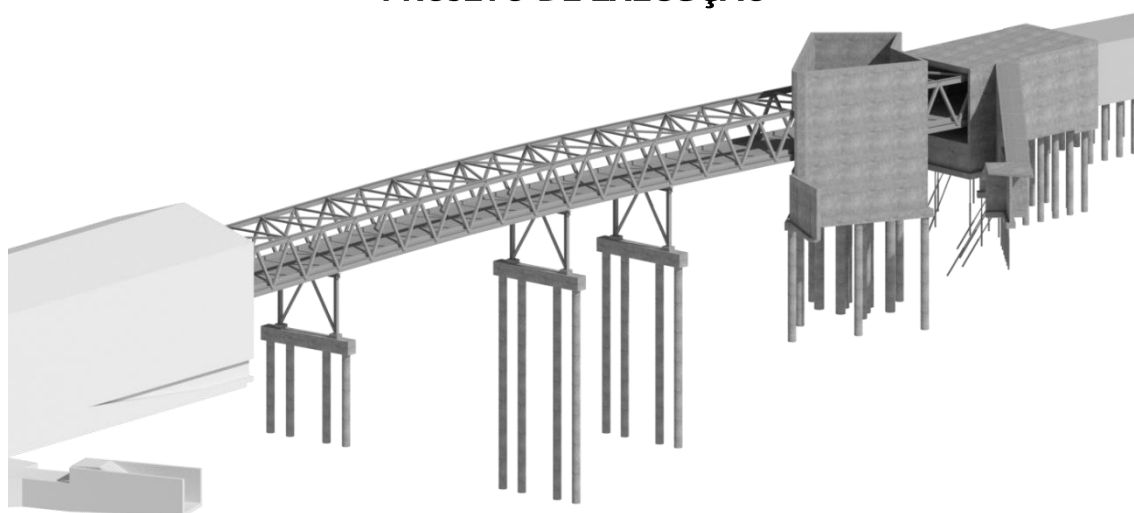
A terra vegetal deverá ser proveniente da camada superficial de terrenos de mata ou camada de terrenos agrícolas; estar isenta de pedras com dimensões superiores a 0.05 m e de materiais estranhos provenientes de incorporação de lixo; estar isenta de infestantes; apresentar uma composição uniforme, sem 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.

MEMÓRIA DESCRITIVA
RECONSTRUÇÃO DO
EDIFÍCIO RUA DA COSTA

Registo e Controlo de Alterações

Revisão	Data	Descrição
0	2024-10-04	Emissão Inicial

METRO DE LISBOA
PROLONGAMENTO DA LINHA VERMELHA
ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA
EMPREITADA DE CONCEÇÃO E
CONSTRUÇÃO
PROJETO DE EXECUÇÃO



VIADUTO DE ALCÂNTARA – ESTRUTURAS
CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

Documento SAP:	LVSSA MSA PE STR VDT VDA NC 089001 0
-----------------------	--------------------------------------

	Nome	Assinatura	Data
Elaborado	Cristiana Feliciano		2024-10-03
Revisto	Rui Nunes da Silva		2024-10-03
Verificado	Rui Rodrigues		2024-10-03
Coordenador Projeto	Raúl Pistone		2024-10-03
Aprovado	Raúl Pistone		2024-10-03

	Nome	Assinatura	Data
Gestor Projeto	Raúl Pistone		2024-10-03

Índice

1	ENQUADRAMENTO.....	3
2	ANÁLISE DINÂMICA.....	3
3	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA – ESTADOS LIMITE ÚLTIMOS.....	8
3.1	Laje do tabuleiro.....	8
3.2	Elementos Metálicos.....	12
3.2.1	Pilares.....	12
3.2.2	Viga Principal Triangulada.....	19
3.2.3	Travamento horizontal da corda superior.....	31
3.2.4	Carlingas e Longarinas.....	35
3.3	Elementos de betão armado.....	47
3.4	Ligações.....	54
3.5	Fadiga.....	59
4	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA – ESTADOS LIMITE DE SERVIÇO.....	63
4.1	Estado limite de deformação.....	63
4.2	Estado limite de vibração.....	64

1 ENQUADRAMENTO

Os presentes Cálculos Justificativos complementam e completam o volume da Memória Descritiva e Justificativa da estrutura do Viaduto de Alcântara integrado prolongamento da Linha Vermelha do Metro de Lisboa entre São Sebastião e Alcântara.

A leitura deste documento é, portanto, indissociável do supracitado. Para melhor inteligibilidade do conjunto das Peças Escritas e para evitar inconsistências entre elas optou-se por não repetir nestes Cálculos Justificativos quaisquer considerações que tenham sido expostas na Memória Descritiva e Justificativa.

No presente documento apresenta-se um resumo dos resultados das avaliações das condições de segurança realizadas.

2 ANÁLISE DINÂMICA

Desenvolveu-se a análise dinâmica da estrutura a partir do modelo global da estrutura, introduzindo as alterações na rigidez dos elementos explicadas na memória descritiva.

Apresenta-se se seguida uma tabela com o resumo das características dos primeiros 20 modos de vibração da estrutura. Importa referir que o somatório da participação de massa ultrapassa os 95% nos modos de translação horizontal.

Modo	T (s)	f (hz)	UX	ΣUX	UY	ΣUY	UZ	ΣUZ	RZ	ΣRZ
1	1.188	0.842	85.8%	85.8%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	0.1%
2	0.621	1.610	0.1%	85.9%	66.4%	66.4%	0.0%	0.0%	12.4%	12.5%
3	0.500	1.998	0.0%	85.9%	9.6%	76.0%	0.0%	0.0%	51.8%	64.3%
4	0.378	2.643	0.0%	85.9%	0.0%	76.0%	15.5%	15.5%	0.0%	64.3%
5	0.345	2.899	0.0%	85.9%	9.4%	85.4%	0.0%	15.5%	0.2%	64.5%
6	0.322	3.105	0.1%	86.0%	0.0%	85.4%	10.3%	25.9%	0.0%	64.6%
7	0.274	3.651	0.0%	86.0%	0.0%	85.4%	19.9%	45.7%	0.6%	65.1%
8	0.271	3.690	0.0%	86.0%	0.0%	85.4%	0.6%	46.3%	21.2%	86.3%
9	0.246	4.072	0.1%	86.2%	2.8%	88.3%	1.6%	47.9%	1.1%	87.4%
10	0.242	4.124	0.0%	86.2%	0.4%	88.7%	9.6%	57.6%	0.4%	87.9%
11	0.228	4.386	5.7%	91.9%	0.2%	88.9%	0.0%	57.6%	0.1%	87.9%
12	0.205	4.886	0.1%	92.0%	6.5%	95.3%	0.2%	57.8%	1.6%	89.5%
13	0.198	5.042	0.1%	92.1%	0.0%	95.4%	10.2%	68.0%	0.0%	89.6%
14	0.193	5.181	0.6%	92.7%	0.2%	95.5%	0.8%	68.7%	0.0%	89.6%
15	0.147	6.787	0.0%	92.7%	1.1%	96.7%	5.0%	73.7%	0.4%	90.0%
16	0.141	7.113	0.0%	92.7%	1.3%	98.0%	3.6%	77.3%	0.5%	90.5%
17	0.128	7.816	7.2%	99.9%	0.0%	98.0%	0.0%	77.3%	0.0%	90.5%
18	0.095	10.543	0.0%	99.9%	1.9%	99.9%	0.0%	77.3%	0.3%	90.8%
19	0.064	15.653	0.0%	99.9%	0.0%	99.9%	9.1%	86.4%	0.0%	90.8%
20	0.044	22.968	0.1%	100.0%	0.0%	99.9%	0.0%	86.4%	0.0%	90.8%

As figuras seguintes ilustram os primeiros modos de vibração relevantes da estrutura do viaduto. O primeiro modo é de translação longitudinal, com participação de massa de 86%. O segundo e terceiro modos são, maioritariamente, de translação na direção transversal com participação de massa de 66% e 9.6% respetivamente. Os modos seguintes são essencialmente os modos verticais para cada um dos 5 vãos do viaduto e os modos de translação nas duas direções dos maciços de fundação.

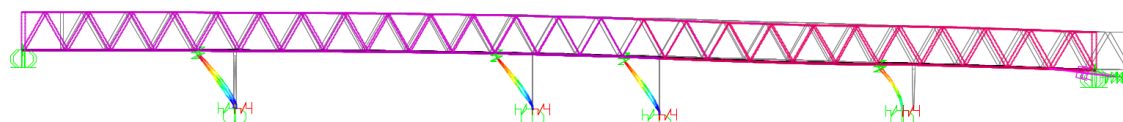


Figura 1 – Modo 1 ($f = 0.842$ Hz) – Modo de translação longitudinal
(Vista no plano XZ)

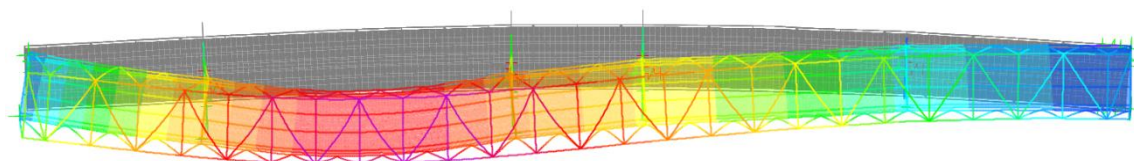


Figura 2 – Modo 2 ($f = 1.610$ Hz) – Modo de translação transversal, maioritariamente nos pilares metálicos P2/P3/P4
(Vista no plano XY)

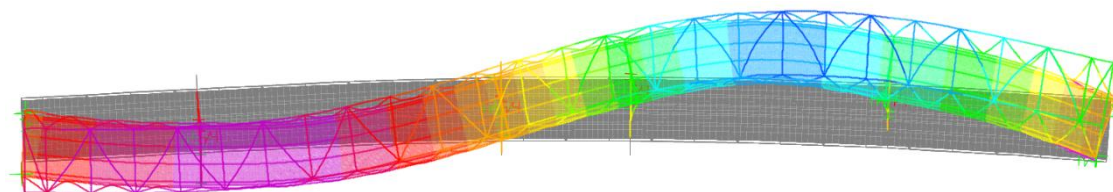


Figura 3 – Modo 3 ($f = 1.998$ Hz) – Modo de translação transversal, maioritariamente no pilar de betão P5
(Vista no plano XY)

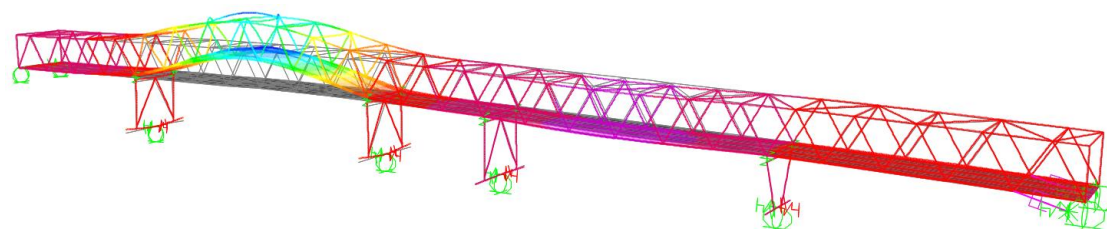


Figura 4 – Modo 4 ($f = 2.643$ Hz) – Modos vertical no 2º vão (Vista 3D)

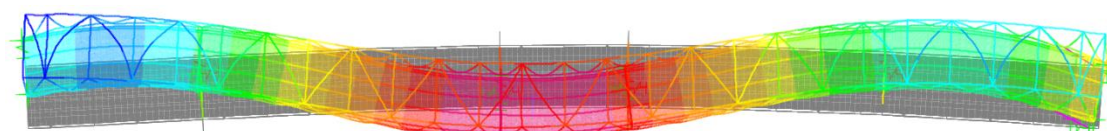


Figura 5 – Modo 5 ($f = 2.899$ Hz) – Terceiro modo de translação transversal
(Vista no plano XY)

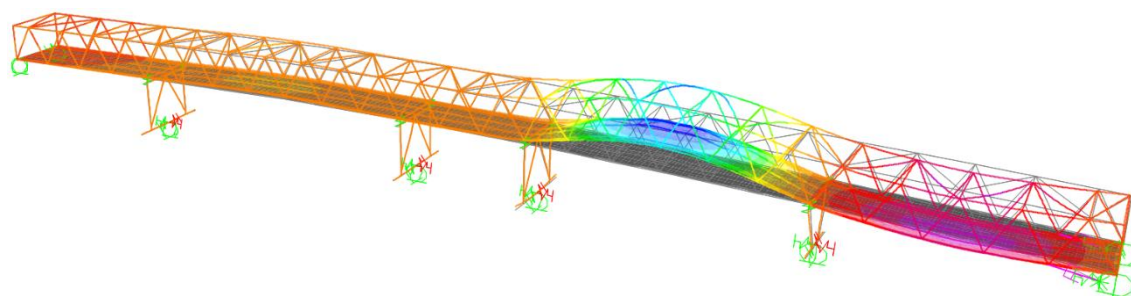


Figura 6 – Modo 6 ($f = 3.105$ Hz) – Modo de vertical no 4º vão (Vista 3D)

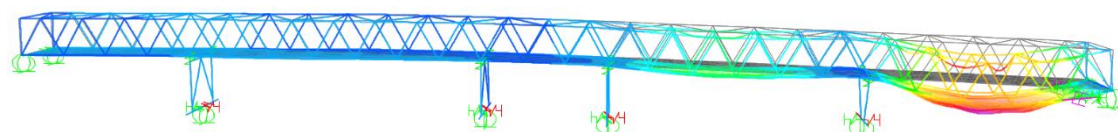


Figura 7 – Modo 7 ($f = 3.651$ Hz) – Modo de vertical no 5º vão (Vista XZ)

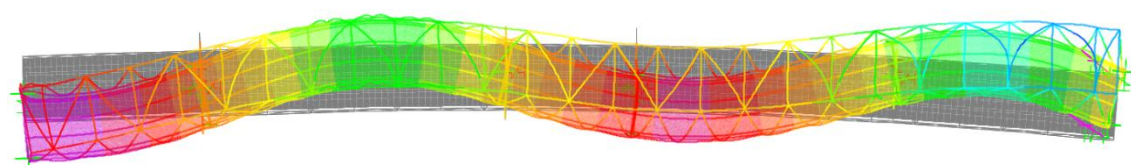


Figura 8 – Modo 8 ($f = 3.690$ Hz) – Quarto modo de translação transversal (Vista no plano XY)

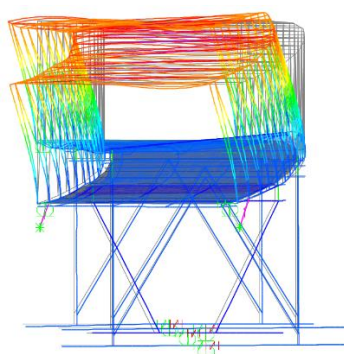


Figura 9 – Modo 9 ($f = 4.072$ Hz) – Modos de flexão das diagonais das vigas principais na direção transversal (Vista 3D)

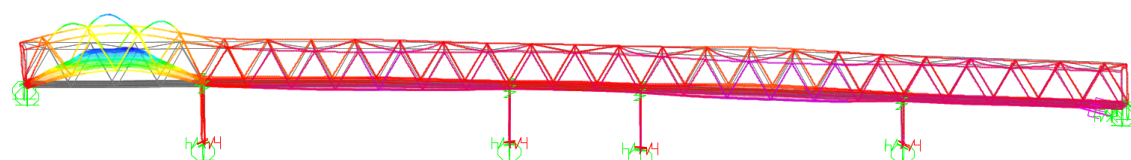


Figura 10 – Modo 10 ($f = 4.124$ Hz) – Modo vertical no 1º vão (Vista 3D)

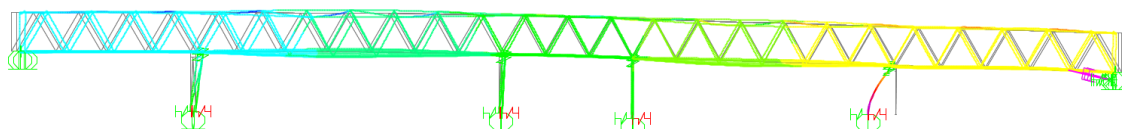


Figura 11 – Modo 11 ($f = 4.386$ Hz) – Modo de translação longitudinal do maciço do pilar P5 (Vista 3D)

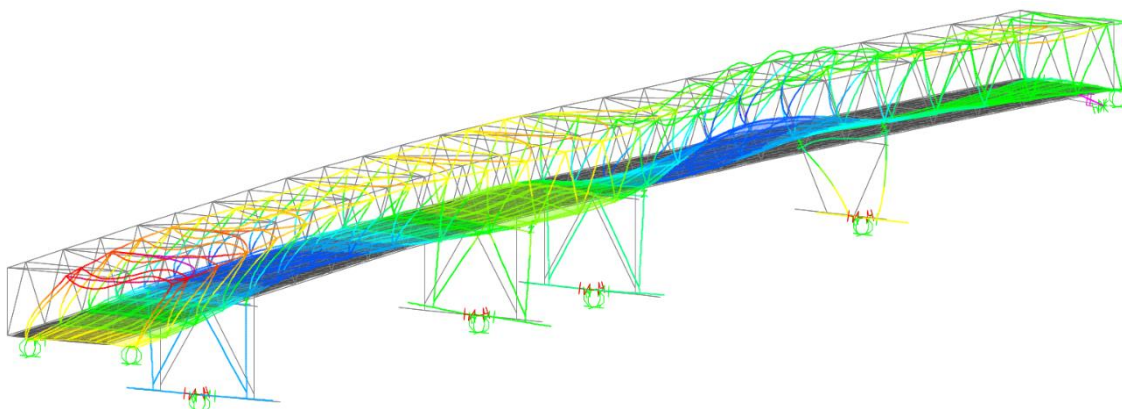


Figura 12 – Modo 12 ($f = 4.886$ Hz) – Modo de translação transversal do maciço do pilar P5 (Vista 3D)

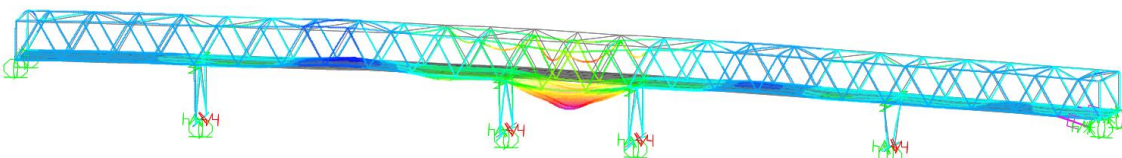


Figura 13 – Modo 13 ($f = 5.042$ Hz) – Modo vertical no 3º vão (Vista 3D)

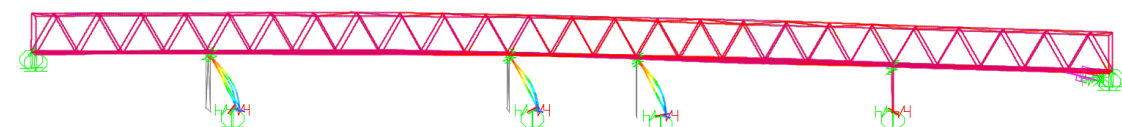


Figura 14 – Modo 17 ($f = 7.816$ Hz) – Modo de translação longitudinal dos maciços dos pilares P2/P3/P4 (Vista XZ)

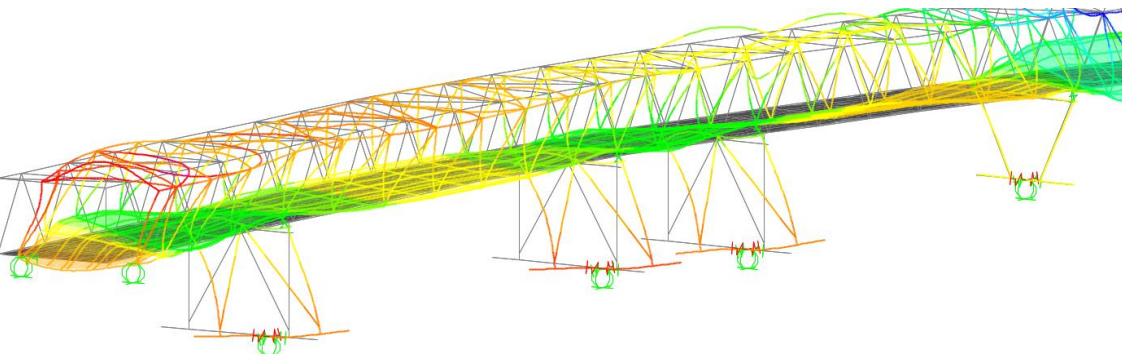


Figura 15 – Modo 18 ($f = 10.5433$ Hz) – Modo de translação dos maciços dos pilares P2/P3/P4 (Vista 3D)

Para a definição das características dos dissipadores fez-se um estudo paramétrico que teve como objetivo a otimização das características dos dissipadores viscosos a instalar no encontro nascente do viaduto. Na análise submeteu-se o modelo tridimensional da estrutura do viaduto ao efeito dos acelerogramas gerados. Por se ter constatado ser mais desfavorável, no estudo paramétrico só se considerou a ação tipo 1. As análises não lineares foram realizadas através da aplicação da técnica de “Fast Nonlinear Analysis (FNA)” e o amortecimento considerado para a estrutura foi de 2%.

Numa primeira fase foram testadas várias soluções considerando somente um sinal (Friuli). Esta opção permitiu testar de uma forma mais célere um leque alargado de hipóteses. A variável em análise foi o valor do parâmetro C, já que se assumiu um valor constante do parâmetro alfa igual a 0,15. Embora alguns fabricantes afirmem ser possível fornecer dissipadores com valor de alfa igual a 0,10, de uma forma prudente assumiu-se o valor de 0,15 para este parâmetro.

Na tabela seguinte estão indicados os valores obtidos somente para o acelerograma de Friuli.

Tabela 1 – Resultados para dissipadores com $\alpha=0,15$ (Friuli)

C $\text{kN m}^{-\alpha} \text{s}^{\alpha}$	$\delta_{\text{Tab.}}$ m	δ_{P5} m	δ_{link} m	F _{link} kN
1200	0,058	0,046	0,051	1032
1500	0,045	0,036	0,040	1250
1750	0,036	0,027	0,030	1430
2000	0,030	0,022	0,024	1613
3000	0,022	0,012	0,014	2245

$\delta_{\text{Tab.}}$ – deslocamento do tabuleiro no lado poente

δ_{P5} – deslocamento no topo do pilar P5

δ_{link} – deformação do dissipador

F_{link} – força no dissipador

Após esta análise preliminar foi testada a resposta considerando a média do conjunto dos 10 sismos. A resposta média revelou-se um pouco mais elevada do que a resposta obtida para o sinal de Friuli. Na tabela seguinte estão indicados os valores obtidos para a média dos 10 sismos.

Tabela 2 – Resultados para dissipadores com $\alpha=0,15$ (Média dos 10 sismos)

C $\text{kN m}^{-\alpha} \text{s}^{\alpha}$	$\delta_{\text{Tab.}}$ m	δ_{P5} m	δ_{link} m	F _{link} kN
1750	0,0445	0,0328	0,0366	1475
2000	0,0397	0,0284	0,0318	1670
2200	0,0363	0,0254	0,0283	1827

A análise revela que o uso de dissipadores com valores do parâmetro C da ordem dos 2000 $\text{kN m}^{-\alpha} \text{s}^{\alpha}$ permite uma redução de cerca de 50% no deslocamento do pilar P5, face aos resultados obtidos com base numa análise simplificada baseada em espectros de resposta. Verifica-se que esta solução permite não aumentar os valores das forças transmitidas ao encontro, quando comparado com a análise por espectros de resposta.

Nesta fase de Projeto de Execução, os resultados obtidos para o dimensionamento da estrutura consideraram a utilização de dissipadores com um valor de C de aproximadamente 2200 $\text{kN m}^{-\alpha} \text{s}^{\alpha}$. Este valor deverá ser confirmado numa fase mais avançada do projeto, quando houver informações mais detalhadas, particularmente sobre o solo de fundação.

3 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA – ESTADOS LIMITE ÚLTIMOS

3.1 Laje do tabuleiro

Tendo em consideração que o modelo contempla o efeito misto do funcionamento conjunto da laje com as carlingas e longarinas, o dimensionamento da laje foi baseado nos esforços obtidos neste modelo, tanto de flexão como axiais. Nas figuras seguintes, estão representadas, em escala de cores, as envolventes máximas e mínimas dos esforços atuantes na laje.

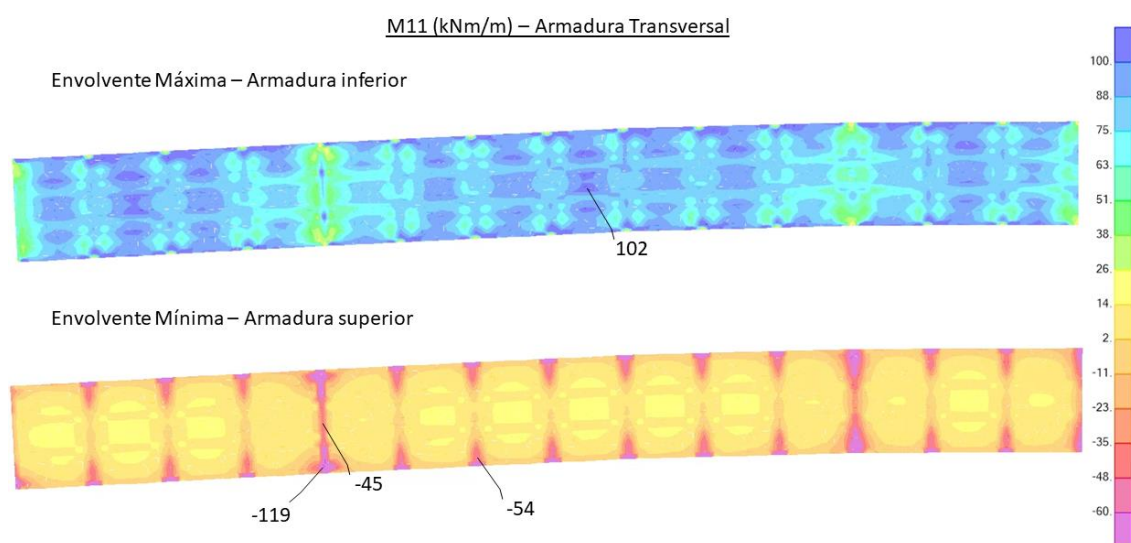


Figura 16 – Envolventes máxima e mínima de Momentos fletores transversais

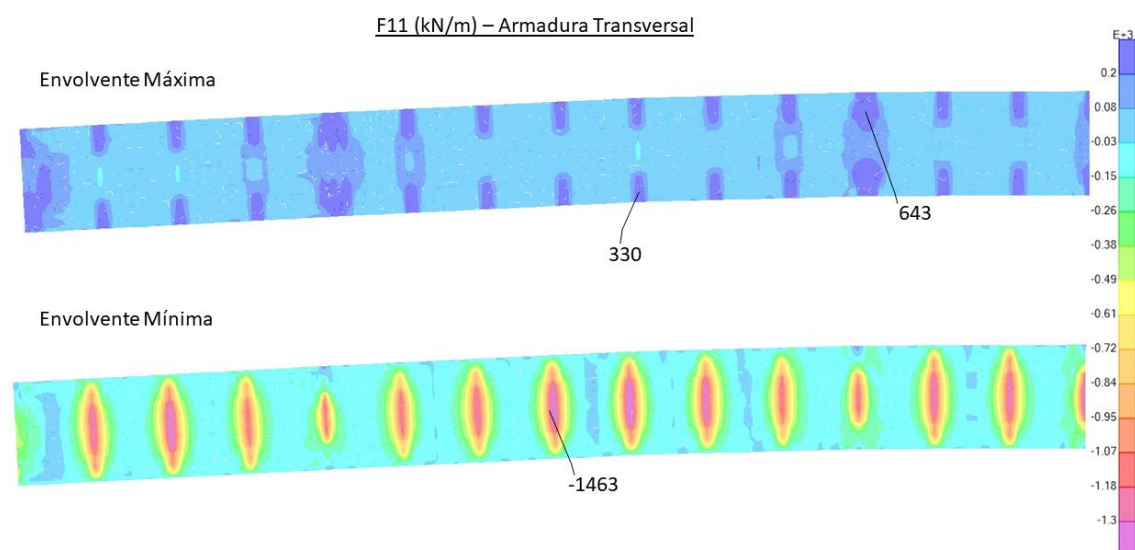


Figura 17 – Envolventes máxima e mínima de forças axiais transversais

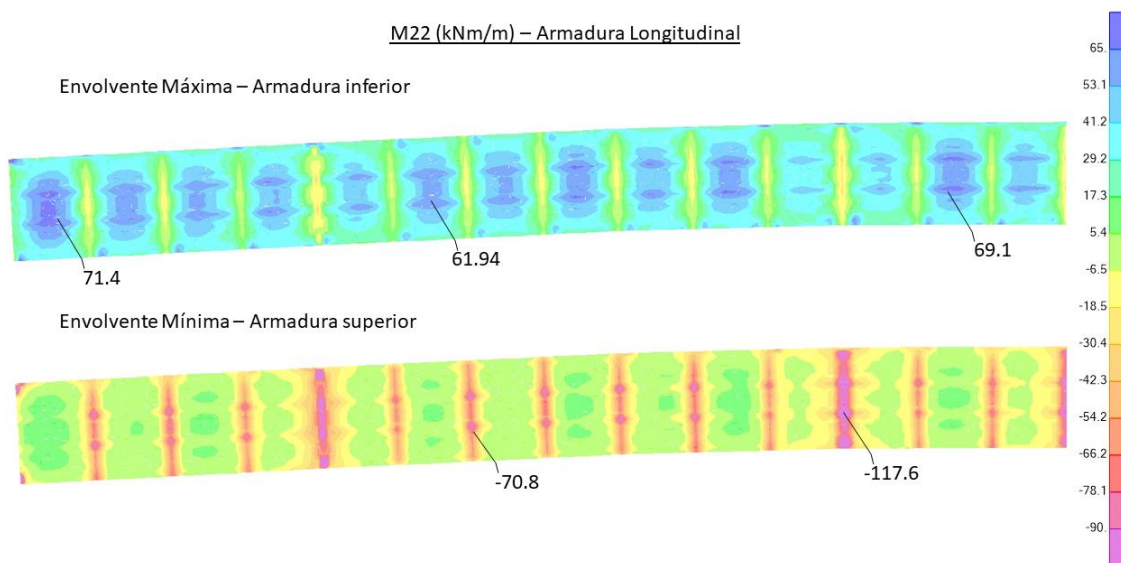


Figura 18 – Envolventes máxima e mínima de Momentos fletores longitudinais

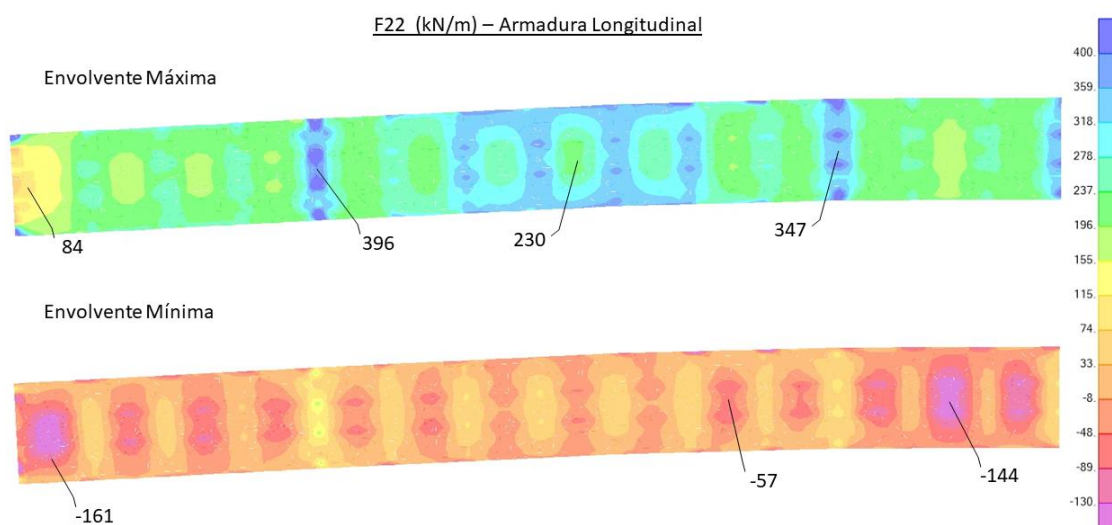


Figura 19 – Envolventes máxima e mínima de forças axiais longitudinais